



สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.)

(ฝ่าย 3: ฝ่ายสวัสดิภาพสาธารณะ)

รายงานฉบับสมบูรณ์

(Final Report)

โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 4)

โครงการย่อย

การลดความเสี่ยงของอาคารสูงในกรุงเทพมหานครและปริมณฑลที่เกิดจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ใน
ระยะไกล

Mitigation of Seismic Risk of Tall Buildings in Bangkok Metropolitan Area from Large Distant
Earthquakes

สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

มหาวิทยาลัยมหิดล

มิถุนายน 2561

รายงานฉบับสมบูรณ์
(Final Report)

โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 4)

โครงการย่อย

การลดความเสี่ยงของอาคารสูงในกรุงเทพมหานครและปริมณฑลที่เกิดจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ใน
ระยะไกล

Mitigation of Seismic Risk of Tall Buildings in Bangkok Metropolitan Area from Large Distant
Earthquakes

คณะผู้วิจัย

1. ศ.ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย (หัวหน้าโครงการ)
2. ผศ.ดร. จัตรพันธ์ จินตนาภักดี
3. ผศ.ดร.ธีรพันธ์ อรรถธรรมรัตน์

สังกัด

สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
มหาวิทยาลัยมหิดล

มิถุนายน 2561

คำนำ

รายงานฉบับนี้เป็นรายงานฉบับสมบูรณ์ (Final Report) ในโครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 4) โครงการย่อย การลดความเสี่ยงของอาคารสูงในกรุงเทพมหานครและปริมณฑลที่เกิดจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกล (Mitigation of Seismic Risk of Tall Buildings in Bangkok Metropolitan Area from Large Distant Earthquakes) นำเสนอต่อสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) เพื่อชี้แจงการดำเนินงานในโครงการดังกล่าว โดยผู้วิจัยได้ทำการสรุปการดำเนินงานด้านต่างๆ รายละเอียดในการวิจัย สิ่งที่ได้ดำเนินการแล้ว รวมถึงบทสรุปที่ได้ทำการชี้แจงเป็นหมวดหมู่ในส่วน of รายงานเนื้อหาในตัวรายงานนี้แล้ว

ศ.ดร.เป็นหนึ่ง วานิชชัย

หัวหน้าโครงการ

Abstract

Project Code: RDG5830015

Project Title: Mitigation of Seismic Risk of Tall Buildings in Bangkok Metropolitan Area from Large Distant Earthquakes

Investigators:

- | | | |
|----|---|-------------------------------|
| 1. | Prof. Dr. Pennung Warnitchai (หัวหน้าโครงการ) | Asian Institute of Technology |
| 2. | Asst. Prof. Dr. Chatpan Chintanapakdee | Chulalongkorn University |
| 3. | Asst. Prof. Dr. Teraphan Ornthammarath | Mahidol University |

Email address: pennung@ait.ac.th

Project Duration: August 2015 – June 2018

This study aims to mitigate seismic risk of tall buildings in Bangkok with the following sub-objectives: (1) develop appropriate design spectra for Bangkok by considering the effects of all possible earthquake scenarios including distant large earthquakes and basin amplification, (2) investigate the accuracy of the current response spectrum analysis (RSA) procedure widely used by Thai engineers, and (3) if the RSA procedure is found to be unreliable, propose a more accurate and safer analysis procedure to improve the design deficiency. To achieve the first sub-objective, many recorded ground motions from large earthquake ($M_w > 7.5$) and long distance ($R > 700$ km) were collected. The collected ground motions clearly show that the Bangkok soil basin amplifies the earthquake ground motions significantly. Seismic hazard deaggregation analyses for Bangkok and Metropolitan area in Bangkok basin were performed for various ground motion parameters—peak ground acceleration (PGA), spectral acceleration (SA) at 0.2s, 0.5s, 1.0s, 2.0s and 3.0s for 2% probability of exceedance in 50 years (corresponding to 2,475-year return period). The seismic hazard in the central part of Bangkok basin was found to be dominated by the effects of distant large earthquakes. Ten (10) representative sites in Bangkok basin were selected, and representative ground motions at each site were developed assuming a rock-like site condition. These ground motions were real ground motions selected from similar earthquake scenarios in other countries and scaled such that their average spectrum match with the 2,475-yr return period conditional mean spectrum at various conditioning periods. These ground motions were then transformed into the motions at the surface of Bangkok basin by using the deep Bangkok soil basin models developed by Dr. Nakhorn Poovarodom and his team. Appropriate design spectra for Bangkok were finally developed from the response spectra of these surface ground motions.

For the second and third sub-objectives, many structural drawings of tall buildings in Bangkok were collected to identify typical representatives, and four buildings were selected as case studies including 12, 20, 31, and 39-story buildings. They were re-designed per the current RSA procedure and then analysed by the nonlinear response history analysis (NLRHA) procedure to obtain the most realistic and accurate structural responses. The results from NLRHA were used as the referenced values for verifying the accuracy of the current RSA procedure. It was found that the current RSA procedure under-estimates shear in walls and columns significantly. This means that the current RSA procedure is unreliable and will result in unsafe design. An improved analysis procedure called modified response spectrum analysis (MRSA) was proposed, which is to be used for computing shear demands in walls and columns by assuming that higher modes respond elastically. MRSA was applied and its results are in good agreement with NLRHA. Results also show that the current RSA procedure can provide good estimates for floor displacements and inter-story drifts. Although bending moments in wall computed and designed by the RSA procedure are less than the NLRHA's values, it is advisable and economical to use bending moment demands from the current RSA procedure to design bending strength as the resulting flexural yielding can be dealt with by ductile reinforcement detailing where the inelastic strain is expected to be large. This study also proposes a novel calculation technique to estimate the inelastic strain by using simple elastic analysis results. The proposed MRSA method was found to provide good agreement with strain from NLRHA.

Keywords: site amplification effect; Bangkok seismic hazard; conditional mean spectrum, tall buildings, response spectrum analysis, shear wall design

บทคัดย่อ

รหัสโครงการ: RDG5830015

ชื่อโครงการ: โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 4) โครงการย่อย การลดความเสี่ยงของอาคารสูงในกรุงเทพมหานครและปริมณฑลที่เกิดจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกล
ชื่อนักวิจัย:

- | | |
|--|---------------------------|
| 1. ศ.ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย (หัวหน้าโครงการ) | สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย |
| 2. ผศ.ดร. นัทรพันธ์ จินตนาภักดี | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |
| 3. ผศ.ดร. ชีรพันธ์ อรรถธรรมรัตน์ | มหาวิทยาลัยมหิดล |

