

## พฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐที่เสริมกำลังด้วยกรงเหล็กและตะแกรงเหล็กฉีก Seismic Behavior of Brick Infill Building Structures Strengthened with Steel Cage and Expanded Metal

ปฏิชน มณีกาญจน์<sup>1\*</sup> และ ไพบุณย์ ปัญญาคะโป<sup>1</sup>  
Paticchon Maneekan<sup>1\*</sup> and Phiboon Panyakapo<sup>1</sup>

<sup>1</sup>ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยศรีปทุม กรุงเทพมหานคร

<sup>1</sup>Department of Civil Engineering, Sripatum University, Bangkok

\*Corresponding author: ปฏิชน มณีกาญจน์, e-mail address: [paticchonm@yahoo.com](mailto:paticchonm@yahoo.com)

### บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอการศึกษาพฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังก่ออิฐเสริมกำลังด้วยกรงเหล็กและตะแกรงเหล็กฉีก อาคารที่ใช้ศึกษานี้เป็นอาคารเรียนตามแบบของกระทรวงศึกษาธิการ ซึ่งไม่ได้มีการออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว วิธีการเสริมกำลังด้วยกรงเหล็กประกอบด้วย เหล็กฉากประกบที่มุมของหน้าตัดตลอดความยาวของเสาและคาน คัดด้วยแถบแผ่นเหล็กและเชื่อมยึดด้วยตะแกรงเหล็กฉีก การประเมินกำลังโครงสร้างอาคารใช้วิธีการผลัดแบบแรงสถิตไม่เชิงเส้น ซึ่งวิเคราะห์โดยการใช้โปรแกรม RUAUMOKO ในการจัดทำแบบจำลองโครงสร้างคานและเสา ใช้แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงของโครงสร้างแบบไม่เชิงเส้นบริเวณข้อหมุนพลาสติกที่ปลายคานและเสา และใช้แบบจำลองค้ำยันสปริงเทียบเท่าสำหรับผนังก่ออิฐ เพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างทั้งก่อนและเสริมกำลัง ผลการวิเคราะห์พบว่า โครงสร้างอาคารเดิมเกิดข้อหมุนพลาสติกที่ปลายเสาและมีค่าระดับความเสียหายสูงมาก โดยเฉพาะเสาชั้นล่างและเสาที่มีผนังก่ออิฐแบบไม่เต็มแผง และคานชั้นที่ 2 หลังจากการเสริมกำลัง โครงสร้างเสริมกำลังให้ค่ากำลังต้านทานสูงกว่าโครงสร้างเดิม 1.53-3 เท่า และไม่พบการเกิดข้อหมุนพลาสติกที่ปลายเสา

**คำสำคัญ:** ตะแกรงเหล็กฉีก, กรงเหล็ก, การเสริมกำลัง, ผนังก่ออิฐ, การวิเคราะห์แรงสถิตไม่เชิงเส้น

### Abstract

This paper presents a study of the seismic behavior of reinforced concrete building structure with brick infill wall strengthened by using steel cage and expanded metal. The case study is a standard school building of the Ministry of Education which was not designed for earthquake resistance. The strengthening technique of steel cage is composed of steel angle attaching at the corner of the cross section of column and beam along the full length. The steel angle is connected with batten and it is welded to the expanded metal sheet. The seismic evaluation of structure was investigated by using nonlinear static analysis. The RUAUMOKO Computer Program is used for the analysis. The hysteretic behaviors for beam and column were modeled for plastic hinge region. The brick infill wall was modeled as an equivalent strut approach. The seismic analysis of the existing frames and the retrofit frames was conducted. The analysis results of the existing structure revealed that the plastic hinge occurred at the columns in the ground floor and the columns with partial infill wall as well as the beams in the second floor, where the seismic damage is relatively high. After retrofitting, the strength of the retrofit frames was enhanced up to 1.53-3 times of the existing frames without plastic hinge formation in the columns.

**Keywords:** Expanded metal, Steel cage, Strengthening, Brick infill wall, Nonlinear static analysis

## 1. บทนำ

จากเหตุการณ์ภัยพิบัติภัยแผ่นดินไหว ขนาด 6.3 ริกเตอร์ ศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหวที่อำเภอแม่ลาว จังหวัดเชียงราย ได้สร้างความเสียหายให้กับ ตึก อาคาร บ้านเรือนของผู้ที่อาศัยอยู่ในพื้นที่บริเวณนั้นเป็นอย่างมาก อาคารเหล่านี้ ไม่ได้มีการออกแบบให้สามารถรองรับแรงแผ่นดินไหวได้ โดยเฉพาะอาคารโรงเรียน ซึ่งเป็นอาคารสาธารณะที่สำคัญต่อคนจำนวนมาก พบว่ามีผนังก่ออิฐในโครงอาคารแบบผนังก่อเตี้ย มีความสูงประมาณ 1.0 เมตรและมีความยาวตลอดช่วงระหว่างเสา เนื่องจากมีช่องเปิดหน้าต่างบานกระจกสูงประมาณ 2.5 เมตร เมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวขึ้น ทำให้เสาที่ขนานด้วยผนังก่ออิฐบางส่วนมีความยาวช่วงลดลง จึงเกิดการแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนบริเวณตำแหน่งที่อยู่เหนือผนังก่ออิฐ เนื่องจากพฤติกรรมการวิบัติด้วยแรงเฉือนของเสาสั้น (Short column) ดังนั้นเพื่อเป็นการป้องกันความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินที่อาจเกิดขึ้นได้ จึงต้องมีการเสริมกำลังแก่โครงสร้าง โดยเฉพาะโครงสร้างเสาที่ติดอยู่กับผนังก่ออิฐไม่เต็มแผงที่เว้นช่องเปิด และเสริมกำลังผนังก่ออิฐทั้งที่เต็มแผงและไม่เต็มแผงด้วย

ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับ การศึกษาพฤติกรรมโครงสร้างเสริมกำลังด้วยกรงเหล็กและผนังก่ออิฐตะแกรงเหล็กฉีก มีดังนี้ Nagaprasad และคณะ [1] ได้ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยกรงเหล็ก ภายใต้การทดสอบแรงแนวนอน สลับทิศไป-กลับ พบว่าเสาคอนกรีตที่เสริมกำลังให้ค่ากำลังแรงดัด และค่าความเหนียวสูงกว่าของเสาคอนกรีตเดิม เนื่องจากผลของการโอบรัดเสาด้วยแผ่นเหล็กที่เชื่อมยึดกับเหล็กฉากที่มุมเสา ทำให้กำลังรับแรงเฉือนสูงขึ้น Al-Sherrawi และ Salman [2] ได้พัฒนาแบบจำลองการวิเคราะห์แผนผังความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวแกนและโมเมนต์ดัด (P-M interaction diagram) สำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยกรงเหล็ก ด้วยวิธีการกระจายความเค้นพลาสติก และวิเคราะห์ผลเปรียบเทียบกับผลการทดสอบแรงกระทำเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยกรงเหล็กในห้องปฏิบัติการที่วิจัยโดย Garzen และคณะ [3] พบว่า ค่ากำลังโมเมนต์ และแรงแนวแกนประลัยของผลการวิเคราะห์แบบจำลอง ให้ผลสอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ Dung และ Plumier [4] ได้ทำการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของแผงตะแกรงเหล็กฉีกภายใต้แรงผลักแบบวัฏจักร ผลการทดสอบพบว่าแผงตะแกรงเหล็กฉีกมีความสามารถต้านทานแรงเฉือนต่อการเสียรูปได้เป็นอย่างดี และมีค่าความเหนียว (Ductility) อยู่ระหว่าง 10 ถึง 20 ซึ่งอยู่ในระดับความเหนียวที่สูง Kazemi และคณะ [5] ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับกำลังรับแรงเฉือนของเสาสั้นคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยตะแกรงเหล็กฉีกร่วมกับวิธีเฟอร์โรซีเมนต์ทำการทดสอบภายใต้แรงผลักแบบวัฏจักร ผลการศึกษาพบว่าเสามีกำลังรับแรงเฉือนและค่าความเหนียวที่มากกว่าเสาที่ไม่ได้เสริมกำลังถึง 5.5 เท่า

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ดังนี้

- 1) เพื่อศึกษาพฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเดิมก่อนการเสริมกำลัง
- 2) เพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างผนังก่ออิฐหลังเสริมกำลังอาคารด้วยกรงเหล็กและตะแกรงเหล็กฉีก

## 2. วิธีการศึกษา

### 2.1 อาคารที่ใช้ในการศึกษา

บทความนี้ได้เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก สูง 3 ชั้น เป็นอาคารเรียนตามแบบมาตรฐานของกระทรวงศึกษาธิการมาใช้ในการศึกษา เป็นระบบเสา-คานซึ่งไม่ได้ออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว ได้เลือกโครงสร้างของด้านหน้าอาคารเป็นระบบโครงข้อแข็งเปล่า (Bare Frame) และด้านหลังอาคารเป็นระบบโครงข้อแข็งผนังก่ออิฐภายใน (Infill frame) เพื่อวิเคราะห์โครงสร้างแบบ 2 มิติ โดยมีรายละเอียดของโครงสร้างอาคาร แสดงในรูปที่ 1(a) และ 1(b)

