Seismic Analysis of Infilled Frame Strengthened with Ferrocement and Expanded Metal

*

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: phaiboon.pa@spu.ac.th*

บทความนี้แสดงการวิเคราะห์กำลังต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังก่ออิฐซึ่งมีการเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์และตะแกรงเหล็กฉีก โครงสร้างอาคารที่ใช้ในการศึกษาเป็นอาคารพาณิชย์สูง 3 ชั้นตั้งอยู่ในบริเวณพื้นที่ภาคเหนือของประเทศ โครงสร้างผนังก่อประกอบด้วยผนังก่ออิฐบางส่วนเนื่องจากมีช่องเปิดประตูและหน้าต่างขนาดกว้าง ในการออกแบบโครงสร้างเสริมกำลัง ใช้แบบจำลองเพื่อการคำนวณและวิเคราะห์กำลังต้านทานของโครงข้อแข็งและโครงผนังก่อที่เสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์และตะแกรงเหล็กฉีก ดำเนินการวิเคราะห์โครงสร้างเดิมและโครงสร้างเสริมกำลังด้วยวิธีวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้นหรือการวิเคราะห์ผลักอาคาร ผลการศึกษา พบว่า กำลังต้านทานสูงสุดของโครงสร้างเสริมกำลังมีค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากการออกแบบประมาณ 14% กำลังต้านทานของผนังก่ออิฐและเสามีค่าสูงขึ้นกว่าเดิมเป็นอย่างมาก เนื่องจากผลของการเสริมกำลัง ทำให้ค่าระดับความเสียหายของโครงสร้างแสดงด้วยค่าดัชนีความเสียหายบริเ% าส กษ ง ค่า ส ร ด งปือ มเกก ง ับดก ก่ ี

กว่าโครงอาคารผนังก่ออิฐเดิม ผลงานวิจัยที่ขยายผลการศึกษาเพิ่มเติมต่อมา [4] ใช้การเสริมกำลังเสาเต็มตลอดความสูงของช่วงเสาและมีการเสริมกำลังป้องกันการวิบัติที่ปลายรอยต่อเสาและคาน และป้องกันการแตกร้าวที่มุมของผนังก่ออิฐ ทำให้โครงอาคารเสริมกำลังมีค่ากำลังต้านทานสูงมากขึ้นกว่าโครงอาคารเดิมมาก นอกจากนี้ ผลของการใช้เหล็กเดือยยึดประสานเฟอร์โรซีเมนต์กับเนื้อคอนกรีต [5] พบว่า การใช้เหล็กเดือยรูปร่างตัวแอล (L-shape) ให้ผลแรงเฉือนยึดเกาะระหว่างเฟอร์โรซีเมนต์กับเนื้อคอนกรีตได้ดีที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับเหล็กเดือยรูปร่างแบบต่างๆกัน ผลการศึกษาเสาสั้นเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยเฟอร์โรซีเมนต์และตะแกรงเหล็กฉีก [6] พบว่า กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสามีค่าสูงมากขึ้นเมื่ออัตราส่วนปริมาตรของตะแกรงเหล็กฉีกเพิ่มมากขึ้น โดยได้เสนอค่าตัวคูณประสิทธิภาพของตะแกรงเหล็กในการทำนายค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาเสริมกำลัง

ผลการศึกษาพฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารสูง 6 ชั้น เสริมกำลังด้วยวิธีการหุ้มเสาด้วยเหล็ก [7] พบว่า โครงสร้างเสริมกำลังมีค่ากำลังต้านทานแรงด้านข้างและค่าความเหนียวสูงขึ้นมาก อย่างไรก็ตาม ความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างทำให้ลดสมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร ผลการศึกษาพฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารเรียนสูง 3 ชั้น เสริมกำลังด้วยวิธีการหุ้มเสาด้วยกรงเหล็กและตะแกรงเหล็กฉีก [8] พบว่า ค่าสติฟเนสและกำลังต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างเสริมกำลังมีค่าสูงขึ้น แต่กรณีโครงสร้างที่ทำการจำลองแบบฐานยึดหยุ่น ให้ผลการปรับปรุงกำลังที่น้อยกว่าโครงสร้างที่จำลองแบบฐานยึดแน่น

ในการศึกษานี้ เป็นการวิเคราะห์พฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารพาณิชย์สูง 3 ชั้น ที่เสริมกำลังเสา คาน และผนังก่ออิฐด้วยเทคนิคเฟอร์โรซีเมนต์และตะแกรงเหล็กฉีก โดยการวิเคราะห์ด้วยการผลักอาคารวิธีแรงสถิตไม่เชิงเส้นเพื่อเปรียบเทียบผลของการเสริมกำลังเสาและผนังก่ออิฐเทียบกับโครงสร้างอาคารเดิม

2.