Email address: pennung@ait.ac.th

ระยะเวลาโครงการ: สิงหาคม 2558 – มิถุนายน 2561

วัตถุประสงค์หลักของโครงการนี้คือการหาวิธีลดความเสี่ยงของอาคารสูงในกรุงเทพมหานครและปริมณฑลที่เกิดจากแผ่นดินไหว โดยมีวัตถุประสงค์ย่อยดังต่อไปนี้ (1) จัดทำสเปกตรัมผลตอบแทนที่มีความถูกต้องเหมาะสมกับสภาพความเสี่ยงของกรุงเทพฯ ซึ่งอาจเกิดจากแผ่นดินไหวหลายรูปแบบรวมทั้งแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกล เพื่อนำสเปกตรัมนี้ไปใช้ในการออกแบบอาคารที่ก่อสร้างใหม่หรือใช้ในการประเมินความเสี่ยงของอาคารที่มีอยู่เดิม, (2) ตรวจสอบความถูกต้องของการวิเคราะห์หาผลตอบแทนของอาคารสูงต่อแผ่นดินไหวด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบแทน (Response Spectrum Analysis, RSA) ซึ่งเป็นวิธีที่วิศวกรไทยนิยมใช้อยู่ในปัจจุบัน, และ (3) หากพบว่าวิธี RSA ไม่มีความถูกต้องเพียงพอก็ต้องพัฒนาวิธีการวิเคราะห์หาผลตอบแทนของอาคารสูงต่อแผ่นดินไหวที่มีความถูกต้องแม่นยำกว่าวิธี RSA เดิมเพื่อให้อาคารที่ได้รับการออกแบบมีความปลอดภัย

สำหรับวัตถุประสงค์ย่อย (1) นั้นคณะผู้วิจัยได้ทำการรวบรวมคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้ในเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ (ขนาดมากกว่า 7.5) และ ที่เกิดขึ้นในระยะไกล (ระยะทางมากกว่า 700 กิโลเมตร) คลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ได้ชี้ว่าแอ่งกรุงเทพ (Bangkok basin) ขยายความรุนแรงของการสั่นสะเทือนหลายเท่าตัวเมื่อเทียบกับพื้นที่นอกแอ่ง คณะผู้วิจัยได้ทำการแยกแยะความเสี่ยงของแผ่นดินไหว (Seismic Hazard Deaggregation analysis) ที่แสดงโดยดัชนีความรุนแรงของแผ่นดินไหวรูปแบบต่างๆ ได้แก่ ความเร่งสูงสุด (PGA) คาบสเปกตรัมการตอบสนอง (Spectral acceleration, SA) ที่คาบการสั่น 0.2, 0.5, 1.0, 2.0 and 3.0 วินาที และ ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวทุกๆ 2,475 ปี ผลการแยกแยะความเสี่ยงชี้ว่า กรุงเทพฯ และ จังหวัดในบริเวณกลางแอ่งมีความเสี่ยงจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกลเป็นหลัก จากนั้นคณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกพื้นที่ 10 ตำแหน่งกระจายทั่วแอ่ง และ ทำการจัดทำชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับสภาพความเสี่ยงของพื้นที่เหล่านี้โดยสมมติว่าสภาพพื้นที่เป็นหินแข็ง (Rock-like condition) คลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้เป็นคลื่นที่บันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริงในต่างประเทศที่มีความคล้ายคลึงกับที่จะเกิดขึ้นได้ในประเทศไทยและเป็นคลื่นที่ได้ปรับขนาดให้เหมาะสมโดยมีค่าสเปกตรัมผลตอบแทน (Conditional Mean Spectrum) ที่ใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมของพื้นที่เหล่านี้ที่คาบการเกิดซ้ำ 2475 ปี คลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ได้ถูกนำไปวิเคราะห์

คำนวณหาคลื่นแผ่นดินไหวที่ผิวดินในแอ่งกรุงเทพโดยใช้โมเดลชั้นดินในแอ่งกรุงเทพที่พัฒนาโดย ดร. นคร ภูวโรตมและคณะ สเปกตรัมผลตอบสนองของคลื่นที่ผิวดินเหล่านี้ได้ถูกนำไปพัฒนาจัดสร้างเป็นสเปกตรัมตอบสนองเพื่อการออกแบบอาคารใหม่และการประเมินความเสี่ยงของอาคารที่มีอยู่เดิม

สำหรับวัตถุประสงค์ย่อย (2) และ (3) คณะผู้วิจัยได้ทำการรวบรวมแบบก่อสร้างอาคารสูงเป็นจำนวนมากที่มีอยู่ในกรุงเทพมหานครและได้เลือกอาคารตัวอย่างเป็นกรณีศึกษา 4 หลัง ซึ่งมีความสูง 12, 20, 31 และ 39 ชั้น จากนั้นจึงทดลองออกแบบอาคารตามวิธี RSA แบบเดิม และทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี nonlinear response history analysis (NLRHA) ที่มีความถูกต้องสมจริงมากที่สุด เพื่อใช้เปรียบเทียบและตรวจสอบความถูกต้องของวิธี RSA แบบเดิม ผลการศึกษาพบว่าวิธี RSA แบบเดิมให้ค่าแรงเฉือนในกำแพงและเสาดำกว่าผลจากวิธี NLRHA ซึ่งบ่งชี้ว่าวิธี RSA ที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบันไม่ปลอดภัยเพียงพอ คณะผู้วิจัยจึงได้เสนอวิธีการคำนวณแรงเฉือนในกำแพงและเสา เรียกว่า วิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) โดยพิจารณาการตอบสนองในโหมดสูงเป็นแบบอิลาสติก ทำให้ได้ค่าแรงเฉือนเพื่อใช้ในการออกแบบที่ถูกต้องและปลอดภัยขึ้น ส่วนการคำนวณโมเมนต์ดัดที่ต้องต้านทาน การเคลื่อนที่ด้านข้างและการการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ยังคงใช้วิธี RSA แบบเดิมได้ นอกจากนี้คณะผู้วิจัยยังได้เสนอวิธีการคำนวณความเครียดในกำแพงเพื่อตรวจสอบการครากของเหล็กเสริมหรือการอัดประลัยของคอนกรีตในกำแพงเพื่อที่จะได้ออกแบบการเสริมเหล็กรายละเอียดให้โครงสร้างมีความเหนียวในบริเวณดังกล่าวได้อย่างเหมาะสม และพบว่าวิธีใหม่นี้สามารถประมาณค่าความเครียดได้ใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์วิธี NLRHA

Keywords: site amplification effect; Bangkok seismic hazard; conditional mean spectrum, tall buildings, response spectrum analysis, shear wall design