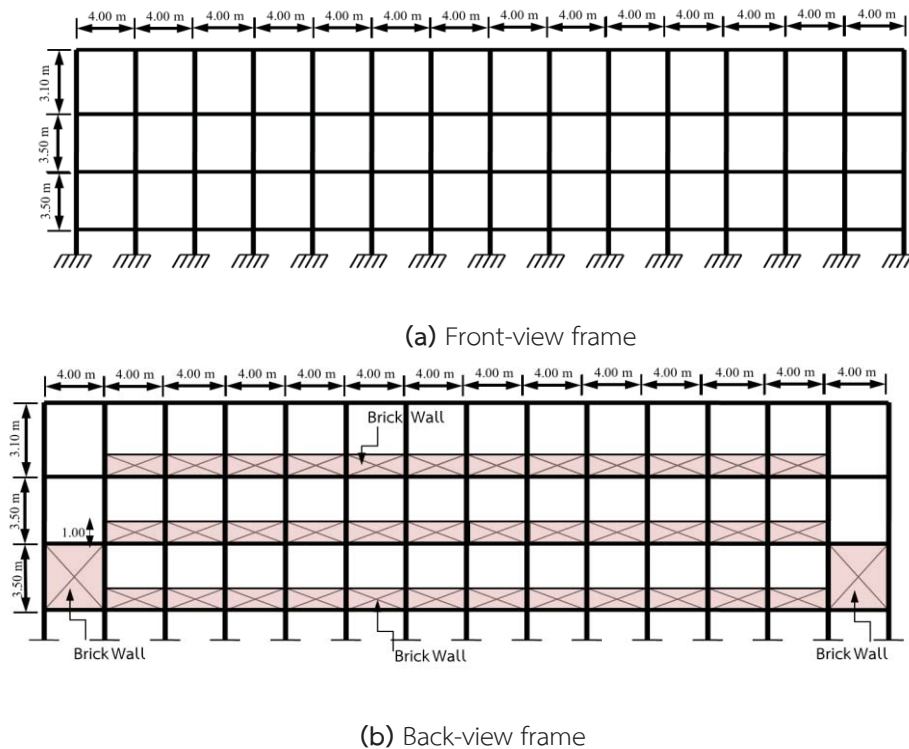


Figure 1 Existing building structural model: (a) Front-view frame, (b) Back-view frame.

## 2.2 แบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้าง

การสร้างแบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้างด้วยโปรแกรม RUAUMOKO [6] ได้มีการจำลองโครงสร้าง ดังนี้

1) แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงของเสาและคาน (Hysteretic model) ที่บริเวณปลายชิ้นส่วนเป็นแบบข้อหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ใช้แบบจำลองของ SINA Degrading Tri-Linear Hysteresis [7]

2) แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงของผนังก่ออิฐ ใช้แบบจำลองของ Wayne Stewart Degrading Hysteresis [8] การจำลองผนังก่ออิฐในโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กใช้วิธีแรงค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Equivalent diagonal strut) ซึ่งมีรูปแบบพฤติกรรมของกราฟความสัมพันธ์ เนื่องจากแรงกระทำต้านข้างกับการเคลื่อนที่ โดยได้นำผลการทดสอบกำลังผนังก่ออิฐโดย Leeanansakiri และ คณะ [9] เพื่อสร้างแบบจำลอง ดังรูปที่ 2

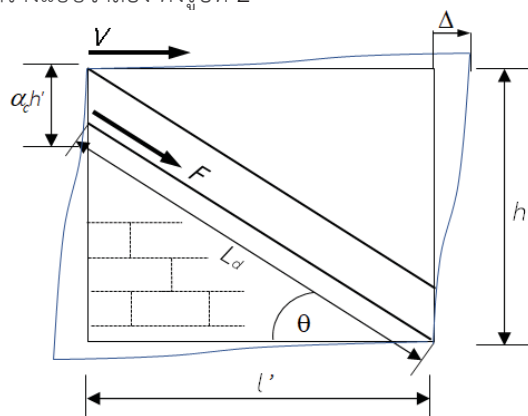


Figure 2 Equivalent diagonal strut representation of an infill panel subjected to lateral loads.

ในการวิเคราะห์แรงค้ำยันเทียบเท่า (Equivalent strut force) ภายในแผ่นผนัง เมื่อพิจารณาว่ารูปแบบการวิบัติของแผ่นผนังเป็นแบบการแตกร้าวในแนวทแยงมุม สมมติว่าหน่วยแรงที่กระทำต่อผิวสัมผัสระหว่างผนังอิฐ และหน้าเสา มีความกว้าง  $\alpha_c h'$  แรงกระทำด้านข้าง  $V$  และแรงค้ำยันเทียบเท่า  $F$  คำนวณจากสมการที่นำเสนอโดย Saneinejad และ Hobbs [10] ดังนี้

$$F = V \cos \theta = 2\sqrt{2}th' f_t \cos \theta \quad (1)$$

เมื่อ  $f_t$  คือ หน่วยแรงที่ยอมให้ของปริซึมอิฐ คำนวณได้จาก,  $\phi = 0.65$ ,  $f_t = 0.25\phi\sqrt{f'_m}$ ,  $f'_m$  คือ กำลังอัดประลัยของปริซึมอิฐ  $t$  คือ ความหนาของแผ่นผนังอิฐ และ  $\theta$  คือ มุมของแรงค้ำยันในแนวทแยงเทียบกับแนวราบ

