

การเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหวโครงข้อแข็งด้วยเฟอร์โรซีเมนต์เสริมตะแกรงเหล็กฉีก

SEISMIC STRENGTHENING OF RIGID FRAME WITH FERROCEMENT AND EXPANDED METAL

ไพบุลย์ ปัญญาคะโป

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม E-mail: phaiboon.pa@spu.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้นำเสนอแบบจำลองเพื่อประเมินกำลังต้านทานของโครงข้อแข็งเสริมกำลังเสาและคานด้วยเฟอร์โรซีเมนต์เสริมตะแกรงเหล็กฉีก โดยมีการทดสอบโครงข้อแข็งเพื่อเปรียบเทียบกับแบบจำลองที่นำเสนอ ตัวอย่างโครงข้อแข็งมีขนาดกว้างและสูง 3.75x3.00 เมตร ขนาดเสา 0.25x0.25 เมตร และขนาดคาน 0.20x0.40 เมตร ตะแกรงเหล็กฉีกขนาด XS-63 และเหล็กฉากขนาด 25x25x3 มม. ได้ทำการทดสอบโครงตัวอย่างด้วยแรงกระทำด้านข้างจนกระทั่งวิบัติ ผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองที่นำเสนอ โครงข้อแข็งเดิมและโครงเสริมกำลังมีค่ากำลังต้านทาน 65.27 kN และ 101.77 kN ตามลำดับ ผลการทดสอบพบว่า โครงข้อแข็งเดิมและโครงเสริมกำลังมีค่ากำลังต้านทาน 70.25 kN และ 100.00 kN ตามลำดับ ผลการทดสอบแตกต่างจากการวิเคราะห์สำหรับโครงข้อแข็งเดิม 7.09% และโครงเสริมกำลัง 1.77% แสดงให้เห็นว่า แบบจำลองที่เสนอมานี้ สามารถใช้ในการออกแบบและประเมินกำลังต้านทานของโครงข้อแข็งที่เสริมกำลังได้

ABSTRACT: This paper presents the analytical model to evaluate the lateral strength of the reinforced concrete rigid frame strengthened with ferrocement and expanded metal. The experiment was conducted to verify the proposed model. The dimension of rigid frame was 3.75x3.00 meters with the column section of 0.25x0.25 m and beam 0.20x0.40 m. The sizes of expanded metal and steel angle were XS-63 and 25x25x3 mm., respectively. The specimens were subjected to lateral load up to failure. Based on the analytical model, the lateral strength of the existing frame and the retrofit frame were 65.27 kN and 101.77 kN, respectively. The test results appeared that the lateral strength of the existing frame and the retrofit frame were 70.25 kN and 100.00 kN, respectively. The difference between the test results and the analysis for the existing frame and the retrofit frame were 7.09% and 1.77%, respectively. The result shows that the proposed model of retrofitting can be used to design and evaluate the lateral strength of the retrofitted frame.

KEYWORDS: Seismic strengthening, Rigid frame, Expanded metal, Ferrocement.

1. ความสำคัญและที่มาของปัญหาวิจัย

เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ผ่านมา แสดงให้เห็นว่าอาคารขนาดเล็กที่ตั้งในเขตจังหวัดภาคเหนือมีความเสี่ยงที่จะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงกระทำแผ่นดินไหวได้ ในกลุ่มอาคารเหล่านี้ อาคารพาณิชย์มีความเสี่ยงที่จะเกิดความเสียหายเนื่องจากพฤติกรรมการวิบัติของเสาแบบชั้นอ่อน เนื่องจากอาคารชั้นล่างด้านหน้ามีลักษณะสูงโปร่ง มากกว่าชั้นบนซึ่งมีผนังก่อด้านหน้า ทำให้เสาอาคารชั้นล่างมีค่าสติฟเนสอ่อนกว่าชั้นบน ทำให้อาจเกิดการวิบัติลักษณะเสาเอนเนื่องจากแรงดัดที่โคน

