

ผลกระทบของจุดต่อระหว่างผนังและโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก
ต่อสมรรถนะในการต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างที่มีผนังอิฐ
Effects of Wall-RC Frame Connection on Lateral Load Resisting Performance
of Masonry Infilled Structures

จรัญ ศรีชัย^{1*} และ สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์²

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา^{1*}

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี²

E-mail: srechai@eng.buu.ac.th^{1*}, sutat.lee@kmutt.ac.th²

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาพฤติกรรมของผนังอิฐภายใต้แรงด้านข้างในระนาบ เพื่อพัฒนารูปแบบจุดต่อระหว่างผนังและโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีประสิทธิภาพในการต้านทานแผ่นดินไหวและลดความเสียหายของโครงสร้าง โดยการทดสอบชิ้นส่วนโครงสร้างผนังอิฐภายใต้แรงด้านข้างแบบวัฏจักรร่วมกับการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ผลการศึกษาพบว่าความสามารถในการส่งถ่ายแรงของจุดต่อระหว่างผนังและคานมีผลกระทบอย่างมากต่อสมรรถนะในการต้านทานแรงและความเสียหายที่เกิดขึ้นในผนัง การใช้เดือยเหล็กรับแรงเฉือนร่วมกับคานทับหลังคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นตัวเชื่อมต่อระหว่างผนังและคานสามารถส่งถ่ายแรงได้ในระดับที่เหมาะสม เมื่อแรงที่ส่งถ่ายผ่านจุดต่อถึงขีดจำกัดผนังสามารถเลื่อนไกลได้ทำให้ความเสียหายที่เกิดขึ้นในผนังลดลง เมื่อใช้รูปแบบจุดต่อที่พัฒนาขึ้นร่วมกับการเว้นช่องว่างระหว่างผนังและเสา สติพเนสและกำลังต้านทานแรงด้านข้างของระบบโครงสร้างมีค่าสูงขึ้นอย่างมากเทียบกับโครงต้านแรงดัดที่ไม่มีผนัง ที่สำคัญวิธีการนี้สามารถป้องกันการวิบัติด้วยแรงเฉือนของเสาเนื่องจากแรงปฏิสัมพันธ์จากผนังได้อีกด้วย

คำสำคัญ : ผนังอิฐ; รูปแบบจุดต่อ; โครงต้านแรงดัด; แรงแบบวัฏจักร; ไฟไนต์เอลิเมนต์

Abstract

In this research, the structural behavior of masonry walls under lateral in-plane loading was evaluated. The goal was to develop an effective construction detail for the wall-reinforced concrete frame connection to increase lateral load resisting performance and reduce structural damages of the seismic-resistant structures. Masonry wall structural components were tested under in-plane horizontal cyclic loads. Finite element analysis was also carried out to evaluate the structural behavior of the tested specimens and masonry infilled reinforced concrete frames.

Based on the results, the load transfer capability of the wall-beam connection had a significant effect on the load resisting performance and damage level of the wall. Utilizing steel shear dowels and reinforced concrete tie beam at the wall-beam connection showed a suitable load transfer capability. Once the transferred load exceeds a certain threshold, a slip between wall and beams can occur, and consequently, reduce the wall's damages. Applying a proposed construction detail and providing the gap between wall and columns, the lateral stiffness and strength of the structural system significantly increased, compared with those of the bare frame. Moreover, the column shear failure due to the wall-frame interaction force was eliminated.

Keywords: Masonry wall; Construction detail; Moment frames; Cyclic load; Finite element

1. บทนำ

โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐ เป็นระบบโครงสร้างที่ใช้กันอย่างแพร่หลาย โดยเฉพาะในอาคารที่มีขนาดเล็กและขนาดกลาง การออกแบบโครงสร้างประเภทนี้มักจะไม่พิจารณาผลกระทบของผนังอิฐที่มีต่อพฤติกรรมการต้านทานแรงของโครงสร้าง เนื่องจากการสร้างแบบจำลองเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างมีความซับซ้อนและไม่สะดวกต่อการใช้งาน อย่างไรก็ตามจากการศึกษาวิจัยและการสำรวจความเสียหายของอาคารหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว พบว่าในกรณีที่มีการก่อสร้างอย่างเหมาะสมผนังอิฐสามารถเพิ่มกำลังต้านทานแรงด้านข้าง สติฟเนส และความสามารถในการสลายพลังงานให้กับโครงสร้างได้อย่างมาก [1, 2] ในทางกลับกันผนังอิฐสามารถส่งผลกระทบต่อโครงสร้างได้ เช่น ก่อให้เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในเสาและจุดต่อเสาคาน [3, 4] และพบได้บ่อยในโครงสร้างดัดคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทที่มีความเหนียวจำกัด [5-7] การวิบัติดังกล่าวเกิดขึ้นเนื่องจากมีแรงปริมาณมากส่งถ่ายจากผนังอิฐไปยังเสากายหลังจากที่ผนังเกิดความเสียหายและก่อให้เกิด

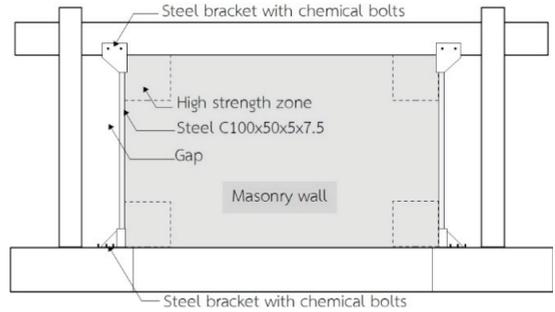
พฤติกรรมแบบเสาสั้น (captive column) การวิบัติรูปแบบนี้สามารถพบได้ในเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีความแรงระดับกลาง [7] ในปัจจุบันสำหรับอาคารที่จะก่อสร้างใหม่ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว กรมโยธาธิการและผังเมือง [8] ได้กำหนดให้พิจารณาผลกระทบของผนังอิฐในการออกแบบโครงสร้าง โดยจะต้องออกแบบให้เสามีกำลังต้านทานแรงเฉือนที่เพียงพอเมื่อพิจารณาผลของแรงปฏิสัมพันธ์จากผนังกรณีของอาคารที่มีอยู่เดิมมีงานวิจัยจำนวนมาก [9-15] เสนอวิธีการเพิ่มความเหนียวให้กับผนังอิฐและเสาของโครงสร้างดัดโดยการเสริมกำลังด้วยวัสดุชนิดต่าง ๆ อาทิ การเสริมเหล็กตะแกรงในชั้นปูนฉาบของผนังและเสา การใช้วัสดุประเภท CFRP เสริมที่ผิวนอกของโครงสร้าง และการใช้เดือยเหล็กรับแรงเฉือนเสริมความแข็งแรงบริเวณจุดต่อระหว่างโครงสร้างแรงดัดและผนังเพื่อลดแรงปฏิสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นระหว่างผนังและเสา เมื่อใช้วิธีการดังกล่าวพบว่าตัวอย่างทดสอบมีสมรรถนะที่ดีขึ้น มีความสามารถในการเคลื่อนตัวด้านข้างและการต้านทานแรงด้านข้างเพิ่มขึ้นในช่วงแรก อย่างไรก็ตามเมื่อตัวอย่างทดสอบ

มีระยะเคลื่อนตัวด้านข้างถึงระดับหนึ่ง จุดต่อระหว่างโครงต้านแรงดัดและผนังก็จะเกิดความเสียหายเนื่องจากเหล็กเดือยหรือแผ่น CFRP หลุดจากผนังส่งผลให้กำลังต้านทานของตัวอย่างทดสอบลดลงอย่างกะทันหัน ก่อให้เกิดความเสียหายที่รุนแรงขึ้นในเสา จากข้อมูลข้างต้นจะเห็นว่าการถ่ายแรงจากผนังไปสู่โครงต้านแรงดัดอย่างเหมาะสมสามารถลดความเสียหายที่จะเกิดขึ้นในเสาและส่งผลให้โครงสร้างมีสมรรถนะในการต้านทานแรงดัดด้านข้างที่ดีขึ้น

ในบทความนี้จึงทำการศึกษผลกระทบของจุดต่อระหว่างผนังอิฐและโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กต่อสมรรถนะในการต้านทานแรงดัดด้านข้างในระนาบของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐโดยใช้วิธีการทดสอบร่วมกับการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ เพื่อพัฒนารูปแบบจุดต่อระหว่างผนังและโครงต้านแรงดัดที่เหมาะสม