2.1 แบบจำลองโครงข้อแข็งเสริมกำลัง

แบบจำลองการเสริมกำลังโครงข้อแข็ง แสดงในรูปที่ 1(ก) การเสริมกำลังเสาใช้เทคนิคเฟอร์โรซีเมนต์เสริมตะแกรงเหล็กฉีกตลอดความสูงของเสา เนื่องจากจะช่วยเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนที่กระทำต่อเสาในช่วงที่เป็นช่องเปิดหน้าต่าง สำหรับคาน เสริมเฟอร์โรซีเมนต์ในช่วงความยาว 2.5 เท่าของความลึกของคาน เทียบเท่ากับข้อหมุนพลาสติกที่อาจเกิดขึ้นได้ในบริเวณปลายคาน การยึดตะแกรงเหล็กฉีก ใช้การเชื่อมตะแกรงเหล็กฉีกเข้ากับเหล็กฉาก ดังแสดงในรูปที่ 1(ข)

กำลังต้านทานโมเมนต์ของเสาที่มีการเสริมกำลัง (M_S) คำนวณได้จาก ผลรวมของกำลังต้านทานโมเมนต์ของเสาเดิม (M_C) และ กำลังต้านทานโมเมนต์ของเฟอร์โรซีเมนต์ (M_F) ดังนี้

$$M_S = M_C + M_F \quad (1)$$

กำลังต้านทานโมเมนต์ของเฟอร์โรซีเมนต์ (M_F) คำนวณได้จากผลรวมของกำลังต้านทานโมเมนต์ของเหล็กฉากและตะแกรงเหล็กฉีก ดังนี้

$$M_F = \sum_{i=1}^{n} f_{ys}(S_s)_i + \sum_{i=1}^{n} f_{ye}(S_e)_i \quad (2)$$

เมื่อ

f_{ys} และ f_{ye} คือ กำลังครากของเหล็กฉากและตะแกรงเหล็กฉีกตามลำดับ

S_s และ S_e คือ โมดูลัสหน้าตัดของเหล็กฉากและตะแกรงเหล็กฉีกตามลำดับ

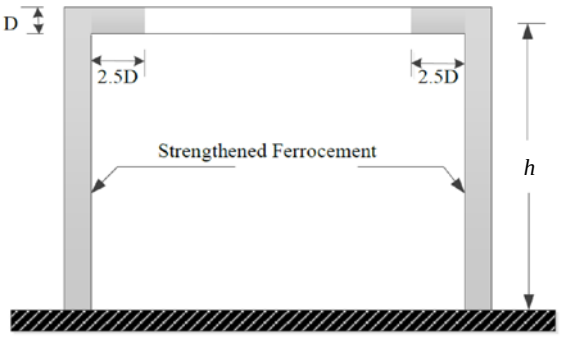
กำลังต้านทานด้านข้างของโครงข้อแข็งเปล่าที่มีการเสริมกำลัง (V_{BF}) คำนวณได้ ดังนี้

$$V_{BF} = \frac{2(M_{pj} + M_S)}{h} = \frac{2\left(M_{pj} + M_C + M_F\right)}{h} \quad (3)$$

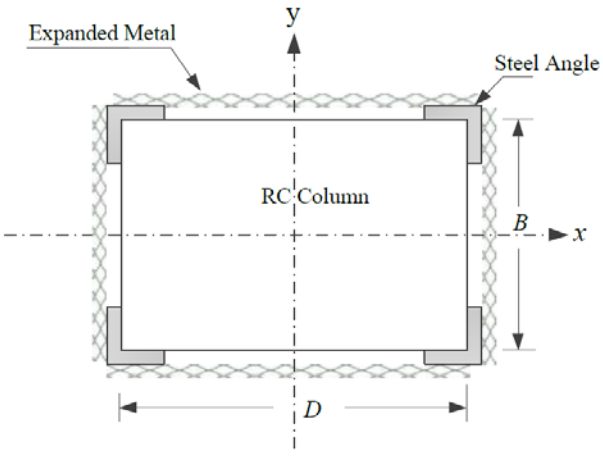
เมื่อ M_{pj} คือ โมเมนต์พลาสติกของข้อต่อ ซึ่งพิจารณาจากโมเมนต์ที่น้อยสุดของ โมเมนต์พลาสติกของเสา M_{pc} โมเมนต์พลาสติกของคาน M_{pb} และโมเมนต์ของข้อต่อเสา-คาน

เมื่อพิจารณาให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสา V_C เท่ากับ 1/2 เท่าของ V_{BF} ดังนั้น

$$V_C = (M_{pj} + M_S)/h \quad (4)$$



(ก) โครงข้อแข็งเสริมกำลัง

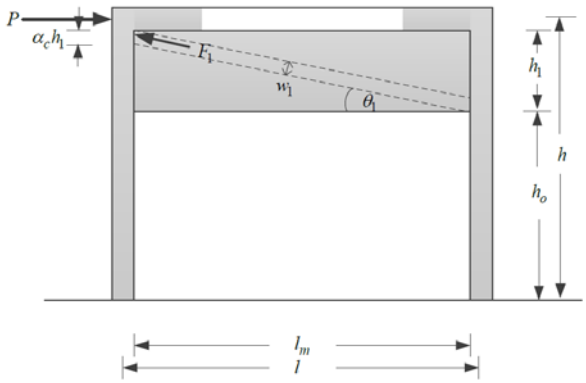


(ข) หน้าตัดเสาเสริมกำลัง

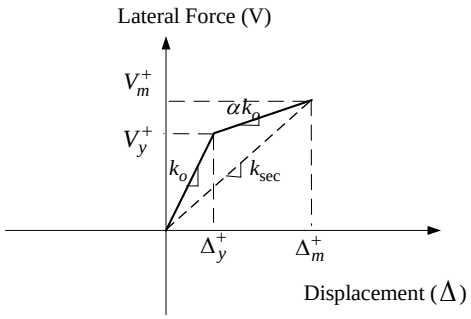
1 โครงข้อแข็งเสริมกำลังด้วยตะแกรงเหล็กฉีก