เสาด้านล่างและปลายเสาด้านบนที่ต่อกับคานได้ การเสริมกำลังโครงสร้างเสาเพื่อป้องกันการวิบัติแบบชั้นอ่อน จึงเป็นสิ่งจำเป็นที่จะช่วยเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

การเสริมกำลังเสาที่ผ่านมา มีการใช้เฟอร์โรซีเมนต์ซึ่งเป็นวัสดุประกอบด้วยมอร์ตาร์กับเหล็กเสริมที่มีคุณสมบัติกระจายแรงและต้านทานแรงดึงได้ดี เช่น ลวดตาข่าย ในการเสริมกำลังเสาด้านหน้าตัดทรงกลม และเสาด้านหน้าตัดสี่เหลี่ยม [1] ทำให้กำลังรับน้ำหนักของเสาและความเหนียวเพิ่มมากขึ้น แต่การใช้ลวดตาข่ายพันรอบหน้าตัดเสาและฉาบด้วยปูนมอร์ตาร์

ด้าร์สำหรับเสากลมให้ประสิทธิภาพดีกว่าหน้าตัดเสาสีเหลี่ยม เนื่องจากหน่วยแรงกดอัดที่มุมเสาสีเหลี่ยมทำให้เกิดการแตกร้าวที่ขอบมุมเสาซึ่งเป็นเหลี่ยมคมได้ Kaish และคณะ [1] เสนอแนวทางแก้ปัญหา 2 วิธี คือ การเพิ่มลวดตาข่ายชั้นพิเศษที่มุมเสาและการทำมุมเสาให้กลม ผลการศึกษาช่วยลดผลกระทบจากหน่วยแรงกดอัดที่มุมเสาได้ อย่างไรก็ตาม การศึกษาการเสริมกำลังเสาด้วยเฟอร์โรซีเมนต์เพื่อปรับปรุงกำลังต้านทานแรงดัดของโครงสร้างลักษณะโครงข้อแข็งซึ่งมีพฤติกรรมแบบชั้นอ่อนยังมีจำกัด นอกจากนี้ การประเมินกำลังต้านทานของโครงข้อแข็งเสริมกำลัง จำเป็นต้องใช้แบบจำลองสำหรับโครงสร้างเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ ซึ่งการพัฒนาแบบจำลองเพื่อการประเมินกำลังยังมีอยู่จำกัด

2. วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

ก) เพื่อเสนอแบบจำลองในการวิเคราะห์กำลังต้านทานของโครงข้อแข็งเสริมกำลัง

ข) เพื่อทดสอบยืนยันความถูกต้องของแบบจำลองการเสริมกำลังโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก

3. เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

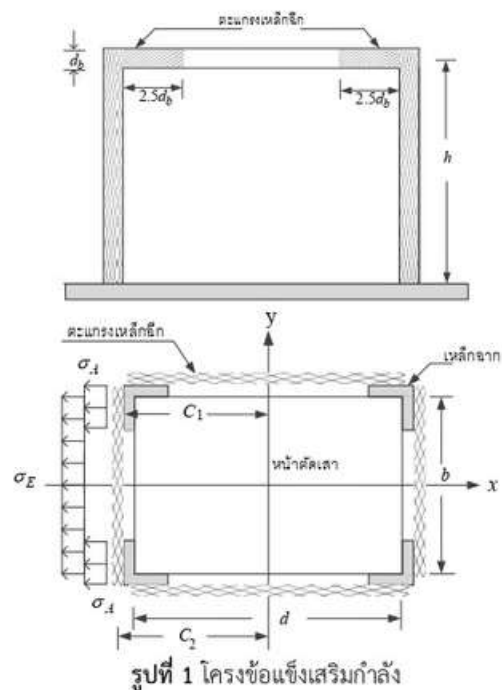
3.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ผลการศึกษาการใช้ตะแกรงเหล็กฉีกเสริมกำลังข้อต่อเสาและคาน โดย Shaaban และ Seoud [2] ผลการศึกษาพบว่า จำนวนชั้นของแผ่นตะแกรงที่เพิ่มขึ้นทำให้กำลังต้านทานและความเหนียวเพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วนกัน และการใช้เหล็กฉากช่วยเสริมยึดข้อต่อเสา-คาน ช่วยลดความเสียหายแตกร้าวของข้อต่อเสา-คานได้มาก การศึกษาผลกระทบของความสูงของการเสริมกำลังเสาด้วยวิธีคอนกรีตหุ้มเสาโดย Zaiter และ Lau [3] ซึ่งใช้การเสริมกำลังที่โคนเสาในช่วงความสูงจากโคนเสาเท่ากับ หนึ่งในสี่ และครึ่งหนึ่งของความสูงเสา พบว่า ความสูงของการเสริมกำลังที่เพิ่มขึ้นเป็น 1/2 เท่าของความสูงเสา ทำให้กำลังต้านทานเพิ่มขึ้นถึง 23% สำหรับแบบจำลองโครงสร้างที่มีผนังก่ออิฐเสริมกำลังด้วย