2. กรอบแนวคิดในการปรับปรุงสมรรถนะโครงสร้าง

Srechai และ Lukkunaprasit [3] ได้เสนอวิธีการปรับปรุงสมรรถนะของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐ โดยการเว้นช่องว่างระหว่างผนังอิฐและเสา จากนั้นปรับปรุงการส่งถ่ายแรงจากผนังไปสู่โครงต้านแรงดัดโดยใช้หูช้างเหล็กดังแสดงในภาพที่ 1 พบว่าวิธีการนี้ส่งผลให้สมรรถนะในการต้านทานแรงของโครงสร้างดีขึ้นอย่างมากและไม่มี ความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนเกิดขึ้นในเสาและจุดต่อเสาคาน ที่ระยะเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพัทธ์ (drift) 2.00% พบเพียงการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด (flexural cracks) และการแตกร้าวขนาดเล็กเนื่องจากแรงดัดร่วมกับแรงเฉือน (flexural-shear cracks) อย่างไรก็ตามการปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีนี้ยังมีข้อจำกัดในการนำไปใช้ในทางปฏิบัติ



ภาพที่ 1 วิธีการปรับปรุงโครงต้านแรงดัดที่มีผนังอิฐ [3]

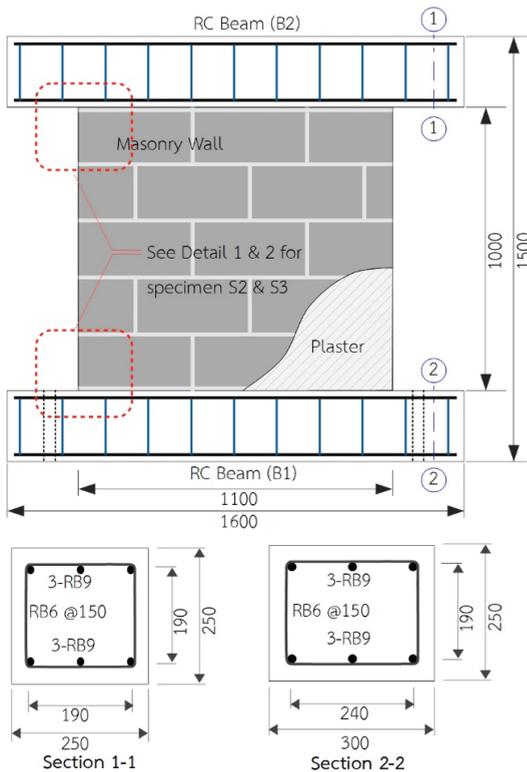
การศึกษานี้จะใช้กรอบแนวคิดในการปรับปรุงโครงสร้างด้วยการเว้นช่องว่างระหว่างผนังอิฐและเสาที่เสนอโดย Srechai และ Lukkunaprasit [3] โดยมุ่งเน้นไปที่การพัฒนาการส่งถ่ายแรงระหว่างผนังและโครงต้านแรงดัดด้วยการปรับปรุงรายละเอียดของจุดต่อระหว่างผนังและคานให้มีประสิทธิภาพและเหมาะสมต่อการนำไปใช้งาน โดยจะทำการศึกษสมรรถนะในการส่งถ่ายแรงของจุดต่อระหว่างผนังและคานจำนวน 4 รูปแบบคือ จุดต่อที่ไม่มีมีการปรับปรุงรายละเอียดซึ่งส่งถ่ายแรงผ่านแรงยึดเหนี่ยวและแรงเสียดทานระหว่างผนังอิฐและคาน จุดต่อที่ใช้เดือยเหล็กต้านแรงเฉือน (shear dowel bars) ร่วมกับคานทับหลังคอนกรีตเสริมเหล็ก (reinforced concrete tie beams) จุดต่อที่ใช้เดือยเหล็กต้านแรงเฉือนร่วมกับคานทับหลังคอนกรีตที่ไม่มีเสริมเหล็ก (concrete tie beams) และจุดต่อที่ใช้หูช้างคอนกรีตเสริมเหล็กในการส่งถ่ายแรง

3. การศึกษาโดยวิธีการทดสอบ

การศึกษานี้จะทำการทดสอบชิ้นส่วนโครงสร้างที่ประกอบด้วยผนังอิฐและคานภายใต้แรงดัดคงที่ในแนวตั้งร่วมกับแรงดัดด้านข้างในระนาบแบบวัฏจักรเพื่อศึกษาสมรรถนะในการต้านทานแรงของจุดต่อแต่ละแบบ

3.1 ตัวอย่างทดสอบและวิธีการทดสอบ

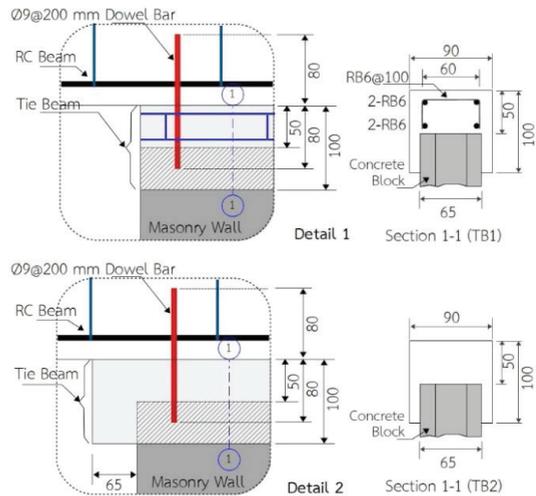
ตัวอย่างทดสอบจะใช้ผนังอิฐที่ก่อด้วยคอนกรีตบล็อกชนิดไม่รับน้ำหนัก ขนาด 65×190×400 mm ซึ่งเป็นคอนกรีตบล็อกที่มีขายทั่วไป (ขนาดและมิติไม่เป็นไปตามมาตรฐาน มอก.58-2533) และมีการฉาบผิวหน้าผนังทั้งสองด้านด้วยมอร์ตาร์หนา 17.5 mm ทำให้มีความหนาโดยรวมประมาณ 100 mm ผนังมีขนาด 1000 × 1100 mm มีคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ขอบบนและล่างของผนัง ภาพที่ 2 แสดงขนาดและรายละเอียดของตัวอย่างที่ไม่มีการปรับปรุงรายละเอียดจุดต่อ (S1)



ภาพที่ 2 ตัวอย่างทดสอบ S1

ตัวอย่างทดสอบที่มีการปรับปรุงจุดต่อโดยใช้เดือยเหล็กต้านแรงเฉือนร่วมกับคานทับหลังคอนกรีตเสริมเหล็ก (S2) และตัวอย่างที่ใช้จุดต่อแบบเดือยเหล็กต้านแรงเฉือนร่วมกับคานทับหลังคอนกรีต

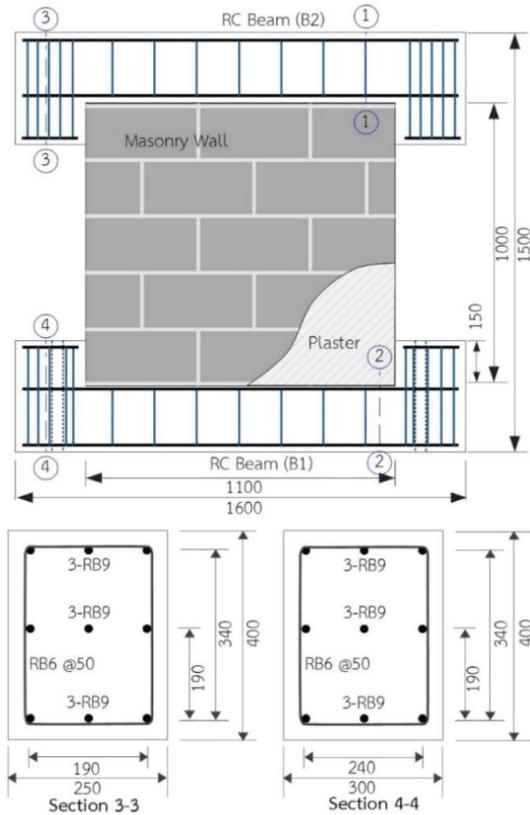
ที่ไม่มีการเสริมเหล็ก (S3) จะมีขนาดและรายละเอียดเช่นเดียวกับตัวอย่าง S1 โดยมีการใช้จุดต่อระหว่างผนังและคานดัดภาพที่ 3 โดย S2 และ S3 จะใช้ Detail 1 และ Detail 2 ตามลำดับ ขนาดและรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบที่ใช้หูช้างคอนกรีตเสริมเหล็กในการส่งถ่ายแรง (S4) แสดงในภาพที่ 4 คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบทั้งหมดได้จากการทดสอบกำลังวัสดุตามมาตรฐานที่เกี่ยวข้อง ณ วันที่ทำการทดสอบตัวอย่างผนังแสดงดังตารางที่ 1



