

การประเมินสมรรถนะของอาคารเหล็กรูปพรรณ ที่มีระบบโครงสร้างต้านทานแรงต้านข้างและความเหนียวแตกต่างกันภายใต้แรงแผ่นดินไหว Seismic evaluation of Steel Buildings with Different Lateral Force-Resisting System and Ductility.

นารเมธ ปรีไทย^{1,*} วิโรจน์ บุญญภิญโญ² และ จิรวัดน์ จันทร์เรือง³

¹ นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต

² ศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต

³ อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก วิทยาเขตอุเทนถวาย

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

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารเหล็กรูปพรรณที่มีความแตกต่างทางด้านระบบโครงสร้างต้านทานแรงต้านข้าง ความเหนียว และพื้นที่ตั้งของอาคาร ระบบโครงสร้างที่นำมาใช้ในการศึกษาแบ่งออกเป็น 3 ประเภทประกอบด้วย 1. โครงสร้างต้านแรงดัดเหล็ก (Moment Resisting Frame) 2. โครงสร้างแกนเหล็กตรงศูนย์กลาง (Concentric Braced Frame) 3. โครงสร้างแกนเหล็กเยื้องศูนย์กลาง (Eccentric Braced Frame) ในแต่ละระบบโครงสร้างประกอบด้วยระดับความเหนียว 3 ระดับ 1. แบบธรรมดา (Ordinary) 2. ความเหนียวปานกลาง (Intermediate/Limited) 3. มีความเหนียวพิเศษ (Special/Ductile) ของอาคารที่มีความสูง 8 ชั้น ที่ตั้งอยู่ในเขตอำเภอเมืองเชียงใหม่และกรุงเทพมหานคร จากนั้นทำการออกแบบและประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีการผลึกอาคารแบบสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear-Static Pushover Analysis) ผลการศึกษาแสดงให้เห็นพฤติกรรมการวิบัติของโครงสร้างอาคารเหล็กรูปพรรณตั้งแต่ช่วงยืดหยุ่นไปจนถึงช่วงไม่ยืดหยุ่น ที่มีการพิจารณาถึงผลของกำแพงอิฐก่อ โดยผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นถึงเส้นโค้งกำลัง (Capacity Curve) ที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear) กับการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ชั้นหลังคา (Roof displacement) ของอาคารเหล็กรูปพรรณที่ถูกออกแบบให้มีระบบโครงสร้างต้านทานแรงต้านข้างและความเหนียวแตกต่างกัน ผลการวิจัยพบว่าอาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหนียวปานกลางมีค่ากำลังส่วนเกิน 2.36 เท่า โดยความสามารถในการดูดซับและสลายพลังงานจะขึ้นอยู่กับระดับความเหนียวของอาคาร ซึ่งจะทำให้โครงสร้างสามารถดูดซับและสลายพลังงานจากแผ่นดินไหวได้มากขึ้น สำหรับผลของระบบโครงสร้างพบว่าอาคารโครงสร้างแกนเหล็กตรงศูนย์กลางสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้สูงสุด อีกทั้งผลของกำแพงอิฐก่อจะช่วยเพิ่มกำลังการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารในขณะที่กำแพงอิฐก่อยังไม่เกิดการวิบัติเป็นประมาณ 210%

คำสำคัญ: โครงสร้างเหล็ก, โครงสร้างแกนเหล็ก, แผ่นดินไหว, การวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น

Abstract

The objective of this study was to assess the seismic performance of steel structures with different structural systems, ductility and locations. The structural systems used in the study

were divided into three categories: 1. Moment Resisting Frame 2. Concentric Braced Frame 3. Eccentric Braced Frame in each structural system consists of 3 ductility 1. Ordinary 2. Intermediate 3. special ductility of 8 floors buildings located in Mueang Chiang Mai and Bangkok. The design and assessment the seismic performances of the building were carried out by Nonlinear-Static Pushover Analysis method. The result also shows that, the failure behavior of structural steel building from elastic to inelastic behavior in the capacity curve with concern of masonry wall effects. Capacity curve that shows the relationship between base shear and roof displacement of structural steel building with vary lateral resisting system and ductility. The study is useful for guideline to select lateral resisting system and ductility to designing the earthquake resistant structural steel building. The results found that the Intermediate Moment Resisting Frame had exceeding the overstrength force of 2.36 times. The ability to absorb and dissipate energy depends on the ductility of the structure, which makes the structure more able to absorb and dissipate seismic energy. Regarding the structural impact, it was discovered that a Concentric Braced Frame could resist the strongest earthquake. Furthermore, the influence of the masonry wall improves the building's earthquake resistance to be around 210%.

Keywords: Steel Structure, Steel Braced Frame, Earthquake, Nonlinear-Static Analysis

1. คำนำ

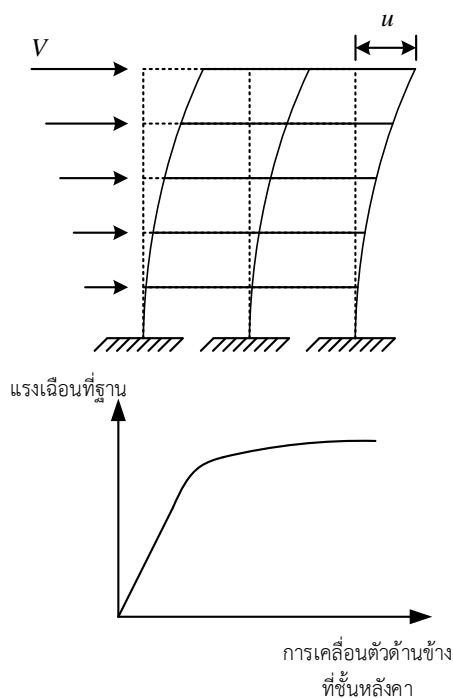
คลื่นการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวจะส่งผลให้อาคารและสิ่งปลูกสร้างในบริเวณที่ได้รับผลกระทบเกิดการสั่นสะเทือนตามไปด้วย หากการสั่นสะเทือนมีความรุนแรงมากพอจะสามารถสร้างความเสียหายกับอาคารและสิ่งปลูกสร้างดังกล่าวได้ การสูญเสียชีวิตของประชาชนจากแผ่นดินไหวมีสาเหตุหลักเกิดขึ้นจากการพังทลายของอาคารและสิ่งปลูกสร้าง ดังนั้นมาตรการสำคัญในการเสริมสร้างความปลอดภัยต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนที่อาศัยอยู่ในพื้นที่เสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหวที่มีประสิทธิภาพที่สุด มาตรการหนึ่ง คือการควบคุมให้อาคารและสิ่งปลูกสร้างต่างๆ มีสมรรถนะ

สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวได้ในระดับที่เหมาะสมโดยไม่พังทลายลงมา หน่วยงานภาครัฐที่มีส่วนเกี่ยวข้องในประเทศไทยจึงได้มีการกำหนดกฎกระทรวงและมาตรฐานการออกแบบอาคารเพื่อดำเนินการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว [1]

หลักการออกแบบอาคารเพื่อดำเนินการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวที่ใช้โดยทั่วไปคือยอมให้โครงสร้างบางส่วนเกิดการวิบัติจากการครากของหน้าตัดเพื่อให้โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) ได้แต่ไม่เกิดการพังทลายของโครงสร้าง และออกแบบให้โครงสร้างมีความเหนียวคือสามารถดูดซับพลังงานจากการสั่นไหวในช่วงไม่ยืดหยุ่นโดยไม่วิบัติซึ่งเป็นคุณสมบัติที่สำคัญมากในการออกแบบต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยที่โครงสร้างเหล็กเป็นโครงสร้างที่เสียรูปได้มากก่อนเกิดการวิบัติ ย่อมมีความสามารถในการรับพลังงานจากการสั่นไหว และสลายออกไปในรูปของพลังงานอื่น โครงสร้างเหล็กจึงเป็นโครงสร้างที่เหมาะสมต่อการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว [2]

งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นศึกษาพฤติกรรมและประเมินสมรรถนะความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารเหล็กรูปพรรณที่มีระบบโครงสร้าง ระดับความเหนียว และที่ตั้งอาคารแตกต่างกัน ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear-Static Pushover Analysis) รวมถึงการออกแบบโครงสร้างเหล็กโดยอ้างอิงมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ.1301/1302-61) [1] มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อดำเนินการต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ.1304-61) [3] และคู่มือการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ ของกรมโยธาธิการและผังเมือง เพื่อใช้พิจารณาและเป็นแนวทางในการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กรูปพรรณเพื่อดำเนินการต้านทานแรงแผ่นดินไหว เสริมสร้างความปลอดภัยต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนที่อาศัยอยู่ในพื้นที่เสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหว

2. การประเมินโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยวิธี Nonlinear-Static Pushover Analysis (NSPA)



รูปที่ 1 การผลักอาคารแบบสถิตไม่เชิงเส้น

วิธีการผลักอาคารแบบสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover) เป็นการวิเคราะห์หาค่ากำลังต้านทานแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตไม่เชิงเส้นที่ใช้กันอย่างแพร่หลาย เนื่องจากเป็นวิธีการที่ง่ายและมีประสิทธิภาพในการประเมินผลตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหว ใช้หลักการผลักอาคารด้วยแรงกระทำทางด้านข้างค่าหนึ่ง แล้วเพิ่มแรงกระทำนั้นจนถึงแรงที่ทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติ โดยมีสมการการเคลื่อนที่ดังสมการที่ 1 (สมการการเคลื่อนที่ที่ไม่มีเทอมของแรงเฉื่อยและแรงหน่วง เนื่องจากแรงกระทำต่อโครงสร้างเป็นไปอย่างช้ามาก)

$$[K]\{\Delta u\} = \{\Delta F\} \quad (1)$$

โดยที่ $[K]$ คือ สติฟเนสของโครงสร้าง, $\{\Delta u\}$ คือ เวกเตอร์ของการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ด้านข้าง และ $\{\Delta F\}$ คือ เวกเตอร์ของการเพิ่มค่าแรงทางด้านข้าง

3. คุณสมบัติวัสดุ (Properties of Materials)

3.1 เหล็กรูปพรรณ (Structural Steel)

เหล็กรูปพรรณที่นำมาใช้ออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กในงานวิจัยฉบับนี้เป็นเหล็กรูปพรรณขึ้นรูปร้อน (Hot-Rolled Structural shapes) ตามมาตรฐาน ASTM (American Society for Testing and Materials) ของประเทศสหรัฐอเมริกา หรือมาตรฐาน มอก. (มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม) ของประเทศไทยที่มีความใกล้เคียงกัน ดังในตารางที่ 1 แสดงคุณสมบัติทางกลของเหล็กรูปพรรณขึ้นรูปร้อน

ตารางที่ 1 คุณสมบัติทางกลของเหล็กรูปพรรณขึ้นรูปร้อนสำหรับออกแบบ

ชั้นคุณภาพ	ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น E (กก/ซม ²)	หน่วยแรงดึงที่จุดคราก F_y (กก/ซม ²)	กำลังรับแรงดึงประลัย F_u (กก/ซม ²)
A36 (ASTM) SM400 (TIS)	2.04×10^6	2,500	4,000

เนื่องจากค่าหน่วยแรงดึงที่จุดคราก (Yield Stress, F_y) และค่ากำลังรับแรงดึงประลัย (Tensile Strength, F_u) ของเหล็กรูปพรรณมีความแปรปรวน จากการทดสอบค่ากำลังรับแรงดึงภายในห้องทดสอบพบว่ากำลังที่ได้มักจะมีความมากกว่ากำลังตามข้อกำหนด ดังนั้นจึงต้องมีการปรับแก้ค่ากำลังดังกล่าวด้วยการคูณ $R_y = 1.5$ และ $R_t = 1.2$ ให้กลายเป็นหน่วยแรงครากที่คาดหวัง (Expected Yield stress, F_{ye}) และกำลังดึงที่คาดหวัง (Expected Tensile strength, F_{ue}) ตามลำดับ เพื่อให้กำลังของวัสดุมีความถูกต้องมากยิ่งขึ้นใกล้เคียงกับกำลังของวัสดุจริง (อ้างอิงจากมาตรฐาน มยพ.1304-61) [3] ค่าหน่วยแรงและกำลังดึงที่คาดหวังของเหล็กโครงสร้างรูปพรรณขึ้นรูปร้อนแสดงดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ค่าหน่วยแรงครากและกำลังดึงที่คาดหวังของเหล็กโครงสร้างรูปพรรณขึ้นรูปร้อนสำหรับการประเมินอาคาร [3]

มาตรฐาน	ชั้นคุณภาพ	หน่วยแรงครากที่คาดหวัง F_{ye} (กก/ซม ²)	กำลังดึงที่คาดหวัง F_{ue} (กก/ซม ²)
ASTM/TIS	A36/SM400	3,750	4,800

3.2 คอนกรีต (Concrete)

ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (Elasticity Modulus of Concrete, E_c) ขึ้นอยู่กับค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน (Compressive Strength, f'_c) ซึ่งสำหรับคอนกรีตที่มีน้ำหนักปกติ (หน่วยน้ำหนัก 2,320 กก./ลบ.ม.) มาตรฐาน ACI และมาตรฐานวสท. แนะนำให้ใช้ค่าดังสมการที่ 2

$$E_c = 15,100\sqrt{f'_c} \quad (2)$$

3.3 อิฐก่อ (Masonry)

อิฐมอญเป็นวัสดุในการก่อกำแพงที่ใช้กันอย่างแพร่หลายสำหรับงานก่อสร้างในประเทศไทย โดยจากหลายผลการวิจัยที่ผ่านมาพบว่าแม้โครงสร้างรองรับอย่างเช่น กำแพงอิฐก่อ นั้นจะไม่ได้ทำหน้าที่รับน้ำหนักจากโครงสร้างหลักโดยตรง แต่มีความสำคัญในการช่วยเพิ่มกำลังการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารในขณะที่กำแพงอิฐก่อยังไม่เกิดการวิบัติ [4] ดังนั้นในงานวิจัยฉบับนี้จึงต้องศึกษาผลกระทบดังกล่าวเพื่อที่จะทำให้ผลของการวิจัยมีความถูกต้องและใกล้เคียงกับพฤติกรรมของโครงสร้างจริง จึงมีการพิจารณาคุณสมบัติของอิฐก่อซึ่งประกอบไปด้วย โมดูลัสยืดหยุ่นของอิฐก่อ กำลังต้านทานแรงอัด และกำลังต้านทานแรงเฉือน โดยมีค่าดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ค่าคุณสมบัติทางกลของอิฐก่อ [1]

โมดูลัสยืดหยุ่น E_m (เมกะปาสคาล)	กำลังต้านทานแรงอัดของอิฐก่อ f'_m (เมกะปาสคาล)
4,400	8

** อ้างอิงคุณสมบัติของอิฐมอญคุณภาพดีจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61

3.4 น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบ (Load Patterns)

การออกแบบอาคารเหล็กรูปพรรณในงานวิจัยฉบับนี้เลือกใช้ระบบแผ่นพื้นสำเร็จรูปกลวง (Hollow Core) ตามมาตรฐานมอก. และ ISO9001:2015 ที่มีขนาดหน้าตัด 200X1200 มิลลิเมตร มีลวดอัดแรงขนาด $\phi 3/8$ " จำนวน 6 เส้น สามารถรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (นอกเหนือจากน้ำหนักแผ่นพื้นและน้ำหนักของคอนกรีตทับหน้า) ได้ 390 กก./ตร.ม. สำหรับระยะห่างริมคานด้านใน (Clear Span) ยาว 8 เมตร มีการเทคอนกรีตทับหน้า (Topping) หนา 5 ซม. แผ่นพื้นมีน้ำหนักบรรทุกคงที่รวมคอนกรีตทับหน้า 350 กก./ตร.ม. น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างแสดงดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้าง

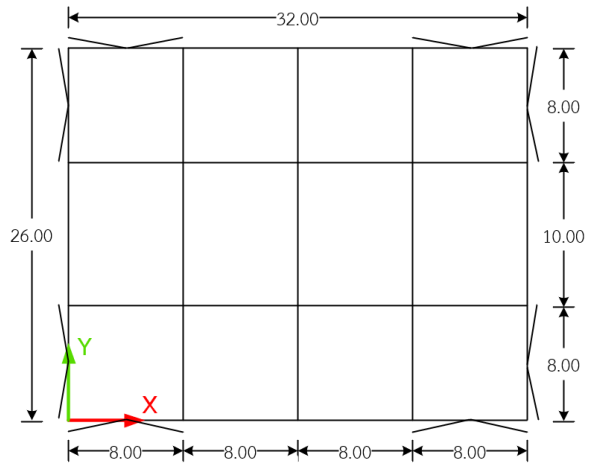
พื้นที่	น้ำหนักบรรทุกคงที่ DEAD (กก./ตร.ม.)	น้ำหนักบรรทุกจร LIVE (กก./ตร.ม.)
พื้นที่ชั้นที่ 2-8	350	300
พื้นที่ชั้นหลังคา	350	100
น้ำหนักกำแพงอิฐก่อครึ่งแผ่นตามแนวคาน 180 กก./ตร.ม.		