2.2 แบบจำลองโครงผนังก่อเสริมกำลัง

โครงอาคารที่มีผนังก่อบางส่วนในช่วงบนเนื่องจากบานประตูทางเข้าแบบเปิดกว้างแสดงในรูปที่ 2 (ก) แบบจำลองการวิเคราะห์โครงผนังก่ออิฐใช้วิธีโครงค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า โดยมีความกว้างของแรงอัดแนวทแยงมุมของผนังก่อเท่ากับ w_1 แรงอัดแนวทแยงของผนังก่อเป็นแรงต้านทานทางด้านข้างของผนัง ซึ่งเขียนเป็นกราฟความสัมพันธ์ของแรงกระทำด้านข้างและค่าการเคลื่อนที่ได้ในรูปที่ 2 (ข) เมื่อ V_m^+, V_y^+, Δ_m^+, Δ_y^+ คือ กำลังต้านทานสูงสุด กำลังต้านทานที่จุดคราก การเคลื่อนที่สูงสุด การเคลื่อนที่ ณ จุดคราก ในทิศทางของแรงกระทำตามลำดับ k_o, k_{sec} คือ ค่าสติฟเนสเริ่มต้น และค่าสติฟเนสส่วนตัด ตามลำดับ



(ก) แบบจำลองโครงผนังก่ออิฐวิธีโครงค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า



(ข) กราฟความสัมพันธ์ของแรงกระทำด้านข้างและค่าการเคลื่อนที่

2 แบบจำลองโครงผนังก่อบางส่วน

ค่ากำลังต้านทานสูงสุดของแรงอัดค้ำยัน V_m เนื่องจากผนังก่ออิฐ คำนวณได้จาก

$$V_m = F_1 \cos\theta_1 = w_1 t f_a \cos\theta_1 \quad (5)$$

เมื่อ f_a คือ หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ของปริซึมผนังก่อ $f_a = 0.6\phi f_m^{'}$ $f_m^{'}$ คือ กำลังอัดสูงสุดของปริซึมผนังก่อ, $\phi = 0.65$, t คือ ความหนาของผนังก่ออิฐและ θ_1 คือ มุมเอียงของแรงอัดแนวทแยงของผนังก่อส่วนบน ค่ากำลังอัดของผนังก่อเสริมกำลัง $f_m^{'}$ เป็นสัดส่วนกับค่าพื้นที่ผิวจำเพาะของตะแกรงเหล็กฉีก S_r ซึ่งสามารถคำนวณได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง $f_m^{'}$ และ S_r เสนอโดย Amornpunyapat R. และคณะ [9] ความกว้างของแรงอัดค้ำยัน w_1 คำนวณได้จากความยาวหน้าสัมผัสของหน่วยแรงที่กระจายระหว่างเสาและผนังก่อ ที่เสนอโดย Saneinejad และ Hobbs [10] ดังนี้

$$w_1 = \alpha_c h_1 \frac{l_m}{\sqrt{h_1^2 + l_m^2}} = \alpha_c h_1 \cos\theta_1 \quad (6)$$

$$\alpha_c = \frac{1}{h}\sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_c M_{pc}}{\sigma_c t}} \quad (7)$$

$$\sigma_c = \frac{f_m'}{\sqrt{1+3\mu^2 r^4}} \quad (8)$$

เมื่อ μ คือ สัมประสิทธิ์รงเสียดทานระหว่างโครงอาคารและผนังก่อ r คือ อัตราส่วนระหว่างความสูงและความกว้างของโครงอาคาร $(r=h/l)$, β_c คือ ตัวคูณลดกำลังของเสา (β_c = 0.2)

จากสมดุลของแรงในแนวราบ แรงกระทำด้านข้าง P เท่ากับผลรวมของแรงต้านทานของโครงเปล่าและแรงอัดค้ำยัน F_1

$$P = V_{BF} + F_1 \cos\theta_1 \quad (9)$$

แทนค่า F_1จากสมการ (5)

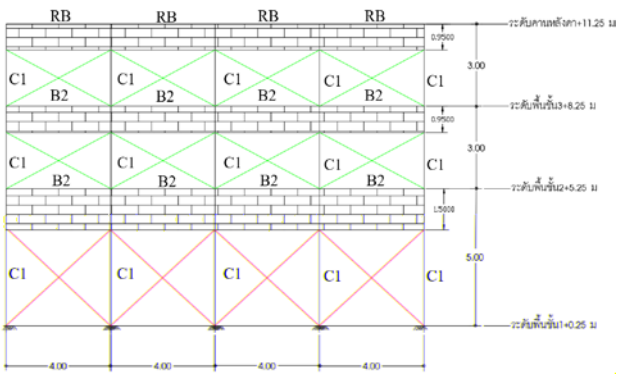
$$P = V_{BF} + w_1 t f_a \cos\theta_1 \quad (10)$$

3.