สารบัญ

	หน้า
คำนำ	iii
Abstract	iv
บทคัดย่อ	vi
ส่วนที่ 1 (ข้อมูลโครงการ)	1
ส่วนที่ 2 (รายงานเนื้อหา)	3
บทที่ 1 บทนำ	4
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย	4
1.2 วัตถุประสงค์	10
1.3 ขอบเขตการวิจัย	10
1.4 ระเบียบวิธีวิจัย	11
1.5 อุปกรณ์ที่ใช้ในการวิจัย	19
1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	20
 บทที่ 2 การศึกษาลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวที่มาจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกล	 21
2.1 การรวบรวมคลื่นแผ่นดินไหวที่รวบรวมได้มาจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่เกิดตาม แนวมุดตัวของเปลือกโลก ที่วัดได้ในระยะไกล 300 กิโลเมตรหรือมากกว่า	 21
2.2 การพัฒนาสเปกตรัมและคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับ กรุงเทพมหานครและปริมณฑล	 30
2.3 การสร้าง Conditional Mean Spectrum (CMS) สำหรับชั้นหิน (Rock Outcrop) บริเวณแอ่งกรุงเทพมหานคร	 34
2.4 การวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดินอ่อน (Soil Amplification)	35
2.5 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง และ ผลการ วิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับกรุงเทพมหานคร	38
2.6 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง และ ผลการ วิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับอยุธยา	42

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.7	ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับราชบุรี	47
2.8	ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับฉะเชิงเทรา	52
2.9	ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับนครปฐม	56
2.10	ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับสมุทรสาคร	60
2.11	ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับสมุทรปราการ	63
2.12	ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับชลบุรี	67
2.13	ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับนครนายก	71
2.14	ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับปทุมธานี	74
2.15	การวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดการสั่นสะเทือนตึกสูงในกรุงเทพมหานคร ตั้งแต่ปี ค.ศ. 2007-2016	78

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 3 การตรวจสอบวิธีวิเคราะห์และออกแบบอาคารสูง	85
3.1 การคัดเลือกอาคารที่จะนำมาเป็นกรณีศึกษา	85
3.1.1 การเก็บรวบรวมข้อมูลอาคารตัวอย่าง	85
3.1.2 การจำแนกลักษณะความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงอาคาร	88
3.1.3 อาคารที่ถูกเลือกมาเป็นกรณีศึกษา	93
3.2 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างอาคาร	99
3.2.1 แบบจำลองเชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร	99
3.2.2 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร	99
3.3 การตรวจสอบความสามารถในการต้านทานแรงลมของอาคาร	103
3.4 ความเร่งพื้นดินสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA และ NLRHA	109
3.5 พารามิเตอร์ของการวิเคราะห์โครงสร้าง	113
3.6 การมีส่วนร่วมของผลตอบสนองในแต่ละโหมดแบบเชิงเส้น	114
3.7 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ระหว่างวิธี RSA และ NLRHA	119
3.8 การวิเคราะห์ด้วยวิธี Modified modal pushover analysis (MMPA)	127
3.9 การตอบสนองในช่วงไม่ยืดหยุ่นของแต่ละโหมด	135
3.10 วิธีวิเคราะห์ Modified Response Spectrum Analysis (MRSA)	137
3.11 การตรวจสอบความถูกต้องของวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA)	142
3.11.1 อาคารที่ใช้ในการศึกษา	142
3.11.2 ความเร่งพื้นดิน	145
3.11.3 การออกแบบโครงสร้างอาคาร	146
3.11.4 ความถูกต้องของผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA และ MRSA	150
3.11.5 สรุป	157
3.12 วิธีการเสริมกำลังสำหรับกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก	158
บทที่ 4 สรุปผลการศึกษา	161
เอกสารอ้างอิง	164
ภาคผนวก ก ความถูกต้องของวิธี MRSA ในกรณีโครงข้อแข็ง	169
ภาคผนวก ข ความถูกต้องของวิธี MRSA ในกรณีอาคารตั้งอยู่ที่จังหวัดเชียงใหม่	175
ภาคผนวก ค คำถามและคำตอบข้อคิดเห็นและข้อเสนอแนะจากผู้ทรงคุณวุฒิ	182

สารบัญรูป

หน้า

รูปที่ 1.1	อัตราเร่งของการสั่นสะเทือนบนพื้นดินที่บันทึกได้ในกรุงเม็กซิโกซิตีที่เกิดจากแผ่นดินไหวใหญ่ขนาด 8.1 ริคเตอร์ ในปี ค.ศ.1985 ซึ่งมีจุดศูนย์กลางอยู่ห่างจากกรุงเม็กซิโกซิตีประมาณ 400 กม. -- สถานี UNAM ตั้งอยู่บนชั้นหิน ส่วนสถานี SCT ตั้งอยู่ในแอ่งดินอ่อน.....	5
รูปที่ 1.2	สเปกตรัมผลตอบสนองของสัญญาณค่าอัตราเร่งที่บันทึกได้ที่สถานี UNAM และ SCT	5
รูปที่ 1.3	เขตมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก ในบริเวณหมู่เกาะทางด้านตะวันตกของประเทศพม่า เป็นบริเวณที่มีข้อมูลทางธรณีวิทยาบ่งชี้ว่าเคยเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่กว่า 8.0 ริคเตอร์ เมื่อปี ค.ศ. 1762 (Wang et al., 2013) บริเวณนี้มีระยะห่างจากกรุงเทพฯ ประมาณ 750 กม. อาจเป็นแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่ส่งผลกระทบต่ออาคารสูงในกรุงเทพฯ ในอนาคต.....	7
รูปที่ 1.4	สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารและสิ่งปลูกสร้างต่างๆ ในพื้นที่ภายในแอ่งกรุงเทพฯ (มยผ.1302-52) มีค่าผลตอบสนองสูงสุดเมื่ออาคารมีคาบธรรมชาติในช่วงประมาณ 0.5 ถึง 2.0 วินาที.....	9
รูปที่ 1.5	Uniform Hazard Spectrum (UHS) และ Conditional Mean Spectrum (CMS) ที่ค่า conditioning periods เท่ากับ 0.2, 0.5, และ 1.0 วินาที สำหรับกรุงเทพมหานครบนชั้นหินที่คาบการเกิดซ้ำ 2,475 ปี (Ornthammarath et al., 2011)	14
รูปที่ 1.6	การเปรียบเทียบคลื่นแผ่นดินไหวจากสองแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว โดยคลื่นแผ่นดินไหว Landers นั้นแตกต่างจาก คลื่นแผ่นดินไหว Maule เนื่องจากว่าแผ่นดินไหวจากแนวรอยมุดตัวของรอยเลื่อนนั้นส่วนใหญ่มีขนาดใหญ่กว่าและโครงสร้างอาคารจำเป็นที่จะต้องออกแบบให้สามารถทนค่าความเร่งสูงสุด (Peak ground acceleration, PGA) ที่ระยะการสั่นยาวนานกว่า	16
รูปที่ 2.1	กราฟแสดงการกระจายของข้อมูลที่รวบรวมมาได้ตามขนาดแผ่นดินไหวและระยะทางจากแหล่งกำเนิด	23
รูปที่ 2.2	ค่าความเร่งสเปกตรัม (cm/s^2) ที่คาบ 2 วินาทีของข้อมูลที่รวบรวมมาได้แบ่งตามขนาดแผ่นดินไหวต่างๆโดยคัดเลือกเฉพาะคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ระยะทางมากกว่า 500 กิโลเมตร.....	24
รูปที่ 2.3	Spatial distribution of spectral acceleration at 2.0 second from Tohoku earthquake, Mw 9.0, on 11 March 2011.....	25
รูปที่ 2.4	แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว Tohoku event Mw 9.0 11 มีนาคม 2554	26
รูปที่ 2.5	รูปอธิบายปรากฏการณ์ Near fault directivity effect ซึ่งส่งผลให้ทิศทางการเคลื่อนที่จากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวส่งผลให้คลื่นแผ่นดินไหวที่สถานีระยะทางเท่ากันเกิดการสั่นสะเทือนแตกต่างกัน	26