4. แบบจำลองโครงสร้าง (Building model)

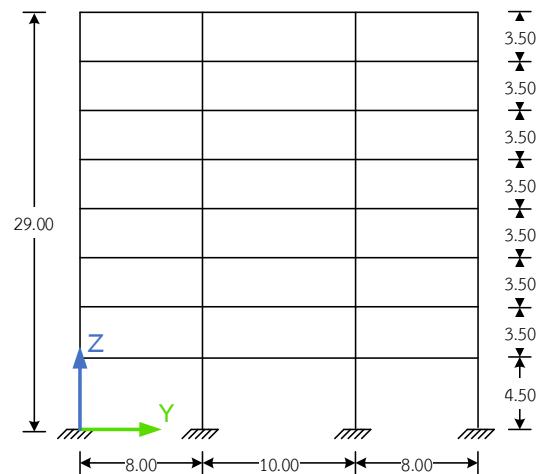
4.1 ข้อมูลของอาคาร

อาคารเหล็กรูปพรรณที่นำมาใช้วิเคราะห์และออกแบบนั้นเป็นอาคารพักอาศัยรวม อาคารมีรูปทรงสี่เหลี่ยมผืนผ้าลักษณะสมมาตรทั้งสองแกน

หน้ากว้างขนาด 26 เมตร ยาว 32 เมตร มีจำนวนช่วงเสา (Bay) 3 ช่วงในทางด้านกว้างและ 4 ช่วงในทางด้านยาว ระยะช่วงเสา (Bay Width) ด้านริมนอาคารขนาด 8 เมตร กลางอาคารขนาด 10 เมตรสำหรับด้านกว้างและขนาด 8 เมตรเท่ากันทุกช่วงเสาสำหรับด้านยาว แสดงดังรูปที่ 2 และ 3

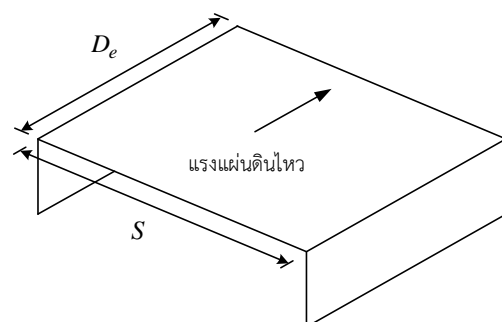


รูปที่ 2 แบบแปลนพื้นของอาคาร 8 ชั้น (หน่วยเป็นเมตร)



รูปที่ 3 แบบแปลนด้านแกนหลักของอาคาร 8 ชั้น (หน่วยเป็นเมตร)

4.2 โดอะแฟรมแข็ง (Rigid Diaphragm)



รูปที่ 4 แบบจำลองพื้นโดอะแฟรมแบบแข็ง (Rigid Diaphragm)

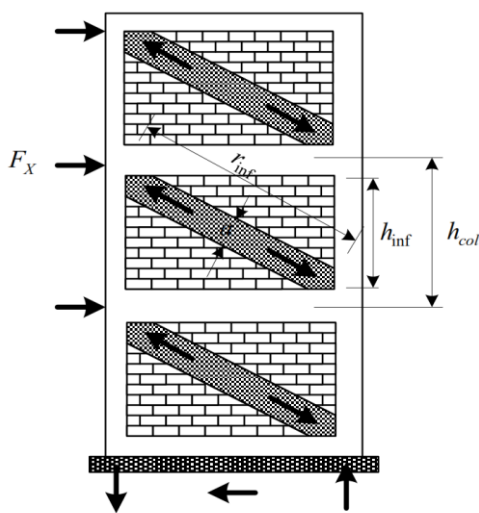
แบบจำลองโครงสร้างในงานวิจัยฉบับนี้จะพิจารณาแผ่นพื้นคอนกรีตเป็นโดอะแฟรมแบบแข็ง (Rigid Diaphragm) ในระนาบของพื้น โดยมี

สมมติฐานว่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของโครงสร้างที่ระดับเดียวกันจะมีค่าเท่ากัน นอกจากนี้จะไม่พิจารณาความสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดของแผ่นพื้นเพื่อเพิ่มความสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดของคาน และพิจารณาให้แรงกระทำด้านข้างเนื่องจากแผ่นดินไหวต่อโครงสร้าง กระทำที่ระดับแผ่นพื้นเนื่องจากแรงเฉื่อยจะเกิดจากมวลของแผ่นพื้นเป็นหลัก

โดยอัตราส่วนความยาว (S) ต่อความลึก (D_e) ในแนวแรง ดังแสดงในรูปที่ 4 น้อยกว่าหรือเท่ากับ 3 ในอาคารที่มีความสมมาตรของรูปทรงในแนวระนาบ ถือได้ว่าเป็นโคอะแฟรมแข็ง (อ้างอิงจากมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61) [1]

4.3 กำแพงอิฐก่อ (Masonry Infill wall)

การวิเคราะห์และออกแบบอาคารที่ใช้โครงสร้างดัดที่มีผนังอิฐก่อเป็นระบบโครงสร้างหลักในการต้านทานแรงด้านข้างร่วมกันในงานวิจัยฉบับนี้อาศัยแบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า (Equivalent Compression Strut) ที่สามารถจำลองปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างและผนังอิฐก่อได้ (อ้างอิงจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61) [1] โดยโครงสร้างดัดที่มีผนังก่ออาจเกิดการแตกร้าวเมื่อได้รับแรงกระทำทางด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 5 แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า (Equivalent Compression Strut)

ค่าสติเฟนในแนวระนาบแบบอิลาสติกของผนังก่อที่ไม่มีการเสริมเหล็กแบบต้นก่อนที่จะมีการแตกร้าว สามารถจำลองได้โดยอาศัยค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าที่มีความหนาและค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นเท่ากับความหนาและค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของผนัง โดยมีความกว้างขององค์อาคารค้ำยันรับแรงอัดเท่ากับ a ดังสมการที่ 3 และ 4

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (3)$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin(2\theta)}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{0.25} \quad (4)$$

โดยที่ h_{col} คือ ค่าความสูงเสาจากแนวกึ่งกลางคาน (มม.), h_{inf} คือ ค่าความสูงของผนังก่อ (มม.), E_{fe} คือ ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุโครงสร้างที่คานหึง (เมกะปาสคาล), E_{me} คือ ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุผนังก่อที่คานหึง (เมกะปาสคาล), I_{col} คือ ค่าโมเมนต์

ความเฉื่อยของพื้นที่หน้าตัดเสา (มม.⁴), L_{inf} คือ ค่าความยาวของผนังก่อ(มม.), r_{inf} คือ ค่าความยาวแนวแกนของผนังก่อ (มม.), t_{inf} คือ ค่าความหนาของผนังก่อและแนวค้ำยันเทียบเท่า (มม.), θ คือ ค่ามุมเอียงของท่อนแรงอัด (เรเดียน) และ λ_1 คือ สัมประสิทธิ์ที่ใช้ในการหาความกว้างแนวค้ำยันเทียบเท่าของผนังก่อ