ภาพที่ 3 จุดต่อของตัวอย่างทดสอบ S2 และ S3

ตารางที่ 1 คุณสมบัติทางกลของวัสดุ

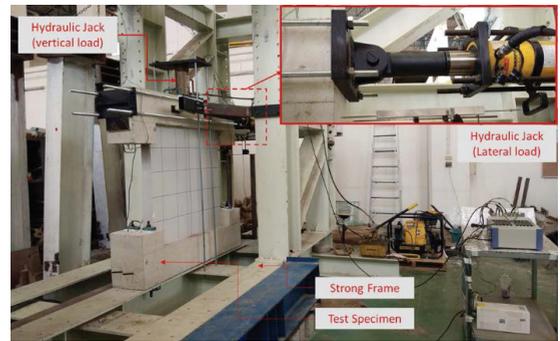
คุณสมบัติ		(MPa)
กำลังอัดของอิฐก่อนในแนวตั้งฉากกับแนวก่อ (f_m)		5.91
กำลังอัดของอิฐก่อนในแนวนานกับแนวก่อ (f_{mb})		4.90
กำลังอัดของคอนกรีต (f_c)		10.19
กำลังอัดของมอร์ตาร์ที่ใช้อก่อ (f_{cm})		10.00
กำลังอัดของมอร์ตาร์ที่ใช้ฉาบ (f_{cp})		6.87
กำลังดึงที่จุดครากของเหล็ก (f_y)	RB6	328
	RB9	309
กำลังดึงสูงสุดของเหล็ก (f_u)	RB6	436
	RB9	397



ภาพที่ 4 ตัวอย่างทดสอบ S4

การทดสอบตัวอย่างใช้วิธีการให้แรงกระทำแบบควบคุมการเคลื่อนที่ (displacement control) โดยใช้ โครงเฟรมเหล็กที่มีความแข็งแรงสูงในการติดตั้งตัวอย่างทดสอบและมีอุปกรณ์ป้องกันการเคลื่อนตัวนอกระนาบ ใช้ชุดกระบอกลิโกลิคในการให้แรงด้านข้างและแรงในแนวตั้ง การติดตั้งตัวอย่างแสดงในภาพที่ 5 ในการทดสอบจะกำหนดให้แรงในแนวตั้งมีค่าคงที่เท่ากับร้อยละ 10 ของกำลังรับแรงอัดตั้งฉากของอิฐก่อ ($0.1f_m A_g$) เมื่อ A_g คือพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของผนัง และกำหนดให้แรงกระทำที่ตำแหน่งกึ่งกลางความกว้างของผนัง แรงด้านข้างกำหนดให้เป็นแบบวัฏจักร กล่าวคือ การให้แรงแบบผลัดไปด้านหนึ่งและดึงกลับในทิศทางตรงข้ามเป็นวงรอบ และค่อยๆ เพิ่มระยะผลัดและดึงขึ้นในแต่ละรอบจนกระทั่งตัวอย่าง

ทดสอบวิบัติ โดยกำหนดระยะผลัดและดึงด้วยค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพัทธ์ (drift) ของตัวอย่างทดสอบ เท่ากับ 0.125% 0.25% 0.50% 0.75% 1.00% 1.25% 1.50% หลังจากนั้นจะเพิ่มระยะขึ้นทีละ 0.50% แต่ผลการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์จะทำการทดสอบจำนวน 2 รอบและทำการตรวจวัดและบันทึกข้อมูล เช่น แรงกระทำ ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของโครงสร้าง และระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างผนังและคาน โดยใช้อุปกรณ์วัดระยะ linear displacement transducer และ load cell

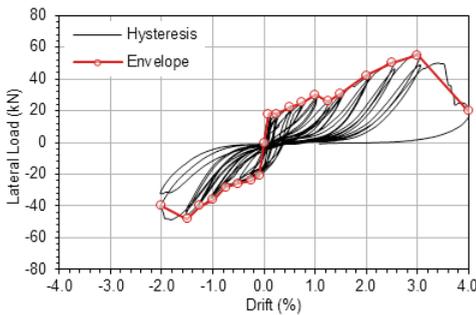


ภาพที่ 5 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบ

3.2 ผลการทดสอบ

ภาพที่ 6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของตัวอย่าง S1 ที่ระยะเคลื่อนตัวด้านข้าง 0.125% พบรอยแตกในจุดต่อระหว่างผนังและคานบริเวณมุมด้านล่าง เนื่องจากความเค้นดึง โดยมีแรงกระทำด้านข้างในทิศทางบวกและลบ 18 kN และ -21 kN ตามลำดับ เมื่อระยะเคลื่อนตัวเพิ่มเป็น 0.25% รอยแตกดังกล่าวมีความยาวเพิ่มขึ้นตลอดความกว้างผนังและเกิดการเลื่อนไถล (slip) ของผนังที่จุดต่อระหว่างผนังและคานด้านล่าง ตัวอย่าง S1 มีกำลังต้านทานแรงสูงสุด 55 kN ที่ระยะเคลื่อนตัว 3.00% สำหรับทิศทางบวก และเกิดความเสียหายบริเวณมุมเนื่องจากการบดอัดที่ระยะเคลื่อนตัว 4.00% และกำลังต้านทานลดลงเหลือ

เพียงร้อยละ 36 ของกำลังสูงสุด สำหรับทิศทางลบ กำลังสูงสุดเท่ากับ -48 kN ที่ระยะเคลื่อนตัว -1.50% การทดสอบหยุดที่ระยะเคลื่อนตัวสองทิศทาง แตกต่างกันเนื่องจากข้อจำกัดของอุปกรณ์และการติดตั้งตัวอย่าง ความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ S1 เมื่อจบการทดสอบแสดงในภาพที่ 7



ภาพที่ 6 แรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของ S1



ภาพที่ 7 ความเสียหายของ S1 ที่ 4.00%

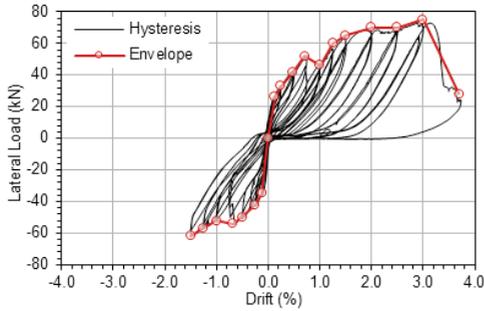
ภาพที่ 8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของตัวอย่าง S2 ที่ระยะเคลื่อนตัวด้านข้าง 0.125% เกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กบริเวณจุดต่อระหว่างผนังและคานบริเวณมุมด้านล่าง ณ ตำแหน่งนี้ ตัวอย่างมีกำลังต้านทานแรงด้านข้างในทิศทางบวกและลบเท่ากับ 26 kN และ -35 kN ตามลำดับ เมื่อระยะเคลื่อนตัวด้านข้างเพิ่มขึ้น

รอยแตกร้าวดังกล่าวจะขยายความยาวเข้ามาสู่ ส่วนกลางของผนัง และเกิดการเลื่อนไถลระหว่างผนัง และคานที่ระยะเคลื่อนตัว 0.75% ส่งผลให้กำลังต้านทาน ลดลงเล็กน้อย จากนั้นกำลังต้านทานค่อย ๆ เพิ่มขึ้น อีกครั้งจนมีค่าสูงสุด 75 kN ที่ระยะเคลื่อนตัว 3.00% ผนังและคานทับหลังเกิดความเสียหายบริเวณมุม รับแรงอัดที่ระยะเคลื่อนตัว 3.70% จากนั้นกำลังต้านทานลดลงเหลือเพียงร้อยละ 37 ของกำลังสูงสุดในทิศทางลบกำลังต้านทานสูงสุดเท่ากับ -62 kN ที่ระยะเคลื่อนตัว -1.50% ความเสียหายของตัวอย่าง S2 เมื่อจบการทดสอบแสดงในภาพที่ 9

