

Chulalongkorn University

## Chula Digital Collections

---

Chulalongkorn University Theses and Dissertations (Chula ETD)


---

2022

### สมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ถูกรื้อออกแยกด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสอง ในการต้านทานแผ่นดินไหว

พัฐฐิธีร์ ยศพลจิรภิตต์  
คณะวิศวกรรมศาสตร์

Follow this and additional works at: <https://digital.car.chula.ac.th/chulaetd>

 Part of the [Civil Engineering Commons](#), and the [Construction Engineering and Management Commons](#)

---

#### Recommended Citation

ยศพลจิรภิตต์, พัฐฐิธีร์, "สมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ถูกรื้อออกแยกด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสองในการต้านทานแผ่นดินไหว" (2022). *Chulalongkorn University Theses and Dissertations (Chula ETD)*. 6536.  
<https://digital.car.chula.ac.th/chulaetd/6536>

This Thesis is brought to you for free and open access by Chula Digital Collections. It has been accepted for inclusion in Chulalongkorn University Theses and Dissertations (Chula ETD) by an authorized administrator of Chula Digital Collections. For more information, please contact [ChulaDC@car.chula.ac.th](mailto:ChulaDC@car.chula.ac.th).

สมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ถูกออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองในการต้านทาน  
แผ่นดินไหว



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต  
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา  
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
ปีการศึกษา 2565  
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SEISMIC PERFORMANCE OF STEEL STRUCTURES DESIGNED BY RESPONSE SPECTRUM  
ANALYSIS PROCEDURE



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements  
for the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering  
Department of Civil Engineering  
FACULTY OF ENGINEERING  
Chulalongkorn University  
Academic Year 2022  
Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	สมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ถูกออกแบบด้วยวิธี
	สเปกตรัมผลตอบสนองในการต้านทานแผ่นดินไหว
โดย	นายณัฐธีร์ ยศพลจิรภิตต์
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่ง  
ของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

.....	คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)	
คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์	
.....	ประธานกรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์)	
.....	อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี)	
.....	กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์)	

CHULALONGKORN UNIVERSITY



ณัฐธีร์ ยศพลจิรภิตต์ : สมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ถูกออกแบบด้วยวิธี  
สเปกตรัมผลตอบสนองในการต้านทานแผ่นดินไหว. ( SEISMIC PERFORMANCE OF  
STEEL STRUCTURES DESIGNED BY RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS  
PROCEDURE) อ.ที่ปรึกษาหลัก : ผศ. ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี

งานวิจัยนี้ศึกษาสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ถูกออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัม  
ผลตอบสนองในการต้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งในมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือน  
ของแผ่นดินไหว มยพ. 1301/1302-61 ได้มีการปรับปรุงวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response  
Spectrum Analysis, RSA) เป็นวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) ซึ่งเป็นการ  
ปรับวิธีคำนวณแรงเฉือนที่ต้องต้านทานให้มีความปลอดภัย ซึ่งได้มาจากการศึกษาวิจัยจาก  
อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่เป็นอาคารสูง แต่ยังไม่ได้มีการศึกษาความจำเป็นที่จะต้องใช้วิธี MRSA  
กับอาคารโครงสร้างเหล็ก การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อตรวจสอบความเพียงพอของค่าแรงที่ต้อง  
ต้านทานสำหรับการออกแบบด้วยวิธี RSA ในการออกแบบโครงสร้างเหล็กที่ต้องต้านแผ่นดินไหว  
โดยพิจารณาอาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง ที่มีความสูง 3, 6 และ 9 ชั้น  
, อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ มีความสูง 3, 6, 9 และ 15 ชั้น และอาคาร  
โครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ ที่มีความสูง 3, 6, 9, 15, 20 และ 25 ชั้น โดยสมมติ  
ที่ตั้งของอาคารตัวอย่างอยู่ที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ ซึ่งอาคารที่นำมาศึกษาจะถูกออกแบบด้วยวิธี  
สเปกตรัมผลตอบสนอง อ้างอิงตามมาตรฐาน มยพ. 1301/1302-61, มยพ. 1304-61 และ AISC  
360-16 และทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History  
Analysis) เพื่อประเมินสมรรถนะของโครงสร้างในการต้านทานแผ่นดินไหว โดยพิจารณาความ  
เสียหายของอาคารจากการหมุนพลาสติก และการเสียรูปในแนวแกน, การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์  
ระหว่างชั้น, การโก่งเดาะของเสาเหล็ก, การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา และแรงที่ต้องต้านทาน  
สำหรับการออกแบบจุดต่อ จากผลการวิเคราะห์พบว่าอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษาที่ถูกออกแบบ  
ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองแบบเดิมสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2565

ลายมือชื่อนิสิต .....

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก .....

# # 6272038121 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORD: Seismic Resistant Steel Building Design, Response Spectrum Analysis, Nonlinear Response History, Steel Intermediate Moment Resisting Frame, Steel Special Moment Resisting Frame, Steel Special Concentric Braced Frame

Nutthee Yossaponjirakit : SEISMIC PERFORMANCE OF STEEL STRUCTURES DESIGNED BY RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS PROCEDURE. Advisor: Asst. Prof. CHATPAN CHINTANAPAKDEE, Ph.D.

This research studies seismic performance of steel structures designed by response spectrum analysis procedure that in the seismic design standard for building DPT 1301/1302-61 has improved Response Spectrum Analysis method (RSA) to modified response spectrum analysis method (MRSA). The MRSA is an improvement on the shear calculating to be safe that has obtained from concrete reinforcement high rise building research. However, the MRSA method was not studied for use in steel buildings. The objective of this study is to investigate adequacy of seismic demands obtained from RSA procedure in designing steel structures. This research considers Steel Intermediate Moment Resisting Frame (3, 6 and 9-story), Steel Special Moment Resisting Frame (3, 6, 9 and 15-story) and Steel Special Concentric Braced Frame (3, 6, 9, 15, 20 and 25-story). The studied buildings are located in Mueang district, Chiang Mai province that is designed by RSA method from DPT 1301/1302-61, DPT 1304-61 and AISC 360-16. And then analyze by Nonlinear Response History Analysis method (NLRHA). To evaluate performance of structures to resist seismic and consider plastic rotation and axial deformation, story drift, steel column buckling, local buckling and resisting force for connection design. The results show that the steel buildings designed by RSA can resist the seismic load.

Field of Study: Civil Engineering

Student's Signature .....

Academic Year: 2022

Advisor's Signature .....

## กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่ให้ความกรุณาเป็นที่ปรึกษา ให้คำแนะนำ ตรวจสอบ และแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ รวมทั้งให้ความรู้ทางด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวและความรู้ทางด้านอื่นๆที่เป็นประโยชน์ต่อการศึกษา

ขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์ ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาให้คำแนะนำในการดำเนินงาน และให้ข้อคิดเห็นเพิ่มเติมอันเป็นประโยชน์ในการปรับปรุงเนื้อหาวิทยานิพนธ์ให้ดียิ่งขึ้น

ผู้เขียนขอขอบคุณเพื่อนๆ ที่เป็นกำลังใจ ให้ความช่วยเหลือ ตลอดจนให้คำแนะนำต่างๆที่เป็นประโยชน์ต่อการทำวิจัย

ท้ายที่สุดผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณบิดาและมารดาที่ให้ความอุปการะและเป็นกำลังใจตลอดมา ทำให้งานวิจัยชิ้นนี้สำเร็จลุล่วงเป็นอย่างดี

ณัฐธีร์ ยศพลจิรกิตต์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

## สารบัญ

	หน้า
.....	ค
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ค
.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ง
กิตติกรรมประกาศ.....	จ
สารบัญ.....	ฉ
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูป.....	ฐ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	4
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	5
1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน.....	6
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	7
2.1 ลักษณะโครงสร้างเหล็กด้านแรงแผ่นดินไหว .....	7
2.1.1 อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็ก (steel moment resisting frame) .....	7
2.1.2 อาคารโครงแกนเหล็ก (braced frames).....	8
2.1.2.1 อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์ (centrically braced frames) .	8
2.1.2.2 อาคารโครงแกนเหล็กแบบเยื้องศูนย์ (eccentrically braced frames) ..	9
2.2 ข้อกำหนดสำหรับอาคารโครงสร้างเหล็ก .....	10

2.2.1 อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF).....	10
2.2.2 อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame, SMF) .....	10
2.2.3 อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF).....	12
2.3 ข้อกำหนดขององค์อาคารและรอยต่อในโครงต้านแรงแผ่นดินไหว .....	13
2.3.1 รอยต่อระหว่างเสาและคาน .....	13
2.3.2 การค้ำยันองค์อาคาร .....	14
2.3.3 เสา .....	14
2.3.4 แผ่น panel zone.....	15
2.4 การโก่งเดาะของเสาและการโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา.....	15
2.4.1 การโก่งเดาะของเสา .....	15
2.4.2 การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา.....	17
2.5 การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว .....	19
2.5.1 การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างเชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Linear Response History Analysis, LRHA).....	19
2.5.2 การวิเคราะห์หาผลตอบสนองเชิงสเปกตรัม (Response Spectrum Analysis, RSA) .....	21
2.5.3 การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแยกโหมด (Modal pushover analysis, MPA) .....	22
2.5.4 การวิเคราะห์หาผลตอบสนองที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นเชิงเวลา (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA).....	23
2.6 แบบจำลองจุดหมุนพลาสติก .....	24
2.6.1 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้นของคานเหล็ก (ASCE 41-13) ..	26
2.6.2 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้นของเสาเหล็ก (ASCE 41-13)..	27

2.6.3 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้นของค้ำยันเหล็ก (ASCE 41-13)	29
2.7 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	30
2.7.1 Dutta et al. (2020).....	30
2.7.2 Khy (2018).....	33
2.7.2.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้กำแพงรับแรงเฉือน .....	33
2.7.2.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านแรงดัด .....	33
2.8 ตัวอย่างแบบจำลองอาคารโครงสร้างเหล็กไม่เชิงเส้น.....	34
2.8.1 อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็ก.....	34
2.8.2 อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์ .....	37
บทที่ 3 วิธีการดำเนินงาน.....	38
3.1 โครงอาคารเหล็กที่ใช้ในการศึกษา.....	38
3.1.1 อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF).....	38
3.1.2 อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame, SMF) .....	42
3.1.3 อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF).....	46
3.2 ข้อพิจารณาในการวิเคราะห์และการออกแบบ.....	50
3.2.1 กำลังครากของวัสดุ.....	50
3.2.2 กำลังที่คาดหวังของวัสดุ.....	50
3.2.3 องค์อาคารของอาคารโครงสร้างเหล็ก.....	50
3.2.4 การวิเคราะห์อาคารต้านทานแผ่นดินไหว.....	53
3.2.5 การรวมผลของแรงแผ่นดินไหว กับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง .....	54
3.3 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างอาคาร .....	55

3.3.1 การสร้างแบบจำลองวิเคราะห์อาคารโครงสร้างเหล็กด้านแผ่นดินไหว .....	55
3.3.2 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร .....	57
3.4 ความเร่งพื้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์แบบประวัติเวลา .....	62
3.5 การพิจารณาการวิบัติของอาคารโครงสร้างเหล็ก .....	63
3.5.1 การตรวจสอบความเสียหายของอาคารจากการหมุนพลาสติก และการเสียรูปใน แนวแกน (plastic rotation and axial deformation) .....	63
3.5.2 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร (story drift) .....	65
3.5.3 การโก่งเดาะของเสาเหล็ก (column buckling) .....	66
3.5.4 การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) .....	67
3.5.5 การวิบัติของจุดต่อ .....	68
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์อาคารที่ศึกษา .....	71
4.1 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) .....	71
4.1.1 คุณสมบัติเชิงโมดของอาคารโครงสร้างเหล็ก .....	72
4.1.2 คาบการสั่นพื้นฐาน และการปรับแก้แรงเฉือนพื้นฐานของอาคาร .....	79
4.1.3 คุณสมบัติขององค์อาคารที่ใช้ในอาคารโครงสร้างเหล็ก .....	81
4.2 ผลการพิจารณาการวิบัติของอาคารโครงสร้างเหล็กจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบ ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) .....	89
4.2.1 ผลการตรวจสอบความเสียหายของอาคารจากการวิเคราะห์การหมุนพลาสติก และการ เสียรูปในแนวแกน (plastic rotation and axial deformation) .....	89
4.2.2 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร (story drift) .....	105
4.2.3 ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาเหล็ก (column buckling) .....	113
4.2.4 ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) .....	148
4.2.5 ผลการวิเคราะห์การวิบัติของจุดต่อ .....	168
4.2.6 ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่ง .....	172

บทที่ 5 สรุปผลการศึกษา.....	181
5.1 สรุปผลการศึกษา .....	181
5.2 งานวิจัยในอนาคต.....	183
บรรณานุกรม.....	185
ภาคผนวก ก การตรวจสอบการเคลื่อนตัวในทิศทาง $y$ ภายใต้แรงแผ่นดินไหวทิศทาง $x$ .....	187
ภาคผนวก ข การตรวจสอบการวิบัติแรงเฉือนของเสา.....	190
ภาคผนวก ค การตรวจสอบการการโก่งเดาะของค้ำยันทแยง .....	192
ภาคผนวก ง อัตราส่วนแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทานในการออกแบบขนาดขององค์อาคาร.....	194
ประวัติผู้เขียน.....	198





## สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1	ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้นของคานเหล็ก (ASCE 41-13).	26
ตารางที่ 2.2	ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้นของเสาเหล็ก (ASCE 41-13)..	27
ตารางที่ 2.3	ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้นของค้ำยันเหล็ก (ASCE 41-13)	29
ตารางที่ 2.4	ลักษณะของการสั่นไหวของพื้นดิน (Table 1 of RP9 in FEMA P-2082-2)	31
ตารางที่ 3.1	ข้อมูลองค์อาคารของอาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF) ...	41
ตารางที่ 3.2	ข้อมูลองค์อาคารของอาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF).....	44
ตารางที่ 3.3	ข้อมูลองค์อาคารของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF).....	48
ตารางที่ 3.4	ค่า $R_y$ และ $R_f$ ของเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ (มยผ. 1304-61) .....	50
ตารางที่ 3.5	อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนรับแรงอัดที่มีความเหนียวปานกลาง และมีความเหนียวสูง (มยผ. 1304-61) .....	51
ตารางที่ 3.6	ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response Modification Factor, $R$ ) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor, $\Omega_o$ ) และ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor, $C_d$ ).....	53
ตารางที่ 3.7	ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของคานและเสาเหล็กที่ใช้ในการศึกษานี้ จากมาตรฐาน ASCE41-13.....	59
ตารางที่ 3.8	ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของค้ำยันเหล็กที่ใช้ในการศึกษานี้ จากมาตรฐาน ASCE41-13.....	60
ตารางที่ 3.9	ความเร่งของพื้นดินสำหรับ อ.เมือง จ.เชียงใหม่.....	62
ตารางที่ 3.10	ระดับสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก .....	64
ตารางที่ 3.11	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (มยผ.1301/1302-61).....	65

<b>ตารางที่ 4.1</b> ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response Modification Factor, $R$ ) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor, $\Omega_0$ ), ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor, $C_d$ ) และตัวประกอบความสำคัญของอาคาร (Importance Factor, $I$ )..	72
<b>ตารางที่ 4.2</b> คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร IMF1 (อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 3 ชั้น).....	73
<b>ตารางที่ 4.3</b> คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร IMF2 (อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 6 ชั้น).....	73
<b>ตารางที่ 4.4</b> คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร IMF3 (อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 9 ชั้น).....	74
<b>ตารางที่ 4.5</b> คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SMF1 (อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 3 ชั้น) .....	74
<b>ตารางที่ 4.6</b> คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SMF2 (อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 6 ชั้น) .....	75
<b>ตารางที่ 4.7</b> คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SMF3 (อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 9 ชั้น) .....	75
<b>ตารางที่ 4.8</b> คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SMF4 (อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 15 ชั้น).....	76
<b>ตารางที่ 4.9</b> คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SCBF1 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น).....	76
<b>ตารางที่ 4.10</b> คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SCBF2 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น).....	77
<b>ตารางที่ 4.11</b> คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SCBF3 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น).....	77
<b>ตารางที่ 4.12</b> คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SCBF4 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 15 ชั้น).....	78
<b>ตารางที่ 4.13</b> คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SCBF5 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 20 ชั้น).....	78

ตารางที่ 4.14 คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SCBF6 (อาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 25 ชั้น).....	79
ตารางที่ 4.15 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา .....	79
ตารางที่ 4.16 ค่าตัวประกอบปรับค่า (Scaling Factor, $S_F$ ) ของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา ....	80
ตารางที่ 4.17 องค์อาคารที่ใช้ของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF) ....	82
ตารางที่ 4.18 องค์อาคารที่ใช้ของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF) .....	83
ตารางที่ 4.19 องค์อาคารที่ใช้ของอาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF).....	85
ตารางที่ 4.20 อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนปลายยื่นขององค์อาคารภายใต้ขอบเขตอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาตามมาตรฐาน มยพ. 1304-61.....	87
ตารางที่ 4.21 อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนปลายยึดขององค์อาคารภายใต้ขอบเขตอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาตามมาตรฐาน มยพ. 1304-61.....	87
ตารางที่ 4.22 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$ in plane, $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$ out of plane, $k_y$ ) ของอาคาร IMF1 .....	114
ตารางที่ 4.23 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$ in plane, $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$ out of plane, $k_y$ ) ของอาคาร IMF2 .....	116
ตารางที่ 4.24 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$ in plane, $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$ out of plane, $k_y$ ) ของอาคาร IMF3 .....	118
ตารางที่ 4.25 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$ in plane, $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$ out of plane, $k_y$ ) ของอาคาร SMF1 .....	120
ตารางที่ 4.26 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$ in plane, $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$ out of plane, $k_y$ ) ของอาคาร SMF2 .....	122
ตารางที่ 4.27 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$ in plane, $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$ out of plane, $k_y$ ) ของอาคาร SMF3 .....	123
ตารางที่ 4.28 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$ in plane, $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$ out of plane, $k_y$ ) ของอาคาร SMF4.....	126

ตารางที่ 4.29 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$ in plane, $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$ out of plane, $k_y$ ) ของอาคาร SCBF1.....	129
ตารางที่ 4.30 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$ in plane, $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$ out of plane, $k_y$ ) ของอาคาร SCBF2.....	131
ตารางที่ 4.31 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$ in plane, $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$ out of plane, $k_y$ ) ของอาคาร SCBF3.....	133
ตารางที่ 4.32 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$ in plane, $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$ out of plane, $k_y$ ) ของอาคาร SCBF4.....	135
ตารางที่ 4.33 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$ in plane, $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$ out of plane, $k_y$ ) ของอาคาร SCBF5.....	139
ตารางที่ 4.34 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$ in plane, $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$ out of plane, $k_y$ ) ของอาคาร SCBF6.....	143
ตารางที่ 4.35 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของรอยต่อเสา-คานของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง.....	170
ตารางที่ 4.36 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของรอยต่อเสา-คานของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ.....	171
ตารางที่ 4.37 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของรอยต่อเสา-คาน และรอยต่อค้ำยันแท่งของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ.....	171
ตารางที่ 4.38 ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน (shear capacity) ของเสา A, B, C และ D ตลอดความสูงของเสา.....	174
ตารางที่ 4.39 ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน (shear capacity) ของเสา A, B, C และ D ตลอดความสูงของเสา.....	177
ตารางที่ ก.1 การเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำในทิศทาง x.....	189
ตารางที่ ข.1 แรงเฉือนสูงสุดของเสาของอาคารที่ศึกษาจากวิธี NLRHA เทียบกับกำลังต้านทาน...	190

ตารางที่ ค.1 แรงอัดตามแนวแกนสูงสุดของค้ำยันที่แยงจากการวิเคราะห์ NLRHA ของอาคารโครง	
แกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษที่ศึกษา .....	193



## สารบัญรูป

### หน้า

รูปที่ 1.1 การวัดจากแรงเฉือนที่บริเวณเสาของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก .....	1
รูปที่ 1.2 การวัดแบบพลิกคว่ำของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก .....	2
รูปที่ 1.3 การวัดแบบโก่งงอของค้ำยันหลัก.....	2
รูปที่ 1.4 การวัดแบบโก่งงอและ แตกหักของรอยเชื่อมของเสา .....	3
รูปที่ 1.5 การวัดของจุดต่อคานและเสาเนื่องจากรอยเชื่อมแตกหักที่คาน .....	3
รูปที่ 1.6 การวัดของจุดต่อคานและเสาเนื่องจากรอยเชื่อมแตกหักที่เสา.....	3
รูปที่ 2.1 อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็ก หรือ steel moment resisting frame.....	7
รูปที่ 2.2 อาคารโครงแกนเหล็ก หรือ brace frame.....	8
รูปที่ 2.3 อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์ หรือ concentrically braced frames.....	8
รูปที่ 2.4 อาคารโครงแกนเหล็กแบบเยื้องศูนย์ หรือ eccentrically braced frames .....	9
รูปที่ 2.5 ตัวอย่างรูปแบบของรอยต่อตามที่ได้มีผลทดลองยืนยันไว้แล้วหรือเรียกว่า connections prequalified.....	14
รูปที่ 2.6 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพ ( $k$ ) กำหนดโดย SSRC (ทักษิณ เทพชาตรี, 2562)...	16
รูปที่ 2.7 Alignment charts สำหรับหาค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพ ( $k$ ) ของเสา (ทักษิณ เทพชาตรี, 2562) .....	17
รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง $k$ กับ $a/b$ ของแผ่นบางที่ปลายมีการรองรับแบบต่างๆ (ทักษิณ เทพชาตรี, 2562).....	18
รูปที่ 2.9 แสดงภาพรวมของการจำลองจุดหมุนในโครงสร้างเหล็ก (NIST GCR 17-917-46v2) .....	25
รูปที่ 2.10 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป .....	30
รูปที่ 2.11 อาคารสำนักงานโครงสร้างเหล็ก 5 ชั้น (NIST GCR 17-917-46v2, 2017) .....	34
รูปที่ 2.12 ภาพตัดขยายด้านข้างของ เส้นกริดไลน์ที่ A และ D (NIST GCR 17-917-46v2, 2017) 35	

รูปที่ 2.13 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 3 มิติของการออกแบบไม่เชิงเส้นจากโปรแกรม PERFORM-3D (NIST GCR 17-917-46v2, 2017).....	35
รูปที่ 2.14 ตำแหน่งของจุดต่อ (hinge) ในคาน (NIST GCR 17-917-46v2, 2017).....	36
รูปที่ 2.15 แบบจำลองจุดต่อการหมุนของจุดต่อที่มุม (Hsiao et al., 2012). ....	37
รูปที่ 3.1 แบบแปลนพื้นของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF).....	39
รูปที่ 3.2 แบบแปลนด้านข้างของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF).....	40
รูปที่ 3.3 แบบแปลนพื้นของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF).....	42
รูปที่ 3.4 แบบแปลนด้านข้างของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF).....	43
รูปที่ 3.5 แบบแปลนพื้นของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF).....	46
รูปที่ 3.6 แบบแปลนด้านข้างของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF) .....	47
รูปที่ 3.7 แบบจำลองวิเคราะห์อาคารโครงสร้างเหล็ก .....	55
รูปที่ 3.8 พื้นที่รับน้ำหนักบรรทุกของโครงแกนเหล็ก (พื้นที่สี่เหลี่ยม) และเสา p-delta (พื้นที่สี่เหลี่ยม) .....	57
รูปที่ 3.9 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปสำหรับชิ้นส่วนเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE41-13 .....	58
รูปที่ 3.10 จุดต่อพลาสติกของคานเหล็ก (NIST GCR 17-917-46v2, 2017).....	61
รูปที่ 3.11 การกระจายแรงของคานเหล็กที่จุดต่อพลาสติกของคาน (NIST GCR 17-917-46v2, 2017).....	61
รูปที่ 3.12 การเปรียบเทียบสเปกตรัมที่ถูกปรับแก้ กับสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบสำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่.....	63
รูปที่ 3.13 ระดับสมรรถนะของอาคารในกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปสำหรับชิ้นส่วนเหล็ก .....	65
รูปที่ 3.14 แบบร่างรายละเอียดของจุดต่อสำหรับอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็ก .....	68
รูปที่ 3.15 แบบร่างรายละเอียดของจุดต่อสำหรับอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ .....	69

[illegible]



รูปที่ 4.14 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร IMF1 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความ เหนียวปานกลาง 3 ชั้น).....	106
รูปที่ 4.15 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร IMF2 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความ เหนียวปานกลาง 6 ชั้น).....	106
รูปที่ 4.16 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร IMF3 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความ เหนียวปานกลาง 9 ชั้น).....	107
รูปที่ 4.17 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SMF1 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความ เหนียวพิเศษ 3 ชั้น).....	108
รูปที่ 4.18 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SMF2 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความ เหนียวพิเศษ 6 ชั้น).....	108
รูปที่ 4.19 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SMF3 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความ เหนียวพิเศษ 9 ชั้น).....	109
รูปที่ 4.20 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SMF4 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความ เหนียวพิเศษ 15 ชั้น).....	109
รูปที่ 4.21 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SCBF1 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรง ศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น).....	110
รูปที่ 4.22 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SCBF2 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรง ศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น).....	111
รูปที่ 4.23 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SCBF3 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรง ศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น).....	111
รูปที่ 4.24 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SCBF4 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรง ศูนย์แบบพิเศษ 15 ชั้น).....	112
รูปที่ 4.25 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SCBF5 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรง ศูนย์แบบพิเศษ 20 ชั้น).....	112
รูปที่ 4.26 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SCBF6 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรง ศูนย์แบบพิเศษ 25 ชั้น).....	113



[illegible]

[illegible]

รูปที่ 4.66 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการหาแรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งตามวิธี MRSA ของอาคาร SMF .....	172
รูปที่ 4.67 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการหาแรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งตามวิธี MRSA ของอาคาร SCBF .....	173
รูปที่ 4.68 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column A ในอาคาร SMF4.....	174
รูปที่ 4.69 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column B ในอาคาร SMF4.....	175
รูปที่ 4.70 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column C ในอาคาร SMF4.....	175
รูปที่ 4.71 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column D ในอาคาร SMF4.....	176
รูปที่ 4.72 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานจากการวิเคราะห์ วิธี NLRHA กับกำลังต้านทาน (DCR) ของแรงเฉือนตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF4.....	176
รูปที่ 4.73 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column A ในอาคาร SCBF6 .....	178
รูปที่ 4.74 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column B ในอาคาร SCBF6 .....	178
รูปที่ 4.75 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column C ในอาคาร SCBF6 .....	179
รูปที่ 4.76 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column D ในอาคาร SCBF6 .....	179
รูปที่ 4.77 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานจากการวิเคราะห์ วิธี NLRHA กับกำลังต้านทาน (DCR) ของแรงเฉือนตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF6 .....	180
รูปที่ ก.1 แบบแปลนพื้นของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา.....	187
รูปที่ ก.2 แบบจำลองอาคารโครงสร้างเหล็กที่ตรวจสอบแบบ 3 มิติจากโปรแกรม ETABS.....	188

รูปที่ ก.3	แบบแปลนต้นข้างของ line 1 จากโปรแกรม ETABS .....	189
------------	---	-----

รูปที่ ง.1	อัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของอาคารโครงสร้างต้านแรงดัด เหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF) .....	194
------------	---	-----

รูปที่ ง.2	อัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของอาคารโครงสร้างต้านแรงดัด เหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF).....	195
------------	--	-----

รูปที่ ง.3	อัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของอาคารโครงแกน เหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF) .....	197
------------	---	-----



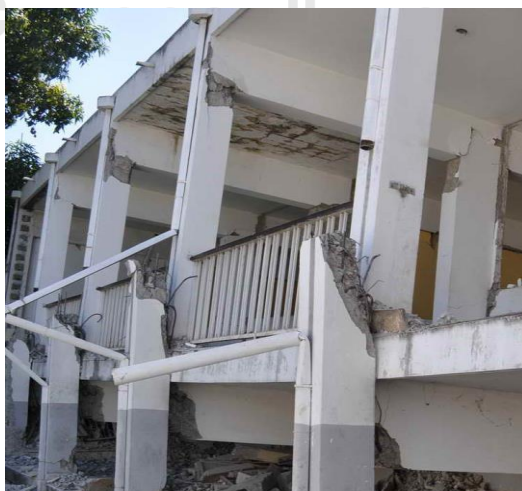
## บทที่ 1

### บทนำ

#### 1.1 ที่มาและความสำคัญ

ในปัจจุบันอาคารสูงส่วนใหญ่ในประเทศไทย ส่วนมากจะเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก และอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยส่วนใหญ่จะใช้ระบบโครงสร้างที่มีผนังรับแรงเฉือน (shear wall) ในการรับแรงด้านข้าง อาทิเช่น แรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว และ แรงที่เกิดจากแรงลม เป็นต้น แต่ในการก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นก็มีข้อเสียอยู่ไม่น้อยเช่นกัน ไม่ว่าจะเป็น ระยะเวลาในการก่อสร้าง ปริมาณคนที่ใช้ในการก่อสร้าง และ ปัญหาด้านสิ่งแวดล้อม ไม่ว่าจะเป็นมลพิษทางเสียง หรือ ปริมาณฝุ่นจำนวนมากที่เกิดระหว่างการก่อสร้าง ซึ่งถ้าเปรียบเทียบกับเมืองใหญ่ๆทั่วโลก นั้นมีการก่อสร้างอาคารโดยใช้โครงสร้างเหล็กเสียส่วนมาก เพราะมีข้อดี ทั้งระยะเวลาในการก่อสร้าง ฝุ่นละอองที่เกิดขึ้นขณะก่อสร้าง และคนงานที่ใช้ในจำนวนที่น้อยกว่า เป็นต้น เพราะฉะนั้นแนวโน้มการก่อสร้างในอนาคต ของประเทศไทยอาจจะมีการก่อสร้างโดยใช้อาคารโครงสร้างเหล็กเพิ่มมากขึ้น

การเกิดแผ่นดินไหวแต่ละครั้งสร้างความสูญเสียต่อชีวิตประชาชน และ อาคารบ้านเรือนเป็นจำนวนมาก และความเสียหายของอาคารที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวมีผลต่ออัตราการรอดชีวิตของผู้คนที่อาศัยอยู่ในอาคาร เมื่อเกิดแผ่นดินไหวกระทำต่ออาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก แรงจากแผ่นดินไหวจะทำให้เกิดรูปแบบของความวิบัติต่ออาคารคอนกรีต เช่น การวิบัติแบบแรงเฉือน ไม่ว่าจะเป็นการวิบัติจากแรงเฉือนที่บริเวณเสา ดังแสดงดังรูปที่ 1.1 หรือบริเวณกำแพงรับแรงเฉือน และการวิบัติแบบพลิกคว่ำ ดังแสดงดังรูปที่ 1.2 เป็นต้น



รูปที่ 1.1 การวิบัติจากแรงเฉือนที่บริเวณเสาของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก



รูปที่ 1.2 การวิบัติแบบพลิกคว่ำของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

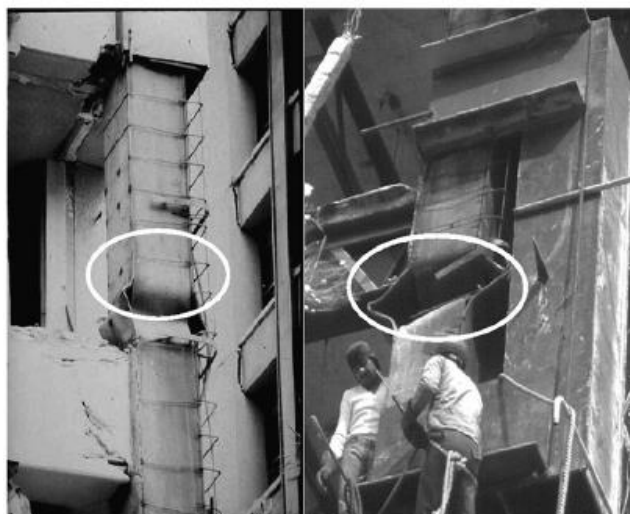
สำหรับอาคารโครงสร้างเหล็กนั้น ในอดีตเมื่อมีเหตุการณ์แผ่นดินไหว เช่น The Pino Suarez complex (1985) ในประเทศเม็กซิโก, Northridge (1994) ในประเทศสหรัฐอเมริกา, Kobe (1995) ในประเทศญี่ปุ่น และ Maule (2010) ในประเทศชิลี จะพบว่าความเสียหายของอาคารโครงสร้างเหล็กที่เกิดขึ้นจะมีรูปแบบของความวิบัติ คือ การวิบัติแบบการโก่งขององค์อาคาร ดังรูปที่ 1.3 และ 1.4 และการวิบัติบริเวณจุดต่อของโครงสร้างอาคาร ดังรูปที่ 1.5 และ 1.6 (Gioncu and Mazzolani 2013) ซึ่งในการออกแบบอาคารต้านแรงแผ่นดินไหวนั้น ควรสอดคล้องกับรูปแบบของการวิบัติของโครงสร้างในแต่ละประเภท

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

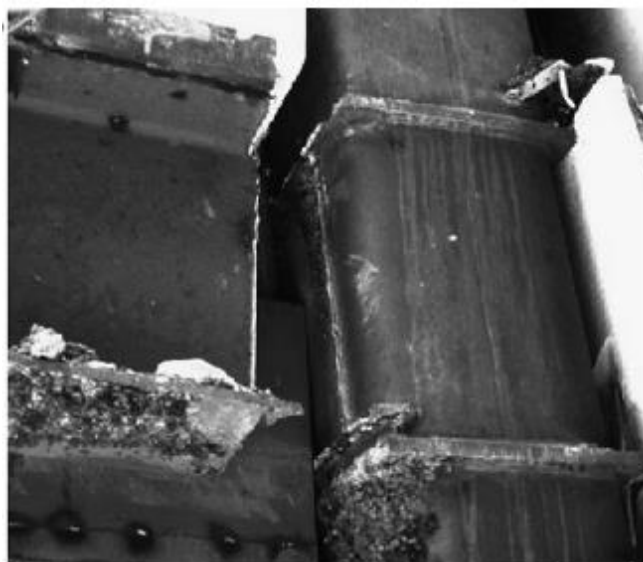


รูปที่ 1.3 การวิบัติแบบโก่งของค้ำยันเหล็ก





รูปที่ 1.4 การวิบัติแบบโก่งงอและ แตกหักของรอยเชื่อมของเสา



รูปที่ 1.5 การวิบัติของจุดต่อคานและเสาเนื่องจากรอยเชื่อมแตกหักที่คาน



รูปที่ 1.6 การวิบัติของจุดต่อคานและเสาเนื่องจากรอยเชื่อมแตกหักที่เสา

สำหรับประเทศไทยการออกแบบโครงสร้างอาคารต้านทานแผ่นดินไหว นั้นจะใช้ มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301/1302-61 (กรมโยธาธิการและผังเมือง 2561) ซึ่งได้มีการปรับปรุงวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองเป็นวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) เป็นการปรับวิธีคำนวณแรงเฉือนที่ต้องต้านทานให้มีความปลอดภัยโดยพิจารณาแรงเฉือนเนื่องจากโหมดสูงเป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น ซึ่งได้มีการศึกษาวิจัยจากอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่เป็นอาคารสูงจำนวนมาก โดยสมมติว่ามีที่ตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานครหรือเชียงใหม่ ซึ่งอาจจะไม่ครอบคลุมถึงอาคารโครงสร้างเหล็ก ที่อาจจะไม่มีความจำเป็นที่จะออกแบบด้วยวิธี MRSA ดังนั้นจึงมีความสนใจที่จะศึกษาว่าวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) นั้นเพียงพอต่อการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยพิจารณาพฤติกรรมของอาคารเกินขอบเขตของช่วงอีลาสติกด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure) ตามมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1303-57 (กรมโยธาธิการและผังเมือง 2557) ร่วมกับมาตรฐาน ASCE 41-13 (American Society of Civil Engineers 2013), มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1304-61 (กรมโยธาธิการและผังเมือง 2561) และ AISI 360-16 (American Institute of Steel Construction 2016) เพื่อเป็นแนวทางสำหรับออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กต้านทานแรงแผ่นดินไหว

## 1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1. เพื่อตรวจสอบความเพียงพอของค่าแรงที่ต้องต้านทานสำหรับการออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) แบบเดิมในโครงสร้างเหล็กต้านแผ่นดินไหว สำหรับอาคาร
  - โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame, SMF)
  - โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF)
  - โครงแกนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF)
2. เพื่อประเมินสมรรถนะของอาคารเหล็กประเภท โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame, SMF), โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียว

ปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF), และอาคารโครง  
 แก่งแรงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame,  
 SCBF) ที่ศึกษา ในการต้านทานแผ่นดินไหวที่ถูกออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง  
 (Response Spectrum Analysis, RSA) แบบเดิมสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ โดย  
 พิจารณา

- ความเสียหายของอาคารจากการหมุนพลาสติก และการเสียรูปในแนวแกน
- การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร
- การโก่งเดาะของเสาเหล็ก
- การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา
- การวิบัติของจุดต่อ

3. เพื่อตรวจสอบว่าจำเป็นต้องใช้วิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSa)  
 คล้ายกับการคำนวณแรงเฉือนที่ต้องต้านทานสำหรับการออกแบบ RC shear wall หรือไม่

### 1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

1. กลุ่มอาคารที่นำมาศึกษานั้นประกอบด้วยอาคารโครงสร้างเหล็ก 3 ประเภท และแต่ละ  
 ประเภทนั้นประกอบด้วยความสูงที่แตกต่างกัน คือ อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความ  
 เหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF) มีความสูง 3, 6  
 และ 9 ชั้น, อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment  
 Resisting Frame, SMF) มีความสูง 3, 6, 9 และ 15 ชั้น และอาคารโครงแอก่งแรงเหล็กแบบ  
 ตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF) มีความสูง 3, 6,  
 9, 15, 20 และ 25 ชั้น
2. การศึกษานี้อ้างอิงตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61, มยผ. 1304-61, AISC 360-16,  
 AISC 341-16, ASCE 7-16 และ ASCE 41-13
3. อาคารตัวอย่างที่นำมาศึกษาสมมติให้ตั้งอยู่ที่ประเทศไทย อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ (ดิน  
 ปกติ ประเภทชั้นดิน D)
4. ในแบบจำลองโครงสร้างสำหรับการวิเคราะห์ที่ไม่เชิงเส้น (nonlinear) กำลังอัดของค้ำยัน  
 ทแยงได้คำนึงถึงแรงอัดวิกฤตเนื่องจากการโก่งเดาะ แต่ในการจำลองเสาไม่ได้คำนึงถึงกำลัง  
 อัดวิกฤตเนื่องจากการโก่งเดาะแต่จะทำการตรวจสอบการโก่งเดาะโดยนำแรงที่เกิดขึ้นไป  
 เทียบกับค่ากำลังอัดวิกฤตภายหลังจากที่ได้ผลการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นแล้ว

5. ไม่พิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างชั้นดินและโครงสร้าง (soil-structure interaction) และจำลองบริเวณฐานของอาคารแบบยึดแน่น (fixed support)

#### 1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน

1. เลือกประเภทของอาคารโครงสร้างเหล็กที่จะนำมาศึกษา เป็นอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame, SMF), อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF), และอาคารโครงแกนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF)
2. กำหนดที่ตั้งของอาคารตัวอย่าง โดยในงานวิจัยนี้จะใช้ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว
3. สร้างแบบจำลองอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษาด้วยโปรแกรม ETABS และทำการวิเคราะห์อาคารต้านแผ่นดินไหวด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA)
4. ออกแบบองค์อาคารด้วยมาตรฐาน AISC 360-16 ร่วมกับ มาตรฐาน AISC 341
5. หากองค์อาคารมีการเปลี่ยนแปลงจากแบบจำลองโครงสร้างอาคารเดิม จะทำการวิเคราะห์ RSA และทำการออกแบบองค์อาคารอีกครั้ง ตามข้อ 3 และ 4 ตามลำดับ
6. สร้างแบบจำลองอาคารโครงสร้างเหล็กเพื่อจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นโดยใช้โปรแกรม SAP2000 และวิเคราะห์หาผลตอบสนองต่อแผ่นดินไหวด้วยวิธีที่มีความถูกต้องสมจริงมากที่สุดคือ วิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA)
7. ตรวจสอบความเพียงพอของการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กต้านทานแผ่นดินไหว โดยพิจารณา
  - ความเสียหายของอาคารจากการหมุนพลาสติก และการเสียรูปในแนวแกน
  - การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร
  - การโก่งเดาะของเสาเหล็ก
  - การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา
  - การวิบัติของจุดต่อ

## บทที่ 2

### ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 ลักษณะโครงสร้างเหล็กต้านแรงแผ่นดินไหว

ลักษณะโครงสร้างเหล็กที่ใช้ต้านแรงแผ่นดินไหว อ้างอิงตามมาตรฐาน Seismic Provisions for Structural Steel Building ของ AISC-341 โดยเมื่อพิจารณาทั่วไปแล้วแบ่งกว้าง ๆ ได้เป็นสองแบบหลัก ๆ คือ โครงข้อแข็งและโครงยึดรั้ง

##### 2.1.1 อาคารโครงสร้างดัดเหล็ก (steel moment resisting frame)

อาคารโครงสร้างดัดเหล็ก (steel moment resisting frames) แสดงตามรูปที่ 2.1 เป็นโครงอาคารที่รับแรงด้านข้างโดยอาศัยการส่งถ่ายแรงผ่านข้อต่อแข็ง (moment connection) เป็นหลัก โครงอาคารชนิดนี้เป็นโครงอาคารที่มีความแข็ง (stiffness) ค่อนข้างน้อยแต่เป็นโครงสร้างที่มีความเหนียว และ redundancy ที่สูง จึงเป็นโครงสร้างที่ใช้กันทั่วไปในเขตที่มีแผ่นดินไหว หัวใจสำคัญสำหรับ โครงสร้างชนิดนี้อยู่ที่ความแข็งแรงและความเหนียวบริเวณข้อต่อ



**รูปที่ 2.1** อาคารโครงสร้างดัดเหล็ก หรือ steel moment resisting frame

จากผลงานวิจัยที่ได้มีการกระทำเกี่ยวกับพฤติกรรมของข้อต่อรวมถึงข้อมูลที่รวบรวมมาได้จากแผ่นดินไหวในระยะหลังนั้น แสดงให้เห็นว่า รายละเอียด (detailing) บริเวณรอยต่อมีความสำคัญมากต่อความแข็งแรงและความเหนียว ซึ่งจะส่งผลรวมไปถึงเสถียรภาพของ โครงอาคารด้วยความเสียหายที่พบเห็นในระบบโครงข้อแข็งเหล็ก หลังจากการเกิดแผ่นดินไหว Northridge ในปี 1994 และแผ่นดินไหวที่ Kobe ในปี 1995 ที่ได้รับการตรวจสอบชี้ให้เห็นว่าได้เกิดความเสียหายแบบเปราะ (brittle failure) โดยเกิดการแตกร้าวบริเวณรอยเชื่อมระหว่างปีกคานกับปีกเสา (โดยมากปีกล่างของคานเริ่มแตกร้าวก่อน) ความเสียหายที่เกิดขึ้นนี้ไม่ทำให้ห้องค์อาคารเกิดการครากทั้งหน้าตัด

และเกิดการเสียรูปในช่วงพลาสติกที่น้อย (plastic deformation) ทำให้ไม่สามารถสลายพลังงานได้มากเท่าที่ควร

### 2.1.2 อาคารโครงแกนเหล็ก (braced frames)

อาคารโครงแกนเหล็ก หรือ braced frames แสดงตามรูปที่ 2.2 เป็นโครงอาคารที่อาศัยการยึดรั้งของ bracing เป็นหลักในการรับแรงทางด้านข้าง โครงอาคารลักษณะนี้มีลักษณะการวางรูปแบบ bracing ได้หลายลักษณะ



รูปที่ 2.2 อาคารโครงแกนเหล็ก หรือ brace frame

โครงยึดรั้งอาจแบ่งประเภทได้กว้าง ๆ ตามลักษณะรูปแบบขององค์อาคารยึดรั้งซึ่งประกอบไปด้วย อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์ (centrically braced frames) และอาคารโครงแกนเหล็กแบบเยื้องศูนย์ (eccentrically braced frames)

#### 2.1.2.1 อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์ (centrically braced frames)

อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์เป็นโครงที่มีปลายขององค์อาคารยึดรั้งพบกันที่จุดหนึ่ง หรือที่บริเวณจุดต่อระหว่างเสาและคาน โครงยึดรั้งแบบนี้เป็นโครงที่ใช้กันอยู่ทั่วไปทั้งบริเวณที่มีหรือไม่มีแผ่นดินไหว



รูปที่ 2.3 อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์ หรือ concentrically braced frames



โครงสร้างแบบนี้จะมีความแข็ง (stiffness) ค่อนข้างสูงแต่เนื่องจากความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างส่วนมากหรือทั้งหมด จะมาจากองค์อาคารยัดรีซึ่งสามารถที่จะสูญเสียเสถียรภาพเนื่องจากการโก่งเดาะ (buckling) ได้เมื่อรับแรงอัด การออกแบบจึงจำเป็นต้องคำนึงถึงจุดนี้เป็นหลักโดยเฉพาะอย่างยิ่งภายใต้แรงกลับไปกลับมา (cyclic loading) ที่จะเกิดขึ้นเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ลักษณะอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แสดงดังรูปที่ 2.3

#### 2.1.2.2 อาคารโครงแกนเหล็กแบบเยื้องศูนย์ (eccentrically braced frames)

อาคารโครงแกนเหล็กแบบเยื้องศูนย์ ดังแสดงในรูปที่ 2.4 โครงอาคารจะถูกออกแบบให้พลังงานจากแผ่นดินไหวสลายไปจากการครากในชิ้นส่วนของคานที่เรียกว่า Link Beam



**รูปที่ 2.4** อาคารโครงแกนเหล็กแบบเยื้องศูนย์ หรือ eccentrically braced frames

โดยในองค์อาคารอื่นออกแบบให้อยู่ในช่วงขีดจำกัดยืดหยุ่น ขนาดและความยาวของ link beam จะต้องคำนวณจากพฤติกรรมในช่วงหลังขีดจำกัดยืดหยุ่น โดยทั่วไป link beam ที่มีความยาวน้อยจะสลายพลังงานจากการครากแบบเฉือนในช่วงหลังขีดจำกัดยืดหยุ่น ในขณะที่ link beam ที่มีความยาวมากจะสลายพลังงานในทำนองเดียวกับโครงข้อแข็ง ระบบโครงสร้างชนิดนี้จะมีความแข็งในช่วงขีดจำกัดยืดหยุ่น และมีความเหนียวที่สูงในช่วงหลังขีดจำกัดยืดหยุ่นเพื่อด้านทานแรงแผ่นดินไหว

## 2.2 ข้อกำหนดสำหรับอาคารโครงสร้างเหล็ก

### 2.2.1 อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF)

โครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง จัดเป็นโครงสร้างแรงดัดที่สามารถเกิดการเสียรูปแบบไม่ยืดหยุ่นได้ ซึ่งการเสียรูปดังกล่าว เกิดจากการครากดัดของคานและเสาและการครากเฉือนของเขตแฉ่งรอยต่อเสาและคาน โดยคานและเสาต้องเป็นไปตามข้อกำหนดหน้าตัดของคานที่มีความเหนียวปานกลาง คานเหล็กในโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลางนั้นสามารถออกแบบให้เป็นคานคอมโพสิตร่วมกับพื้น คอนกรีตเสริมเหล็กในการรับน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงได้ และองค์อาคารจะไม่อนุญาตให้มีการเปลี่ยนแปลงหน้าตัดแบบฉับพลัน การเจาะรูหรือการบากแผ่นปีกในบริเวณจุดหมุนพลาสติก ยกเว้นกรณีที่มีการทดสอบ จุดต่อและรอยต่อของอาคารต้องเป็นไปตามมาตรฐานของมาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1304 พ.ศ. 2561 หรือ AISC 358

### 2.2.2 อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame, SMF)

โครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ จัดเป็นโครงสร้างแรงดัดที่สามารถเกิดการเสียรูปแบบไม่ยืดหยุ่นได้มากกว่าโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง การจัดให้ระบบโครงสร้างเป็นแบบโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ คือการออกแบบชิ้นส่วนเสาให้มียกกำลังรับแรงสูงกว่ากำลังรับแรงของคานภายหลังการเกิดสภาวะครากและพฤติกรรมความเครียดแข็งเพิ่มขึ้น ชิ้นส่วนเสาต้องสามารถเกิดการครากเนื่องจากแรงดัดได้ ส่งผลให้ระบบโครงสร้างมีความสามารถต้านทานการเสียรูปแบบไม่ยืดหยุ่นได้มากที่สุดเมื่อเทียบกับระบบโครงสร้างดัดธรรมดาหรือโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง โดยข้อกำหนดขององค์อาคารจะเป็นเช่นเดียวกับโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง ต่างกันที่ต้องใช้หน้าตัดที่มีความเหนียวพิเศษ และจะมีส่วนที่เพิ่มขึ้นมาในส่วนของรอยต่อของคานและเสาต้องเป็นแบบ เสาแข็งแรงคานอ่อน ซึ่งจะเป็นไปตามสมการที่ 2-1

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (2-1)$$



โดยที่  $\Sigma M_{pc}^*$  คือ ผลรวมของกำลังรับโมเมนต์ดัดระบุของเสาที่อยู่ด้านบนและด้านล่างของรอยต่อเสาและคานเทียบกับแนวกึ่งกลางคาน โดยคำนึงถึงการลดกำลังเนื่องจากแรงอัดในเสา ซึ่งคำนวณได้จาก

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c \left[ F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right] \quad (\text{LRFD}) \quad (2-2)$$

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c \left[ F_{yc} - \frac{1.5P_{ac}}{A_g} \right] \quad (\text{ASD}) \quad (2-3)$$

$\Sigma M_{pb}^*$  คือ ผลรวมของกำลังรับโมเมนต์ดัดที่คาดหวังของคาน โดยคิดผลของแรงจากจุดหมุนพลาสติกที่มีต่อแนวกึ่งกลางเสา

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (1.1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}) \quad (\text{LRFD}) \quad (2-4)$$

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (1.1R_y F_{yb} Z_b + 1.5M_{av}) \quad (\text{ASD}) \quad (2-5)$$

โดยที่  $A_g$  คือ พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเสา  
 $F_{yb}$  คือ กำลังครากระบุต่ำสุดของคาน  
 $F_{yc}$  คือ กำลังครากระบุต่ำสุดของเสา  
 $M_{av}$  คือ โมเมนต์ดัดเพิ่มเติมเนื่องจากแรงเฉือนจากตำแหน่งจุดหมุนพลาสติกไปยังแนวกึ่งกลางเสา สำหรับการรวมแรงตามวิธี ASD  
 $M_{uv}$  คือ โมเมนต์ดัดเพิ่มเติมเนื่องจากแรงเฉือนจากตำแหน่งจุดหมุนพลาสติกไปยังแนวกึ่งกลางเสา สำหรับการรวมแรงตามวิธี LRFD  
 $P_{ac}$  คือ กำลังรับแรงอัดที่ต้องการของเสาที่ได้จากการรวมแรงตามวิธี ASD โดยใช้แรงแผ่นดินไหวขยายค่า  
 $P_{uc}$  คือ กำลังรับแรงอัดที่ต้องการของเสาที่ได้จากการรวมแรงตามวิธี LRFD โดยใช้แรงแผ่นดินไหวขยายค่า  
 $Z_b$  คือ โมดูลัสหน้าตัดพลาสติกของคาน  
 $Z_c$  คือ โมดูลัสหน้าตัดพลาสติกของเสา

### 2.2.3 อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF)

โครงแกนเหล็กตรงศูนย์ที่มีความเหนียวพิเศษคือโครงแกนเหล็กที่มีการออกแบบให้องค์อาคารและ รอยต่อสามารถรองรับการเสียรูปแบบไม่ยืดหยุ่นได้ และยอมให้ระบบโครงแกนเหล็กเกิดการเสียรูปแบบไม่ยืดหยุ่นจากการโก่งเดาะของแกนและ การครากของแกนภายใต้แรงดึงได้

ในการวิเคราะห์นั้นกำลังที่ต้องการของเสา คาน และรอยต่อสามารถคำนวณโดยใช้จากการรวมแรงโดยพิจารณาแรงแผ่นดินไหวขยายค่าตามที่กำหนดใน มยพ.1302-52 ในการคำนวณแรงแผ่นดินไหวขยายค่า แรงในแนวราบที่คำนึงถึงตัวประกอบกำลังส่วนเกิน ( $E_{mh}$ ) ต้องเป็นค่าที่มากที่สุดที่ได้จากการวิเคราะห์ 2 วิธี

1. การวิเคราะห์โดยสมมติให้แกนรับแรงได้ตามกำลังที่คาดหวังภายใต้แรงดึงหรือแรงอัด ในกรณีกำลังดึงที่คาดหวังของแกนเท่ากับ  $R_y F_y A_g$  และ กำลังอัดที่คาดหวังของแกนเท่ากับค่าที่น้อยกว่าระหว่าง  $R_y F_y A_g$  และร้อยละ 114 ของ  $F_{cr} A_g$  โดยที่  $F_{cr}$  คือ ค่าหน่วยแรงวิกฤต ( $F_{cr}$ ) ที่ได้จากการใช้หน่วยแรงครากที่คาดหวัง ( $R_y F_y$ ) แทนค่ากำลังครากระบุ ( $F_y$ ) ในการคำนวณหน่วยแรงวิกฤตขององค์อาคารภายใต้แรงอัด

2. การวิเคราะห์โดยสมมติให้แกนรับแรงดึงได้ตามกำลังที่คาดหวัง ส่วนแกนรับแรงอัดมีกำลังเท่ากับกำลังที่คาดหวังหลังการโก่งเดาะ สำหรับกรณีที่กำลังอัดที่คาดหวังหลังการโก่งเดาะมีค่าสูงสุดเท่ากับร้อยละ 30 ของกำลังรับแรงอัดที่คาดหวังของแกน

กำลังที่ต้องการของแกนต้องคำนวณให้รับแรงอัดหรือแรงดึง โดยไม่รวมผลของน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง การวิเคราะห์ต้องพิจารณาแรงที่กระทำในระนาบของโครงแกนทั้งสองทิศทาง

กำลังที่ต้องการของเสาต้องมากกว่าค่าที่น้อยที่สุดของค่าแรงดังต่อไปนี้

1. แรงที่ได้จากการคำนวณโดยการรวมแรงที่พิจารณาแรงแผ่นดินไหวขยายค่า ซึ่งให้แรงดังกล่าวกระทำกับแบบจำลองโครงสร้างที่ไม่มีแกนรับแรงอัดในระบบโครงสร้าง
2. กำลังต้านทานการพลิกคว่ำของฐานราก

สำหรับโครงแกนแรงทุกแนวแกนของแกนแรง ชิ้นส่วนแกนแรงรับแรงดึงต้องมีส่วนร่วมในการรับแรงในแนวราบอย่างน้อยร้อยละ 30 แต่ไม่เกินร้อยละ 70 ของแรงในแนวราบทั้งหมด ยกเว้นในกรณีที่แกนแรงรับแรงอัดมีกำลังมากกว่ากำลังที่ต้องการ

โดยแนวแกนของแกนแรงนั้น หมายถึง แกนแรงที่มีระยะเยื้องจากระนาบไม่เกินร้อยละ 10 ของขนาดอาคารในทิศทางตั้งฉากกับแนวแกนแรง สำหรับโครงแกนแรงรูปตัววีและโครงแกนแรงรูปตัววีคว่ำ คานบริเวณจุดต่อของแกนแรงต้องต่อเนื่องตลอดระหว่างช่วงเสา

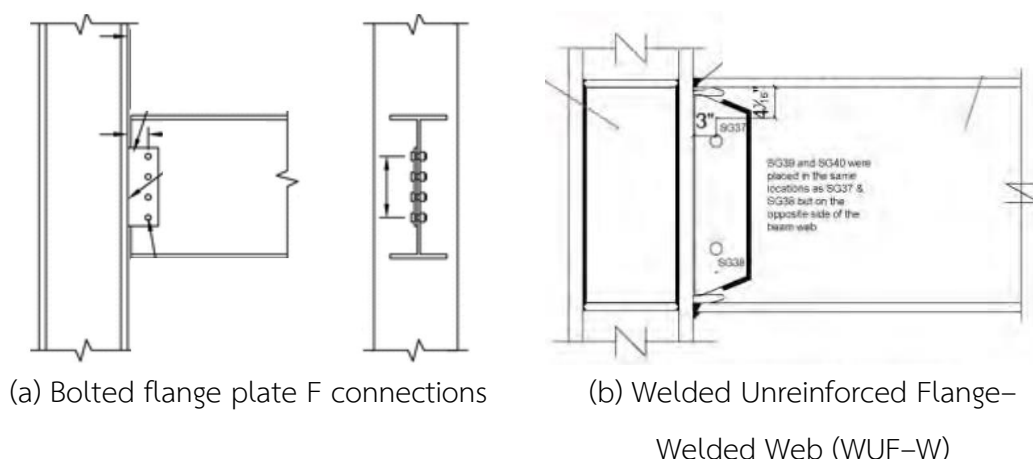
โครงแกนแรงเหล็กตรงศูนย์ที่มีความเหนียวพิเศษไม่อนุญาตให้มีการใช้โครงแกนแรงรูปตัวเค และไม่อนุญาตให้ใช้ระบบแกนแรงรับแรงดึงเพียงอย่างเดียว (tension-only frame)

เสาของโครงแกนแรงเหล็กตรงศูนย์ที่มีความเหนียวพิเศษต้องเป็นไปตามข้อกำหนดขององค์อาคารที่มีความเหนียวสูง และคานต้องเป็นไปตามข้อกำหนดขององค์อาคารที่มีความเหนียวปานกลาง และ แกนแรงต้องมีอัตราส่วนความชะลูด ( $KL/r$ ) ไม่เกิน 200

## 2.3 ข้อกำหนดขององค์อาคารและรอยต่อในโครงต้านแรงแผ่นดินไหว

### 2.3.1 รอยต่อระหว่างเสาและคาน

ข้อต่อที่จะนำมาใช้นั้นจะต้องสามารถรองรับแรงดัดและแรงเฉือนที่มากที่สุดจะเกิดขึ้นได้จากการครากและโก่งเดาะขององค์อาคารยึดรั้งและคาน โดยมาตรฐาน Seismic Provisions for Structural Steel Building ของ AISC 341 กำหนดให้รอยต่อระหว่างคานและเสาในโครงข้อแข็งต้องมีรูปแบบตามที่ได้มีผลทดลองยืนยันไว้แล้ว หรือเรียกว่า connections prequalified หรือตามที่กำหนดไว้ใน Appendix P และใช้การทดสอบตาม Appendix S ตาม Seismic Provisions for Structural Steel Building ของ AISC 341 แต่สำหรับในการออกแบบโครงสร้างที่ใช้ค่า  $R \leq 3$  จะไม่มีการกำหนดรูปแบบของรอยต่อเสาและคานตามมาตรฐาน สำหรับรูปแบบของรอยต่อตามที่ได้มีผลทดลองยืนยันไว้แล้ว หรือเรียกว่า connections prequalified แสดงตามรูปที่ 2.5



**รูปที่ 2.5** ตัวอย่างรูปแบบของรอยต่อตามที่ได้มีผลทดลองยืนยันไว้แล้วหรือเรียกว่า connections prequalified

### 2.3.2 การค้ำยันองค์อาคาร

ค้ำยันต้องมีระยะห่างและกำลังเพียงพอในการทำให้องค์อาคารสามารถพัฒนากำลังได้ถึง ความเครียดที่กำหนด การค้ำยันต้องเป็นไปตามข้อกำหนดใน มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็ก โครงสร้างรูปพรรณ เพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยพ.1304 พ.ศ. 2561 โดย คาน ต้องได้รับการค้ำยันให้เพียงพอกับกำลังรับโมเมนต์ดัดที่ต้องการ (required flexural strength,  $M_r$ )

$$M_r = R_y F_y Z \quad (\text{LRFD}) \quad (2-6)$$

$$M_r = R_y F_y Z / 1.5 \quad (\text{ASD}) \quad (2-7)$$

โดยที่  $R_y$  คือ อัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงครากที่คาดหวังต่อกำลัง ครากระบุต่ำสุด ดังแสดงในตารางที่ 3.4

$F_y$  คือ กำลังครากระบุ

$Z$  คือ พลาสต์ิกโมดูลัส

และ สำหรับอาคารที่มีความเหนียวปานกลาง ระยะห่างของค้ำยัน ( $L_b$ ) ต้องมีค่าไม่เกินร้อยละ 17 ของค่า  $r_y E / F_y$  แต่สำหรับอาคารที่มีความเหนียวสูง ระยะห่างของค้ำยัน ( $L_b$ ) ต้องมีค่าไม่เกินร้อยละ 8.6 ของค่า  $r_y E / F_y$