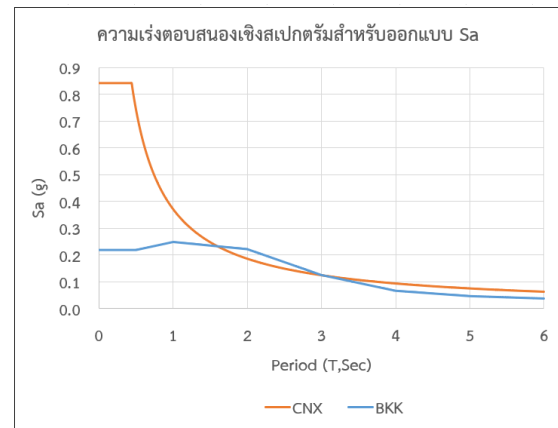
4.4 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ (S_a)

แบบจำลองอาคารเหล็กรูปพรรณที่นำมาใช้ศึกษาในงานวิจัยฉบับนี้ได้มีการพิจารณาออกแบบอาคารให้สามารถต้านทานการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Static Equivalent force) สำหรับอาคารที่ตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานครและอำเภอเมืองจังหวัดเชียงใหม่ โดยอ้างอิงมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 [1] ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ S_a แสดงดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ S_a

อำเภอเมืองเชียงใหม่	กรุงเทพมหานคร (โซน 5)
$S_a = 0.426g$	$S_a = 0.242g$

เมื่อนำค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ S_a ระหว่างกรุงเทพมหานคร (โซน 5) กับอำเภอเมืองเชียงใหม่มาวาดกราฟแสดงความสัมพันธ์เพื่อเปรียบเทียบกัน แสดงได้ดังรูปที่ 6



รูปที่ 6 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับออกแบบของอำเภอเมืองเชียงใหม่และกรุงเทพมหานคร (โซน 5)

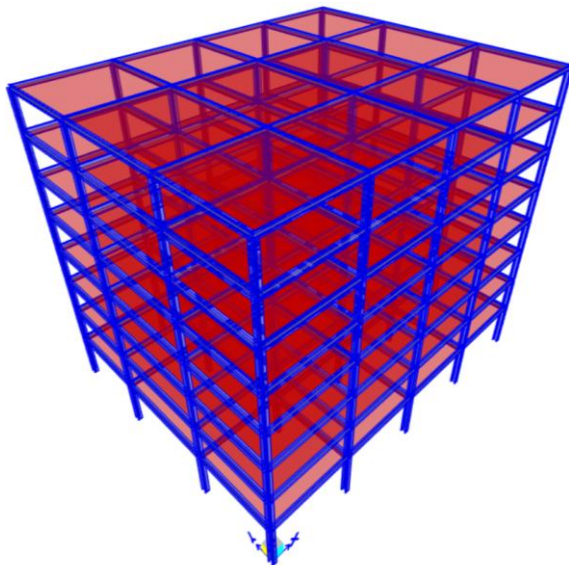
4.5 การวิเคราะห์และออกแบบอาคารเหล็กรูปพรรณ

งานวิจัยฉบับนี้ออกแบบอาคารเหล็กรูปพรรณด้วยวิธีกำลังที่ยอมให้ (Allowable Strength Design, Unify/ASD) ตามมาตรฐาน AISC360-16 และคู่มือการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณของกรมโยธาธิการและผังเมือง รวมไปถึงการใช้ข้อกำหนดสำหรับการออกแบบระดับความเหนียว (Ductility) ของอาคารเหล็กรูปพรรณตามมาตรฐาน มยผ.1304-61 แสดงดังตารางที่ 6 จากนั้นทำการวิเคราะห์โครงสร้างและออกแบบโดยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element) ด้วยโปรแกรม SAP2000 ของบริษัท Computers and Structures, Inc. (CSI)

ตารางที่ 6 ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนของแต่ละระบบต้านแรงด้านข้าง [1]

ระบบต้านแรงด้านข้าง	ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน R
1) โครงต้านแรงดัดเหล็กธรรมดา (Ordinary Steel Moment Resisting Frame, OMRF)	3.5
2) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMRF)	4.5
3) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Ductile/Special Steel Moment Resisting Frame, SMRF)	8.0
4) โครงแกนงเหล็กตรงศูนย์แบบธรรมดา (Ordinary Steel Concentric Braced Frame, OCBF)	3.5
5) โครงแกนงเหล็กตรงศูนย์แบบให้รายละเอียดพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF)	6.0
6) โครงแกนงเหล็กเอียงศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงดัดได้ (Steel Eccentrically Braced Frame with Moment Resisting Connections, EBF)	8.0

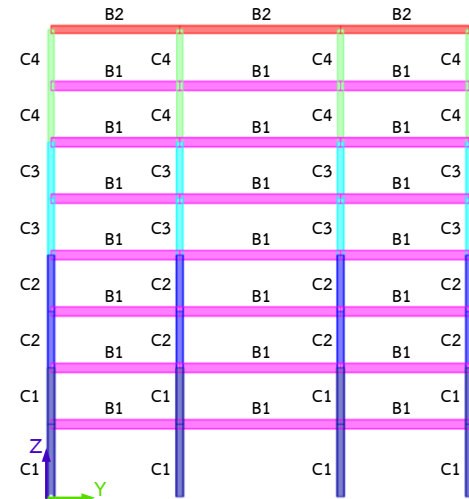
สำหรับผลการออกแบบอาคารเหล็กรูปพรรณสูง 8 ชั้น ที่มีระบบต้านแรงด้านข้างแบบโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่ (IMRF/CNX) แสดงดังรูปที่ 7-8



รูปที่ 7 อาคารโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่ (IMRF/CNX)

ตารางที่ 7 หน้าตัดและกลุ่มการออกแบบของอาคาร (IMRF/CNX)

องค์อาคาร	กลุ่มการออกแบบ	หน้าตัด
B2	คานชั้นหลังคา	W500x200x89.6
B1	คานชั้น 1-7	W600x300x151
C4	เสาชั้น 7-8	W400x400x197
C3	เสาชั้น 5-6	W450x400x283
C2	เสาชั้น 3-4	W450x400x415
C1	เสาชั้น 1-2	W500x450x605



รูปที่ 8 หน้าตัดและกลุ่มการออกแบบของอาคาร (IMRF/CNX)

สำหรับผลการออกแบบอาคารโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง สูง 8 ชั้น ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่ ตามมาตรฐานที่ได้กล่าวมา ได้ถูกจัดกลุ่มหน้าตัดการออกแบบ แสดงดังตารางที่ 7

5. ผลการวิจัย (Result)

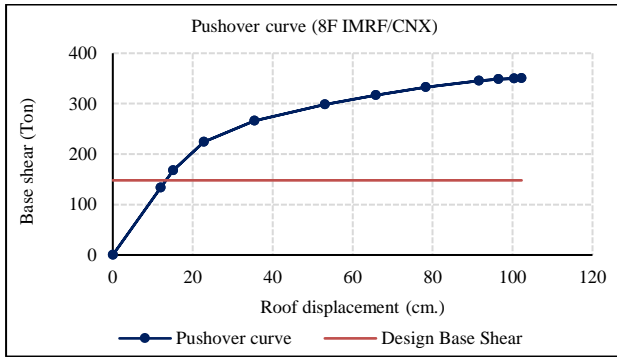
5.1 พฤติกรรมของระบบต้านทานแรงด้านข้างแบบต่างๆ และผลของกำลังส่วนเกิน (Over Strength)

เมื่อได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างและออกแบบอาคารเหล็กรูปพรรณต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวแล้ว จึงนำผลการออกแบบของอาคารมาทำแบบจำลองอาคารในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ SAP2000 เพื่อทำการประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารด้วยวิธีการผลักอาคารแบบสถิตไม่เชิงเส้น งานวิจัยฉบับนี้มีการจำลองคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติก (Nonlinear Plastic hinge) ภายในของอาคาร ณ ตำแหน่งที่คาดว่าจะเกิดจุดหมุนพลาสติก (ตามตารางที่ 9-6 และ 9-7 ของมาตรฐาน ASCE/SEI 41-17) ทั้งนี้ได้มีการจำลองทั้งจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงดัด (Flexural hinge) ที่เกิดขึ้นภายในคาน และจุดหมุนพลาสติกที่มีปฏิสัมพันธ์เนื่องจากแรงอัดและแรงดัดร่วมกัน (Compression-Flexural hinge) ที่เกิดขึ้นภายในเสา