กรณีของตัวอย่าง S3 ในช่วงที่ระยะเคลื่อนตัวด้านข้างไม่เกิน 1.00% จะมีพฤติกรรมในการต้านทานแรงใกล้เคียงกับตัวอย่าง S2 (ภาพที่ 10) อย่างไรก็ตามตัวอย่าง S3 จะเกิดความเสียหายขึ้นในผนังและคานทับหลังที่ระยะเคลื่อนตัวต่ำกว่าตัวอย่าง S2 เนื่องจากคานทับหลังไม่มีการเสริมเหล็ก เมื่อคอนกรีตเกิดการแตกร้าวจะสูญเสียกำลังต้านทานแรงอย่างฉับพลัน ตัวอย่าง S3 มีกำลังต้านทานสูงสุด 70 kN ที่ระยะเคลื่อนตัว 1.10% สำหรับทิศทางบวก หลังจากนั้นกำลังต้านทานลดลงเหลือเพียงร้อยละ 40 ของกำลังสูงสุด ความเสียหายของตัวอย่าง S3 เมื่อจบการทดสอบ แสดงดังภาพที่ 11

ภาพที่ 12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของตัวอย่าง S4 ที่ระยะเคลื่อนตัวด้านข้าง 0.125% เกิดรอยแตกร้าวในผนังบริเวณมุมล่างซ้ายและขวาเนื่องจากความเค้นดึง ส่งผลให้สตีฟเนสของตัวอย่างลดลง แต่กำลังต้านทานแรงสามารถเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง จนกระทั่งมีค่าสูงสุดที่ระยะเคลื่อนตัว 0.75% โดยมีค่าเท่ากับ 51 kN และ -41 kN สำหรับทิศทางบวกและลบ ตามลำดับ ที่ระยะเคลื่อนตัว 1.00% ผนังบริเวณมุมด้านล่างเกิดความเสียหายเนื่องจากการบดอัดและกำลังต้านทาน

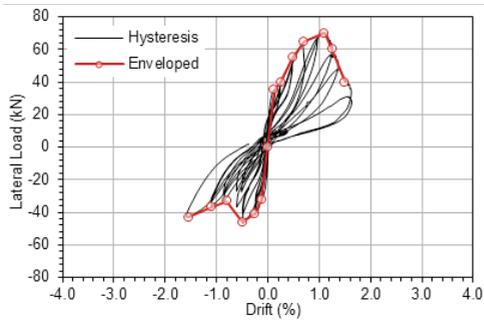
ของตัวอย่างลดลงอย่างมาก การทดสอบหยุดที่ระยะเคลื่อนตัว 1.25% เนื่องจากผนังเกิดความเสียหายมาก ดังแสดงในภาพที่ 13



ภาพที่ 8 แรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของ S2



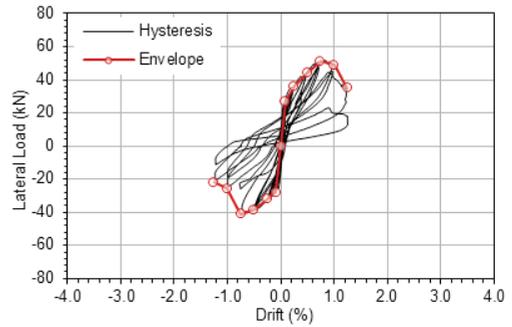
ภาพที่ 9 ความเสียหายของ S2 ที่ 3.70%



ภาพที่ 10 แรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของ S3



ภาพที่ 11 ความเสียหายของ S3 ที่ 1.50%

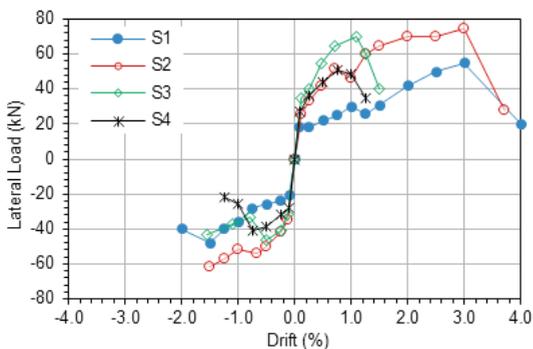


ภาพที่ 12 แรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของ S4



ภาพที่ 13 ความเสียหายของ S4 ที่ 1.25%

ภาพที่ 14 แสดงการเปรียบเทียบความล้มพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวด้านข้าง (enveloped curves) ของตัวอย่างทั้งหมด พบว่ากำลังต้านทานสูงสุดของตัวอย่าง S1 และ S4 มีค่าใกล้เคียงกันทั้งสองทิศทางเนื่องจากกำลังต้านทานของตัวอย่างถูกควบคุมโดยการวิบัติเนื่องจากการบดอัดของผนังบริเวณมุม อย่างไรก็ตาม S4 มีกำลังต้านทานสูงกว่า S1 มากในช่วงที่การเคลื่อนตัวด้านข้างไม่เกิน 1.00% เนื่องจากผนังของ S4 ไม่เกิดการเลื่อนไถลในแนวราบเนื่องจากการยึดรั้งของหูช้าง ส่งผลให้ผนังพัฒนาสติฟเนสและกำลังต้านทานได้ดีแต่ผนังจะเกิดความเสียหายที่ระยะเคลื่อนตัวต่ำ สำหรับตัวอย่าง S2 และ S3 พบว่ากำลังต้านทานสูงสุดมีค่าใกล้เคียงกันในทิศทางบวก และมีค่าสูงกว่าตัวอย่าง S1 ประมาณร้อยละ 37 เนื่องจากผนังมีการโอบรัดด้วยคานทับหลัง ส่งผลให้ต้านทานความเค้นอัดได้สูงขึ้น อย่างไรก็ตาม ตัวอย่าง S2 มีระยะเคลื่อนตัวด้านข้าง ณ ตำแหน่งที่มีกำลังต้านทานสูงสุดมากกว่า S3 ประมาณ 2.7 เท่า ในทิศทางบวก เนื่องจากมีการเสริมเหล็กในคานทับหลัง ส่งผลให้มีความเหนียว (ductility) เพิ่มขึ้นและสามารถต้านทานความเค้นดึงภายหลังการแตกร้าวของคอนกรีตได้ดีขึ้น จากผลการทดสอบพบว่าการเสริมกำลังจุดต่อที่ใช้ในตัวอย่าง S2 มีประสิทธิภาพสูงสุดทั้งสมรรถนะในการส่งถ่ายแรงและความเหนียว โดยเฉพาะช่วงที่ระยะเคลื่อนตัวไม่เกิน 2.00%



ภาพที่ 14 ความล้มพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของตัวอย่างทดสอบ

4. การศึกษาโดยแบบจำลองคอมพิวเตอร์

การศึกษาพฤติกรรมในการต้านทานแรงของผนังอิฐโดยใช้แบบจำลองคอมพิวเตอร์จะทำการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEA) แบบไม่เชิงเส้นและทำการสอบเทียบกับผลการทดสอบเพื่อพัฒนาแบบจำลองที่เหมาะสมสำหรับนำไปใช้วิเคราะห์โครงสร้างแรงดัดที่มีผนังอิฐ โดยจะใช้แบบจำลอง FEA แบบ 2 มิติ (2D) ประเภท simplified-micro model ด้วยโปรแกรม DIANA FEA [16] แบบจำลองในระดับนี้จะรวมคุณสมบัติทางกลของอิฐ ปูนก่อ และปูนฉาบเข้าด้วยกัน (lumped property) โดยจำลองให้เป็นชิ้นส่วนเดียวกันและใช้ interface element เชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนเหล่านั้นเพื่อจำลองพฤติกรรมของแนวปูนก่อ สำหรับการจำลองชิ้นส่วนที่เป็นคอนกรีตและผนังอิฐจะใช้ 8-nodes quadrilateral และ 6-nodes triangular isoparametric plane stress elements ที่มี 3×3 และ 4 integration points จุดต่อในผนังและจุดต่อผนังและคานจำลองโดยใช้ 6-nodes interface elements ที่มี 3 integration points เหล็กเสริมจำลองด้วย bonded embedded elements โดยไม่คิดผลของการเลื่อนหลุด (bond slip) ระหว่างคอนกรีตและเหล็ก สำหรับเดือยเหล็กรับแรงเฉือนจะจำลองโดยใช้เอลิเมนต์ประเภทเดียวกับเหล็กเสริมและจำลองการเลื่อนหลุดโดยการปรับค่าความล้มพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดให้เหมาะสม แบบจำลองคุณสมบัติวัสดุสำหรับคอนกรีตและผนังอิฐจะจำลองโดยใช้ isotropic smeared crack แบบ total strain crack model ซึ่งจะใช้คุณสมบัติทางกลที่จำเป็นในการกำหนดพฤติกรรมของเอลิเมนต์ ดังนี้ อีลาสติกโมดูลัส (E) อัตราส่วนปัวซอง (ν) กำลังต้านทานแรงดึง (f_t) พลังงานการแตกร้าวดึง (G_f^I) กำลังต้านทานแรงอัด (f_c) และพลังงานการแตกร้าวอัด (G_c) คุณสมบัติข้างต้นของคอนกรีตและอิฐได้จากผลการทดสอบและการประมาณค่าโดยใช้สมการที่แนะนำโดย CEB-FIP [17]