3.1 อาคารตัวอย่าง

ในการศึกษานี้ ได้คัดเลือกอาคารพาณิชย์ สูง 3 ชั้น ขนาด 4 คูหา ซึ่งเป็นแบบมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง โดยสมมุติให้ อาคารตั้งอยู่ในบริเวณพื้นที่ อ. วังชิ้น จังหวัดแพร่ ภาคเหนือ ของประเทศซึ่งเป็นเขตที่มีความรุนแรงแผ่นดินไหวสูงมาก ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม S_s, = 1.086, S_1 = 0.275 ตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61 [11]

ผังอาคารขนาด 16.0×17.6 เมตร ความสูงทั้งหมด 11.25 เมตร พื้นทั่วไปเป็นแผ่นพื้นหล่อในที่ขนาดความหนา 0.10 เมตร รับน้ำหนักบรรทุกจร 3 kN/m^2 โครงอาคารด้านหน้าแสดงในรูปที่ 3 ประกอบด้วยผนังก่อบางส่วนเนื่องจากช่องเปิดทางเข้าขนาดกว้างเท่ากับช่วงห่างของเสา ขนาดหน้าตัดและรายละเอียดเหล็กเสริมของเสาและคาน แสดงในตารางที่ 1 ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอกเท่ากับ 24 MPa และกำลังดึงประลัยของเหล็กเสริมเท่ากับ 400 MPa



3 โครงอาคารผนังก่อบางส่วน

1 .

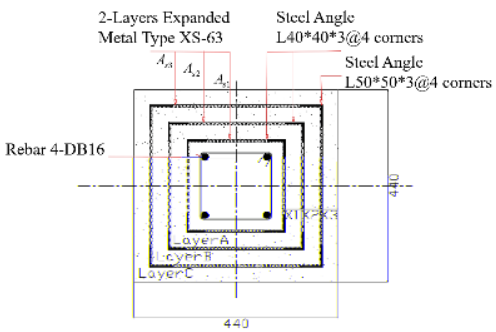
องค์อาคาร	ขนาด (มม.)	เหล็กเสริมตามยาว (มม.)	เหล็กเสริมตามขวาง (มม.)
C1	200×200	4DB16	RB6@150
B2	200×400	5DB16	RB6@150
RB	200×400	4RB16	RB6@150

3.2 วิธีการเสริมกำลังอาคารตัวอย่าง

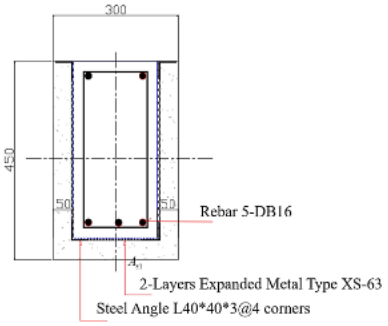
โครงอาคารที่เสริมกำลังได้มีการคำนวณออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยจัดทำแบบจำลองโครงสร้างอาคารแบบ 3 มิติด้วยโปรแกรม ETABS และทำการวิเคราะห์หาความต้องการกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของโครงอาคาร ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าสำหรับความเร่งตอบสนองในพื้นที่ อ.วังชิ้น จ.แพร่ ตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61 [11] ได้ค่าแรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบโครงอาคารเท่ากับ 702 กิโลนิวตัน เมื่อดำเนินการออกแบบเสริมกำลัง สำหรับโครงข้อแข็ง โดยติดตั้งตะแกรงเหล็กฉีกขนาด XS 63 เชื่อมยึดติดกับเหล็กฉากยึดกับเสาตลอดความสูงเสา สำหรับการเสริมกำลังคานใช้ตะแกรงเหล็กฉีกขนาด XS 63 เชื่อมยึดติดกับเหล็กฉากในช่วงความยาว 2.5 เท่าของความลึกคาน สำหรับการเสริมกำลังผนังอิฐช่วงบน ใช้ตะแกรงเหล็กฉีกขนาดเบอร์ 22 ทั้งสองด้าน แผ่นตะแกรงเหล็กฉีกมีการยึดด้วยสลักเกลียวขนาด 6 มม ฝังพุกเข้าไปในผนังก่ออิฐระยะห่าง 30 เซนติเมตร และทำการฉาบปูนบนแผ่นผนัง แสดงรายละเอียดการเสริมโครงอาคาร ในรูปที่ 4