ตะแกรงเหล็กฉีก เสนอโดย Longthong และคณะ [4] ผลการทดสอบพบว่า แบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์กำลังต้านทานของโครงผนังก่ออิฐเสริมกำลังมีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบ โดยมีความแตกต่างกัน 5%

3.2 แบบจำลองการเสริมกำลังโครงข้อแข็ง

แบบจำลองการเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก แสดงในรูปที่ 1 ในการคำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ของหน้าตัดเสาสีเหลี่ยมใช้สมมติฐานว่า หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากการเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์มีการกระจายแบบสม่ำเสมอตลอดความสูงของเสา แสดงในรูปที่ 1



กำลังต้านทานโมเมนต์ของเสาที่มีการเสริมกำลัง (M_{sc}) คำนวณได้จาก ผลรวมของกำลังต้านทานโมเมนต์ของเสาเดิม (M_{exc}) และโมเมนต์ที่จุดครากของวัสดุเสริมกำลัง (M_{y-F}) ดังนี้

$$M_{sc} = M_{exc} + M_{y-F} \quad (1)$$

เมื่อพิจารณาสถานะการรับแรงที่จุดคราก หน่วยแรงของเหล็กฉากและตะแกรงเหล็กฉีกจะมีค่าถึงระดับจุดคราก กำหนดด้วย σ_A และ σ_E ตามลำดับ ดังนั้น โมเมนต์ที่จุด

ครากของเฟอร์โรซีเมนต์ (M_{y-F}) คำนวณได้จากผลรวมของโมเมนต์ที่จุดครากของเหล็กฉากและตะแกรงเหล็กฉีก ดังนี้

$$M_{y-F} = \sum_{i=1}^n \sigma_A \left(\frac{I_1}{C_1} \right) + \sum_{i=1}^n \eta \cdot \sigma_E \left(\frac{I_2}{C_2} \right) \quad (2)$$

เมื่อ I_1 และ C_1 คือ โมเมนต์อินเนอร์เซียของเหล็กฉากและระยะห่างจากจุดศูนย์กลางของเสาไปถึงผิวของเหล็กฉาก I_2 และ C_2 คือ โมเมนต์อินเนอร์เซียของเฟอร์โรซีเมนต์และระยะห่างจากจุดศูนย์กลางของเสาไปยังตะแกรงเหล็กฉีก η คือ ตัวคูณประสิทธิภาพของวัสดุเสริมกำลัง สำหรับตะแกรงเหล็กฉีกใช้เท่ากับ 0.65 ตาม ACI 549.1R-93 [5]

กำลังต้านทานด้านข้างของโครงข้อแข็งเปล่าที่มีการเสริมกำลัง (R_{BF-S}) คำนวณได้ ดังนี้