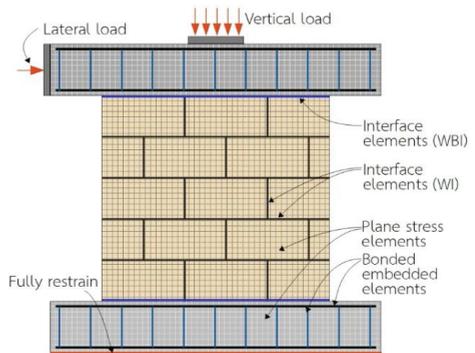
ACI 318 [18] และ Lourenco [19] ซึ่งพารามิเตอร์ทั้งหมดต้องทำการสอบเทียบกับผลการทดสอบเพื่อให้ได้ค่าที่เหมาะสม สำหรับคอนกรีตและอิฐก็จะกำหนดให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นอัดและความเครียดและความเค้นดึงและความเครียดเป็นแบบพาราโบลิกและเอกซ์โพเนนเชียลฟังก์ชันตามลำดับ

จุดต่อในผนังอิฐและจุดต่อระหว่างผนังอิฐและคานจะใช้แบบจำลองวัสดุที่เสนอโดย Lourenco และ Rots [20] ที่สามารถจำลองพฤติกรรมการแตกร้าว การเลื่อนไถลเนื่องจากแรงเฉือนและความเสียหายเนื่องจากการบดอัด ซึ่งจะกำหนดพฤติกรรมโดยใช้คุณสมบัติทางกลเช่นเดียวกับคอนกรีตและอิฐ และคุณสมบัติเพิ่มเติม ดังนี้ สติฟเนสตั้งฉาก (K_{nn}) สติฟเนสต้านการเฉือน (K_{ss}) หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (c) มุมเสียดทานเริ่มต้นและคงค้าง (ϕ และ ϕ_r) ค่ามุมไดลาแทนซี (dilatancy angle, ψ) หน่วยแรงโอบรัด (σ_u) สัมประสิทธิ์การเสื่อมถอยแบบเอกซ์โพเนนเชียล (δ) พลังงานการแตกร้าวเฉือน (G_f^II) สัมประสิทธิ์ควมคุมการลากเฉือน (C_s) และสัมประสิทธิ์การเสียรูปพลาสติกสัมพันธ์เสมือน (K_p) โดยคุณสมบัติทางกลที่เหมาะสมจะประมาณค่าจากการสอบเทียบแบบจำลองด้วยผลการทดสอบ เหล็กเสริมในคอนกรีตใช้แบบจำลองวัสดุ Menegotto-Pinto

4.1 การสอบเทียบแบบจำลองผนังอิฐ

การสอบเทียบแบบจำลอง FEA ของตัวอย่างผนังกับผลการทดสอบทั้งแบบที่มีและไม่มี การเสริมกำลังจุดต่อ สำหรับกรณีที่มีการเสริมกำลังจุดต่อจะเลือกเฉพาะตัวอย่างที่มีสมรรถนะสูงสุด (S2) มาใช้ โดยจะจำลองโครงสร้างด้วยแบบจำลองดังที่

อธิบายข้างต้น ในการวิเคราะห์จะกำหนดให้แรงผลักกระทำแบบทิศทางเดียว (pushover) ที่กึ่งกลางความลึกของคานด้านบนและกำหนดให้จุดรองรับที่ฐานเป็นแบบยึดแน่นตลอดแนว (fully restrain) รายละเอียดดังแสดงในภาพที่ 15 ใช้วิธีการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในแบบจำลองแสดงในตารางที่ 1 และ 2 ในขั้นตอนนี้ได้สอบเทียบแบบจำลองจุดต่อในผนัง (WI) และจุดต่อระหว่างผนังและคาน (WBI) เพื่อหาคุณสมบัติทางกลที่เหมาะสมแล้วดังแสดงในตารางที่ 3



ภาพที่ 15 แบบจำลอง FEA ของตัวอย่างทดสอบ ตารางที่ 2 คุณสมบัติทางกลของคอนกรีตและผนังอิฐ

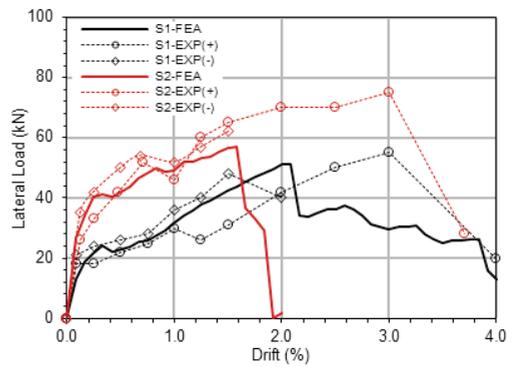
คุณสมบัติวัสดุ	ค่าที่ใช้ในแบบจำลอง		
	คาน	คานทับหลัง	ผนังอิฐ
f'_c (MPa)	10.19	10.00	5.91
f'_t (MPa)	1.02	1.00	0.59
E_c (MPa)	15141	14999	3251
G_c (N/m)	19008	18940	4137
G_f^I (N/m)	111	110	101
ν	0.20	0.20	0.20

ตารางที่ 3 คุณสมบัติทางกลของจุดต่อ

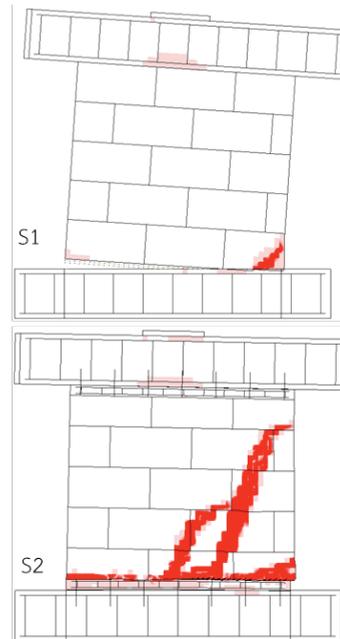
คุณสมบัติวัสดุ	ค่าที่ใช้ในแบบจำลอง			
	S1		S2	
	WBI	WI	WBI	WI
K_{nn} (N/m ³)	1.63×10^{11}	3.25×10^{12}	7.50×10^{11}	3.25×10^{12}
K_{ss} (N/m ³)	1.63×10^{10}	1.30×10^{12}	3.00×10^{11}	1.30×10^{12}
C (MPa)	8.87×10^{-3}	0.8865	0.015	0.8865
ϕ (deg)	30	30	30	30
ϕ_r (deg)	25	25	25	25
ψ (deg)	0.3	0.3	0.3	0.3
σ_u (MPa)	-0.591	-0.591	-1	-0.591
δ	2	2	2	2
f'_t (MPa)	5.91×10^{-3}	0.59	1.00×10^{-2}	0.59
G_f^I (N/m)	20	101	20	101
G_f^{II} (N/m)	2000	2000	2000	2000
f'_c (MPa)	5.91	10.00	10.00	10.00
G_c (N/m)	4137	7000	7000	7000
C_s	1	1	1	1
K_p	0.006	0.003	0.006	0.003

ภาพที่ 16 แสดงการเปรียบเทียบความล้มพันธ์ระหว่างแรงและระยะเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพันธ์จากผลการทดสอบและการวิเคราะห์ด้วย FEA ของตัวอย่าง S1 และ S2 จากผลการวิเคราะห์พบว่าแบบจำลองสามารถจำลองพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของผนังได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ โดยเฉพาะสตีเฟนส์ กำลังต้านทานและการเลื่อนไถลระหว่างผนังและคานในช่วงที่ระยะเคลื่อนตัวไม่เกิน 1.50% อย่างไรก็ตามกำลังต้านทานสูงสุดที่ได้จากแบบจำลองจะเกิดขึ้นที่ระยะการเคลื่อนตัวประมาณ 2.00% และ 1.75% สำหรับตัวอย่าง S1 และ S2 ตามลำดับ ซึ่งแตกต่างจากผลการทดสอบในทิศทางบวกสาเหตุหลักอาจเป็นผลมาจากความเสียหายบริเวณจุดต่อระหว่างผนังและคานเนื่องจากแรงแบบวัฏจักรที่ใช้ในการทดสอบ ส่งผลให้ผนังเกิดการเลื่อนไถลได้มากกว่าที่เกิดขึ้นในแบบจำลอง รวมถึงความคลาดของแบบจำลองเนื่องจากค่าพารามิเตอร์ที่จำเป็น