รูปที่ 2.6 Response spectrum at Osaka and Hokkaido station from Tohoku earthquake, Mw 9.0, on 11 March 2011	27
รูปที่ 2.7 กราฟแสดงการลดทอนของคลื่นแผ่นดินไหวที่ Response spectrum 2 วินาทีจากแผ่นดินไหว Tohoku event Mw 9.0 และ Northern Sumatra event Mw 9.2 เทียบกับสมการที่ได้มีการใช้อยู่ในปัจจุบัน โดยคลื่นแผ่นดินไหวบนเกาะฮอกไกโดเป็นสีเหลี่ยมสีน้ำเงิน	29
รูปที่ 2.8 กราฟแสดงค่าเฉลี่ย Response spectrum จากคลื่นแผ่นดินไหว Tohoku event Mw 9.0 โดยเปรียบเทียบกับ Response spectrum ที่ประเมินจากสามสมการคือ Youngs et al., 1997; Zhao et al., 2006; Atkinson and Boore, 2003; 2008 ตามลำดับ และ Response spectrum ที่ได้ถูกพัฒนาโดยใช้ Logic tree weight เก่าและ Logic tree weight ใหม่จากการศึกษาในครั้งนี้	29
รูปที่ 2.9 Uniform Hazard Spectrum (UHS) และ Conditional Mean Spectrum (CMS) ที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที สำหรับกรุงเทพมหานครบนชั้นหินที่คาบการเกิดซ้ำ 2,475 ปี (Ornthammarath et al., 2011) โดย CMS ที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาทีนั้นเกิดขึ้นจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่แตกต่างกันดังตารางที่ 2.2	30
รูปที่ 2.10 ผลการวิเคราะห์ Deaggregation Analysis เหตุการณ์แผ่นดินไหว (ขนาด และ ระยะทาง) ที่จะส่งผลต่อจังหวัดในบริเวณแอ่งกรุงเทพ ที่คาบการสั่น 0.2 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี	32
รูปที่ 2.11 ตำแหน่งในโซนแอ่งกรุงเทพที่ได้ทำการแบ่งเพื่อทำการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นจริงในบริเวณนี้ โดยมีทั้งหมด 10 จังหวัด	33
รูปที่ 2.12 แผนที่แสดงตำแหน่งที่ทำการสำรวจด้วยวิธี Array microtremor เพื่อทำการหา shear wave velocity และ bedrock ในจุดต่างๆทั้งในและนอกแอ่งกรุงเทพ, นคร ภูเก็ต (2016)	36
รูปที่ 2.13 ค่าเฉลี่ยของ Transfer Function แต่ละจังหวัด, นคร ภูเก็ต (2016)	37
รูปที่ 2.14 คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดิน (Shibuya and Tamrakar, 1999)	37
รูปที่ 2.15 Spectral Acceleration สำหรับคาบการสั่น 2.0 วินาที	38
รูปที่ 2.16 Uniform Hazard Spectrum สำหรับกรุงเทพ (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ที่ชั้นหิน	39
รูปที่ 2.17 สเปกตรัมกรุงเทพที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภูเก็ต (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52	39
รูปที่ 2.18 Uniform Hazard Spectrum สำหรับอยุธยา (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที	43

รูปที่ 2.19 สเปกตรัมอยุธยาที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภูเก็ต (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52	44
รูปที่ 2.20 Uniform Hazard Spectrum สำหรับราชบุรี (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที	48
รูปที่ 2.21 สเปกตรัมราชบุรีที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภูเก็ต (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52	48
รูปที่ 2.22 Uniform Hazard Spectrum สำหรับฉะเชิงเทรา (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที	53
รูปที่ 2.23 สเปกตรัมฉะเชิงเทราที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภูเก็ต (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52	53
รูปที่ 2.24 Uniform Hazard Spectrum สำหรับนครปฐม (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที	57
รูปที่ 2.25 สเปกตรัมนครปฐม ที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภูเก็ต (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52	57
รูปที่ 2.26 Uniform Hazard Spectrum สำหรับสมุทรสาคร (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที	61
รูปที่ 2.27 สเปกตรัมสมุทรสาคร ที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภูเก็ต (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52	61
รูปที่ 2.28 Uniform Hazard Spectrum สำหรับสมุทรปราการ (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที	64
รูปที่ 2.29 สเปกตรัมสมุทรปราการ ที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภูเก็ต (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52	65
รูปที่ 2.30 Uniform Hazard Spectrum สำหรับชลบุรี (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที	68

รูปที่ 2.31 สเปกตรัมชลบุรี ที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภูเก็ต (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52	69
รูปที่ 2.32 Uniform Hazard Spectrum สำหรับนครนายก (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที	72
รูปที่ 2.33 สเปกตรัมนครนายก ที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภูเก็ต (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52.....	72
รูปที่ 2.34 Uniform Hazard Spectrum สำหรับปทุมธานี (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที	75
รูปที่ 2.35 สเปกตรัมปทุมธานี ที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภูเก็ต (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52.....	76
รูปที่ 2.36 แสดงการเปรียบเทียบคลื่นความเร่งแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่สถานี TMDB, TMDB, SRDT, PRAC โดยพบว่าคลื่นที่วัดได้ในกรุงเทพมหานครนั้นมีการขยายคลื่นได้อย่างชัดเจน.....	80
รูปที่ 2.37 แสดงการเปรียบเทียบสเปกตรัมความเร่งในแกนแนวนอน (NS, EW) จากคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่สถานี BKKA (สีดำ) TMDB (เส้นประ) และ SRDT กับ PRAC (สีเทา) จากเหตุการณ์ในตารางที่ 2.36	81
รูปที่ 2.38 แสดงการเปรียบเทียบ H/V Spectral Ratio คลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่สถานี BKKA โดยเส้นสีดำคือค่าเฉลี่ย และ เส้นประคือค่า 1.0 แสดงถึงไม่มีผลการขยายของชั้นดิน และ SRDT กับ PRAC จากเหตุการณ์ในตารางที่ 2.36 โดย n คือจำนวนคลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาวิเคราะห์ในแต่ละสถานี ...	83
รูปที่ 2.39 แสดงคลื่นความเร็วจากสถานี BKKA จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเสฉวนที่ผ่านการกรองคลื่นที่ย่านความถี่ 0.1-0.3 Hz ทั้ง 3 แกน และการกระทำของสถานีที่ทุกๆ 50 วินาที จากสถานี BKKA และ TMDB.....	84
รูปที่ 3.1 ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวระนาบ (มยผ.1302-52).....	89
ความไม่สม่ำเสมอของสถิติเฟส หรือมีชั้นที่อ่อน.....	90
ความไม่สม่ำเสมอของมวล.....	90
รูปที่ 3.2 ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวตั้ง (มยผ.1302-52).....	90
รูปที่ 3.3 แพลนโครงสร้างของอาคารสูง 15 ชั้น (BL01).....	95
รูปที่ 3.4 แพลนโครงสร้างของอาคารสูง 20 ชั้น (BL02).....	96
รูปที่ 3.5 แพลนโครงสร้างของอาคารสูง 31 ชั้น (BL03).....	97