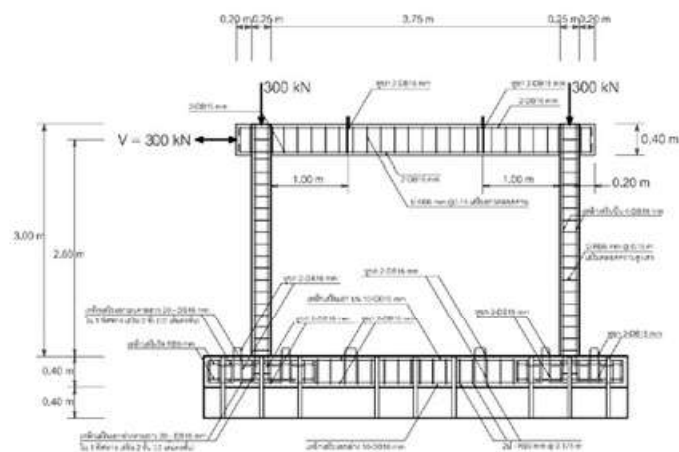
$$R_{BF-S} = \frac{2(M_{pj} + M_{sc})}{h} = \frac{2(M_{pj} + M_{exc} + M_{y-F})}{h} \quad (3)$$

เมื่อ M_{pj} คือ โมเมนต์ของข้อต่อ จากค่าที่น้อยสุดของ M_{pc} , M_{pb} และโมเมนต์ของข้อต่อเสา-คาน M_{pc} , M_{pb} คือ โมเมนต์พลาสติกของเสาและคาน ตามลำดับ

4. วิธีการดำเนินการวิจัย

4.1 โครงข้อแข็งตัวอย่าง

ในการศึกษานี้ ได้คัดเลือกโครงข้อแข็งจากอาคารพาณิชย์สูง 3 ชั้น จากโครงด้านหน้าของอาคารโดยเสามีความสูง 3.00 เมตร ขนาดเสา 0.25x0.25 เมตร และคานมีความยาว 3.75 เมตร ขนาดคาน 0.20x0.40 เมตร (รูปที่ 2)

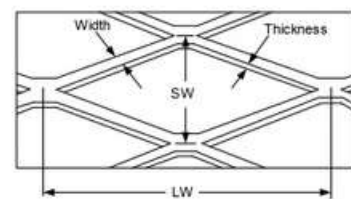


รูปที่ 2 โครงข้อแข็งต้นแบบ

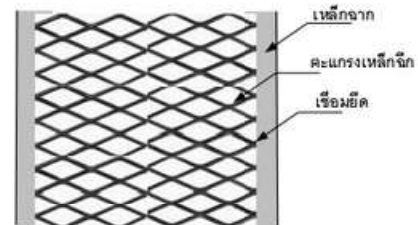
วัสดุคอนกรีตมีกำลังอัดประลัยรูปทรงกระบอก 21 MPa เหล็กเสริมตามยาวสำหรับเสาและคานใช้เหล็กข้ออ้อยเกรด SD40 เหล็กปลอกใช้เหล็กกลม SR24 เมื่อคำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของเสาและคานได้เท่ากับ 47.43 kN-m และ 207.01 kN-m ตามลำดับ โครงสร้างจึงมีลักษณะเสาอ่อนและคานแข็ง ซึ่งพบได้ในอาคารพาณิชย์ทั่วไป โดยจัดเตรียมโครงข้อแข็งเดิมซึ่งเป็นตัวอย่างควบคุมเรียกว่า BF และตัวอย่างโครงข้อแข็งเสริมกำลังเรียกว่า BFS