ตารางที่ 8 ค่าแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร (IMRF/CNX)

การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร (ซม.)	แรงเฉือนที่ฐานอาคาร (ตัน)
4.13E-15	0.0
12.0	133.4
15.1	167.5
22.8	224.1
35.4	265.8
53.0	298.4
65.8	316.7
78.3	332.4
91.6	345.1
96.4	348.6
100.4	350.0
102.3	350.2

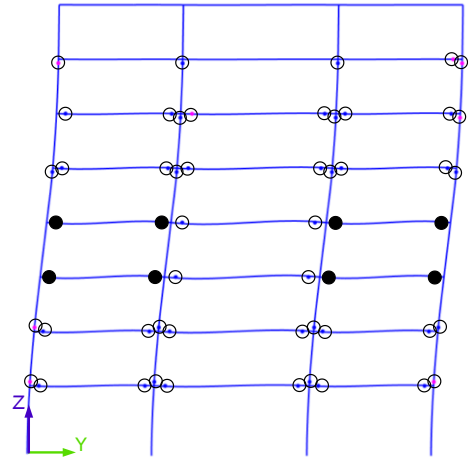
ผลลัพธ์ของการประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารด้วยวิธีการผลึกอาคารแบบสถิติไม่เชิงเส้นของอาคารโครงสร้างคาน-เสาเหล็กกรูปพรรณที่มีความเหนียวปานกลางสูง 8 ชั้น ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่ แสดงอยู่ในรูปของค่าแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear, ton) กับการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ชั้นหลังคา (Roof displacement, cm.) แสดงข้อมูลดังตารางที่ 8 และในรูปแบบของเส้นโค้งกำลัง (Capacity curve) หรือเรียกว่ากราฟการผลึกอาคาร (Pushover curve) ที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าดังกล่าว ดังแสดงในรูปที่ 9



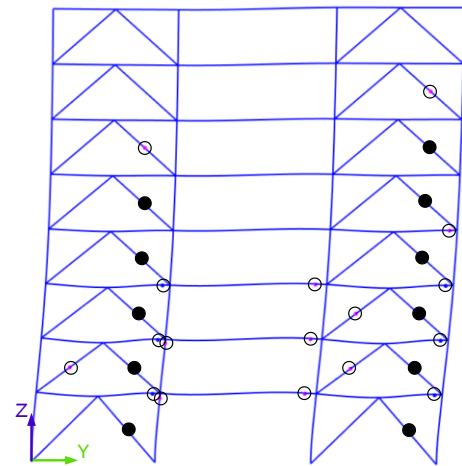
รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร โครงสร้างแรงคาน-เสาเหล็กกรูปพรรณ ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่ (IMRF/CNX)

จากผลการวิเคราะห์พบว่ากำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโครงสร้างคาน-เสาเหล็กกรูปพรรณที่ออกแบบด้วยระดับความเหนียวปานกลางโดยค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการผลึกอาคาร (Pushover Base shear) มีค่า 350 ตัน ซึ่งมากกว่าค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการออกแบบ (Design Base shear) ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ที่มีค่า 148 ตัน และมีค่ากำลังส่วนเกิน (Over Strength) อยู่ที่ 2.36 เท่า

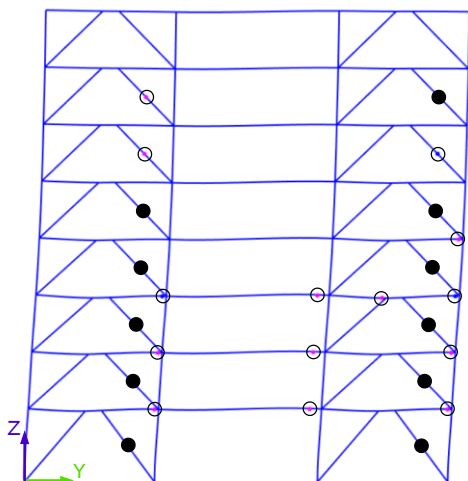
ค่ากำลังส่วนเกิน (Over Strength) คืออัตราส่วนระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการผลึกอาคาร (Pushover Base shear) และค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการออกแบบ (Design Base shear) โดยกำลังส่วนเกินดังกล่าวเป็นผลอันเนื่องมาจาก 4 ปัจจัยหลัก ส่วนแรกคือกำลังส่วนเกินของวัสดุจากกระบวนการผลิต (Material Overstrength) ซึ่งมักจะมีกำลังสูงมากกว่าคุณสมบัติที่ผู้ผลิตระบุไว้อีกเกือบเท่าตัว [2] ส่วนที่สองคือกำลังส่วนเกินของการเลือกหน้าตัดจากขั้นตอนการออกแบบ (Section Overstrength) ซึ่งไม่สามารถเลือกหน้าตัดที่มีกำลังพอดีจากค่าที่คำนวณได้ จึงต้องเลือกหน้าตัดที่มีกำลังมากกว่า ส่วนที่สามคือกำลังส่วนเกินของการเลือกระบบโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหวจากขั้นตอนการออกแบบ (Systems Overstrength) ซึ่งแต่ละระบบโครงสร้างถูกออกแบบให้มีระดับความเหนียวและพฤติกรรมการวิบัติที่แตกต่างกัน และส่วนสุดท้ายคือกำลังส่วนเกินของข้อกำหนดในการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวจากขั้นตอนการออกแบบ (Seismic Overstrength) ซึ่งในการออกแบบโครงสร้างเหล็กต้องคำนึงถึงค่าอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของปีกและเอวคานตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61 ให้โครงสร้างมีความเหนียวตามที่กำหนด โดยข้อกำหนดอัตราส่วนความขะลุคของปีกสำหรับชิ้นส่วนที่มีความเหนียวปานกลางจะมีค่าเท่ากับชิ้นส่วนหน้าตัดอัดแน่นตามข้อกำหนดการออกแบบโครงสร้างเหล็กทั่วไป ($\lambda_{md} = \lambda_p = 0.38 \sqrt{F_y}$) และข้อกำหนดอัตราส่วนความขะลุคของปีกสำหรับชิ้นส่วนที่มีความเหนียวสูงจะมีค่าที่เข้มงวดมากกว่าการออกแบบโครงสร้างเหล็กทั่วไป จึงทำให้จำนวนของหน้าตัดที่สามารถเลือกใช้งานได้ตรงตามข้อกำหนดของความเหนียว มีให้เลือกใช้อย่างจำกัด



รูปที่ 10 การเกิดกลไกการวิบัติของโครงสร้างคาน-เสาเหล็กกรูปพรรณคาน ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่ (IMRF/CNX)
(○ แสดงการเริ่มต้นการคราก, ● แสดงจุดหมุนพลาสติก)



รูปที่ 11 การเกิดกลไกการวิบัติของโครงแกนตรงศูนย์เหนียวพิเศษ ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่ (SCBF/CNX)
(○ แสดงการเริ่มต้นการคราก, ● แสดงการโก่งคาะหรือจุดหมุนพลาสติก)



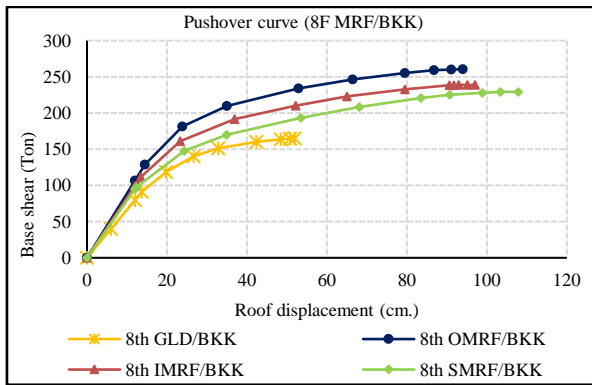
รูปที่ 12 การเกิดกลไกการวิบัติของ โครงแกนแรงเยื้องศูนย์ ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่ (EBF/CNX)
(○ แสดงการเริ่มต้นการคราก, ● แสดงการโก่งคาะหรือจุดหมุนพลาสติก)