รูปที่ 3.6 แปลนโครงสร้างของอาคารสูง 39 ชั้น (BL04).....	98
รูปที่ 3.7 แบบจำลองไฟเบอร์ไม้อัดหุ้มของหน้าตัดกำแพง	101
รูปที่ 3.8 แบบจำลองไม่แข็งเส้นของโครงสร้างเสา.....	101
รูปที่ 3.9 แบบจำลองไม่แข็งเส้นของโครงสร้างคาน	101
รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าการหมุนที่จุดหมุนแบบเส้นตรงสามเส้น	102
รูปที่ 3.11 แบบจำลองท่อนรับแรงอัดเทียบเท่าของกำแพงก่ออิฐ	102
รูปที่ 3.12 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีต	102
รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม	103
รูปที่ 3.14 Base shear strength normalized by weight ของอาคาร 15 ชั้น	105
(a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y	105
รูปที่ 3.15 Base shear strength normalized by weight ของอาคาร 20 ชั้น	106
(a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y	106
รูปที่ 3.16 Base shear strength normalized by weight ของอาคาร 31 ชั้น	107
(a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y	107
รูปที่ 3.17 Base shear strength normalized by weight ของอาคาร 39 ชั้น	108
(a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y	108
รูปที่ 3.18 ความเร่ง UHS และ CMS สำหรับดินอ่อนที่มีอัตราส่วนความหน่วง 5%.....	110
รูปที่ 3.19 UHS และ CMS สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 4% ที่ใช้สำหรับอาคารสูง 15 ชั้น.....	111
รูปที่ 3.20 UHS และ CMS สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 4% ที่ใช้สำหรับอาคารสูง 20 ชั้น.....	111
รูปที่ 3.21 UHS และ CMS สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 4% ที่ใช้สำหรับอาคารสูง 31 ชั้น.....	112
รูปที่ 3.22 UHS และ CMS สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 3% ที่ใช้สำหรับอาคารสูง 39 ชั้น.....	112
รูปที่ 3.23 ค่าแรงเฉือน โมเมนต์พลิกคว่ำ และการเคลื่อนตัวของอาคารจากโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรก ของอาคารสูง 15 ชั้น.....	115
รูปที่ 3.24 ค่าแรงเฉือน โมเมนต์พลิกคว่ำ และการเคลื่อนตัวของอาคารจากโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรก ของอาคารสูง 20 ชั้น.....	116
รูปที่ 3.25 ค่าแรงเฉือน โมเมนต์พลิกคว่ำ และการเคลื่อนตัวของอาคารจากโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรก ของอาคารสูง 31 ชั้น.....	117
รูปที่ 3.26 ค่าแรงเฉือน โมเมนต์พลิกคว่ำ และการเคลื่อนตัวของอาคารจากโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรก ของอาคารสูง 39 ชั้น.....	118
รูปที่ 3.27 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี RSA และ NLRHA ของอาคารสูง 15 ชั้น.....	122
รูปที่ 3.28 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี RSA และ NLRHA ของอาคารสูง 20 ชั้น.....	124

รูปที่ 3.29 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี RSA และ NLRHA ของอาคารสูง 31 ชั้น.....	125
รูปที่ 3.30 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี RSA และ NLRHA ของอาคารสูง 39 ชั้น.....	127
รูปที่ 3.31 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี MMPA และ NLRHA ของอาคารสูง 15 ชั้น.....	130
รูปที่ 3.32 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี MMPA และ NLRHA ของอาคารสูง 20 ชั้น.....	131
รูปที่ 3.33 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี MMPA และ NLRHA ของอาคารสูง 31 ชั้น.....	133
รูปที่ 3.34 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี MMPA และ NLRHA ของอาคารสูง 39 ชั้น.....	134
รูปที่ 3.35 Linear and nonlinear pushover curve แบบแยกโหมดสำหรับ 3 โหมดแรกที่เป็นารเคลื่อนตัวใน ทิศทาง X (first 3 translational modes in X direction) ของอาคารตัวอย่างทั้ง 4 หลังภายใต้แรง กระทำในทิศทาง X โดยที่จุดสีดำแสดงค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโหมดนั้นๆ.....	137
รูปที่ 3.36 การเปรียบเทียบ (a) แรงเฉือนและ (b) โมเมนต์ดัดในปล้องกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กในอาคาร 39 ชั้น (BL4) ที่ถูกออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดตามสมมติฐาน HME และตามวิธี RSA ปกติ ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X.....	139
รูปที่ 3.37 การเปลี่ยนตำแหน่งของแกนสะเทินเนื่องจากการแตกร้าวของคอนกรีตของกำแพงรูปตัว L ใน อาคารตัวอย่าง 15 ชั้น	141
รูปที่ 3.38 แผนพื้นที่ชั้นต่างๆและแบบจำลองโครงสร้าง 3 มิติของอาคารตัวอย่างทั้ง 6 อาคาร	144
รูปที่ 3.39 สเปกตรัมความเร่งก่อนปรับองค์ประกอบความถี่ สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5%.....	145
รูปที่ 3.40 สเปกตรัมความเร่งหลังปรับองค์ประกอบความถี่ สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5%	146
รูปที่ 3.41 สเปกตรัมความเร่งเฉลี่ยหลังปรับองค์ประกอบความถี่ สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5%	146
รูปที่ 3.42 การเปรียบเทียบค่าโมเมนต์พลิกคว่ำของอาคาร BL4 (39 ชั้น) เนื่องจากแผ่นดินไหวด้วยวิธี RSA และแรงลมใน (a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y.....	148
รูปที่ 3.43 การเปรียบเทียบค่าโมเมนต์พลิกคว่ำของอาคาร BL5 (20 ชั้น) เนื่องแผ่นดินไหวด้วยวิธี RSA และ แรงลมใน (a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y	148
รูปที่ 3.44 ไดอะแกรมปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของปล้องลิฟต์กำแพงรับแรงเฉือน ของอาคาร 39 ชั้น (a) big core (b) small core.	149
รูปที่ 3.45 การตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนของกำแพง อาคาร 20 ชั้น (BL5):	150
(a) Big core; and (b) Small core.....	150
รูปที่ 3.46 การเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ของพื้นแต่ละชั้นที่คำนวณจากวิธี RSA และ NLRHA ภายใต้ แผ่นดินไหวในทิศทาง X สำหรับทุกอาคารตัวอย่าง	151
รูปที่ 3.47 การเปรียบเทียบการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณจากวิธี RSA และ NLRHA ภายใต้ แผ่นดินไหวในทิศทาง X สำหรับทุกอาคารตัวอย่าง	152