หลายตัวได้จากการสอบเทียบ อย่างไรก็ตามแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นสามารถจำลองรูปแบบการแตกร้าวและการวิบัติของตัวอย่างได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบดังแสดงในภาพที่ 17 โดยตัวอย่าง S1 เกิดความเสียหายเนื่องจากการบดอัดที่มุมล่างขวาโดยไม่มีการแตกร้าวในผนัง ตัวอย่าง S2 เกิดความเสียหายเนื่องจากการบดอัดที่มุมล่างขวาของผนัง คานทับหลัง และเกิดรอยแตกร้าวในผนัง



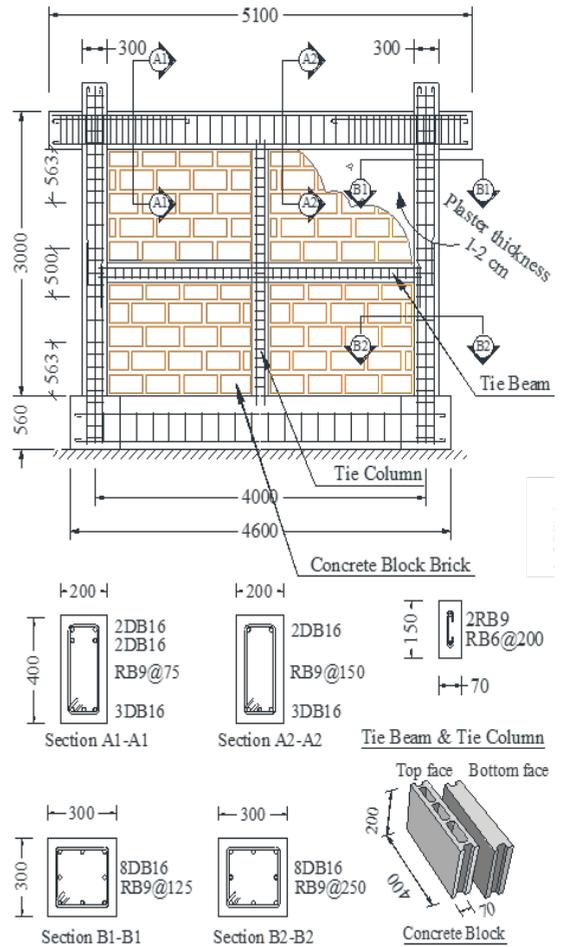
ภาพที่ 16 แรงและระยะเคลื่อนตัวด้านข้าง



ภาพที่ 17 ความเสียหายของตัวอย่างจากการวิเคราะห์

4.2 พฤติกรรมของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐ

ในส่วนนี้จะศึกษาพฤติกรรมของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐโดยพิจารณาผลของการเสริมกำลังจุดต่อโดยการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง FEA เพื่อลดความเสียหายที่จะเกิดขึ้นในเสาของโครงต้านแรงดัดเนื่องจากแรงปฏิสัมพันธ์จากผนัง ในการศึกษานี้จะใช้วิธีการเว้นช่องว่างระหว่างผนังอิฐและเสาที่เสนอโดย Srechai และ Lukkunaprasit [3] โดยจะเปรียบเทียบพฤติกรรมของโครงต้านแรงดัดที่มีผนังอิฐจำนวน 3 ตัวอย่าง คือ (1) ตัวอย่างที่ไม่มีช่องว่างระหว่างผนังและเสาและไม่มีการปรับปรุงจุดต่อระหว่างผนังและคาน (M1) ซึ่งจะใช้ตัวอย่างทดสอบ (Specimen 2) ที่ทำการทดสอบโดย Wararuksajja และคณะ [4] เพื่อใช้เป็นตัวอย่างอ้างอิงและสอบเทียบแบบจำลอง (2) ตัวอย่างที่มีการเว้นช่องว่างระหว่างผนังและเสาแต่ไม่มีการปรับปรุงจุดต่อระหว่างผนังและคาน (M2) และ (3) ตัวอย่างที่มีการเว้นช่องว่างระหว่างผนังและเสาและมีการปรับปรุงจุดต่อระหว่างผนังและคาน (M3) โดยกำหนดให้ M2 และ M3 มีขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กในโครงต้านแรงดัดเหมือนกับตัวอย่างทดสอบ M1 (ภาพที่ 18) การปรับปรุงรายละเอียดจุดต่อระหว่างผนังและคานจะใช้วิธีการเดียวกับตัวอย่าง S2 คุณสมบัติของคอนกรีตและผนังอิฐที่ใช้ในแบบจำลองแสดงดังตารางที่ 4 คุณสมบัติของจุดต่อในผนัง (WI) และจุดต่อระหว่างผนังและโครงต้านแรงดัด (WFI) แสดงดังตารางที่ 5 เหล็กเสริมกำหนดให้มีคุณสมบัติเช่นเดียวกับตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยของ Wararuksajja และคณะ [4] ดังนี้ RB9 และ DB16 มีกำลังดึงที่จุดคราก (f_y) 308 MPa และ 579 MPa ตามลำดับ ซึ่งแตกต่างจากเหล็กเสริมที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบผนังในหัวข้อที่ 3.1



ภาพที่ 18 ตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาวิจัย [4]

ตารางที่ 4 คุณสมบัติทางกลของคอนกรีตและผนังอิฐ

คุณสมบัติวัสดุ	ค่าที่ใช้ในแบบจำลอง		
	เสาและคาน	เสาเอ็นและคานทับหลัง	ผนังอิฐ
f'_c (MPa)	19.52	10.4	7.7
f'_t (MPa)	1.95	1.0	0.77
E_c (MPa)	20956	15318	4877
G_c (N/m)	22022	19093	5390
G_f' (N/m)	125	111	105
ν	0.2	0.2	0.2

ตารางที่ 5 คุณสมบัติทางกลของจุดต่อ

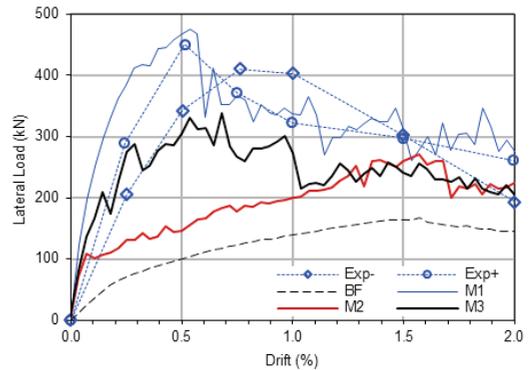
คุณสมบัติวัสดุ	ค่าที่ใช้ในแบบจำลอง			
	M1 และ M2		M3	
	WFI	WI	WFI	WI
K_{nn} (N/m ³)	2.44E+11	4.88E+12	7.50×10 ¹¹	4.88E+12
K_{ss} (N/m ³)	2.44E+10	1.95E+12	3.00×10 ¹¹	1.95E+12
C (MPa)	0.01155	1.155	0.015	1.155
∅ (deg)	30	30	30	30
∅ _r (deg)	25	25	25	25
ψ (deg)	0.3	0.3	0.3	0.3
σ _u (MPa)	-0.77	-0.77	-1	-0.77
δ	2	2	2	2
f' _t (MPa)	0.0077	0.77	1.00×10 ⁻²	0.77
G _f ^I (N/m)	20	112	20	112
G _f ^{II} (N/m)	2000	2000	2000	2000
f' _c (MPa)	7.70	10.61	10.00	10.61
G _c (N/m)	5390	7427	7000	7427
C _s	1	1	1	1
K _p	0.006	0.003	0.006	0.003

จากผลการวิเคราะห์ FEA พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพันธ์ของตัวอย่าง M1 มีความสอดคล้องกับผลการทดสอบ (ภาพที่ 19) กำลังต้านทานสูงสุดที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าสูงกว่าผลการทดสอบประมาณร้อยละ 6 และ 15 ในทิศทาง Exp+ และ Exp- ตามลำดับ ค่าสตีเฟนส์ที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าสูงกว่าผลการทดสอบในช่วงที่ผนังยังไม่เกิดการแตกร้าว ความคลาดเคลื่อนดังกล่าวอาจเป็นผลกระทบเนื่องจากแรงแบบวัฏจักรที่ใช้ในการทดสอบซึ่งไม่ได้นำมาพิจารณาในการวิเคราะห์เมื่อระยะเคลื่อนตัวด้านข้างเพิ่มขึ้นความเค้นในผนังจะมีค่ามากขึ้นตามแนวทแยง โดยมีค่าสูงสุดที่บริเวณมุมบนซ้ายและมุมล่างขวา ที่ระยะเคลื่อนตัวด้านข้างเท่ากับ 0.54% ซึ่งเป็นจุดที่ตัวอย่างมีกำลังต้านทานแรงสูงสุด ผนังบริเวณมุมบนซ้ายเกิดความเสียหาย