3.10 m

ก) โครงอาคารเสริมกำลังตัวอย่างแบบช่วงเดียว



ข) หน้าตัดเสาเสริมกำลัง



ค) หน้าตัดคานเสริมกำลัง

4 การเสริมกำลังโครงผนังก่อ

กำลังต้านทานโมเมนต์และแรงเฉือนของเสาเดิมและเสาเสริมกำลังคำนวณโดยสมการที่ 1, 2, 4 แสดงในตารางที่ 2 ค่า V_C คือ กำลังต้านทานของเสาต้นเดียว และกำลังต้านทานของโครงอาคารผนังก่อเสริมกำลัง ที่คำนวณโดยสมการที่ 5-10 แสดงในตารางที่ 3 ค่า P คือ กำลังต้านทานของโครงอาคารผนังก่อตัวอย่างแบบช่วงเดียว ที่แสดงในรูปที่ 4 สำหรับค่ากำลังต้านทานที่ออกแบบ (Design Strength) คำนวณสำหรับโครงอาคารสูง 3 ชั้น 4 คูหา มีค่าเท่ากับ 127.91 kN และ 702.39 kN สำหรับโครงสร้างเดิมและโครงสร้างเสริมกำลัง ตามลำดับ

2 กำลังต้านทานของเสา

พารามิเตอร์	เสาเดิม	เสาเสริมกำลัง
M_C (kN-m)	30.05	30.05
M_F (kN-m)	-	475.61
M_S (kN-m)	-	505.66
M_{pj} (kN-m)	23.65	23.65
V_C (kN)	11.19	110.27

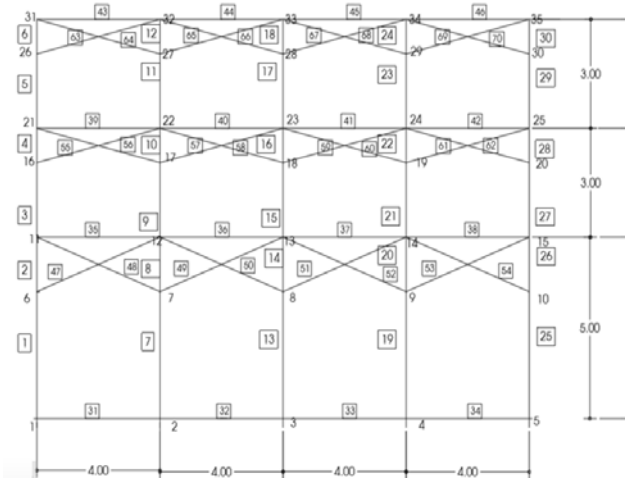
3 กำลังต้านทานของโครงผนังก่อ

พารามิเตอร์	โครงผนังก่อเดิม	โครงผนังก่อเสริมกำลัง
α_c	0.085	0.1176
w_1 (mm)	89.81	124.26
$w_1 t f_a \cos\theta_1$ (kN)	17.99	37.76
V_{BF} (kN)	22.38	220.54
P (kN)	40.37	258.30
Design Strength (kN)	127.91	702.39

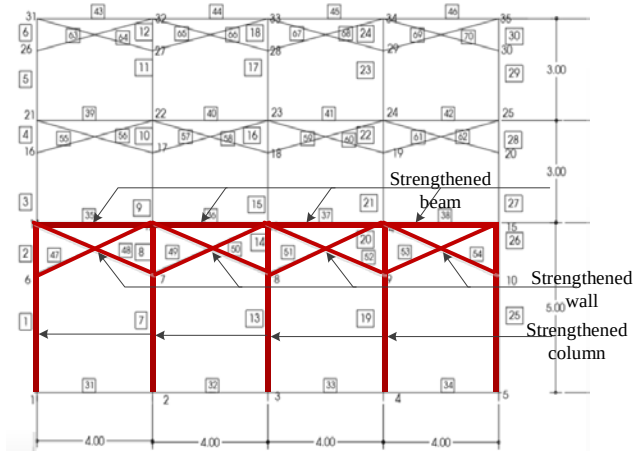
4.

จากโครงอาคารเดิมที่แสดงในรูปที่ 3 ได้นำมาจัดทำแบบจำลองเพื่อการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรม RUAUMOKO (Carr, 2006) [12] ดังแสดงในรูปที่ 5 สำหรับโครงผนังก่อเสริมกำลัง ได้เสริมกำลังเสาคานและผนังก่อของโครงอาคารชั้นล่างด้วยเฟอร์โรซีเมนต์เสริมตะแกรงเหล็กฉีก และจัดทำแบบจำลองโครงอาคารที่มีผนังก่อเพื่อการวิเคราะห์โครงสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 6 กำลังต้านทานโมเมนต์ของเสาและกำลัง