4.2 การเสริมกำลังโครงข้อแข็งตัวอย่าง

วัสดุตะแกรงเหล็กฉีกที่ใช้เสริมกำลังเสาและคานในการศึกษานี้ ใช้ขนาด XS-63 ตามมาตรฐาน JIS G3351-87 [6] มีรายละเอียดขยายตะแกรงแสดงในรูปที่ 3ก ซึ่งมีกำลังดึงจุดครากและกำลังดึงประลัยของตะแกรงเหล็กฉีกเท่ากับ 340 MPa และ 400 MPa ตามลำดับ โดยมีขนาดช่องเปิดด้านยาว (LW) และขนาดช่องเปิดด้านสั้น (SW) เท่ากับ 76.2 มม. และ 34.0 มม. ตามลำดับ ขนาดความกว้างและความหนาของขาตะแกรงเหล็ก เท่ากับ 4.5 มม. ตะแกรงเหล็กฉีกมีการเชื่อมยึดกับเหล็กฉากขนาด 25x25x3 มม. ที่มุมของเสาทั้งสี่มุมแสดงในรูปที่ 3ข และฉาบผิวด้วยปูนมอร์ตาร์ ใช้อัตราส่วนผสมปูนซีเมนต์ต่อทราย เท่ากับ 1:2



ก) รูปขยายตะแกรงเหล็กฉีก



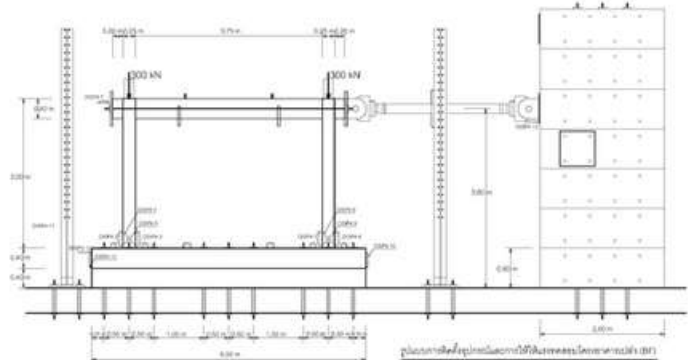
ข) รูปด้านข้างการเสริมกำลังเสา

รูปที่ 3 การเสริมกำลังโครงข้อแข็งและตะแกรงเหล็กฉีก

จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองที่เสนอมานี้ ได้ค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของเสาเดิมและเสาเสริมกำลังเท่ากับ 47.43 kN-m และ 102.18 kN-m ตามลำดับ และกำลังต้านทานด้านข้างของโครงข้อแข็งเดิมและโครงเสริมกำลังเท่ากับ 65.27 kN และ 101.77 kN ตามลำดับ ซึ่งจะได้้นำผลการวิเคราะห์นี้ไปเปรียบเทียบกับทดสอบต่อไป

4.3 การทดสอบโครงข้อแข็งในห้องปฏิบัติการ

ตัวอย่างโครงข้อแข็งติดตั้งบนฐานยึดกับพื้นห้องปฏิบัติการและติดตั้งเครื่องทดสอบแรงกระทำด้านข้างขนาด 1500 kN ซึ่งค้ำยันด้วยผนังคอนกรีต แสดงในรูปที่ 4 โดยมีการให้น้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งกระทำที่เสาทั้งสองต้นด้วยเครื่องอัดไฮดรอลิกขนาด 300 kN มีการติดตั้งเครื่องวัดค่าการเคลื่อนที่ของปลายคาน ปลายเสาบนและโคนเสาล่างด้วยอุปกรณ์การตรวจวัดการเคลื่อนตัวแบบความเครียด การให้แรงกระทำทางด้านข้างใช้การผลักแบบไป-กลับโดยควบคุมการเคลื่อนที่ด้วยค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวระหว่างชั้น ตามเอกสาร FEMA 461 [7] เท่ากับ 0.1% จนกระทั่งถึง 0.5% หลังจากนั้นจะมีการเพิ่มการเคลื่อนที่ทุกระยะ 0.25% จนกระทั่งตัวอย่างวิบัติ



รูปที่ 4 การทดสอบแรงกระทำด้านข้างของโครงข้อแข็งในห้องปฏิบัติการ

5. ผลการวิจัย

5.1 ตัวอย่างโครงข้อแข็งเดิม (BF)