### 2.3.3 เสา

กำลังที่ต้องการของเสาในโครงต้านแรงดัดและโครงแกนแรงในระบบต้านแรงแผ่นดินไหว พิจารณากำลังอัดและกำลังดัดที่คำนวณจากการรวมแรงโดยใช้แรงแผ่นดินไหวขยายค่า ซึ่งกำลังอัด และกำลังดัดที่ต้องการต้องไม่เกินกว่าค่าดังนี้

1. แรงสูงสุดที่กระทำต่อเสาในระบบโครงสร้าง ในกรณีที่รวมผลของกำลังส่วนเกินของวัสดุ (material overstrength) และพฤติกรรมความเครียดแข็งเพิ่มขึ้นในองค์อาคารที่อาจก่อให้เกิดการคราก

2. แรงตามกำลังต้านทานของการพลิกคว่ำ (overturning) ของฐานราก

### 2.3.4 แผ่น panel zone

ในระหว่างแผ่นดินไหวนั้นแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในบริเวณแผ่น panel zone อาจมีค่ามากจนทำให้เกิดการครากขึ้นได้ การครากของ panel zone นี้อาจทำให้ความเค้นบริเวณรอยเชื่อมปีกคานามีค่าเพิ่มขึ้นเนื่องจากการเสียรูปจากการคราก ซึ่งอาจนำไปสู่การแตกหักแบบเปราะ (brittle fracture) ค่าแรงเฉือนใช้ตามข้อกำหนดการออกแบบตามมาตรฐาน Structural Steel Building ของ AISC 360-05 นอกจากนี้แล้วจากข้อกำหนดจะต้องตรวจสอบความหนาแผ่น panel zone เพื่อป้องกันการโก่งเดาะเฉพาะที่ของแผ่น panel zone โดยกำหนดให้ความหนาของแผ่น panel zone ต้องมีความหนาไม่น้อยกว่าค่าสมการที่ 2-8

$$t \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad (2-8)$$

โดยที่  $t$  คือ ค่าความหนาของแผ่นเอวของเสาหรือแผ่นเสริมความหนาของแผ่นเอวของเสา

$d_z$  คือ ค่าความลึกของแผ่น Panel Zone หรือช่วงความยาวของแผ่นเอวของเสา

$w_z$  คือ ตัวความกว้างของแผ่น Panel Zone หรือช่วงความยาวระหว่างแผ่นปีกของเสา

## 2.4 การโก่งเดาะของเสาและการโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา

### 2.4.1 การโก่งเดาะของเสา


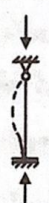
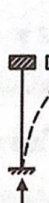
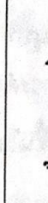






องค์อาคารรับแรงอัด (compression member) เมื่อมีรับแรงอัดมากจนถึงจุดวิกฤต องค์อาคารจะเริ่มสูญเสียความมีเสถียรภาพ และเกิดการโก่งเดาะขึ้น น้ำหนักตามแนวแกนต่ำสุดที่ทำให้เสาเกิดการโก่งเดาะ เรียกว่า น้ำหนักบรรทุกทุกโก่งเดาะ (buckling load) Euler (1757) ได้เสนอทฤษฎี

การโก่งเดาะของเสาตรงยาวในช่วงอีลาสติก โดยที่ปลายทั้งสองข้างมีจุดรองรับแบบจุดหมุน (pin-ended) ภายใต้แรงอัดตามแนวแกน  $P$  เสาจะเกิดการโก่งเดาะขึ้นและได้เสนอสมการ

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad (2-9)$$

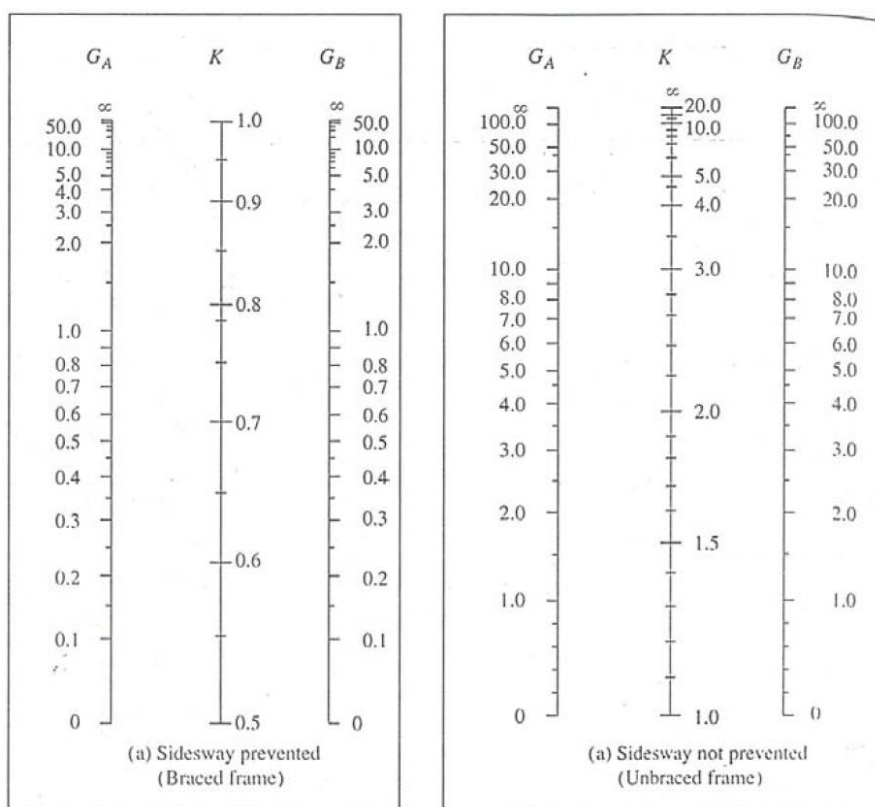
โดยที่  $F_e$  คือ หน่วยแรงอัดออยเลอร์  
 $E$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก  
 $k$  คือ สัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล  
 $r$  คือ รัศมีจําเริญ

โดยค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) ที่ยอมให้ใช้ กำหนดโดย SSRC (Structural Stability Research Council) แสดงดังรูปที่ 2.6

	ก.	ข.	ค.	ง.	จ.	ฉ.
ลักษณะการโก่งเดาะ ของเสาแสดงโดยเส้นประ						
ค่า $K$ (ทฤษฎี)	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
ค่า $K$ (ออกแบบ)	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
สัญลักษณ์ของการยึดปลาย	   	การหมุนที่ปลายเสา		การเคลื่อนที่ของปลายเสา		
		ไม่มี		ไม่มี		
		มี		ไม่มี		
		ไม่มี		มี		
		มี		มี		

รูปที่ 2.6 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) กำหนดโดย SSRC (ทักษิณ เทพชาตรี, 2562)

Kavanagh (1960) เสนอให้ใช้ Alignment charts เพื่อใช้ในการหาค่า  $k$  ดังรูปที่ 2.7 แสดง Alignment charts สำหรับหาค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพ ( $k$ ) ของเสา



รูปที่ 2.7 Alignment charts สำหรับหาค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพ ( $k$ ) ของเสา

(ทักษิณ เทพชาติศรี, 2562)

ในเวลาต่อมาพบว่าเสาเหล็กที่ผลิตจากโรงงานนั้นไม่ได้มีความตรง และในกระบวนการผลิตยังก่อให้เกิดผลของหน่วยแรงค้ำได้ มาตรฐาน AISC 360 (2016) จึงได้มีการพัฒนาเป็นสมการที่ 2-10 และ สมการที่ 2-11

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad (2-10)$$

เมื่อ  $F_y / F_e > 2.25$

$$F_{cr} = (0.658)^{F_y/F_e} F_y \quad (2-11)$$

เมื่อ  $F_y / F_e \leq 2.25$

#### 2.4.2 การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา

การโก่งเดาะเฉพาะที่ คือพฤติกรรมการบิดเบี้ยวที่เกิดขึ้นที่บริเวณแผ่นปีก หรือแผ่นเอวของเสา ในขณะที่เสาทั้งต้นยังคงอยู่ในสภาพเดิมไม่เกิดการโก่งเดาะ โดยอัตราส่วนความกว้างต่อความ

หนา ( $b/t$ ) ของแผ่นปีกและ แผ่นเอวของเสาควรเลือกให้เหมาะสม เพื่อไม่ให้เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ ที่ส่วนต่างๆได้ โดยมาตรฐาน AISC 360 (2016) กำหนดให้สมการการหาหน่วยแรงอัดวิกฤตดังนี้

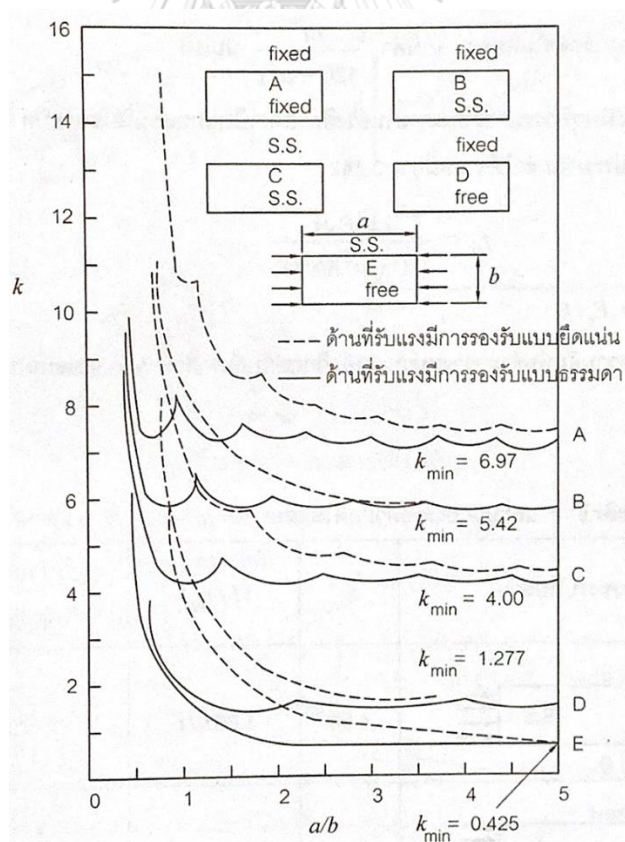
$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2} \quad (2-12)$$

โดยที่  $\mu$  คือ อัตราส่วนปัวซองของเหล็ก มีค่าเท่ากับ 0.3

$k_{web}$  คือ สัมประสิทธิ์ของการโก่งเดาะของแผ่นเอว มีค่าเท่ากับ 4

$k_{flange}$  คือ สัมประสิทธิ์ของการโก่งเดาะของแผ่นปีก มีค่าเท่ากับ 1.277

โดยค่าสัมประสิทธิ์ของการโก่งเดาะของแผ่นเอว และแผ่นปีกของเสานั้น ได้มาจากการ พิจารณาแผ่นเหล็กบาง ภายใต้จุดรองรับที่ปลายต่างๆ ดังรูปที่ 2.8 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่า  $k$  สำหรับแผ่นบางที่มีการรองรับที่ปลายต่างๆกัน จะพบว่าเมื่อกำหนดสภาพการรองรับที่ปลายด้าน ขนานกับทิศทางของแรงอัด การเปลี่ยนประเภทการรองรับที่ปลายด้านที่เหลือ จะมีผลทำให้ค่า  $k$  เปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย



รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $k$  กับ  $a/b$  ของแผ่นบางที่ปลายมีการรองรับแบบต่างๆ (ทักษิณ เทพชาตรี, 2562)



## 2.5 การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

### 2.5.1 การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างเชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Linear Response History Analysis, LRHA)

สมการการเคลื่อนที่เชิงอนุพันธ์สำหรับอาคารหลายชั้นโดยมีความเร่งที่พื้นดิน  $\ddot{u}_g(t)$

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{p}_{eff}(t) \quad (2-13)$$

โดยที่  $\mathbf{m}$  คือ เมทริกซ์มวล  
 $\mathbf{k}$  คือ สติฟเนสเมทริกซ์  
 $\mathbf{c}$  คือ เมทริกซ์ตัวหน่วง  
 $\mathbf{u}$  คือ เวกเตอร์การเคลื่อนที่ด้านข้าง

โดย แรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลที่กระทำกับระบบโครงสร้าง ซึ่งสามารถเขียนอยู่ในรูปของแรงภายนอกได้ดังนี้

$$\mathbf{p}_{eff}(t) = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2-14)$$

โดยที่  $\mathbf{u}$  คือ อินฟลูเอนซ์เวกเตอร์

ขนาดของแรงแผ่นดินไหวในแต่ละชั้นมีค่าเท่ากับเวกเตอร์มวลชั้น  $\mathbf{s} = \mathbf{m}\mathbf{u}$  คูณกับความเร่งที่พื้นดิน  $\ddot{u}_g(t)$  ซึ่งกระจายอยู่ในรูปผลรวมของแรงเฉื่อย  $\mathbf{s}_n$  ตามโหมดต่างๆดังนี้

$$\mathbf{m}\mathbf{u} = \sum_{n=1}^N \mathbf{s}_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n \quad (2-15)$$

โดยที่  $\boldsymbol{\phi}_n$  เป็นโหมดรูปร่างของคาบการสั่นไหวที่  $n$  และ

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}, \quad L_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{m}\mathbf{u}, \quad M_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n \quad (2-16)$$

ดังนั้น แรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลสามารถเขียนได้ดังนี้

$$\mathbf{p}_{eff}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{p}_{eff,n}(t) = \sum_{n=1}^N -s_n \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2-17)$$

โดยที่  $s_n$  และ  $\mathbf{p}_{eff}$  สามารถเขียนได้ดังต่อไปนี้

$$s_n = \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n \quad (2-18)$$

$$\mathbf{p}_{eff,n}(t) = -s_n \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2-19)$$

ดังนั้นผลตอบสนองของระบบที่มีระดับขั้นความเสรีมากกว่าหนึ่ง (MDOF) ตามสมการที่ 2-14 สามารถจัดรูปใหม่ได้ดังนี้

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = -s_n \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2-20)$$

แทนค่า  $\mathbf{u}$  จากรูปสมการที่ 2-20 ลงในสมการ 2-19 และเวกเตอร์ของการเคลื่อนที่  $\mathbf{u}$  สามารถแสดงให้อยู่ในรูปของพิกัดโหมดและโหมดรูปร่างได้ดังนี้

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2-21)$$

อาศัยคุณสมบัติของออร์โทโกแนลลิตี (orthogonality) จะได้พิกัดโหมด (modal coordinate,  $q_n(t)$ ) อยู่ในรูปของสมการ

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2-22)$$

โดยที่  $\omega_n$  เป็นความถี่ธรรมชาติเชิงมุม (angular natural frequency) ในแต่ละโหมด และ  $\zeta_n$  คือ อัตราส่วนความหน่วง (modal damping ratio) ในแต่ละโหมด

จากสมการที่ 2-22 เมื่อนำค่า  $\Gamma_n$  หารโดยตลอดจะได้สมการที่อยู๋ในรูปสมการความเร่งดังนี้

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (2-23)$$

โดยที่

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (2-24)$$

นำสมการที่ 2-24 แทนลงในสมการที่ 2-21 จะได้ค่าการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นที่ N เท่ากับ

$$u_n(t) = \phi_n q_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (2-25)$$

ซึ่งผลการตอบสนองต่างๆ  $r(t)$  เช่น การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story drift) หรือแรงภายในโครงสร้าง สามารถคำนวณได้โดย

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (2-26)$$

โดยที่  $r_n^{st}$  เป็นผลตอบสนองเชิงสถิตของโหมดที่ n เมื่อมีแรงภายนอก  $s_n$  มากระทำ โดยมีความเร่งเท่ากับ

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (2-27)$$

#### 2.5.2 การวิเคราะห์หาผลตอบสนองเชิงสเปกตรัม (Response Spectrum Analysis, RSA)

ผลตอบสนองสูงสุด  $r_o$  ของระบบโครงสร้างที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหว สามารถประมาณได้จากวิธีผลตอบสนองเชิงสเปกตรัม โดยมีจุดประสงค์เพื่อลดความยุ่งยากจากวิธีผลการตอบสนองเชิงเวลา วิธีนี้เป็นการหาผลตอบสนองสูงสุดในแต่ละโหมดจากเส้นผลตอบสนอง ดังสมการ

$$r_{no}(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (2-28)$$

โดยที่  $A_n$  เป็นความเร่งเสมือน (Pseudo-acceleration) ของระบบที่มีระดับชั้นความเสรีเท่ากับหนึ่งในโหมดที่ n ซึ่งขึ้นอยู่กับ คาบการสั่นธรรมชาติ ( $T_n = 2\pi/\omega_n$ ) และอัตราส่วนความหน่วง ( $\zeta_n$ ) โดยผลตอบสนองรวมสูงสุดคำนวณได้จากการรวมผลตอบสนองของทุกโหมดด้วยวิธีรากที่สองของผลรวมของกำลังสอง (Square-Root-of-Sum-of-Square, SRSS) หรือ CQC (Complete quadratic combination)

### 2.5.3 การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแยกโหมด (Modal pushover analysis, MPA)

วิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมดคล้ายกับวิธีผลการตอบสนองเชิงสเปกตรัม โดยอาศัยหลักการเดียวกัน คือการวิเคราะห์ผลการตอบสนองโดยพิจารณาแยกตามโหมดต่างๆ ซึ่งวิธีการวิเคราะห์ทั้งสองวิธีนี้สามารถวิเคราะห์หาผลตอบสนองสูงสุดได้โดยให้โครงสร้างถูกกระทำด้วยแรงสถิต

$$\mathbf{f}_{no} = \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n A_n \quad (2-29)$$

ซึ่งจะทำให้ได้ผลตอบสนองสูงสุดในโหมดที่  $n$  ( $r_{no}$ ) ที่มีค่าเท่ากับผลตอบสนองสูงสุดที่ได้จากสมการที่ 2-28 หรือสามารถหาผลตอบสนองสูงสุดโหมดที่  $n$  ได้จากการกำหนดให้มีแรงด้านข้างกระทำตลอดความสูงของอาคารซึ่งมีค่าเท่ากับ

$$\mathbf{s}_n^* = \mathbf{m} \phi_n \quad (2-30)$$

โดยโครงสร้างจะถูกผลักด้วยแรง  $\mathbf{s}_n^*$  จนกระทั่งค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นสูงสุดมีค่าเท่ากับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในโหมดที่  $n$  ( $u_{mo}$ ) ซึ่งจากสมการที่ 2-25 จะได้ค่าการเคลื่อนที่ของชั้นสูงสุดในโหมดที่  $n$  มีค่าเท่ากับ

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (2-31)$$

โดยที่

$$D_n = \frac{A_n}{\omega_n^2} \quad (2-32)$$

ซึ่งค่า  $A_n$  และ  $D_n$  สามารถหาได้จากเส้นผลตอบสนองเชิงสเปกตรัม

เมื่อได้ผลการตอบสนองสูงสุดในแต่ละโหมดแล้วจากนั้นทำการรวมค่าผลการตอบสนองด้วยวิธีรากที่สองของผลรวมกำลังสอง (Square-Root-of-Sum-of-Square, SRSS) ดังสมการที่ 2-33 หรือ (Complete quadratic Combination, CQC) ดังสมการที่ 2-34

$$r_o \approx \left( \sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (2-33)$$

$$r_o \approx \sum_{n=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \quad (2-34)$$

#### 2.5.4 การวิเคราะห์หาผลตอบสนองที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นเชิงเวลา (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA)

(ANIL K. CHOPRA, 2012) เมื่อมีแรงต้านข้างมากระทำกับโครงสร้างอาคาร เส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างกับการเคลื่อนที่ในช่วงเริ่มต้นจะมีลักษณะเป็นเส้นตรงซึ่งจะมีการตอบสนองอยู่ในช่วงยืดหยุ่นแต่หลังจากมีการเพิ่มแรงผลักดันจนกระทั่งระบบโครงสร้างอาคารเกิดการคราก ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างกับการเคลื่อนที่จะมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรง และหากแรงมีการเปลี่ยนทิศทางในการเคลื่อนที่แบบกลับไปกลับมา จะพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างกับการเคลื่อนที่จะมีลักษณะเป็นวงรอบ ซึ่งแรงต้านการเสียดทานจะขึ้นอยู่กับความเร็วของการเคลื่อนที่ในขณะเวลาที่ผ่านไปและทิศทางของความเร็ว ดังนั้นแรงต้านการเสียดทานจึงเป็นฟังก์ชันไม่เชิงเส้นของการเคลื่อนที่ ( $\mathbf{u}$ ) และทิศทางของความเร็ว ( $\dot{\mathbf{u}}$ )

$$\mathbf{f}_s = \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) \quad (2-35)$$

จากนั้นแทนค่าสมการที่ 2-35 ลงในสมการที่ 2-14 จะได้ดังนี้

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2-36)$$

ถึงแม้การวิเคราะห์แบบแยกโหมดจะไม่ได้สามารถนำมาใช้กับระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมยืดหยุ่นได้ แต่ก็สามารถใช้เป็นแนวทางในการจัดรูปสมการที่ 2-36 ให้อยู่ในรูปของพิกัดโหมด เช่นเดียวกับระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นได้ เมื่อระบบโครงสร้างถูกกระตุ้นให้มีการสั่นสะเทือนขนาดเล็ก (การตอบสนองอยู่ในช่วงยืดหยุ่น) คุณสมบัติพื้นฐานของการสั่นสะเทือนเช่น ค่าสถิติเนส ระบบมวล และความหน่วงของทั้งสองระบบโครงสร้างต่างยังคงมีค่าเท่ากัน ซึ่งสามารถจัดให้อยู่ในรูปพิกัดโหมดได้โดยกำหนดให้

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2-37)$$

นำสมการที่ 2-37 แทนลงในสมการที่ 2-36 และคูณตลอดด้วย  $\phi_n^T$  พร้อมทั้งจัดรูปใหม่โดยอาศัยคุณสมบัติออร์โธโกนอลิตี้ (orthogonality) จะได้

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2-38)$$

$$n = 1, 2, \dots, N$$

โดยที่

$$F_{sn} = F_{sn}(q, \dot{q}) = \phi_n^T f_s(u, \dot{u}) \quad (2-39)$$

โดยสมการที่ 2-38 เป็นสมการที่ใช้สำหรับการเคลื่อนที่ในรูปของพิกัดโหมด (modal coordinate) ที่  $n$  ของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมของวัสดุอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นซึ่งยังคงประกอบไปด้วยตัวแปรในรูปของพิกัดโหมดจำนวน  $N$  ตัวแปร และยังคงมีความเกี่ยวเนื่องกัน (coupled) กับแรงต้านทาน ( $f_s$ ) ดังนั้นการแก้สมการเพื่อหาผลตอบสนองในรูปของการเคลื่อนที่  $u(t)$  โดยแก้สมการ 2-38 เพื่อหาค่า  $q_n(t)$  จากนั้นแทนลงในสมการ 2-37 จะเหมือนค่า  $u(t)$  ที่แก้จากสมการ 2-36 ซึ่งเป็นผลตอบสนองที่แท้จริง (exact response).

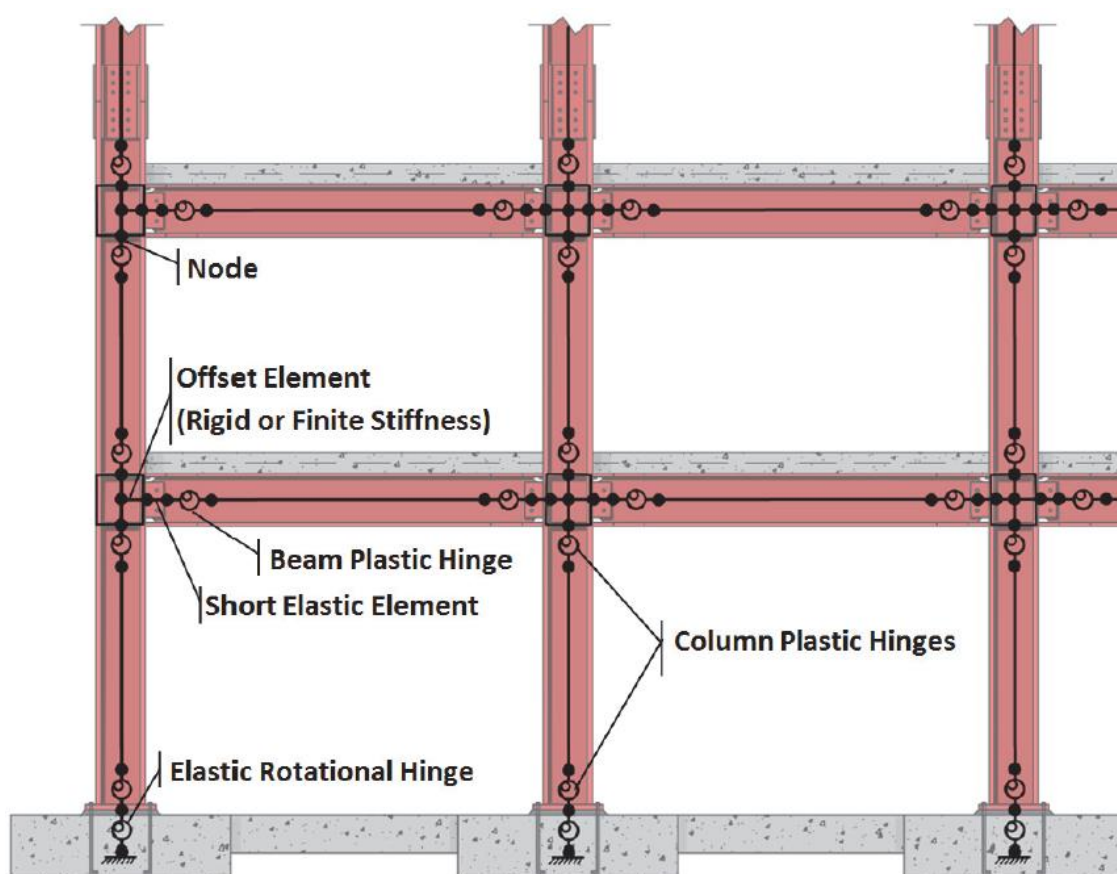
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

## 2.6 แบบจำลองจุดหมุนพลาสติก

มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ได้แบ่งระดับสมรรถนะของโครงสร้างหลัก (primary element) สามารถจำแนกได้เป็น 3 ระดับ ดังนี้

- ระดับใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy Level-IO) หมายถึง หลังการเกิดแผ่นดินไหวโครงสร้างอาคารยังคงรักษาสภาพของอาคารได้ใกล้เคียงกับสภาพก่อนเกิดแผ่นดินไหวทั้งสติฟเนส (stiffness) และกำลัง (strength) สามารถซ่อมแซมได้ เกิดการครากอย่างจำกัดที่ในบางชิ้นส่วน

- ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level – LS) หมายถึง หลังการเกิดแผ่นดินไหว ชิ้นส่วนโครงสร้างเกิดความเสียหายเป็นนัยสำคัญโดยไม่มีเศษวัตถุร่วงหล่นลงมา เกิดความเสียหายอย่างรุนแรงต่อผู้อยู่อาศัย
- ระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention Level – CP) หมายถึง หลังการเกิดแผ่นดินไหวมีการเกิดความเสียหายในชิ้นส่วนโครงสร้างมาก



รูปที่ 2.9 แสดงภาพรวมของการจำลองจุดหมุนในโครงสร้างเหล็ก (NIST GCR 17-917-46v2)

### 2.6.1 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้นของคานเหล็ก (ASCE 41-13)

ตารางที่ 2.1 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้นของคานเหล็ก (ASCE 41-13)

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b	c	IO	LS	CP
Beams—flexure						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$10\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used					

ซึ่งค่าการหมุนที่จุดคราก ( $\theta_y$ ) ของคานสามารถหาได้จากสมการ 2-40

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \quad (2-40)$$

โดยที่

- $\theta_y$  คือ ค่าการหมุนที่จุดคราก
- $Z$  คือ พลาสต์ิกโมดูลัส
- $F_{ye}$  คือ ค่ากำลังที่คาดหวัง ณ จุดคราก
- $l_b$  คือ ความยาวของคาน
- $E$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่น
- $I_b$  คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของคาน



### 2.6.2 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้นของเสาเหล็ก (ASCE 41-13)

จุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดทั้ง 2 แกน (P-M1-M2) กำหนดแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัด จุดหมุนพลาสติกดังกล่าวแสดงพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและความสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดของเสา ความสามารถในการหมุนและขอบเขตของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดของเสาเหล็กตามข้อแนะนำของ ASCE 41-13 ดังแสดงในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้นของเสาเหล็ก (ASCE 41-13)

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b	c	IO	LS	CP
Columns—flexure						
For $P/P_{CL} < 0.20$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used					
For $0.2 < P/P_{CL} < 0.50$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	__c	__d	0.2	$0.25\theta_y$	__c	__d

ตารางที่ 2.2 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้นของเสาเหล็ก (ASCE 41-13)

(ต่อ)

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b	c	IO	LS	CP
Columns—flexure						
For $0.2 < P/P_{CL} < 0.50$						
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used					

ซึ่งค่าการหมุนที่จุดคราก ( $\theta_y$ ) ของคานสามารถหาได้จากสมการ 2-41

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left( 1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (2-41)$$

โดยที่

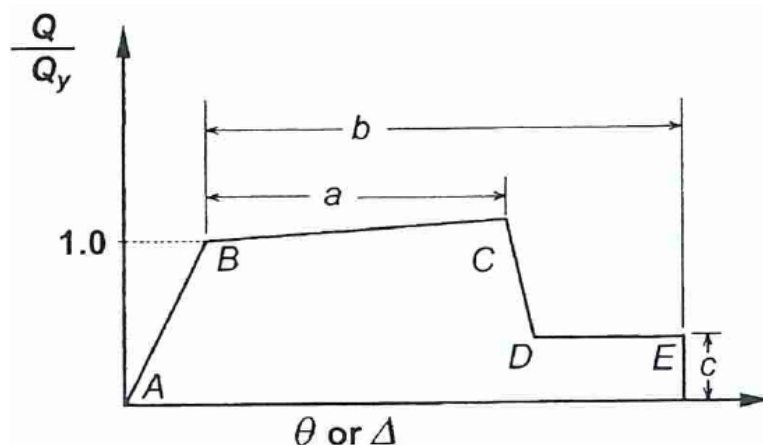
- $\theta_y$  คือ ค่าการหมุนที่จุดคราก  
 $Z$  คือ พลาสต์ิกโมดูลัส  
 $F_{ye}$  คือ ค่ากำลังที่คาดหวัง ณ จุดคราก  
 $l_c$  คือ ความยาวของเสา  
 $E$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่น  
 $I_c$  คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของเสา  
 $P$  คือ แรงตามแนวแกน  
 $P_{ye}$  คือ แรงตามแนวแกนที่คาดหวัง ณ จุดคราก

### 2.6.3 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้นของค้ำยันเหล็ก (ASCE 41-13)

ตารางที่ 2.3 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้นของค้ำยันเหล็ก (ASCE 41-13)

Component/Action		Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
		Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation		
		a	b	c	IO	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces)							
a.	Slender $\frac{Kl}{r} \geq 4.2 \sqrt{E/F_y}$						
1.	W, I, 2L in-plane, 2C in-plane	0.5 Δ <sub>c</sub>	10 Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5 Δ <sub>c</sub>	8 Δ <sub>c</sub>	10 Δ <sub>c</sub>
2.	2L out-of-plane, 2C out-of-plane	0.5 Δ <sub>c</sub>	9 Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5 Δ <sub>c</sub>	7 Δ <sub>c</sub>	9 Δ <sub>c</sub>
3.	HSS, pipes, tubes	0.5 Δ <sub>c</sub>	9 Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5 Δ <sub>c</sub>	7 Δ <sub>c</sub>	9 Δ <sub>c</sub>
4.	Single angle	0.5 Δ <sub>c</sub>	12 Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5 Δ <sub>c</sub>	9 Δ <sub>c</sub>	12 Δ <sub>c</sub>
b.	Stocky $\frac{Kl}{r} \leq 2.1 \sqrt{E/F_y}$						
1.	W, I, 2L in-plane, 2C in-plane	1 Δ <sub>c</sub>	8 Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5 Δ <sub>c</sub>	7 Δ <sub>c</sub>	8 Δ <sub>c</sub>
2.	2L out-of-plane, 2C out-of-plane	1 Δ <sub>c</sub>	7 Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5 Δ <sub>c</sub>	6 Δ <sub>c</sub>	7 Δ <sub>c</sub>
3.	HSS, pipes, tubes	1 Δ <sub>c</sub>	7 Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5 Δ <sub>c</sub>	6 Δ <sub>c</sub>	7 Δ <sub>c</sub>
c.	Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					
Braces in Tension (except EBF braces)							
1.	W	10 Δ <sub>T</sub>	13 Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5 Δ <sub>T</sub>	10 Δ <sub>T</sub>	13 Δ <sub>T</sub>
2.	2L	9 Δ <sub>T</sub>	12 Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5 Δ <sub>T</sub>	9 Δ <sub>T</sub>	12 Δ <sub>T</sub>
3.	HSS	9 Δ <sub>T</sub>	11 Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5 Δ <sub>T</sub>	8 Δ <sub>T</sub>	11 Δ <sub>T</sub>
4.	Pipe	8 Δ <sub>T</sub>	9 Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5 Δ <sub>T</sub>	7 Δ <sub>T</sub>	9 Δ <sub>T</sub>
5.	Single angle	10 Δ <sub>T</sub>	11 Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5 Δ <sub>T</sub>	8 Δ <sub>T</sub>	10 Δ <sub>T</sub>
Beams, columns in tension (except EBF beams, columns)		5 Δ <sub>T</sub>	7 Δ <sub>T</sub>	1.0	0.5 Δ <sub>T</sub>	6 Δ <sub>T</sub>	7 Δ <sub>T</sub>
Buckling-restrained braces		13.3 Δ <sub>y</sub>	13.3 Δ <sub>y</sub>	1.0	3.0 Δ <sub>y</sub>	10 Δ <sub>y</sub>	13.3 Δ <sub>y</sub>

การกำหนดการสร้างแบบจำลองและการออกแบบโครงสร้างสำหรับวิธีการแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Procedures) โดยแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของโครงสร้าง โดยทั่วไปเป็นไปตามรูปที่ 2.10



รูปที่ 2.10 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป

## 2.7 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

### 2.7.1 Dutta et al. (2020)

ในระหว่างรอบของการอัปเดตของ National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) ปี 2020 คุณ Dutta และ คณะ ได้ทำการทบทวนและพิจารณาการปรับปรุงสำหรับวิธีการวิเคราะห์แผ่นดินไหวแบบสเปกตรัมการตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) ที่มีอยู่ใน ASCE 7-16. โดยวิธีการวิเคราะห์แบบสเปกตรัมการตอบสนอง (RSA) เป็นวิธีที่แนะนำสำหรับการวิเคราะห์ของอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว มากกว่าวิธี แรงสถิตเทียบเท่า ในหัวข้อ 12.8 ของ ASCE 7-16 RSA จึงเป็นขั้นตอนการวิเคราะห์แบบยืดหยุ่นที่จำเป็นสำหรับโครงสร้างที่มีความผิดปกติบางอย่างหรือสำหรับอาคารที่มีความสูงกว่า 160 ฟุต คุณ Dutta และคณะ จึงมีวัตถุประสงค์ในการศึกษาเพื่อเน้นการทบทวนวิธี RSA และแนะนำการปรับปรุงตามความเหมาะสม

โดยมีขอบเขตของการวิจัยคือ

1. การประยุกต์ใช้ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor, R) กับการตอบสนองของโหมดแรกเท่านั้น สมมติว่าการตอบสนองโครงสร้างในโหมดที่สูงไม่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น

2. มีการพิจารณา (หรือการพิจารณาใหม่) ของความเหมาะสมในการปรับอัตราส่วนของวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Lateral Force, ELF) รวมถึงการเลื่อนตัวทางข้าง แรงเฉือนที่ฐาน และโมเมนต์พลิกคว่ำ

โดยมีอาคารที่ทำการศึกษาดังนี้

3. อาคารที่นำมาศึกษาในครั้งนี้อยู่ที่ ลอสแอนเจลิส ค่า  $S_{DS} = 1.3$  และ  $S_{D1} = 0.73$  ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ของ RSA ยึดตาม ASCE 7-16 และการวิเคราะห์โดยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) จะใช้โปรแกรม PERFORM-3D (version 7.0) และค่าการสั่นไหวเป็นไปตามตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.4 ลักษณะของการสั่นไหวของพื้นดิน (Table 1 of RP9 in FEMA P-2082-2)

Earthquake	Year	RSN# *	Station Name	$M_w$	Mechanism	Scale Factor
Imperial Valley	1940	6	El Centro Array #9	6.95	Strike Slip	2.60
Kern County	1952	15	Taft Lincoln School	7.36	Reverse	2.77
Northern. California	1954	20	Ferndale City Hall	6.50	Strike Slip	2.50
San Fernando	1971	57	Castaic Old Rdg Rte	6.61	Reverse	2.19
Friuli, Italy	1976	125	Tolmezzo	6.50	Reverse	2.15
Imperial Valley	1979	164	Cerro Prieto	6.53	Reverse	2.26
Coalinga	1983	340	Parkfield-Flt Zone 16	6.36	Reverse	3.39

ลักษณะของอาคารที่นำมาทำการศึกษาในครั้งนี้

1. อาคารโครงสร้างเหล็กที่มีการป้องกันการโก่งของค้ำยัน (Buckling-Restrained Braced Frame, BRBF) ที่มีความสูง 3 ชั้น, 6 ชั้นและ 9 ชั้น (2D Model)
2. อาคารโครงสร้างเหล็กต้านแรงดัด ความสูง 20 ชั้น โดยมีความไม่สม่ำเสมอของมวลที่ชั้นที่ 5, ชั้นที่ 10 และ ชั้นที่ 15 (2D Model)

3. อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงรับแรงเฉือน มีความสูง 8 ชั้น และร่วมกับ (a) ไม่มีความไม่สม่ำเสมอ (b) มีความไม่สม่ำเสมอในแนวราบ 1 แกน และ (c) มีความไม่สม่ำเสมอในแนวราบทั้ง 2 แกน

1. อาคารโครงสร้างเหล็กที่มีการป้องกันการโก่งของค้ำยัน (Buckling-Restrained Braced Frame, BRBF) ที่มีความสูง 3 ชั้น, 6 ชั้นและ 9 ชั้น โดยการวิเคราะห์อาคารนั้นจะใช้วิธี RSA และ NLRHA โดยผลของ RSA แบ่งเป็น ค่า  $R$  ที่กระทำที่โหมดที่ 1 กับ ค่า  $R$  ที่กระทำกับทุกโหมด และผลของการเปรียบเทียบค่าของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นระหว่างวิธี RSA และ NLRHA โดยผลของ RSA แบ่งเป็น ค่า  $R$  ที่กระทำที่โหมดที่ 1 กับ ค่า  $R$  ที่กระทำกับทุกโหมดนั้น มีค่าแรงเฉือนของอาคาร 6 ชั้น และ 9 ชั้น ของค่า  $R$  ที่กระทำที่โหมด 1 มีค่ามาก เพราะการมีส่วนร่วมเชิงโหมดของโหมดสูงมีนัยสำคัญกับ อาคารสูงที่เป็น BRB และสำหรับการเคลื่อนตัวของ RSA นั้นจะใช้ค่า  $C_d$  ทั้ง 2 เคสแต่ใน ค่า  $R$  ที่กระทำที่โหมดที่ 1 นั้น จะใช้ค่า  $C_d$  แค่ว่าโหมด 1 ซึ่งผลลัพธ์ที่ได้คือค่าของทั้งสองเคสใกล้เคียงกันต่างจากค่าแรงเฉือนที่มีความแตกต่างกัน

2. อาคารโครงสร้างเหล็กต้านแรงดัด ความสูง 20 ชั้น โดยมีความไม่สม่ำเสมอของมวลที่ชั้นที่ 5, ชั้นที่ 10 และ ชั้นที่ 15 โดยที่ชั้นที่ 5, 10 และ 15 นั้นมีมวลเป็น 2 เท่าของชั้นที่ติดกันบนล่าง ชั้น โดยการวิเคราะห์อาคารนั้นจะใช้วิธี RSA และ NLRHA โดยผลของ RSA แบ่งเป็น ค่า  $R$  ที่กระทำที่โหมดที่ 1 กับ ค่า  $R$  ที่กระทำกับทุกโหมด โดยผลของค่าแรงเฉือนของค่า  $R$  ที่กระทำที่โหมด 1 มีค่ามากกว่าที่  $R$  กระทำทุกโหมดเช่นเดียวกับอาคาร BRBF และสำหรับการเคลื่อนตัวของ RSA ทั้ง 2 นั้นมีค่าที่ใกล้เคียงกันและเมื่อได้มีการปรับค่าของ  $R$  ให้มีค่าเท่า  $C_d$  แล้วนั้นก็พบว่าค่าที่ได้มีค่าใกล้เคียงกับ NLRHA

และจากการศึกษาของคุณ Dutta และ คณะ ข้างต้นนั้นพบว่า การที่จะเปลี่ยนมาใช้ค่า  $R$  แค่ว่าเพียงในโหมดแรกอย่างเดียวนั้นยังมีหลักฐานไม่เพียงพอเมื่อเทียบกับการใช้ในทุกโหมดดังเช่นที่ใช้ในปัจจุบัน หากใช้  $R$  ในโหมดแรกเท่านั้น ผลลัพธ์ที่ได้จากการออกแบบฐานเฉือนจะสูงกว่าแรงเฉือนของฐาน ELF อย่างมาก และจากการวิเคราะห์พบว่าอาคารที่มีการใช้ค่า  $C_d = R$  จะให้ค่าการเคลื่อนตัวที่ดีเมื่อเทียบกับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น ดีกว่าเมื่อเทียบกับ ค่า  $C_d$  ใน ASCE 7 อย่างไรก็ตามมาตรฐาน ASCE 7 นั้นยังไม่ได้มีการกำหนดให้ใช้ค่า  $C_d = R$

### 2.7.2 Khy (2018)

ได้ทำการศึกษาอาคารสูงที่เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง อาคารที่ใช้กำแพงรับแรงเฉือน และ อาคารต้านแรงดัด เพื่อที่จะทำการศึกษาว่าจะปลอดภัยหรือไม่ที่จะออกแบบอาคารต้านทาน แผ่นดินไหวโดยใช้วิธีสเปกตรัมการตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) ตามใน มาตรฐาน ASCE 7 และวิธีที่ได้จากการศึกษาในงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องกับ ความต้องการแรงเฉือน โดยเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA)

#### 2.7.2.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้กำแพงรับแรงเฉือน

ในการศึกษาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้กำแพงรับแรงเฉือน ประกอบด้วย 6 อาคารที่มี ความสูงแตกต่างกัน 4 ความสูง คือ 15 ชั้น, 20 ชั้น, 31 ชั้น, และ 39 ชั้น โดยอีกสองอาคารจะทำการ ดัดแปลงจาก อาคารที่สูง 39 ชั้น สถานที่ตั้งอาคารนั้นจะอยู่ที่ กรุงเทพมหานคร และ เชียงใหม่ และมี ค่าพารามิเตอร์ตามมาตรฐาน ASCE 7 คือ  $R=5$ ,  $C_d=4.5$ ,  $\Omega_o=2.5$

โดยจากผลการทดลองจะพบว่า วิธี RSA นั้นสามารถใช้ในการคำนวณการเคลื่อนตัวของพื้น และอัตราส่วนการเคลื่อนตัวของแต่ละชั้นสำหรับการออกแบบได้ เนื่องจากสามารถให้ใกล้เคียงกับ ค่าที่ได้จากการคำนวณจาก NLRHA แรงเฉือนที่ได้จากวิธี RSA นั้นไม่ควรใช้สำหรับการออกแบบ เนื่องจากมีขนาดน้อยเกินไปเมื่อเปรียบเทียบกับผลลัพธ์จาก NLRHA วิธี MRSA<sub>HE</sub> สามารถทำนายแรง เฉือนได้ดีที่คำนวณจาก NLRHA สำหรับอาคาร 15 และ 20 ชั้น และให้ค่าที่ปลอดภัยสำหรับอาคาร 31 และ 39 ชั้น สำหรับวิธี MRSA<sub>HI</sub> สามารถลดค่าที่มากเกินไปของวิธี MRSA<sub>HE</sub> สำหรับอาคารสูงได้ แต่ต้องใช้แบบจำลองโครงสร้างที่ไม่เป็นเชิงเส้นในการคำนวณแรงของค่า  $R$  สำหรับแต่ละโหมด ในวิธี MRSA ทั้งสองวิธี พบว่าความเครียดที่ประเมินโดยวิธีการที่เสนอนั้นให้ความแม่นยำที่ดีในการทำนาย ความเครียดที่ไม่ยืดหยุ่นที่คำนวณจาก NLRHA สำหรับอาคารที่ศึกษาส่วนใหญ่

#### 2.7.2.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านแรงดัด

ในการศึกษาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านแรงดัดประกอบด้วย 4 อาคารที่มีความสูง แตกต่างกัน คือ 3 ชั้น, 6 ชั้น, 9 ชั้น และ 15 ชั้น และมีระยะห่างช่วงเสาที่ 6 เมตร และมีความสูงที่ 3.5 เมตรในแต่ละชั้น อาคารต้านแรงดัดนี้มีค่าพารามิเตอร์ตามมาตรฐาน ASCE 7 คือ  $R=8$ ,  $C_d=5.5$ ,  $\Omega_o=3.0$ .

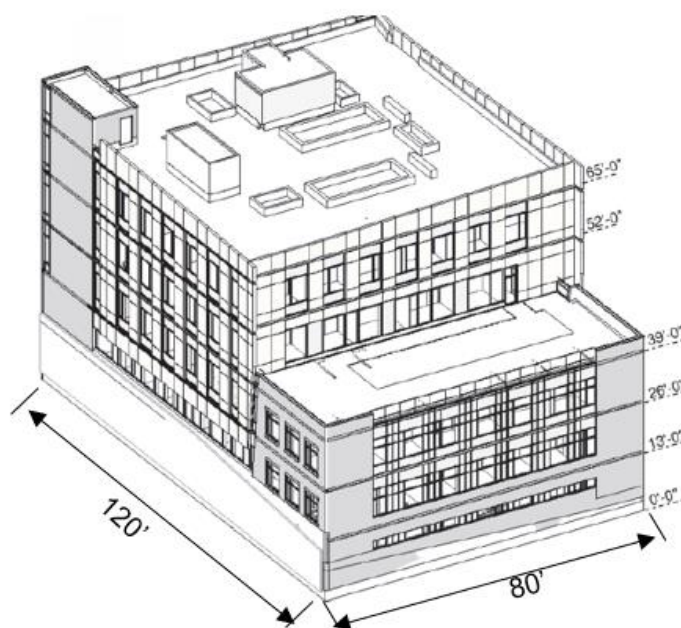
การศึกษาครั้งนี้ได้ศึกษาอาคารต้านแรงดัด ในพื้นที่ กรุงเทพมหานคร และ เชียงใหม่โดยจาก ผลการทดลองจะเห็นว่า การหาค่าการเคลื่อนตัวนั้นค่าที่ได้จากวิธี LRSA นั้นให้ค่าที่ใกล้เคียงกับ NLRHA มากกว่า RSA และไม่ควรที่จะใช้แรงเฉือนที่ได้จากวิธี RSA เพราะให้ค่าที่ต่ำกว่าค่าแรงเฉือน ที่ได้จากวิธี NLRHA มาก สำหรับวิธีการออกแบบ Capacity design ให้ค่าที่มากเมื่อเทียบกับ NLRHA การคำนวณความเครียดในเสาของวิธี MRSA นั้นสามารถให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่าความเครียดที่ ไม่ยืดหยุ่นของเสาที่คำนวณจาก NLRHA โดยอ้างอิงจากอาคารที่ใช้ในการศึกษา

ซึ่งจากการวิจัยนี้จะพบว่าแรงเฉือนในกำแพงที่คำนวณด้วยวิธี RSA และนำมาใช้ในการ ออกแบบนั้นมันต่ำกว่าแรงที่เกิดขึ้นจริงที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA แล้วทำให้การออกแบบ กำลังรับแรงเฉือนจากวิธี RSA นั้นจะไม่เพียงพอ แล้วอาจเกิดการวิบัติของแรงเฉือนขึ้น จึงได้เสนอให้ ใช้วิธี MRSA ในการออกแบบ แต่สำหรับอาคารโครงสร้างเหล็กนั้นการวิบัติแบบแรงเฉือน อาจจะไม่ใช้ ประเด็นหลักเนื่องจากการวิบัติในโครงสร้างเหล็กนั้นจะเป็นการโก่งขององค์อาคาร

## 2.8 ตัวอย่างแบบจำลองอาคารโครงสร้างเหล็กไม่เชิงเส้น

### 2.8.1 อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็ก

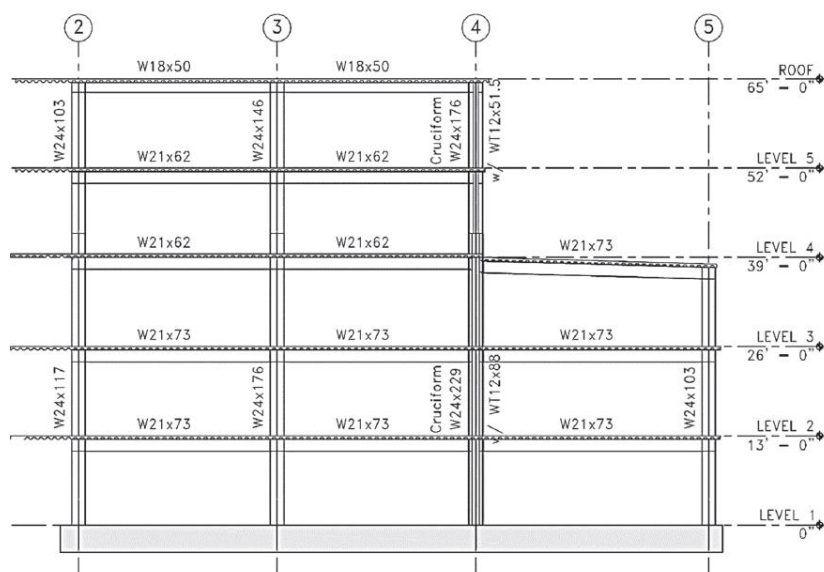
อาคารตัวอย่างนี้นำมาจาก NIST GCR 17-917-46v2 (2017) : Guidelines for Nonlinear Structural Analysis Part IIa – Steel Moment Frames (Deierlein, Bono et al. 2017) ซึ่งจะ อธิบายถึงขั้นตอน และพารามิเตอร์ต่างๆที่ต้องใช้ในการทำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น



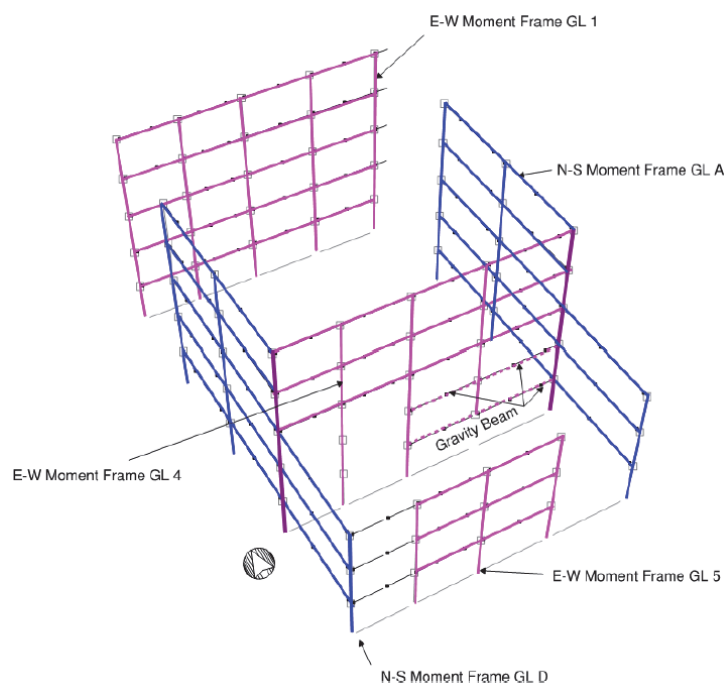
รูปที่ 2.11 อาคารสำนักงานโครงสร้างเหล็ก 5 ชั้น (NIST GCR 17-917-46v2, 2017)



อาคารตัวอย่างนี้เป็นอาคารโครงสร้างเหล็กต้านแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ เป็นอาคารสำนักงานตั้งอยู่ที่ ซานฟรานซิสโก, รัฐแคลิฟอร์เนีย, ประเทศสหรัฐอเมริกา มีความยาว 120 ฟุต กว้าง 80 ฟุต มีความสูง 5 ชั้น และแต่ละชั้นสูง 13 ฟุต ตามที่แสดงดังรูปที่ 2.11 และ รูปที่ 2.12



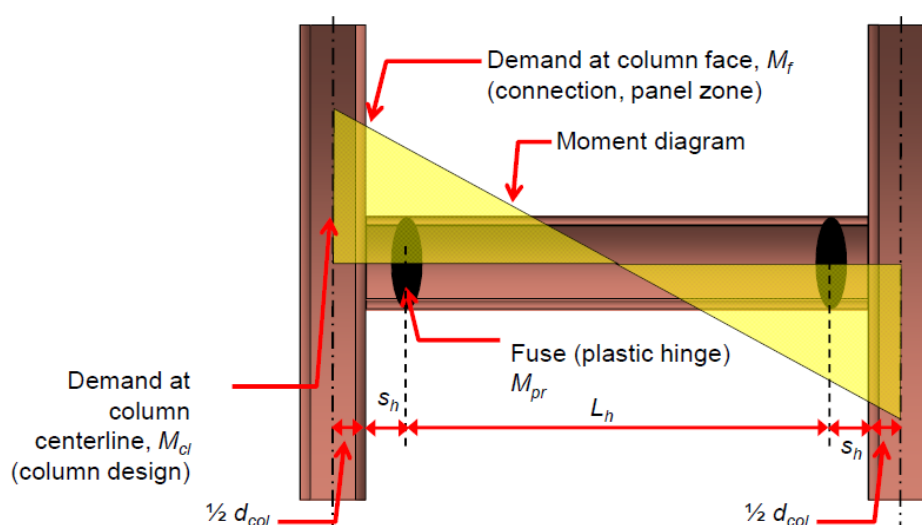
รูปที่ 2.12 ภาพตัดขยายด้านข้างของ เส้นกริดไลน์ที่ A และ D (NIST GCR 17-917-46v2, 2017)



รูปที่ 2.13 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 3 มิติของการออกแบบไม่เชิงเส้นจากโปรแกรม PERFORM-3D (NIST GCR 17-917-46v2, 2017)

การสร้างแบบจำลองไม่เชิงเส้นของอาคารโครงสร้างเหล็กต้านแรงดัดนั้นสามารถจำแนกเป็นแต่ละหัวข้อดังนี้

คานต้านแรงดัด: ตำแหน่งของจุดต่อ (hinge) ห่างจากหน้าเสามาเป็นระยะทาง  $a + b/2$  สำหรับหน้าตัดคานที่มีการลดขนาดที่ปีกคาน (Reduced Beam Section, RBS) และ ห่างจากหน้าเสาเป็นระยะทาง  $d/2$  (ความลึกของคาน) สำหรับคานที่ไม่ใช่ RBS ดังแสดงในรูปที่ 2.14



รูปที่ 2.14 ตำแหน่งของจุดต่อ (hinge) ในคาน (NIST GCR 17-917-46v2, 2017)

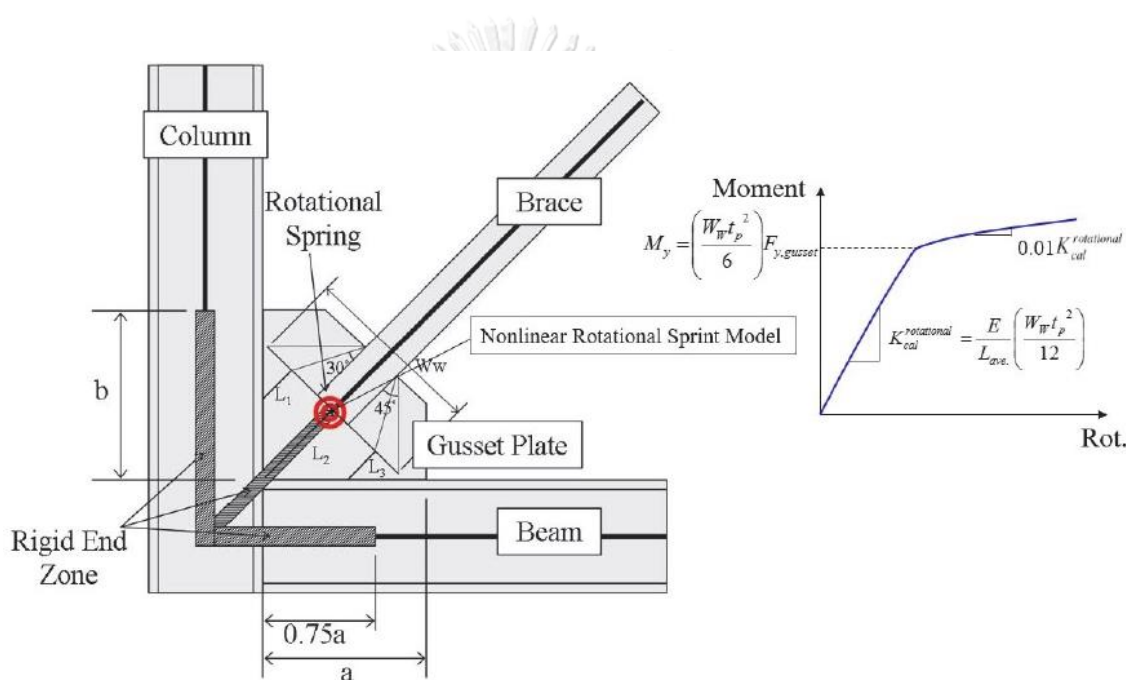
เสาต้านแรงดัด: เสาทั้งหมดในแบบจำลองนั้นต้องมีอัตราส่วนของการรับแรงตามแนวแกนเป็น  $P_g / P_{ye} < 0.6$  ซึ่งในแบบจำลองนั้นจะการใช้การควบคุมการเสียรูปเป็นแบบ Cyclic Envelope สำหรับหน้าตัดรูปตัว H

เขตแผงรอยต่อเสาและคาน (Panel Zone) : ใช้เขตแผงรอยต่อเสาและคานแบบสำเร็จที่มีให้ในโปรแกรม Perform 3D ซึ่งถูกกำหนดโดย Krawinkler (1978)

ไดอะแฟรม: ไดอะแฟรมทั้งหมดของแบบจำลองนี้จะถูกกำหนดให้เป็นแบบกึ่งยึดติด (semi-rigid) และใช้เป็น shell elements

### 2.8.2 อาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์

ในการจำลองโหมดการตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นนี้ สามารถใช้แบบจำลองการเชื่อมต่อที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.15 (Hsiao et al., 2012) จากเส้นที่เชื่อมกันระหว่างเส้นกึ่งกลางของเหล็กค้ำยันคาน และเสา บริเวณโซนปลายแข็งของเสาคือระยะตามแนวตั้งของแผ่นเหล็ก ( $b$  ในรูป) บวกกับความลึกครึ่งหนึ่งของคาน ส่วนโซนปลายแข็งของคานคือ 75% ของขนาดตามแนวนอนของแผ่นเหล็ก ( $a$  ในรูป) บวกครึ่งหนึ่งของความลึกของเสา และโซนปลายแข็งของเหล็กค้ำยันขยายจากจุดตัดของโซนปลายแข็งของคานและเสาไปยังจุดศูนย์กลาง (Hamburger et al., 2017)



รูปที่ 2.15 แบบจำลองจุดต่อการหมุนของจุดต่อที่มุม (Hsiao et al., 2012).