รูปที่ 3.48 การเปรียบเทียบแรงออกแบบ กำลังออกแบบ กำลังระบุ และกำลังที่แท้จริงซึ่งพิจารณากำลังวัสดุ ที่มากกว่ากำลังระบุ สำหรับปล่องกำแพงในอาคาร 39 ชั้น (BL4) ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง X	154
รูปที่ 3.49 การเปรียบเทียบแรงเฉือนทั้งชั้นจากวิธี RSA, MRSA, MMPA, and NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวใน ทิศทาง Y สำหรับทุกอาคารตัวอย่าง	155
รูปที่ 3.50 การเปรียบเทียบแรงเฉือนในเสาที่ระบุในรูปแบบแปลนและกำแพง จากวิธี RSA, MRSA, MMPA, and NLRHA สำหรับทุกอาคารตัวอย่าง	156
รูปที่ 3.51 การเปรียบเทียบความเครียดในกำแพงตรงตำแหน่งที่แสดงบนหน้าตัดที่คำนวณจากวิธี MRSA ที่ เสนอใหม่กับที่วิเคราะห์ได้จากวิธี NLRHA สำหรับทุกอาคารตัวอย่าง	157
รูปที่ 3.52 ตัวอย่างการเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก: (a) diagonal steel strips; (b) horizontal steel strips; and (c) vertical and horizontal steel strips (Altin และคณะ, 2013).	160
รูปที่ 3.53 การยึดติดแผ่นเหล็กเสริมกำลังเข้ากับกำแพง (Altin และคณะ, 2013).	160
รูปที่ ก.1. Design detail of 9-story moment resisting frame.	170
รูปที่ ก.2 Design spectrum for Bangkok.	171
รูปที่ ก.3 Design spectrum for Chiang Mai.	171
รูปที่ ก.4 Comparison of seismic demands computed from RSA and NLRHA for case study in Bangkok.	172
รูปที่ ก.5 Comparison of seismic demands computed from MRSA and NLRHA for case study in Bangkok. .	173
รูปที่ ก.6 Comparison of seismic demands computed from RSA and NLRHA for case study in Chiang Mai.	174
รูปที่ ก.7 Comparison of seismic demands computed from MRSA and NLRHA for case study in Chiang Mai.	174
รูปที่ ข.1 Comparison of floor displacement computed from RSA and NLRHA due to earthquake load in X direction.	176
รูปที่ ข.2 Comparison of story drift ratio computed from RSA and NLRHA due to earthquake load in X direction.	176
รูปที่ ข.3 Comparison of floor displacement computed from RSA and NLRHA due to earthquake load in Y direction.	177
รูปที่ ข.4 Comparison of story drift ratio computed from RSA and NLRHA due to earthquake load in Y direction.	177
รูปที่ ข.5 Comparison of story shear force computed from RSA, MRSA and NLRHA due to earthquake load in X direction.	178
รูปที่ ข.6 Comparison of story shear force computed from RSA, MRSA and NLRHA due to earthquake load in Y direction.	178

รูปที่ ๑.๗ Comparison of shear force in RC walls computed from RSA, MRSA and NLRHA.	179
รูปที่ ๑.๘ Comparison of shear force in RC columns computed from RSA, MRSA and NLRHA.....	179
รูปที่ ๑.๙ Comparison of axial strain in RC walls computed from MRSA and NLRHA.	180
รูปที่ ๑.๑๐ Comparison of axial strain in RC columns computed from MRSA and NLRHA.	181

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1 ตัวอย่างข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะทางไกลที่รวบรวมมาได้โดยส่วนใหญ่แล้วเป็น แผ่นดินไหวในบริเวณแนวมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก (Subduction Interface events)	22
ตารางที่ 2.2 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลต่อกรุงเทพมหานคร ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี.....	31
จากการวิเคราะห์ Deaggregation analysis	31
ตารางที่ 2.3 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมทอม. ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี.....	40
ตารางที่ 2.4 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมทอม. ที่ 0.5 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี.....	40
ตารางที่ 2.5 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมทอม. ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี.....	41
ตารางที่ 2.6 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมทอม. ที่ 1.5 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี.....	41
ตารางที่ 2.7 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมทอม. ที่ 2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี.....	41
ตารางที่ 2.8 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมทอม. ที่ 3 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี.....	42
ตารางที่ 2.9 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลต่ออยุธยา ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ Deaggregation analysis	43
ตารางที่ 2.10 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอยุธยา ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี.....	45
ตารางที่ 2.11 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอยุธยา ที่ 0.5 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี.....	45
ตารางที่ 2.12 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอยุธยา ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี	45
ตารางที่ 2.13 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอยุธยา ที่ 1.5 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี.....	46
ตารางที่ 2.14 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอยุธยา ที่ 2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี.....	46

[illegible]

ตารางที่ 2.30 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลต่อนครปฐม ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ	
Deaggregation analysis	56
ตารางที่ 2.30 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม CMS=0.2 วินาที.....	58
ตารางที่ 2.31 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม CMS=0.5 วินาที.....	58
ตารางที่ 2.32 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม CMS=1.0 วินาที.....	58
ตารางที่ 2.33 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม CMS=1.5 วินาที.....	59
ตารางที่ 2.34 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม CMS=2.0 วินาที.....	59
ตารางที่ 2.35 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม CMS=3.0 วินาที.....	59
ตารางที่ 2.36 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลต่อสมุทรสาคร ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ	
Deaggregation analysis	60
ตารางที่ 2.37 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร CMS=0.2 วินาที.....	62
ตารางที่ 2.38 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร CMS=0.5 วินาที.....	62
ตารางที่ 2.39 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร CMS=1.0 วินาที.....	62
ตารางที่ 2.40 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร CMS=1.5 วินาที.....	62
ตารางที่ 2.41 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร CMS=2.0 วินาที.....	63
ตารางที่ 2.42 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร CMS=3.0 วินาที.....	63
ตารางที่ 2.43 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลต่อสมุทรปราการ ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการ	
ทำ Deaggregation analysis	64
ตารางที่ 2.44 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมกทม. ที่	
0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี.....	65
ตารางที่ 2.45 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมกทม. ที่	
0.5 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี.....	66
ตารางที่ 2.46 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรปราการ CMS=1.0 วินาที	66
ตารางที่ 2.47 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรปราการ CMS=1.5 วินาที.....	66
ตารางที่ 2.48 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรปราการ CMS=2.0 วินาที	66
ตารางที่ 2.49 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรปราการ CMS=3.0 วินาที	67
ตารางที่ 2.50 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลต่อชลบุรี ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ	
Deaggregation analysis	68
ตารางที่ 2.51 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี CMS=0.2 วินาที	69
ตารางที่ 2.52 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี CMS=0.5 วินาที	69
ตารางที่ 2.53 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี CMS=1.0 วินาที	70