ตัวอย่างโครงข้อแข็งทดสอบ BF มีลักษณะความเสียหายของเสาเนื่องจากเสาอ่อนและคานแข็ง โดยมีพฤติกรรมการ

เคลื่อนตัวและความเสียหาย ดังนี้ เมื่อเริ่มมีการให้แรงกระทำทางด้านข้างไปที่ระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.1% ถึง 0.3% โครงอาคารไม่ปรากฏรอยแตกร้าวใดๆ การทดสอบดำเนินไปถึงระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 3.5 % ทำให้โครงข้อแข็งทดสอบมีการเอียงอย่างเห็นได้ชัด แสดงในรูปที่ 5ก เกิดรอยแตกร้าวที่ปลายเสาสวนบนบริเวณรอยต่อเสาและคาน แสดงในรูปที่ 5ข และโคนเสาส่วนล่างเกิดรอยแตกร้าวขนาดใหญ่รูปที่ 5ค และทำให้เสาไม่สามารถรับกำลังต่อไปได้ เสาเกิดการวิบัติแบบการดัด ความสามารถรับกำลังทางด้านข้างลดลงต่ำกว่าเกินกว่า 80% จึงยุติการทดสอบ



ก) การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 3.5%



ข) การแตกร้าวที่ปลายเสาบน



ค) การแตกร้าวที่โคนเสา

รูปที่ 5 การวิบัติของโครงข้อแข็งเดิม BF

5.2 ตัวอย่างโครงข้อแข็งเสริมกำลัง (BFS)

ตัวอย่างโครงข้อแข็งเสริมกำลัง BFS มีลักษณะความเสียหายของเสาเป็นลักษณะการวิบัติเนื่องจากข้อต่ออ่อนแอ แสดงในรูปที่ 6 ก โดยเมื่อเริ่มมีการให้แรงกระทำไปยังค่าระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (Drift) 0.1% ถึง 0.5% โครงอาคารไม่ปรากฏรอยแตกร้าวใดๆ การทดสอบดำเนินไปถึงระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 4.00% ข้อต่อเสาและคานทั้งสองด้านของโครงอาคารเกิดรอยแตกร้าวบริเวณข้อต่อเสาและคาน(รูปที่ 6ข) เกิดการหลุดร่อนของปูนฉาบจนเห็นตะแกรงเหล็กฉีกที่เสริมหุ้มอยู่ด้านในเสา สำหรับโคนเสา มีรอยแตกร้าวของ

คอนกรีตเนื่องจากแรงดัด ในช่วงตั้งแต่วางเสาถึงบริเวณความสูง 60 ซม. (รูปที่ 6 ค) ผลของการเสริมกำลังด้วยตะแกรงเหล็กฉีกหุ้มเสาและคาน แสดงให้เห็นว่า สามารถปรับปรุงกำลังต้านทานแรงดัดบริเวณปลายเสาด้านบนและปลายคานที่ติดกับเสาให้แข็งแรงขึ้น การวิบัติจึงเปลี่ยนเป็นบริเวณข้อต่อซึ่งมีความอ่อนแอกว่าเสาและคาน



น) การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 4.0%

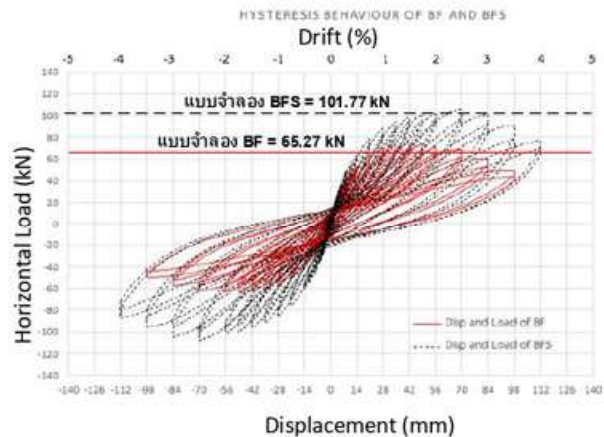


ข) การแตกร้าวที่ข้อต่อเสา-คาน ค) การแตกร้าวที่โคนเสา
รูปที่ 6 การวิบัติของโครงข้อแข็งเสริมกำลัง BFS