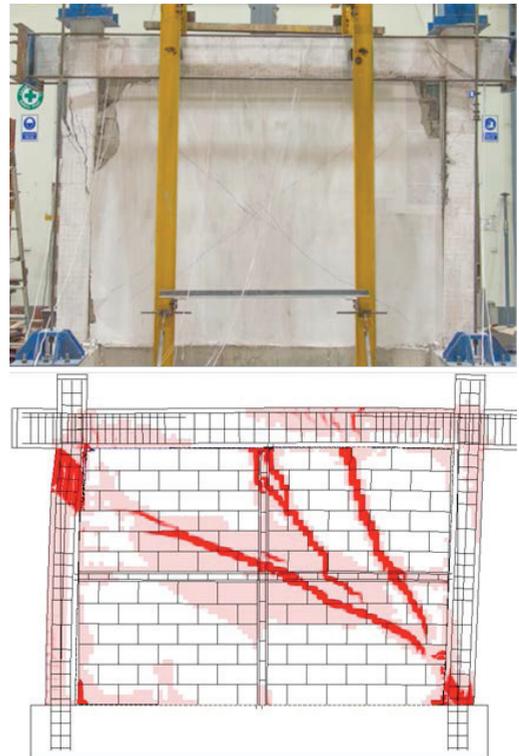
เนื่องจากการบดอัด (crushing) และเกิดช่องว่างส่งผลให้การเสีรูปร่างของเสาในบริเวณนั้นเป็นแบบเสาสั้นและทำให้เกิดการแตกร้าวและการครากของเหล็กเสริมในเสาเนื่องจากแรงเฉือน ปลายเสาด้านล่างขวามีเพียงรอยร้าวเนื่องจากการดัด (flexural cracks) ซึ่งมีลักษณะที่สอดคล้องกับความเสียหายที่เกิดขึ้นในการทดสอบ (ภาพที่ 20) ความเสียหายที่มุมบนขวาของผนังจากการทดสอบเกิดจากแรงแบบวัฏจักรซึ่งจะแตกต่างกับแบบจำลองที่พิจารณาเฉพาะแรงหลักในทิศทางจากซ้ายไปขวาเท่านั้น

ผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง FEA แสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมของตัวอย่าง M1 M2 และ M3 มีความแตกต่างกันอย่างชัดเจน โดย M1 สามารถพัฒนากำลังต้านทานแรงด้านข้างได้อย่างต่อเนื่องจนกระทั่งผนังเกิดความเสียหายเนื่องจากการบดอัด โดยมีกำลังต้านทานสูงสุด 476 kN เมื่อผนังเกิดความเสียหายกำลังต้านทานลดลงเหลือประมาณร้อยละ 70 และค่อย ๆ ลดลงอย่างต่อเนื่อง อย่างไรก็ตาม ค่าสตีเฟนส์ ของตัวอย่างทั้งสามมีค่าใกล้เคียงกัน ในช่วงที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพันธ์ไม่เกิน 0.05% เมื่อเลยจุดดังกล่าวจะเกิดการเลื่อนไถล (slip) ระหว่างผนังและคานในตัวอย่าง M2 ที่จุดดังกล่าวโครงสร้างมีกำลังต้านทานประมาณ 100 kN และสตีเฟนส์ของโครงสร้างลดลงอย่างมาก เมื่อระยะเคลื่อนตัวสัมพันธ์เพิ่มขึ้นโครงสร้างสามารถพัฒนากำลังต้านทานจนถึง 270 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพันธ์ 1.57% สำหรับตัวอย่าง M3 พบว่าผนังเกิดการแตกร้าวในแนวทแยงที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพันธ์ 0.15% ส่งผลให้สตีเฟนส์ลดลง ที่จุดดังกล่าวตัวอย่างมีกำลังต้านทานประมาณ 210 kN จากนั้นกำลังต้านทานยังเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องจนมีกำลังต้านทานสูงสุด 340 kN ที่การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ 0.70% และเกิดความเสียหายเนื่องจากการบดอัดที่มุมร่วมกับการเลื่อนไถลของผนัง จากนั้นกำลังต้านทานค่อย ๆ ลดลง

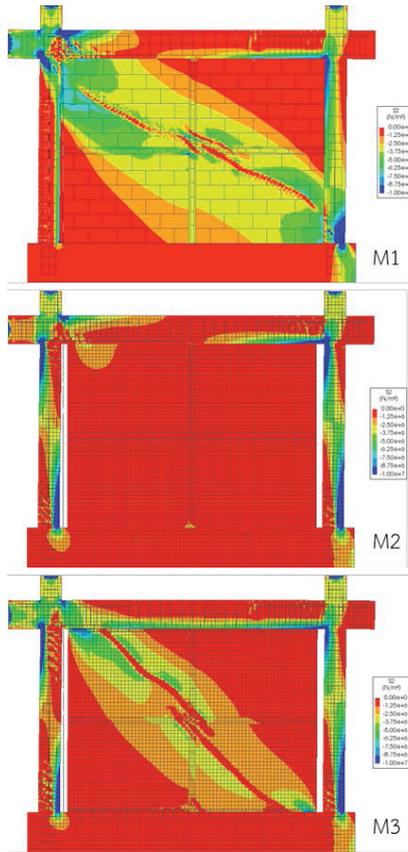
จากผลการวิเคราะห์พบว่าตัวอย่าง M3 มีกำลังต้านทานประมาณร้อยละ 71 เมื่อเทียบกับตัวอย่าง M1 และมีกำลังต้านทานประมาณ 2 เท่าของโครงต้านแรงดัดที่ไม่มีผนัง (BF) ในกรณีที่ไม่มี การเสริมกำลังจุดต่อระหว่างผนังและคาน (M2) พบว่า มีกำลังต้านทานเพียงร้อยละ 56 เมื่อเทียบกับ M1 เนื่องจากเกิดการเลื่อนไถลระหว่างผนังและคานที่ระยะ เคลื่อนตัวลัมพัทธ์มีค่าต่ำ ส่งผลให้ผนังไม่สามารถพัฒนา กำลังต้านทานแรง ซึ่งสอดคล้องกับการกระจายตัวของความเค้นอัดหลัก (minimum principal stress) ที่เกิดขึ้นในผนังดังแสดงในภาพที่ 21 ที่ระยะเคลื่อนตัว ลัมพัทธ์ 0.50% พบว่าความเค้นอัดในผนังของตัวอย่าง M1 และ M3 จะมีค่าสูงตามแนวทแยง โดยมีค่าสูงสุด ที่บริเวณมุมบนซ้ายและมุมล่างขวาของผนัง ในขณะที่ ตัวอย่าง M2 ความเค้นอัดที่เกิดขึ้นในผนังมีค่าต่ำ เนื่องจากการเลื่อนไถลระหว่างผนังและคาน ส่งผลให้ โครงต้านแรงดัดส่งถ่ายแรงไปยังผนังได้น้อยและมีพฤติกรรมคล้ายคลึงกับผนังแบบแยกส่วน (isolated wall) การกระจายตัวของความเค้นในผนังและเสา มีลักษณะที่สอดคล้องกับรูปแบบการแตกร้าวที่เกิดขึ้น ในตัวอย่างดังแสดงในภาพที่ 22 ซึ่งไม่ปรากฏการแตกร้าว เนื่องจากแรงเฉือนในเสาของตัวอย่าง M2 และ M3 ในขณะที่เกิดการแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนอย่าง รุนแรงในเสาของตัวอย่าง M1 จากรูปแบบการแตกร้าว ดังกล่าวพิสูจน์ได้ว่าการเว้นช่องว่างระหว่างผนังและ เสาสามารถลดแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาเนื่องจาก แรงปฏิสัมพันธ์จากผนัง และสามารถป้องกันการวิบัติ ของเสาเนื่องจากแรงเฉือนได้ การปรับปรุงรายละเอียด จุดต่อระหว่างผนังและคานที่เหมาะสมสามารถเพิ่ม กำลังต้านทานแรงต้านข้างให้กับโครงสร้างทั้งระบบได้