## บทที่ 3

### วิธีการดำเนินงาน

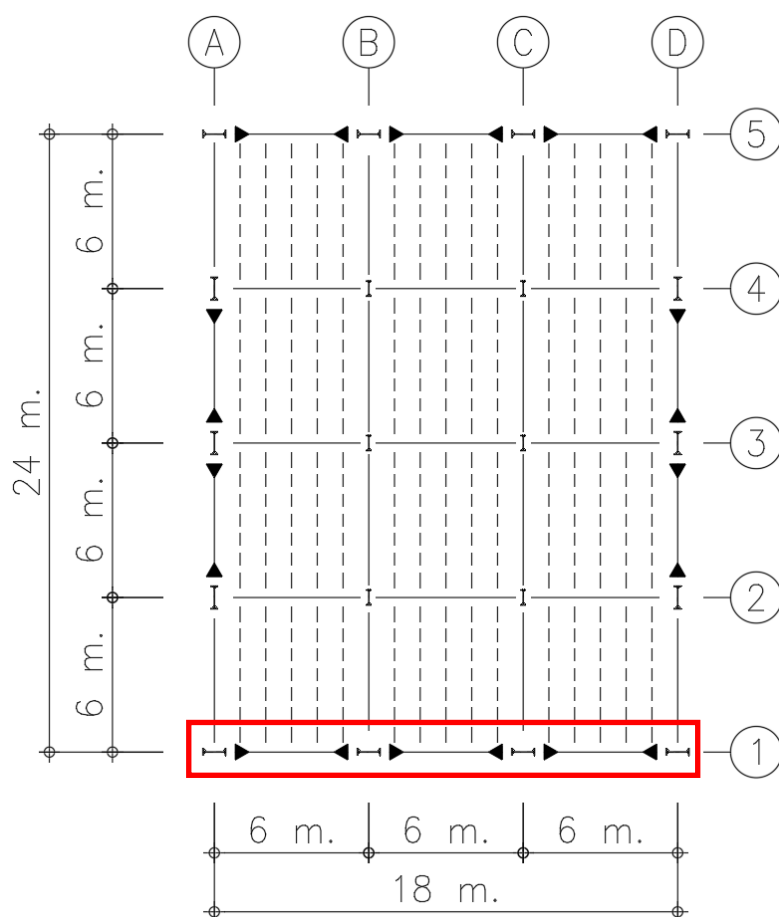
#### 3.1 โครงอาคารเหล็กที่ใช้ในการศึกษา

ในงานวิจัยนี้จะใช้กลุ่มโครงอาคารเหล็กตัวอย่างที่ประกอบด้วยกัน 3 ลักษณะ คือ อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF), อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame, SMF) และ อาคารโครงแกนแรงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF) และในโครงอาคารแต่ละประเภทจะประกอบด้วยความสูงที่แตกต่างกัน โดยโครงอาคารเหล็กแต่ละประเภทนั้น จะรับน้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ  $2.5 \text{ kN/m}^2$  และน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติมเท่ากับ  $2.5 \text{ kN/m}^2$  และมีพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 15 เซนติเมตร รับแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง x และ องค์อาคารของโครงอาคารเหล็กจะถูกออกแบบตามมาตรฐาน AISC 360-16 ร่วมกับ AISC 341-16 และการออกแบบอาคารต้านแรงแผ่นดินไหวนั้นจะเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301/1302-61 กรมโยธาธิการ และผังเมือง กระทรวงมหาดไทย พ.ศ. 2561 โดยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) และโครงสร้างที่ถูกออกแบบตามขั้นตอนข้างต้นจะถูกนำไปวิเคราะห์หาผลตอบสนองต่อแผ่นดินไหวด้วยวิธีที่มีความถูกต้องสมจริงมากที่สุดคือ วิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) เพื่อตรวจสอบความเพียงพอของการออกแบบ กำหนดสถานที่ตั้งของโครงอาคารเหล็กให้อยู่ในประเทศไทย อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ (ดินปกติ ประเภทชั้นดิน D)

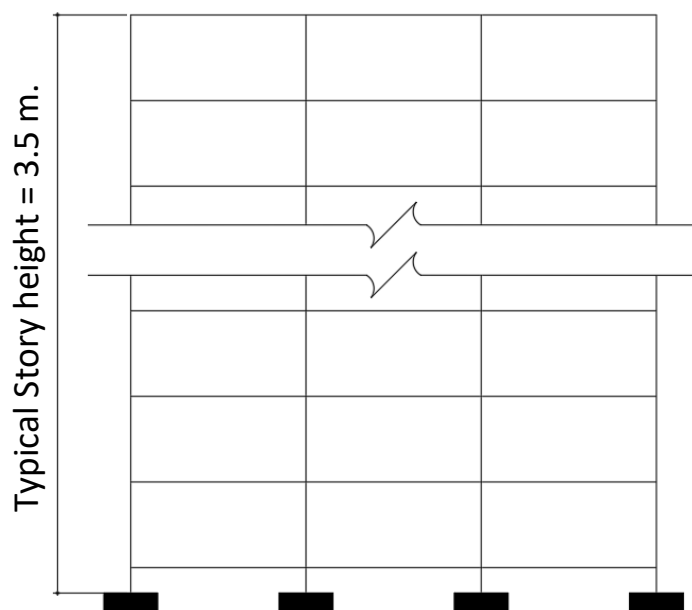
##### 3.1.1 อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF)

อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง ประกอบด้วยโครงอาคารที่มีความสูง 3 ชั้น, 6 ชั้น และ 9 ชั้น กำหนดชื่อของโครงอาคารเป็น IMF1, IMF2 และ IMF3 โดยมีระยะห่างระหว่างเสาอยู่ที่ 6 เมตร และมีความสูงของแต่ละชั้นเท่ากับ 3.5 เมตร ตามที่แสดงดังรูปที่ 3.1 และรูปที่ 3.2 และโครงอาคารที่เลือกนำมาวิเคราะห์ด้านแรงแผ่นดินไหวนั้นจะถูกล้อมกรอบด้วยสีแดงไว้ดังรูปที่ 3.1

โดยหน้าตัดขององค์อาคารในโครงอาคารเหล็กนั้น ใช้เป็นเหล็กที่มาตรฐาน SS400 โดยมีค่าความเค้นที่จุดคราก เท่ากับ 235 MPa, ค่ากำลังรับแรงดึงเท่ากับ 400 MPa และ ค่ามอดุลัสของสภาพยืดหยุ่น เท่ากับ 200,000 MPa และขนาดขององค์อาคารทั้งเสาและคานแสดงดังตารางที่ 3.1



รูปที่ 3.1 แบบแปลนพื้นของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF)



รูปที่ 3.2 แบบแปลนด้านข้างของอาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF)

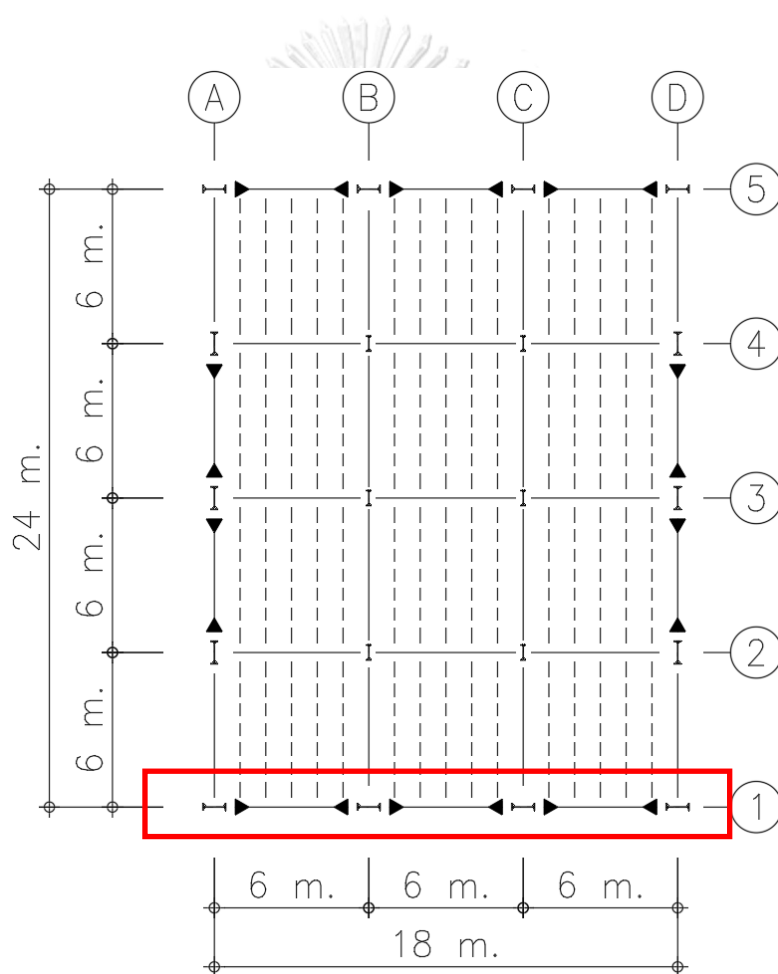


ตารางที่ 3.1 ข้อมูลองค์อาคารของอาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF)

Building		IMF1		IMF2	IMF3
No. of stories		3		6	9
Total height (m)		10.5		21	31.5
Typical story height (m)		3.5		3.5	3.5
Steel grade		SS400		SS400	SS400
Yield stress, $F_y$ (MPa)		235		235	235
Tensile Strength, $F_u$ (MPa)		400		400	400
Young's Modulus (MPa)		200,000		200,000	200,000
Beam size		H-450x200x9x14		H-500x200x10x16	
Grid line		A, D	B, C	A, D	B, C
Column size	7th-9th	-	-	-	H-500x200x10x16
	4th-6th	-	-	H-500x200x10x16	H-588x300x12x20
	1st-3rd	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20	H-700x300x13x24

### 3.1.2 อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame, SMF)

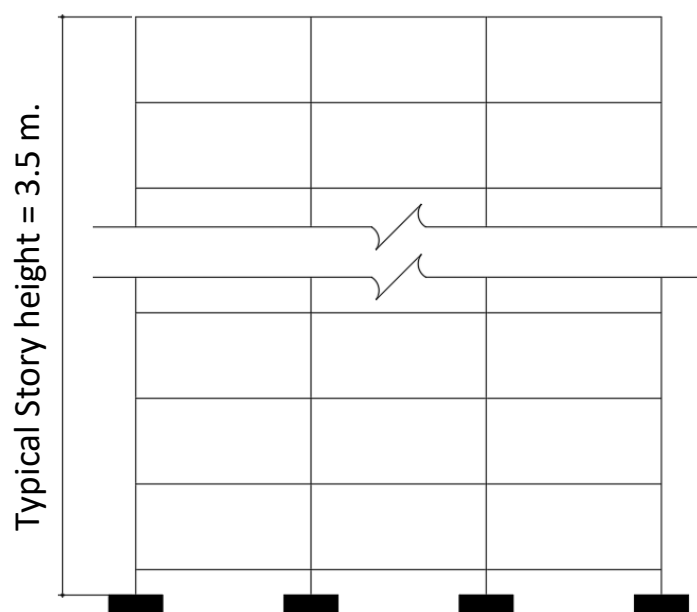
อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ ประกอบด้วยโครงอาคารที่มีความสูง 3 ชั้น, 6 ชั้น, 9 ชั้น และ 15 ชั้น กำหนดชื่อของโครงอาคารเป็น SMF1, SMF2 และ SMF3 โดยมีระยะห่างระหว่างเสาอยู่ที่ 6 เมตร และมีความสูงของแต่ละชั้นเท่ากับ 3.5 เมตร ตามที่แสดงดังรูปที่ 3.3 และ รูปที่ 3.4 และโครงอาคารที่เลือกนำมาวิเคราะห์ด้านแรงแผ่นดินไหวนั้นจะถูกล้อมกรอบรอบด้วยสีแดงไว้ดังรูปที่ 3.3



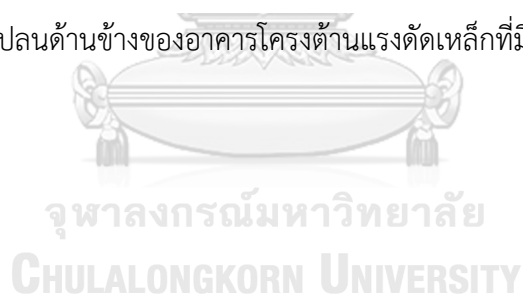
รูปที่ 3.3 แบบแปลนพื้นของอาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF)



โดยหน้าตัดขององค์อาคารในโครงอาคารเหล็กล้วน ใช้เป็นเหล็กที่มาตรฐาน SS400 โดยมีค่าความเค้นที่จุดคราก เท่ากับ 235 MPa, ค่ากำลังรับแรงดึงเท่ากับ 400 MPa และ ค่ามอดุลัสของสภาพยืดหยุ่น เท่ากับ 200,000 MPa และขนาดขององค์อาคารทั้งเสาและคานแสดงดังตารางที่ 3.2



รูปที่ 3.4 แบบแปลนด้านข้างของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF)



**ตารางที่ 3.2** ข้อมูลองค์อาคารของอาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF)

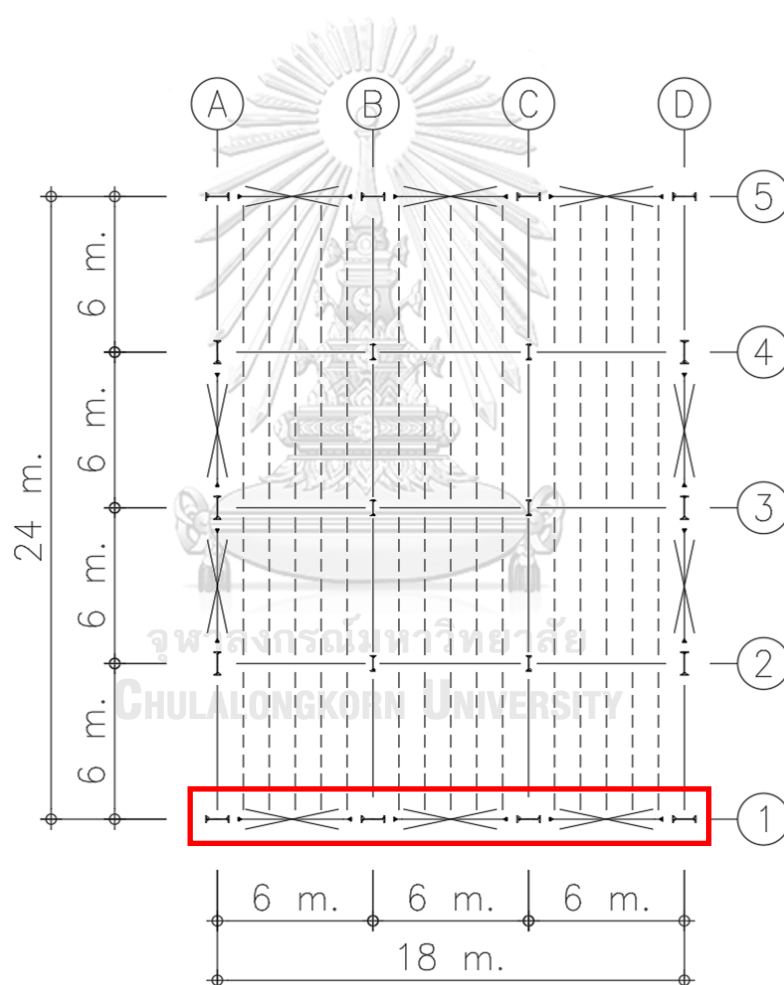
Building		SMF1		SMF2		SMF3	
No. of stories		3		6		9	
Total height (m)		10.5		21		31.5	
Typical story height (m)		3.5		3.5		3.5	
Steel grade		SS400		SS400		SS400	
Yield stress, $F_y$ (MPa)		235		235		235	
Tensile Strength, $F_u$ (MPa)		400		400		400	
Young's Modulus (MPa)		200,000		200,000		200,000	
Beam size		H-400x200x8x13		H-400x200x8x13		H-400x200x8x13	
Grid line		A, D	B, C	A, D	B, C	A, D	B, C
Column size	7th-9th	-	-	-	-	H-400x200x8x13	H-588x300x12x20
	4th-6th	-	-	H-400x200x8x13	H-588x300x12x20	H-500x200x10x16	H-588x300x12x20
	1st-3rd	H-500x200x10x16	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20

**ตารางที่ 3.2** ข้อมูลองค์อาคารของอาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMIF) (ต่อ)

Building		SMIF4
No. of stories		15
Total height (m)		52.5
Typical story height (m)		3.5
Steel grade		SS400
Yield stress, $F_y$ (MPa)		235
Tensile Strength, $F_u$ (MPa)		400
Young's Modulus (MPa)		200,000
Beam size		H-400x200x8x13
Grid line		A, D
		B, C
	13th-15th	H-500x200x10x16
	10th-12th	H-588x300x12x20
	7th-9th	H-588x300x12x20
Column size	4th-6th	H-912x302x18x34
	1st-3rd	H-912x302x18x34

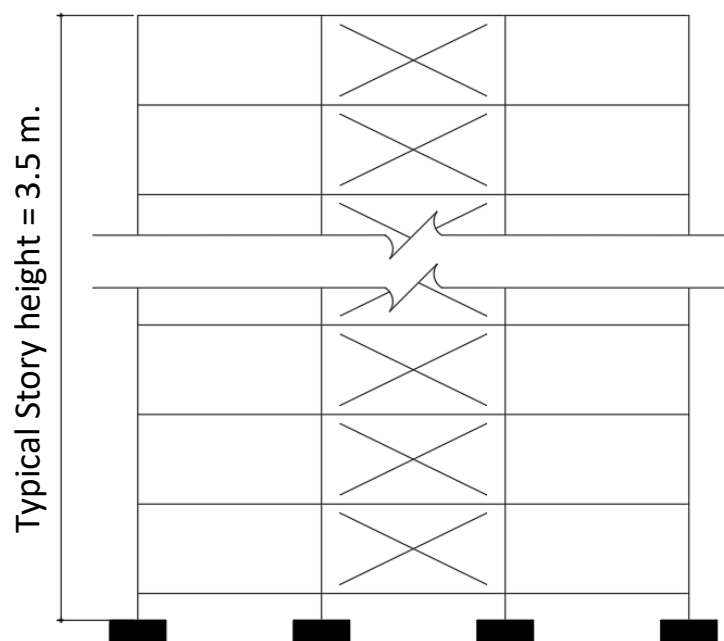
### 3.1.3 อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF)

อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ ประกอบด้วยโครงอาคารที่มีความสูง 3 ชั้น, 6 ชั้น, 9 ชั้น, 15 ชั้น, 20 ชั้น, และ 25 ชั้น กำหนดชื่อของโครงอาคารเป็น SCBF1, SCBF2, SCBF3, SCBF4, SCBF5 และ SCBF6 โดยมีระยะห่างระหว่างเสาอยู่ที่ 6 เมตร และมีความสูงของแต่ละชั้นเท่ากับ 3.5 เมตร ตามที่แสดงดังรูปที่ 3.5 และ รูปที่ 3.6 และโครงอาคารที่เลือกนำมาวิเคราะห์ ด้านแรงแผ่นดินไหวนั้นจะถูกล้อมกรอบรอบด้วยสีแดงไว้ดังรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.5 แบบแปลนพื้นของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF)

โดยหน้าตัดขององค์อาคารในโครงอาคารเหล็กนั้น ใช้เป็นเหล็กที่มาตรฐาน SS400 โดยมีค่าความเค้นที่จุดคราก เท่ากับ 235 MPa, ค่ากำลังรับแรงดึงเท่ากับ 400 MPa และ ค่ามอดุลัสของสภาพยืดหยุ่น เท่ากับ 200,000 MPa และขนาดขององค์อาคารทั้งเสาและคานแสดงดังตารางที่ 3.3



รูปที่ 3.6 แบบแปลนด้านข้างของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF)

**ตารางที่ 3.3** ข้อมูลองค์อาคารของอาคารโครงแกงแ่งเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF)

Building		SCBF1	SCBF2	SCBF3
No. of stories		3	6	9
Total height (m)		10.5	21	31.5
Typical story height (m)		3.5	3.5	3.5
Steel grade		SS400, HS41	SS400, HS41	SS400, HS41
Yield stress, $F_y$ (MPa)		235	235	235
Tensile Strength, $F_u$ (MPa)		400	400	400
Young's Modulus (MPa)		200,000	200,000	200,000
Beam size		H-350x175x7x11	H-350x175x7x11	H-350x175x7x11
Bracing size		□-200x200x12	□-200x200x12	□-200x200x12
Grid line		A, D	B, C	A, D
Column size	7th-9th	-	-	H-294x200x8x12
	4th-6th	-	-	H-450x200x9x14
	1st-3rd	H-294x200x8x12	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16

**ตารางที่ 3.3** ข้อมูลองค์อาคารของอาคารโครงสร้างแฉกแฉกแบบตงสูงแบบพิเศษ (SCBF) (ต่อ)

Building		SCBF4	SCBF5	SCBF6
No. of stories		15	20	25
Total height (m)		52.5	70	87.5
Typical story height (m)		3.5	3.5	3.5
Steel grade		SS400, HS41	SS400, HS41	SS400, HS41
Yield stress, $F_y$ (MPa)		235	235	235
Tensile Strength, $F_u$ (MPa)		400	400	400
Young's Modulus (MPa)		200,000	200,000	200,000
Beam size		H-400x200x8x13	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
Bracing size		□-200x200x12	□-200x200x12	□-200x200x12
Grid line	Column size	A, D	A, D	A, D
		-	-	-
		-	-	-
		H-450x200x9x14	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20
		H-450x200x9x14	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20
		H-588x300x12x20	H-912x302x18x34	H-1008x302x21x40
		H-588x300x12x20	H-1008x302x21x40	H-1208x405x31x45
		H-1000x300x19x36	H-1208x405x31x45	H-1310x405x33x46

### 3.2 ข้อพิจารณาในการวิเคราะห์และการออกแบบ

#### 3.2.1 กำลังครากกระบุงของวัสดุ

มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ เพื่อดำเนินการสันนิษฐานของแผ่นดินไหว มยผ.1304 พ.ศ. 2561 ได้กำหนดกำลังครากของวัสดุ โดยองค์อาคารของโครงสร้างต้านทานแรงดัดแบบธรรมดาและโครงแกนแบบตรงศูนย์ธรรมดาให้ใช้เหล็กที่มีกำลังครากกระบุงได้ไม่เกิน 380 MPa และเสาของโครงสร้างต้านทานแรงดัดที่มีความเหนียวใช้เหล็กที่มีกำลังครากกระบุงได้ไม่เกิน 460 MPa โดยในการศึกษานี้ใช้เหล็กรูปพรรณมาตรฐาน SS400 สำหรับเสาและคาน และ ใช้เหล็กรูปพรรณมาตรฐาน HS41 สำหรับค้ำยันทแยง ซึ่งทั้งมาตรฐาน SS400 และ HS41 มีค่ากำลังครากเท่ากับ 235 MPa ซึ่งอยู่ในเกณฑ์ที่ มยผ.1304 กำหนด

#### 3.2.2 กำลังที่คาดหวังของวัสดุ

หน่วยแรงครากที่คาดหวังคำนวณได้จาก  $R_y F_y$  โดยที่  $R_y$  คือ อัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงครากที่คาดหวังต่อกำลังครากกระบุงต่ำสุดของวัสดุที่พิจารณา และ  $F_y$  คือ กำลังครากกระบุงต่ำสุดและกำลังดัดที่คาดหวังกำลังดัดที่คาดหวังคำนวณได้จาก  $R_t F_u$  โดยที่  $R_t$  คือ อัตราส่วนระหว่างกำลังดัดที่คาดหวังต่อกำลังดัดกระบุงต่ำสุด และ  $F_u$  คือ กำลังดัดกระบุงต่ำสุด

ค่า  $R_y$  และ  $R_t$  สำหรับเหล็กรูปพรรณที่ใช้ในการศึกษานี้ได้แสดงดังตารางที่ 3.4

ตารางที่ 3.4 ค่า  $R_y$  และ  $R_t$  ของเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ (มยผ. 1304-61)

ประเภทของหน้าตัดเหล็ก	มอก.	$R_y$	$R_t$
เหล็กรูปพรรณขึ้นรูปร้อน และเหล็กแท่ง (hot-rolled structural shapes and bars)			
ASTM A36/A36M	SM 400, SS 400	1.5	1.2
เหล็กรูปพรรณหน้าตัดกลวง (hollow structural sections, HSS)			
ASTM A500/A500M (Gr.B or C), ASTM A501	HS 41, HS 50	1.4	1.3

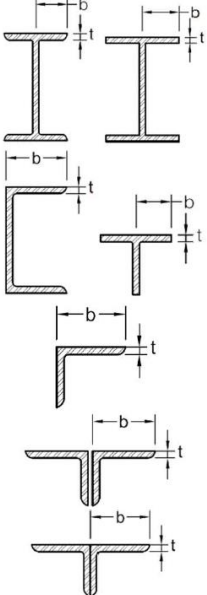
#### 3.2.3 องค์อาคารของอาคารโครงสร้างเหล็ก

องค์อาคารในระบบต้านแรงแผ่นดินไหวต้องสามารถรองรับการเสียรูปแบบไม่ยืดหยุ่นได้โดยไม่ทำให้โครงสร้างขาดเสถียรภาพ ซึ่งองค์อาคารที่มีความเหนียวปานกลางหรือมีความเหนียวสูงต้องเป็นไปตามข้อกำหนดใน มยผ. 1304 โดยแผ่นปีกของหน้าตัดต้องต่อยึดกับแผ่นเอวอย่างต่อเนื่อง และชิ้นส่วนรับแรงอัดของหน้าตัดต้องมีอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาตามข้อกำหนด เพื่อป้องกันการโก่งเดาะเฉพาะที่ โดยองค์อาคารที่มีความเหนียวปานกลางและมีความเหนียวสูงต้องมีอัตราส่วนความ

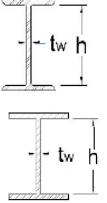
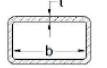
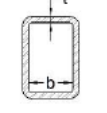
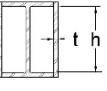


กว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนรับแรงอัดไม่เกินขีดจำกัด  $\lambda_{md}$  และ  $\lambda_{hd}$  ตามลำดับ ซึ่งค่า  $\lambda_{md}$  และ  $\lambda_{hd}$  ที่จำเป็นต้องใช้ในการศึกษาครั้งนี้แสดงในตารางที่ 3.5

**ตารางที่ 3.5** อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนรับแรงอัดที่มีความเหนียวปานกลาง และ มีความเหนียวสูง (มยพ. 1304-61)

	คำอธิบายของ ชิ้นส่วน	อัตราส่วน ความกว้าง ต่อความหนา	ขอบเขตของอัตราส่วนความกว้างต่อความหนา		ตัวอย่าง
			$\lambda_{hd}$ ชิ้นส่วนที่มีความ เหนียวสูง	$\lambda_{md}$ ชิ้นส่วนที่มีความ เหนียว ปานกลาง	
ชิ้นส่วนปลายยื่น	ปีกของหน้าตัดชั้นรูป ร้อน หรือหน้าตัด ประกอบรูปตัวไอ เหล็กรางน้ำ และเหล็ก ตัวที ขาของเหล็กฉาก เดี่ยว หรือเหล็กฉากคู่ ที่ไม่ติดกัน ขาที่ไม่ ติดกันของเหล็กฉากคู่ ที่ติดกัน	$b/t$	$0.3 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	

**ตารางที่ 3.5** อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนรับแรงอัดที่มีความเหนียวปานกลาง  
และมีความเหนียวสูง (มยพ. 1304-61) (ต่อ)

	คำอธิบายของ ชิ้นส่วน	อัตราส่วน ความกว้าง ต่อความ หนา	ขอบเขตของอัตราส่วนความกว้างต่อความหนา		ตัวอย่าง
			$\lambda_{hd}$ ชิ้นส่วนที่มีความเหนียวสูง	$\lambda_{md}$ ชิ้นส่วนที่มีความเหนียว ปานกลาง	
ชิ้นส่วนปลายยึด	เอวของหน้าตัดชิ้นรูป รี้น หรือหน้าตัด ประกอบรูปตัวไอที่ใช้ เป็นคานหรือเสา	$h / t_w$	<p>สำหรับ <math>C_a \leq 0.125</math></p> $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93 C_a)$ <p>สำหรับ <math>C_a &gt; 0.125</math></p> $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ <p>โดยที่</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \text{ (LRFD)}$ $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y} \text{ (ASD)}$	<p>สำหรับ <math>C_a \leq 0.125</math></p> $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2.75 C_a)$ <p>สำหรับ <math>C_a &gt; 0.125</math></p> $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ <p>โดยที่</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \text{ (LRFD)}$ $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y} \text{ (ASD)}$	
	ผนังของหน้าตัดกล่อง สี่เหลี่ยม	$b / t$	$0.55 \sqrt{E / F_y}$	$0.64 \sqrt{E / F_y}$	
	ปีกของหน้าตัด ประกอบตัวไอรูป กล่อง หรือหน้าตัด ประกอบรูปกล่อง แผ่นประกบข้างของ หน้าตัดประกอบตัวไอ รูป กล่อง และผนัง ของหน้าตัดประกอบ รูปกล่องที่ใช้เป็น แกนแรงทแยง	$b / t$			
		$h / t$			

### 3.2.4 การวิเคราะห์อาคารต้านทานแผ่นดินไหว

การศึกษานี้ใช้กลุ่มโครงอาคารเหล็กตัวอย่าที่ประกอบด้วยกัน 3 ลักษณะ คือ อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF), อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame, SMF) และ อาคารโครงแกนแรงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF) โดยค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response Modification Factor,  $R$ ) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor,  $\Omega_0$ ) และตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor,  $C_d$ ) ที่เลือกใช้แสดงดังตารางที่ 3.6

**ตารางที่ 3.6** ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response Modification Factor,  $R$ ) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor,  $\Omega_0$ ) และ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor,  $C_d$ )

ระบบโครงสร้าง โดยรวม	ระบบต้านแรงด้านข้าง	ค่าตัวประกอบ			ประเภทการ ออกแบบ ต้านทานแรง แผ่นดินไหว		
		$R$	$\Omega_0$	$C_d$	ข	ค	ง
ระบบโครงอาคาร (Building Frame System)	โครงแกนแรงเหล็กแบบเยื้องศูนย์ที่ใช้จุด ต่อแบบรับแรงดัดได้ (Steel Eccentrically Braced Frame with Moment-Resisting Connections)	8	2	4	✓	✓	✓
	โครงแกนแรงเหล็กแบบเยื้องศูนย์ที่ใช้จุด ต่อแบบรับแรงเฉือน (Steel Eccentrically Braced Frame with Non-Moment-Resisting Connections)	7	2	4	✓	✓	✓
	โครงแกนแรงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบให้ รายละเอียดพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame)	6	2	5	✓	✓	✓
	โครงแกนแรงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบ ธรรมดา (Ordinary Steel Concentric Braced Frame)	3.5	2	3.5	✓	✓	x

**ตารางที่ 3.6** ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response Modification Factor,  $R$ ) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor,  $\Omega_0$ ) และ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor,  $C_d$ ) (ต่อ)

ระบบโครงสร้าง โดยรวม	ระบบต้านแรงด้านข้าง	ค่าตัวประกอบ			ประเภทการ ออกแบบ ต้านทานแรง แผ่นดินไหว		
		$R$	$\Omega_0$	$C_d$	ช	ค	ง
ระบบโครงสร้าง ดัด (Moment Resisting Frame)	โครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Ductile/Special Steel Moment-Resisting Frame)	8	3	5.5	✓	✓	✓
	โครงสร้างดัดเหล็กที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Truss Moment Frame)	7	3	5.5	✓	✓	✓
	โครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame)	4.5	3	4	✓	✓	*
	โครงสร้างดัดเหล็กธรรมดา (Ordinary Steel Moment Resisting Frame)	3.5	3	3	✓	✓	x

กำหนดให้อาคารตั้งอยู่ที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ (ดินปกติ ประเภทชั้นดิน D) และมีค่าอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 2.5% สำหรับอาคารโครงสร้างเหล็ก โดยตามมาตรฐานมยผ. 1301/1302 -61 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในพื้นที่ดังกล่าว เป็นดังนี้

$$S_s (0.2 \text{ sec}) = 0.963g$$

$$S_I (1 \text{ sec}) = 0.248g$$

3.2.5 การรวมผลของแรงแผ่นดินไหว กับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง

การพิจารณาการรวมผลของแรงแผ่นดินไหว กับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง จาก มาตรฐานมยผ. 1301/1302 -61 หัวข้อที่ 2.5 ได้กำหนดการรวมน้ำหนักบรรทุกดังนี้

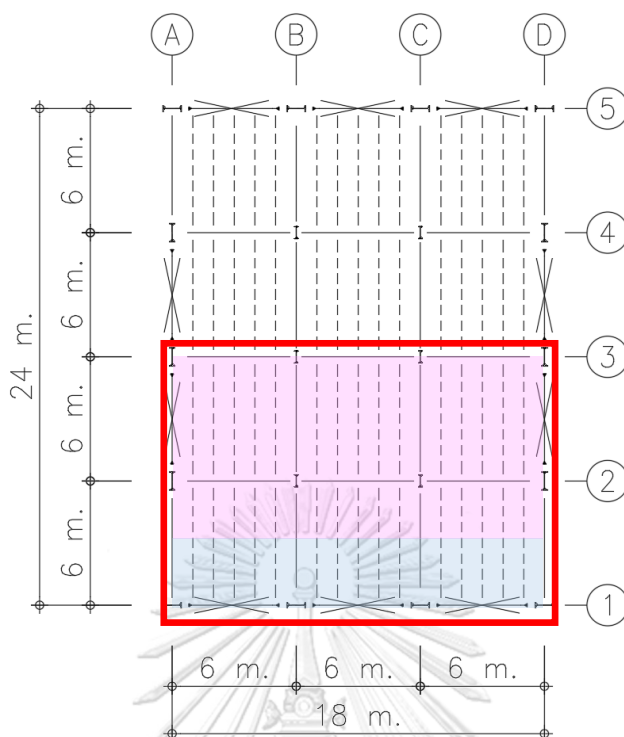
$$1) 1.4D + 1.7L$$



จากรูปที่ 3.8 จะเห็นว่าการต้านทานแรงด้านข้างของอาคารโครงสร้างเหล็กในงานวิจัยนี้ที่กระทำในทิศทาง  $x$  จะถูกต้านทานด้วยโครงแกนเหล็กหรือ โครงต้านแรงดัดเหล็ก 2 ระบาย คือ ระบายเส้นกริด 1 และระบายเส้นกริด 5 แรงด้านข้างทั้งหมดที่กระทำในทิศทาง  $x$  จะถูกแบ่งให้กับ โครงแกนเหล็กหรือ โครงต้านแรงดัดเหล็กระบายเส้นกริด 1 และระบายเส้นกริด 5 ช่วยกันต้านทาน ซึ่งในการศึกษานี้พิจารณาโครงแกนเหล็กหรือ โครงต้านแรงดัดเหล็ก ในระบายเส้นกริด 1 เท่านั้น

มวลของอาคารที่มีผลต่อแรงด้านข้างที่กระทำในทิศทาง  $x$  ในโครงแกนเหล็กหรือ โครงต้านแรงดัดเหล็กระบายเส้นกริด 1 จะเป็นครึ่งหนึ่งของอาคาร หรือที่ถูกตีกรอบสีแดงดังรูปที่ 3.8 ซึ่งมวลจะถูกนำไปจำลองไว้ในโครงแกนเหล็กหรือ โครงต้านแรงดัดเหล็กระบายเส้นกริด 1 และน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งในพื้นที่สีฟ้าจะเป็นพื้นที่รับน้ำหนักแนวตั้งของโครงแกนเหล็กหรือ โครงต้านแรงดัดเหล็ก ส่วนน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งในพื้นที่สีชมพูจะเป็นพื้นที่รับน้ำหนักแนวตั้งของเสา  $p$ -delta ดังแสดงดังรูปที่ 3.8 เพื่อให้น้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งของโครงแกนเหล็กหรือ โครงต้านแรงดัดเหล็กในเส้นกริด 1 มีค่าที่ถูกต้อง และที่ไม่ให้น้ำหนักในพื้นที่สีชมพูนั้นเพราะว่าจะเป็นการรับน้ำหนักที่เกินความเป็นจริง

เสา  $p$ -delta ที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งในพื้นที่สีชมพูนั้น เพื่อจำลองผลของ  $p$ -delta ( $p$ -delta effect)  $p$ -delta เป็นเสมือนแรงด้านข้างเพิ่มเติมจากพลิกคว่ำ (overturning) ของอาคาร ซึ่งโครงแกนเหล็กหรือ โครงต้านแรงดัดเหล็กในระบายเส้นกริด 1 จะต้องมารับผลของ  $p$ -delta นี้



รูปที่ 3.8 พื้นที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกของโครงแกนหลัก (พื้นที่สีฟ้า) และเสา p-delta (พื้นที่สีชมพู)

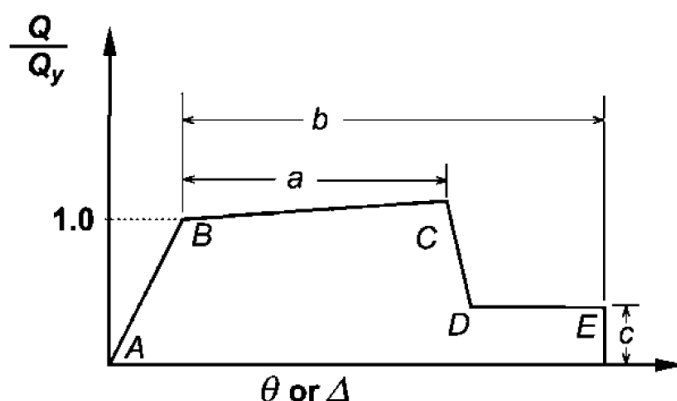
กำหนดให้อาคารนี้ มีแผ่นพื้นที่มีความเป็นไดอะแฟรมแบบยึดแน่น (rigid diaphragm) อาคารที่นำมาศึกษานี้มีความสมมาตรรอบแกน  $y$  และ สมมาตรรอบแกน  $x$  ซึ่งจะไม่เกิดการบิด (torsion) ขึ้น กล่าวคืออาคารจะไม่มี การเคลื่อนตัวในทิศทาง  $y$  ภายใต้แรงแผ่นดินไหวทิศทาง  $x$  เนื่องจากใช้แบบจำลองโครงอาคารเพียงระนาบเดียวในการวิเคราะห์โครงสร้าง ซึ่งจะไม่สามารถตรวจสอบการโก่งเดาะนอกระนาบ (out of plane) ได้ จึงใส่จุดรองรับแบบเคลื่อนที่ได้ (roller support) โดยยอมให้มีการหมุนรอบแกน  $x$  และด้านการเคลื่อนที่ทิศทาง  $y$  ที่เสา ณ ตำแหน่งพื้นแต่ละชั้น โดยเสาจะไม่มีการเคลื่อนที่ทิศทาง  $y$  การโก่งเดาะของเสาในทิศทาง  $y$  ก็จะมีลักษณะคล้ายจุดรองรับแบบยึดหมุน (pin support) กำหนดจุดรองรับของอาคารเป็นแบบยึดแน่น (fixed support) และจุดรองรับแบบยึดหมุน (pin support) สำหรับเสา p-delta ดังรูปที่ 3.7

### 3.3.2 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร

มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยพ. 1301/1302-61 กรมโยธาธิการ และผังเมือง กระทรวงมหาดไทย พ.ศ. 2561 หัวข้อที่ 4.4.3 กำหนดให้จะต้องวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างภายใต้การสั่นไหวของพื้นดิน โดยมีน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดและ

น้ำหนักบรรทุกทุกรายการไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของค่าที่ใช้ออกแบบกระทำพร้อมกัน น้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งนี้ไม่สามารถแยกคำนวณและนำไปรวมในภายหลังได้เนื่องจากความไม่เป็นเชิงเส้นของโครงสร้าง

แบบจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นจะอ้างอิงจากมาตรฐาน ASCE 41-13 สำหรับอาคารโครงสร้างเหล็กในส่วนการกำหนดการสร้างแบบจำลองและการออกแบบโครงสร้างอาคารเหล็กสำหรับวิธีการแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear procedures) โดยแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของโครงสร้างเป็นไปตามรูปที่ 3.9



รูปที่ 3.9 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปสำหรับชิ้นส่วนเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE41-13

ในส่วนของตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของคาน เสา และค้ำยันจะถูกจำกัดไว้เฉพาะที่กำหนดในตารางที่ 3.7 ถึง 3.8 ตามลำดับ



ตารางที่ 3.7 ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของคานและเสาเหล็กที่ใช้ในการศึกษานี้ จากมาตรฐาน ASCE41-13

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b	c	IO	LS	CP
Beams—flexure						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	9θ <sub>y</sub>	11θ <sub>y</sub>	0.6	10θ <sub>y</sub>	9θ <sub>y</sub>	11θ <sub>y</sub>
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	4θ <sub>y</sub>	6θ <sub>y</sub>	0.2	0.25θ <sub>y</sub>	3θ <sub>y</sub>	4θ <sub>y</sub>
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used					
Columns—flexure						
For P/P <sub>CL</sub> < 0.20						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	9θ <sub>y</sub>	11θ <sub>y</sub>	0.6	10θ <sub>y</sub>	9θ <sub>y</sub>	11θ <sub>y</sub>
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	4θ <sub>y</sub>	6θ <sub>y</sub>	0.2	0.25θ <sub>y</sub>	3θ <sub>y</sub>	4θ <sub>y</sub>
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used					

ตารางที่ 3.7 ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของคานและเสาเหล็กที่ใช้ในการศึกษานี้ จากมาตรฐาน ASCE41-13 (ต่อ)

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b	c	IO	LS	CP
Columns—flexure						
For 0.2 < P/P <sub>CL</sub> < 0.50						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	—c	—d	0.2	0.25θ <sub>y</sub>	—c	—d
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	10θ <sub>y</sub>	1.50θ <sub>y</sub>	0.2	0.25θ <sub>y</sub>	1.20θ <sub>y</sub>	1.20θ <sub>y</sub>
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used					

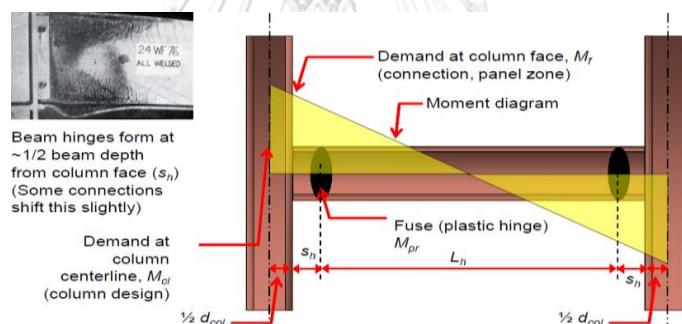
ตารางที่ 3.8 ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของค้ำยันเหล็กที่ใช้ในการศึกษานี้ จากมาตรฐาน ASCE41-13

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation		
	a	b	c	IO	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces)						
a. Slender $\frac{Kl}{r} \geq 4.2 \sqrt{E/F_y}$						
HSS, pipes, tubes	$0.5 \Delta_c$	$9 \Delta_c$	0.3	$0.5 \Delta_c$	$7 \Delta_c$	$9 \Delta_c$
b. Stocky $\frac{Kl}{r} \leq 2.1 \sqrt{E/F_y}$						
HSS, pipes, tubes	$1 \Delta_c$	$7 \Delta_c$	0.5	$0.5 \Delta_c$	$6 \Delta_c$	$7 \Delta_c$
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					

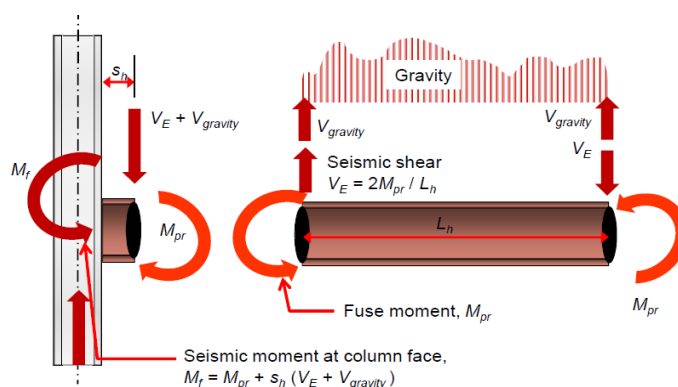
ตารางที่ 3.8 ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของค้ำยันเหล็กที่ใช้ในการศึกษานี้ จากมาตรฐาน ASCE41-13 (ต่อ)

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation		
	a	b	c	IO	LS	CP
Braces in Tension (except EBF braces)						
HSS	$9 \Delta_T$	$11 \Delta_T$	0.6	$0.5 \Delta_T$	$8 \Delta_T$	$11 \Delta_T$

ในการทำแบบจำลองไม่เชิงเส้นต้องกำหนดจุดที่เป็น จุดต่อพลาสติก ( Plastic hinge) โดยจุดต่อนี้จะมีระยะห่างออกมาจากหน้าเสาที่ระยะ  $a + b/2$  สำหรับหน้าตัดคานที่มีการลดขนาดที่ปีกคาน (Reduced Beam Section, RBS) และ ห่างจากหน้าเสามาเป็นระยะทาง  $d/2$  (ความลึกของคาน) สำหรับคานที่ไม่ใช่ RBS ตามที่แสดงดังรูปที่ 3.7 และในรูปที่ 3.8 จะแสดงการกระจายแรงของคานที่จุดต่อพลาสติก ตัวอย่างเช่นคานใช้หน้าตัด H-450x200x9x14 เพราะฉะนั้น ระยะ  $S_h$  ที่ใช้จะเท่ากับ 22.5 เซนติเมตร



รูปที่ 3.10 จุดต่อพลาสติกของคานเหล็ก (NIST GCR 17-917-46v2, 2017)



รูปที่ 3.11 การกระจายแรงของคานเหล็กที่จุดต่อพลาสติกของคาน (NIST GCR 17-917-46v2, 2017)

### 3.4 ความเร่งพื้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์แบบประวัติเวลา

อาคารโครงสร้างเหล็กที่นำมาศึกษาตั้งอยู่ที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ ประเภทชั้นดินปกติ ประเภทชั้นดิน D ซึ่งมีค่าค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม  $S_s(0.2 \text{ sec}) = 0.963g$  และ  $S_l(1 \text{ sec}) = 0.248g$  มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301/1302-61 กำหนดให้การสั่นไหวของพื้นดินที่ถูกปรับแต่งให้มีรูปร่างสเปกตรัมการตอบสนองใกล้เคียงกับสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบ ในช่วงคาบการสั่นระหว่าง  $0.2T$  ถึง  $1.5T$  โดยที่  $T$  คือ คาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างในทิศทางที่ทำการวิเคราะห์ ชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินในกรณีนี้เรียกว่า Uniform Hazard Spectral (UHS) Matching Ground Motions

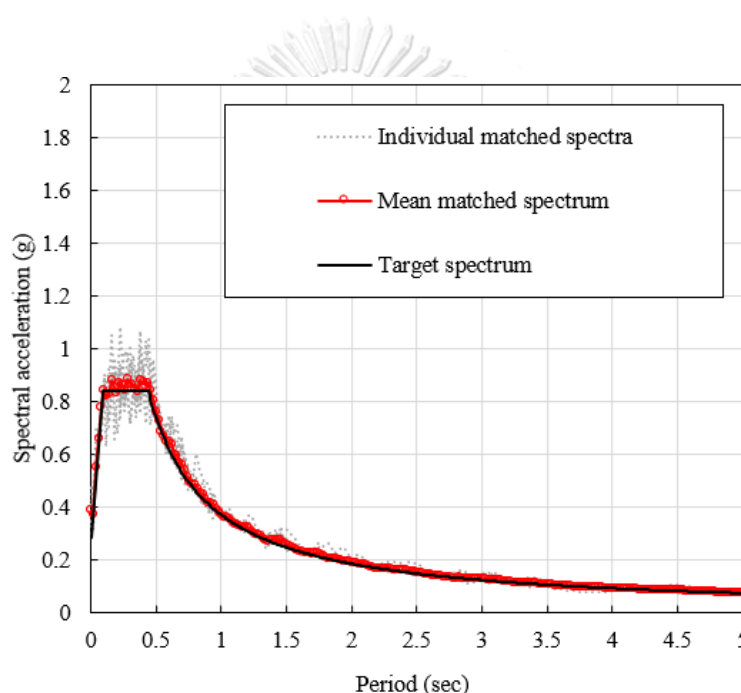
ในงานวิจัยนี้เลือกใช้ข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดิน อ้างอิงตาม Khy (2018) ซึ่งมีการเลือกใช้ค่าข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับการสั่นไหวของพื้นดินจังหวัดเชียงใหม่ จำนวน 10 คู่มาใช้ในการศึกษานี้ ซึ่งนำมาจากฐานข้อมูลของศูนย์วิจัยด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวแห่งแปซิฟิก (Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER) โดยมีรายละเอียดดังตารางที่ 3.9

ตารางที่ 3.9 ความเร่งของพื้นดินสำหรับ อ.เมือง จ.เชียงใหม่

NGA No.	Earthquake	Year	Station	Magnitude	Distance (km)	$V_{s30}$ (m/s)
30	Parkfield	1966	Cholame-Shandon Array #5	6.19	9.6	290
95	Managua-Nicaragua-01	1972	Managua-ESSO	6.24	4.1	289
147	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #2	5.74	9	271
148	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #3	5.74	7.4	350
149	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #4	5.74	5.7	222
159	Imperial Valley-06	1979	Agrarias	6.53	0.7	275
161	Imperial Valley-06	1979	Brawley Airport	6.53	10.4	209
162	Imperial Valley-06	1979	Calexico Fire Station	6.53	10.4	231
179	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #4	6.53	7	209
185	Imperial Valley-06	1979	Holtville Post Office	6.53	7.7	203

คลื่นแผ่นดินไหวหรือ ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินที่จะนำไปใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) จะถูกนำไปปรับแก้ก่อนใช้ในการวิเคราะห์ เพื่อให้สอดคล้องกับการสั่นไหวของพื้นดินที่เกิดขึ้นในตำแหน่งที่ตั้งของ

โครงสร้าง โดยจะทำการแปลงคลื่นแผ่นดินไหวให้เป็นกราฟผลการตอบสนองเชิงสเปกตรัม และนำไปปรับแก้จนมีความสอดคล้องกับ สเปกตรัมเป้าหมาย (target spectrum) ที่อยู่ในมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301/1302-61 เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 3.12 จะพบว่าค่าสเปกตรัมของประวัติเวลาที่ถูกปรับแก้ (matched spectrum) มีค่าใกล้เคียงกับ สเปกตรัมเป้าหมาย จากความใกล้เคียงดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินที่ปรับแก้ สอดคล้องกับการสั่นไหวของพื้นดินที่เกิดขึ้นในตำแหน่งที่ตั้งของโครงสร้าง ดังนั้นจึงสามารถนำประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินดังกล่าวไปใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นได้



รูปที่ 3.12 การเปรียบเทียบสเปกตรัมที่ถูกปรับแก้ กับสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบ สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่

### 3.5 การพิจารณาการวิบัติของอาคารโครงสร้างเหล็ก

3.5.1 การตรวจสอบความเสียหายของอาคารจากการหมุนพลาสติก และการเสียรูปในแนวแกน (plastic rotation and axial deformation)

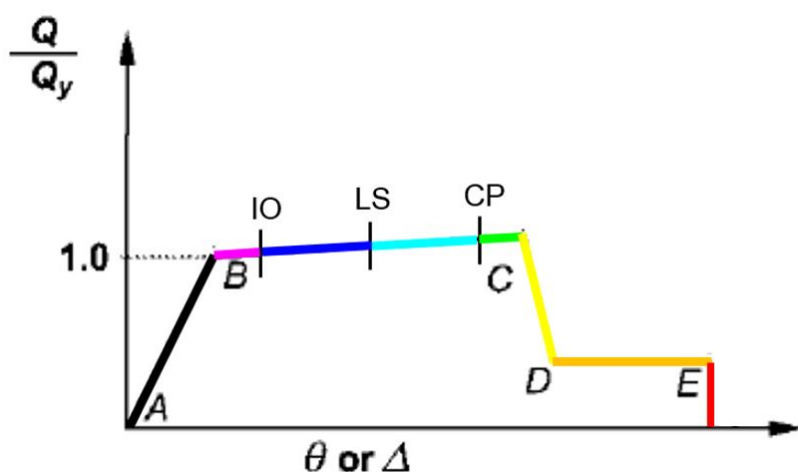
ระดับสมรรถนะของอาคาร จากมาตรฐาน ASCE 41-13 จำแนกได้ 3 ระดับคือ

1. ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy Level - IO) หมายถึงระดับสมรรถนะอาคารที่ขึ้นส่วนโครงสร้างมีระดับสมรรถนะโครงสร้างแบบเข้าใช้อาคารได้ทันที ในขณะที่ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างเกิดความเสียหายเล็กน้อย อาคารมีสภาพที่สามารถกลับเข้าใช้งานได้อย่างปลอดภัยทันทีหลังเกิดแผ่นดินไหว
2. ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level - LS) หมายถึง ระดับสมรรถนะอาคารที่ขึ้นส่วนโครงสร้างมีระดับสมรรถนะโครงสร้างแบบปลอดภัยต่อชีวิต แต่ยังคงกำลังความต้านทานเพียงพอแก่การป้องกันการพังทลายบางส่วนหรือทั้งหมด ซึ่งจำเป็นต้องทำการซ่อมแซมและบูรณะอาคารค่อนข้างมากก่อนกลับเข้าใช้งานได้ตามปกติ เป้าหมายระดับนี้ จัดว่ามีความเสี่ยงต่อการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินในระดับต่ำ
3. ระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention Level - CP) เป็นระดับสมรรถนะที่เกิดความเสียหายโดยรวมที่รุนแรงมากแต่สามารถทำการอพยพเพื่อหลีกเลี่ยงการเสียชีวิตของผู้ใช้อาคารส่วนใหญ่ได้เนื่องจากอาคารยังไม่พังทลาย แต่อาจมีความเสี่ยงต่อการสูญเสียชีวิตของผู้ใช้อาคารบางส่วนเนื่องจากการพังทลายของขึ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง

ระดับสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็กสามารถจำแนกได้ดังตารางที่ 3.10 และรูปที่ 3.13 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารในกราฟความสัมพันธ์ระหว่างและการเสียรูปสำหรับขึ้นส่วนเหล็ก

ตารางที่ 3.10 ระดับสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก

สีที่แสดง	ระดับสมรรถนะ	ความเสียหายสำหรับ โครงสร้างทั่วไป
	โครงสร้างยังไม่เกิดการคราก	ต่ำ (Light)
	โครงสร้างเกิดการครากแต่ยังผ่านเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับสมรรถนะ IO	
	อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับสมรรถนะ LS	ปานกลาง (Moderate)
	อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับสมรรถนะ CP	รุนแรงมาก (Severe)
	ไม่ผ่านเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับสมรรถนะ CP	พังทลาย



รูปที่ 3.13 ระดับสมรรถนะของอาคารในกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปสำหรับ  
ชั้นส่วนเล็ก

### 3.5.2 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร (story drift)

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ของอาคาร ตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยพ.1301/1302-61 แสดงดังตารางที่ 3.11 และสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (NLRHA) การตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ได้จากการวิเคราะห์จะต้องไม่เกิน 1.25 เท่าของค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้จากตารางที่ 3.11

ตารางที่ 3.11 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (มยพ.1301/1302-61)

ลักษณะโครงสร้าง	ประเภทความสำคัญของอาคาร		
	I หรือ II	III	IV
โครงสร้างที่ไม่ใช่ผนังอิฐก่อรับแรงเฉือนและสูงไม่เกิน 4 ชั้น ซึ่งผนังภายใน ฉากกั้นห้อง ฝ้าเพดาน และผนังภายนอกถูกออกแบบให้สามารถทนต่อการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก	$0.025 h_{sx}$	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$
โครงสร้างกำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนแบบยื่นจากฐานรองรับ	$0.010 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$
โครงสร้างกำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนแบบอื่น ๆ	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$
โครงสร้างอื่น ๆ ทั้งหมด	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$

### 3.5.3 การโก่งเดาะของเสาเหล็ก (column buckling)

องค์อาคารรับแรงอัด (compression member) เมื่อมีรับแรงอัดมากจนถึงจุดวิกฤต องค์อาคารจะเริ่มสูญเสียความมีเสถียรภาพ และเกิดการโก่งเดาะขึ้น โดยในปี ค.ศ. 1757 Leonhard Euler ได้เสนอทฤษฎีการโก่งเดาะของเสาตรงยาวในช่วงอีลาสติก โดยที่ปลายทั้งสองข้างมีจุดรองรับแบบจุดหมุน (pin-ended) ภายใต้แรงอัดตามแนวแกน  $P$  เสาจะเกิดการโก่งเดาะขึ้นและได้เสนอสมการ

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad (3-1)$$

โดยที่  $F_e$  คือ หน่วยแรงอัดออยเลอร์

$k$  คือ สัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล

$r$  คือ รัศมีจโรเซน

ในเวลาต่อมาพบว่าเสาเหล็กที่ผลิตจากโรงงานนั้นไม่ได้มีความตรง และในกระบวนการผลิตยังก่อให้เกิดผลของหน่วยแรงคงค้างได้ มาตรฐาน AISC360 จึงได้มีการพัฒนาเป็นสมการที่ 3-2 และสมการที่ 3-3 และได้ใช้เป็นกำลังครากที่คาดหวังในการศึกษาครั้งนี้เพื่อหากำลังที่ต้องต้านทานสำหรับการวิเคราะห์ NLRHA

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (3-2)$$

เมื่อ  $F_{ye} / F_e > 2.25$

และ

เมื่อ  $F_{ye} / F_e \leq 2.25$

$$F_{cr} = (0.658)^{F_{ye}/F_e} F_{ye} \quad (3-3)$$

องค์อาคารรับแรงดัด ตามมาตรฐาน AISC360 กำลังรับแรงดัดระบุ ( $M_n$ ) จะมีค่าน้อยขึ้นอยู่กับลักษณะของการวิบัติ และสำหรับการศึกษาครั้งนี้ใช้องค์อาคารหน้าตัดรูปตัวไอแกนสมมาตรคู่ซึ่งจะมีลักษณะการวิบัติแบบการคราก และการโก่งเดาะด้านข้างจากการบิด (LTB)

พิจารณาการคราก

$$M_n = M_p = Z_x F_{ye} \quad (3-4)$$



พิจารณาการโก่งเดาะด้านข้างจากการบิด

เมื่อ  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.70F_{ye}S_x) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)}] \leq M_p \quad (3-5)$$

เมื่อ  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr}S_x \leq M_p \quad (3-6)$$

โดยที่	$M_p$	คือ	โมเมนต์พลาสติก
	$Z_x$	คือ	โมดูลัสพลาสติก
	$S_x$	คือ	โมดูลัสหน้าตัด
	$C_b$	คือ	ตัวคูณปรับค่าสำหรับการโก่งเดาะด้านข้างจากการบิด
	$L_b$	คือ	ความยาวปราศจากค้ำยันด้านข้าง
	$L_p$	คือ	ความยาวปราศจากค้ำยันด้านข้างสูงสุดที่ $M_n = M_p$
	$L_r$	คือ	ความยาวปราศจากค้ำยันด้านข้างที่เปลี่ยนพฤติกรรมการบิดจากอีลาสติกเป็นอินอีลาสติก

สำหรับองค์อาคารที่รับแรงดัด และแรงอัดร่วมกันหรือมีพฤติกรรมแบบ คาน-เสา นั้น  
มาตรฐาน AISC360 สำหรับหน้าตัดรูปตัวไอวิเคราะห์แรงอัดและ แรงดัดร่วมกันดังสมการดังนี้

เมื่อ  $P_u / P_n \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (3-7)$$

เมื่อ  $P_u / P_n < 0.2$

$$\frac{P_u}{2P_n} + \left[ \frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (3-8)$$

### 3.5.4 การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling)

การโก่งเดาะเฉพาะที่ คือพฤติกรรมการบิดเบี้ยวที่เกิดขึ้นที่บริเวณแผ่นปีก หรือแผ่นเอวของ  
เสา ในขณะที่เสาทั้งต้นยังคงอยู่ในสภาพเดิมไม่เกิดการโก่งเดาะ โดยอัตราส่วนความกว้างต่อความ

หนา ( $b/t$ ) ของแผ่นปีกและ แผ่นเอวของเสาควรเลือกให้เหมาะสม เพื่อไม่ให้เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ ที่ส่วนต่างๆได้ โดยมาตรฐาน AISC 360 กำหนดให้สมการการหาหน่วยแรงอัดวิกฤตดังนี้

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2} \leq F_{ye} \quad (3-9)$$

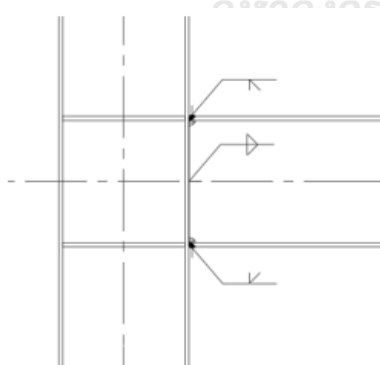
โดยที่  $\mu$  คือ อัตราส่วนปัวซองของเหล็ก มีค่าเท่ากับ 0.3

$k_{web}$  คือ สัมประสิทธิ์ของการโก่งเดาะของแผ่นเอว มีค่าเท่ากับ 4

$k_{flange}$  คือ สัมประสิทธิ์ของการโก่งเดาะของแผ่นปีก มีค่าเท่ากับ 1.277

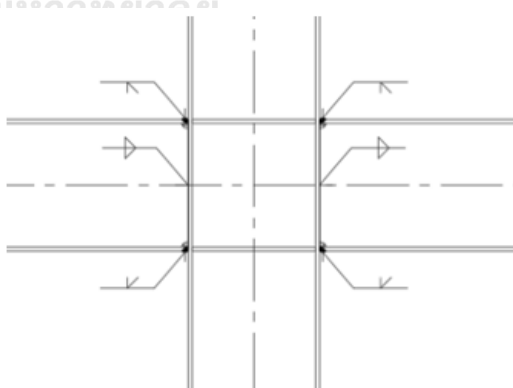
### 3.5.5 การวิบัติของจุดต่อ

การพิจารณาการวิบัติของจุดต่อของอาคารโครงสร้างเหล็กในการศึกษานี้อ้างอิงจากมาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1304-61 โดยการออกแบบจุดต่อจะขึ้นอยู่กับรูปแบบของโครงสร้าง และชนิดของจุดต่อ โดยในการศึกษานี้ได้ทำการร่างรายละเอียดของจุดต่อ ที่ใช้สำหรับอาคารโครงสร้างเหล็กในการศึกษานี้ดังรูปที่ 3.14 สำหรับอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กและ รูปที่ 3.15 สำหรับอาคารโครงแกนแรงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ



Connection Detail

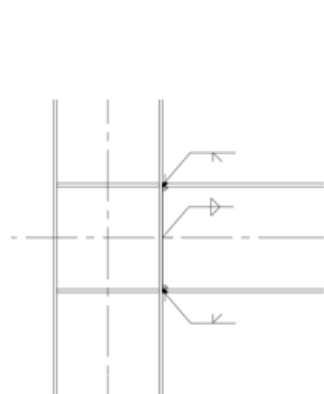
Column A, D



Connection Detail

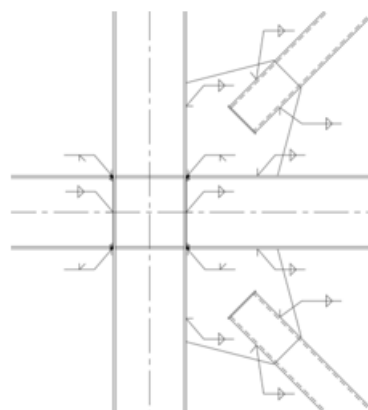
Column B, C

รูปที่ 3.14 แบบร่างรายละเอียดของจุดต่อสำหรับอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็ก



Connection Detail

Column A, D



Connection Detail

Column B, C

รูปที่ 3.15 แบบร่างรายละเอียดของจุดต่อสำหรับอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ

การออกแบบรอยต่อเสาและคานที่มีความเหนียวตามมาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็ก โครงสร้างรูปพรรณเพื่อดำเนินงานการสันสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1304-61 ที่สอดคล้องกับ รายละเอียดของจุดต่อตามรูปที่ 3.14 สำหรับอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง และความเหนียวพิเศษ คือ รอยต่อยึดแผ่นเอวและแผ่นปีกด้วยรอยเชื่อมไม่เสริมกำลัง (Welded Unreinforced Flange Welded Web Moment Connection ,WUF-W) โดยมีข้อกำหนดสำหรับ โมเมนต์ดัดสูงสุด และแรงเฉือนที่ใช้การออกแบบดังนี้

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_x \quad (3-10)$$

$$V_u = (2M_{pr}/L_h) + V_{gravity} \geq h_w t_w (0.6 R_y F_y) \quad (3-11)$$

โดยที่	$M_{pr}$	คือ	โมเมนต์ดัดสูงสุดที่จุดหมุนพลาสติก
	$R_y$	คือ	อัตราส่วนหน่วยแรงครากที่คาดหวังต่อกำลังครากระบุต่ำสุด
	$Z_x$	คือ	โมดูลัสหน้าตัดพลาสติกกรอบแกนหลัก
	$F_y$	คือ	กำลังครากระบุต่ำสุดของคาน
	$C_{pr}$	คือ	ตัวประกอบสำหรับกำลังสูงสุดของรอยต่อ มีค่าเท่ากับ 1.4 สำหรับ รอยต่อแบบ WUF-W
	$V_u$	คือ	กำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการของคาน

- $L_h$  คือ ระยะห่างระหว่างจุดหมุนพลาสติก
- $V_{gravity}$  คือ แรงเฉือนในคานได้จากการรวมแรง จาก  $1.2D + f_l L$  โดยที่  $f_l$  เป็นตัว  
 คูณน้ำหนักบรรทุกทุกสำหรับน้ำหนักบรรทุกทุกจรตามข้อบังคับ แต่ต้องไม่น้อย  
 กว่า 0.5 (นิวตัน)
- $h_w$  คือ ความยาวของแผ่นเอวของคาน
- $t_w$  คือ ความหนาของแผ่นเอวของคาน

และสำหรับการออกแบบรอยต่อของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษตาม  
 มาตรฐาน มยผ. 1304-61 สอดคล้องกับรายละเอียดของจุดต่อตามรูปที่ 3.15 มีข้อกำหนดสำหรับ  
 โมเมนต์ดัดสูงสุด และแรงเฉือนใช้การออกแบบรอยต่อเสาและคาน และสำหรับแรงอัด และแรงดึง  
 สูงสุดที่ใช้การออกแบบรอยต่อค้ำยันทแยงดังนี้

รอยต่อเสาและคาน

$$M_{pr} = 1.1R_y F_y Z_x \quad (3-12)$$

$$V_u = (2M_{pr}/L_h) + V_{gravity} \geq h_w t_w (0.6R_y F_y) \quad (3-13)$$

รอยต่อค้ำยันทแยง

$$T_n = R_y F_y A_g \quad (3-14)$$

$$P_n = 1.1(1.14F_{cre} A_g) \geq R_y F_y A_g \quad (3-15)$$

- โดยที่  $T_n$  คือ กำลังดึงที่ใช้ในการออกแบบรอยต่อค้ำยันทแยง
- $A_g$  คือ พื้นที่หน้าตัดของค้ำยันทแยง
- $P_n$  คือ กำลังอัดที่ใช้ในการออกแบบรอยต่อค้ำยันทแยง
- $F_{cre}$  คือ หน่วยแรงอัดวิกฤติที่คาดหวังของค้ำยันทแยง

## บทที่ 4

### ผลการวิเคราะห์อาคารที่ศึกษา

บทนี้จะแสดงผลการประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ตั้งอยู่ที่ อ.เมือง จังหวัดเชียงใหม่ และอาคารรับแรงแผ่นดินไหวที่กระทำในทิศทาง  $x$  ทิศทางเดียว ซึ่งองค์อาคารของอาคารโครงสร้างเหล็กตามหัวข้อที่ 3.1 จะถูกออกแบบตามมาตรฐาน AISC 360-16 จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) ตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยพ.1301/1302-61 จากนั้นโครงสร้างที่ถูกออกแบบแล้วจะถูกนำไปวิเคราะห์หาผลตอบสนองต่อแผ่นดินไหวด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) เพื่อตรวจสอบความเพียงพอของการออกแบบ โดยการตรวจสอบจะตรวจสอบการหมุนพลาสติก และการเสียรูปในแนวแกน (plastic rotation and axial deformation), ตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร (story drift), ตรวจสอบการโก่งเดาะของเสาเหล็ก (column buckling), ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) และตรวจสอบการวิบัติของจุดต่อ ตามหัวข้อที่ 3.5

#### 4.1 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA)

การออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด (Modal Response Spectrum Analysis) จะต้องทำการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อคำนวณค่าคาบการสั่นและรูปร่างของโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวของโครงสร้าง โดยใช้แบบจำลองอาคารที่จำลองมวลและสติฟเนสของโครงสร้างอาคารอย่างถูกต้อง ค่าสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบที่ใช้ในการวิเคราะห์วิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA) จะต้องเป็นสเปกตรัมสำหรับอัตราส่วนความหน่วงสอดคล้องกับอัตราส่วนความหน่วงของอาคารที่กำลังพิจารณาออกแบบโดยที่อาคารตัวอย่างในงานวิจัยนี้ ใช้อัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 2.5%

จากการจำแนกระบบโครงสร้าง พบว่าค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor,  $R$ ) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor,  $\Omega_0$ ), ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor,  $C_d$ ) และตัวประกอบความสำคัญ

ของอาคาร (Importance Factor,  $I$ ) ที่เหมาะสมกับอาคารตัวอย่างในการศึกษาวิจัยนี้ แสดงดังตารางที่ 4.1

**ตารางที่ 4.1** ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response Modification Factor,  $R$ ) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor,  $\Omega_0$ ) ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor,  $C_d$ ) และตัวประกอบความสำคัญของอาคาร (Importance Factor,  $I$ )

ระบบโครงสร้างต้านแรงด้านข้าง	ค่าตัวประกอบ			
	$R$	$\Omega_0$	$C_d$	$I$
อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF)	6	2	5	1
อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF)	4.5	3	4	1
อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame, SMF)	8	3	5.5	1

#### 4.1.1 คุณสมบัติเชิงโหมดของอาคารโครงสร้างเหล็ก

การวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบแทน (Response Spectrum Analysis, RSA) จะต้องพิจารณารวมการตอบสนองจากหลายโหมด โดยจำนวนโหมดที่พิจารณาจะต้องเพียงพอที่จะทำให้ผลรวมของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมด (Effective Modal Weight, or Modal Weight Participation) มีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของน้ำหนักประสิทธิผลทั้งหมดของอาคาร

ตามคำแนะนำของมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301/1302 คุณสมบัติของโหมดการสั่นของ อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง ประกอบด้วยอาคาร IMF1, IMF2 และ IMF3 แสดงในตารางที่ 4.2, ตารางที่ 4.3 และตารางที่ 4.4 ตามลำดับ

**ตารางที่ 4.2** คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร IMF1 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มี  
ความเหนียวปานกลาง 3 ชั้น)

mode	period	modal participating mass ratios	cumulative mass ratios
	sec	UX	UX
1	0.862	81.49%	81.49%
2	0.272	13.94%	95.43%
3	0.181	3.62%	99.05%
4	0.089	0.03%	99.08%
5	0.075	0.43%	99.51%

**ตารางที่ 4.3** คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร IMF2 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มี  
ความเหนียวปานกลาง 6 ชั้น)

mode	period	modal participating mass ratios	cumulative mass ratios
	sec	UX	UX
1	1.692	78.28%	78.28%
2	0.566	11.85%	90.13%
3	0.33	4.38%	94.51%
4	0.238	2.57%	97.08%
5	0.201	1.42%	98.50%
6	0.168	1.1%	99.60%
7	0.083	0.0026%	99.60%
8	0.081	0.02%	99.62%

**ตารางที่ 4.4** คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร IMF3 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 9 ชั้น)

mode	period	modal participating mass ratios	cumulative mass ratios
	sec	UX	UX
1	2.439	76.79%	76.79%
2	0.825	11.05%	87.84%
3	0.469	4.54%	92.38%
4	0.328	2.44%	94.82%
5	0.254	1.78%	96.60%
6	0.215	0.94%	97.54%
7	0.192	0.99%	98.53%
8	0.17	0.61%	99.14%

คุณสมบัติของโหมดการสั่นของ อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ ประกอบด้วยอาคาร SMF1, SMF2, SMF3 และ SMF4 แสดงในตารางที่ 4.5, ตารางที่ 4.6, ตารางที่ 4.7 และตารางที่ 4.8 ตามลำดับ

**ตารางที่ 4.5** คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SMF1 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 3 ชั้น)

mode	period	modal participating mass ratios	cumulative mass ratios
	sec	UX	UX
1	1.011	81.62%	81.62%
2	0.314	13.97%	95.59%
3	0.209	3.60%	99.19%
4	0.095	0.02%	99.21%
5	0.082	0.34%	99.55%



**ตารางที่ 4.6** คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SMF2 (อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มี  
ความเหนียวพิเศษ 6 ชั้น)

mode	period	modal participating mass ratios	cumulative mass ratios
	sec	UX	UX
1	2.08	77.70%	77.70%
2	0.652	11.57%	89.27%
3	0.358	5.00%	94.27%
4	0.256	2.78%	97.05%
5	0.216	1.10%	98.15%
6	0.185	1.31%	99.46%
7	0.096	0.002%	99.46%
8	0.094	0.02%	99.48%

**ตารางที่ 4.7** คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SMF3 (อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มี  
ความเหนียวพิเศษ 9 ชั้น)

mode	period	modal participating mass ratios	cumulative mass ratios
	sec	UX	UX
1	3.237	77.75%	77.75%
2	1.037	10.66%	88.41%
3	0.573	4.40%	92.81%
4	0.384	2.56%	95.37%
5	0.292	1.64%	97.01%
6	0.242	1.03%	98.04%
7	0.217	0.57%	98.61%
8	0.2	0.39%	99.00%

**ตารางที่ 4.8** คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SMF4 (อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มี  
ความเหนียวพิเศษ 15 ชั้น)

mode	period	modal participating mass ratios	cumulative mass ratios
	sec	UX	UX
1	5.056	73.99%	73.99%
2	1.653	10.59%	84.58%
3	0.91	4.25%	88.83%
4	0.601	2.97%	91.80%
5	0.444	2.05%	93.85%
6	0.345	1.14%	94.99%
7	0.282	0.91%	95.90%
8	0.245	0.78%	96.68%

คุณสมบัติของโหมดการสั่นของ อาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ ประกอบ  
ด้วยอาคาร SCBF1, SCBF2, SCBF3, SCBF4, SCBF5 และ SCBF6 แสดงในตารางที่ 4.9, ตารางที่  
4.10, ตารางที่ 4.11, ตารางที่ 4.12, ตารางที่ 4.13 และตารางที่ 4.14 ตามลำดับ

**ตารางที่ 4.9** คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SCBF1 (อาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบ  
ตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น)

mode	period	modal participating mass ratios	cumulative mass ratios
	sec	UX	UX
1	0.435	81.82%	81.82%
2	0.24	12.42%	94.24%
3	0.222	2.19%	96.43%
4	0.095	0.92%	97.35%
5	0.057	2.01%	99.36%
6	0.046	0.28%	99.64%
7	0.037	0.004%	99.64%
8	0.035	0.13%	99.77%

**ตารางที่ 4.10** คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SCBF2 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบ  
ตรงศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น)

mode	period	modal participating mass ratios	cumulative mass ratios
	sec	UX	UX
1	0.694	73.73%	73.73%
2	0.281	16.36%	90.09%
3	0.223	3.77%	93.86%
4	0.211	1.43%	95.29%
5	0.206	0.95%	96.24%
6	0.196	1.09%	97.33%
7	0.096	0.10%	97.43%
8	0.076	1.03%	98.46%

**ตารางที่ 4.11** คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SCBF3 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบ  
ตรงศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น)

mode	period	modal participating mass ratios	cumulative mass ratios
	sec	UX	UX
1	1.315	70.39%	70.39%
2	0.414	18.29%	88.68%
3	0.275	4.76%	93.44%
4	0.24	1.85%	95.29%
5	0.229	0.85%	96.14%
6	0.223	0.43%	96.57%
7	0.217	0.75%	97.32%
8	0.208	0.53%	97.85%

**ตารางที่ 4.12** คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SCBF4 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบ  
ตรงศูนย์แบบพิเศษ 15 ชั้น)

mode	period	modal participating mass ratios	cumulative mass ratios
	sec	UX	UX
1	2.362	66.21%	66.21%
2	0.682	18.79%	85.00%
3	0.365	6.22%	91.22%
4	0.267	2.35%	93.57%
5	0.231	1.09%	94.66%
6	0.213	0.60%	95.26%
7	0.203	0.42%	95.68%
8	0.197	0.31%	95.99%

**ตารางที่ 4.13** คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SCBF5 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบ  
ตรงศูนย์แบบพิเศษ 20 ชั้น)

mode	period	modal participating mass ratios	cumulative mass ratios
	sec	UX	UX
1	3.523	65.70%	65.70%
2	0.97	18.84%	84.54%
3	0.484	6.05%	90.59%
4	0.333	2.86%	93.45%
5	0.268	1.55%	95.00%
6	0.236	0.84%	95.84%
7	0.219	0.46%	96.30%
8	0.208	0.31%	96.61%

**ตารางที่ 4.14** คุณสมบัติเชิงโหมดจากแบบจำลองของอาคาร SCBF6 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 25 ชั้น)

mode	period	modal participating mass ratios	cumulative mass ratios
	sec	UX	UX
1	4.801	65.85%	65.85%
2	1.282	18.20%	84.05%
3	0.615	6.16%	90.21%
4	0.411	3.06%	93.27%
5	0.317	1.59%	94.86%
6	0.267	0.93%	95.79%
7	0.24	0.60%	96.39%
8	0.224	0.43%	96.82%

#### 4.1.2 คาบการสั่นพื้นฐาน และการปรับแก้แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร

การคำนวณหาค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารโครงสร้างเหล็กตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1301/1302 คือ  $T = 0.03H$  และสำหรับการใช้ค่าคาบการสั่นจากวิธีเชิงพลศาสตร์จะต้องไม่เกิน 1.5 เท่าของสมการข้างต้น ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่ใช้ในอาคารโครงสร้างเหล็กในการศึกษานี้แสดงดังตารางที่ 4.15

**ตารางที่ 4.15** ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา

Building	T	1.5T	T <sub>x</sub>	T (ที่ใช้)
	sec	sec	sec	sec
IMF1	0.315	0.473	0.862	0.473
IMF2	0.630	0.945	1.692	0.945
IMF3	0.945	1.418	2.439	1.418
SMF1	0.315	0.473	1.011	0.473
SMF2	0.630	0.945	2.080	0.945
SMF3	0.945	1.418	3.237	1.418
SMF4	1.575	2.363	5.056	2.363

ตารางที่ 4.15 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา (ต่อ)

Building	T	1.5T	T <sub>x</sub>	T (ที่ใช้)
	sec	sec	sec	sec
SCBF1	0.315	0.473	0.435	0.435
SCBF2	0.630	0.945	0.694	0.694
SCBF3	0.945	1.418	1.315	1.315
SCBF4	1.575	2.363	2.362	2.362
SCBF5	2.100	3.150	3.523	3.150
SCBF6	2.625	3.938	4.801	3.938

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ จากมาตรฐาน มยผ.1301/1302 หัวข้อที่ 1.4.5 สำหรับอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับร้อยละ 2.5 ให้ปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมโดยหารด้วย 0.85 สำหรับกรณีที่คาบการสั่น  $T \geq T_0$  ( $T_0 = 0.088$  sec)

การคำนวณแรงเฉือนรวมที่ฐาน (Total Base Shear) ซึ่งรวมผลจากหลายโหมดด้วยวิธีรากที่สองของผลรวมของค่ากำลังสอง (Square Root of Sum of Squares, SRSS) โดยทุกโหมดถูกคูณด้วย  $I/R$  จะได้ค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (Total Base Shear,  $V_t$ ) โดยถ้าค่า  $V_t$  มีค่าน้อยกว่า 85% ของค่าแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear,  $V$ ) ที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Lateral Force, ELF) ให้ปรับค่าแรงภายในที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ โดยคูณด้วยตัวประกอบปรับค่า (Scaling Factor,  $S_F$ ) ซึ่ง  $S_F = 0.85 \frac{V}{V_t}$  ดังตารางที่ 4.16 แสดงค่าตัวประกอบปรับค่า (Scaling Factor,  $S_F$ ) ของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา

ตารางที่ 4.16 ค่าตัวประกอบปรับค่า (Scaling Factor,  $S_F$ ) ของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา

Building	V (kN)	0.85 V (kN)	$V_t$ (kN)	$S_F$
IMF1	676.79	575.27	339.26	1.696
IMF2	678.27	576.53	352.64	1.635
IMF3	679.95	577.96	371.40	1.556
SMF1	379.66	322.71	164.26	1.965
SMF2	380.43	323.37	165.96	1.948

ตารางที่ 4.16 ค่าตัวประกอบปรับค่า (Scaling Factor,  $S_F$ ) ของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา (ต่อ)

Building	$V$ (kN)	$0.85 V$ (kN)	$V_t$ (kN)	$S_F$
SMF3	423.58	360.04	161.04	2.236
SMF4	712.74	605.83	176.10	3.440
SCBF1	532.72	452.81	470.83	1.000
SCBF2	691.68	587.92	524.95	1.120
SCBF3	714.95	607.71	527.27	1.153
SCBF4	724.23	615.59	552.95	1.113
SCBF5	963.80	819.23	532.16	1.539
SCBF6	1218.05	1035.35	517.97	1.999

#### 4.1.3 คุณสมบัติขององค์อาคารที่ใช้ในอาคารโครงสร้างเหล็ก

อาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษานี้ หลังจากการวิเคราะห์การต้านแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61 ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) องค์อาคารของอาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF), อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF) และอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF) จะถูกออกแบบตามมาตรฐาน AISC 360-16 ร่วมกับมาตรฐาน AISC 341-16 ดังตารางที่ 4.17, 4.18 และ 4.19 ตามลำดับ โดยอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (demand-capacity ratio, DCR) ในการออกแบบขนาดขององค์อาคารของงานวิจัยนี้แสดงอยู่ในภาคผนวก ง

องค์อาคารของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ถูกออกแบบต้านแผ่นดินไหวต้องสามารถรองรับการเสียรูปแบบไม่ยืดหยุ่นได้โดยไม่ทำให้โครงสร้างขาดเสถียรภาพ ซึ่งองค์อาคารที่มีความเหนียวปานกลางหรือมีความเหนียวสูงต้องเป็นไปตามข้อกำหนดในมาตรฐาน มยผ. 1304-61 โดยแผ่นปีกของหน้าตัดต้องต่อยึดกับแผ่นเอวอย่างต่อเนื่อง และชิ้นส่วนรับแรงอัดของหน้าตัดต้องมีอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาตามข้อกำหนด ตามหัวข้อที่ 3.2.3 เพื่อป้องกันการโก่งเดาะเฉพาะที่ ตามตารางที่ 4.20 แสดงอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนปลายยื่นขององค์อาคารภายใต้ขอบเขตอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61 และตารางที่ 4.21 แสดงอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนปลายยึดขององค์อาคารภายใต้ขอบเขตอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61 โดยองค์อาคารที่มีความเหนียวปานกลางและมีความเหนียวสูงต้องมีอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนรับแรงอัดไม่เกิน  $\lambda_{md}$  และ  $\lambda_{hd}$  ตามลำดับ

**ตารางที่ 4.17** องค์อาคารที่ใช้ของอาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF)

Building		IMF1		IMF2		IMF3	
No. of stories		3		6		9	
Total height (m)		10.5		21		31.5	
Typical story height (m)		3.5		3.5		3.5	
Steel grade		SS400		SS400		SS400	
Yield stress, $F_y$ (MPa)		235		235		235	
Tensile Strength, $F_u$ (MPa)		400		400		400	
Young's Modulus (MPa)		200,000		200,000		200,000	
Beam size		H-450x200x9x14		H-500x200x10x16		H-500x200x10x16	
Grid line		A, D	B, C	A, D	B, C	A, D	B, C
Column size	7th-9th	-	-	-	-	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16
	4th-6th	-	-	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20
	1st-3rd	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20	H-700x300x13x24	H-700x300x13x24



**ตารางที่ 4.18** องค์อาคารที่ใช้ของอาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF)

Building		SMF1		SMF2		SMF3	
No. of stories		3		6		9	
Total height (m)		10.5		21		31.5	
Typical story height (m)		3.5		3.5		3.5	
Steel grade		SS400		SS400		SS400	
Yield stress, $F_y$ (MPa)		235		235		235	
Tensile Strength, $F_u$ (MPa)		400		400		400	
Young's Modulus (MPa)		200,000		200,000		200,000	
Beam size		H-400x200x8x13		H-400x200x8x13		H-400x200x8x13	
Grid line		A, D	B, C	A, D	B, C	A, D	B, C
Column size	7th-9th	-	-	-	-	H-400x200x8x13	H-588x300x12x20
	4th-6th	-	-	H-400x200x8x13	H-588x300x12x20	H-500x200x10x16	H-588x300x12x20
	1st-3rd	H-500x200x10x16	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20	H-588x300x12x20

**ตารางที่ 4.18** องค์อาคารที่ใช้ของอาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF) (ต่อ)

Building		SMF4
No. of stories		15
Total height (m)		52.5
Typical story height (m)		3.5
Steel grade		SS400
Yield stress, $F_y$ (MPa)		235
Tensile Strength, $F_u$ (MPa)		400
Young's Modulus (MPa)		200,000
Beam size		H-400x200x8x13
Grid line	A, D	
	13th-15th	H-500x200x10x16
	10th-12th	H-588x300x12x20
	7th-9th	H-588x300x12x20
	4th-6th	H-912x302x18x34
	1st-3rd	H-912x302x18x34
Column size		H-588x300x12x20

**ตารางที่ 4.19** องค์อาคารที่ใช้ของอาคารโครงสร้างแ่งแบบเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF)

Building	SCBF1		SCBF2		SCBF3	
No. of stories	3		6		9	
Total height (m)	10.5		21		31.5	
Typical story height (m)	3.5		3.5		3.5	
Steel grade	SS400, HS41		SS400, HS41		SS400, HS41	
Yield stress, $F_y$ (MPa)	235		235		235	
Tensile Strength, $F_u$ (MPa)	400		400		400	
Young's Modulus (MPa)	200,000		200,000		200,000	
Beam size	H-350x175x7x11		H-350x175x7x11		H-350x175x7x11	
Bracing size	□-200x200x12		□-200x200x12		□-200x200x12	
Grid line	A, D	B, C	A, D	B, C	A, D	B, C
Column size	7th-9th	-	-	-	H-294x200x8x12	H-500x200x10x16
	4th-6th	-	H-294x200x8x12	H-500x200x10x16	H-450x200x9x14	H-900x300x16x28
	1st-3rd	H-294x200x8x12	H-500x200x10x16	H-450x200x9x14	H-500x200x10x16	H-1000x300x19x36

ตารางที่ 4.19 องค์อาคารที่ใช้ของอาคารโครงแกงแ่งเหล็กแบบตงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF) (ต่อ)

Building		SCBF4	SCBF5	SCBF6
No. of stories		15	20	25
Total height (m)		52.5	70	87.5
Typical story height (m)		3.5	3.5	3.5
Steel grade		SS400, HS41	SS400, HS41	SS400, HS41
Yield stress, $F_y$ (MPa)		235	235	235
Tensile Strength, $F_u$ (MPa)		400	400	400
Young's Modulus (MPa)		200,000	200,000	200,000
Beam size		H-400x200x8x13	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
Bracing size		□-200x200x12	□-200x200x12	□-200x200x12
Grid line		A, D	A, D	A, D
		B, C	B, C	B, C
	21st-25th	-	-	H-400x200x8x13
	16th-20th	-	-	H-588x300x12x20
	13th-15th	H-450x200x9x14	H-588x300x12x20	H-1008x302x21x40
	10th-12th	H-450x200x9x14	H-588x300x12x20	H-1008x302x21x40
	7th-9th	H-588x300x12x20	H-912x302x18x34	H-1008x302x21x40
	4th-6th	H-588x300x12x20	H-1008x302x21x40	H-1208x405x31x45
Column size	1st-3rd	H-1000x300x19x36	H-1208x405x31x45	H-1310x405x33x46

**ตารางที่ 4.20** อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนปลายยื่นขององค์อาคารภายใต้ขอบเขต  
อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61

member	$b / t$	Limiting Width-to-Thickness Ratio	
		$\lambda_{hd}$	$\lambda_{md}$
H -294x200x8x12	8.333	8.752	11.086
H -350x175x7x11	7.955	8.752	11.086
H -400x200x8x13	7.692	8.752	11.086
H -450x200x9x14	7.143	8.752	11.086
H -500x200x10x16	6.250	8.752	11.086
H -588x300x12x20	7.500	8.752	11.086
H -700x300x13x24	6.250	8.752	11.086
H -900x300x16x28	5.357	8.752	11.086
H -912x302x18x34	4.441	8.752	11.086
H -1000x300x19x36	4.167	8.752	11.086
H -1008x302x21x40	3.775	8.752	11.086
H -1208x405x31x45	4.500	8.752	11.086
H -1310x405x33x46	4.402	8.752	11.086

**ตารางที่ 4.21** อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนปลายยึดขององค์อาคารภายใต้ขอบเขต  
อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61

member	$h / t_w$	Limiting Width-to-Thickness Ratio	
		$\lambda_{hd}$	$\lambda_{md}$
H -294x200x8x12	33.750	57.825	70.264
H -350x175x7x11	46.857	67.235	90.453
H -400x200x8x13	46.750	50.870	59.245
H -450x200x9x14	46.889	53.947	64.120
H -500x200x10x16	46.800	49.336	56.814
H -588x300x12x20	45.667	47.444	53.817

**ตารางที่ 4.21** อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนปลายยึดขององค์อาคารภายใต้ขอบเขตอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61 (ต่อ)

member	$h / t_w$	Limiting Width-to-Thickness Ratio	
		$\lambda_{hd}$	$\lambda_{md}$
H -700x300x13x24	50.154	58.348	71.094
H -900x300x16x28	52.750	53.343	63.164
H -912x302x18x34	46.889	48.740	55.869
H -1000x300x19x36	48.842	49.555	57.161
H -1008x302x21x40	44.190	45.247	50.336
H -1208x405x31x45	36.065	46.307	52.015
H -1310x405x33x46	36.909	43.853	48.127
HSS 200x200x12	14.667	16.045	18.671

จากการตรวจสอบอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาขององค์อาคาร ดังตารางที่ 4.20 สำหรับชิ้นส่วนปลายยื่น และตารางที่ 4.21 สำหรับชิ้นส่วนปลายยึด พบว่าอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาขององค์อาคารของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษามีค่าไม่เกินขอบเขตอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาตามที่มาตรฐาน มยผ. 1304-61 กำหนด สามารถป้องกันการโก่งเดาะเฉพาะที่ ภายใต้การวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) ตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61 ได้

## 4.2 ผลการพิจารณาการวิบัติของอาคารโครงสร้างเหล็กจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA)

อาคารโครงสร้างเหล็กที่ถูกออกแบบแล้วจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) จะถูกนำไปวิเคราะห์หาผลตอบสนองต่อแผ่นดินไหวด้วยวิธีที่มีความถูกต้องสมจริงมากที่สุดคือ วิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) เพื่อตรวจสอบความเพียงพอของการออกแบบในประเด็นต่างๆดังหัวข้อต่อไปนี้

### 4.2.1 ผลการตรวจสอบความเสียหายของอาคารจากการวิเคราะห์การหมุนพลาสติก และการเสียรูปในแนวแกน (plastic rotation and axial deformation)

ลักษณะของความเสียหายที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนของอาคาร จะถูกนำมาประเมินโดยอ้างอิงจากเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก (acceptance criteria) จากมาตรฐาน ASCE 41-13 ตามที่อธิบายในหัวข้อที่ 3.5.1

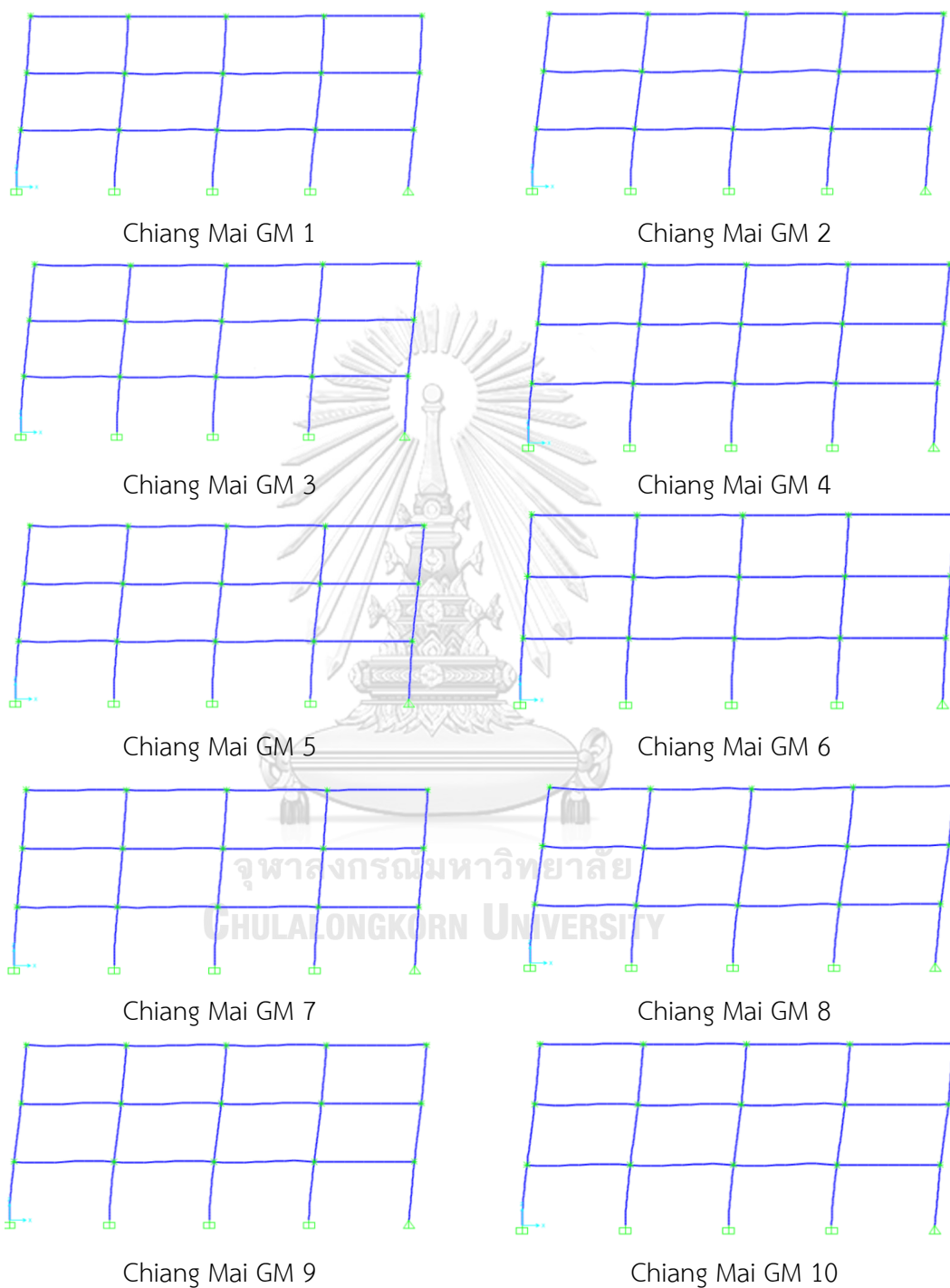
การตรวจสอบความเสียหายของอาคารจากการวิเคราะห์การหมุนพลาสติก และการเสียรูปในแนวแกน โดยจะเรียงลำดับตามความแรงของพื้นดินแต่ละชุดสำหรับ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ที่ถูกปรับแก้แล้ว สำหรับใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) จำนวน 10 ชุดตามหัวข้อที่ 3.4

โดยความเสียหายของอาคาร IMF1 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 3 ชั้น) แสดงดังรูปที่ 4.1 พบว่าจากระดับสมรรถนะของอาคาร ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 อยู่ต่ำกว่าจุดคราก อาคารไม่เกิดความเสียหายสามารถกลับเข้าใช้งานได้อย่างปลอดภัยทันทีหลังเกิดแผ่นดินไหว

โดยความเสียหายของอาคาร IMF2 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 6 ชั้น) แสดงดังรูปที่ 4.2 พบว่าจากระดับสมรรถนะของอาคาร ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 มีเสาและคานบางตำแหน่งเลยจุดครากแล้ว แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy Level ,IO) อาคารมีสภาพที่สามารถกลับเข้าใช้งานได้อย่างปลอดภัยทันทีหลังเกิดแผ่นดินไหว

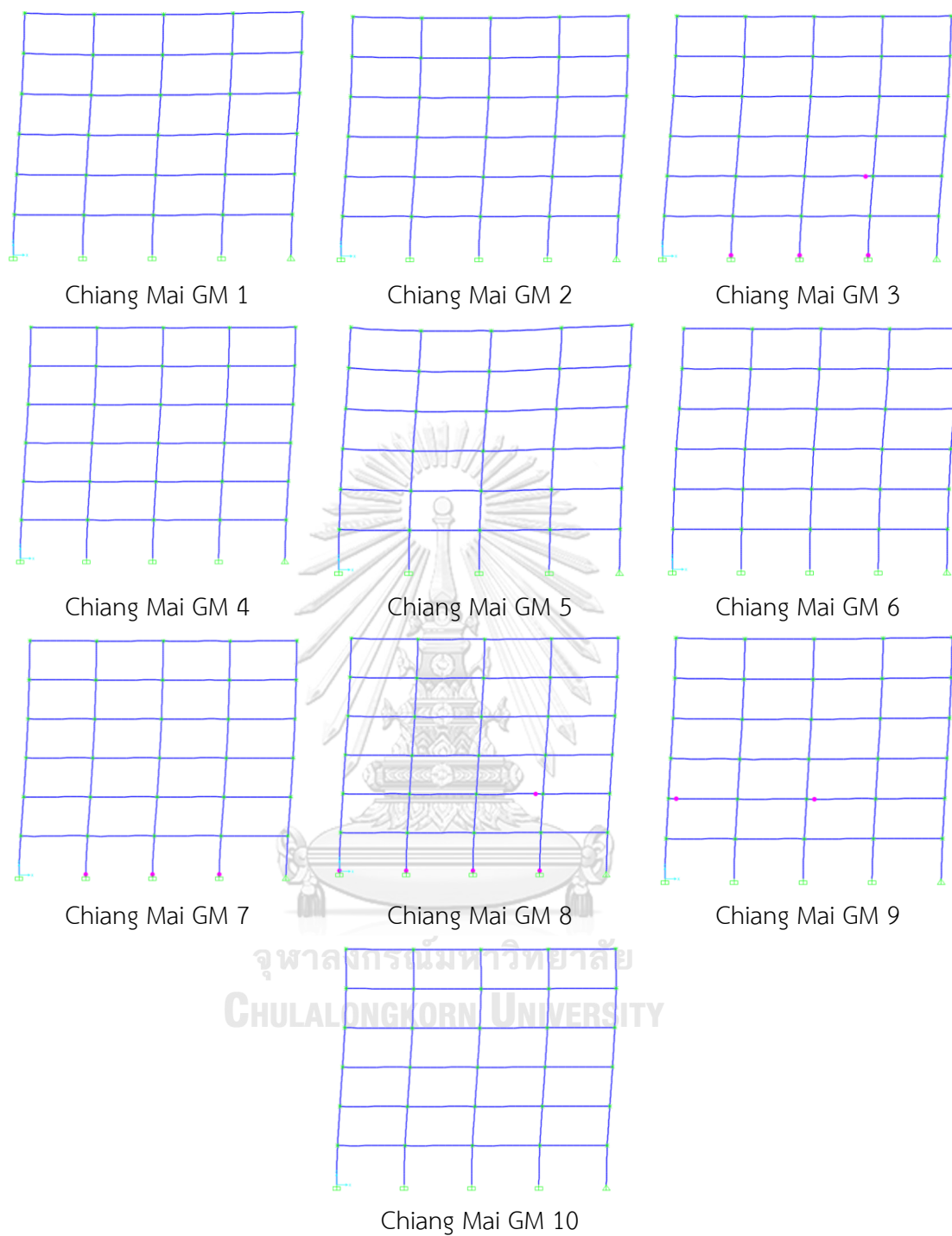
โดยความเสียหายของอาคาร IMF3 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 9 ชั้น) แสดงดังรูปที่ 4.3 พบว่าจากระดับสมรรถนะของอาคาร ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 มีเสาและคานบางตำแหน่งเลยจุดครากแล้ว แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับระดับเข้าใช้อาคารได้

ทันที (Immediate Occupancy Level ,IO) อาคารมีสภาพที่สามารถกลับเข้าใช้งานได้อย่างปลอดภัยทันทีหลังเกิดแผ่นดินไหว

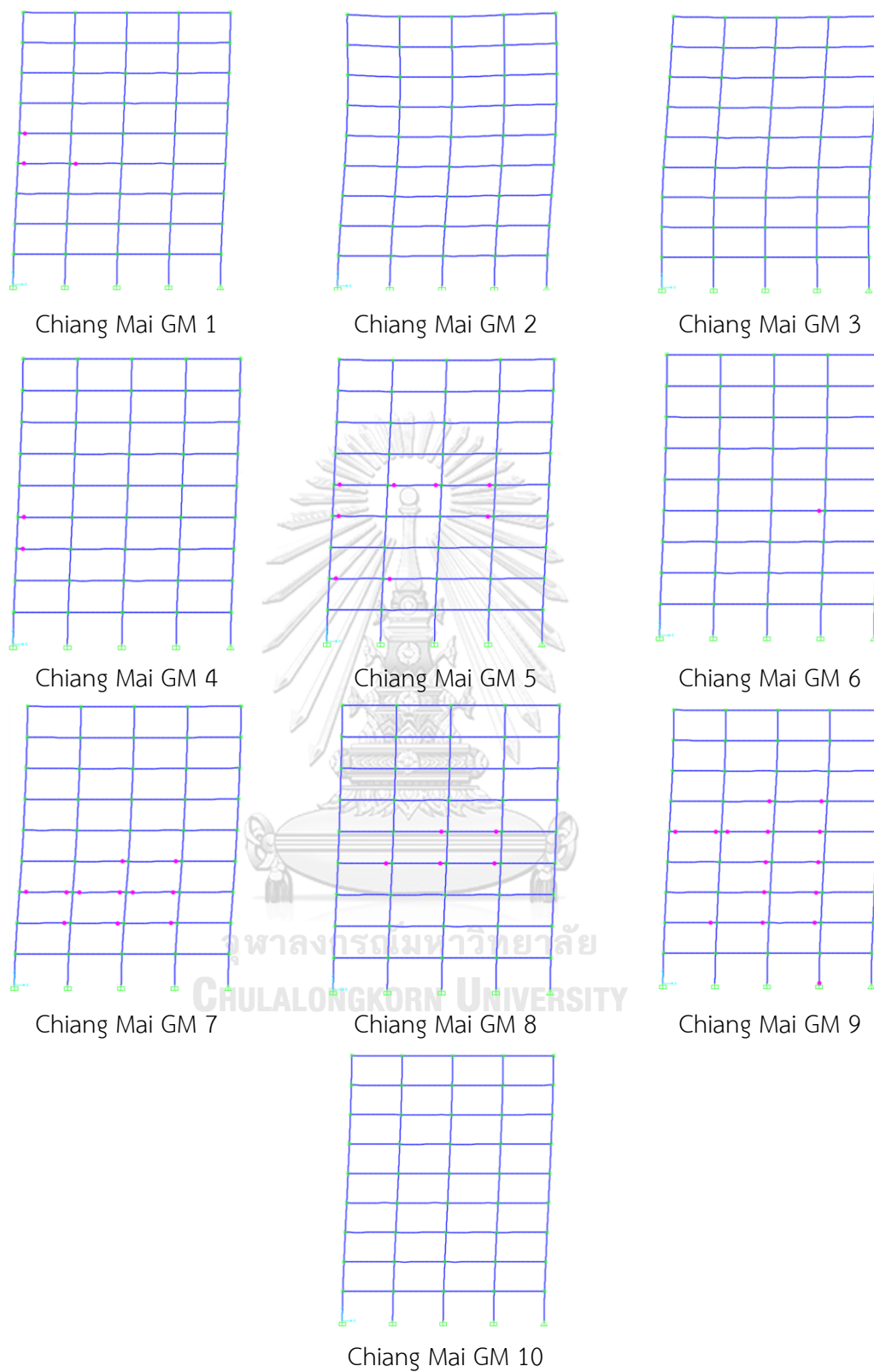


รูปที่ 4.1 ความเสียหายของอาคาร IMF1 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 3 ชั้น) ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE 41-13





รูปที่ 4.2 ความเสียหายของอาคาร IMF2 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 6 ชั้น) ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE 41-13



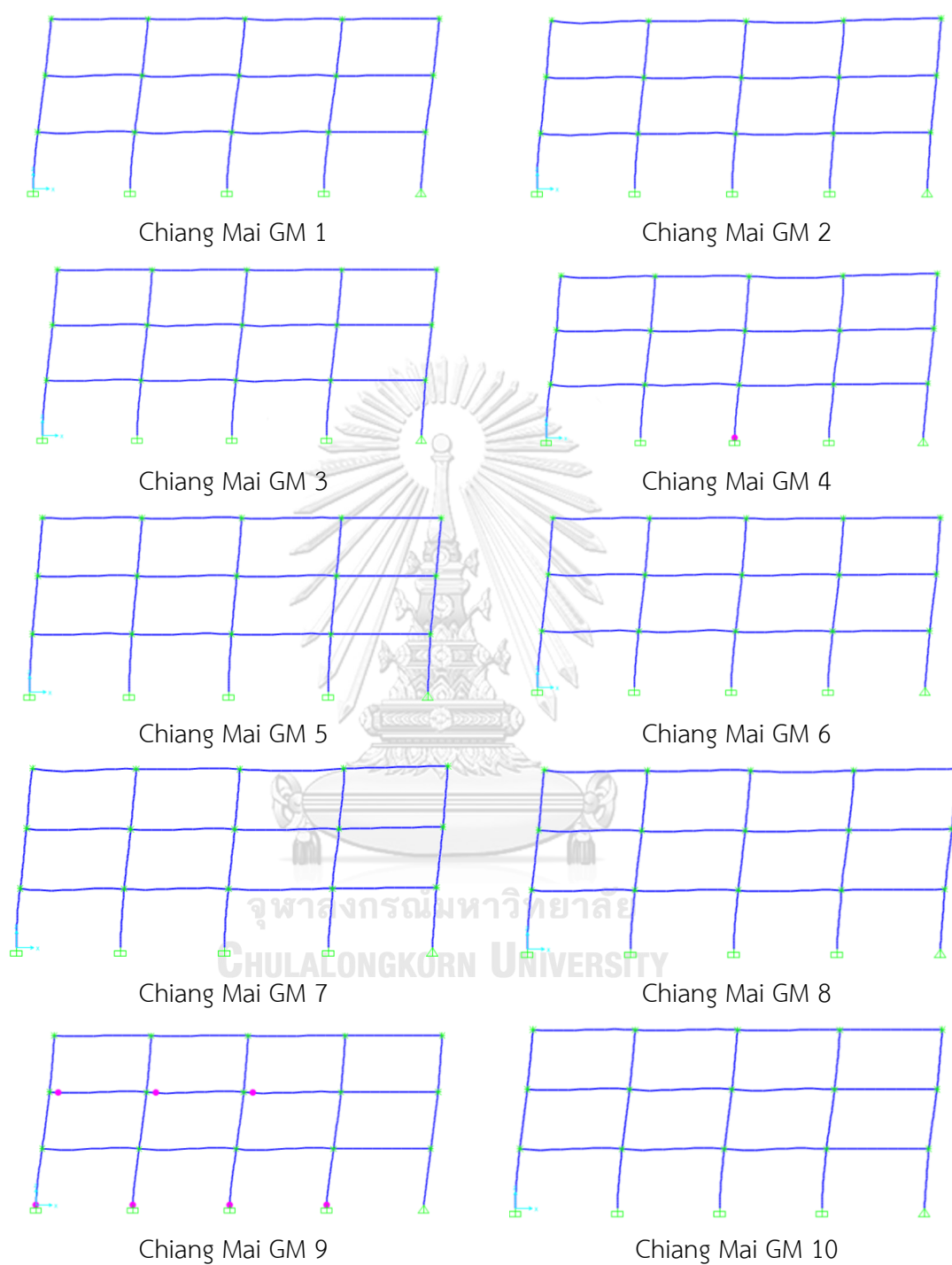
รูปที่ 4.3 ความเสียหายของอาคาร IMF3 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 9 ชั้น) ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE 41-13

ความเสียหายของอาคาร SMF1 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 3 ชั้น) แสดงดังรูปที่ 4.4 จากระดับสมรรถนะของอาคาร ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 พบว่ามีเสาและคาน บางตำแหน่งเลยจุดครากแล้ว แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy Level ,IO) อาคารมีสภาพที่สามารถกลับเข้าใช้งานได้อย่างปลอดภัยทันที หลังเกิดแผ่นดินไหว

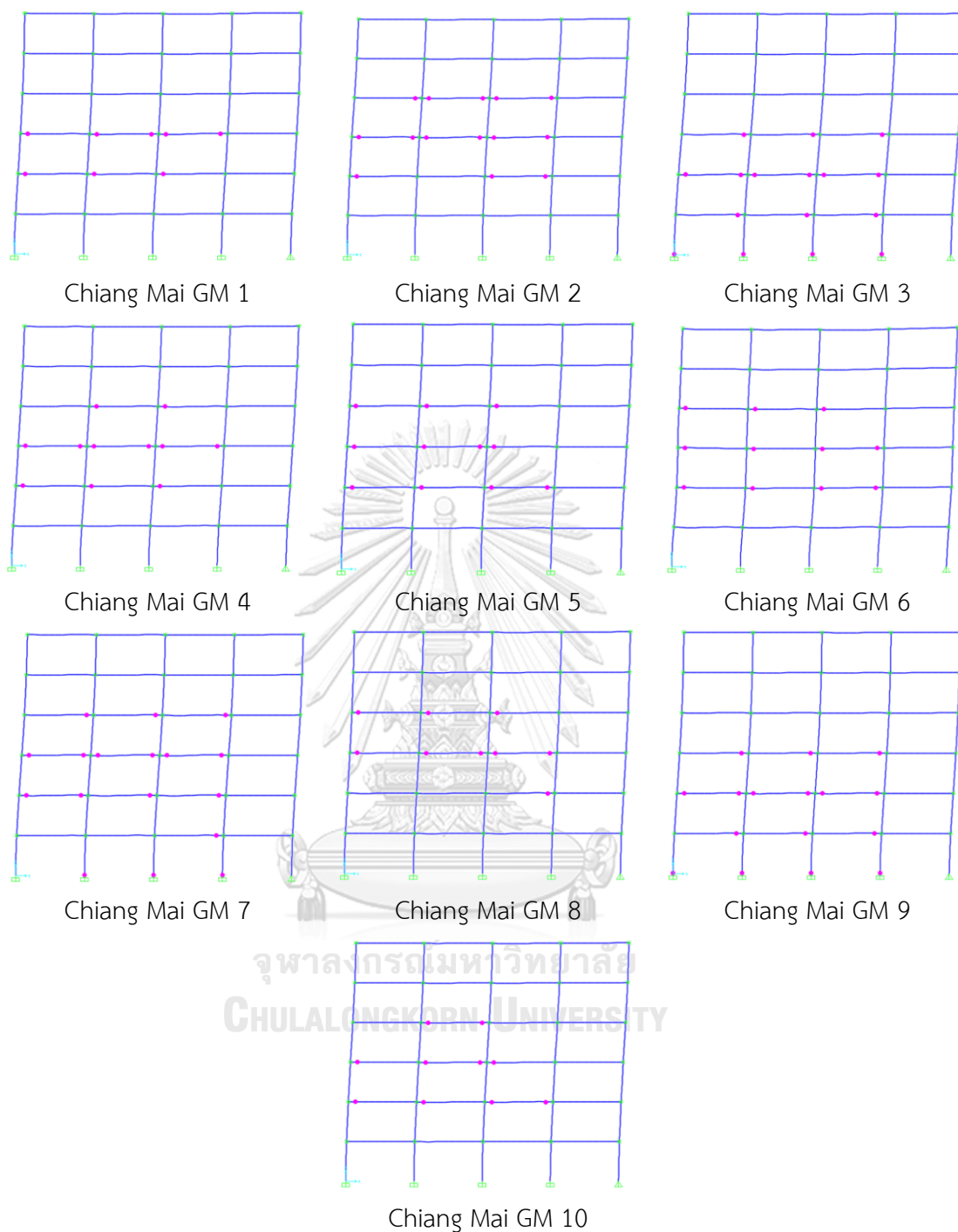
ความเสียหายของอาคาร SMF2 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 6 ชั้น) แสดงดังรูปที่ 4.5 จากระดับสมรรถนะของอาคาร ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 พบว่ามีเสาและคาน บางตำแหน่งเลยจุดครากแล้ว แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy Level ,IO) อาคารมีสภาพที่สามารถกลับเข้าใช้งานได้อย่างปลอดภัยทันที หลังเกิดแผ่นดินไหว

ความเสียหายของอาคาร SMF3 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 9 ชั้น) แสดงดังรูปที่ 4.6 จากระดับสมรรถนะของอาคาร ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 พบว่ามีคานเหล็กบาง ตำแหน่งมีความเสียหายสูงสุด อยู่ในเกณฑ์ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level, LS) ซึ่งอาคาร จำเป็นต้องทำการซ่อมแซมก่อนกลับเข้าใช้งานได้ตามปกติ หลังเกิดแผ่นดินไหว

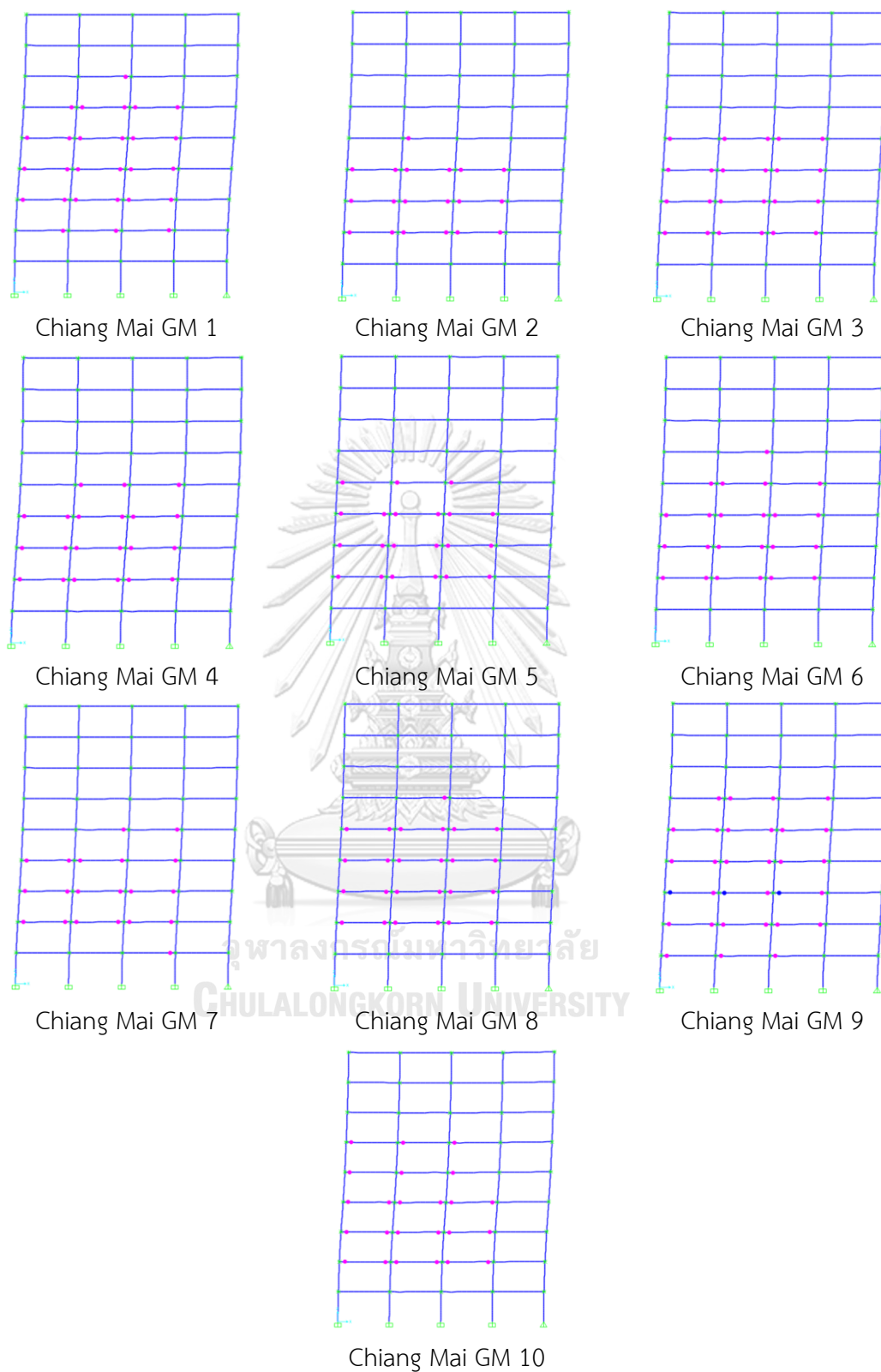
ความเสียหายของอาคาร SMF4 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 15 ชั้น) แสดงดังรูปที่ 4.7 จากระดับสมรรถนะของอาคาร ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 พบว่ามีคานเหล็กบาง ตำแหน่งมีความเสียหายสูงสุดอยู่ในเกณฑ์ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level, LS) ซึ่งอาคาร จำเป็นต้องทำการซ่อมแซมก่อนกลับเข้าใช้งานได้ตามปกติ หลังเกิดแผ่นดินไหว



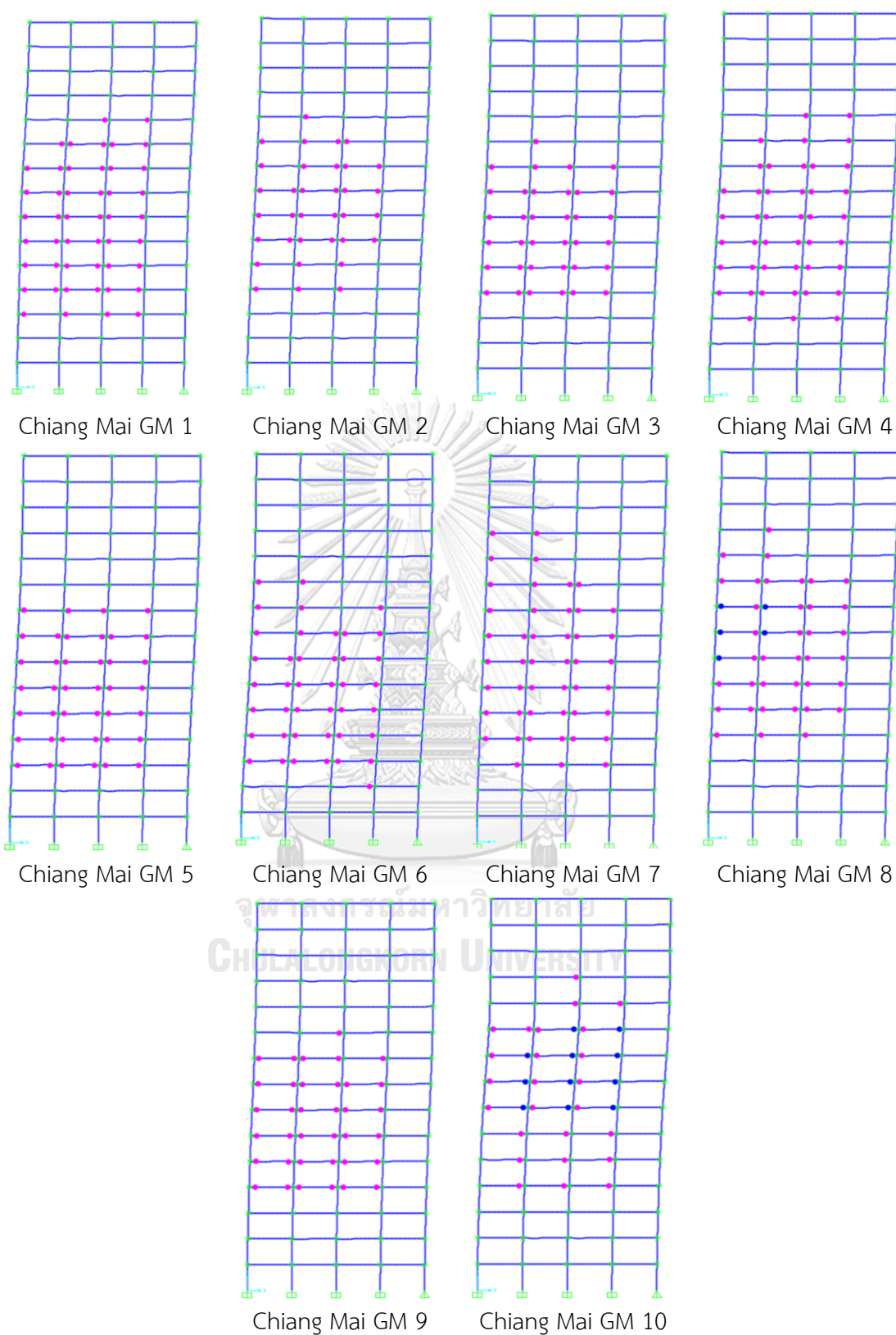
**รูปที่ 4.4** ความเสียหายของอาคาร SMF1 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 3 ชั้น)  
ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE 41-13



**รูปที่ 4.5** ความเสียหายของอาคาร SMF2 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 6 ชั้น)  
ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE 41-13



**รูปที่ 4.6** ความเสียหายของอาคาร SMF3 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 9 ชั้น)  
ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE 41-13



รูปที่ 4.7 ความเสียหายของอาคาร SMF4 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 15 ชั้น) ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE 41-13

ความเสียหายของอาคาร SCBF1 (อาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น) แสดงดังรูปที่ 4.8 จากระดับสมรรถนะของอาคาร ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 พบว่ามีเสาและคานบางตำแหน่งเลยจุดครากแล้ว แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) อาคารมีสภาพที่สามารถกลับเข้าใช้งานได้อย่างปลอดภัยทันทีหลังเกิดแผ่นดินไหว

ความเสียหายของอาคาร SCBF2 (อาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น) แสดงดังรูปที่ 4.9 จากระดับสมรรถนะของอาคาร ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 พบว่ามีความเสียหายของค้ำยันแท่งบางตำแหน่งเลยจุดครากแล้ว แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) อาคารมีสภาพที่สามารถกลับเข้าใช้งานได้อย่างปลอดภัยทันทีหลังเกิดแผ่นดินไหว

ความเสียหายของอาคาร SCBF3 (อาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น) แสดงดังรูปที่ 4.10 จากระดับสมรรถนะของอาคาร ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 พบว่ามีความเสียหายของเสาสูงสุดอยู่ในเกณฑ์ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และมีค้ำยันแท่งบางตำแหน่งเลยจุดครากแล้ว แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) อาคารจำเป็นต้องทำการซ่อมแซมก่อนกลับเข้าใช้งานได้ตามปกติหลังเกิดแผ่นดินไหว