เมื่ออาคารถูกผลักโดยเพิ่มขนาดของแรงดันข้างอย่างสม่ำเสมอ รูปแบบการกระจายตัวของกลไกการวิบัติในจุดหมุนพลาสติกจะเริ่มต้นจากการคราก (Yielding) โดยความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงและการเคลื่อนที่ในระดับองค์อาคารจะเป็นไปตามคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติก (Nonlinear Plastic hinge) จนกระทั่งเกิดการวิบัติแล้วเกิดจุดหมุนพลาสติกในโครงข้อแข็ง และเกิดการโก่งเดาะของค้ำยันในโครงแกนง รูปแบบการเกิดกลไกการวิบัติของอาคารหลักรูปพรรณที่มีระบบโครงสร้างแบบโครงต้านแรงดัด โครงแกนงตรงศูนย์ และ โครงแกนงเยื้องศูนย์ แสดงดังรูปที่ 10, 11 และ 12 ตามลำดับ

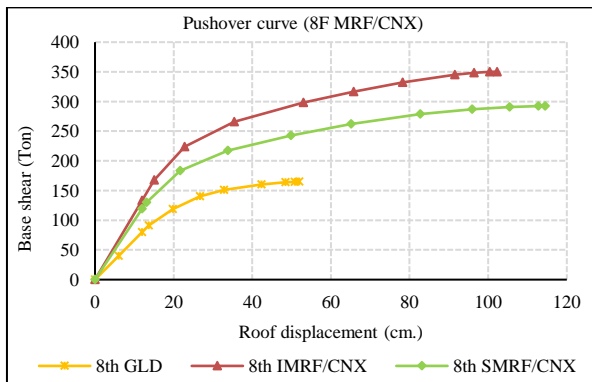
5.2 ผลการเปรียบเทียบระดับความเหนียวของอาคาร (Ductility)

5.2.1 โครงต้านแรงดัด (Moment Resisting Frame, MRF)

จากผลการวิเคราะห์การผลึกอาคารแบบสถิตไม่เชิงเส้นของโครงต้านแรงดัด (MRF) ตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร ดังแสดงในรูปที่ 13 พบว่าอาคารโครงต้านแรงดัดแบบธรรมดา แบบเหนียวปานกลาง และแบบเหนียวพิเศษจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 261, 239 และ 229 ตัน ตามลำดับ และมีค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารเท่ากับ 94, 97 และ 108 เซนติเมตร ตามลำดับ



รูปที่ 13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารของโครงต้านแรงดัดที่ระดับความเหนียวต่างๆ ตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร



รูปที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารของโครงต้านแรงดัดที่ระดับความเหนียวต่างๆ ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่

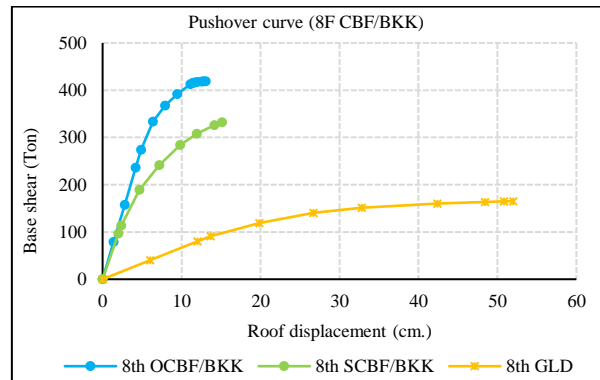
สำหรับโครงต้านแรงดัด (MRF) ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่ ดังแสดงในรูปที่ 14 พบว่าอาคารโครงต้านแรงดัดแบบเหนียวปานกลาง และแบบเหนียวพิเศษจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 350 และ 292 ตัน ตามลำดับ และมีค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารเท่ากับ 102 และ 115 เซนติเมตร ตามลำดับ

อาคารที่ถูกออกแบบให้มีความเหนียวจะมีกำลังต้านทานแผ่นดินไหวมากกว่าอาคารที่ถูกออกแบบให้รับเฉพาะแรงในแนวตั้ง (Gravity Load Design, GLD) ที่รับแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดได้ 165 ตัน และมีค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารสูงสุดได้ 52 เซนติเมตร โดยความสามารถในการดูดซับและสลายพลังงานจะขึ้นอยู่กับระดับความเหนียวของอาคาร หากระดับความเหนียวของอาคารเพิ่มขึ้นจะทำให้โครงสร้างสามารถดูดซับและสลายพลังงานจากแผ่นดินไหวได้มากขึ้น ซึ่งจะสังเกตได้จากค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารที่เพิ่มขึ้นตามระดับความเหนียวด้วยเช่นกัน

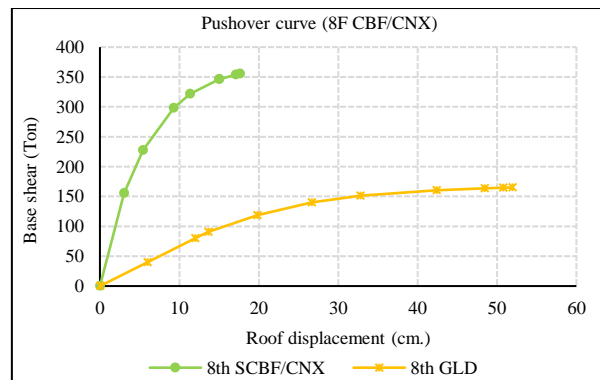
ถึงแม้อาคารจะถูกออกแบบให้รับเฉพาะแรงในแนวตั้ง (GLD) แต่เมื่อนำอาคารไปผลักแบบสถิตไม่เชิงเส้น พบว่ากำลังของอาคารสามารถต้านทานแรงทางด้านข้างได้ในระดับหนึ่งก่อนที่อาคารจะวิบัติ อันเนื่องมาจากผลของกำลังส่วนเกิน (Over Strength) โดยค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารที่ตั้งอยู่ในอำเภอเมืองเชียงใหม่จะมีค่ามากกว่าอาคารที่ตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานคร เนื่องจากค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับออกแบบของอำเภอเมืองเชียงใหม่มีค่ามากกว่าของกรุงเทพมหานคร

5.2.2 โครงแกนงตรงศูนย์ (Concentric Braced Frame, CBF)

จากผลการวิเคราะห์การผลึกอาคารแบบสถิตไม่เชิงเส้นของโครงแกนงตรงศูนย์ (CBF) ตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร ดังแสดงในรูปที่ 15 พบว่าอาคารโครงแกนงตรงศูนย์แบบธรรมดา และแบบเหนียวพิเศษจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 419 และ 332 ตัน ตามลำดับ และมีค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารเท่ากับ 13 และ 15 เซนติเมตร ตามลำดับ



รูปที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารของโครงแกนงตรงศูนย์ที่ระดับความเหนียวต่างๆ ตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร



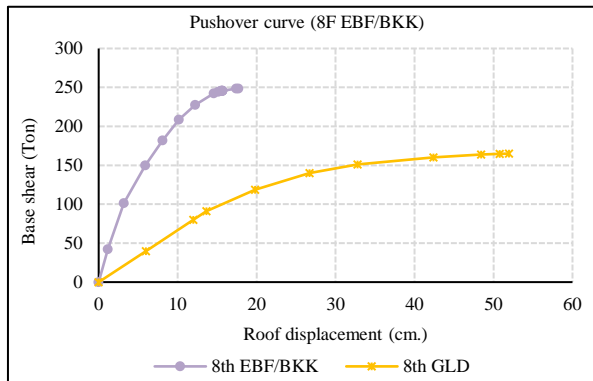
รูปที่ 16 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารของโครงแกนงตรงศูนย์เหนียวพิเศษ ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่