ต้านทานแรงกระทำด้านข้างของผนังก่อ ได้คำนวณตามที่ได้เสนอในสมการที่ 1-10

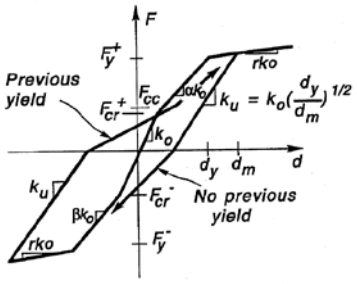


5 แบบจำลองโครงอาคารผนังก่อเดิม

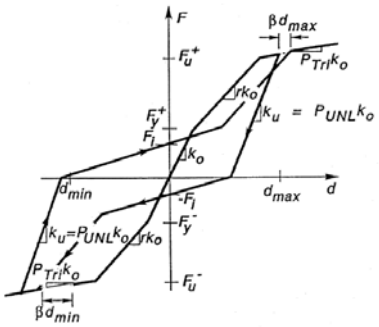


6 แบบจำลองโครงอาคารผนังก่อเสริมกำลัง

ในการจัดทำพฤติกรรมการรับแรงดัดและแรงเฉือนแบบไม่เชิงเส้นของเสาและคาน ใช้แบบจำลอง SINA [13] สำหรับพฤติกรรมการรับแรงแบบไม่เชิงเส้นบริเวณข้อหมุนพลาสติกของเสาและคาน แสดงในรูปที่ 7ก โดยมีการกำนดค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ที่จุดแตกร้าวทุกรอบของแรงกระทำแบบไป-กลับ และการลดทอนค่าสติฟเนสหลังจากการคลายแรงกระทำในแต่ละรอบ สำหรับผนังก่ออิฐ ใช้แบบจำลองโครงค้ำยันเทียบเท่าซึ่งแทนด้วยองค์อาคารรับแรงแนวแกนแบบไม่เชิงเส้นด้วย แบบจำลอง Wayne Stewart [14] แสดงในรูปที่ 7ข โดยมีการกำนดค่ากำลังต้านทานแรงแนวแกนที่จุดแตกร้าว และการลดทอนค่าสติฟเนสในแต่ละรอบ และมีเพิ่มการลดทอนกำลังและสติฟเนสซึ่งทำให้เกิดการอ่อนตัว ทำให้เกิดการขยายค่าการเคลื่อนที่มากขึ้น แบบจำลองนี้ ได้มีการสอบเทียบกับผลการทดสอบโครงผนังก่อเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์จากผลงานวิจัยโดย Longthong และคณะ [4]



ก) แบบจำลอง SINA [13]



ข) แบบจำลอง Wayne Stewart [14]

7 แบบจำลองเสาและผนังก่อ

ทำการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารเดิมและโครงสร้างเสริมกำลังด้วยการวิเคราะห์ผลักอาคารแบบแรงสถิตไม่เชิงเส้น คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย (δ_t) ตามมาตรฐาน มยผ.1303 [15] โดยใช้ค่าความเร่งตอบสนองในพื้นที่ อ.วังชิ้น จ.แพร่ โดยขยายค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายออกไปถึง 1.2 เท่า ($1.2\delta_t$) เพื่อประเมินค่ากำลังต้านทานสูงสุด ผลการคำนวณค่าพารามิเตอร์ของค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายแสดงในตารางที่ 4

4 พารามิเตอร์ของค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย

โครงสร้าง	C_0	C_1	C_2	T_e (sec.)	S_a (g)	δ_t (mm)	$1.2\delta_t$ (mm)
เดิม	1.3	1.03	1.01	1.04	0.32	114	137
เสริมกำลัง	1.3	1.25	1.03	0.36	0.94	39.9	48

ผลการวิเคราะห์ การผลักอาคารแสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารและค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคาร สำหรับโครงสร้างอาคารเดิมและอาคารเสริมกำลัง แสดงในรูปที่ 8 เมื่อแยกพิจารณาผลของกำลังต้านทานของเสาและกำลังต้านทานของผนังอิฐก่อออกจากกัน แสดงค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาสำหรับโครงสร้างอาคารเดิมและอาคารเสริมกำลัง แสดงในรูปที่ 9 และกำลังต้านทานค้ำยันของผนังก่ออิฐเดิมและผนังก่ออิฐเสริมกำลัง แสดงในรูปที่ 10 และเมื่อรวมกราฟการผลักอาคารเปรียบเทียบรายละเอียดของโครงสร้างอาคารเดิมและอาคารเสริมกำลังทั้งหมด แสดงในรูปที่ 11

จากรูปที่ 8 โครงสร้างเสริมกำลังให้ค่าสติฟเนส 26.15 kN/mm และกำลังต้านทานสูงสุด 802.40 kN เมื่อเปรียบเทียบกับโครงสร้างเดิม ซึ่งมีค่าสติฟเนส 2.29 kN/mm และกำลังต้านทานสูงสุด 127.91 kN โครงสร้าง

เสริมกำลังให้ค่า

ของโครงอาคารเดิม ซึ่งมีค่าความเหนียวเท่ากับ 1.89 แต่สำหรับผนังก่ออิฐเสริมกำลัง ให้ค่าความเหนียวเท่ากับ 1.63 จะสังเกตได้ว่าผนังก่อมีค่าความเหนียวเพิ่มขึ้นจากโครงอาคารเดิม ซึ่งผนังก่อเดิมมีค่าความเหนียวเท่ากับ 1.38 แสดงว่า ผลของการเสริมกำลังผนังก่ออิฐด้วยตะแกรงเหล็กฉีก ให้สัดส่วนค่าความเหนียวมากกว่าการเสริมกำลังเสา

ค่าระดับความเสียหายของโครงสร้างเดิมและโครงสร้างเสริมกำลัง แสดงในรูปแบบ ดัชนีความเสียหายเสนอโดย Park-Ang [16] ดังนี้

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{E_h}{F_y \delta_u} \quad (11)$$