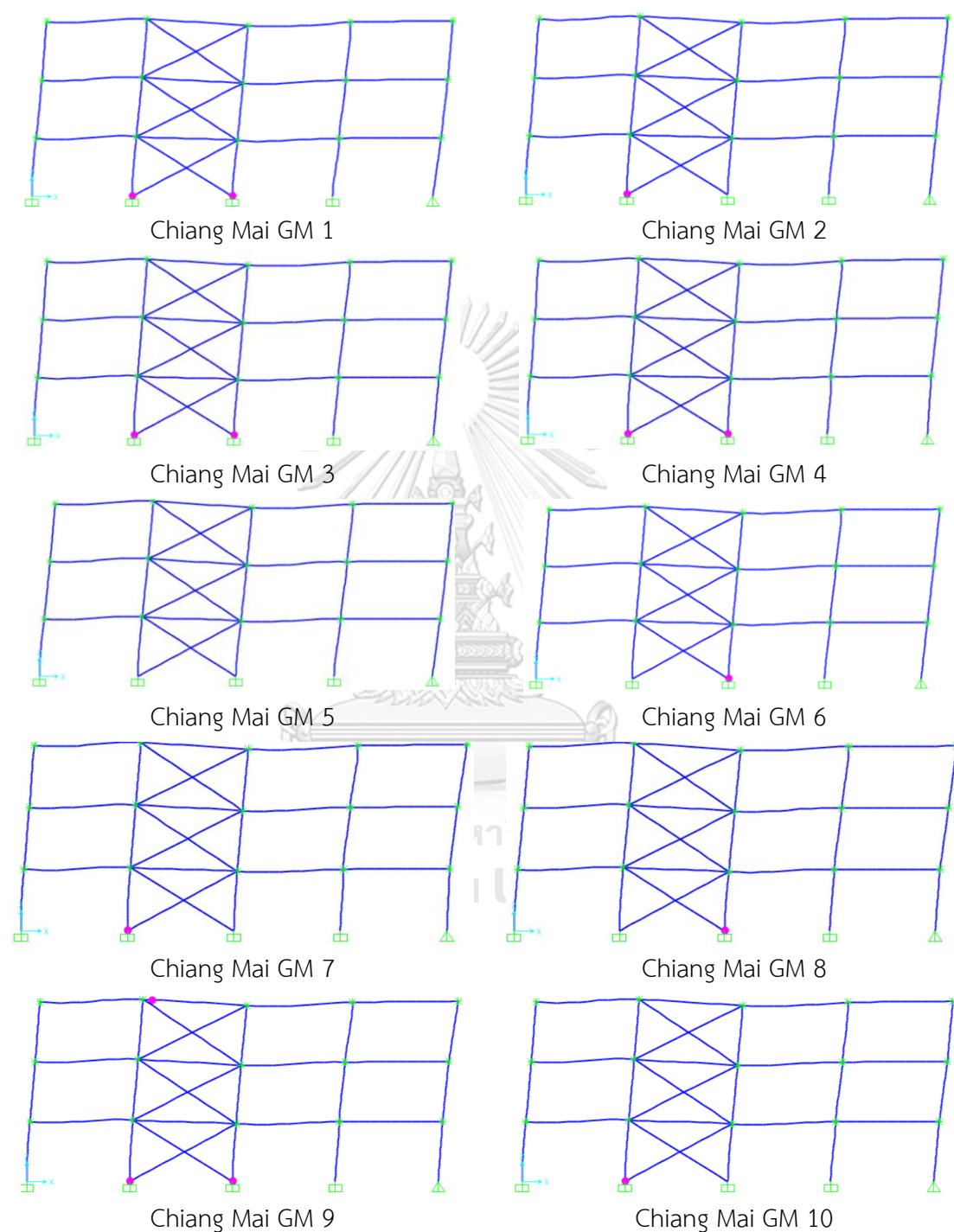
ความเสียหายของอาคาร SCBF4 (อาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 15 ชั้น) แสดงดังรูปที่ 4.11 จากระดับสมรรถนะของอาคาร ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 พบว่ามีความเสียหายของค้ำยันแท่งบางตำแหน่งเลยจุดครากแล้ว แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) อาคารมีสภาพที่สามารถกลับเข้าใช้งานได้อย่างปลอดภัยทันทีหลังเกิดแผ่นดินไหว

ความเสียหายของอาคาร SCBF5 (อาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 20 ชั้น) แสดงดังรูปที่ 4.12 จากระดับสมรรถนะของอาคาร ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 พบว่ามีความเสียหายของค้ำยันแท่งบางตำแหน่งเลยจุดครากแล้ว แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) อาคารมีสภาพที่สามารถกลับเข้าใช้งานได้อย่างปลอดภัยทันทีหลังเกิดแผ่นดินไหว

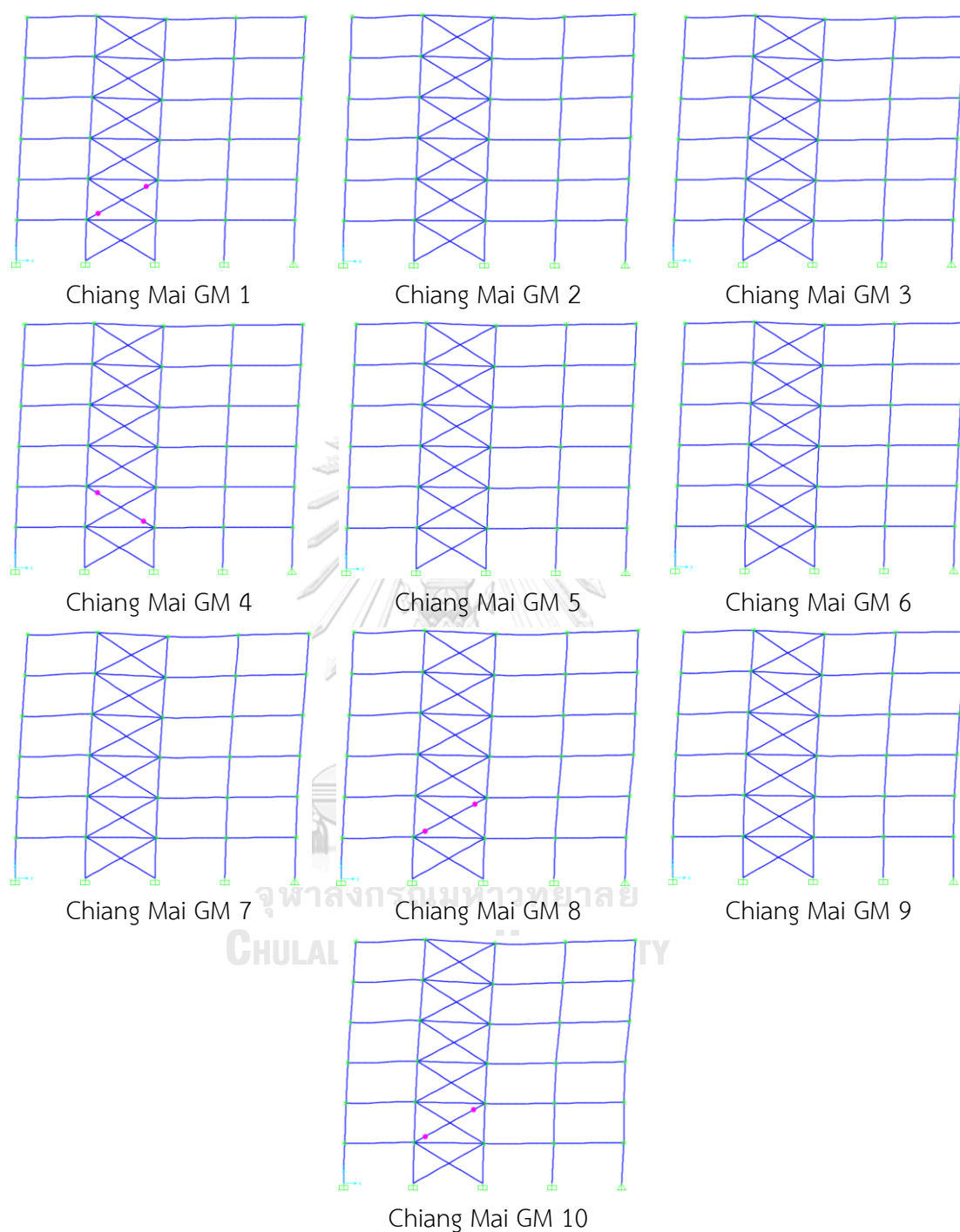
ความเสียหายของอาคาร SCBF6 (อาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 25 ชั้น) แสดงดังรูปที่ 4.13 จากระดับสมรรถนะของอาคาร ตามมาตรฐาน ASCE 41-13 พบว่ามีความเสียหายของเสาสูงสุดอยู่ในเกณฑ์ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และมีค้ำยันแท่งบางตำแหน่งเลยจุด



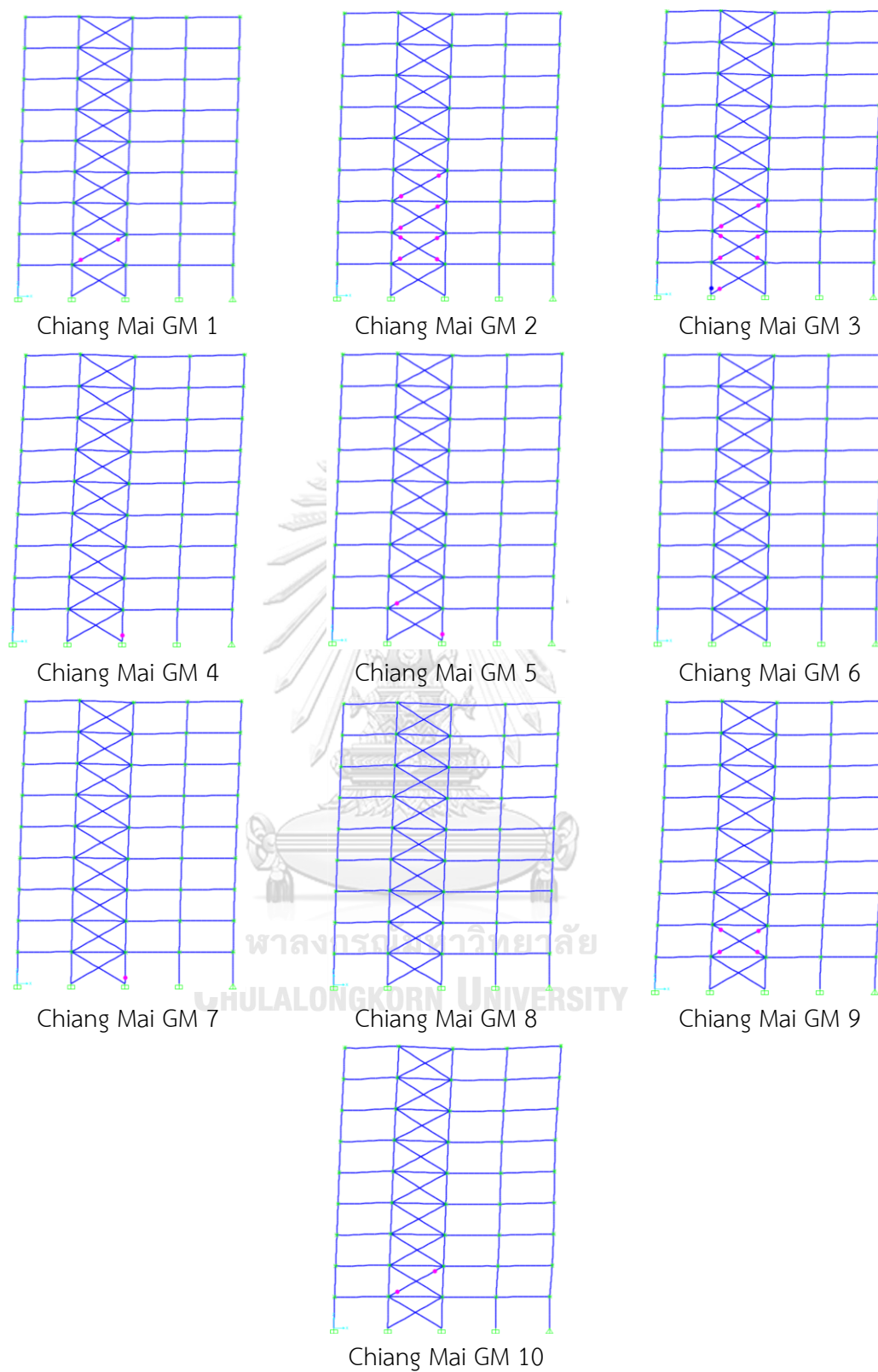
ครากแล้ว แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) อาคารจำเป็นต้องทำการซ่อมแซมก่อนกลับเข้าใช้งานได้ตามปกติ หลังเกิดแผ่นดินไหว



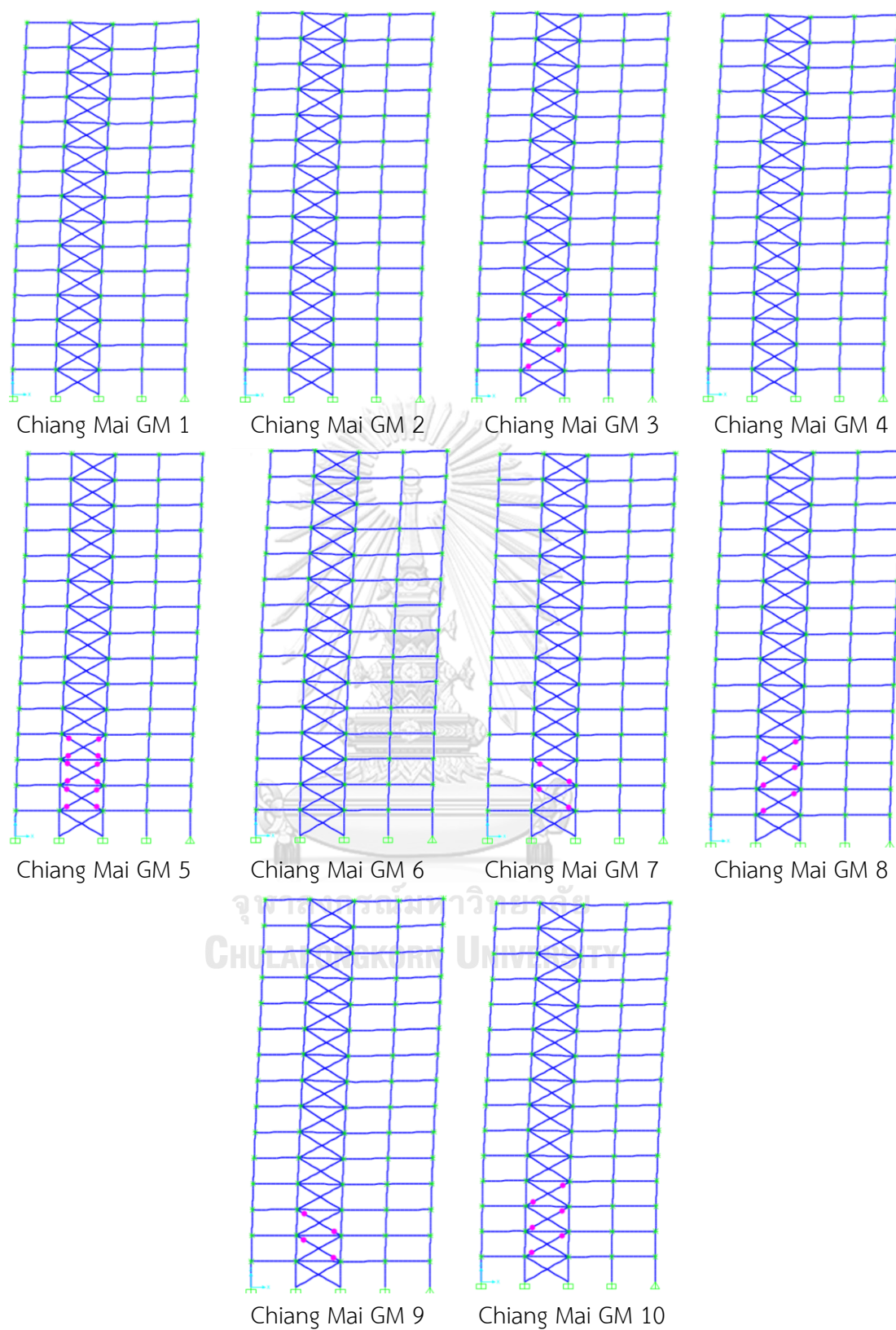
**รูปที่ 4.8** ความเสียหายของอาคาร SCBF1 (อาคารโครงแกนแรงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น) ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE 41-13



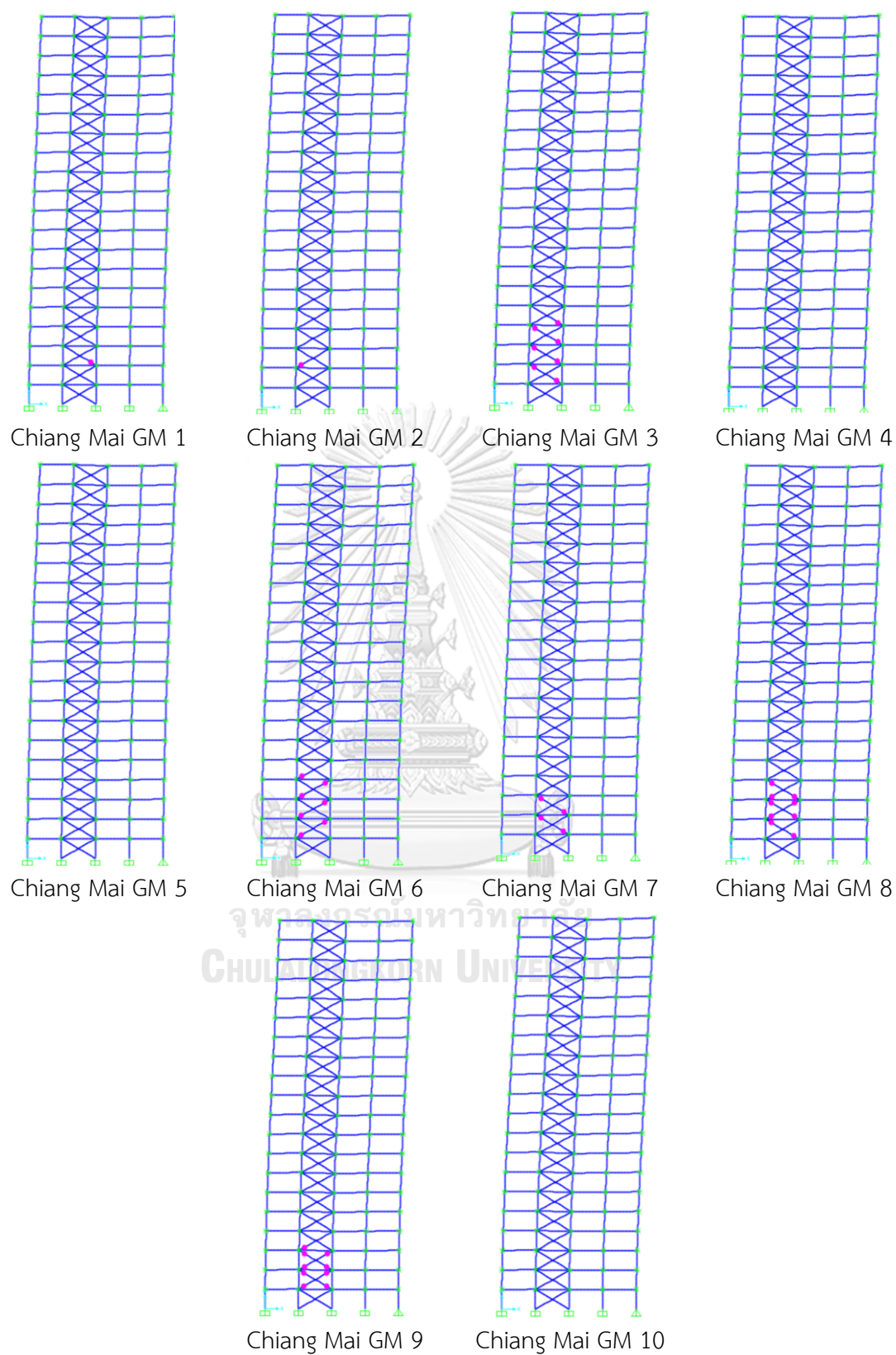
**รูปที่ 4.9** ความเสียหายของอาคาร SCBF2 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น)  
ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE 41-13



รูปที่ 4.10 ความเสียหายของอาคาร SCBF3 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น) ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE 41-13

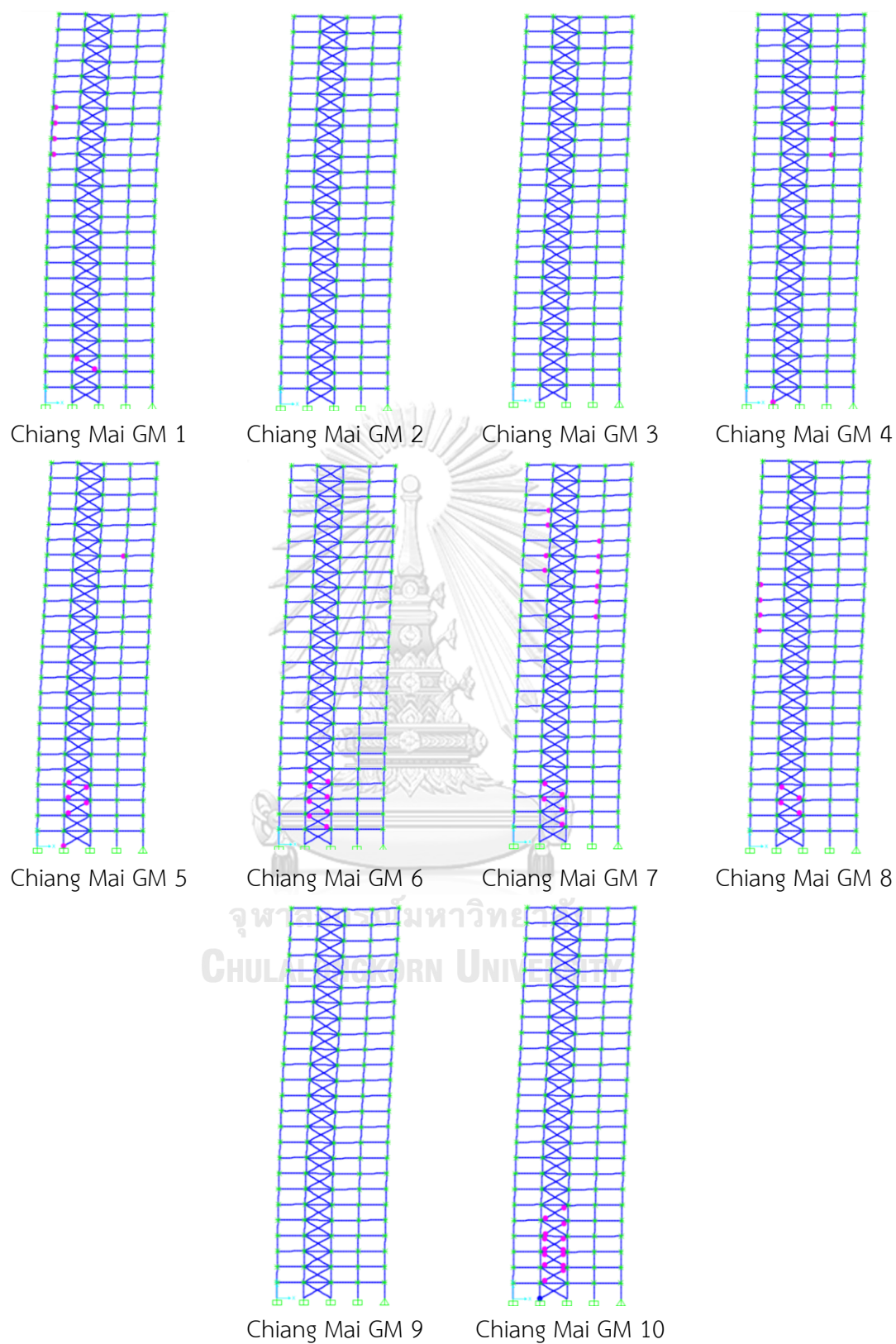


รูปที่ 4.11 ความเสียหายของอาคาร SCBF4 (อาคารโครงสร้างเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 15 ชั้น) ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE 41-13



รูปที่ 4.12 ความเสียหายของอาคาร SCBF5 (อาคารโครงสร้างเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 20 ชั้น) ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE 41-13





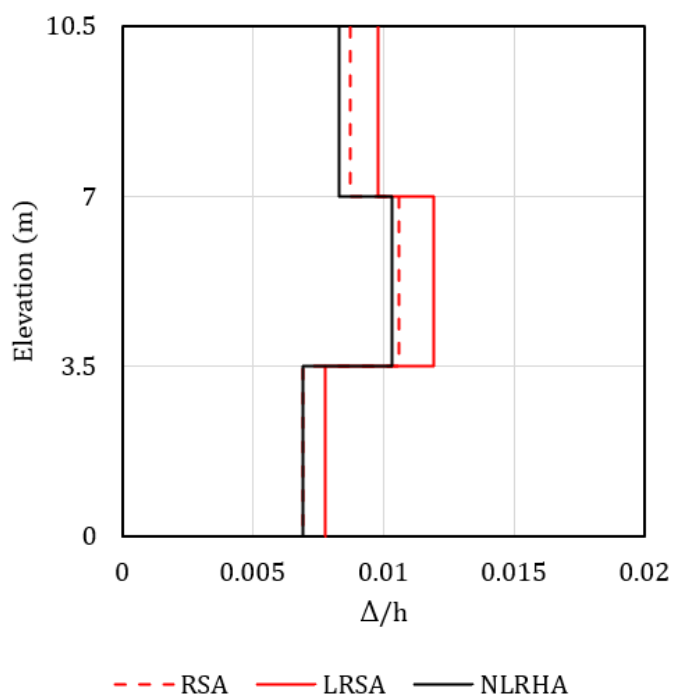
**รูปที่ 4.13** ความเสียหายของอาคาร SCBF6 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 25 ชั้น) ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก จากมาตรฐาน ASCE 41-13

#### 4.2.2 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร (story drift)

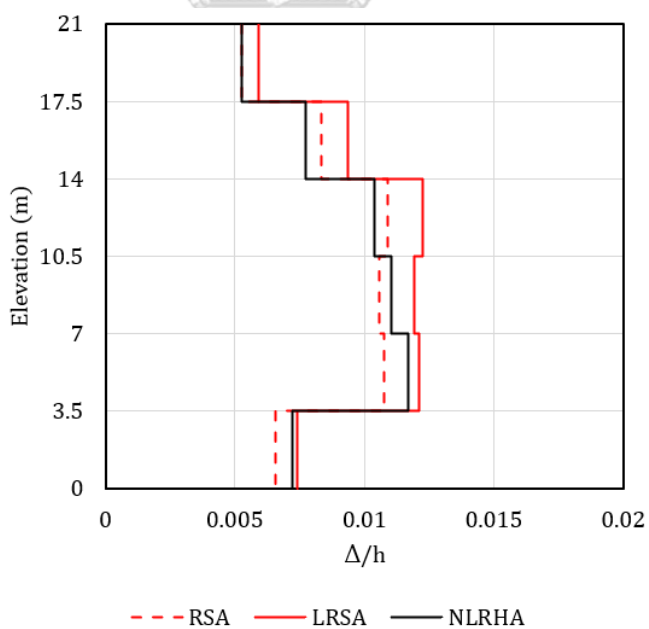
การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารโครงสร้างเหล็กจากหัวข้อที่ 3.5.2 ตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1301/1302-61 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษามีค่าเท่ากับ 0.02 เท่าของความสูงระหว่างชั้น และสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (NLRHA) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจะต้องไม่เกิน 1.25 เท่าของค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้

ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษานี้ มาจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA) และวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (NLRHA) ซึ่งใช้ค่าเฉลี่ยของการตอบสนองสูงสุดจากสเปกตรัมความเสี่ยงสมำเสมอ จำนวน 10 คลื่นที่สอดคล้องกับพื้นที่ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของวิธี RSA และยังเพิ่มการพิจารณาด้วยวิธี LRSA ซึ่งคือผลการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นด้วยวิธี RSA โดยยังไม่ได้ใช้ค่าตัวประกอบ  $C_d$  และ  $R$  ที่รวมค่าการตอบสนองสูงสุดจากแต่ละโหมดด้วยวิธี SRSS (Square Root of Sum of Squares) หรือ CQC (Complete Quadratic Combination)

ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF) ซึ่งมีค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor,  $R$ ) เท่ากับ 4.5 และค่าตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor,  $C_d$ ) เท่ากับ 4 จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA, วิธี LRSA และวิธี NLRHA แสดงดังรูปที่ 4.14 สำหรับอาคาร IMF1 (อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 3 ชั้น), รูปที่ 4.15 สำหรับอาคาร IMF2 (อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 6 ชั้น) และรูปที่ 4.16 สำหรับอาคาร IMF3 (อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 9 ชั้น)

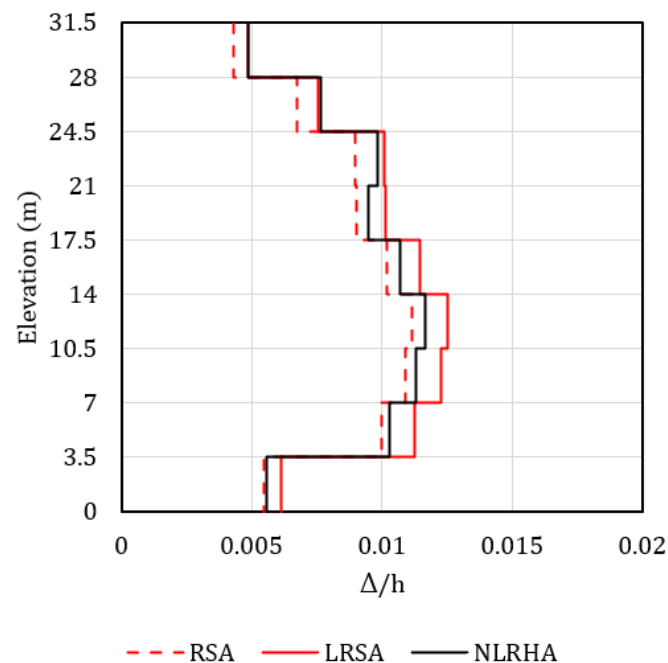


รูปที่ 4.14 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร IMF1 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 3 ชั้น)



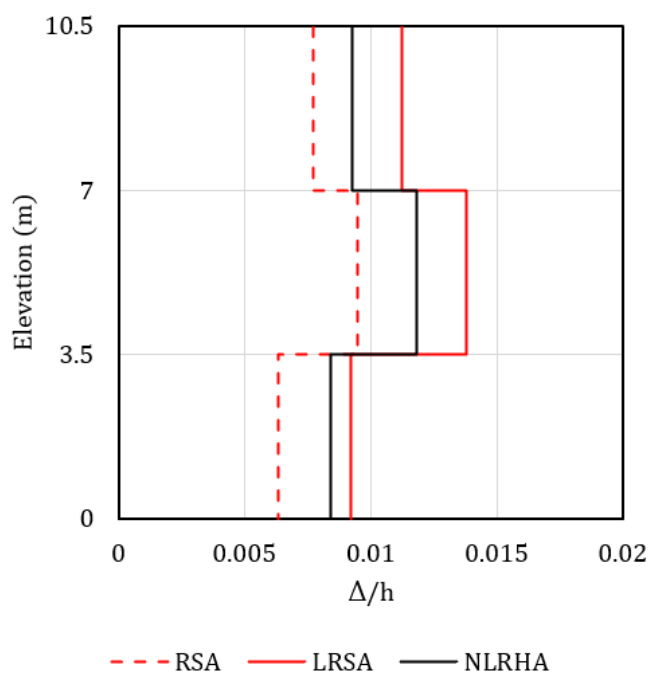
รูปที่ 4.15 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร IMF2 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 6 ชั้น)



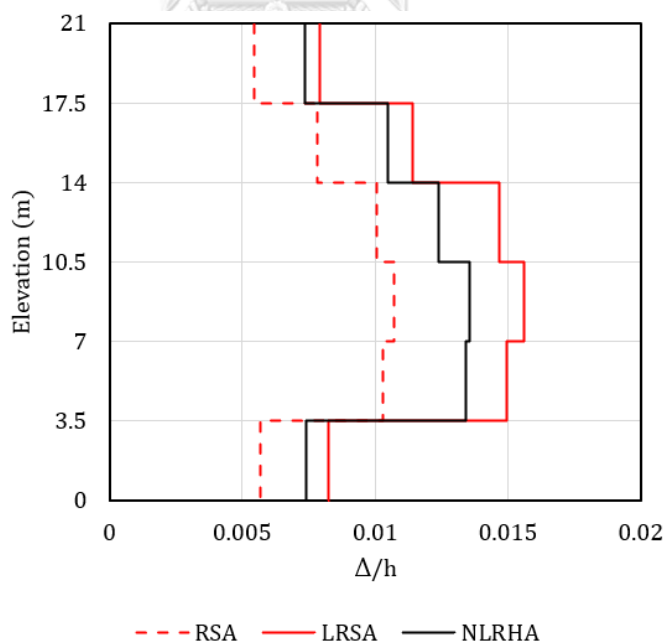


รูปที่ 4.16 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร IMF3 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 9 ชั้น)

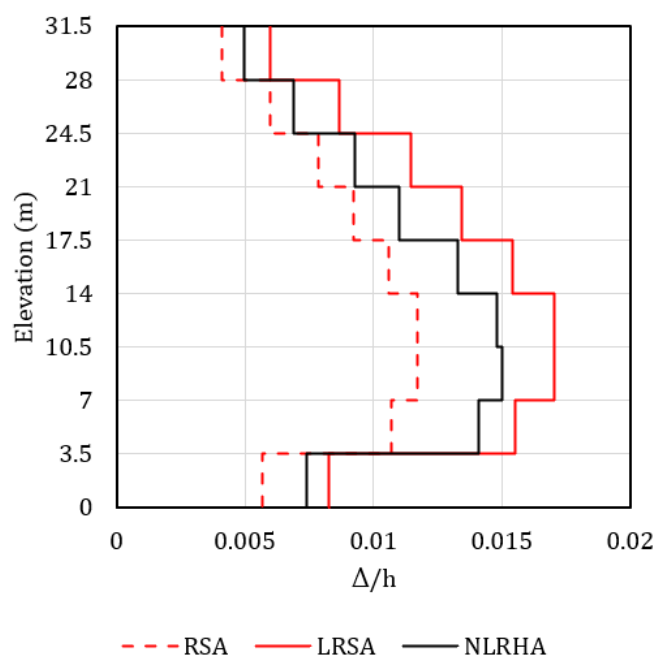
ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame, SMF) ซึ่งมีค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response Modification Factor,  $R$ ) เท่ากับ 8 และค่าตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor,  $C_d$ ) เท่ากับ 5.5 จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA, วิธี LRSA และวิธี NLRHA แสดงดังรูปที่ 4.17 สำหรับอาคาร SMF1 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 3 ชั้น), รูปที่ 4.18 สำหรับอาคาร SMF2 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 6 ชั้น), รูปที่ 4.19 สำหรับอาคาร SMF3 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 9 ชั้น) และรูปที่ 4.20 สำหรับอาคาร SMF4 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 15 ชั้น)



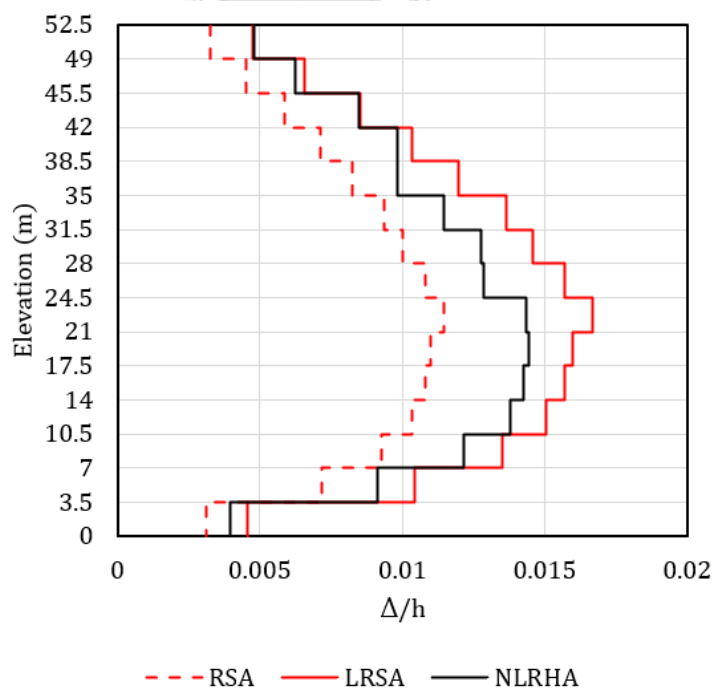
รูปที่ 4.17 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SMF1 (อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 3 ชั้น)



รูปที่ 4.18 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SMF2 (อาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 6 ชั้น)

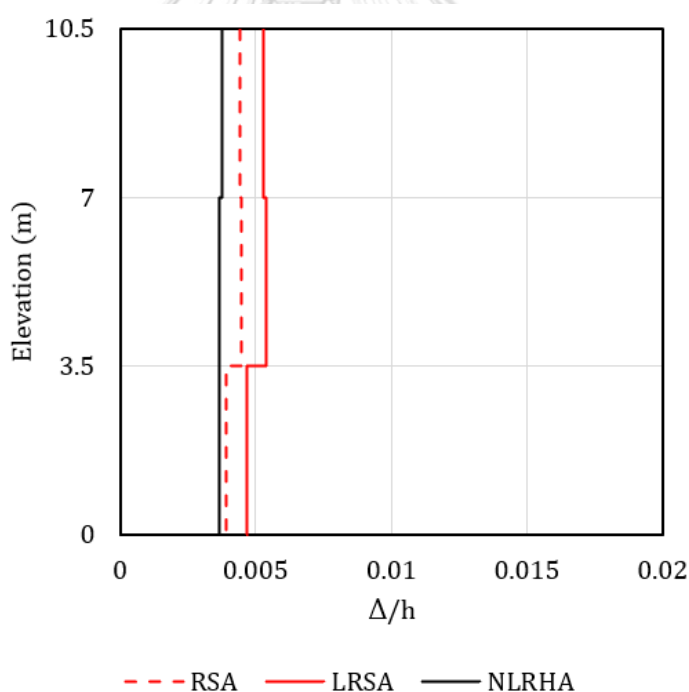


รูปที่ 4.19 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SMF3 (อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 9 ชั้น)

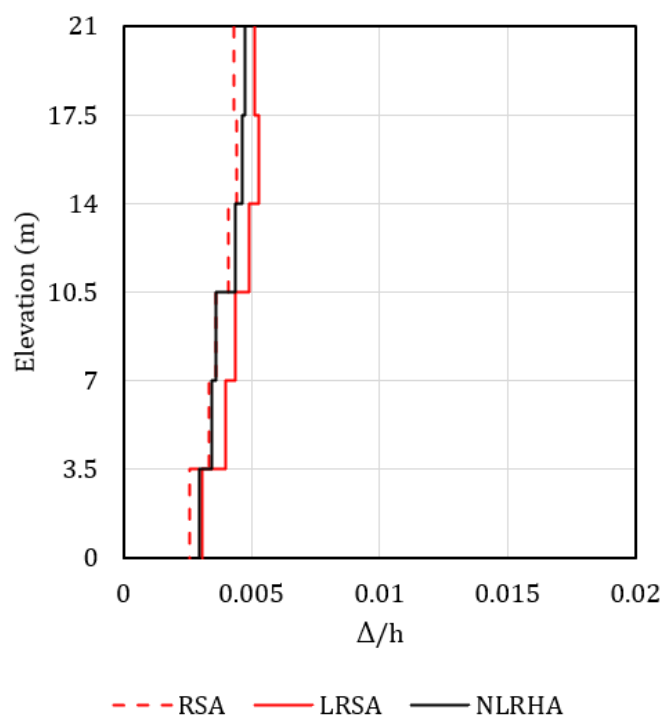


รูปที่ 4.20 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SMF4 (อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 15 ชั้น)

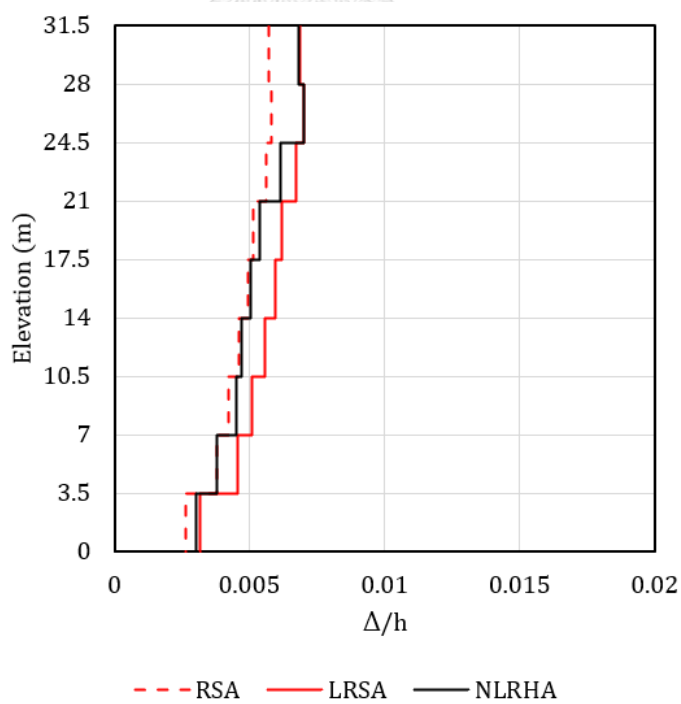
ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF) ซึ่งมีค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response Modification Factor,  $R$ ) เท่ากับ 6 และค่าตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor,  $C_d$ ) เท่ากับ 5 จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA, วิธี LRSA และวิธี NLRHA แสดงดังรูปที่ 4.21 สำหรับอาคาร SCBF1 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น), รูปที่ 4.22 สำหรับอาคาร SCBF2 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น), รูปที่ 4.23 สำหรับอาคาร SCBF3 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น), รูปที่ 4.24 สำหรับอาคาร SCBF4 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 15 ชั้น), รูปที่ 4.25 สำหรับอาคาร SCBF5 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 20 ชั้น), และรูปที่ 4.26 สำหรับอาคาร SCBF6 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 25 ชั้น)



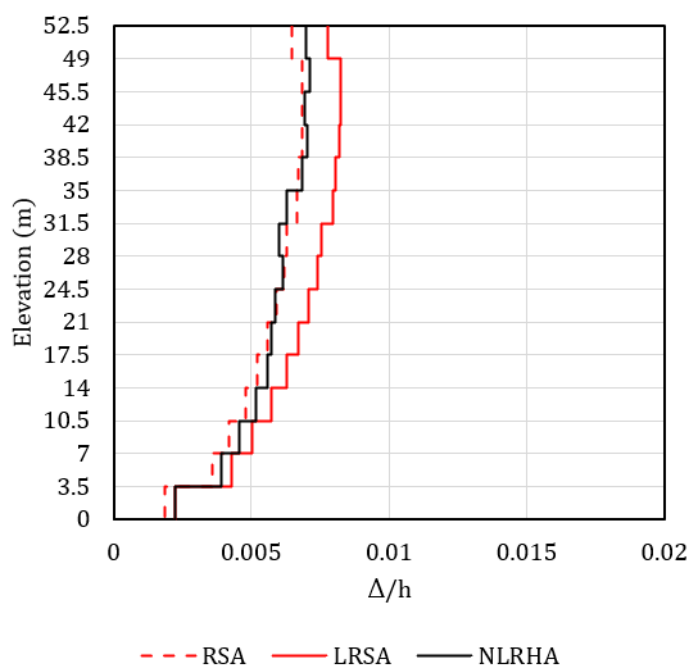
รูปที่ 4.21 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SCBF1 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น)



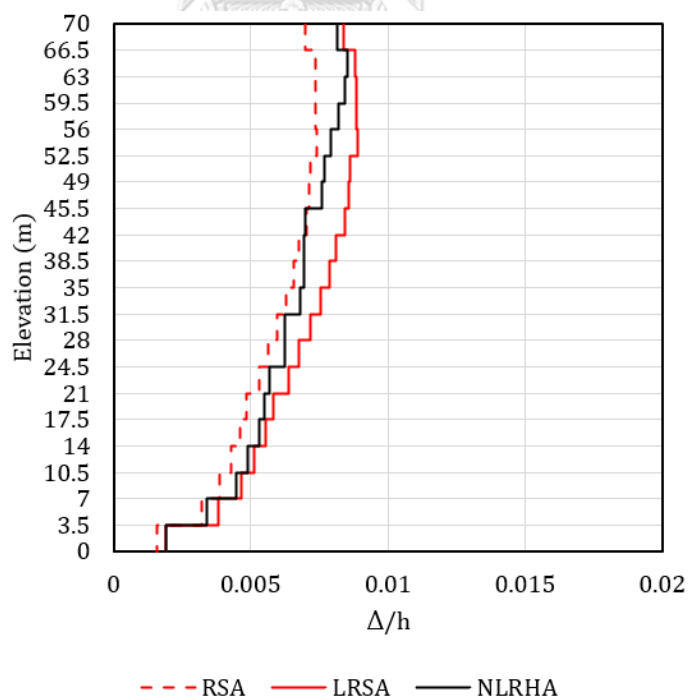
รูปที่ 4.22 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SCBF2 (อาคารโครงแกนเหล็กลูกแบบตรง ศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น)



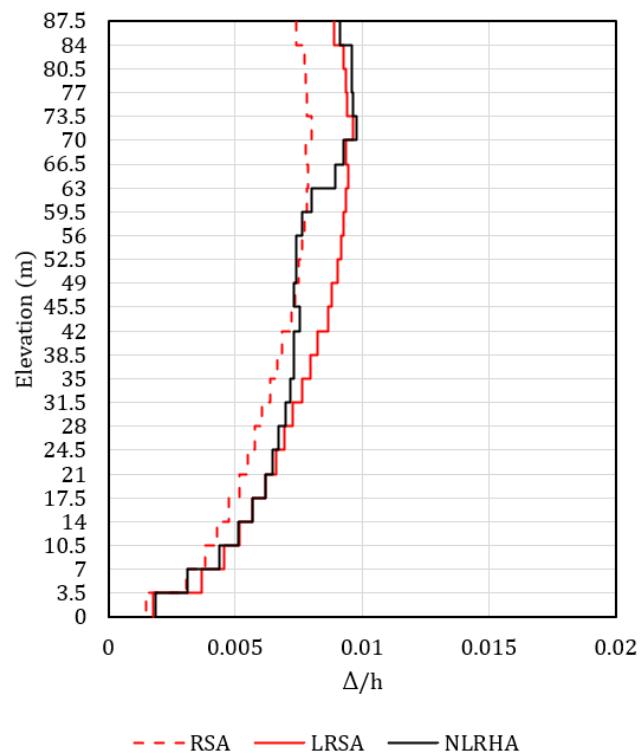
รูปที่ 4.23 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SCBF3 (อาคารโครงแกนเหล็กลูกแบบตรง ศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น)



รูปที่ 4.24 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SCBF4 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรง ศูนย์แบบพิเศษ 15 ชั้น)



รูปที่ 4.25 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SCBF5 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรง ศูนย์แบบพิเศษ 20 ชั้น)



รูปที่ 4.26 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร SCBF6 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรง ศูนย์แบบพิเศษ 25 ชั้น)

#### 4.2.3 ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาเหล็ก (column buckling)

การพิจารณาการโก่งเดาะของเสาเหล็ก โดยจะตรวจสอบอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทาน (demand) กับกำลังต้านทาน (capacity) หรือ demand-capacity ratio (DCR) ซึ่งการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาจะพิจารณาการรับแรงดัด และแรงอัดร่วมกัน จากมาตรฐาน AISC360-16 พิจารณาตามสมการที่ 4-1 และ สมการที่ 4-2 โดยกำลังต้านทานแรงอัด และแรงดัดได้อธิบายไว้ในหัวข้อที่ 3.5.3

เมื่อ  $P_u / P_n \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (4-1)$$

เมื่อ  $P_u / P_n < 0.2$

$$\frac{P_u}{2P_n} + \left[ \frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (4-2)$$

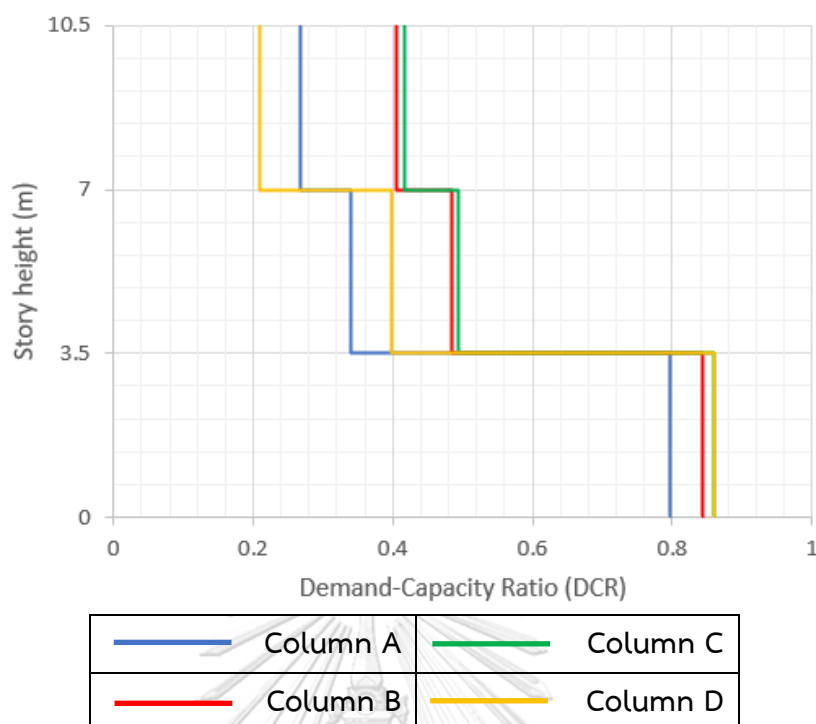
โดยที่แรงอัด และแรงดัดที่ต้องต้านทานของเสาที่ใช้สำหรับการตรวจสอบ DCR ได้มาจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) ที่ใช้สำหรับการหาค่ากำลังต้านทานของเสาได้จากการใช้ Alignment chart ซึ่งชื่อและตำแหน่งของเสาของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษานั้นจะแสดงดังรูปที่ 3.7

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาเหล็กของอาคาร IMF1 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 3 ชั้น) ตารางที่ 4.22 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) ของเสาที่ได้จากการใช้ Alignment chart โดยจะแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) และรูปที่ 4.27 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR ของเสายังอยู่ในเกณฑ์ยอมรับได้ ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

**ตารางที่ 4.22** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร IMF1

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	1	H-588x300x12x20	1.97	0.8
Column A	2	H-588x300x12x20	3.32	1
Column A	3	H-588x300x12x20	2.81	1
Column B	1	H-588x300x12x20	1.78	0.8
Column B	2	H-588x300x12x20	2.45	1
Column B	3	H-588x300x12x20	2.13	1
Column C	1	H-588x300x12x20	1.78	0.8
Column C	2	H-588x300x12x20	2.45	1
Column C	3	H-588x300x12x20	2.13	1
Column D	1	H-588x300x12x20	1.97	0.8
Column D	2	H-588x300x12x20	3.32	1
Column D	3	H-588x300x12x20	2.81	1



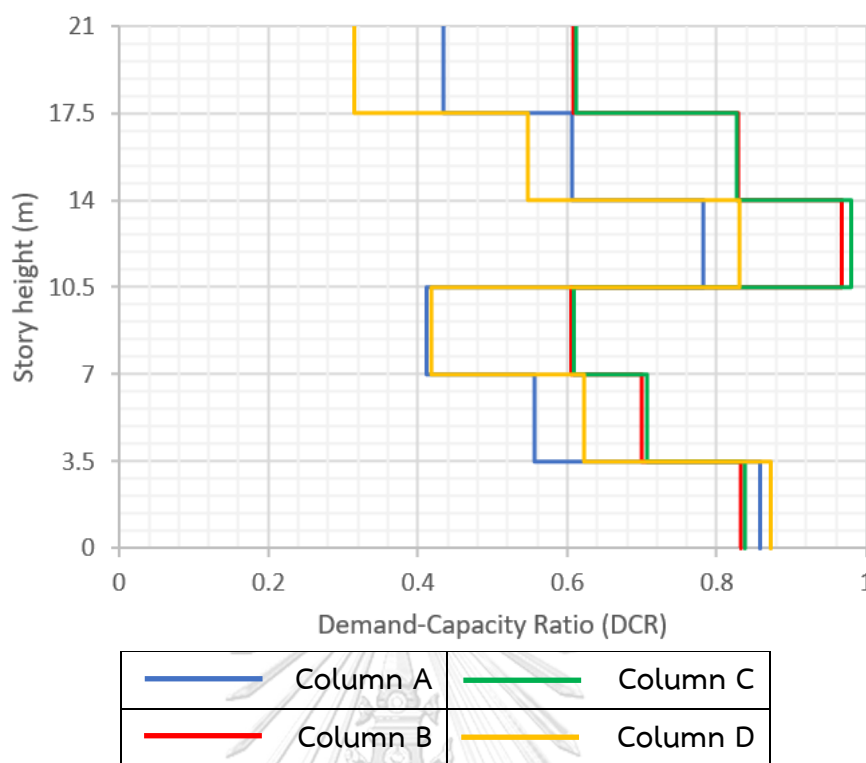


รูปที่ 4.27 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ตลอดความสูงของเสาของอาคาร IMF1

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาเหล็กของอาคาร IMF2 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 6 ชั้น) ตารางที่ 4.23 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพ ( $k$ ) ของเสาที่ได้จากการใช้ Alignment chart โดยจะแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) และรูปที่ 4.28 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR ของเสาที่ชั้นที่ 4 มีค่ามากกว่า DCR ของชั้นที่ 3 เนื่องจากการลดขนาดหน้าตัดของเสา แต่ค่า DCR ของเสาของอาคาร IMF2 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

**ตารางที่ 4.23** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร IMF2

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	1	H-588x300x12x20	1.86	0.8
Column A	2	H-588x300x12x20	2.79	1
Column A	3	H-588x300x12x20	2.58	1
Column A	4	H-500x200x10x16	2.15	1
Column A	5	H-500x200x10x16	1.93	1
Column A	6	H-500x200x10x16	1.72	1
Column B	1	H-588x300x12x20	1.66	0.8
Column B	2	H-588x300x12x20	2.10	1
Column B	3	H-588x300x12x20	1.96	1
Column B	4	H-500x200x10x16	1.68	1
Column B	5	H-500x200x10x16	1.54	1
Column B	6	H-500x200x10x16	1.41	1
Column C	1	H-588x300x12x20	1.66	0.8
Column C	2	H-588x300x12x20	2.10	1
Column C	3	H-588x300x12x20	1.96	1
Column C	4	H-500x200x10x16	1.68	1
Column C	5	H-500x200x10x16	1.54	1
Column C	6	H-500x200x10x16	1.41	1
Column D	1	H-588x300x12x20	1.86	0.8
Column D	2	H-588x300x12x20	2.79	1
Column D	3	H-588x300x12x20	2.58	1
Column D	4	H-500x200x10x16	2.15	1
Column D	5	H-500x200x10x16	1.93	1
Column D	6	H-500x200x10x16	1.72	1



รูปที่ 4.28 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ตลอดความสูงของเสาของอาคาร IMF2

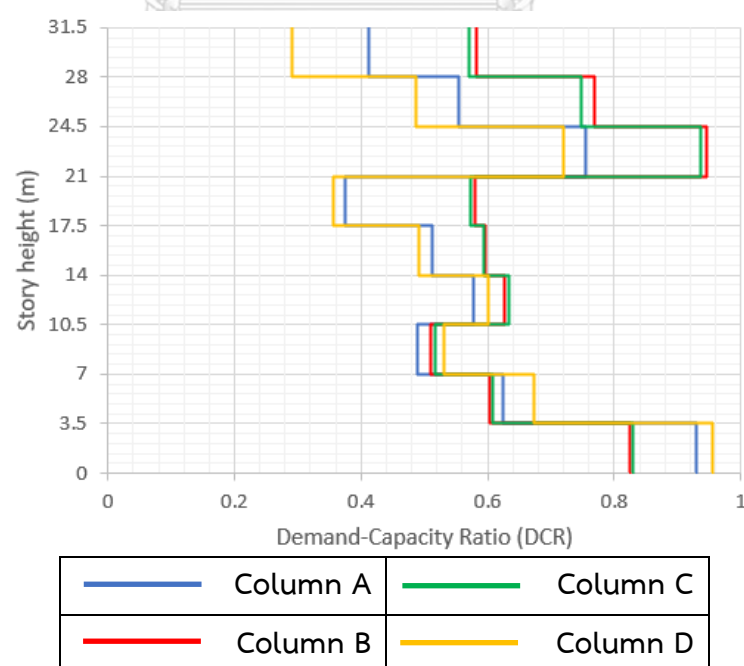
ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาหลักของอาคาร IMF3 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 9 ชั้น) ตารางที่ 4.24 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) ของเสาที่ได้จากการใช้ Alignment chart โดยจะแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) และรูปที่ 4.29 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR ของเสาที่ชั้นที่ 4 มีค่ามากกว่า DCR ของชั้นที่ 3 และ DCR ของเสาที่ชั้นที่ 7 มีค่ามากกว่า DCR ของชั้นที่ 6 เนื่องจากการลดขนาดหน้าตัดของเสา แต่ค่า DCR ของเสาของอาคาร IMF3 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้ ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

**ตารางที่ 4.24** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร IMF3

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	1	H-700x300x13x24	2.00	0.8
Column A	2	H-700x300x13x24	3.49	1
Column A	3	H-700x300x13x24	3.32	1
Column A	4	H-588x300x12x20	2.96	1
Column A	5	H-588x300x12x20	2.79	1
Column A	6	H-588x300x12x20	2.58	1
Column A	7	H-500x200x10x16	2.15	1
Column A	8	H-500x200x10x16	1.93	1
Column A	9	H-500x200x10x16	1.72	1
Column B	1	H-700x300x13x24	1.81	0.8
Column B	2	H-700x300x13x24	2.57	1
Column B	3	H-700x300x13x24	2.45	1
Column B	4	H-588x300x12x20	2.21	1
Column B	5	H-588x300x12x20	2.10	1
Column B	6	H-588x300x12x20	1.96	1
Column B	7	H-500x200x10x16	1.68	1
Column B	8	H-500x200x10x16	1.54	1
Column B	9	H-500x200x10x16	1.41	1
Column C	1	H-700x300x13x24	1.81	0.8
Column C	2	H-700x300x13x24	2.57	1
Column C	3	H-700x300x13x24	2.45	1
Column C	4	H-588x300x12x20	2.21	1
Column C	5	H-588x300x12x20	2.10	1
Column C	6	H-588x300x12x20	1.96	1
Column C	7	H-500x200x10x16	1.68	1

ตารางที่ 4.24 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร IMF3 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column C	8	H-500x200x10x16	1.54	1
Column C	9	H-500x200x10x16	1.41	1
Column D	1	H-700x300x13x24	2.00	0.8
Column D	2	H-700x300x13x24	3.49	1
Column D	3	H-700x300x13x24	3.32	1
Column D	4	H-588x300x12x20	2.96	1
Column D	5	H-588x300x12x20	2.79	1
Column D	6	H-588x300x12x20	2.58	1
Column D	7	H-500x200x10x16	2.15	1
Column D	8	H-500x200x10x16	1.93	1
Column D	9	H-500x200x10x16	1.72	1

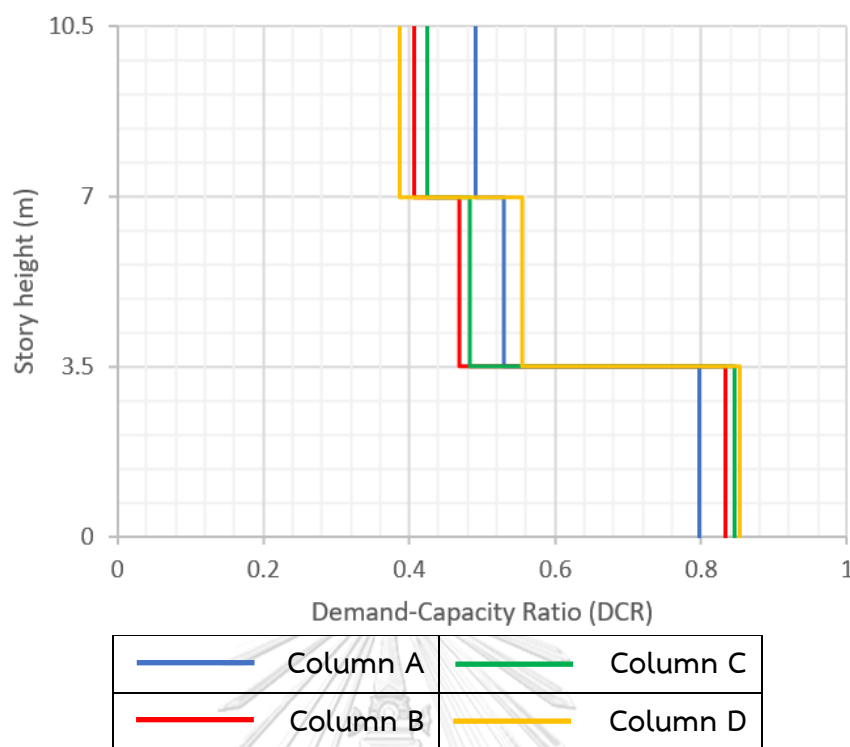


รูปที่ 4.29 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ตลอดความสูงของเสาของอาคาร IMF3