5.3 พฤติกรรมการรับแรงแบบไปกลับของโครงข้อแข็ง

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและการเคลื่อนที่ระหว่างโครงข้อแข็งและโครงข้อแข็งเสริมกำลัง แสดงในรูปที่ 7 จากผลการทดสอบนี้ นำไปคำนวณหาค่าสติเฟเนสและความเหนียวของโครงสร้าง ดังนี้ โครงข้อแข็งเดิม BF และโครงข้อแข็งเสริมกำลัง BFS มีกำลังต้านทาน ณ จุดครากเท่ากับ 60 kN และ 80 kN ตามลำดับ และมีการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก 21 มม. ค่าสติเฟเนสเท่ากับ 2.86 kN/mm และ 3.81 kN/mm ตามลำดับ BFS มีสติเฟเนสเพิ่มขึ้น 33% มากกว่าโครงข้อแข็งเดิม สำหรับค่าความเหนียว คำนวณจากอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนที่ ที่ระยะ 80% ของกำลังสูงสุดและการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก สำหรับ BF และ BFS มีค่าเท่ากับ 4.00

และ 5.33 ตามลำดับ BFS มีความเหนียวเพิ่มขึ้น 33% มากกว่าโครงข้อแข็งเดิม และโครงเสริมกำลัง BFS มีกำลังต้านทานสูงสุด 100 kN เพิ่มมากขึ้นกว่า BF ซึ่งมีกำลังต้านทาน 70.25 kN ถึง 42% คิดเป็น 1.42 เท่าของโครงข้อแข็งเดิม



รูปที่ 7 พฤติกรรมของโครงข้อแข็ง BF และโครงข้อแข็งเสริมกำลัง BFS โครงข้อแข็งเดิม BF มีการวิบัติแบบเสาอ่อน เนื่องจากกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของเสาเดิม 47.43 kN-m น้อยกว่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นสูงสุดที่ข้อต่อเสา-คาน 52.5 kN-m ในขณะที่กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคาน เท่ากับ 207.01 kN-m ซึ่งมีค่าสูงกว่าเสามาก ทำให้เสาเกิดการแตกร้าวเนื่องจากการดัดที่ปลายเสาด้านบน สำหรับโครงข้อแข็งเสริมกำลัง BFS มีกำลังต้านทานโมเมนต์ 102.18 kN-m มากกว่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นสูงสุดที่ข้อต่อเสา-คาน 75 kN-m จึงป้องกันการวิบัติของปลายเสาด้านบนได้ แต่เนื่องจากกำลังต้านทานโมเมนต์ของข้อต่อเสา-คาน $M_{pj} = 50.48$ kN-m มีค่าน้อยกว่าเสา จึงทำให้เกิดการวิบัติบริเวณข้อต่อเสา-คานได้

ผลการวิเคราะห์กำลังต้านทานด้วยแบบจำลองให้ค่ากำลังต้านทานสูงสุดของโครงข้อแข็งเดิม BF และโครงข้อแข็งเสริมกำลัง BFS เท่ากับ 65.27 kN และ 101.77 kN ตามลำดับ เปรียบเทียบกับผลการทดสอบโครงข้อแข็งเดิม BF และโครงข้อแข็งเสริมกำลัง BFS เท่ากับ 70.25 kN และ 100.00 kN ตามลำดับ แตกต่างกัน 7.09% และ 1.77% ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่า แบบจำลองการเสริมกำลังโครงข้อแข็งสามารถประเมินกำลังต้านทานได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ