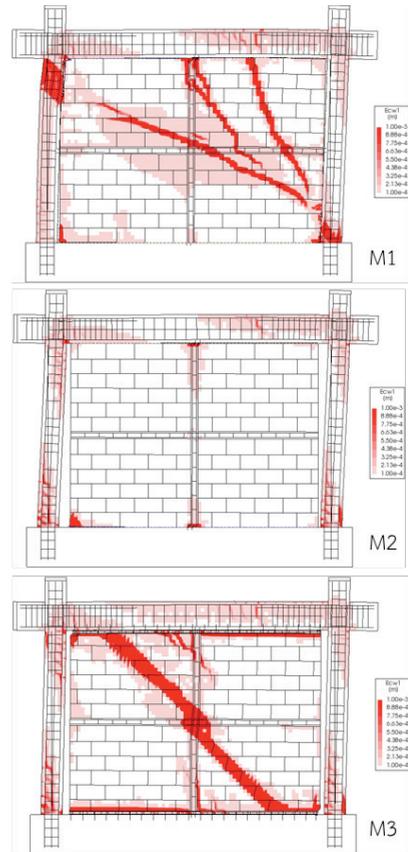
ภาพที่ 19 แรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างลัมพัทธ์ ของโครงต้านแรงดัดที่มีผนังอิฐ



ภาพที่ 20 ความเสียหายของตัวอย่าง M1 ที่ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง 2.00%



ภาพที่ 21 ความเค้นอัดหลักในโครงต้านแรงดัด ที่มีผนังอิฐที่ระยะเคลื่อนตัว 0.50%



ภาพที่ 22 ความเสียหายของโครงต้านแรงดัด ที่มีผนังอิฐที่ระยะเคลื่อนตัว 2.00%

5. สรุปผลการศึกษา

การศึกษาผลกระทบของจุดต่อระหว่างผนังอิฐและโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กต่อสมรรถนะในการต้านทานแรงดัดด้านข้างของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐ โดยใช้วิธีการทดสอบชิ้นส่วนโครงสร้างผนังที่มีจุดต่อแบบต่าง ๆ ภายใต้แรงกระทำแบบคงที่ในแนวตั้งร่วมกับแรงด้านข้างในระนาบแบบวงจักร และวิเคราะห์โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐโดยใช้แบบจำลอง FEA เพื่อพัฒนาวิธีการปรับปรุงรายละเอียดของจุดต่อระหว่างผนังและคานที่มีประสิทธิภาพและเหมาะสมต่อการนำไปใช้งาน จากผลการศึกษาสามารถสรุปประเด็นสำคัญได้ดังนี้

- 1) สมรรถนะในการส่งถ่ายแรงของจุดต่อระหว่างผนังและคานส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมในการต้านทานแรงดัดด้านข้างและรูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง ผนังที่มีการยึดรั้งกับคานอย่างแข็งแรง จะสามารถพัฒนากำลังต้านทานแรงดัดได้แต่ผนังจะเกิดความเสียหายที่ระยะเคลื่อนตัวลัมพัทธ์ของโครงสร้างต่ำกว่ากรณีที่มีผนังไม่มีการยึดรั้งกับคาน ผนังจะต้านทานแรงดัดด้านข้างได้น้อยเนื่องจากการเลื่อนไถลระหว่างผนังและคานส่งผลให้ไม่สามารถส่งถ่ายแรงจากโครงต้านแรงดัดไปยังผนัง
- 2) การใช้เดือยเหล็กรับแรงเฉือนร่วมกับคานทับหลังคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นตัวเชื่อมต่อระหว่างผนังและคานของโครงต้านแรงดัด สามารถ

ส่งถ่ายแรงจากคานไปยังผนังได้ดี เมื่อแรงที่ส่งถ่ายผ่านจุดต่อถึงขีดจำกัดผนังจะสามารถเลื่อนไถลได้ซึ่งช่วยลดความเสียหายที่จะเกิดขึ้น

3) การปรับปรุงจุดต่อระหว่างโครงต้านแรงดัดและผนังโดยการเว้นช่องว่างระหว่างผนังและเสาและใช้เดือยเหล็กรับแรงเฉือนร่วมกับคานทับหลังคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นตัวเชื่อมต่อระหว่างผนังและคาน สามารถเพิ่มสติเฟนสและกำลังต้านทานแรงต้านข้างของระบบโครงสร้างได้เมื่อเทียบกับโครงต้านแรงดัดที่ไม่มีผนัง และสามารถป้องกันการวิบัติด้วยแรงเฉือนของเสาเนื่องจากแรงปฏิสัมพันธ์จากผนังได้อีกด้วย

6. กิตติกรรมประกาศ

บทความวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนการวิจัยจากงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนรัฐบาล) ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2561 มหาวิทยาลัยบูรพา ผ่านสำนักงานคณะกรรมการการวิจัยแห่งชาติ เลขที่สัญญา 202/2561 ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณไว้ ณ ที่นี้ด้วย

7. เอกสารอ้างอิง

[1] Hassan A F, and Sozen M A (1997). Seismic vulnerability assessment of low-rise buildings in regions with infrequent earthquakes. *ACI Structural Journal*, 94(1): 31-39.

[2] Panagiotakos T, and Fardis M (1996). Seismic response of infilled RC frames structures. In: *Proceeding of the 11th world conference on earthquake engineering*. Acapulco, Mexico, Paper No 225. https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/11_225.PDF

[3] 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): 277-289.

[4] Wararuksajja W, Srechai J, and Leelataviwat S (2020). Seismic design of RC moment-resisting frames with concrete block infill walls considering local infill-frame interactions. *Bull Earthquake Eng* 18, 6445–6474. doi:10.1007/s10518-020-00942-9

[5] Kyriakides M, and Billington S (2008). Seismic retrofit of masonry-infilled non-ductile reinforced concrete frames using sprayable ECC. In: *Proceeding of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China, Paper No 05-04-0063. https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_05-04-0063.PDF

[6] Billington S L, Marios A K, Blackard B, Willam K, Stavridis A, and Shing P B (2009). Evaluation of a sprayable ductile cement-based composite for the seismic retrofit of unreinforced masonry Infills. In: *Proceeding of ATC and SEI conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*. San Francisco, United States, 823-834. [https://doi.org/10.1061/41084\(364\)75](https://doi.org/10.1061/41084(364)75)

[7] Lukkunaprasit P, Ruangrassamee A, Boonyatee T, Chintanapakdee C, Jankaew K, Thanasisathit N, and Chandrangu 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): 219-242.

[8] มยผ. 1301/1302 (2561). มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว. กรมโยธาธิการและผังเมือง

[9] Acun B, and Sucuoglu H (2006). Strengthening of masonry infill walls in reinforced concrete frames with wire mesh reinforcement. In: Proceeding of the 8th US National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, USA, Paper No 1852.

[10] Erdem I, Akyuz U, Ersoy U, and Ozcebe G (2006). An experimental study on two different strengthening techniques for RC frames. *Engineering Structures*, 28(13): 1843-1851.

[11] Altin S, Anil O, Kara E, and Kaya M (2008). An experimental study on strengthening of masonry infilled RC frames using diagonal CFRP strips. *Composites Part B: Engineering*, 39(4): 680-693.

[12] Yuksel E, Ozkaynak H, Buyukozturk O, Yalcin C, Dindar A, Surmeli M, and Tastan D (2010). Performance of alternative CFRP retrofitting schemes used in infilled RC frames. *Construction and Building Materials*, 24(4): 596-609.

[13] Erol G, Karadogan H, and Cili F (2012). Seismic strengthening of infilled reinforced concrete frames by CFRP. In: Proceeding of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal, Paper No 4313. https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_4313.pdf

[14] Longthong S, Panyakapo P, and Ruangrassamee A (2020). Seismic Strengthening of RC Frame and Brick Infill Panel using Ferrocement and Expanded Metal. *Engineering Journal*, 24(3): 45-59.

[15] Leeanansaksiri A, Panyakapo P, and Ruangrassamee A (2018). Seismic capacity of masonry infilled RC frame strengthening with expanded metal ferrocement. *Engineering Structures*, 159: 110-127.

[16] DIANA FEA BV (2019). DIANA Finite element analysis user manual. Delftechpark 19a, 2628 XJ, Delft, The Netherlands.

[17] CEB-FIP (2010). *Fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA,.

[18] American Concrete Institute (ACI) (2014). *Building code requirements for structural concrete and commentary*. ACI318/318R, Farmington Hills, Michigan, USA.

[19] Lourenco P B (1996). *Computational strategies for masonry structures*. Ph.D. Dissertation, Universidade do Porto, Portugal.

[20] Lourenco P B, and Rots J G (1997). Multisurface interface model for the analysis of masonry structures. *Journal of Structural Engineering*, 123(7): 660-668.