โดยที่ δ_m คือ ค่าการโก่งตัวสูงสุดของระบบ เนื่องจากแรงแผ่นดินไหว

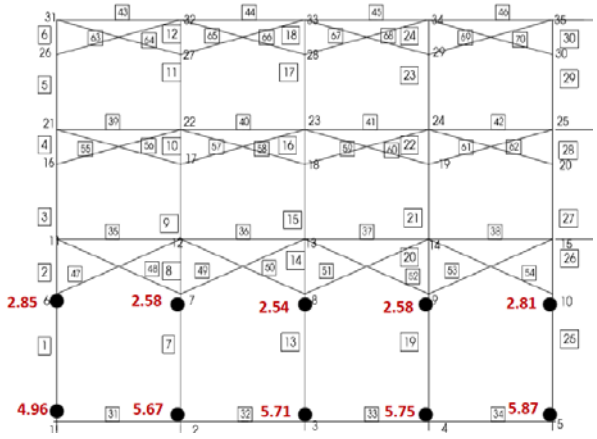
δ_u คือ ค่าการโก่งตัวสูงสุด กรณี Monotonic Loading

F_y คือ ค่ากำลัง ณ จุดครากของระบบโครงสร้าง

E_h คือ ค่าการดูดซับพลังงาน (hysteretic energy) ของระบบโครงสร้าง

β คือ ค่าคงที่ ซึ่งบ่งบอกถึงความสำคัญของความเสียหายเนื่องจากผลตอบสนองกลับไปมา

ค่าดัชนีความเสียหายของโครงอาคารเดิมและอาคารเสริมกำลัง แสดงในรูปที่ 12-13 โดยเกณฑ์การวัดระดับความเสียหายของโครงสร้างกำหนดจากค่าดัชนีความเสียหายรวม (Damage Index, DI) ของชิ้นส่วนโครงสร้างบริเวณที่เกิดข้อหมุนพลาสติก (Plastic Hinge) เป็นผลรวมของความเสียหายจากการเคลื่อนที่ของโครงสร้างและพลังงานที่ดูดซับตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว ซึ่งใช้วัดผล ดังนี้ ดัชนีความเสียหาย DI ที่มีค่าน้อยกว่า 0.4 เป็นระดับที่มีความเสียหายเล็กน้อย ค่า DI ระหว่าง 0.4-0.6 พิจารณาเป็นระดับความเสียหายที่ซ่อมแซมได้ ดัชนีความเสียหาย DI มีค่า มากกว่า 0.6 แต่ไม่เกิน 1.0 พิจารณาเป็นระดับความเสียหายรุนแรงเกินกว่าที่จะซ่อมแซมได้ ดัชนีความเสียหาย DI มีค่า มากกว่า 1.0 พิจารณาเป็นระดับการพังทลายของโครงสร้าง ผลการวิเคราะห์ พบว่า โครงสร้างอาคารเดิม มีความเสียหายเกิดขึ้นที่ปลายเสาทั้งสองด้าน ในระดับชั้นล่าง ในระดับพังทลายเนื่องจากค่า DI มีค่าเกิน 1.0 เมื่อทำการเสริมกำลังแล้ว ทำให้ค่าระดับความเสียหายลดลงมากอยู่ในระดับไม่เกิน 0.6 ซึ่งเป็นระดับความเสียหายที่ซ่อมแซมได้



12 ค่าดัชนีความเสียหายของโครงอาคารเดิม

13 ค่าดัชนีความเสียหายของโครงอาคารเสริมกำลัง

5.

บทความนี้ได้นำเสนอแบบจำลองการเสริมกำลังโครงข้อแข็งและโครงอาคารที่มีผนังก่อบางส่วน เพื่อใช้คำนวณออกแบบโครงอาคารผนังก่อเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์และตะแกรงเหล็กฉีก โดยใช้อาคารพาณิชย์สูง 3 ชั้นเป็นตัวอย่าง และนำความต้องการกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของโครงอาคารคำนวณด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า มาใช้เป็นค่าแรงเฉือนในการออกแบบโครงอาคารเสริมกำลัง ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวโดยวิธีวิเคราะห์การผลักอาคารแบบสถิตไม่เชิงเส้น สรุปได้ ดังนี้

ก) กำลังต้านทานสูงสุดของโครงอาคารเสริมกำลังเท่ากับ 802.4 kN ให้ผลใกล้เคียงกับค่าที่ใช้ในการออกแบบ 702.39 kN โดยมีกำลังต้านทานสูงกว่าประมาณ 14% และทำให้กำลังต้านทานสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้น 4.23 เท่าเมื่อเทียบกับโครงอาคารเดิม ทั้งนี้ เป็นผลมาจากการเสริมกำลังทั้งเสาและผนังก่ออิฐ โดยแยกเป็นส่วนของเสา กำลังต้านทานของเสาเพิ่มขึ้น 5.54 เท่า และส่วนของผนัง กำลังต้านทานของผนังก่ออิฐเพิ่มขึ้น 2.1 เท่า ทั้งนี้ กำลังต้านทานสูงสุดของเสาและผนังก่อเสริมกำลัง คิดเป็นสัดส่วน 81% และ 19% ของโครงอาคารทั้งหมด ตามลำดับ