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาเหล็กของอาคาร SMF1 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 3 ชั้น) ตารางที่ 4.25 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) ของเสาที่ได้จากการใช้ Alignment chart โดยจะแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) และรูปที่ 4.30 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR ของเสายังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

**ตารางที่ 4.25** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SMF1

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	1	H-500x200x10x16	1.80	0.8
Column A	2	H-500x200x10x16	2.55	1
Column A	3	H-500x200x10x16	2.21	1
Column B	1	H-588x300x12x20	1.87	0.8
Column B	2	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	3	H-588x300x12x20	2.40	1
Column C	1	H-588x300x12x20	1.87	0.8
Column C	2	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	3	H-588x300x12x20	2.40	1
Column D	1	H-500x200x10x16	1.80	0.8
Column D	2	H-500x200x10x16	2.55	1
Column D	3	H-500x200x10x16	2.21	1



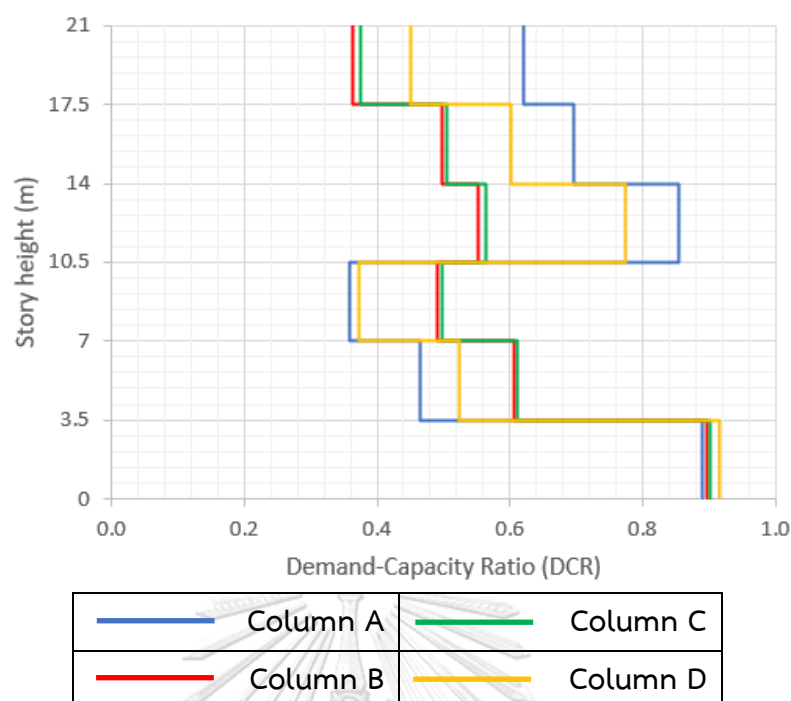
รูปที่ 4.30 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF1

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาหลักของอาคาร SMF2 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 6 ชั้น) ตารางที่ 4.26 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) ของเสาที่ได้จากการใช้ Alignment chart โดยจะแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) และรูปที่ 4.31 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR ของเสาที่ชั้นที่ 4 มีค่ามากกว่า DCR ของชั้นที่ 3 เนื่องจากมีการลดขนาดหน้าตัดของเสา แต่ค่า DCR ของเสาของอาคาร SMF2 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้ ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

**ตารางที่ 4.26** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SMF2

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	1	H-588x300x12x20	2.05	0.8
Column A	2	H-588x300x12x20	3.83	1
Column A	3	H-588x300x12x20	3.38	1
Column A	4	H-400x200x8x13	2.36	1
Column A	5	H-400x200x8x13	1.93	1
Column A	6	H-400x200x8x13	1.72	1
Column B	1	H-588x300x12x20	1.87	0.8
Column B	2	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	3	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	4	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	5	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	6	H-588x300x12x20	2.40	1
Column C	1	H-588x300x12x20	1.87	0.8
Column C	2	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	3	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	4	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	5	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	6	H-588x300x12x20	2.40	1
Column D	1	H-588x300x12x20	2.05	0.8
Column D	2	H-588x300x12x20	3.83	1
Column D	3	H-588x300x12x20	3.38	1
Column D	4	H-400x200x8x13	2.36	1
Column D	5	H-400x200x8x13	1.93	1
Column D	6	H-400x200x8x13	1.72	1





รูปที่ 4.31 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF2

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาหลักของอาคาร SMF3 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 9 ชั้น) ตารางที่ 4.27 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) ของเสาที่ได้จากการใช้ Alignment chart โดยจะแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) และรูปที่ 4.32 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR ของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้นเนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสา แต่ค่า DCR ของเสาของอาคาร SMF3 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

ตารางที่ 4.27 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SMF3

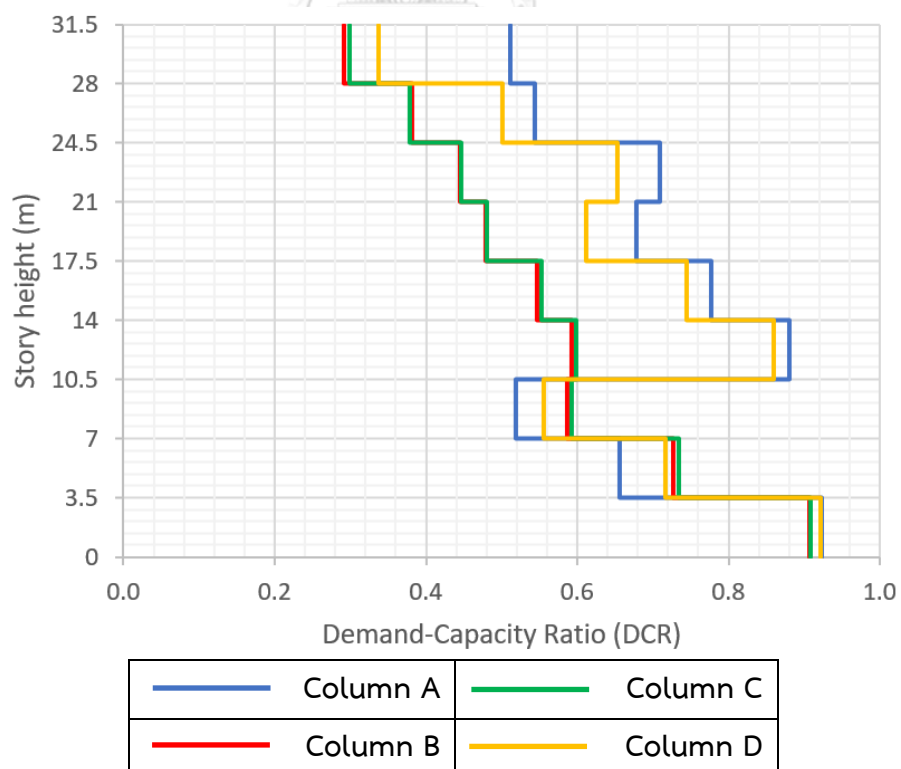
Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	1	H-588x300x12x20	2.05	0.8
Column A	2	H-588x300x12x20	3.83	1

**ตารางที่ 4.27** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SMF3 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	3	H-588x300x12x20	3.51	1
Column A	4	H-500x200x10x16	2.86	1
Column A	5	H-500x200x10x16	2.55	1
Column A	6	H-500x200x10x16	2.40	1
Column A	7	H-400x200x8x13	2.09	1
Column A	8	H-400x200x8x13	1.93	1
Column A	9	H-400x200x8x13	1.72	1
Column B	1	H-588x300x12x20	1.87	0.8
Column B	2	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	3	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	4	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	5	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	6	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	7	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	8	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	9	H-588x300x12x20	2.40	1
Column C	1	H-588x300x12x20	1.87	0.8
Column C	2	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	3	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	4	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	5	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	6	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	7	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	8	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	9	H-588x300x12x20	2.40	1

ตารางที่ 4.27 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SMF3 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column D	1	H-588x300x12x20	2.05	0.8
Column D	2	H-588x300x12x20	3.83	1
Column D	3	H-588x300x12x20	3.51	1
Column D	4	H-500x200x10x16	2.86	1
Column D	5	H-500x200x10x16	2.55	1
Column D	6	H-500x200x10x16	2.40	1
Column D	7	H-400x200x8x13	2.09	1
Column D	8	H-400x200x8x13	1.93	1
Column D	9	H-400x200x8x13	1.72	1



รูปที่ 4.32 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF3

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาเหล็กของอาคาร SMF4 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 15 ชั้น) ตารางที่ 4.28 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) ของเสาที่ได้จากการใช้ Alignment chart โดยจะแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) และรูปที่ 4.33 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR ของเสียบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสา แต่ค่า DCR ของเสาของอาคาร SMF4 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับ ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

**ตารางที่ 4.28** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SMF4

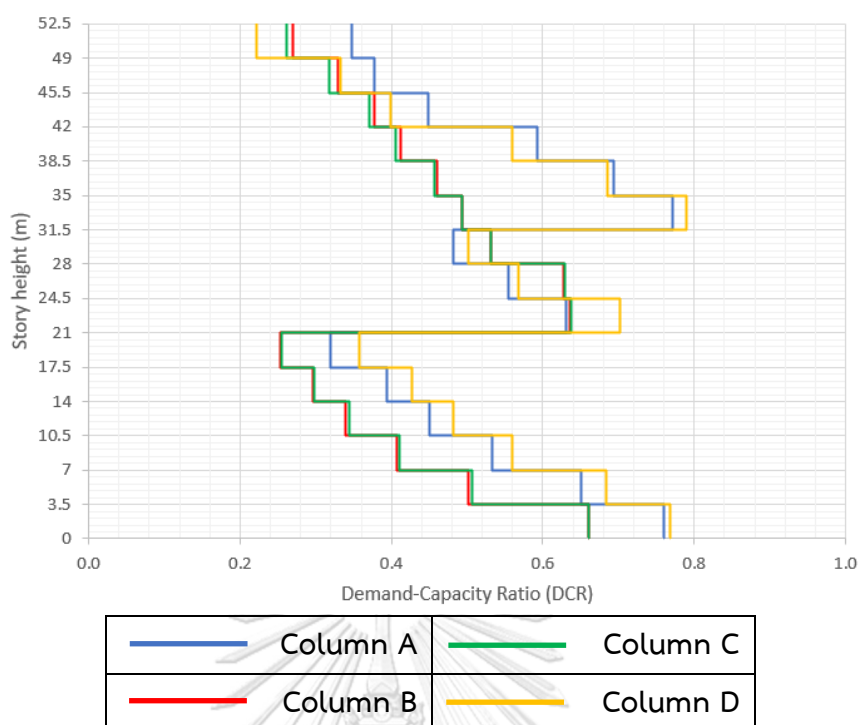
Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	1	H-912x302x18x34	2.27	0.8
Column A	2	H-912x302x18x34	7.57	1
Column A	3	H-912x302x18x34	7.57	1
Column A	4	H-912x302x18x34	7.57	1
Column A	5	H-912x302x18x34	7.57	1
Column A	6	H-912x302x18x34	6.65	1
Column A	7	H-588x300x12x20	4.60	1
Column A	8	H-588x300x12x20	3.83	1
Column A	9	H-588x300x12x20	3.51	1
Column A	10	H-500x200x10x16	2.86	1
Column A	11	H-500x200x10x16	2.55	1
Column A	12	H-500x200x10x16	2.55	1
Column A	13	H-500x200x10x16	2.55	1
Column A	14	H-500x200x10x16	2.55	1
Column A	15	H-500x200x10x16	2.21	1

**ตารางที่ 4.28** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SMF4 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column B	1	H-912x302x18x34	2.18	0.8
Column B	2	H-912x302x18x34	5.40	1
Column B	3	H-912x302x18x34	5.40	1
Column B	4	H-912x302x18x34	5.40	1
Column B	5	H-912x302x18x34	5.40	1
Column B	6	H-912x302x18x34	4.77	1
Column B	7	H-588x300x12x20	3.36	1
Column B	8	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	9	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	10	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	11	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	12	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	13	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	14	H-588x300x12x20	2.80	1
Column B	15	H-588x300x12x20	2.40	1
Column C	1	H-912x302x18x34	2.18	0.8
Column C	2	H-912x302x18x34	5.40	1
Column C	3	H-912x302x18x34	5.40	1
Column C	4	H-912x302x18x34	5.40	1
Column C	5	H-912x302x18x34	5.40	1
Column C	6	H-912x302x18x34	4.77	1
Column C	7	H-588x300x12x20	3.36	1
Column C	8	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	9	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	10	H-588x300x12x20	2.80	1

**ตารางที่ 4.28** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SMF4 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column C	11	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	12	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	13	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	14	H-588x300x12x20	2.80	1
Column C	15	H-588x300x12x20	2.40	1
Column D	1	H-912x302x18x34	2.27	0.8
Column D	2	H-912x302x18x34	7.57	1
Column D	3	H-912x302x18x34	7.57	1
Column D	4	H-912x302x18x34	7.57	1
Column D	5	H-912x302x18x34	7.57	1
Column D	6	H-912x302x18x34	6.65	1
Column D	7	H-588x300x12x20	4.60	1
Column D	8	H-588x300x12x20	3.83	1
Column D	9	H-588x300x12x20	3.51	1
Column D	10	H-500x200x10x16	2.86	1
Column D	11	H-500x200x10x16	2.55	1
Column D	12	H-500x200x10x16	2.55	1
Column D	13	H-500x200x10x16	2.55	1
Column D	14	H-500x200x10x16	2.55	1
Column D	15	H-500x200x10x16	2.21	1



รูปที่ 4.33 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF4

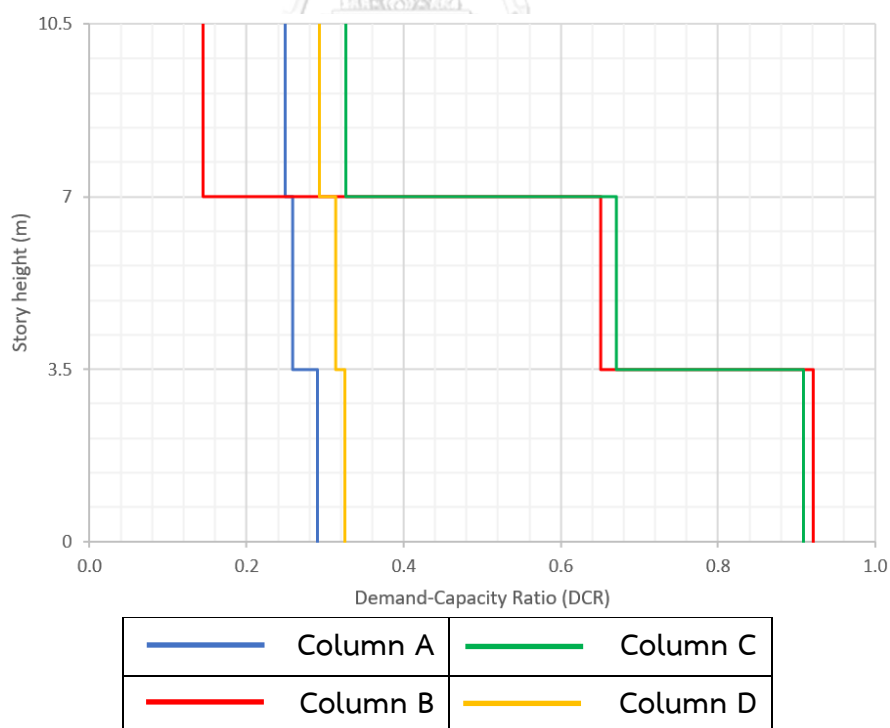
ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาเหล็กของอาคาร SCBF1 (อาคารโครงแกนแรงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น) ตารางที่ 4.29 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) ของเสาที่ได้จากการใช้ Alignment chart โดยจะแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) และรูปที่ 4.34 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR ของเสายังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

ตารางที่ 4.29 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF1

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	1	H-294x200x8x12	0.83	0.8
Column A	2	H-294x200x8x12	0.89	1
Column A	3	H-294x200x8x12	0.85	1

ตารางที่ 4.29 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF1 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column B	1	H-500x200x10x16	0.85	0.8
Column B	2	H-500x200x10x16	0.94	1
Column B	3	H-500x200x10x16	0.92	1
Column C	1	H-500x200x10x16	0.85	0.8
Column C	2	H-500x200x10x16	0.94	1
Column C	3	H-500x200x10x16	0.92	1
Column D	1	H-294x200x8x12	0.83	0.8
Column D	2	H-294x200x8x12	0.89	1
Column D	3	H-294x200x8x12	0.85	1



รูปที่ 4.34 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF1



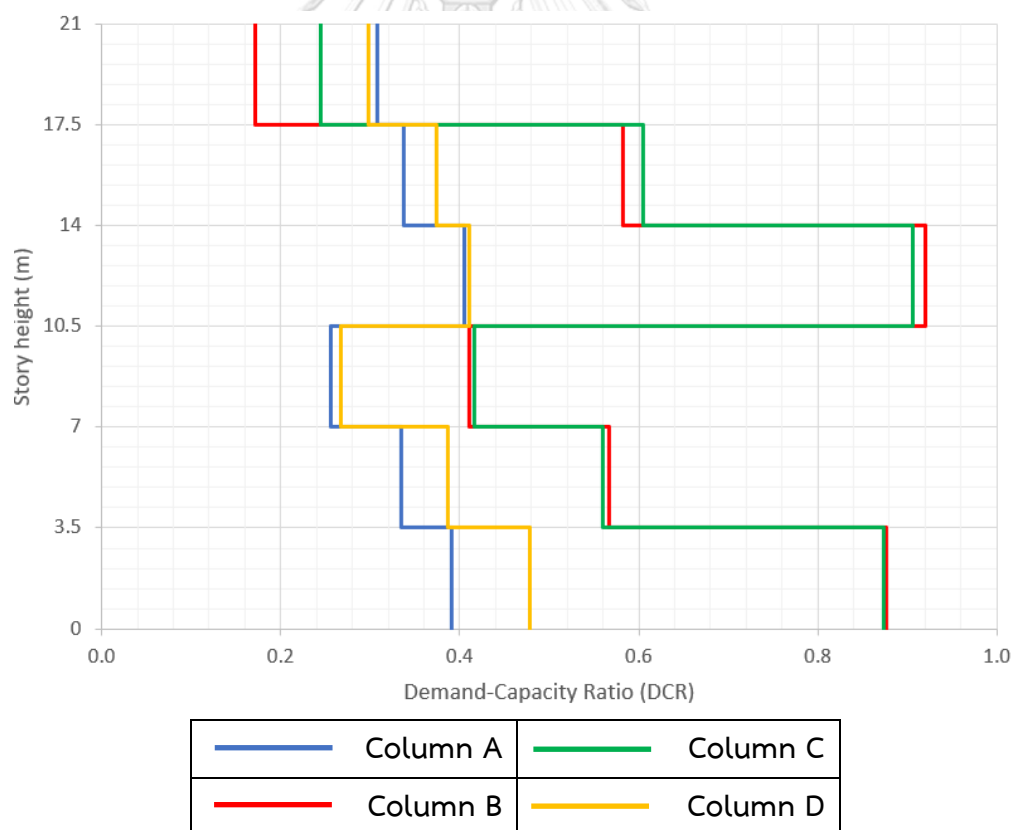
ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาเหล็กของอาคาร SCBF2 (อาคารโครงแกนเหล็กรูปแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น) ตารางที่ 4.30 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) ของเสาที่ได้จากการใช้ Alignment chart โดยจะแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) และรูปที่ 4.35 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR ของเสาที่ชั้นที่ 4 มีค่ามากกว่า DCR ของชั้นที่ 3 เนื่องจากมีการลดขนาดหน้าตัดของเสา แต่ค่า DCR ของเสาของอาคาร SCBF2 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้ ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

**ตารางที่ 4.30** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF2

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	1	H-450x200x9x14	0.86	0.8
Column A	2	H-450x200x9x14	0.96	1
Column A	3	H-450x200x9x14	0.95	1
Column A	4	H-294x200x8x12	0.91	1
Column A	5	H-294x200x8x12	0.89	1
Column A	6	H-294x200x8x12	0.85	1
Column B	1	H-912x302x18x34	0.88	0.8
Column B	2	H-912x302x18x34	0.99	1
Column B	3	H-912x302x18x34	0.99	1
Column B	4	H-500x200x10x16	0.96	1
Column B	5	H-500x200x10x16	0.94	1
Column B	6	H-500x200x10x16	0.92	1
Column C	1	H-912x302x18x34	0.88	0.8
Column C	2	H-912x302x18x34	0.99	1
Column C	3	H-912x302x18x34	0.99	1
Column C	4	H-500x200x10x16	0.96	1
Column C	5	H-500x200x10x16	0.94	1

ตารางที่ 4.30 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF2 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column C	6	H-500x200x10x16	0.92	1
Column D	1	H-450x200x9x14	0.86	0.8
Column D	2	H-450x200x9x14	0.96	1
Column D	3	H-450x200x9x14	0.95	1
Column D	4	H-294x200x8x12	0.91	1
Column D	5	H-294x200x8x12	0.89	1
Column D	6	H-294x200x8x12	0.85	1



รูปที่ 4.35 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF2

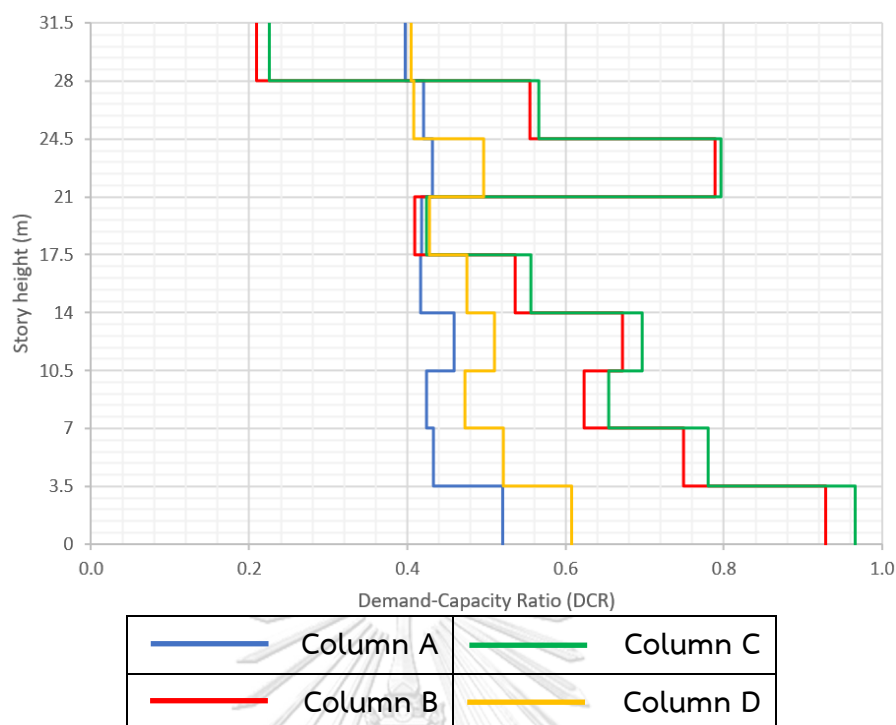
ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาเหล็กของอาคาร SCBF3 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น) ตารางที่ 4.31 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) ของเสาที่ได้จากการใช้ Alignment chart โดยจะแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) และรูปที่ 4.36 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ตลอดความสูงของเสา พบว่า พบว่า DCR ของเสียบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาลง แต่ค่า DCR ของเสาของอาคาร SCBF3 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

**ตารางที่ 4.31** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF3

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	1	H-500x200x10x16	0.87	0.8
Column A	2	H-500x200x10x16	0.97	1
Column A	3	H-500x200x10x16	0.97	1
Column A	4	H-450x200x9x14	0.96	1
Column A	5	H-450x200x9x14	0.96	1
Column A	6	H-450x200x9x14	0.95	1
Column A	7	H-294x200x8x12	0.91	1
Column A	8	H-294x200x8x12	0.89	1
Column A	9	H-294x200x8x12	0.85	1
Column B	1	H-1000x300x19x36	0.88	0.8
Column B	2	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column B	3	H-1000x300x19x36	0.99	1
Column B	4	H-900x300x16x28	0.99	1
Column B	5	H-900x300x16x28	0.99	1
Column B	6	H-900x300x16x28	0.99	1

**ตารางที่ 4.31** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF3 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column B	7	H-500x200x10x16	0.96	1
Column B	8	H-500x200x10x16	0.94	1
Column B	9	H-500x200x10x16	0.92	1
Column C	1	H-1000x300x19x36	0.88	0.8
Column C	2	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column C	3	H-1000x300x19x36	0.99	1
Column C	4	H-900x300x16x28	0.99	1
Column C	5	H-900x300x16x28	0.99	1
Column C	6	H-900x300x16x28	0.99	1
Column C	7	H-500x200x10x16	0.96	1
Column C	8	H-500x200x10x16	0.94	1
Column C	9	H-500x200x10x16	0.92	1
Column D	1	H-500x200x10x16	0.87	0.8
Column D	2	H-500x200x10x16	0.97	1
Column D	3	H-500x200x10x16	0.97	1
Column D	4	H-450x200x9x14	0.96	1
Column D	5	H-450x200x9x14	0.96	1
Column D	6	H-450x200x9x14	0.95	1
Column D	7	H-294x200x8x12	0.91	1
Column D	8	H-294x200x8x12	0.89	1
Column D	9	H-294x200x8x12	0.85	1



รูปที่ 4.36 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF3

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาเหล็กของอาคาร SCBF4 (อาคารโครงแกนเหล็กรูปแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 15 ชั้น) ตารางที่ 4.32 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพ ( $k$ ) ของเสาที่ได้จากการใช้ Alignment chart โดยจะแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) และรูปที่ 4.37 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR ของเสียบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR ของเสาของอาคาร SCBF4 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับให้ ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

ตารางที่ 4.32 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF4

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	1	H-1000x300x19x36	0.88	0.8
Column A	2	H-1000x300x19x36	1.00	1

**ตารางที่ 4.32** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF4 (ต่อ)

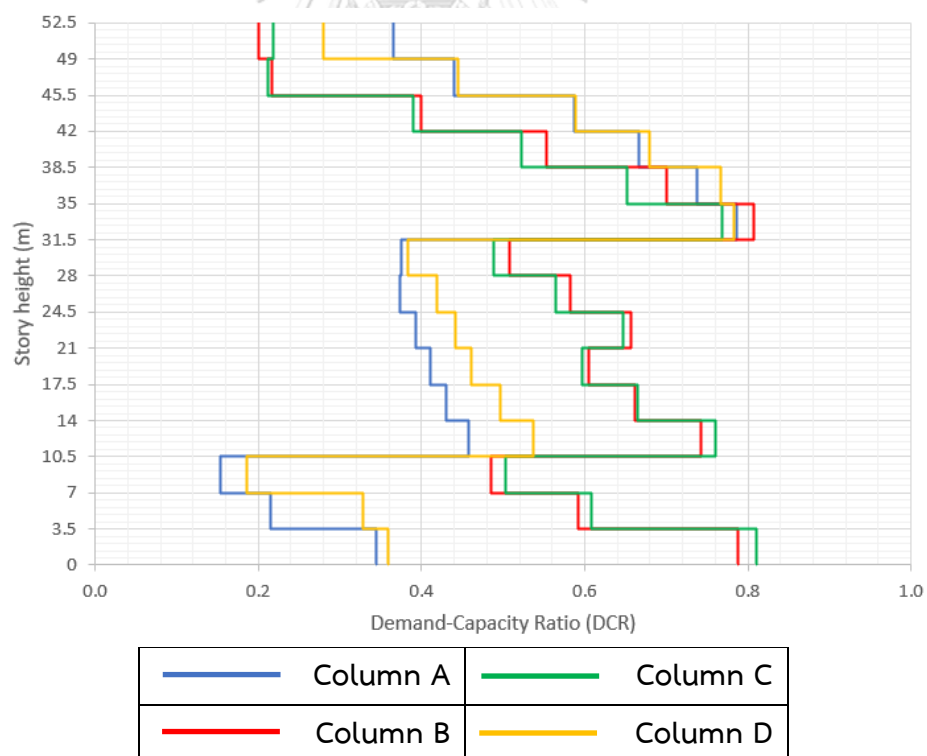
Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	3	H-1000x300x19x36	0.99	1
Column A	4	H-588x300x12x20	0.99	1
Column A	5	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	6	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	7	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	8	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	9	H-588x300x12x20	0.97	1
Column A	10	H-450x200x9x14	0.95	1
Column A	11	H-450x200x9x14	0.93	1
Column A	12	H-450x200x9x14	0.93	1
Column A	13	H-450x200x9x14	0.93	1
Column A	14	H-450x200x9x14	0.93	1
Column A	15	H-450x200x9x14	0.90	1
Column B	1	H-1208x405x31x45	0.88	0.8
Column B	2	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column B	3	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column B	4	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	5	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	6	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	7	H-912x302x18x34	0.99	1
Column B	8	H-912x302x18x34	0.99	1
Column B	9	H-912x302x18x34	0.99	1
Column B	10	H-588x300x12x20	0.97	1
Column B	11	H-588x300x12x20	0.96	1
Column B	12	H-588x300x12x20	0.96	1

**ตารางที่ 4.32** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF4 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column B	13	H-588x300x12x20	0.96	1
Column B	14	H-588x300x12x20	0.96	1
Column B	15	H-588x300x12x20	0.94	1
Column C	1	H-1208x405x31x45	0.88	0.8
Column C	2	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column C	3	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column C	4	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	5	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	6	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	7	H-912x302x18x34	0.99	1
Column C	8	H-912x302x18x34	0.99	1
Column C	9	H-912x302x18x34	0.99	1
Column C	10	H-588x300x12x20	0.97	1
Column C	11	H-588x300x12x20	0.96	1
Column C	12	H-588x300x12x20	0.96	1
Column C	13	H-588x300x12x20	0.96	1
Column C	14	H-588x300x12x20	0.96	1
Column C	15	H-588x300x12x20	0.94	1
Column D	1	H-1000x300x19x36	0.88	0.8
Column D	2	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	3	H-1000x300x19x36	0.99	1
Column D	4	H-588x300x12x20	0.99	1
Column D	5	H-588x300x12x20	0.98	1
Column D	6	H-588x300x12x20	0.98	1
Column D	7	H-588x300x12x20	0.98	1

ตารางที่ 4.32 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF4 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column D	8	H-588x300x12x20	0.98	1
Column D	9	H-588x300x12x20	0.97	1
Column D	10	H-450x200x9x14	0.95	1
Column D	11	H-450x200x9x14	0.93	1
Column D	12	H-450x200x9x14	0.93	1
Column D	13	H-450x200x9x14	0.93	1
Column D	14	H-450x200x9x14	0.93	1
Column D	15	H-450x200x9x14	0.90	1



รูปที่ 4.37 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF4



ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาเหล็กของอาคาร SCBF5 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 20 ชั้น) ตารางที่ 4.33 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพ ( $k$ ) ของเสาที่ได้จากการใช้ Alignment chart โดยจะแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) และรูปที่ 4.38 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR ของเสียบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR ของเสาของอาคาร SCBF5 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

**ตารางที่ 4.33** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF5

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	1	H-1000x300x19x36	0.88	0.8
Column A	2	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	3	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	4	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	5	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	6	H-1000x300x19x36	0.99	1
Column A	7	H-588x300x12x20	0.99	1
Column A	8	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	9	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	10	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	11	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	12	H-588x300x12x20	0.97	1
Column A	13	H-500x200x10x16	0.96	1
Column A	14	H-500x200x10x16	0.95	1
Column A	15	H-500x200x10x16	0.94	1

**ตารางที่ 4.33** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF5 (ต่อ)

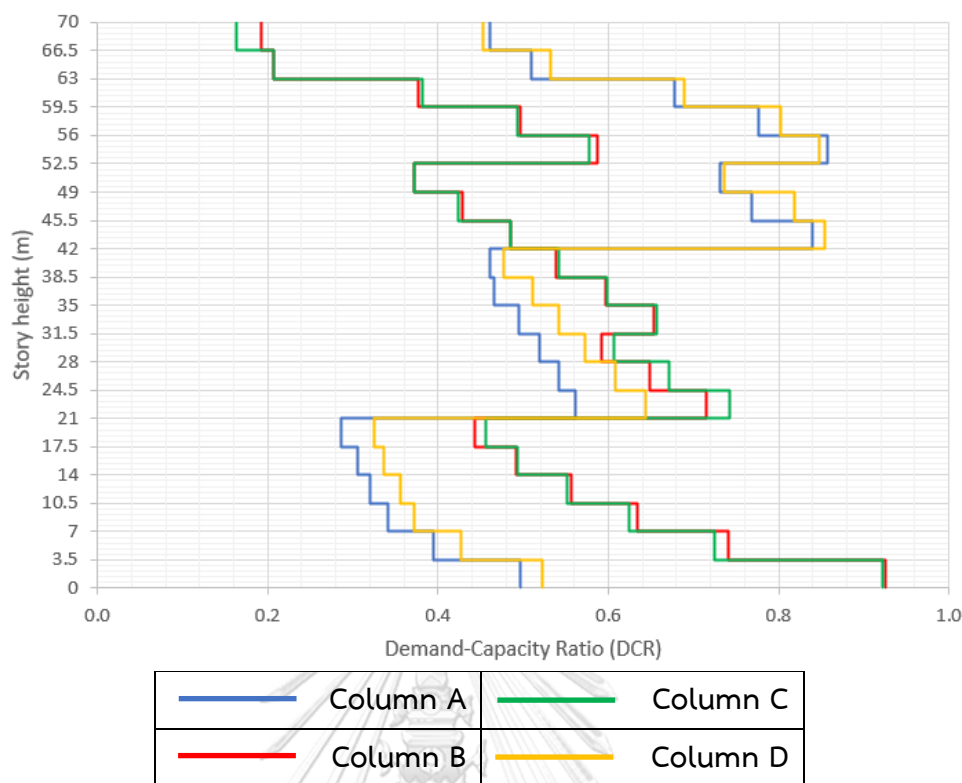
Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	16	H-400x200x8x13	0.92	1
Column A	17	H-400x200x8x13	0.91	1
Column A	18	H-400x200x8x13	0.91	1
Column A	19	H-400x200x8x13	0.91	1
Column A	20	H-400x200x8x13	0.87	1
Column B	1	H-1208x405x31x45	0.88	0.8
Column B	2	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column B	3	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column B	4	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column B	5	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column B	6	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column B	7	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	8	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	9	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	10	H-912x302x18x34	0.99	1
Column B	11	H-912x302x18x34	0.99	1
Column B	12	H-912x302x18x34	0.99	1
Column B	13	H-912x302x18x34	0.99	1
Column B	14	H-912x302x18x34	0.99	1
Column B	15	H-912x302x18x34	0.99	1
Column B	16	H-588x300x12x20	0.97	1
Column B	17	H-588x300x12x20	0.96	1
Column B	18	H-588x300x12x20	0.96	1
Column B	19	H-588x300x12x20	0.96	1
Column B	20	H-588x300x12x20	0.94	1

**ตารางที่ 4.33** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF5 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column C	1	H-1208x405x31x45	0.88	0.8
Column C	2	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column C	3	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column C	4	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column C	5	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column C	6	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column C	7	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	8	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	9	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	10	H-912x302x18x34	0.99	1
Column C	11	H-912x302x18x34	0.99	1
Column C	12	H-912x302x18x34	0.99	1
Column C	13	H-912x302x18x34	0.99	1
Column C	14	H-912x302x18x34	0.99	1
Column C	15	H-912x302x18x34	0.99	1
Column C	16	H-588x300x12x20	0.97	1
Column C	17	H-588x300x12x20	0.96	1
Column C	18	H-588x300x12x20	0.96	1
Column C	19	H-588x300x12x20	0.96	1
Column C	20	H-588x300x12x20	0.94	1
Column D	1	H-1000x300x19x36	0.88	0.8
Column D	2	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	3	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	4	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	5	H-1000x300x19x36	1.00	1

**ตารางที่ 4.33** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF5 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column D	6	H-1000x300x19x36	0.99	1
Column D	7	H-588x300x12x20	0.99	1
Column D	8	H-588x300x12x20	0.98	1
Column D	9	H-588x300x12x20	0.98	1
Column D	10	H-588x300x12x20	0.98	1
Column D	11	H-588x300x12x20	0.98	1
Column D	12	H-588x300x12x20	0.97	1
Column D	13	H-500x200x10x16	0.96	1
Column D	14	H-500x200x10x16	0.95	1
Column D	15	H-500x200x10x16	0.94	1
Column D	16	H-400x200x8x13	0.92	1
Column D	17	H-400x200x8x13	0.91	1
Column D	18	H-400x200x8x13	0.91	1
Column D	19	H-400x200x8x13	0.91	1
Column D	20	H-400x200x8x13	0.87	1



รูปที่ 4.38 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF5

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาเหล็กของอาคาร SCBF6 (อาคารโครงแกนแรงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 25 ชั้น) ตารางที่ 4.34 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพ ( $k$ ) ของเสาที่ได้จากการใช้ Alignment chart โดยจะแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) และรูปที่ 4.39 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR ของเสียบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR ของเสาของอาคาร SCBF6 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับให้ ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

ตารางที่ 4.34 ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF6

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	1	H-1000x300x19x36	0.88	0.8

**ตารางที่ 4.34** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF6 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column A	2	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	3	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	4	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	5	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	6	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	7	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	8	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	9	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	10	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	11	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column A	12	H-1000x300x19x36	0.99	1
Column A	13	H-588x300x12x20	0.99	1
Column A	14	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	15	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	16	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	17	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	18	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	19	H-588x300x12x20	0.98	1
Column A	20	H-588x300x12x20	0.97	1
Column A	21	H-400x200x8x13	0.93	1
Column A	22	H-400x200x8x13	0.96	1
Column A	23	H-400x200x8x13	0.91	1
Column A	24	H-400x200x8x13	0.91	1
Column A	25	H-400x200x8x13	0.94	1
Column B	1	H-1310x405x33x46	0.88	0.8

**ตารางที่ 4.34** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF6 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column B	2	H-1310x405x33x46	1.00	1
Column B	3	H-1310x405x33x46	1.00	1
Column B	4	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column B	5	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column B	6	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column B	7	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column B	8	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column B	9	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column B	10	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	11	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	12	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	13	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	14	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	15	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	16	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	17	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	18	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	19	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	20	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column B	21	H-588x300x12x20	0.97	1
Column B	22	H-588x300x12x20	0.96	1
Column B	23	H-588x300x12x20	0.96	1
Column B	24	H-588x300x12x20	0.96	1
Column B	25	H-588x300x12x20	0.87	1
Column C	1	H-1310x405x33x46	0.88	0.8

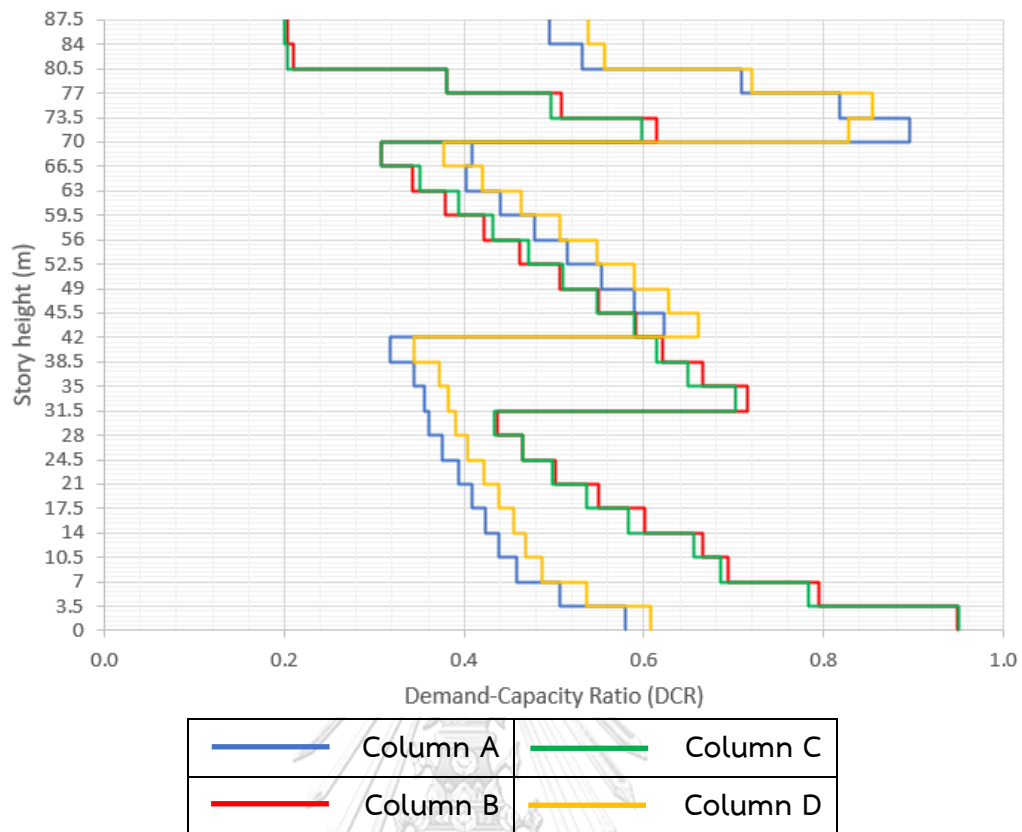
**ตารางที่ 4.34** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF6 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column C	2	H-1310x405x33x46	1.00	1
Column C	3	H-1310x405x33x46	1.00	1
Column C	4	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column C	5	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column C	6	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column C	7	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column C	8	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column C	9	H-1208x405x31x45	1.00	1
Column C	10	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	11	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	12	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	13	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	14	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	15	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	16	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	17	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	18	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	19	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	20	H-1008x302x21x40	0.99	1
Column C	21	H-588x300x12x20	0.97	1
Column C	22	H-588x300x12x20	0.96	1
Column C	23	H-588x300x12x20	0.96	1
Column C	24	H-588x300x12x20	0.96	1
Column C	25	H-588x300x12x20	0.87	1
Column D	1	H-1000x300x19x36	0.88	0.8



**ตารางที่ 4.34** ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในระนาบ ( $k$  in plane,  $k_x$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลนอกระนาบ ( $k$  out of plane,  $k_y$ ) ของอาคาร SCBF6 (ต่อ)

Column Label	Story	Column Member	$k_x$	$k_y$
Column D	2	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	3	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	4	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	5	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	6	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	7	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	8	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	9	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	10	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	11	H-1000x300x19x36	1.00	1
Column D	12	H-1000x300x19x36	0.99	1
Column D	13	H-588x300x12x20	0.99	1
Column D	14	H-588x300x12x20	0.98	1
Column D	15	H-588x300x12x20	0.98	1
Column D	16	H-588x300x12x20	0.98	1
Column D	17	H-588x300x12x20	0.98	1
Column D	18	H-588x300x12x20	0.98	1
Column D	19	H-588x300x12x20	0.98	1
Column D	20	H-588x300x12x20	0.97	1
Column D	21	H-400x200x8x13	0.93	1
Column D	22	H-400x200x8x13	0.96	1
Column D	23	H-400x200x8x13	0.91	1
Column D	24	H-400x200x8x13	0.91	1
Column D	25	H-400x200x8x13	0.94	1



รูปที่ 4.39 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF6

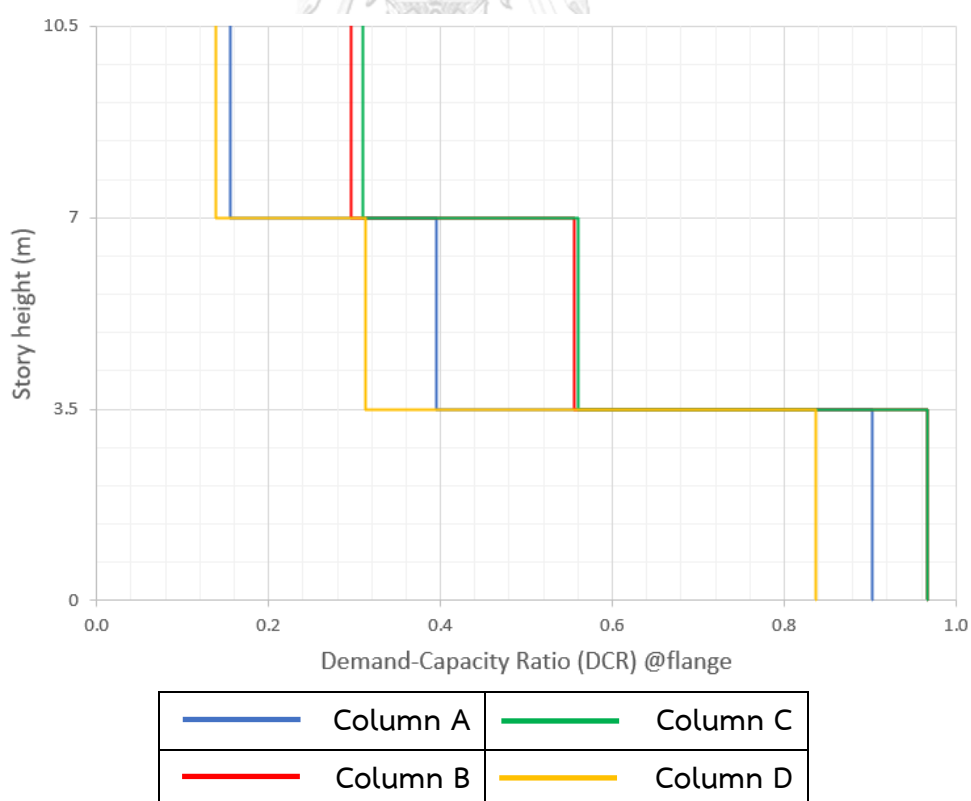
#### 4.2.4 ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling)

การพิจารณาการโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา จะพิจารณาจากอัตราส่วนความกว้างต่อความหนา ( $b/t$ ) ของแผ่นปีกและ แผ่นเอวของเสา โดยจะตรวจสอบอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทาน (demand) กับกำลังต้านทาน (capacity) หรือ demand-capacity ratio (DCR) ของแผ่นปีก และแผ่นเอวของเสา ซึ่งกำลังต้านทาน (capacity) หรือหน่วยแรงอัดวิกฤตของแผ่นปีก และแผ่นเอวของเสา จากมาตรฐาน AISI นั้นหน่วยแรงอัดวิกฤตของแผ่นปีก และแผ่นเอวของเสาพิจารณาตามสมการที่ 4-3 โดยมีค่าอัตราส่วนปัวซองของเหล็ก ( $\mu$ ) มีค่าเท่ากับ 0.3 และมีค่าสัมประสิทธิ์ของการโก่งเดาะของแผ่นเอวและแผ่นปีก เท่ากับ 4 และ 1.277 ตามลำดับ

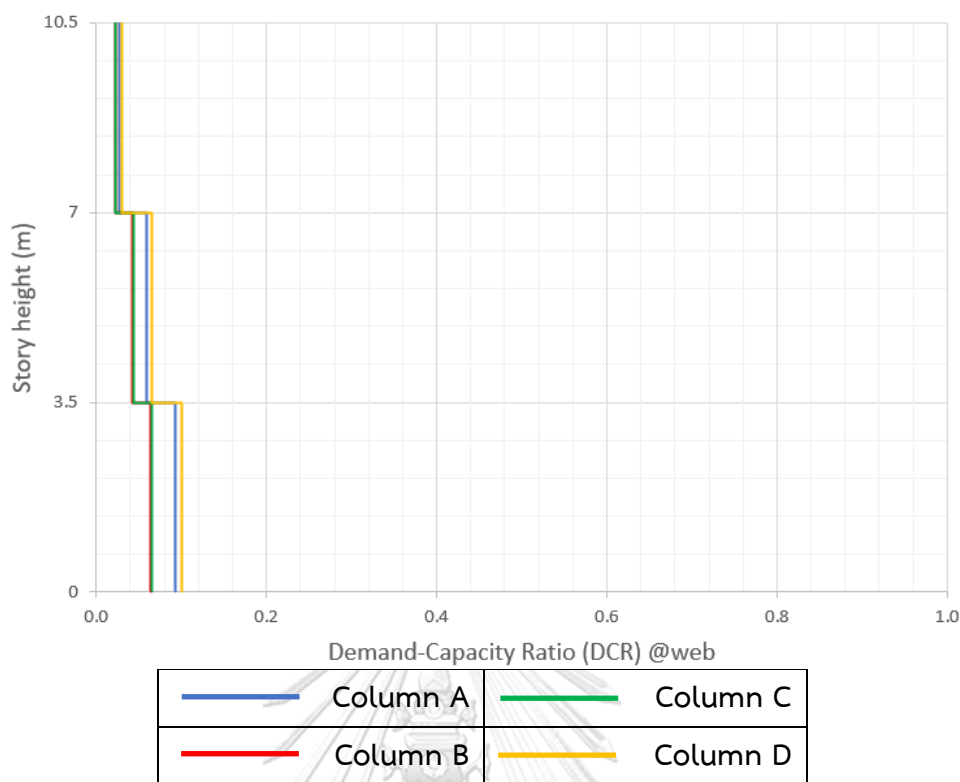
$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2} \leq F_{ye} \quad (4-3)$$

แรงที่ต้องต้านทาน (demand) สำหรับการตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา พิจารณาจากหน่วยแรงอัดตามแนวแกน ซึ่งมาจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) โดยอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) จะแบ่งเป็น DCR ของแผ่นเอว และ DCR ของแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา ซึ่งชื่อและตำแหน่งของเสาของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษานั้นจะแสดงดังรูปที่ 3.7

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) ของอาคาร IMF1 (อาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 3 ชั้น) จากรูปที่ 4.40 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสายังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และจากรูปที่ 4.41 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสายังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เช่นกัน ซึ่งแสดงว่าอาคาร IMF1 ไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นในเสา

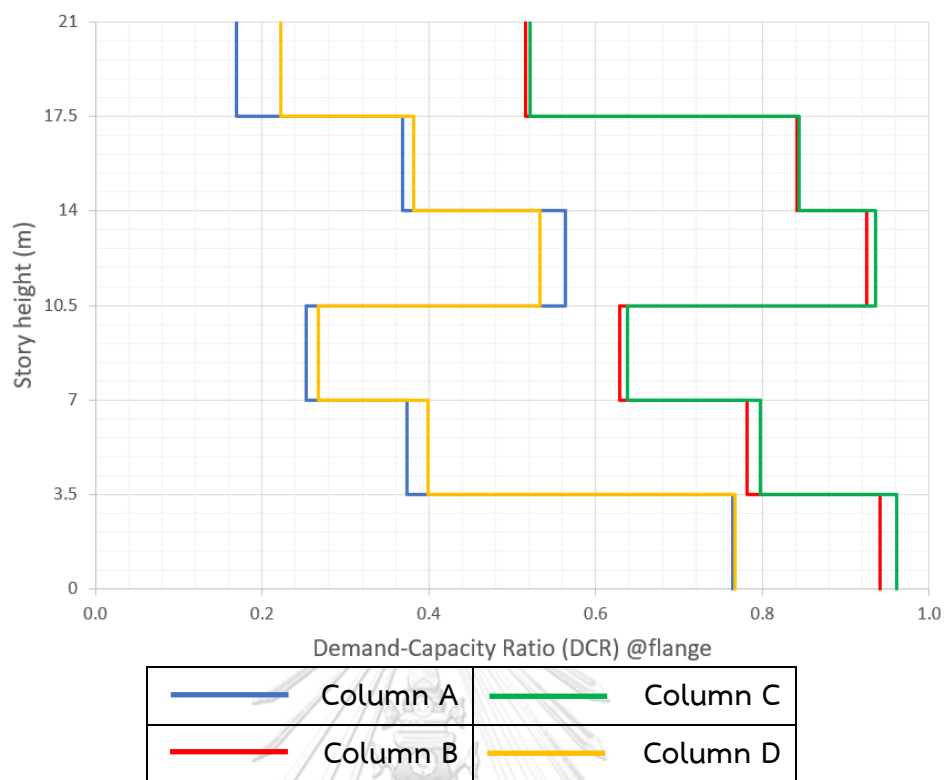


รูปที่ 4.40 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสาของอาคาร IMF1

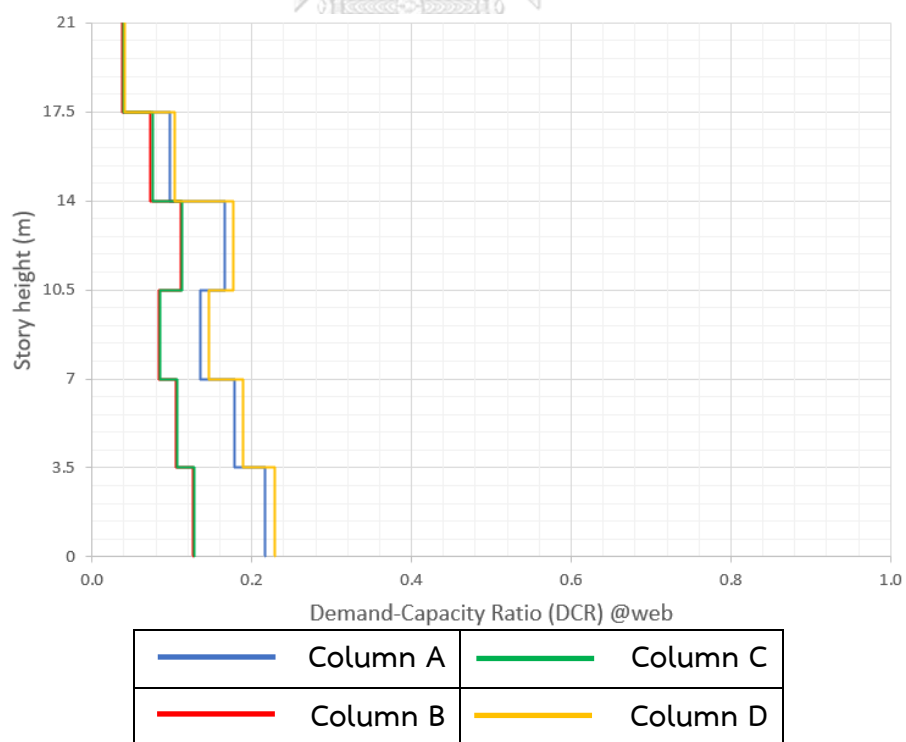


รูปที่ 4.41 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสาของอาคาร IMF1

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) ของอาคาร IMF2 (อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 6 ชั้น) จากรูปที่ 4.42 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสียบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาของอาคาร IMF2 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และจากรูปที่ 4.43 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสียบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาของอาคาร IMF2 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เช่นกัน ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นในเสา

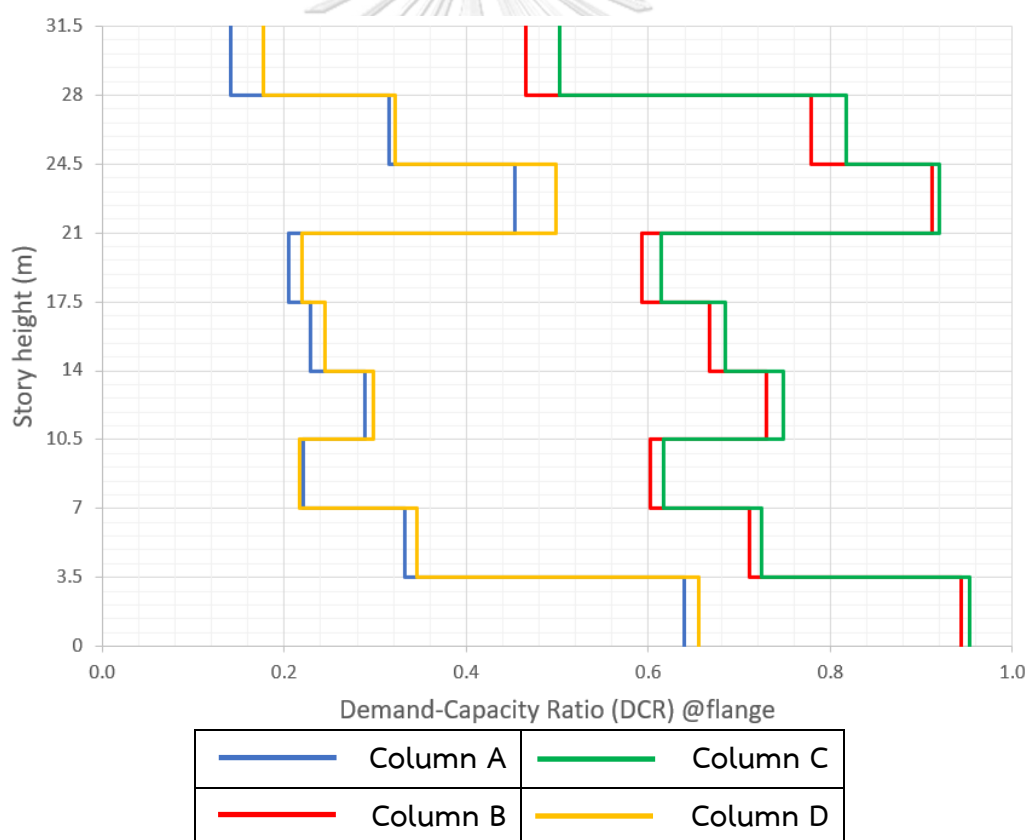


รูปที่ 4.42 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสาของอาคาร IMF2

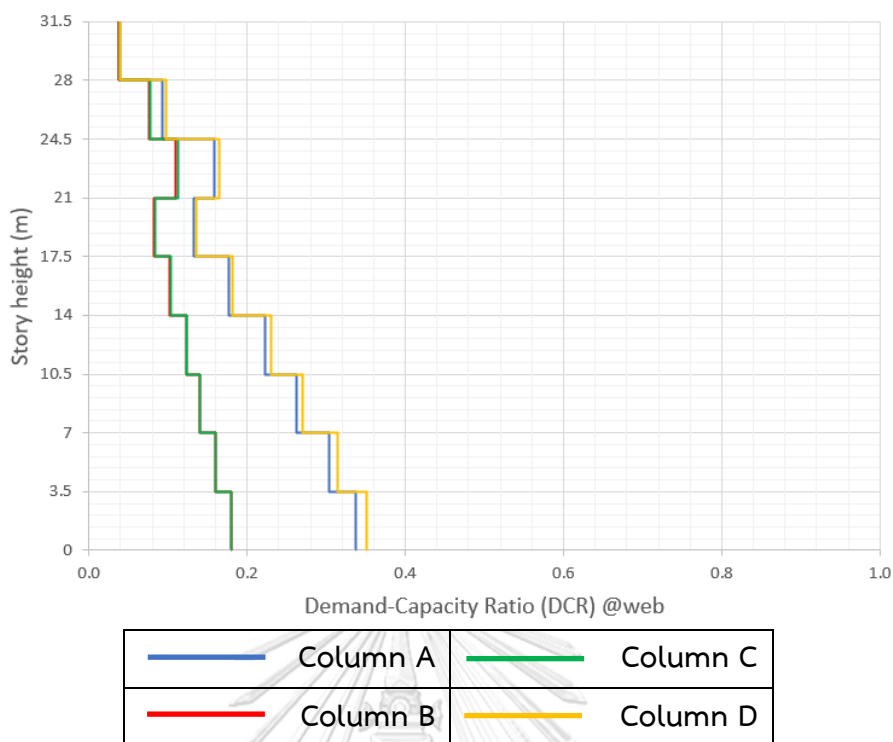


รูปที่ 4.43 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเวทตลอดความสูงของเสาของอาคาร IMF2

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) ของอาคาร IMF3 (อาคาร โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง 9 ชั้น) จากรูปที่ 4.44 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้อง ด้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากมี การลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาของอาคาร IMF3 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ ยอมรับได้ และจากรูปที่ 4.45 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องด้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณ แผ่นเอวตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความ สูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากมีการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาของ อาคาร IMF3 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เช่นกัน ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นในเสา