ตารางที่ 2.54 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี CMS=1.5 วินาที	70
ตารางที่ 2.55 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี CMS=2.0 วินาที	70
ตารางที่ 2.56 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี CMS=3.0 วินาที	70
ตารางที่ 2.57 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลกระทบต่อคนตาย ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ Deaggregation analysis	71
ตารางที่ 2.58 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดนครนายก CMS=0.2 วินาที	73
ตารางที่ 2.59 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดนครนายก CMS=0.5 วินาที	73
ตารางที่ 2.60 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดนครนายก CMS=1.0 วินาที	73
ตารางที่ 2.61 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดนครนายก CMS=1.5 วินาที	73
ตารางที่ 2.62 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดนครนายก CMS=2.0 วินาที	74
ตารางที่ 2.63 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดนครนายก CMS=3.0 วินาที	74
ตารางที่ 2.64 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลต่อปทุมธานี ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ Deaggregation analysis	75
ตารางที่ 2.65 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดปทุมธานี CMS=0.2 วินาที	76
ตารางที่ 2.66 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดปทุมธานี CMS=0.5 วินาที	76
ตารางที่ 2.67 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดปทุมธานี CMS=1.0 วินาที	77
ตารางที่ 2.68 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดปทุมธานี CMS=1.5 วินาที	77
ตารางที่ 2.69 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดปทุมธานี CMS=2.0 วินาที	77
ตารางที่ 2.70 รายละเอียดคลื่นแผนที่ไหวสำหรับจังหวัดปทุมธานี CMS=3.0 วินาที	77
ตารางที่ 2.71 คลื่นแผ่นดินไหวขนาดปานกลางและใหญ่ระยะไกลที่สามารถวัดได้ที่สถานี BKKA, TMDB, PRAC, SRDT	79
ตารางที่ 3.1 กลุ่มอาคารที่รวบรวมข้อมูลได้แบ่งตามจำนวนชั้น	86
ตารางที่ 3.2 ประเภทการใช้งานของอาคาร	87
ตารางที่ 3.3 ระบบต้านทานแรงด้านข้างของอาคาร	87
ตารางที่ 3.4 ระบบพื้นของอาคาร	87
ตารางที่ 3.5 รูปทรงของอาคารตัวอย่าง	87
ตารางที่ 3.6 ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวระนาบ (มยผ.1302-52)	88
ตารางที่ 3.7 ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวดิ่ง (มยผ.1302-52)	89
ตารางที่ 3.8 ความไม่สม่ำเสมอของอาคารที่รวบรวมข้อมูลได้	91
ตารางที่ 3.9 จำนวนอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบแบบต่างๆ	93
ตารางที่ 3.10 จำนวนอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่งแบบต่างๆ	93

ตารางที่ 3.11 จำนวนอาคารที่มีรูปทรงที่สม่ำเสมอ	93
ตารางที่ 3.12 ข้อมูลของอาคารที่นำมาใช้เป็นกรณีศึกษา	94
ตารางที่ 3.13 สถิติประสิทธิภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างของแบบจำลองเชิงเส้น	99
ตารางที่ 3.14 สถิติประสิทธิภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างของแบบจำลองไม่เชิงเส้น	99
ตารางที่ 3.15 แรงลมที่ใช้ในการออกแบบตาม ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมอาคาร พ.ศ.2544	104
ตารางที่ 3.16 ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนของประสิทธิภาพ	113
ตารางที่ 3.17 อัตราส่วนผลตอบแทนระหว่างวิธี NLRHA (envelop all conditioned periods) และ RSA	120
ตารางที่ 3.18 ค่า R_i ของการตอบสนองใน 3 โหมดแรกในทิศทาง X	136
ตารางที่ 3.19 รายละเอียดของอาคารตัวอย่างที่ใช้	143
ตารางที่ 3.20 ตัวคูณปรับค่าผลตอบแทนของวิธีพลศาสตร์ (SF)	147
ตารางที่ 3.21 เหล็กเสริมในแนวตั้งของปล่องลิฟต์กำแพงรับแรงเฉือน	149

ส่วนที่ 1
(ข้อมูลโครงการ)

โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 4)

โครงการย่อย

การลดความเสี่ยงของอาคารสูงในกรุงเทพมหานครและปริมณฑลที่เกิดจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกล
Mitigation of Seismic Risk of Tall Buildings in Bangkok Metropolitan Area from Large Distant Earthquakes

สรุปข้อเสนอโครงการ

ผู้เสนอ	:	ศ.ดร.เป็นหนึ่ง วานิชชัย
หน่วยงานต้นสังกัด	:	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
หน่วยงานร่วมโครงการ	:	คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล
ระยะเวลาดำเนินการ	:	2 ปี (18 สิงหาคม 2558 ถึง 17 สิงหาคม 2560)
งบประมาณที่เสนอ	:	3,368,000 บาท (สามล้านสามแสนหกหมื่นแปดพันบาท)

ส่วนที่ 2
(รายงานเนื้อหา)

บทที่ 1

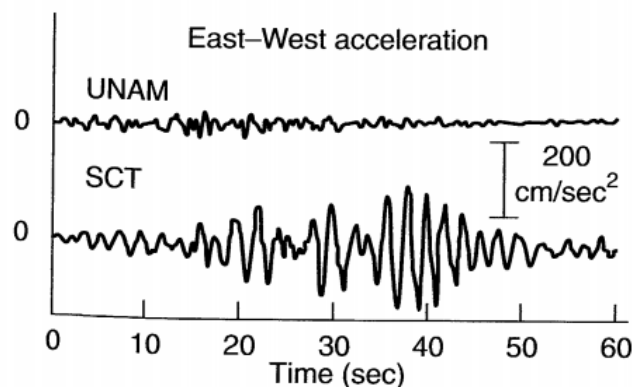
บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