ข) โครงสร้างอาคารเสริมกำลังให้ค่าสติฟเนสสูงขึ้นเป็น 11.42 เท่า เมื่อเทียบกับโครงอาคารเดิม ทั้งนี้ เป็นผลมาจากส่วนของเสา มีค่าสติฟเนสเพิ่มขึ้น 19.69 เท่า และส่วนของผนัง ค่าสติฟเนสของผนังก่ออิฐเพิ่มขึ้น 3.38 เท่า ดังนั้น ผลของการเสริมกำลังเสาให้ค่าสติฟเนสเพิ่มขึ้นมากกว่าผลของการเสริมกำลังผนังก่ออิฐ

ค) โครงสร้างอาคารเสริมกำลังให้ค่าความเหนียวโดยรวมเท่ากับ 1.73 มีค่าลดลงเล็กน้อยจากโครงอาคารเดิม ซึ่งมีค่าความเหนียว 1.86 และเมื่อพิจารณาแยกส่วนของเสา เสาเสริมกำลังให้ค่าความเหนียวเท่ากับ 1.64 มีค่าลดลงเล็กน้อยจากเสาของโครงอาคารเดิม ซึ่งมีค่าความเหนียวเท่ากับ 1.89 แต่สำหรับผนังก่ออิฐเสริมกำลัง ให้ค่าความเหนียวเท่ากับ 1.63 มีค่าความเหนียวเพิ่มขึ้นจากผนังก่อเดิมมีค่าความเหนียวเท่ากับ 1.38 แสดงว่าผลของการเสริมกำลังผนังก่ออิฐด้วยตะแกรงเหล็กฉีก ให้สัดส่วนค่าความเหนียวมากกว่าการเสริมกำลังเสา

ง) โครงสร้างอาคารเสริมกำลัง สามารถปรับปรุงสมรรถนะของอาคารเดิมให้ดีขึ้นมาก โดยลดระดับค่าดัชนีความเสียหายของโครงสร้างให้

อยู่ในเกณฑ์ปลอดภัยได้ แสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพของการเสริมกำลังด้วยเทคนิคนี้

งานวิจัยนี้เป็นส่วนหนึ่งของโครงการ การออกแบบและเสริมกำลังอาคารที่ใช้ผนังอิฐก่อเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทย ได้รับการสนับสนุนจาก สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.)

[1] Lukkunaprasit P, Ruangrassamee A, Boonyatee, T, Chintanapakdee C, Jankaew K,Thanasisathit N, Chandrangsu T. (2015). 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: pp 219-42.

[2] Kazemi and Morshed (2005) Kazemi MT, Morshed R. Seismic shear strengthening of R/C columns with ferrocement jacket. *Cement & Concrete Composites*, 27: 834–42.

[3] Leeanansaksiri A, Panyakapo, P., Ruangrassme. A. (2018). Seismic capacity of masonry infilled RC frame strengthening with expanded metal ferrocement. *Engineering Structures*, 159, pp.110-27.

[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*, 24 (3), pp. 45-59.

[5] Li, B. and Lam E. S. S. (2018). Influence of interfacial characteristics on the shear bond behavior between concrete and ferrocement, *Construction and Building Materials,* 176, pp. 462–469.

[6] Panyamul, S., Panyakapo, P., Ruangrassame, A. (2019). Seismic shear strengthening of reinforced concrete short columns using ferrocement with expanded metal, *Engineering Journal*, 23 (6), pp. 175–189.

[7] Salinas, S. V., Guzman, A., Carrillo, J. (2021) Performance evaluation of structures with reinforced concrete columns retrofitted with steel jacketing, *Journal of Building Engineering*, 33, 101510.

[8] Panyakapo. P. (2021). Seismic analysis of RC frame with brick infill panel strengthened by steel cage and expanded metal. *Engineering Journal*, 25 (4), pp.29-44.

[9] Amornpunyapat, R., Panyakapo P. and Panyakapo, M. (2021). Development of Lightweight Concrete Interlocking Block Panel with Water Treatment Sludge and Expanded Metal Ferrocement, *Engineering Journal*, 25(1), pp. 81-97.

[10] Saneinejad A, Hobbs B. (1995). Inelastic design of infilled frames, *Journal of Structural Engineering*. ASCE, 6682: pp. 634-50.

[11] กรมโยธาธิการและผังเมือง (2561) *มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1301/1302-61* กระทรวงมหาดไทย

[12] Carr A. J. (2006). *RUAUMOKO computer program*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

[13] Saiidi M, Sozen M. A. (1979). *Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures*. Report UILU – ENG-79-2031, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, I LLINOIS, August.

[14] Stewart. W. G. (1987). *The seismic design of plywood sheathed shear walls*, Ph.D. Thesis, Department of civil engineering, University of Canterbury.

[15] กรมโยธาธิการและผังเมือง (2557) *มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1303-57* กระทรวงมหาดไทย

[16] Park, Y. J. and Ang, A. H. (1985) Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structure Engineering*, ASCE, 111(4): pp. 722-739.