### 2.3 การเสริมกำลังโครงสร้าง

การเสริมกำลังคานและเสาด้วยกรงเหล็ก (Steel cage) และตะแกรงเหล็กฉีก(Expanded metal) เพื่อเสริมกำลังต้านทานให้เสาเดิมมีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนเพิ่มขึ้น ซึ่งประกอบด้วยเหล็กฉาก (Steel angle) ขนาด 65×65×6 mm ยึดที่มุมเหลี่ยมเสาและคานทั้ง 4 มุม ใช้แผ่นเหล็กคาน (Batten) ขนาด 100 x 332 x 6 mm เป็นตัวยึดเหล็กฉาก 4 ด้าน โดยยึดทุกๆ ระยะเรียง S เท่ากับ 36 cm และวางตะแกรงเหล็กฉีก No.63 ตลอดความยาว ดังแสดงรูปที่ 3

การเสริมกำลังผนังก่ออิฐด้วยตะแกรงเหล็กฉีก เพื่อป้องกันไม่ให้ผนังเกิดแตกร้าวเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ใช้ตะแกรงเหล็กฉีก No.22 จำนวนหนึ่งชั้น ยึดติดเข้ากับผนังทั้งสองด้านด้วยทุกขนาด 6 mm ทุกระยะเรียง 0.30 m ดังแสดงในรูปที่ 3

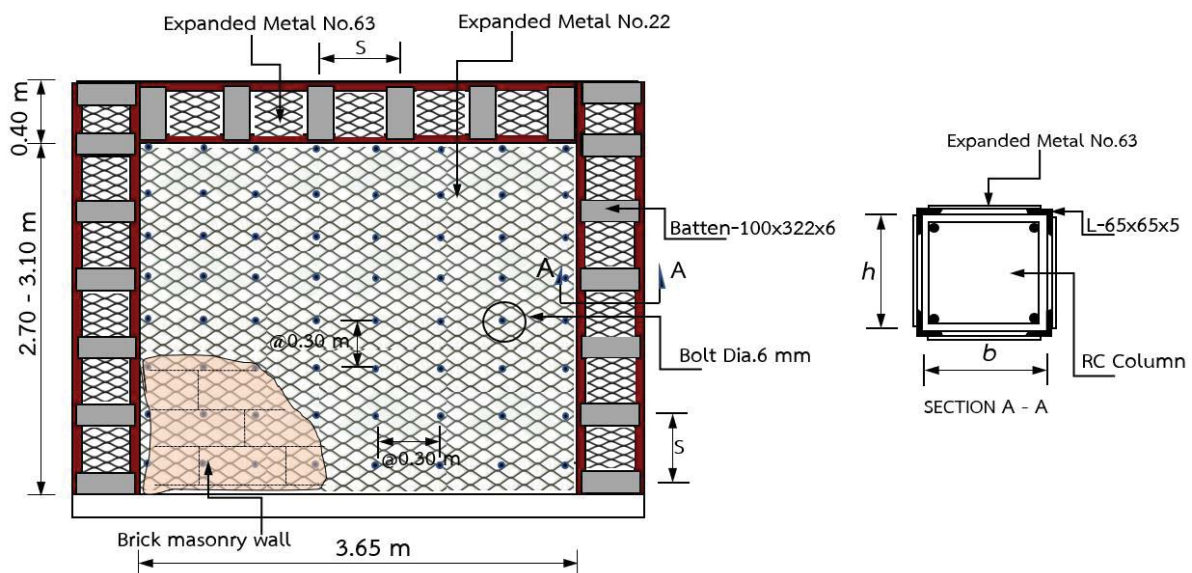


Figure 3 Strengthening by steel cage and masonry infilled wall with expanded metal.

การวิเคราะห์หน้าตัดการเสริมกำลังต้านทานโมเมนต์ ใช้หลักการกระจายความเค้นสอดคล้อง (Strain compatibility distribution) แสดงดังรูปที่ 4

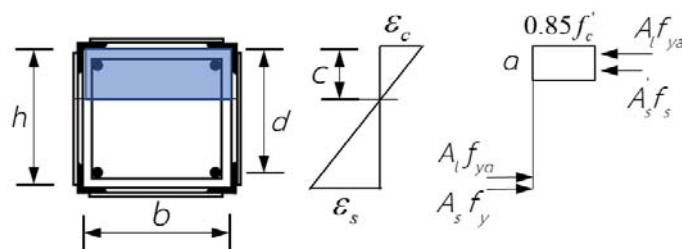


Figure 4 Stress-strain diagram for reinforced concrete members strengthened by steel cage.

จากรูปที่ 4 คำนวณหาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์  $M_n$  และกำลังต้านทานแรงเฉือน  $V_n$  ของโครงสร้างเสริมกำลัง ได้ดังนี้

$$M_n = 0.85f'_c b a (d - 0.5a) + A'_s (f_s - 0.85f'_c)(d - d') + A_s f_{yo} (h - d') \quad (2)$$

$$V_n = V_{no} + V_{exd} \quad (3)$$

$$\text{กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาเดิม} \quad V_{no} = \left\{ 0.115k_u \cdot k_p \frac{17.65 + f'_c}{(\alpha_v / D) + 0.12} + 0.85\sqrt{\rho_w f_{yt}} + 0.1 \frac{N}{bD} \right\} b j \quad (4)$$

$$\text{กำลังต้านทานแรงเฉือนของตะแกรงเหล็กฉีก} \quad V_{exd} = 0.27l_{dto} \alpha B f_{ye} \quad (5)$$