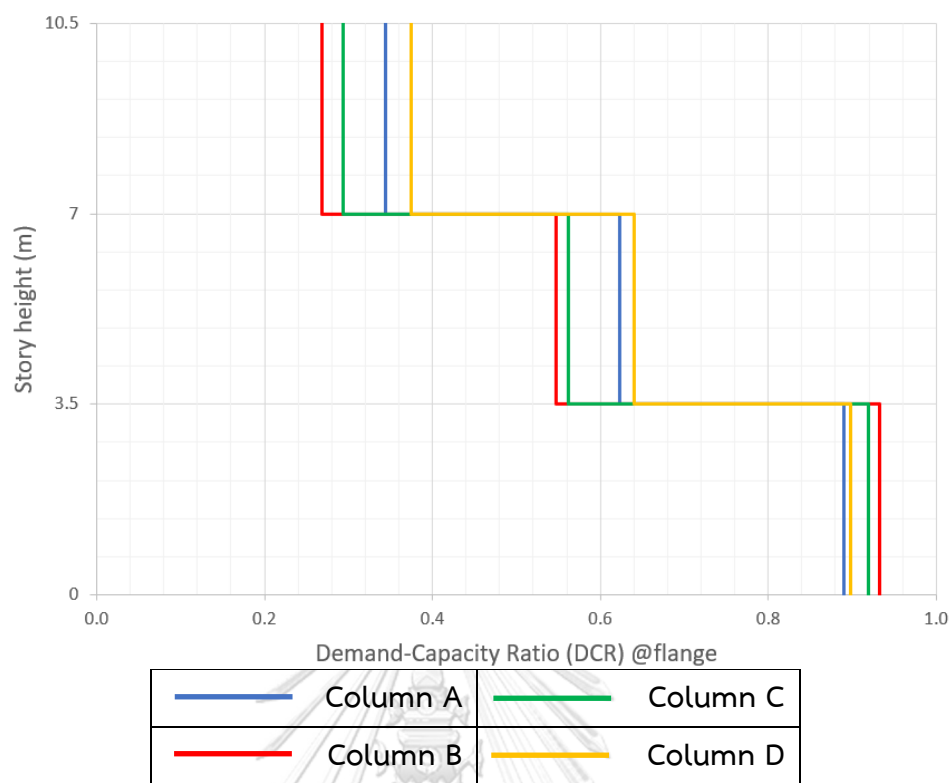


รูปที่ 4.44 อัตราส่วนของแรงที่ต้องด้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสาของอาคาร IMF3

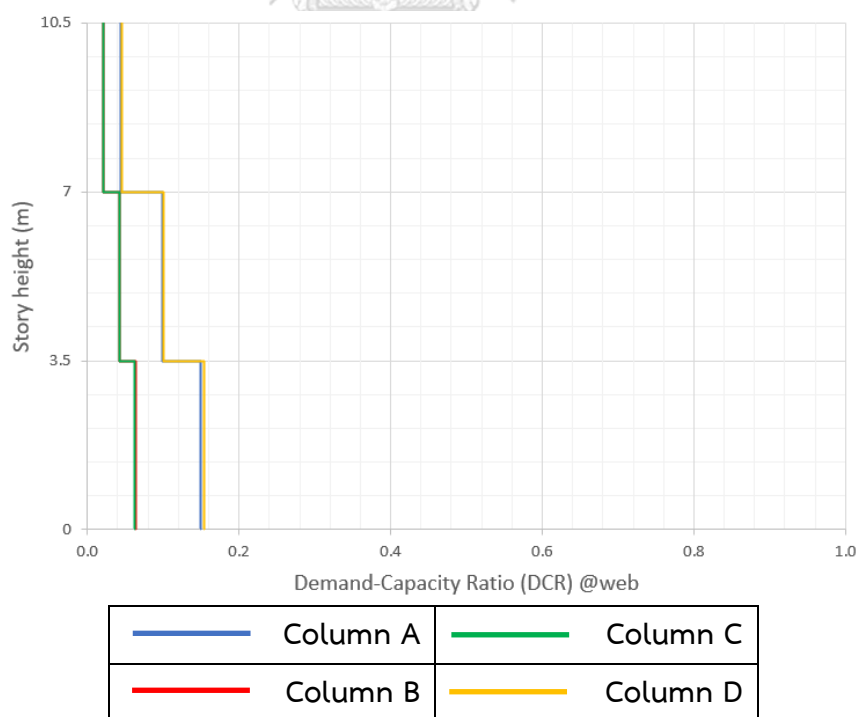


รูปที่ 4.45 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสาของอาคาร IMF3

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) ของอาคาร SMF1 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 3 ชั้น) จากรูปที่ 4.46 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสายังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และจากรูปที่ 4.47 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสายังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เช่นกันเช่นกัน ซึ่งแสดงว่าอาคาร SMF1 ไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นในเสา



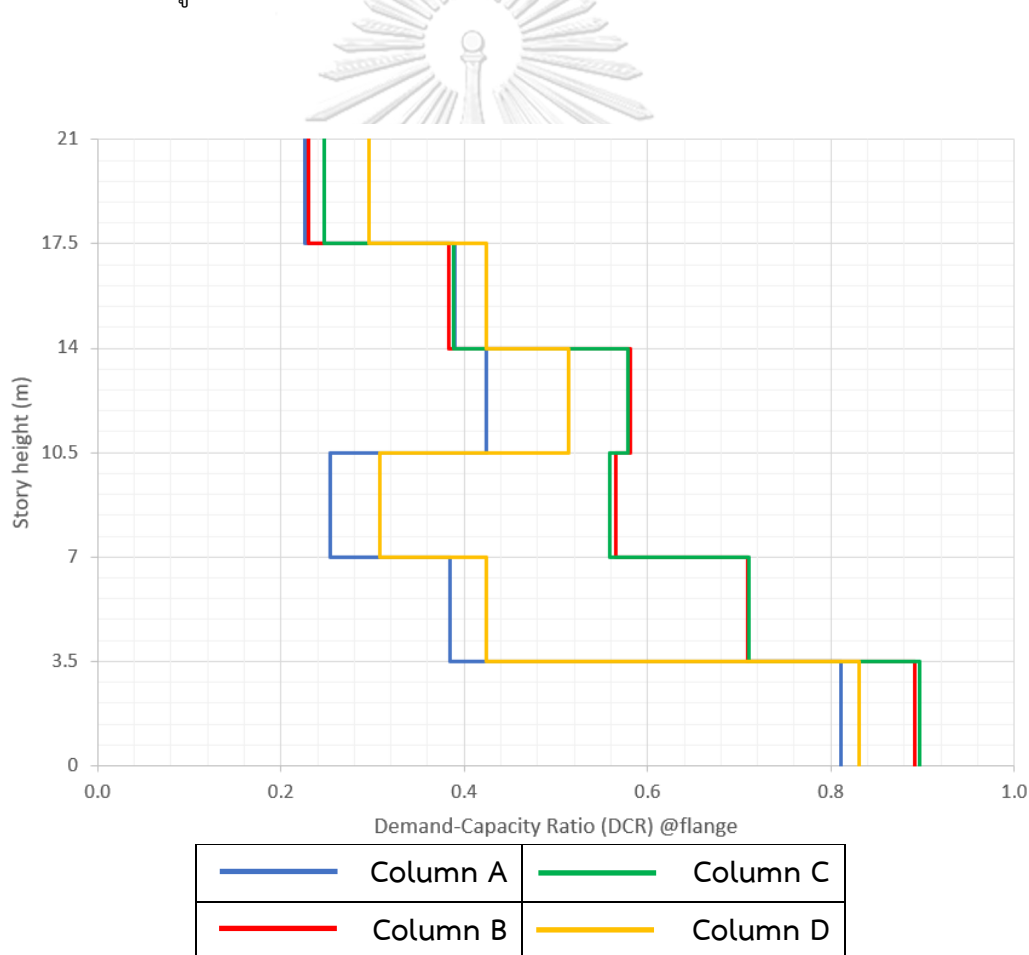
รูปที่ 4.46 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF1



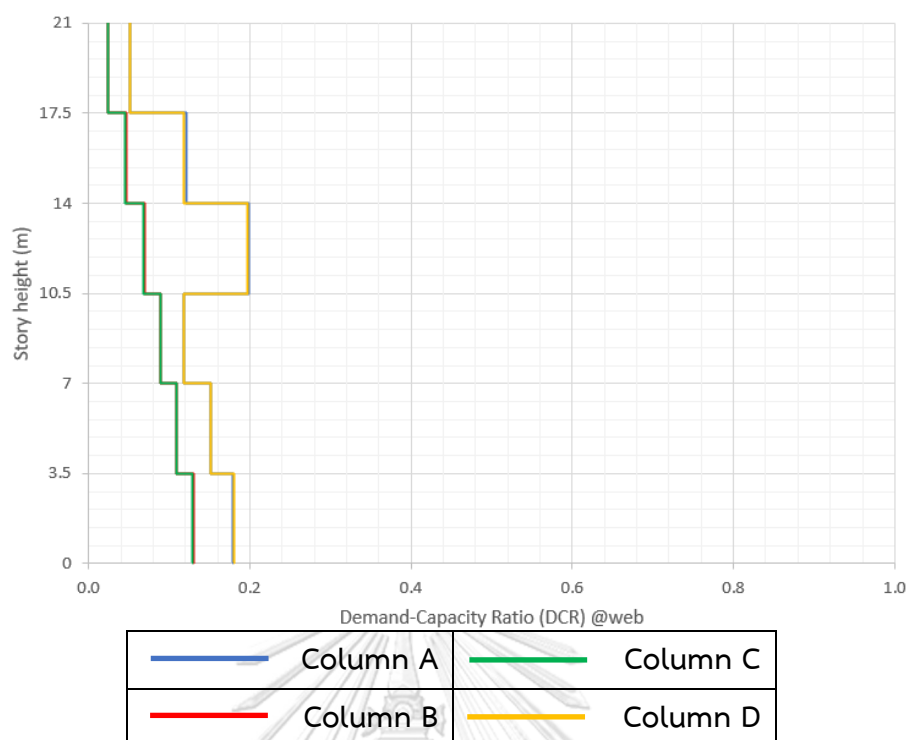
รูปที่ 4.47 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF1



ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) ของอาคาร SMF2 (อาคารโครงสร้างแรงดึงเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 6 ชั้น) จากรูปที่ 4.48 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาของอาคาร SMF2 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และจากรูปที่ 4.49 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาของอาคาร SMF2 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เช่นกัน ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นในเสา

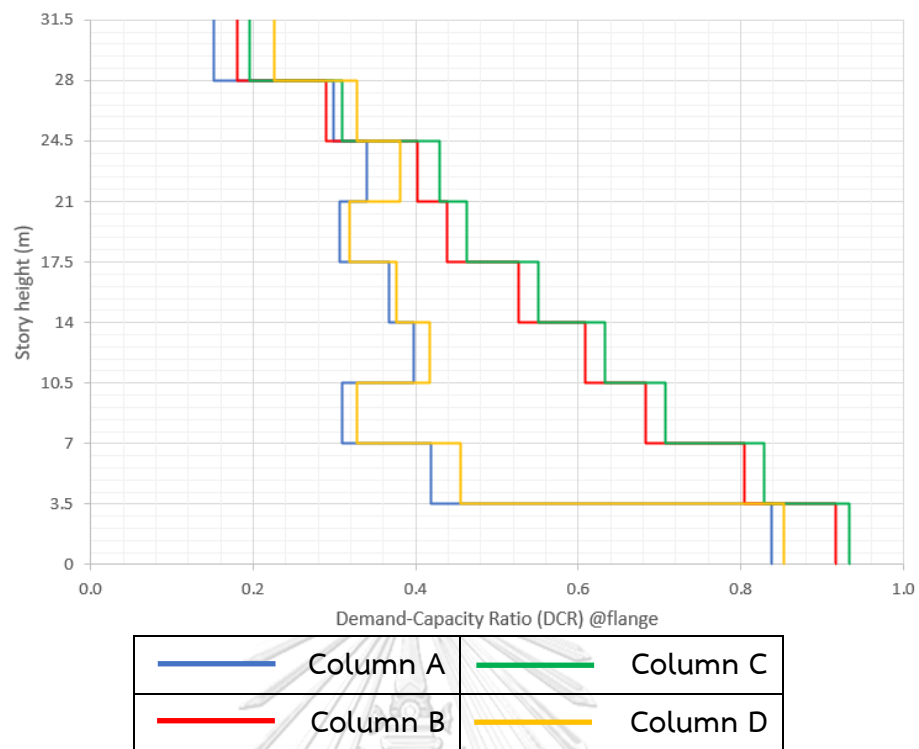


รูปที่ 4.48 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF2

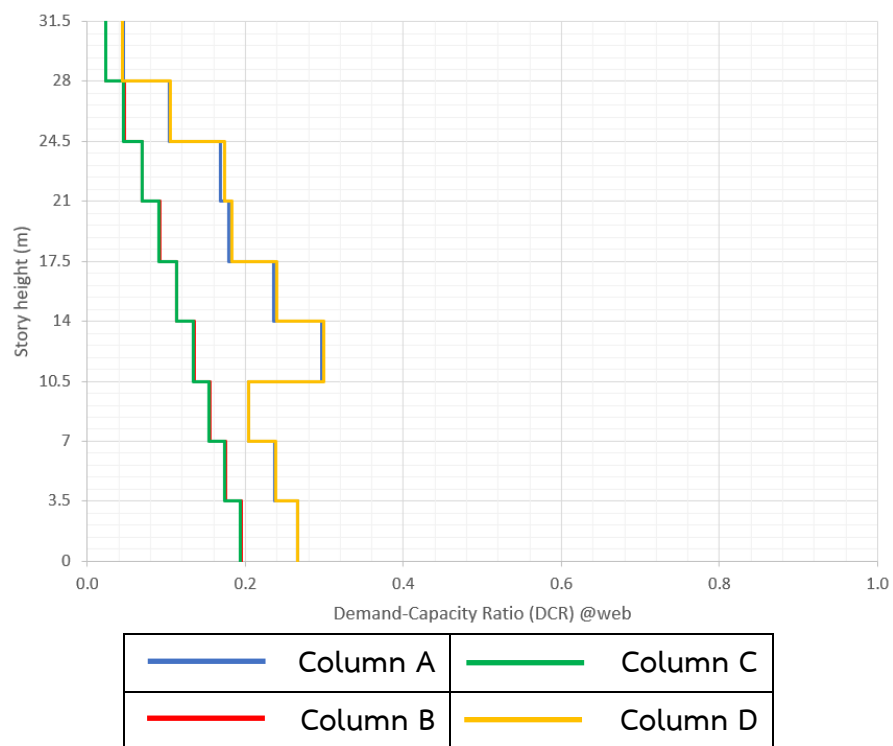


รูปที่ 4.49 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF2

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) ของอาคาร SMF3 (อาคารโครงสร้างแรงดึงเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 9 ชั้น) จากรูปที่ 4.50 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาของอาคาร SMF3 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และจากรูปที่ 4.51 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาของอาคาร SMF3 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เช่นกัน ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นในเสา

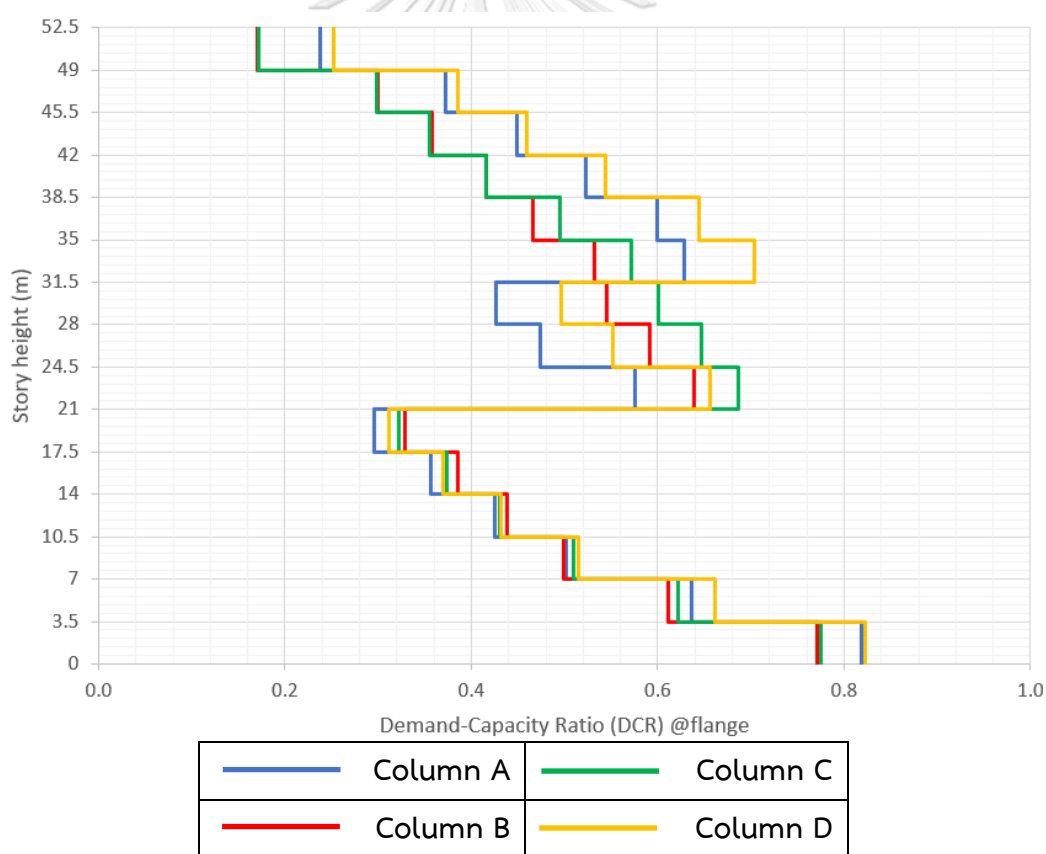


รูปที่ 4.50 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF3

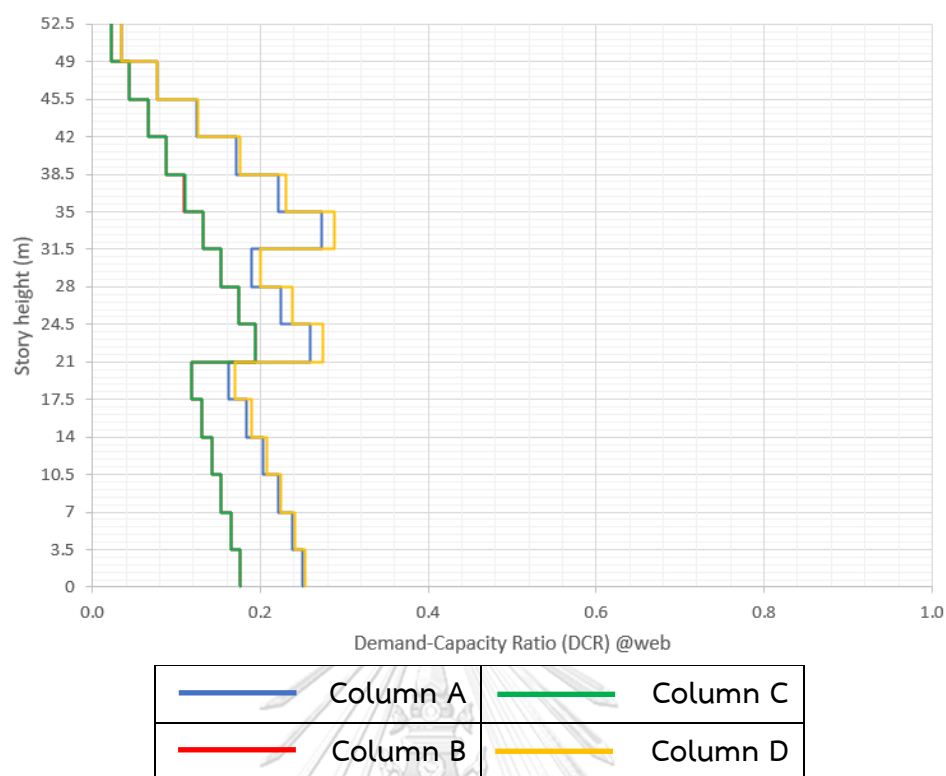


รูปที่ 4.51 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเวทตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF3

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) ของอาคาร SMF4 (อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 15 ชั้น) จากรูปที่ 4.52 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาของอาคาร SMF4 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และจากรูปที่ 4.53 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาของอาคาร SMF4 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เช่นกัน ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นในเสา

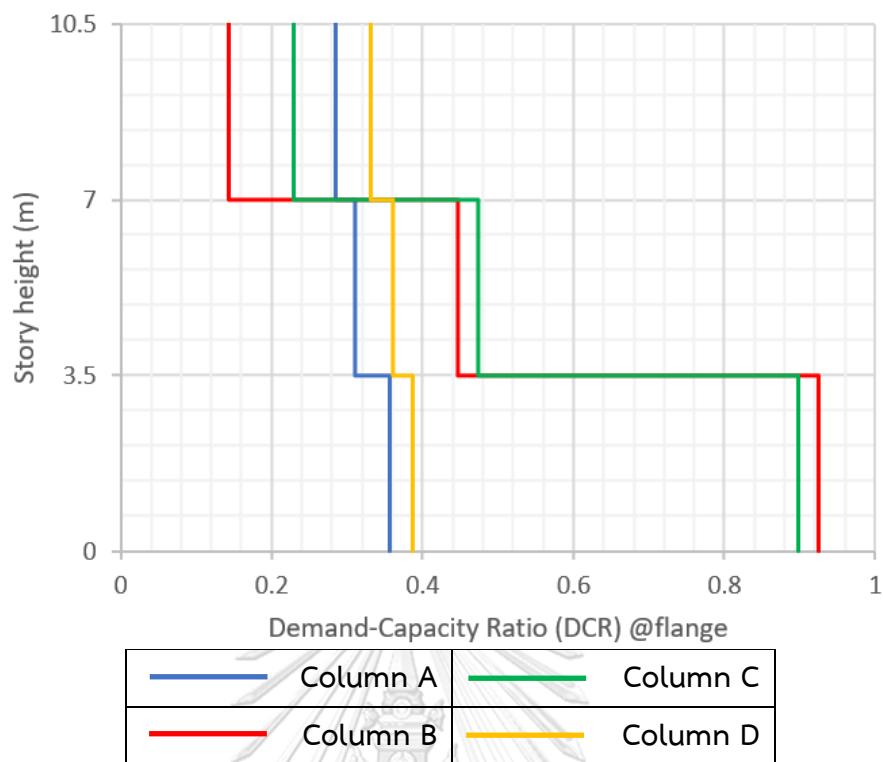


รูปที่ 4.52 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF4

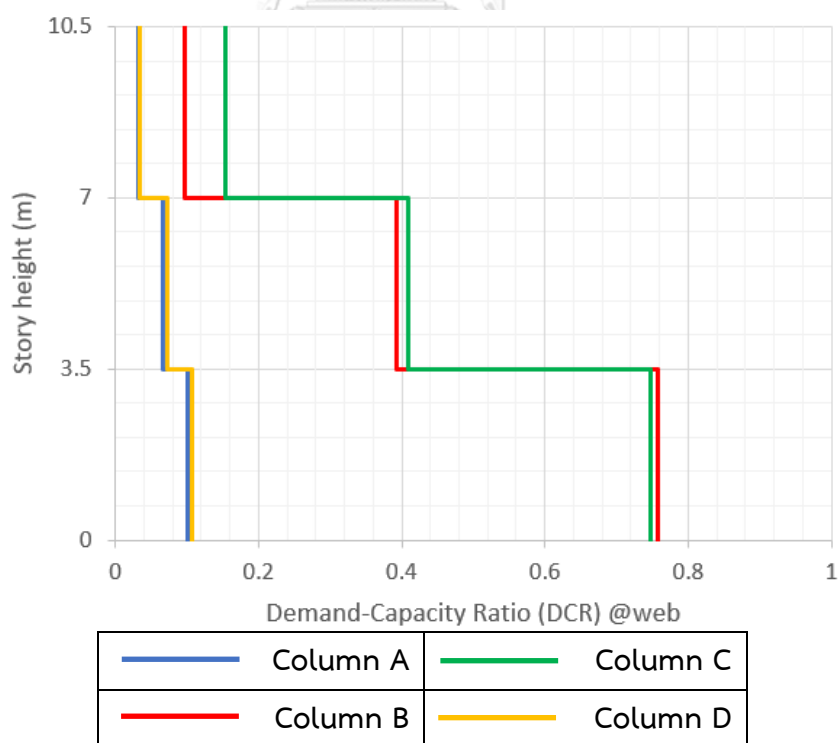


รูปที่ 4.53 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF4

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) ของอาคาร SCBF1 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 3 ชั้น) จากรูปที่ 4.54 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสายังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และจากรูปที่ 4.55 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสายังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เช่นกัน ซึ่งแสดงว่าอาคาร SCBF1 ไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นในเสา

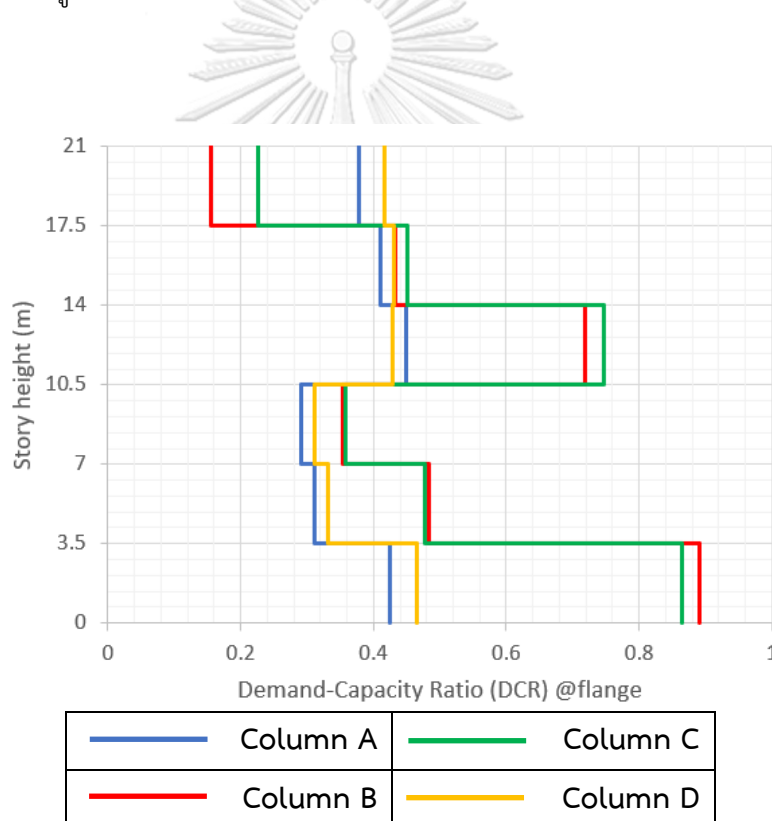


รูปที่ 4.54 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF1

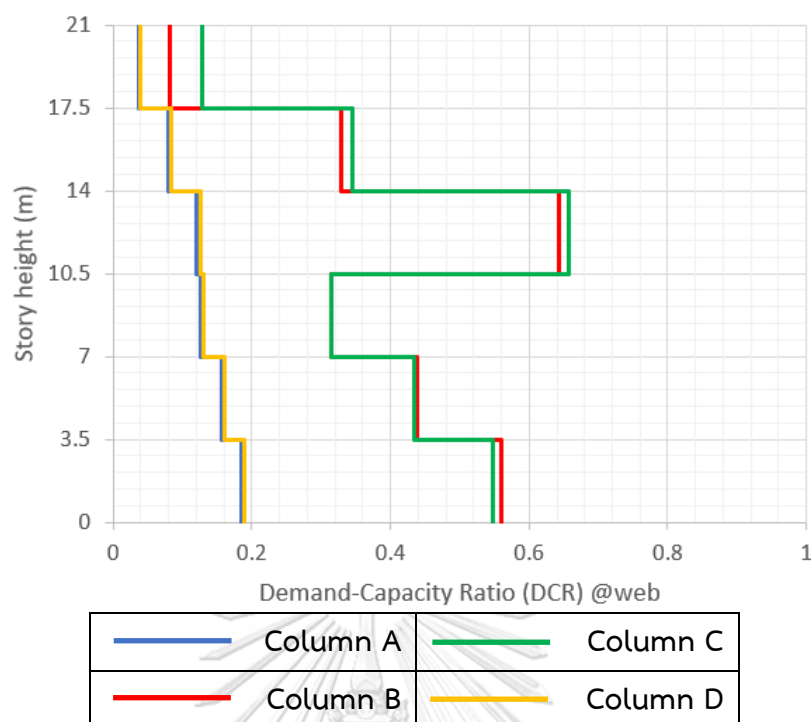


รูปที่ 4.55 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF1

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) ของอาคาร SCBF2 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 6 ชั้น) จากรูปที่ 4.56 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาของอาคาร SCBF2 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และจากรูปที่ 4.57 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาของอาคาร SCBF2 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เช่นกัน ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นในเสา



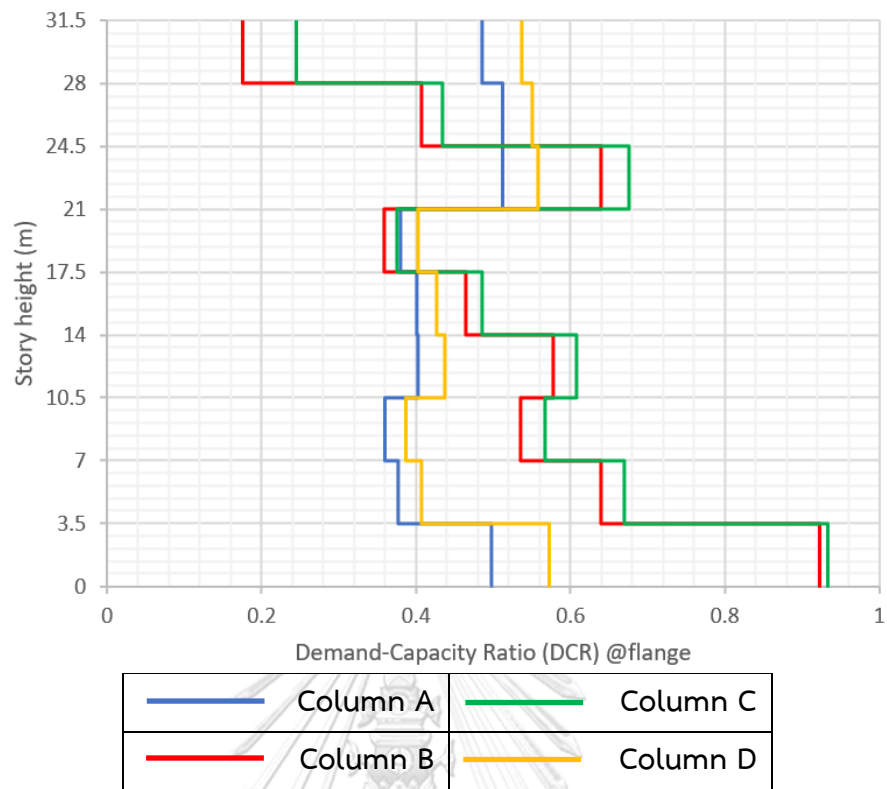
รูปที่ 4.56 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF2



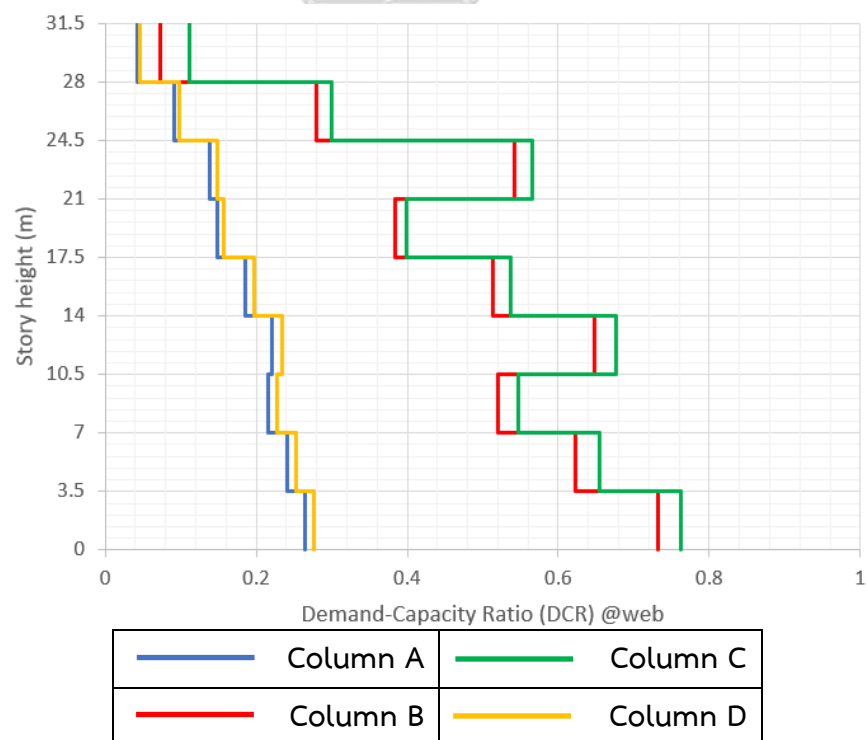
รูปที่ 4.57 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF2

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) ของอาคาร SCBF3 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 9 ชั้น) จากรูปที่ 4.58 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสียบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาของอาคาร SCBF3 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และจากรูปที่ 4.59 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสียบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาของอาคาร SCBF3 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เช่นกัน ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นในเสา



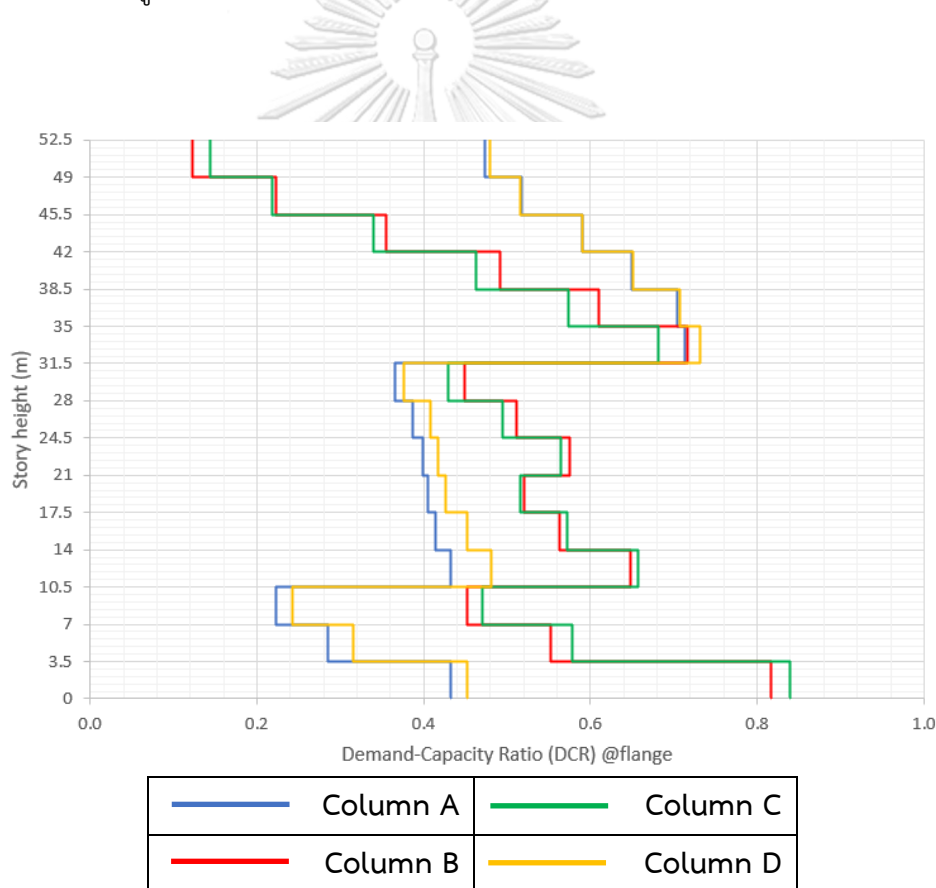


รูปที่ 4.58 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF3

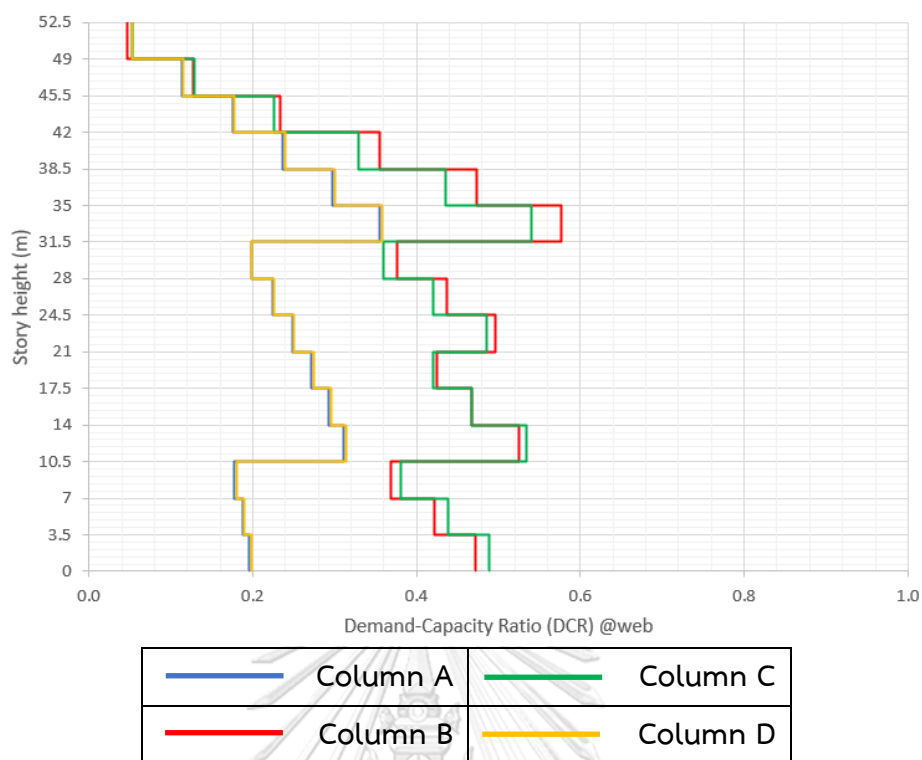


รูปที่ 4.59 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเวดตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF3

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) ของอาคาร SCBF4 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 15 ชั้น) จากรูปที่ 4.60 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสียบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาของอาคาร SCBF4 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และจากรูปที่ 4.61 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสียบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาของอาคาร SCBF4 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เช่นกัน ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นในเสา

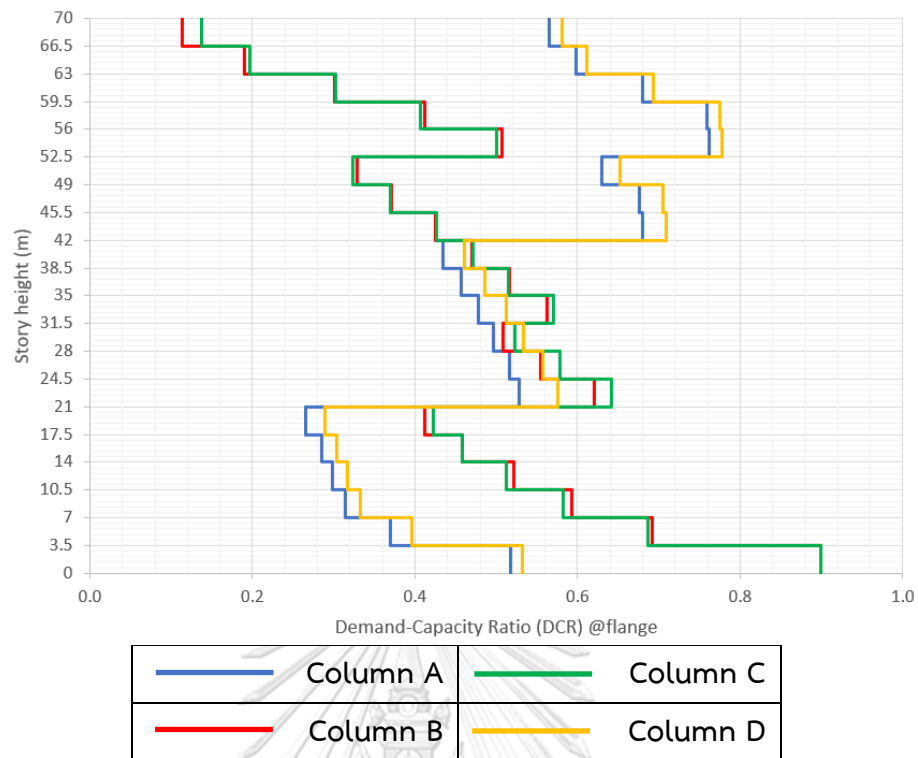


รูปที่ 4.60 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF4

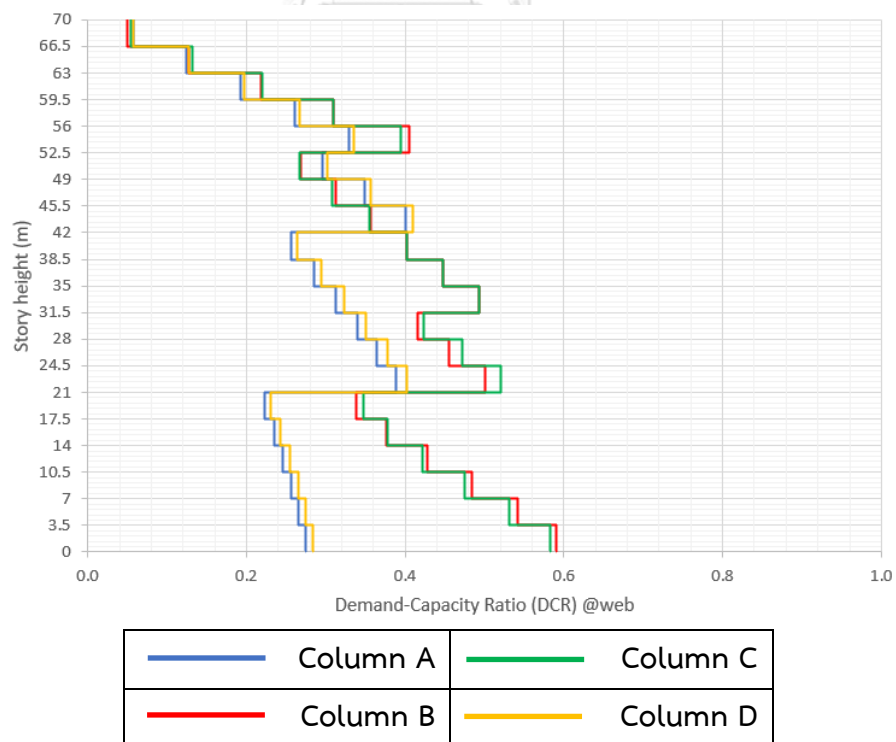


รูปที่ 4.61 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF4

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) ของอาคาร SCBF5 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 20 ชั้น) จากรูปที่ 4.62 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสียบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาของอาคาร SCBF5 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และจากรูปที่ 4.63 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสียบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาของอาคาร SCBF5 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เช่นกัน ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นในเสา

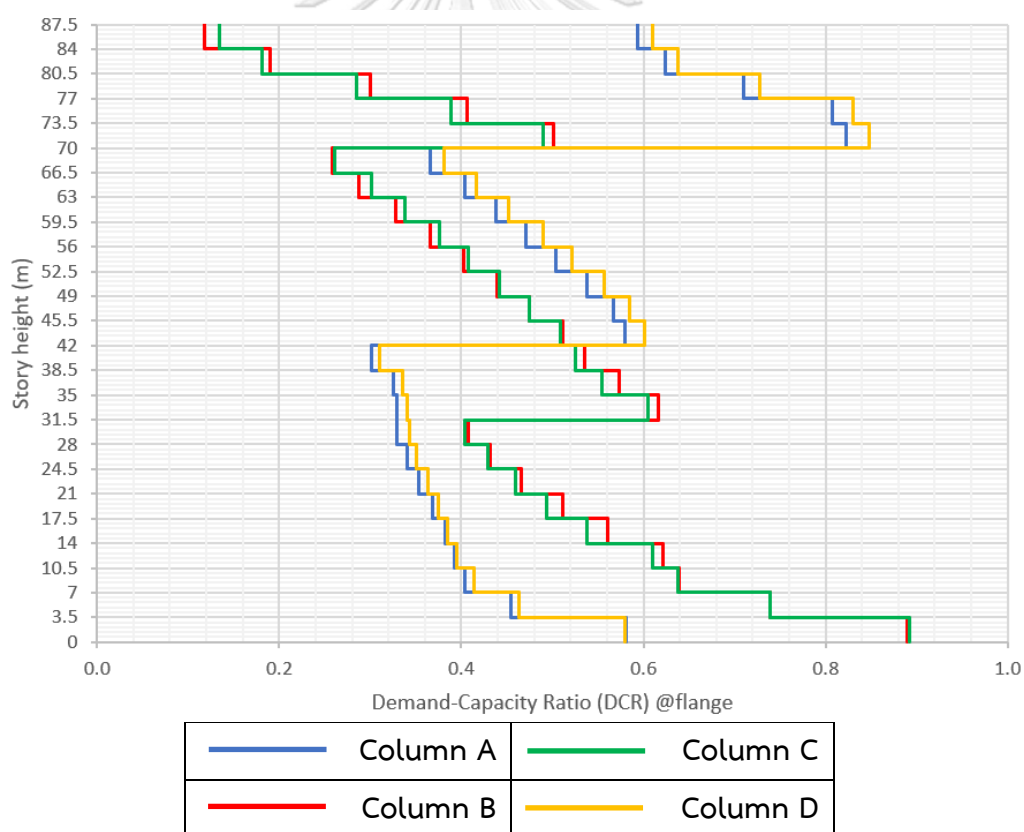


รูปที่ 4.62 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF5

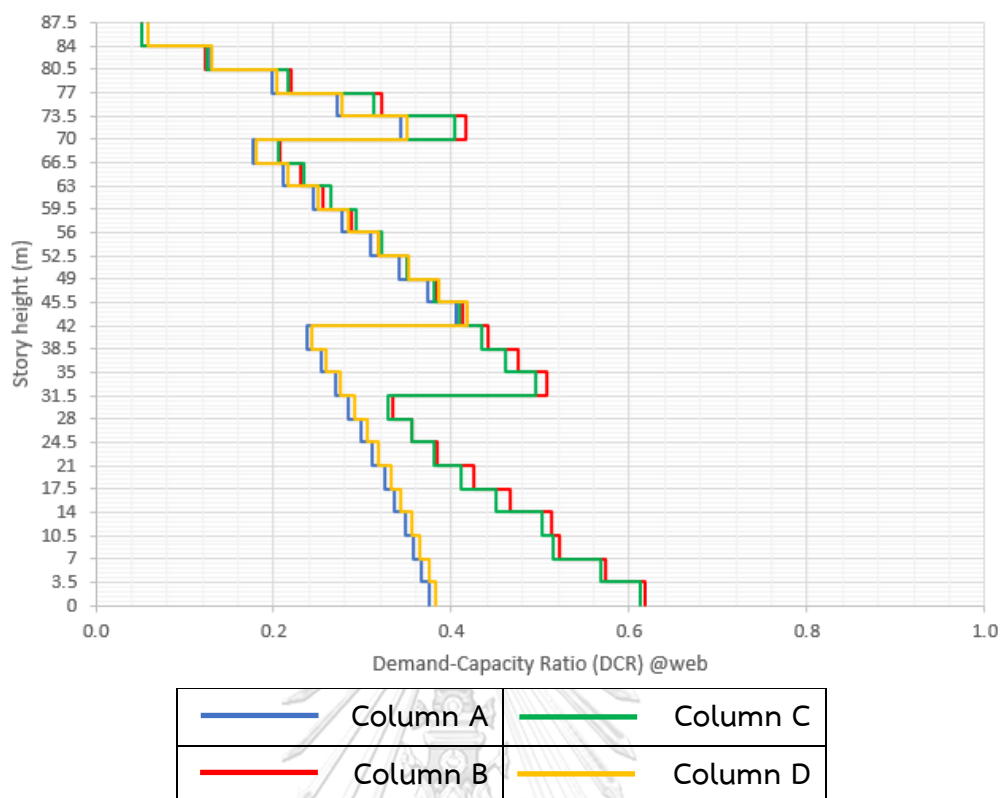


รูปที่ 4.63 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเวดตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF5

ผลการวิเคราะห์การโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) ของอาคาร SCBF6 (อาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 25 ชั้น) จากรูปที่ 4.64 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นปีกของเสาของอาคาร SCBF6 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และจากรูปที่ 4.65 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสา พบว่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาสูง แต่ค่า DCR บริเวณแผ่นเอวของเสาของอาคาร SCBF6 ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เช่นกัน ซึ่งแสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นในเสา



รูปที่ 4.64 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีกตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF6



รูปที่ 4.65 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นเอวตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF6

#### 4.2.5 ผลการวิเคราะห์การวิบัติของจุดต่อ

การพิจารณาการวิบัติของจุดต่อนั้น โดยจะตรวจสอบอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ซึ่งกำลังต้านทาน (Capacity) มาจากการหาค่าสูงสุดของจุดต่อตามมาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1304-61 และจากนั้นนำไปตรวจสอบการวิบัติของจุดต่อกับแรงที่ต้องต้านทานที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) ซึ่งเป็นแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวที่จุดต่อต้องต้านทาน

อาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษาหลังจากวิเคราะห์การต้านทานแผ่นดินไหวด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) และองค์อาคารถูกออกแบบตามมาตรฐาน AISC360-16 แล้วนั้น ตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61 ซึ่งการออกแบบจุดต่อนั้นจะถูกออกแบบโดยใช้ค่ากำลังต้านทานที่คาดหวังขององค์อาคารบริเวณนั้นเป็นแรงที่ต้องต้านทานสำหรับการออกแบบจุดต่อ และสมมติให้จุดต่อของอาคารที่ทำการศึกษามีกำลังต้านทานไม่น้อยกว่าแรงนี้ โดยค่ากำลัง

ด้านทานที่คาดหวังนั้นจะขึ้นอยู่กับรูปแบบของจุดต่อ และประเภทของอาคารโครงสร้าง จากแบบร่างรายละเอียดของจุดต่อสำหรับอาคารโครงด้านแรงดัดเหล็กที่แสดงดังรูปที่ 3.14 นั้นมีลักษณะสอดคล้องกับรอยต่อยึดแผ่นเอวและแผ่นปีกด้วยรอยเชื่อมไม่เสริมกำลัง (Welded Unreinforced Flange Welded Web Moment Connection ,WUF-W) ตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61 ซึ่งกำหนดโมเมนต์ดัดสูงสุด และแรงเฉือนที่ใช้การออกแบบตามสมการที่ 4-4 และสมการที่ 4-5 ตามลำดับ

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_x \quad (4-4)$$

$$V_u = (2M_{pr}/L_h) + V_{gravity} \geq h_w t_w (0.6R_yF_y) \quad (4-5)$$

ซึ่ง  $M_{pr}$  และ  $V_u$  คือ โมเมนต์ดัดสูงสุดที่จุดหมุนพลาสติก และกำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการของคาน ตามลำดับ  $C_{pr}$  คือ ตัวประกอบสำหรับกำลังสูงสุดของรอยต่อแบบ WUF-W มีค่าเท่ากับ 1.4  $R_y$  คือ อัตราส่วนหน่วยแรงครากที่คาดหวังต่อกำลังครากระบุต่ำสุดมีค่าเท่ากับ 1.5 สำหรับเหล็กชนิด (Steel grade) SS400 และ  $L_h$  คือ ระยะห่างระหว่างจุดหมุนพลาสติก

สำหรับอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ จากแบบร่างรายละเอียดของจุดต่อที่แสดงดังรูปที่ 3.15 ตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61 มีข้อกำหนดสำหรับโมเมนต์ดัดสูงสุด และแรงเฉือนใช้ในการออกแบบรอยต่อเสาและคาน และสำหรับแรงอัด และแรงดึงสูงสุดที่ใช้ในการออกแบบรอยต่อค้ำยันทแยงดังนี้

รอยต่อเสาและคาน

$$M_{pr} = 1.1R_yF_yZ_x \quad (4-6)$$

$$V_u = (2M_{pr}/L_h) + V_{gravity} \geq h_w t_w (0.6R_yF_y) \quad (4-7)$$

รอยต่อค้ำยันทแยง

$$T_n = R_yF_yA_g \quad (4-8)$$

$$P_n = 1.1(1.14F_{cre}A_g) \geq R_yF_yA_g \quad (4-9)$$

ซึ่ง  $T_n$  และ  $P_n$  คือ กำลังดึง และกำลังอัดที่ใช้ในการออกแบบรอยต่อค้ำยันทแยงตามลำดับ  $F_{cre}$  คือ หน่วยแรงอัดวิกฤติที่คาดหวังของค้ำยันทแยง และ  $A_g$  คือ พื้นที่หน้าตัดของค้ำยันทแยง

รอยต่อเสาและคาน สำหรับการใช้โมเมนต์ดัดสูงสุดที่จุดหมุนพลาสติกนั้นจะใช้ในการออกแบบรอยเชื่อม หรือจุดต่ออื่น ที่กระทำที่บริเวณปีกของคานกับหน้าเสาในรูปแบบของแรงดึง และกำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการของคานใช้สำหรับการออกแบบรอยเชื่อม หรือจุดต่ออื่นที่กระทำที่บริเวณเอวของคานกับหน้าเสาในรูปแบบของแรงเฉือน สำหรับรอยต่อค้ำยันทแยง กำลังตามแนวแกนของค้ำยันทแยงสูงสุดที่ค้ำยันทแยงรับได้นั้นใช้สำหรับออกแบบแผ่นเหล็ก และรอยเชื่อมที่ติดกับคานและเสาตามรูปที่ 3.15

ผลการวิเคราะห์การวิบัติของจุดต่อของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง ตารางที่ 4.35 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ของโมเมนต์ และแรงเฉือน สำหรับรอยต่อเสา-คาน ซึ่งคำนวณจากอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานที่ได้จากการวิเคราะห์ NLRHA ต่อกำลังต้านทานรอยต่อเสา-คาน ตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61 พบว่า DCR ของรอยต่อเสา-คานของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับให้กล่าวคือจุดต่อที่ออกแบบตามมาตรฐาน มยผ. 1304 สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นได้

**ตารางที่ 4.35** อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของรอยต่อเสา-คานของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง

Building	No. of Stories	Demand to capacity ratio (DCR)	
		Beam	
		Shear	Moment
IMF1	3	0.544	0.711
IMF2	6	0.624	0.840
IMF3	9	0.629	0.867

ผลการวิเคราะห์การวิบัติของจุดต่อของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ ตารางที่ 4.36 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ของโมเมนต์ และแรงเฉือน สำหรับรอยต่อเสา-คาน ซึ่งคำนวณจากอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานที่ได้จากการวิเคราะห์ NLRHA ต่อกำลังต้านทานรอยต่อเสา-คาน ตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61 พบว่า DCR ของรอยต่อเสา-คานของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ ยังอยู่ใน



เกณฑ์ที่ยอมให้กล่าวคือจุดต่อที่ออกแบบตามมาตรฐาน มยผ. 1304 สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นได้

**ตารางที่ 4.36** อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของรอยต่อเสา-คานของอาคารโครงสร้างดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ

Building	No. of Stories	Demand to capacity ratio (DCR)	
		Beam	
		Shear	Moment
SMF1	3	0.562	0.733
SMF2	6	0.654	0.867
SMF3	9	0.670	0.773
SMF4	15	0.641	0.758

ผลการวิเคราะห์การวิบัติของจุดต่อของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ ตารางที่ 4.37 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ของโมเมนต์ และแรงเฉือน สำหรับรอยต่อเสา-คาน ซึ่งคำนวณจากอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานที่ได้จากการวิเคราะห์ NLRHA ต่อกำลังต้านทานรอยต่อเสา-คาน ตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61 และสำหรับรอยต่อค้ำยันทแยง แรงอัด และแรงดึง ซึ่งคำนวณจากอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานที่ได้จากการวิเคราะห์ NLRHA ต่อกำลังต้านทานรอยต่อค้ำยันทแยง ตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61 พบว่า DCR ของรอยต่อเสา-คาน และ DCR ของรอยต่อค้ำยันทแยง ของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้กล่าวคือจุดต่อที่ออกแบบตามมาตรฐาน มยผ. 1304 สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นได้

**ตารางที่ 4.37** อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของรอยต่อเสา-คาน และ รอยต่อค้ำยันทแยงของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ

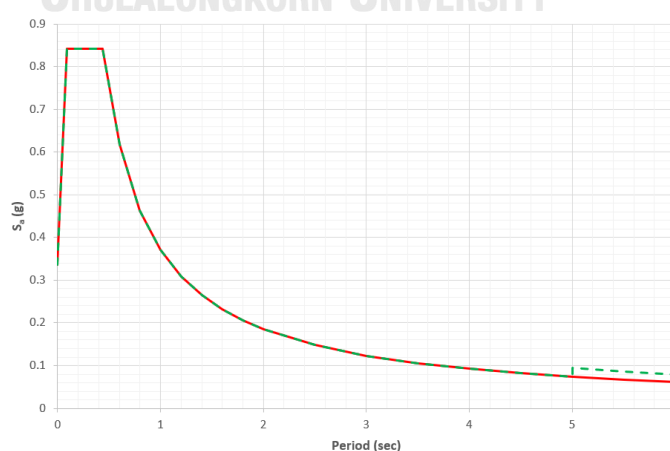
Building	No. of Stories	Demand to capacity ratio (DCR)			
		Beam		Bracing	
		Shear	Moment	Tension	Compression
SCBF1	3	0.408	0.455	0.422	0.686

**ตารางที่ 4.37** อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของรอยต่อเสา-คาน และ รอยต่อค้ำยันแท่งของอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (ต่อ)

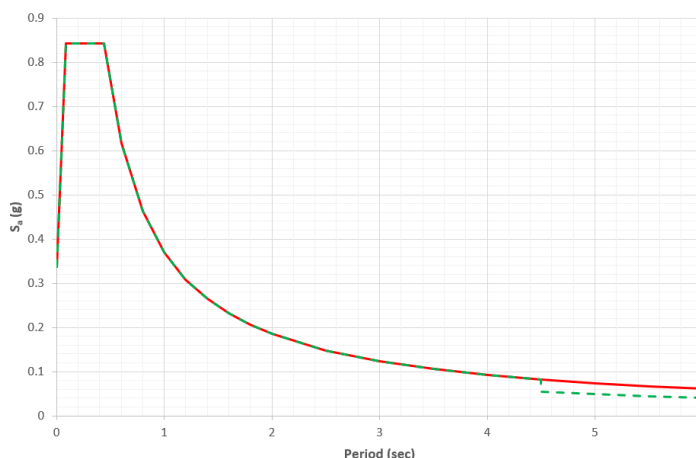
Building	No. of Stories	Demand to capacity ratio (DCR)			
		Beam		Bracing	
		Shear	Moment	Tension	Compression
SCBF2	6	0.454	0.604	0.524	0.766
SCBF3	9	0.543	0.796	0.604	0.802
SCBF4	15	0.618	0.728	0.571	0.770
SCBF5	20	0.645	0.780	0.565	0.777
SCBF6	25	0.697	0.848	0.530	0.760

#### 4.2.6 ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่ง

การหาแรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งสำหรับการออกแบบรายชิ้นส่วนตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1301/1302-61 จะใช้วิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) โดยจะทำการปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมบริเวณที่คาบตรงกับคาบการสั่นพื้นฐาน (mode 1) โดยการคูณด้วย  $S_F \cdot \Omega_0 / R$  โดยค่า  $S_F$ ,  $\Omega_0$  และ  $R$  เป็นไปตามหัวข้อที่ 4.1 และค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการหาแรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งตามวิธี MRSA ของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF) และอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF) แสดงดังรูปที่ 4.66 และ 4.67 ตามลำดับ โดยการวิเคราะห์ MRSA ในงานวิจัยนี้จะใช้องค์อาคารที่ได้จากออกแบบด้วยการวิเคราะห์วิธี RSA



**รูปที่ 4.66** ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการหาแรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งตามวิธี MRSA ของอาคาร SMF



**รูปที่ 4.67** ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการหาแรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งตามวิธี  
MRSA ของอาคาร SCBF

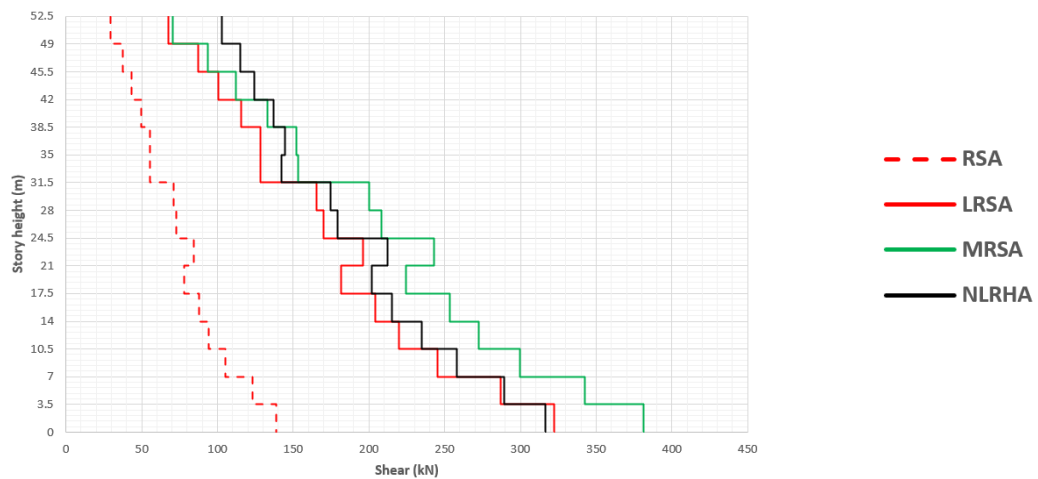
ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งของเสาของอาคาร SMF4 (อาคารโครงสร้าง  
แรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ 15 ชั้น) จากการหาค่าแรงเฉือนจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA,  
MRSA และ NLRHA ของเสา A, B, C และ D แสดงดังรูปที่ 4.68, 4.69, 4.70 และ 4.71 ตามลำดับ  
และ รูปที่ 4.72 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานจากการวิเคราะห์ วิธี NLRHA กับกำลัง  
ต้านทาน (ตามภาคผนวก ข) (Demand-capacity ratio, DCR) ของแรงเฉือนตลอดความสูงของเสา  
และ ตารางที่ 4.38 แสดงค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน (shear capacity) ของเสา A, B, C และ D  
ตลอดความสูงของเสา พบว่า ค่าแรงเฉือนจากการวิเคราะห์วิธี NLRHA มีค่ามากกว่า ค่าแรงเฉือนจาก  
การวิเคราะห์วิธี RSA มาก และค่าแรงเฉือนจากการวิเคราะห์วิธี MRSA มีค่ามากกว่า ค่าแรงเฉือน  
จากการวิเคราะห์วิธี NLRHA และจากการตรวจสอบ DCR จะพบว่า DCR ของเสายังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอม  
ให้ ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน (shear capacity) มีค่ามากกว่าค่าแรงเฉือนจากวิธี RSA หลายเท่า  
แม้ว่าค่าแรงเฉือนจากการวิเคราะห์วิธี NLRHA มีค่ามากกว่าค่าแรงเฉือนจากวิธี RSA แต่ก็ยังไม่เกิน  
เกณฑ์กำลังต้านทานแรงเฉือน เนื่องจากรูปแบบของการวิบัติ (failure mode) ขององค์อาคารเหล็กที่  
ไม่ได้ถูกควบคุมด้วยแรงเฉือน ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารเหล็กนั้นถูกควบคุมด้วย  
รูปแบบของการวิบัติอื่นต่างจากคอนกรีตเสริมเหล็ก