6. สรุปผลและข้อเสนอแนะ

6.1 สรุปผล

ก) กำลังต้านทานของโครงข้อแข็งเสริมกำลังที่ได้จากผลการทดสอบแตกต่างจากการวิเคราะห์เพียง 1.77% แสดงให้เห็นว่า แบบจำลองการเสริมกำลังโครงข้อแข็งที่เสนอมานี้สามารถใช้ในการออกแบบและประเมินกำลังต้านทานของโครงข้อแข็งที่เสริมกำลังได้

ข) โครงข้อแข็งเสริมกำลังให้ค่ากำลังต้านทานสูงสุด 100 kN มากกว่าโครงข้อแข็งเดิม (70.25 kN) คิดเป็นการเพิ่มขึ้น 42% เนื่องจากเฟอร์โรซีเมนต์และตะแกรงเหล็กฉีกมีส่วนปรับปรุงเพิ่มกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดได้อย่างมาก และยังทำให้ค่าสตีเฟนเดิม (2.86 kN/mm) และความเหนียวเดิม (4.0) เพิ่มขึ้นเป็นค่าสตีเฟนเดิมใหม่ 3.81 kN/mm และความเหนียวใหม่เท่ากับ 5.33 คิดเป็นการเพิ่มขึ้น 33% อย่างไรก็ตาม การเพิ่มขึ้นนี้ใช้สำหรับการศึกษานี้เท่านั้น ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับ การออกแบบขนาดและปริมาณของตะแกรงเหล็กฉีก

6.2 ข้อเสนอแนะในการวิจัยต่อไป

ก) การศึกษานี้ ใช้ตัวอย่างโครงข้อแข็งที่มีขนาดความกว้างและความสูงที่ใช้กันโดยทั่วไป ยังไม่ครอบคลุมโครงสร้างที่มีช่วงคานกว้าง และโครงสร้างที่มีความสูงมาก ซึ่งอาจทำให้การวิบัติของโครงสร้างเปลี่ยนไปจากการศึกษานี้ได้ ส่งผลให้การเสริมกำลังอาจเปลี่ยนรูปแบบไปได้

ข) หากต้องการเสริมกำลังป้องกันการวิบัติบริเวณข้อต่อเสา-คาน ควรมีการศึกษาวิธีการเสริมกำลังบริเวณข้อต่อเสา-คานเพิ่มเติม เช่น การใช้เหล็กฉากเพิ่มช่วยยึดบริเวณข้อต่อนี้เป็นต้น

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนทุนวิจัยจากสำนักงานการวิจัยแห่งชาติ (วช.) ผู้วิจัยขอขอบคุณสำนักงานการวิจัยแห่งชาติ และคณะทำงานในห้องปฏิบัติการที่ทำให้การดำเนินงานวิจัยสำเร็จด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

- [1] Kaish A.B.M.A., Jamil M., Raman S.N., Zain M.F.M., Alam M.R. (2016). An approach to improve conventional square ferrocement jacket for strengthening application of short square RC column, *Materials and Structures*, 49, pp.1025–1037.
- [2] Shaaban I.G., Seoud O.A. (2018). Experimental behavior of full-scale exterior beam-column space joints retrofitted by ferrocement layers under cyclic loading. *Case Studies in Construction Materials*, 8, pp. 61–78.
- [3] Zaiter A., Lau T.L. (2021). Experimental study of jacket height and reinforcement effects on seismic retrofitting of concrete columns. *Structures*, 31, pp. 1084–1095.
- [4] Longthong, S., Panyakapo P. and Ruangrassamee, A. (2020) “Seismic Strengthening of RC Frame and Brick Infill Panel using Ferrocement and Expanded Metal” *Engineering Journal*, Vol. 24, No. 3, pp.45-59.
- [5] American Concrete Institute. (1993). ACI 549.1R-93:1993. Guide for the design construction and repair of ferrocement: *ACI Committee Report*. ACI.
- [6] Japanese Standards Association. (1987). Expanded Metal Standard by Japanese Industrial Standard . *JIS G3351*.
- [7] Federal Emergency Management Agency. (2007). FEMA. Interim Testing Protocol for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components. *Report no. FEMA 461*. Redwood City.