สมการ (4) นำเสนอโดย Sakino [11] และ สมการ (5) นำเสนอโดย Dung และ Plumier [4]

โดยที่  $k_u$  เท่ากับ 1.0 เมื่อ  $d \leq 160$  mm

เท่ากับ  $1.19 - 0.0012d$  เมื่อ  $160$  mm.  $< d \leq 400$  mm

เท่ากับ 0.72 เมื่อ  $d > 400$  mm

$k_p$  คำนวณได้จาก  $0.82(100\rho_t)^{0.23}$

โดยที่  $\rho_w$  คือ อัตราส่วนเหล็กปอก,  $N$  คือ แรงอัดแนวแกน,  $\rho_t$  คือ อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง,  $j$  เท่ากับ  $(7/8)d$ ,  $\alpha_v$  คือ ความยาวช่วงแรงเฉือน (Shear span),  $f'_c$  คือ กำลังอัดประลัยคอนกรีต,  $b$  คือ ความกว้างของหน้าตัด,  $a$  คือ ความกว้าง stress block คำนวณได้จาก  $a = \beta c$ ,  $c$  คือ ระยะจากแกนสะเทิน,  $h$  และ  $D$  คือ ความลึกของหน้าตัด,  $A'_s$  คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม,  $A_s$  คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กฉีก,  $f_y$  และ  $f_s$  คือ กำลังดึงและกำลังกดจุดครากเหล็กเสริม ตามลำดับ,  $f_{yo}$  คือ กำลังดึงจุดครากของเหล็กฉีก,  $d$  และ  $d'$  คือ ความลึกประสิทธิภาพ และความลึกระยะหุ้มคอนกรีต ตามลำดับ,  $A_{exd}$  คือ พื้นที่หน้าตัดตะแกรงเหล็กฉีก,  $f_{ye}$  คือ กำลังดึงของตะแกรงเหล็กฉีก,  $l_{dto}$  คือ ความยาวแนวทแยงของแผ่นตะแกรง,  $B$  คือ ความหนาของตะแกรงเหล็กฉีก และ  $\alpha$  เท่ากับ 0.71

แบบจำลองโครงสร้างอาคารเสริมกำลัง ได้วางแผนกำหนดตำแหน่งที่จะเสริมกำลังโครงสร้าง โดยโครงสร้างเสริมกำลังด้านหน้าเสริมกรงเหล็กและตะแกรงเหล็กฉีกที่เสาชั้นที่ 1 และคานชั้นที่ 2 เพิ่มผนังก่ออิฐเสริมด้วยตะแกรงเหล็กฉีกที่ช่วงริมซ้าย-ขวาของโครงสร้าง ตั้งแต่ชั้นที่ 1-3 ส่วนโครงสร้างด้านหลังเสริมกรงเหล็กและตะแกรงเหล็กฉีกที่เสาชั้นที่ 1-2 และคานชั้นที่ 2-3 เสริมตะแกรงเหล็กฉีกที่ผนังช่องเปิดเดิมของชั้นที่ 1 และเติมผนังก่ออิฐด้วยตะแกรงเหล็กฉีกที่ช่วงริมซ้าย-ขวาของอาคาร ตั้งแต่ชั้นที่ 2-3

#### 2.4 การวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยไม่เชิงเส้น (Nonlinear static analysis)

การผลักแรงใช้รูปแบบแรงกระจายตามระดับชั้น และค่อยๆ เพิ่มแรงกระทำจนกระทั่งโครงสร้างเคลื่อนตัวด้านข้างไปถึงจุดการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target displacement) และผลักแรงต่อไปจนถึงจุดโครงสร้างวิบัติ ผลวิเคราะห์แสดงในรูปความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานรวมของโครงสร้างกับการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ระดับยอดอาคาร (Pushover curve) และระดับความเสียหายของโครงสร้าง โดยการเคลื่อนที่เป้าหมาย ตามมาตรฐาน FEMA-356 [12] สามารถคำนวณได้ ตามสมการ (6)

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 S_o T_e^2 g / 4\pi^2 \quad (6)$$

โดยที่  $C_o$  เท่ากับ 1.30,  $C_1$  เท่ากับ 1.0,  $C_2$  เท่ากับ 1.0,  $S_o$  คือ ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของพื้นที่ จ. เชียงราย,  $T_e$  คือ คาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิภาพ และ  $g = 9.81$  m/s<sup>2</sup>

ในการศึกษานี้ ได้คำนวณการเคลื่อนที่เป้าหมาย 2 ระดับเพื่อพิจารณากำลังต้านทานสูงสุดที่โครงสร้างจะสามารถรับได้ ผลการคำนวณระยะการเคลื่อนที่เป้าหมาย แสดงในตารางที่ 1