สำหรับโครงแกนงตรงศูนย์ (CBF) ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่ ดังแสดงในรูปที่ 16 พบว่าอาคารโครงแกนงตรงศูนย์แบบเหนียวพิเศษจะมี

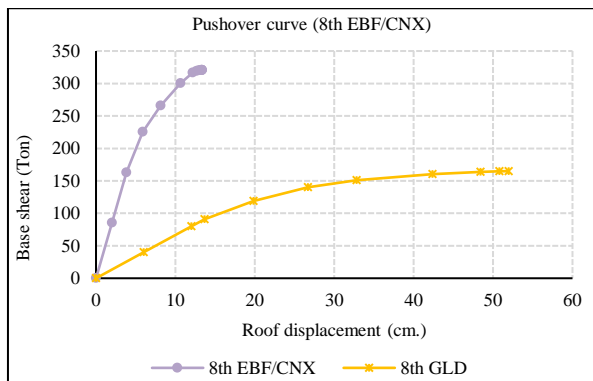
ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 355 ตัน และมีค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารเท่ากับ 18 เซนติเมตร

โครงแกนตรงศูนย์กลางจะมีกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสูงและมีการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารค่อนข้างต่ำ เนื่องจากมีชิ้นส่วนแกนรับแรงอัดในแนวทแยง (Diagonal braced) ซึ่งเป็นองค์อาคารที่มีสติเฟนส์ด้านข้างสูง (Lateral Stiffness) ทำหน้าที่รับแรงทางด้านข้างเป็นหลัก โดยการดูดซับและสลายพลังงานเมื่อองค์อาคารเริ่มเกิดการครากจนเกิดจุดหมุนพลาสติกที่รับแรงอัด (Axial Plastic hinge) หรือการโก่งเดาะ (Buckling) ขึ้นจนเกิดการวิบัติ

5.2.3 โครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลาง (Eccentric Braced Frame, EBF)



รูปที่ 17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารของโครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลาง ตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร



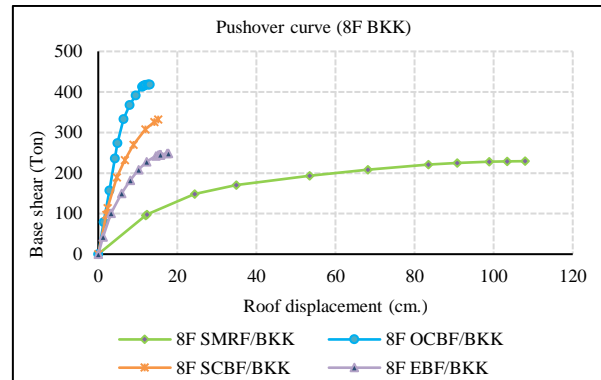
รูปที่ 18 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารของโครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลาง ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่

จากผลการวิเคราะห์การผลักรอาคารแบบสถิติไม่เชิงเส้นของโครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลาง (EBF) ตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร และอำเภอเมืองเชียงใหม่ ดังแสดงในรูปที่ 17 และ 18 ตามลำดับ พบว่าอาคารโครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลางจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 249 และ 320 ตัน ตามลำดับ และมีค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารเท่ากับ 18 และ 13 เซนติเมตร ตามลำดับ

โครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลางจะมีกำลังต้านทานแผ่นดินไหวที่ค่อนข้างสูงเนื่องจากมีองค์อาคารทำหน้าที่รับแรงทางด้านข้าง คือชิ้นส่วนแกนรับแรงทแยง (Diagonal braced) ที่ดูดซับและสลายพลังงานผ่านการเสียดรูปของจุดหมุนพลาสติกที่รับแรงอัด (Axial hinge) หรือการโก่งเดาะ และชิ้นส่วนคานเชื่อม (Link beam) ที่ดูดซับและสลายพลังงานผ่านการเสียดรูปของจุดหมุนพลาสติกที่รับแรงดัดและการเฉือน (Flexural & Shear Plastic hinge)

5.3 ผลการเปรียบเทียบระบบโครงสร้าง (Structure Systems)

สำหรับการเปรียบเทียบผลของระบบโครงสร้างที่มีความแตกต่างกัน จะทำการแสดงผลการเปรียบเทียบเฉพาะอาคารที่ตั้งอยู่ในพื้นที่กรุงเทพมหานคร เนื่องจากต้องการดูผลของระบบโครงสร้างเป็นหลักเพื่อให้ง่ายต่อการพิจารณา

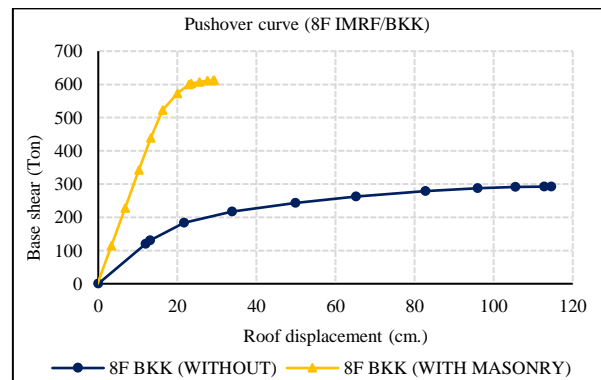


รูปที่ 19 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารของระบบโครงสร้างต่างๆ ตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร

จากผลการวิเคราะห์การผลักรอาคารแบบสถิติไม่เชิงเส้นของโครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลางแบบธรรมดา (OCBF) โครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลางแบบเหนียวพิเศษ (SCBF) โครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลางแบบเหนียวพิเศษ (SMRF) ตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร ดังแสดงในรูปที่ 19 พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 419, 332, 249 และ 229 ตันตามลำดับ และมีค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารเท่ากับ 13, 15, 18 และ 108 ตามลำดับ จะสังเกตได้ว่าอาคารที่ตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานคร โครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลางแบบเหนียวพิเศษเป็นระบบโครงสร้างที่มีการดูดซับและสลายพลังงานได้เป็นอย่างดีตามการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร ในขณะที่โครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลางแบบธรรมดา โครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลางแบบเหนียวพิเศษ และโครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลาง จะดูดซับและสลายพลังงานได้น้อยกว่า แต่มีความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวที่มากกว่าเช่นกันตามระดับความเหนียวของอาคาร

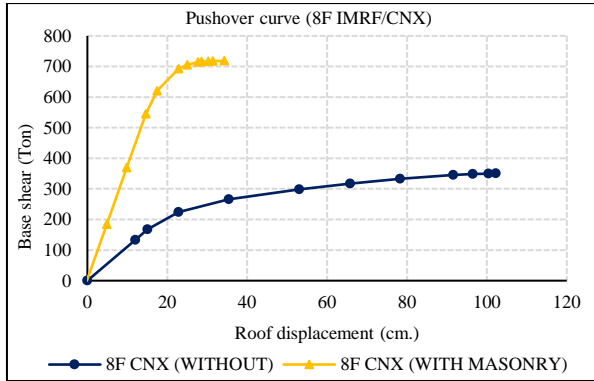
5.4 ผลของกำแพงอิฐก่อ (Masonry Infill wall)

จากผลการวิเคราะห์การผลักรอาคารแบบสถิติไม่เชิงเส้นของโครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลางที่มีความเหนียวปานกลาง (IMRF) ตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร ของโมเดลที่มีการจำลองกำแพงอิฐก่อและแบบที่ไม่มีการจำลองกำแพงอิฐก่อ ดังแสดงในรูปที่ 20 พบว่ามีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 612 และ 292 ตัน ตามลำดับ และมีค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารเท่ากับ 29 และ 114 เซนติเมตร ตามลำดับ



รูปที่ 20 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารของโครงแกนรับแรงเฉือนศูนย์กลางที่มีความเหนียวปานกลางที่มีกำแพงอิฐก่อ ตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร

สำหรับโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง (IMRF) ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่ ของโมเดลที่มีการจำลองกำแพงอิฐก่อและแบบที่ไม่มี การจำลองกำแพงอิฐก่อ ดังแสดงในรูปที่ 21 พบว่ามีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 718 และ 350 ตัน ตามลำดับ และมีค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารเท่ากับ 34 และ 102 เซนติเมตร ตามลำดับ



รูปที่ 21 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารของโครงสร้างแรงดัดเหนียวปานกลางที่มีกำแพงอิฐก่อ ตั้งอยู่ที่อำเภอเมืองเชียงใหม่

จากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าการจำลองกำแพงอิฐก่อเข้าไปในโครงสร้างอาคารเหล็กรูปพรรณ ส่งผลให้กำลังรับแรงเฉือนที่ฐานโดยรวมของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นเป็นประมาณ 210% สำหรับที่ตั้งกรุงเทพมหานคร และเป็นประมาณ 205% สำหรับที่ตั้งอำเภอเมืองเชียงใหม่ เนื่องจากผลของกำแพงอิฐก่อทำให้โครงสร้างทั้งหมดมีสติเฟ่นทางด้านข้างที่เพิ่มมากขึ้น รวมไปถึงการกลไกการวิบัติของโครงสร้างที่ความเสียหายเริ่มต้นจะเกิดขึ้นที่แนวกำแพงอิฐก่อก่อน ซึ่งชี้ให้เห็นว่าแนวกำแพงอิฐก่อมีพฤติกรรมเสมือนกับโครงแกนงที่ช่วยในการรับแรงทางด้านข้างเป็นส่วนใหญ่ โดยผลการวิจัยดังกล่าวมีความสอดคล้องกับงานวิจัยที่ผ่านมา [4-7]

6. บทสรุป

จากผลการศึกษาการประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีการหลักอาคารแบบสถิติไม่เชิงเส้นของอาคารเหล็กรูปพรรณสูง 8 ชั้นที่มีความแตกต่างกันทางด้านระบบโครงสร้างต้านทานแรงด้านข้าง ความเหนียว และพื้นที่ตั้งของอาคาร สามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังต่อไปนี้

6.1 ผลของกำลังส่วนเกิน พบว่ากำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารโครงสร้างดัดเหล็กรูปพรรณแบบเหนียวปานกลางมีค่ากำลังส่วนเกิน 2.36 เท่า เนื่องมาจากกำลังส่วนเกินของวัสดุจากกระบวนการผลิตในโรงงาน กำลังส่วนเกินของการเลือกหน้าตัดจากขั้นตอนการออกแบบกำลังส่วนเกินจากการเลือกระบบโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหวจากขั้นตอนการออกแบบ และกำลังส่วนเกินจากข้อกำหนดในการออกแบบอาคารเหล็กรูปพรรณต้านทานแรงแผ่นดินไหวจากขั้นตอนการออกแบบ อาทิ อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของปีกคานและเอวคาน และจำนวนของหน้าตัดที่สามารถเลือกใช้งานได้อย่างจำกัด

6.2 ผลของระดับความเหนียวอาคารเหล็กรูปพรรณ พบว่าโครงสร้างดัดแบบธรรมดา แบบเหนียวปานกลาง และแบบเหนียวพิเศษ ตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร จะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 261, 239 และ 229 ตัน ตามลำดับ และมีค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารเท่ากับ 94, 97 และ 108 เซนติเมตร ตามลำดับ โดยความสามารถในการดูดซับและสลายพลังงานจะขึ้นอยู่กับระดับความเหนียวของอาคาร หากระดับความเหนียวของอาคารเพิ่มขึ้นจะทำให้โครงสร้างสามารถดูดซับและสลายพลังงานจาก

แผ่นดินไหวได้มากขึ้น ซึ่งจะสังเกตได้จากค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารที่เพิ่มขึ้นตามระดับความเหนียวด้วยเช่นกัน

6.3 ผลของระบบโครงสร้าง จากการศึกษาอาคารที่ตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานคร พบว่าอาคารที่มีระบบโครงสร้างสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้สูงสุดคือโครงแกนงตรงศูนย์แบบธรรมดา โครงแกนงตรงศูนย์แบบเหนียวพิเศษ โครงแกนงเอียงศูนย์ และโครงสร้างดัดแบบเหนียวพิเศษ ตามลำดับ เนื่องจากโครงแกนงมีชิ้นแกนงทแยงที่ทำหน้าที่รับแรงทางด้านข้างได้เป็นอย่างดี และมีสติเฟ่นทางด้านข้างที่ค่อนข้างสูงมาก

และอาคารที่มีระบบโครงสร้างมีการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารสูงสุดคือโครงสร้างดัดแบบเหนียวพิเศษ โครงแกนงเอียงศูนย์ โครงแกนงตรงศูนย์แบบเหนียวพิเศษ และโครงแกนงตรงศูนย์แบบธรรมดา ตามลำดับ เนื่องจากโครงสร้างดัดเป็นระบบโครงสร้างที่ดูดซับและสลายพลังงานผ่านจุดหมุนพลาสติกกับการดัดเป็นหลัก ส่วนโครงแกนงตรงศูนย์และเอียงศูนย์จะดูดซับและสลายพลังงานผ่านจุดหมุนพลาสติกกับแรงอัดเป็นหลัก

6.4 ผลของกำแพงอิฐก่อ การจำลองกำแพงอิฐก่อเข้าไปในโครงสร้างอาคารเหล็กรูปพรรณ ส่งผลให้กำลังรับแรงเฉือนที่ฐานโดยรวมของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นเป็นประมาณ 210% สำหรับที่ตั้งกรุงเทพมหานคร และเป็นประมาณ 205% สำหรับที่ตั้งอำเภอเมืองเชียงใหม่ เนื่องจากผลของกำแพงอิฐก่อทำให้โครงสร้างทั้งหมดมีสติเฟ่นทางด้านข้างที่เพิ่มมากขึ้น รวมไปถึงการกลไกการวิบัติของโครงสร้างที่ความเสียหายเริ่มต้นจะเกิดขึ้นที่แนวกำแพงอิฐก่อก่อน ซึ่งชี้ให้เห็นว่าแนวกำแพงอิฐก่อมีพฤติกรรมเสมือนกับโครงแกนงที่ช่วยในการรับแรงทางด้านข้างเป็นส่วนใหญ่

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณนายวศิน แท่งทอง เพื่อนร่วมรุ่นผู้คอยให้คำปรึกษาและให้ความช่วยเหลือมาโดยตลอด และขอขอบคุณครอบครัวที่ให้การสนับสนุนในทุกๆด้าน

เอกสารอ้างอิง

- [1] มยพ.1301/1302-61 (2561). *มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว*. กรมโยธาธิการและผังเมือง. กระทรวงมหาดไทย.
- [2] วิโรจน์ บุญญภิญโญ (2561). *การออกแบบและพฤติกรรมโครงสร้างเหล็กรับแรงในแนวตั้งและแรงด้านข้าง*. บริษัท เอส พี เอ็ม การพิมพ์ จำกัด.
- [3] มยพ.1304-61 (2561). *มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว*. กรมโยธาธิการและผังเมือง. กระทรวงมหาดไทย.
- [4] ธนัท หินลาด และ วิโรจน์ บุญญภิญโญ (2562). การประเมินระดับการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและอาคารเหล็ก. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24*, อุตรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562, หน้า 461-471.
- [5] Boonyapinyo, V., & Junruang, J. (2015, May). Seismic Capacity Comparisons of Reinforced Concrete Buildings with Various Ductility by Incremental Dynamic Analysis. In *IABSE Symposium Report* (Vol. 104, No. 1, pp. 1-8). International Association for Bridge and Structural Engineering.

- [6] Junruang, J. and Boonyapinyo, V. (2014). Seismic Capacity Comparisons of Reinforced Concrete Building Between Standard and Substandard Detailing. *J. of Am. Trans. Eng. Appl. Sci.* Vol. 104, pp. 189-206.
- [7] Junruang, J. and Boonyapinyo, V. (2014). Comparison of Seismic Capacity of Reinforced Concrete Building Between Standard and Substandard Detailing. *The 19th National Convention on Civil Engineering*, Khon Kaen, Thailand, 14-16 May.