ตารางที่ 4.38 ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน (shear capacity) ของเสา A, B, C และ D ตลอดความสูงของเสา

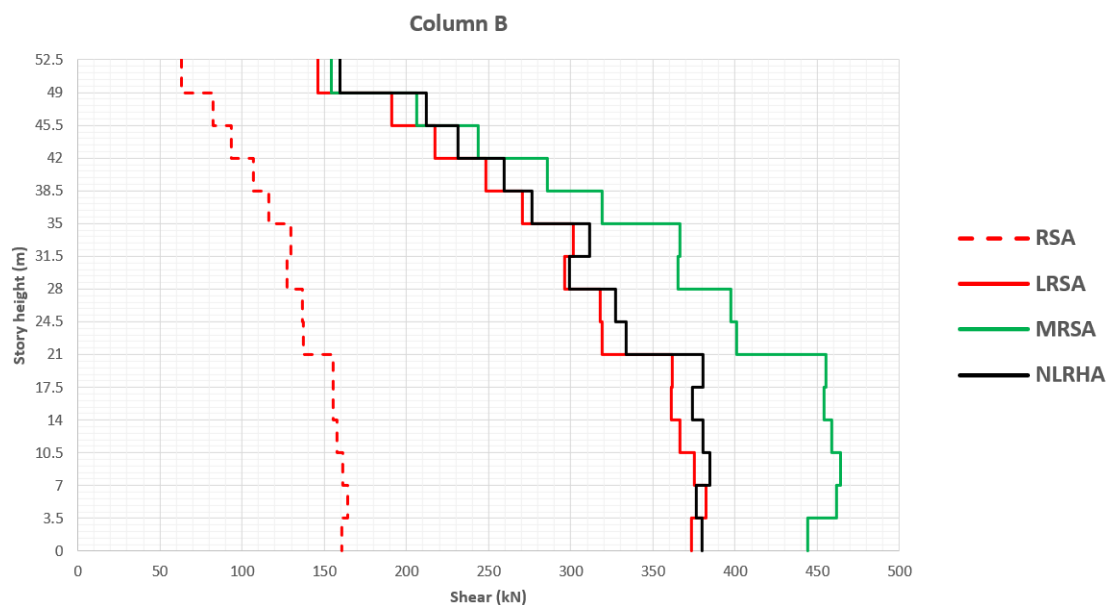
Column Label	Story	Column Member	Shear capacity (kN)
Column A, D	1-6	H-912x302x18x34	3,213
Column A, D	7-9	H-588x300x12x20	1,391
Column A, D	10-15	H-500x200x10x16	990
Column B, C	1-6	H-912x302x18x34	3,213
Column B, C	7-15	H-588x300x12x20	1,391



Column A

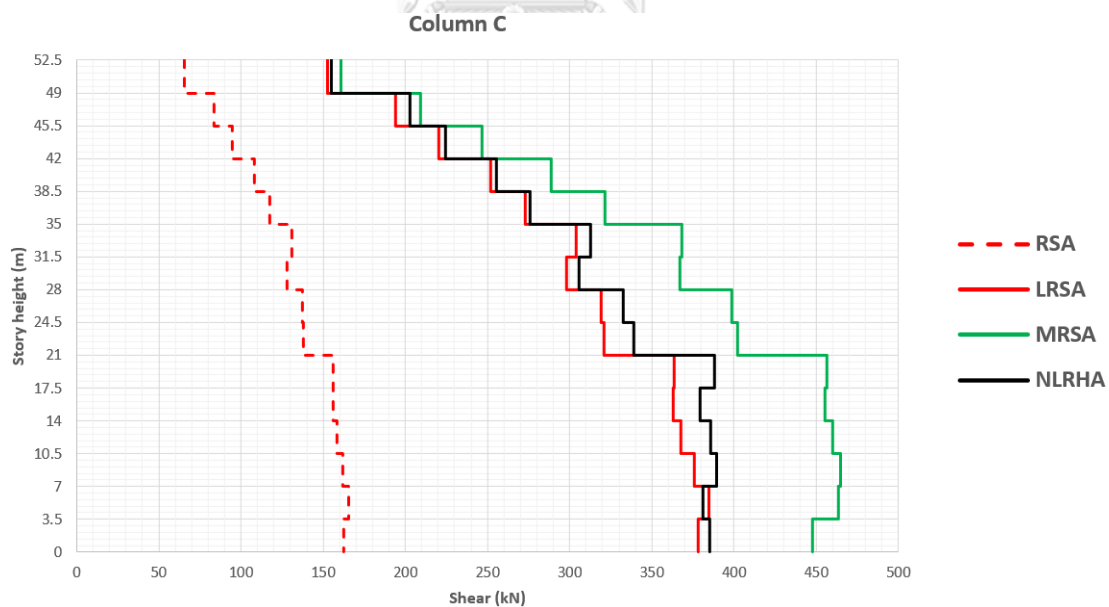


รูปที่ 4.68 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column A ในอาคาร SMF4



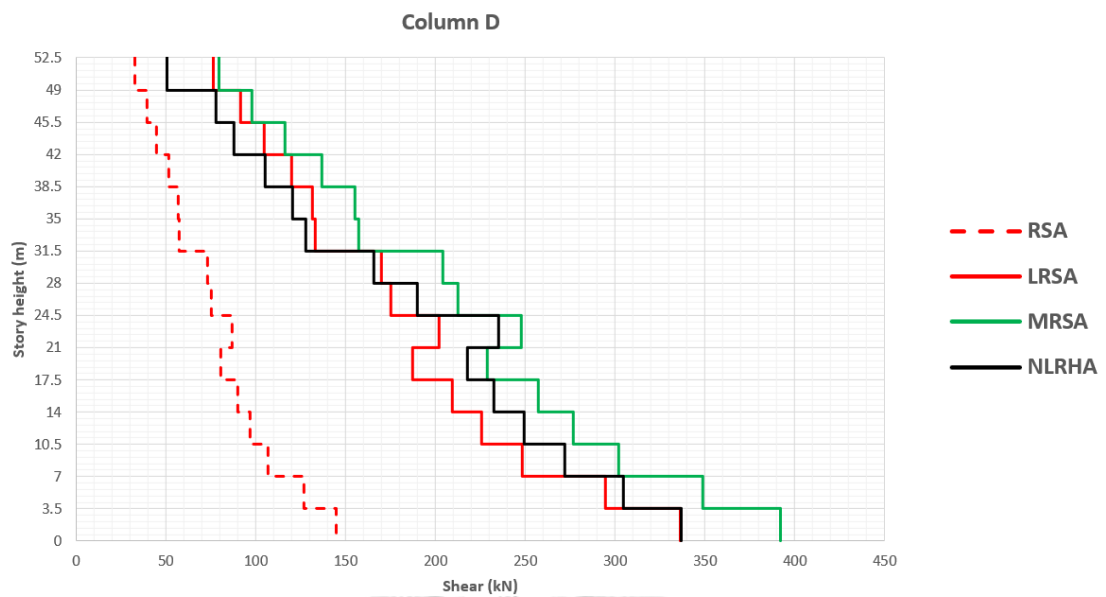
รูปที่ 4.69 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column B ในอาคาร

SMF4

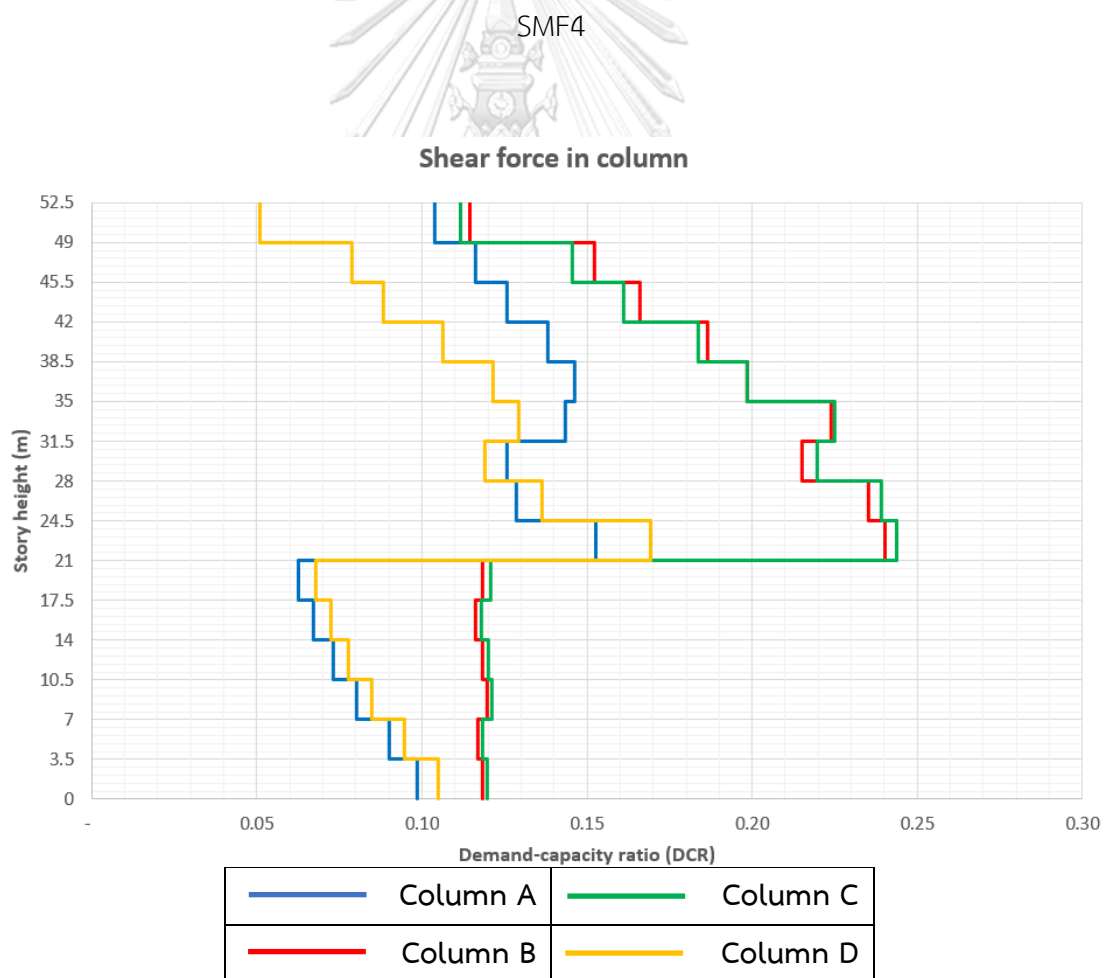


รูปที่ 4.70 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column C ในอาคาร

SMF4



รูปที่ 4.71 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column D ในอาคาร

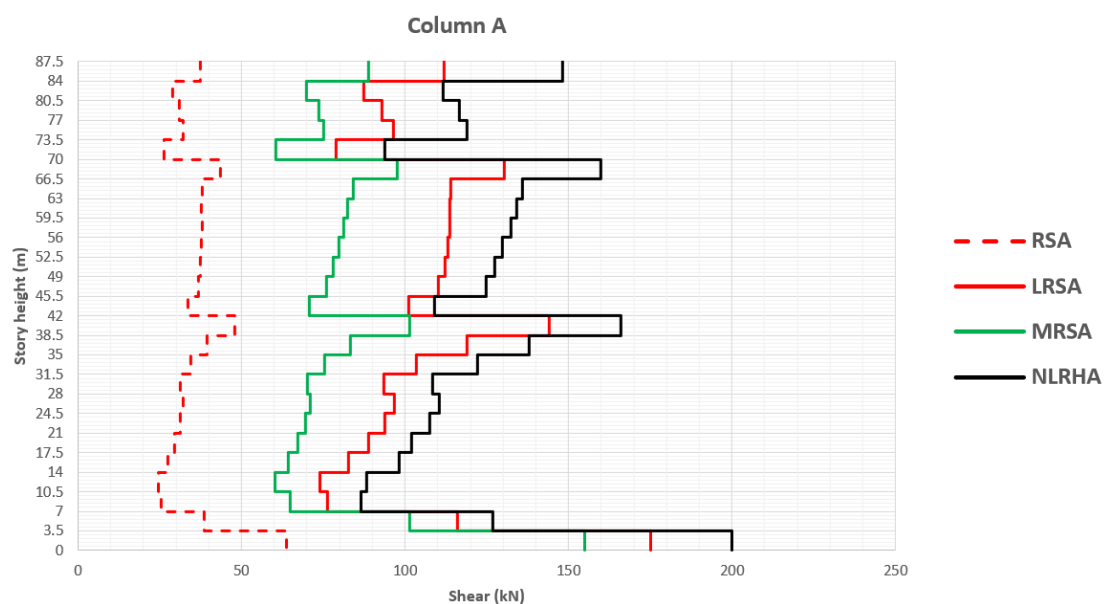


รูปที่ 4.72 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานจากการวิเคราะห์ วิธี NLRHA กับกำลังต้านทาน (DCR) ของแรงเฉือนตลอดความสูงของเสาของอาคาร SMF4

ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนในองค์อาคารแนวตั้งของเสาของอาคาร SCBF6 (อาคารโครง  
 แกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ 25 ชั้น) จากการหาค่าแรงเฉือนจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA,  
 MRSA และ NLRHA ของเสา A, B, C และ D แสดงดังรูปที่ 4.73, 4.74, 4.75 และ 4.76 ตามลำดับ  
 และรูปที่ 4.77 แสดงอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานจากการวิเคราะห์วิธี NLRHA กับกำลังต้านทาน  
 (ตามภาคผนวก ข) (Demand-capacity ratio, DCR) ของแรงเฉือนตลอดความสูงของเสา และ  
 ตารางที่ 4.39 แสดงค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน (shear capacity) ของเสา A, B, C และ D ตลอด  
 ความสูงของเสา พบว่า ค่าแรงเฉือนจากการวิเคราะห์วิธี NLRHA มีค่ามากกว่า ค่าแรงเฉือนจากการ  
 วิเคราะห์วิธี RSA มาก และค่าแรงเฉือนจากการวิเคราะห์วิธี MRSA มีค่ามากกว่า ค่าแรงเฉือนจาก  
 การวิเคราะห์วิธี RSA แต่น้อยกว่าค่าแรงเฉือนจากการวิเคราะห์วิธี NLRHA และจากการตรวจสอบ  
 DCR จะพบว่า DCR ของเสายังอยู่ในเกณฑ์ยอมให้ ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน (shear capacity) มี  
 ค่ามากกว่าค่าแรงเฉือนจากวิธี RSA หลายเท่า แม้ว่าค่าแรงเฉือนจากการวิเคราะห์วิธี NLRHA มีค่า  
 มากกว่าค่าแรงเฉือนจากวิธี RSA แต่ก็ยังไม่เกินเกณฑ์กำลังต้านทานแรงเฉือน เนื่องจากรูปแบบของ  
 การวิบัติ (failure mode) ขององค์อาคารเหล็กที่ไม่ได้ถูกควบคุมด้วยแรงเฉือน ค่ากำลังต้านทานแรง  
 เฉือนขององค์อาคารเหล็กนั้นถูกควบคุมด้วยรูปแบบของการวิบัติอื่นต่างจากคอนกรีตเสริมเหล็ก

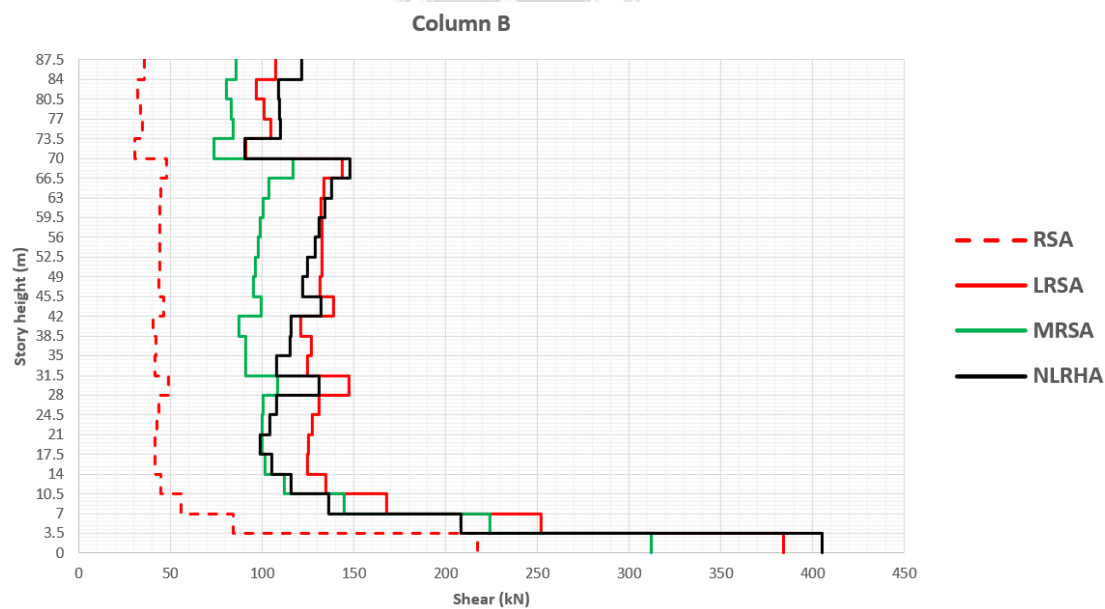
**ตารางที่ 4.39** ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน (shear capacity) ของเสา A, B, C และ D ตลอดความสูง  
 ของเสา

Column Label	Story	Column Member	Shear capacity (kN)
Column A, D	1-12	H-1000x300x19x36	3,729
Column A, D	13-20	H-588x300x12x20	1,319
Column A, D	21-25	H-400x200x8x13	633
Column B, C	1-3	H-1310x405x33x46	8,501
Column B, C	4-9	H-1208x405x31x45	7,330
Column B, C	10-20	H-1008x302x21x40	4,122
Column B, C	21-25	H-588x300x12x20	1,391



รูปที่ 4.73 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column A ในอาคาร

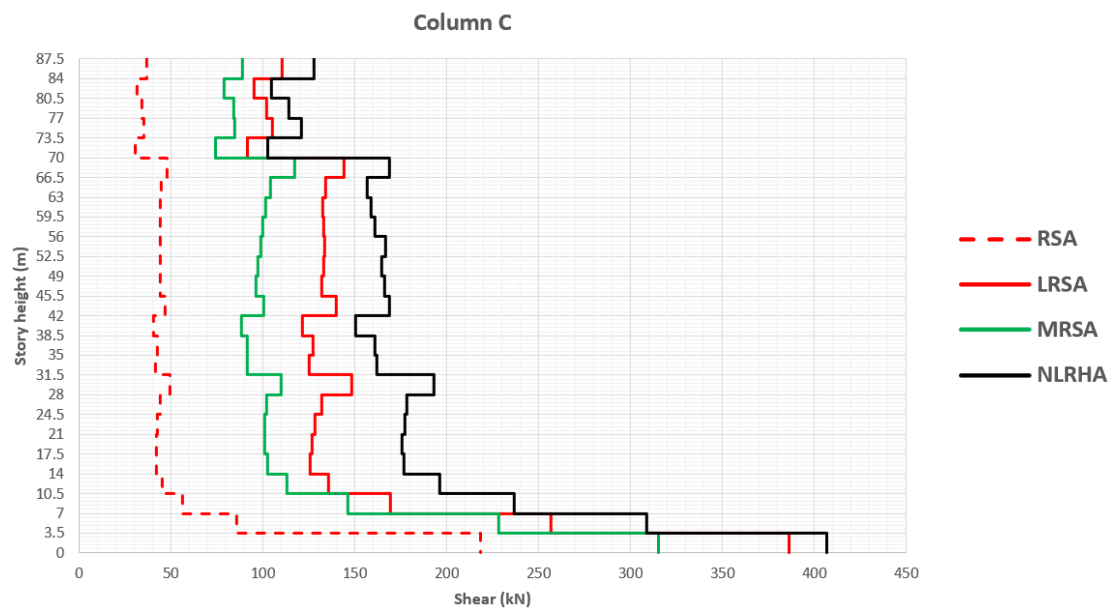
SCBF6



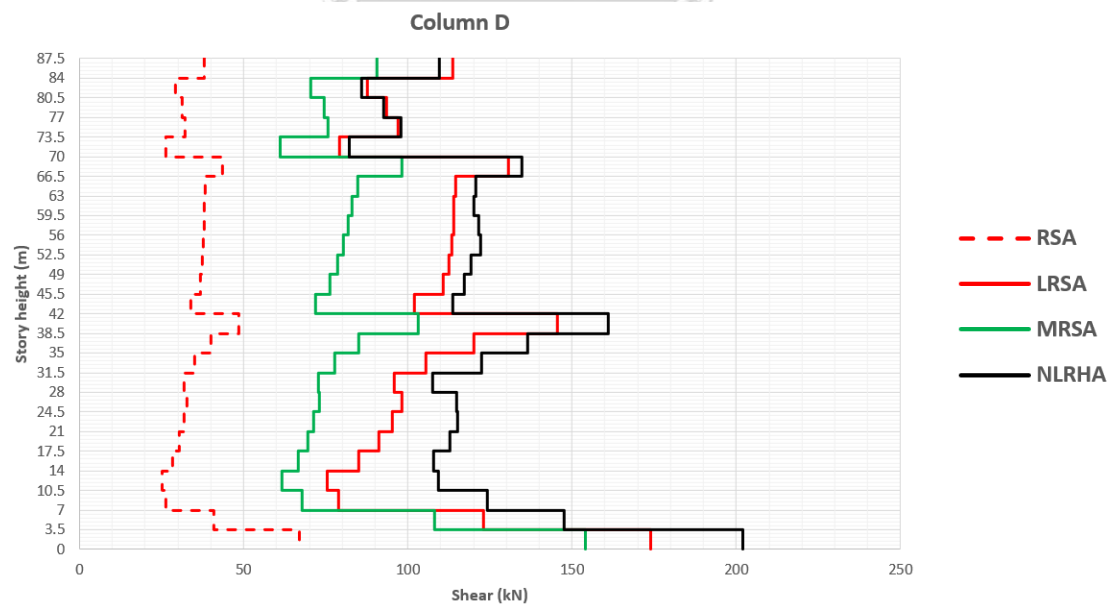
รูปที่ 4.74 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column B ในอาคาร

SCBF6

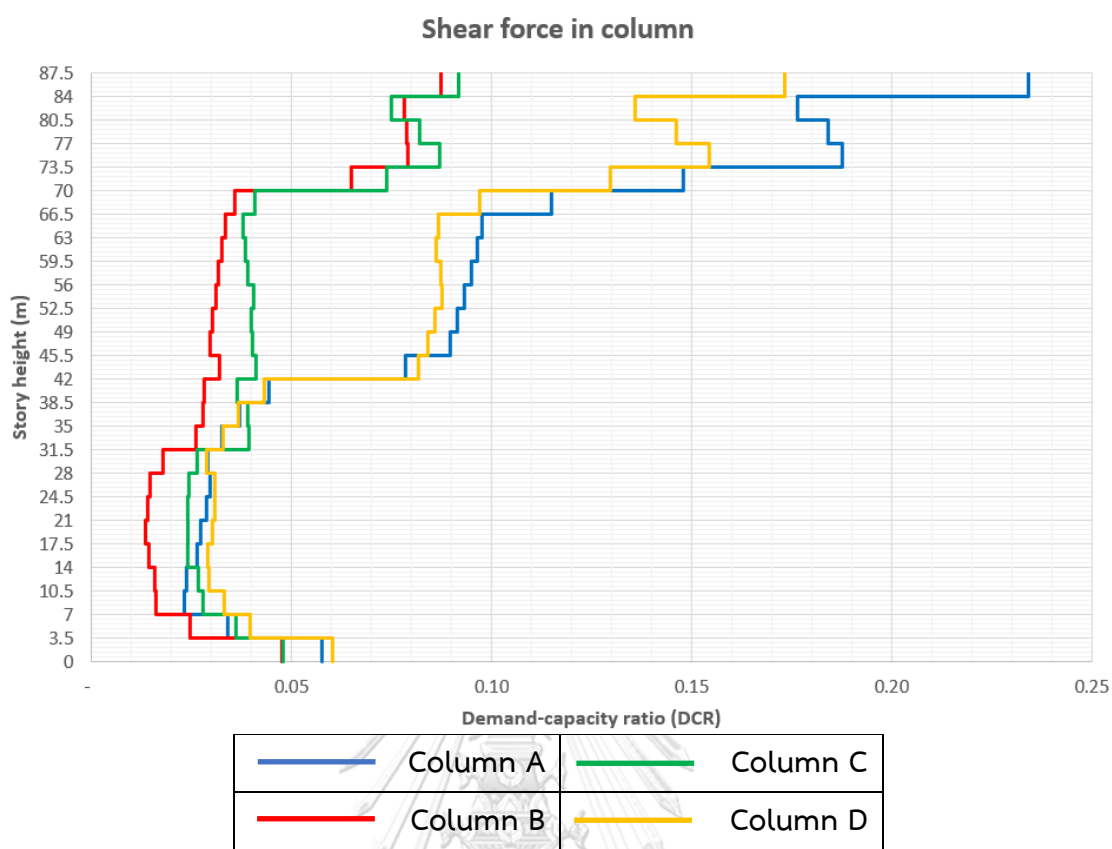




รูปที่ 4.75 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column C ในอาคาร SCBF6



รูปที่ 4.76 ค่าแรงเฉือนในเสาจากวิธี RSA, LRSA, MRSA และ NLRHA ของ column D ในอาคาร SCBF6



รูปที่ 4.77 อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานจากการวิเคราะห์ วิธี NLRHA กับกำลังต้านทาน (DCR) ของแรงเฉือนตลอดความสูงของเสาของอาคาร SCBF6

## บทที่ 5

### สรุปผลการศึกษา

#### 5.1 สรุปผลการศึกษา

งานวิจัยนี้ศึกษาสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ถูกออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองในการต้านทานแผ่นดินไหว อาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษาประกอบด้วยอาคาร 3 ประเภท คือ อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF) ที่มีความสูง 3, 6 และ 9 ชั้น, อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame, SMF) ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 15 ชั้น และ อาคารโครงแกนแรงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF) ที่มีความสูง 3, 6, 9, 15, 20, และ 25 ชั้น อาคารโครงสร้างเหล็กได้รับการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) ตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1301/1302-61 และถูกออกแบบตามมาตรฐาน AISC 360-16 จากนั้นนำไปวิเคราะห์หาผลตอบสนองต่อแผ่นดินไหวด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) ภายใต้แผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับสเปกตรัมออกแบบของ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 จำนวน 10 คลื่น จากผลการศึกษาในข้างต้นพบว่า

1. จากการพิจารณาความเสียหายของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF) และอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF) จากการวิเคราะห์การหมุนพลาสติก ที่ถูกประเมินโดยอ้างอิงจากเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของอาคารโครงสร้างเหล็ก (acceptance criteria) จากมาตรฐาน ASCE 41-13 พบว่าเสาของอาคารบางตำแหน่งเกิดการครากแล้ว แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy Level, IO) และคานเหล็กบางตำแหน่งที่มีการหมุนพลาสติกเกินเกณฑ์ระดับ IO แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level, LS) ซึ่งอาคารจำเป็นต้องทำการซ่อมแซมก่อนกลับเข้าใช้งานได้ตามปกติ หลังเกิดแผ่นดินไหว

2. จากการพิจารณาความเสียหายของอาคารโครงแกนแรงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF) จากการวิเคราะห์การหมุนพลาสติก และการเสียรูปตามแนวแกน พบว่า คานไม่เกิดการคราก,

ค้ำยันทแยงบางตำแหน่งบางตำแหน่งเกิดการครากแล้ว แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับระดับ IO และเสาของอาคารบางตำแหน่งมีการหมุนพลาสติกเกินเกณฑ์ระดับ IO แต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level, LS) ซึ่งอาคารจำเป็นต้องทำการซ่อมแซมก่อนกลับเข้าใช้งานได้ตามปกติ หลังเกิดแผ่นดินไหว

3. อาคารโครงสร้างเหล็กในการศึกษาครั้งนี้ มีความมั่นคงแข็งแรงและมีเสถียรภาพ โดยเมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร (story drift) พบว่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารของการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) และการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61

4. การพิจารณาการโก่งเดาะของเสาเหล็ก (column buckling) โดยจะตรวจสอบอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (Demand-capacity ratio, DCR) ของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา พบว่า DCR ของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาลง แต่ค่า DCR ของเสายังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับให้ จึงไม่เกิดการโก่งเดาะของเสาขึ้น

5. การพิจารณาการโก่งเดาะเฉพาะที่ของเสา (local buckling) เมื่อตรวจสอบด้วยอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) บริเวณแผ่นปีก และแผ่นเอวของเสาของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา พบว่า DCR บริเวณแผ่นปีก และแผ่นเอวของเสาบางตำแหน่งมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของชั้นสูงขึ้น เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของเสาลง แต่ค่า DCR ของแผ่นปีกและแผ่นเอวของเสายังอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับให้ จึงไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ขึ้นที่แผ่นปีกและแผ่นเอวของเสา

6. เมื่อพิจารณาการวิบัติของจุดต่อของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา พบว่าจุดต่อของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา มีกำลังต้านทานของจุดต่อที่ออกแบบตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61 นั้นเพียงพอต่อการต้านทานแรงที่เกิดขึ้นจากแผ่นดินไหวได้

7. จากการพิจารณาแรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งจากการวิเคราะห์วิธี RSA, MRSA และ NLRHA ของอาคาร SMF4 และ อาคาร SCBF6 พบว่าค่าแรงเฉือนจากวิธี NLRHA มีค่ามากกว่าค่าแรงเฉือนจากวิธี RSA มาก ค่าแรงเฉือนจากวิธี MRSA มีค่ามากกว่า ค่าแรงเฉือนจากวิธี NLRHA ในอาคาร SMF4 และค่าแรงเฉือนจากวิธี MRSA มีค่ามากกว่า ค่าแรงเฉือนจากวิธี RSA แต่น้อยกว่าค่าแรงเฉือนจากวิธี NLRHA ในอาคาร SCBF6 และจากการตรวจสอบ DCR จะพบว่า DCR ของเสายัง

อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน (shear capacity) มีค่ามากกว่าค่าแรงเฉือนจากวิธี RSA หลายเท่า แม้ว่าค่าแรงเฉือนจากการวิเคราะห์วิธี NLRHA มีค่ามากกว่าค่าแรงเฉือนจากวิธี RSA แต่ก็ยังไม่เกินเกณฑ์กำลังต้านทานแรงเฉือน เนื่องจากรูปแบบของการวิบัติ (failure mode) ขององค์อาคารเหล็กที่ไม่ได้ถูกควบคุมด้วยแรงเฉือน ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารเหล็กนั้นถูกควบคุมด้วยรูปแบบของการวิบัติอื่นต่างจากคอนกรีตเสริมเหล็ก

8. ดังนั้นการออกแบบอาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF), อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF) และอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF) ที่ศึกษาในงานวิจัยนี้ที่ถูกออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) แบบเดิม ร่วมกับ AISC 360 สำหรับออกแบบของค์อาคาร และ ร่วมกับมาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยพ. 1304-61 สำหรับออกแบบจุดต่อ นั้นเพียงพอต่อการต้านทานแผ่นดินไหว

9. แรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบของค์อาคารในแนวตั้งของอาคาร SMF4 และ SCBF6 จากการวิเคราะห์วิธี RSA นั้นเพียงพอเนื่องจากรูปแบบของการวิบัติ ขององค์อาคารเหล็กที่ไม่ได้ถูกควบคุมด้วยแรงเฉือน ไม่จำเป็นต้องใช้การวิเคราะห์วิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) ในการออกแบบอาคารต้านแผ่นดินไหวตาม มยพ.1301/1302-61

## 5.2 งานวิจัยในอนาคต จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

1. อาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษาทั้งหมดในงานวิจัยนี้ ตั้งอยู่ในพื้นที่ อำเภอมะนัง จังหวัด เชียงใหม่ ในอนาคตอาจพิจารณาอาคารที่ตั้งอยู่ในพื้นที่อื่น เช่น กรุงเทพมหานคร เป็นต้น
2. งานวิจัยนี้พิจารณาการวิบัติของจุดต่อที่รอยต่อ เสาคาน และรอยต่อค้ำยันทแยงในอนาคต ควรวิเคราะห์ panel zone เพิ่มเติม และอาคารที่ศึกษาทั้งหมดมีลักษณะสมมาตรในอนาคต ควรวิเคราะห์อาคารที่มีลักษณะไม่สมมาตรเพิ่มเติม



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
**CHULALONGKORN UNIVERSITY**

## บรรณานุกรม

### ภาษาไทย

กรมโยธาธิการและผังเมือง (2557). มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของ  
โครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ. 1303-57).

กรุงเทพมหานคร,ประเทศไทย.

กรมโยธาธิการและผังเมือง (2561). มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อด้านทาน  
การสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ. 1304-61). กรุงเทพมหานคร,ประเทศไทย.

กรมโยธาธิการและผังเมือง (2561). มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทานการสั่นสะเทือนของ  
แผ่นดินไหว (มยพ. 1301/1302-61). กรุงเทพมหานคร,ประเทศไทย.

ทักษิณ เทพชาตรี (2562). พฤติกรรมและการออกแบบโครงสร้างเหล็ก. กรุงเทพมหานคร,ประเทศไทย,  
สำนักพิมพ์จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

### ภาษาอังกฤษ

American Institute of Steel Construction (2010). Prequalified Connections for Special  
and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (ANSI/AISC 358-  
10). Chicago,Illinois.

American Institute of Steel Construction (2016). Seismic provisions for structural steel  
buildings (ANSI/AISC 341-16). Chicago,Illinois.

American Institute of Steel Construction (2016). Specification for Structural Steel  
Buildings (ANSI/AISC 360-16). Chicago, Illinois.

American Society of Civil Engineers (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing  
Buildings (ASCE/SEI 41-13). Reston, Virginia.

Deierlein, G., S. Bono, J. Malley, S. Mazzoni and C. Uang (2017). "Guidelines for  
Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part IIa – Steel Moment  
Frames." Rep. No. NIST GCR 17-917-46v2.

Dutta, A., K. Aswegan, R. Hanson, J. Harris, J. Malley, R. Sabelli, J. Collins, F. Charney and  
R. Tovan (2020). NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and  
Other Structures Volume II: Part 3 Resource Papers (FEMA P-2082-2). Washington,  
D.C.

- Gioncu, V. and F. Mazzolani (2013). Seismic design of steel structures. Broken Sound Parkway NW ,Boca Raton, CRC Press.
- Hamburger, R., G. Deierlein, D. Lehman, D. Lignos, L. Lowes, R. Pekelnicky, P. Shing, P. Somers and J. Van de Lindt (2017). "Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design." Rep. No. NIST GCR 17-917-45.
- Khy, K. (2018). Improved response spectrum analysis procedure for design of reinforced concrete tall buildings, Chulalongkorn University.

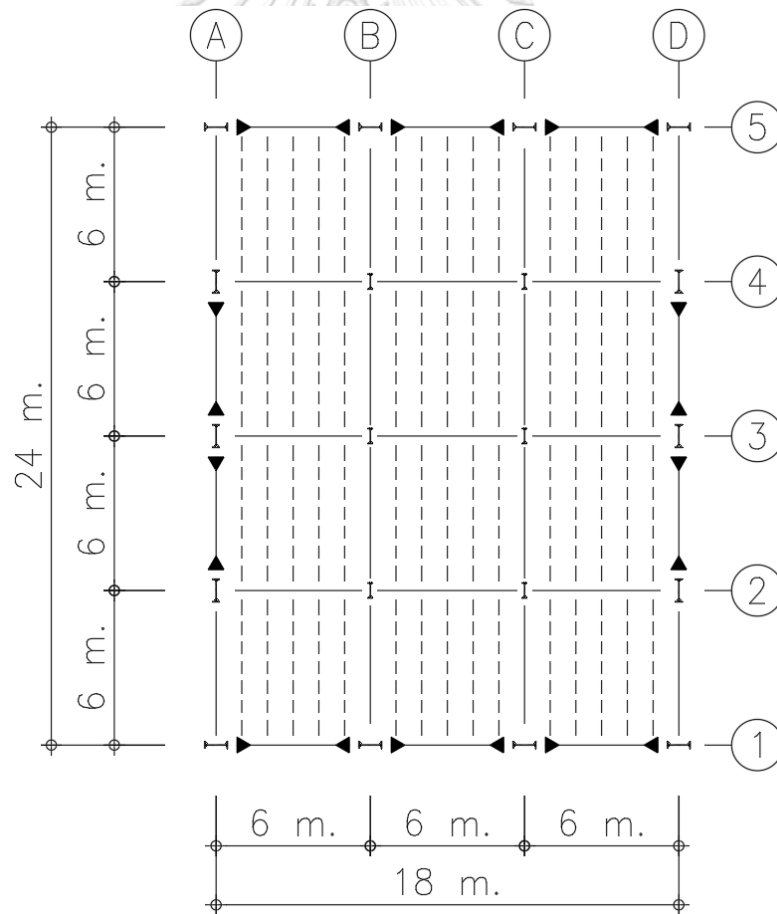




## ภาคผนวก ก

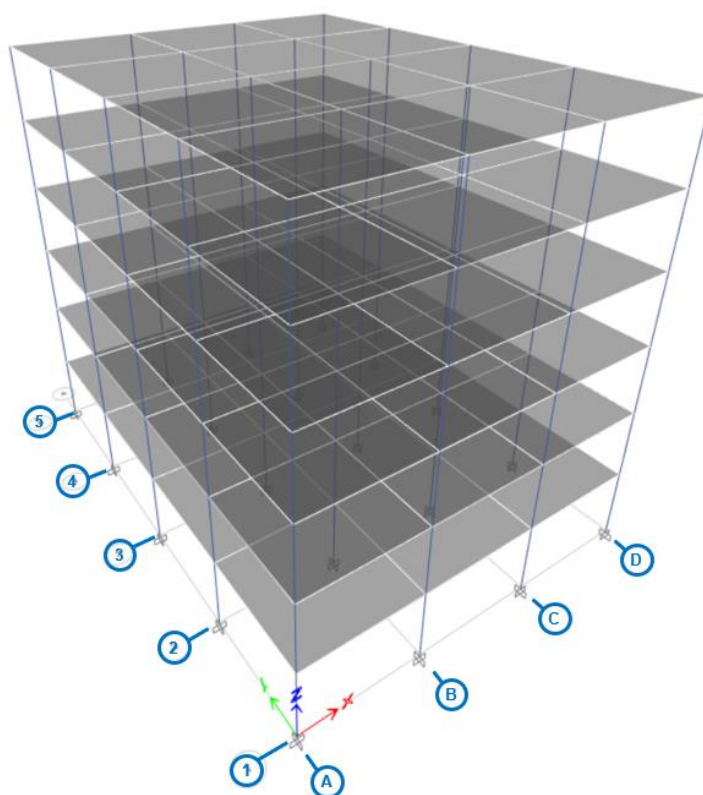
### การตรวจสอบการเคลื่อนตัวในทิศทาง $y$ ภายใต้แรงแผ่นดินไหวทิศทาง $x$

อาคารที่นำมาศึกษาในงานวิจัยนี้ประกอบด้วยอาคาร 3 ประเภท คือ อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame, IMF) ที่มีความสูง 3 ชั้น, 6 ชั้น และ 9 ชั้น, อาคารโครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame, SMF) ที่มีความสูง 3 ชั้น, 6 ชั้น, 9 ชั้น และ 15 ชั้น และ อาคารโครงแกว่งเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF) ที่มีความสูง 3 ชั้น, 6 ชั้น, 9 ชั้น, 15 ชั้น, 20 ชั้น, และ 25 ชั้น จากรูปที่ ก.1 แสดงแบบแปลนพื้นของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา จะเห็นว่าอาคารที่นำมาศึกษานี้มีความสมมาตรรอบแกน  $y$  และสมมาตรรอบแกน  $x$  จึงมีข้อสมมติฐานว่า จะไม่เกิด torsion ขึ้น



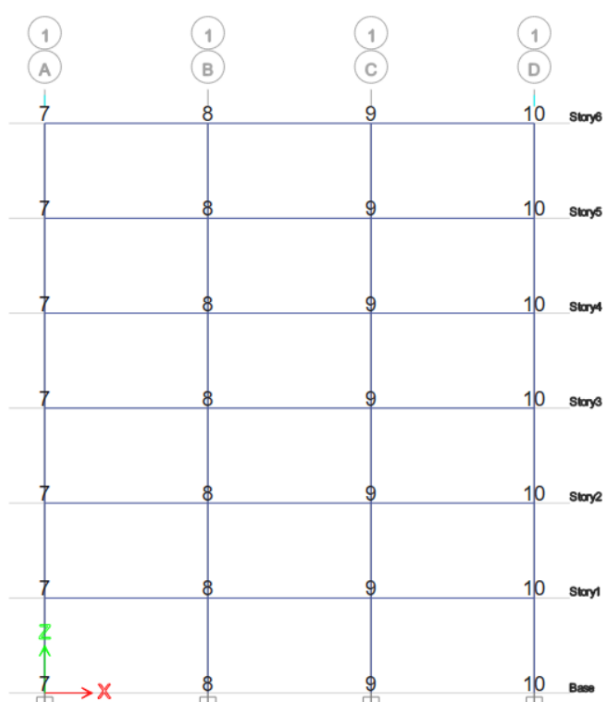
รูปที่ ก.1 แบบแปลนพื้นของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ศึกษา

ตรวจสอบการเคลื่อนตัวในทิศทาง  $y$  ภายใต้แรงแผ่นดินไหวทิศทาง  $x$  โดยใช้โปรแกรม ETABS ในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างสามมิติ และทำการวิเคราะห์แผ่นดินไหวด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) ที่กระทำในทิศทาง  $x$  โดยกำหนดให้อาคารที่ศึกษานี้ มีแผ่นพื้นที่มีความเป็นไดอะแฟรมแบบยึดแน่น (rigid diaphragm) และตั้งอยู่ที่ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ โดยในการตรวจสอบนี้จะจำลองอาคารโครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษที่มีความสูง 6 ชั้นดังรูปที่ ก.2 แสดงแบบจำลองอาคารโครงสร้างเหล็กที่ตรวจสอบแบบ 3 มิติจากโปรแกรม ETABS



รูปที่ ก.2 แบบจำลองอาคารโครงสร้างเหล็กที่ตรวจสอบแบบ 3 มิติจากโปรแกรม ETABS

ผลการวิเคราะห์พบว่าเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง  $x$  การเคลื่อนตัวในทิศทาง  $y$  เกิดขึ้นน้อยมากๆ หรือแทบไม่มี ดังแสดงดังตารางที่ ก.1 และรูปที่ ก.3 ซึ่งสอดคล้องกับสมมติฐาน ที่อาคารที่มีความสมมาตรรอบแกน  $y$  และ สมมาตรรอบแกน  $X$  จะไม่เกิด torsion ขึ้น และอาคารไม่เกิดการเคลื่อนที่ ตั้งฉากกับแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ ก.3 แบบแปลนคั่นข้างของ line 1 จากโปรแกรม ETABS

ตารางที่ ก.1 การเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำในทิศทาง x

Story	Label	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	Story	Label	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>
		mm.	mm.			mm.	mm.
Story1	7	10.61	-2.4E-12	Story4	7	75.561	-1.5E-11
Story1	8	10.61	-1E-12	Story4	8	75.561	-6E-12
Story1	9	10.61	-1.7E-12	Story4	9	75.561	2.98E-12
Story1	10	10.61	1.56E-12	Story4	10	75.561	1.2E-11
Story2	7	31.158	-6.9E-12	Story5	7	92.556	-1.7E-11
Story2	8	31.158	-3E-12	Story5	8	92.556	-6.5E-12
Story2	9	31.158	-5.3E-12	Story5	9	92.556	3.9E-12
Story2	10	31.158	4.73E-12	Story5	10	92.556	1.43E-11
Story3	7	53.794	-1.2E-11	Story6	7	103.898	-1.8E-11
Story3	8	53.794	-4.9E-12	Story6	8	103.898	-6.6E-12
Story3	9	53.794	1.78E-12	Story6	9	103.898	4.4E-12
Story3	10	53.794	8.46E-12	Story6	10	103.898	1.54E-11

## ภาคผนวก ข

### การตรวจสอบการวิบัติแรงเฉือนของเสา

การตรวจสอบการวิบัติแรงเฉือนของเสา โดยจะตรวจสอบแรงที่ต้องต้านทาน (demand) จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) เทียบกับกำลังต้านทาน (capacity) จากมาตรฐาน AISC 360 ซึ่งกำหนดเกณฑ์การตรวจสอบแรงเฉือนดังสมการที่ ข-1

$$V_n = 0.60F_y A_w C_v \quad (\text{ข-1})$$

โดยที่  $C_v$  คือ สัมประสิทธิ์การเฉือนของเอน สำหรับเหล็กชุบตัวไอ มีค่าเท่ากับ 1.0  
 $A_w$  คือ พื้นที่บริเวณเอนของหน้าตัด

ผลการตรวจสอบการวิบัติแรงเฉือนของเสาโดยแรงที่ต้องต้านทาน (demand) ใช้ค่าแรงเฉือนสูงสุดที่หน้าตัดของเสานั้นๆ จากอาคารที่ศึกษาในงานวิจัยนี้ทั้งหมดได้รับการวิเคราะห์ NLRHA เทียบกับกำลังต้านทาน (capacity) จากมาตรฐาน AISC 360-16 แสดงดังตารางที่ ข.1 พบว่าแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นจากแผ่นดินไหวที่กระทำกับหน้าตัดของเสานั้นๆ จากอาคารที่ศึกษาในงานวิจัยนี้ ต่ำกว่าแรงเฉือนที่ยอมให้จากมาตรฐาน AISC 360

**ตารางที่ ข.1** แรงเฉือนสูงสุดของเสาของอาคารที่ศึกษาจากวิธี NLRHA เทียบกับกำลังต้านทาน

Column member	$A_w$ m <sup>2</sup>	$V_n$ kN		Max. shear from NLRHA kN
H -294x200x8x12	0.00216	457	<	60
H -400x200x8x13	0.00299	633	<	148
H -450x200x9x14	0.00380	803	<	152
H -500x200x10x16	0.00468	990	<	272
H -588x300x12x20	0.00658	1,391	<	442
H -700x300x13x24	0.00848	1,793	<	507
H -900x300x16x28	0.01350	2,856	<	112

ตารางที่ ข.1 แรงเฉือนสูงสุดของเสาของอาคารที่ศึกษาจากวิธี NLRHA เทียบกับกำลังต้านทาน (ต่อ)

Column member	$A_w$ m <sup>2</sup>	$V_n$ kN		Max. shear from NLRHA kN
H -912x302x18x34	0.01519	3,213	<	391
H -1000x300x19x36	0.01763	3,729	<	457
H -1008x302x21x40	0.01949	4,122	<	173
H -1208x405x31x45	0.03466	7,330	<	679
H -1310x405x33x46	0.04019	8,501	<	707



### ภาคผนวก ค

#### การตรวจสอบการโก่งเดาะของค้ำยันทแยง

การตรวจสอบการโก่งเดาะของค้ำยันทแยงสำหรับอาคารโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame, SCBF) ที่มีความสูง 3 ชั้น, 6 ชั้น, 9 ชั้น, 15 ชั้น, 20 ชั้น, และ 25 ชั้น ที่ศึกษา โดยจะตรวจสอบแรงที่ต้องต้านทาน (demand) จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) เทียบกับกำลังต้านทาน (capacity) จากมาตรฐาน AISC 360 ดังสมการ

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad (\text{ค-1})$$

เมื่อ  $F_{ye} / F_e > 2.25$

$$\text{และ} \quad F_{cr} = (0.658)^{F_{ye}/F_e} F_{ye} \quad (\text{ค-2})$$

เมื่อ  $F_{ye} / F_e \leq 2.25$

ค้ำยันทแยงที่ใช้ในการศึกษานี้มีขนาดหน้าตัดเดียวคือ เหล็กกล่องสี่เหลี่ยม HSS-200 x 200 x 12 มีความยาวเท่ากับ 6.95 เมตร มีคาร์ซีมีไจเรชันเท่ากับ 0.0769 เมตร และพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ 0.009024 ตารางเมตร โดยคำนวณหากำลังต้านทาน (capacity) ดังนี้

จาก

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 (20 \times 10^8)}{\left(\frac{(1)(6.95)}{(0.0769)}\right)^2}$$

$$F_e = 241.71 \text{ MPa}$$

$$F_{ye} / F_e = 1.46$$

ดังนั้น

$$F_{cr} = (0.658)^{F_{ye}/F_e} F_{ye}$$

$$F_{cr} = 191.45 \text{ MPa}$$

$$P_n = 1728 \text{ kN}$$

กำลังรับแรงอัดตามแนวแกนที่คาดหวังของค้ำยันทแยง มีค่าเท่ากับ 1,728 kN และแรงที่ต้องต้านทาน (demand) ใช้ค่าแรงอัดตามแนวแกนที่เกิดขึ้นจากแผ่นดินไหวจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA ที่กระทำกับค้ำยันทแยง ดังตารางที่ ค.1 แสดงค่าแรงอัดตามแนวแกนสูงสุดของค้ำยันทแยงจากการวิเคราะห์ NLRHA ของอาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษที่ศึกษา พบว่าแรงอัดตามแนวแกนจากการวิเคราะห์ NLRHA มีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงอัดตามแนวแกนที่คาดหวังของค้ำยันทแยง ดังนั้นค้ำยันทแยงของอาคารที่ศึกษาไม่เกิดการโก่งเดาะ

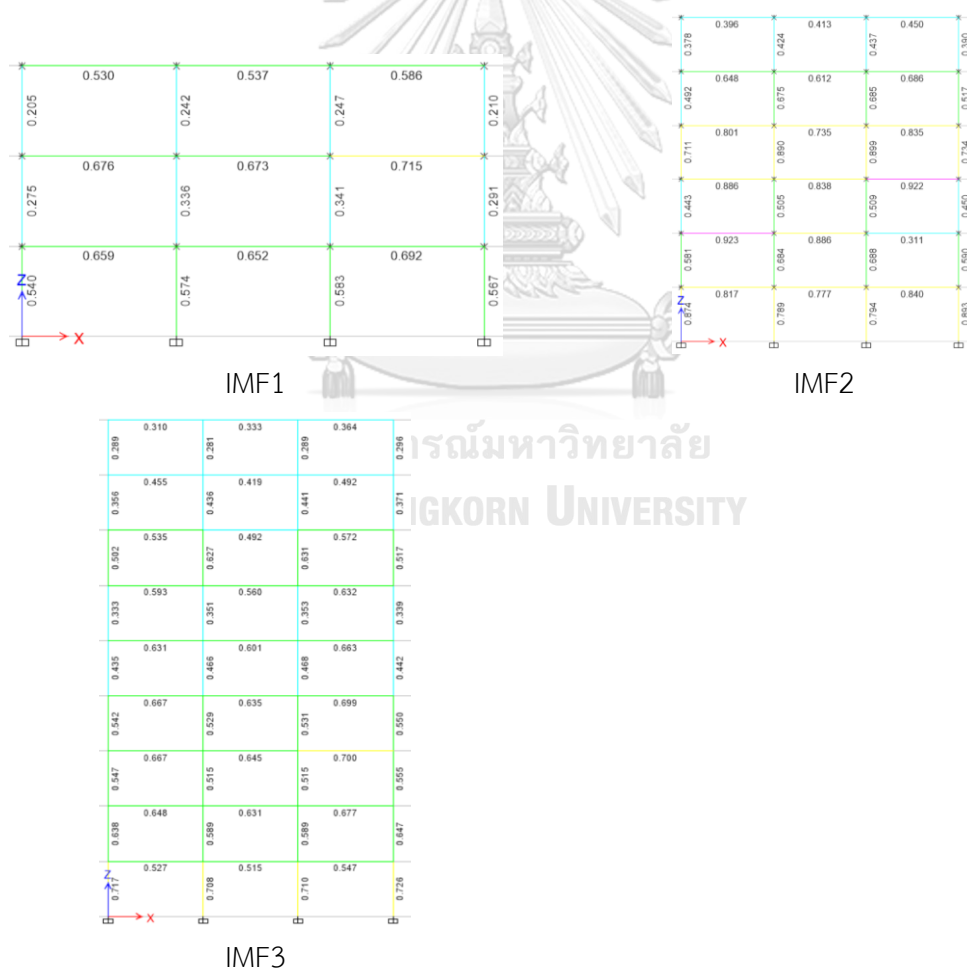
**ตารางที่ ค.1** แรงอัดตามแนวแกนสูงสุดของค้ำยันทแยงจากการวิเคราะห์ NLRHA ของอาคารโครงแกงแนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษที่ศึกษา

Building	No. of Stories	Bracing member	Max. compression from NLRHA kN.
SCBF1	3	HSS-200x200x12	1,415
SCBF2	6	HSS-200x200x12	1,580
SCBF3	9	HSS-200x200x12	1,520
SCBF4	15	HSS-200x200x12	1,588
SCBF5	20	HSS-200x200x12	1,568
SCBF6	25	HSS-200x200x12	1,603

### ภาคผนวก ง

#### อัตราส่วนแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทานในการออกแบบขนาดขององค์อาคาร

อาคารที่นำมาศึกษาในงานวิจัยนี้ประกอบด้วยอาคาร 3 ประเภท คือ อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF) ที่มีความสูง 3, 6 และ 9 ชั้น, อาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF) ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 15 ชั้น และ อาคารโครงแกนแรงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (SCBF) ที่มีความสูง 3, 6, 9, 15, 20, และ 25 ชั้น ถูกวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA ตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61 และถูกออกแบบตามมาตรฐาน AISC 360-16 โดยอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ในการออกแบบขนาดขององค์อาคารของงานวิจัยนี้แสดงดังรูปที่ ง.1, ง.2 และ ง.3

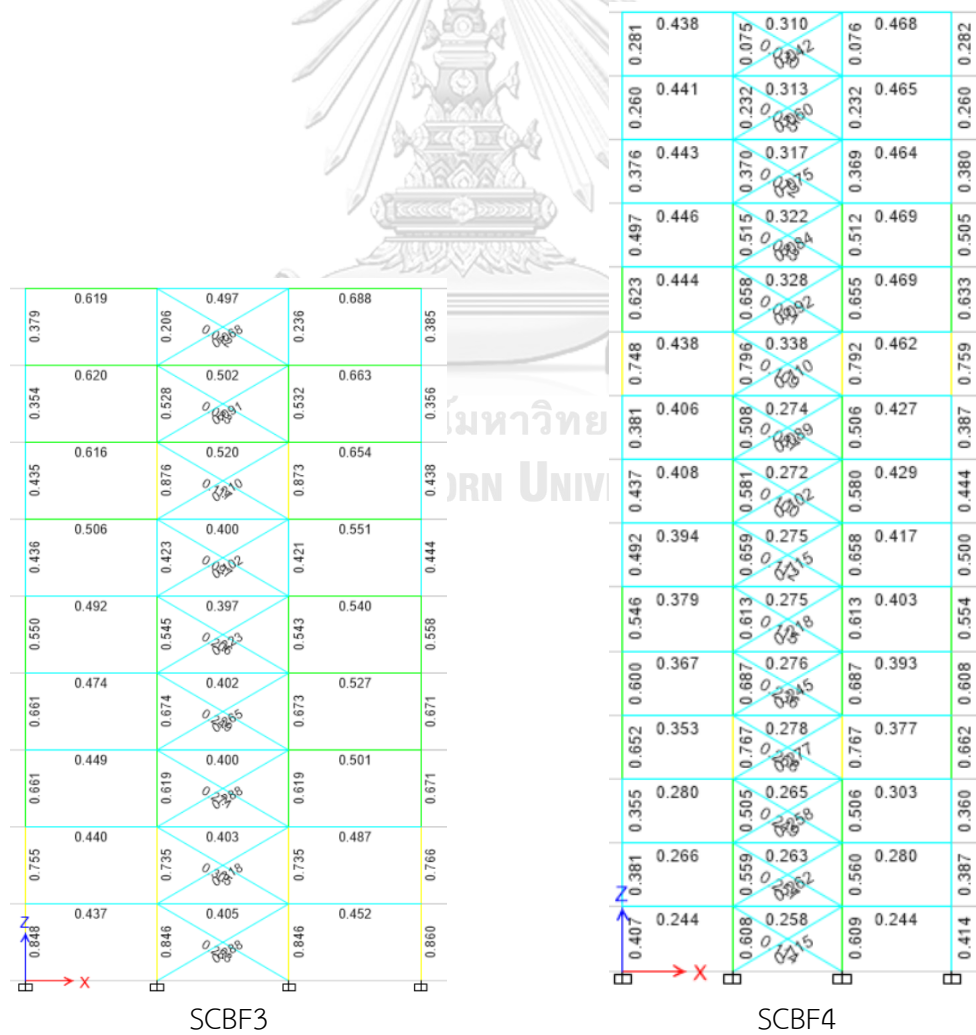
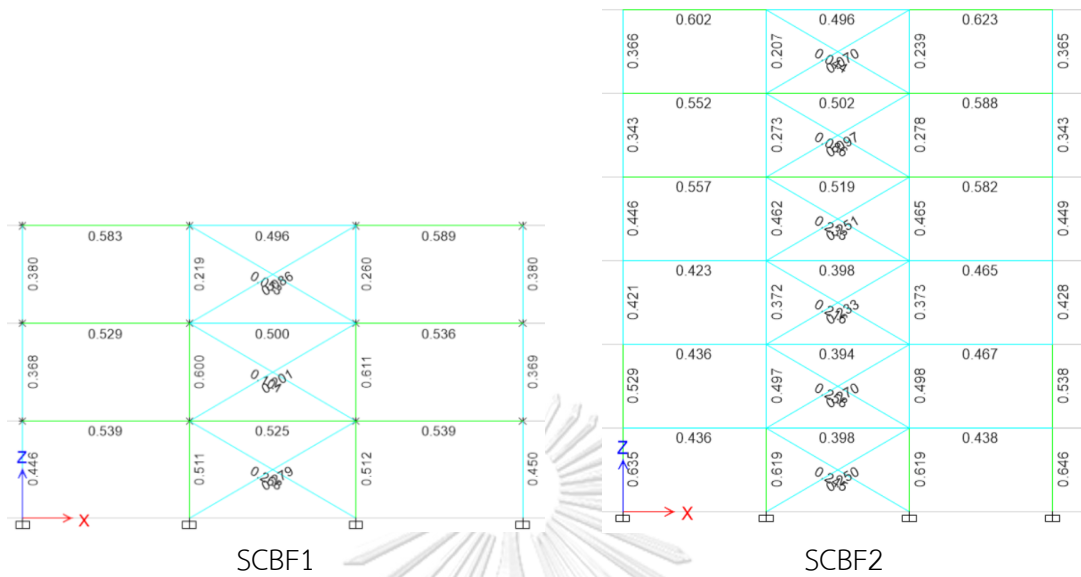


รูปที่ ง.1 อัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของอาคารโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (IMF)





รูปที่ ง.2 อัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานกับกำลังต้านทาน (DCR) ของอาคารโครงสร้างแรงดึงเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (SMF)





## ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-สกุล	ณัฐธีร์ ยศพลจิรภิตต์
วัน เดือน ปี เกิด	19 ตุลาคม 2534
สถานที่เกิด	กรุงเทพมหานคร
วุฒิการศึกษา	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต, วศ.บ. (2553-2557) คณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขา วิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขต บางเขน วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, วศ.ม. (2562-กำลังศึกษา) คณะ วิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ที่อยู่ปัจจุบัน	1610/1-2 ซ. จันทน์ 31 ถ. จันทน์ แขวง ทุ่งวัดดอน เขต สาทร กรุงเทพมหานคร 10120