**Table 1** Target displacement for high earthquake level.

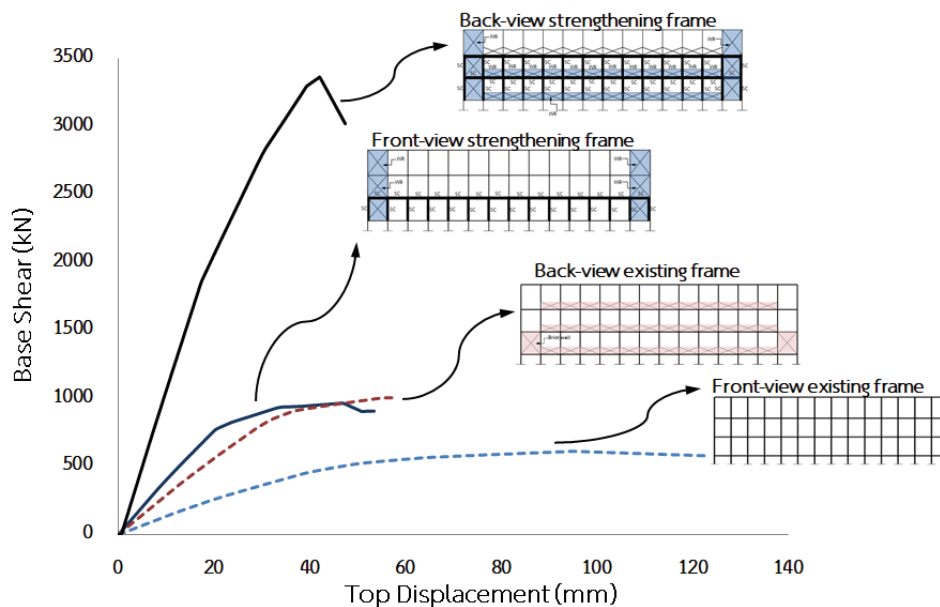
Structures	Period $T_e$ (s)	Target Displacement	
		$\delta_t$ (mm)	$3\delta_t$ (mm)
Front-view Existing Frame	0.60	50.48	151.44
Front-view Strengthening Frame	0.38	16.22	48.66
Back-view Existing Frame	0.57	33.40	100.2
Back-view Strengthening Frame	0.36	15.75	47.25

ระดับความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้าง กำหนดเป็นค่าดัชนีความเสียหาย (Damage index,  $DI$ ) เมื่อชิ้นส่วนโครงสร้างเกิดข้อหมุนพลาสติก (Plastic hinge) โดยคำนวณจากระดับความเสียหายของโครงสร้างด้วยแบบจำลองความเสียหายที่พัฒนาโดย Park and Ang [13] ซึ่งคำนวณจากผลรวมของความเสียหายจากการเคลื่อนที่ของโครงสร้างและความเสียหายสะสมจากผลตอบสนองกลับไปมาเมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหว โดยเกณฑ์การพิจารณาดัชนีความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้าง มีดังนี้

- 1) ดัชนีความเสียหาย  $DI$  มีค่าไม่เกิน 0.6 พิจารณาว่าเป็นระดับความเสียหายที่อาจซ่อมแซมได้
- 2) ดัชนีความเสียหาย  $DI$  มากกว่า 0.6 แต่ไม่เกิน 1.0 พิจารณาว่าเป็นระดับความเสียหายที่รุนแรงเกินกว่าจะซ่อมแซมได้
- 3) ดัชนีความเสียหาย  $DI$  มากกว่า 1.0 พิจารณาว่าเป็นระดับการพังทลายของโครงสร้าง

### 3. ผลการศึกษาและการวิจารณ์

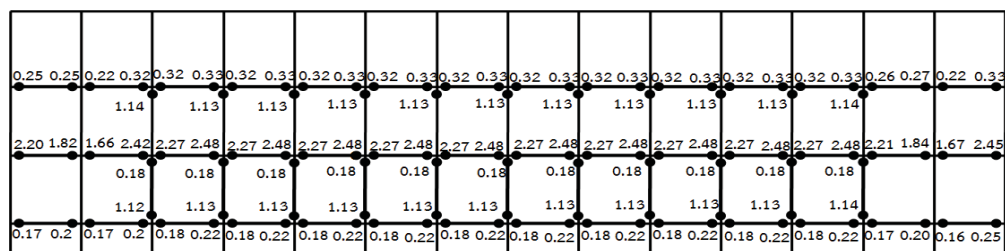
จากการวิเคราะห์การผลัดแรงสถิตไม่เชิงเส้น ผลการวิเคราะห์ที่แสดงเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ตัวด้านข้างที่ระดับยอดอาคาร (Pushover curve) ทั้งก่อนและเสริมกำลัง โดยผลัดแรงในทิศทางตามยาวของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 5 ผลของค่าสถิติพเนส แรงเฉือนที่ฐานสูงสุด และค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายสูงสุด แสดงในตารางที่ 2

**Figure 5** Resulted pushover curves for front-view frame and back-view frame structures.

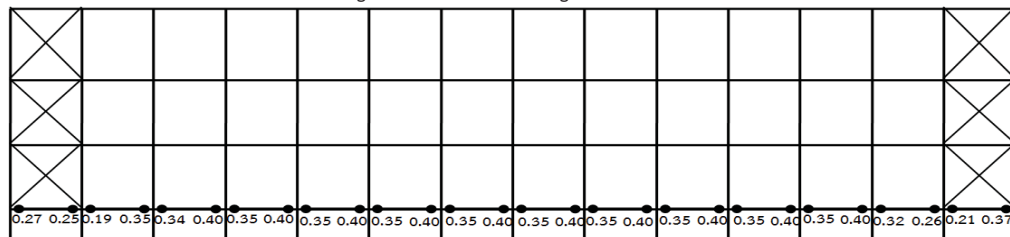
**Table 2** Stiffness, maximum base shear and maximum displacement for resulted pushover curves.

Structures	Stiffness (kN/mm)	Max. base shear (kN)	Max. displacement (mm)
Front-view existing frame	11.65	600	123.17
Front-view strengthening frame	38.01	920	53.53
Back-view existing frame	14.46	1,064	58.01
Back-view strengthening frame	50.41	3,240	47.50

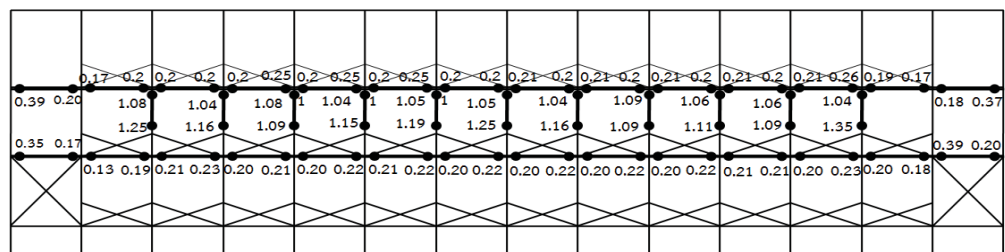
ผลการวิเคราะห์การผลึกอาคาร แสดงค่าระดับความเสียหายของโครงสร้างด้านหน้าอาคารเดิม ในรูปที่ 6(a) ผลระดับความเสียหายของอาคารเดิม ค่าระดับความเสียหายอยู่ระหว่าง 0.25-2.42 เมื่อเสริมกำลังอาคาร ค่าระดับความเสียหายเกิดข้อหมุนพลาสติกก็้อยลง แสดงในรูปที่ 6(b) ค่าระดับความเสียหายอยู่ระหว่าง 0.25-0.45



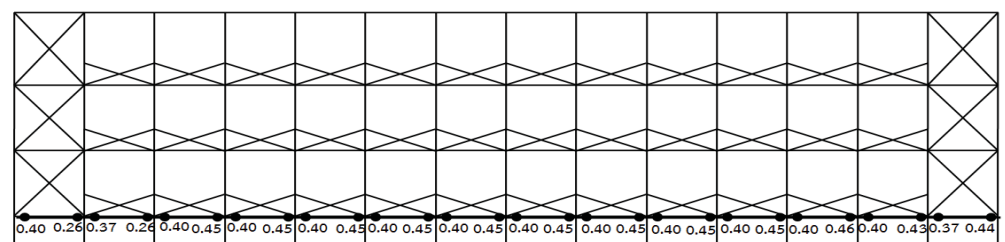
(a) Damage index of existing front-view frame.



(b) Damage index of strengthened front-view frame.



(c) Damage index of existing back-view frame.



(d) Damage index of strengthened back-view frame.

**Figure 6** Plastic hinge distribution (Damage index) of the frames: (a) existing front-view frame, (b) strengthened

front-view frame, (c) existing back-view frame and (d) strengthened back-view frame.

ผลระดับความเสียหายของโครงข้อแข็งด้านหลังอาคารเดิมพบว่า เสาชั้นที่ 2 ที่อยู่เหนือผนังก่ออิฐไม่เต็มแผงมีค่าเกิน 1.0 แสดงในรูปที่ 6(c) ซึ่งบอกว่าเป็นระดับโครงสร้างพังทลาย ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนภายในเสา พบว่าแรงเฉือนที่ปลายเสาด้านล่างที่ติดกับผนังก่ออิฐไม่เต็มแผงที่เกิดขึ้น มีค่า 63.42 kN และมีแรงค้ำยันแนวแกนของผนังก่ออิฐไม่เต็มแผงไปชนกับโคนเสา มีค่า 33 kN ดังนั้น แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสามีค่าเพิ่มขึ้นเท่ากับ 96.42 kN แต่พบว่า เสาที่อยู่เหนือผนังไม่เต็มแผงมีกำลังต้านแรงเฉือน ตามสมการ (4) เท่ากับ 79 kN ซึ่งน้อยกว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้น จึงเป็นไปได้ว่า เสาจึงอาจเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือน (Shear failure) เมื่อเสริมกำลังที่เสา แล้วทำการวิเคราะห์ประเมินกำลังต้านทานของโครงสร้าง พบว่า เสาที่เคยวิบัติด้วยแรงเฉือนนั้น ไม่เกิดข้อหมุนพลาสติกที่ปลายล่างของเสา ดังรูปที่ 6(d) และค่ากำลังต้านแรงเฉือนของเสาเพิ่มขึ้นเป็น 310 kN ซึ่งแสดงให้เห็นว่า การเสริมกำลังด้วยกรงเหล็กและตะแกรงเหล็กฉีก สามารถต้านทานกำลังรับแรงเฉือนได้เป็นอย่างดี

#### 4. สรุป

1) จากผลการวิเคราะห์อาคารเดิมและอาคารเสริมกำลัง ด้วยการผลักแรงสถิตไม่เชิงเส้น พบว่า โครงอาคารด้านหน้าเดิมมีค่าสติเฟนส และแรงเฉือนที่ฐาน เท่ากับ 11.65 kN/mm และ 600 kN ตามลำดับ เมื่อเสริมกำลังมีค่า เท่ากับ 38.01 kN/mm และ 920 kN ตามลำดับ โครงสร้างที่เสริมกำลังให้ค่ากำลังต้านทานสูงกว่าโครงสร้างเดิม 1.53 เท่า โครงอาคารด้านหลังเดิมมีค่าสติเฟนส และแรงเฉือนที่ฐาน 14.46 kN/mm และ 1,064 kN ตามลำดับ เมื่อเสริมกำลังมีค่าเท่ากับ 50.41 kN/mm และ 3,240 kN ตามลำดับ โครงสร้างที่เสริมกำลังให้ค่ากำลังต้านทานสูงกว่าโครงสร้างเดิม 3.0 เท่า

2) ผลการวิเคราะห์ระดับความเสียหายของอาคาร ก่อนเสริมกำลังได้เกิดการวิบัติแบบเสาสั้น (Short column) ของเสาที่อยู่ติดกับผนังก่ออิฐไม่เต็มแผง (Opening infill wall) ภายหลังทำการเสริมกำลังโครงสร้างในตำแหน่งที่เกิดการวิบัติ โดยวิธีเสริมกรงเหล็ก (Steel cage) เสาไม่เกิดข้อหมุนพลาสติก ทำให้โครงสร้างอาคารไม่เกิดการวิบัติแบบเสาสั้น

3) การเพิ่มเติมผนังก่ออิฐให้กับโครงอาคารเปล่า (Bare frame) เสมือนการมีกำแพงรับแรงเฉือน (Shear wall) ในระบบโครงสร้างอาคาร สามารถต้านทานแรงด้านข้างได้ดีกว่าระบบโครงสร้างเสา-คาน ช่วยเพิ่มสติเฟนสโดยรวมของอาคาร และช่วยลดการเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารได้

#### 5. กิตติกรรมประกาศ

บทความนี้ สำเร็จลุล่วงได้ต้องขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.ไพฑูรย์ ปัญญาคะโป ที่สละเวลาอันมีค่า และยินดีให้คำปรึกษา ชี้แนะแก่ผู้วิจัย และขอขอบพระคุณ สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ที่ให้ทุนสนับสนุนการวิจัย

#### 6. เอกสารอ้างอิง

- [1] Nagaprasad, P., Sahoo, D. R. and Rai, D. C. 2009. Seismic strengthening of RC columns using external steel cage, Earthquake Engng Struct. Dyn. 38: 1563–1586.
- [2] Al-Sherrawi, M. H. and Salman, H. M. 2017. Construction of N-M diagram for reinforced concrete column strengthened with steel jackets using plastic stress distribution Method. Civil Engineering Journal. 3. No.10.
- [3] Garzon, R. J, Adam, J. M., Pinilla, J. R., and Calderon, P. A. 2011. An experimental study on steel-cage RC column subjected to axial force and bending moment. Engineering Structures. 33: 580-590.
- [4] Dung, P.N., Plumier, A. 2010. Behavior of expanded metal panels under shear loading. In: Proceedings of SDSS RIO 2010 Stability and Ductility of Steel Structures, Rio de Janeiro. pp. 1101–1108.
- [5] Kazemi et al. 2005. Seismic shear strengthening of R/C columns with ferrocement jacket. Cement & Concrete Composites. 27: 834–842.
- [6] Carr, A. J., 2008. RUAUMOKO-inelastic dynamic analysis program. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [7] 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, ILLINOIS.

- [8] Stewart, W., Dean, J. A. and Carr, A. J. 1984. The seismic performance of plywood sheathed shear walls. In: Proceeding of Pacific Timber Eng. Conf., Auckland. pp. 486-495.
- [9] 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.
- [10] Saneinejad, A., Hobbs, B. 1995. Inelastic design of infilled frames. Journal of Structural Engineering. ASCE.6682: 634-50.
- [11] Sakino, K., and Sun, Y. 2000. Steel jacketing for improvement of column strength and ductility. In: Proceeding of 12th world conference earthquake engineering, Auckland, New Zealand. vol. 1985.
- [12] Federal emergency management agency. 2000. Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA 356. American Society of Civil Engineers. Reston, Virginia.
- [13] Park, Y. J. and Ang, A. H. 1985. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. Journal of Structural Engineering. ASCE. 111(4): 722-739.