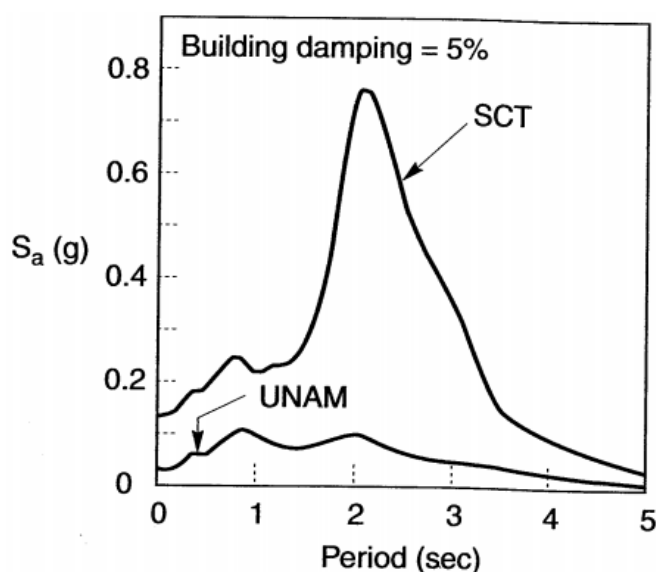
กรุงเทพมหานครและปริมณฑลเป็นศูนย์กลางทางเศรษฐกิจและสังคมของประเทศไทย มีประชากรอาศัยอยู่มากกว่า 10 ล้านคน และมีอาคาร สิ่งก่อสร้างอยู่เป็นจำนวนมาก จากการศึกษาวิจัยในช่วงที่ผ่านมาได้บ่งชี้ว่า กรุงเทพฯ เป็นพื้นที่หนึ่งที่มีความเสี่ยงต่อภัยแผ่นดินไหว แต่ลักษณะความเสี่ยงของกรุงเทพฯ นั้นแตกต่างจากของเมืองอื่นๆ ที่ตั้งอยู่ในพื้นที่ที่มีแผ่นดินไหวชุกชุม ทั้งนี้เนื่องจากกรุงเทพฯ มีที่ตั้งอยู่ห่างจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว ความเสี่ยงจึงมิได้เกิดจากแผ่นดินไหวในระยะใกล้ แต่กลับเป็นผลกระทบที่เกิดจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกล เช่น แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในเขตมุดตัวของแผ่นเปลือกโลกในทะเลอันดามัน หรือในประเทศพม่า หรือที่จังหวัดกาญจนบุรี (Ashford et al., 1996; Warnitchai, 1999; Warnitchai et al., 2000) โดยปกติแล้วเมื่อคลื่นความสั่นสะเทือนที่เกิดจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวเดินทางผ่านชั้นหินในแผ่นเปลือกโลกเป็นระยะทางไกล ความรุนแรงของคลื่นจะถูกลดทอนความรุนแรงลงไปมากจนไม่สามารถก่อให้เกิดความเสียหายต่ออาคารและสิ่งปลูกสร้างต่างๆ แต่กรณีของกรุงเทพฯ เป็นกรณีพิเศษ เพราะกรุงเทพมหานครและปริมณฑลมีที่ตั้งอยู่ภายในแอ่งดินขนาดใหญ่ เรียกว่า แอ่งดินกรุงเทพ (Bangkok Basin) เป็นแอ่งที่มีชั้นดินตะกอนลึกลหลายร้อยเมตรและมีชั้นดินเหนียวอ่อนอยู่ชั้นบนสุด เป็นลักษณะทางธรณีวิทยาที่สามารถขยายความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวได้ถึงประมาณ 3 ถึง 4 เท่าตัวของระดับปกติ อีกทั้งคลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกขยายความรุนแรงนี้ ยังมีลักษณะพิเศษแตกต่างจากคลื่นแผ่นดินไหวทั่วไป คือเป็นคลื่นที่มีคาบการสั่นยาว ส่งผลให้เกิดเป็นการสั่นสะเทือนบนผิวดินที่ค่อนข้างเป็นจังหวะซ้ำๆ ในช่วงประมาณ 0.5 ถึง 4 วินาทีต่อรอบ (นคร ภูวโรดม และคณะ 2555) การสั่นสะเทือนในลักษณะนี้จะส่งผลกระทบต่ออาคารสูงมากกว่าอาคารขนาดกลางหรือขนาดเล็ก ทั้งนี้เพราะอาคารสูงมีจังหวะในการโยกตัวตามธรรมชาติ (คาบธรรมชาติ) ที่ค่อนข้างช้า สอดคล้องกับจังหวะของการสั่นสะเทือนในแอ่งดินนี้ จึงส่งผลให้อาคารสูงเหล่านี้เกิดการโยกตัวที่รุนแรงเป็นพิเศษด้วยกลไกที่เรียกว่า การกำทอน (Resonance)

ตัวอย่างเหตุการณ์ในต่างประเทศที่แสดงถึงความเสี่ยงจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกลที่ชัดเจนที่สุดคือ เหตุการณ์ที่กรุงเม็กซิโกซิตี ประเทศเม็กซิโก เมื่อปี ค.ศ.1985 ได้เกิดแผ่นดินไหวขนาด 8.1 ริคเตอร์ ที่เขตมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก ห่างจากกรุงเม็กซิโกซิตีถึง 400 กิโลเมตร แต่สามารถส่งผลให้อาคารสูงเป็นจำนวนมากในพื้นที่แอ่งดินอ่อนในกรุงเม็กซิโกซิตีเสียหายรุนแรงจนอาคารหลายหลังพังถล่มลงมา มีผู้เสียชีวิตมากกว่า 10,000 คน ในเหตุการณ์นี้ได้มีการบันทึกค่าอัตราเร่งของพื้นดินที่หลายสถานีวัดภายในกรุงเม็กซิโกซิตี ผลเปรียบเทียบค่าอัตราเร่งที่สถานี UNAM ซึ่งตั้งอยู่บนชั้นหิน และสถานี SCT ซึ่งตั้งอยู่ภายในแอ่งดินที่มีชั้นดินเหนียวอ่อนหนา 40 เมตร แสดงในรูปที่ 1.1 ได้ชี้ให้เห็นอย่างชัดเจนว่า การสั่นสะเทือนภายในแอ่งดินอ่อนนั้นรุนแรงกว่าบนชั้นหินถึงประมาณ 3 ถึง 4 เท่าตัว อีกทั้งการสั่นสะเทือนภายในแอ่งดินอ่อนมีลักษณะ

เป็นการสั่นไหวหวัหวั มีคาบการสั่นยาวประมาณ 2 วินาทีต่อรอบ และสั่นนานถึงเกือบ 60 วินาที (Seed et al., 1988)



รูปที่ 1.1 อัตราเร่งของการสั่นสะเทือนบนพื้นดินที่บันทึกได้ในกรุงเม็กซิโกซิตีที่เกิดจากแผ่นดินไหวใหญ่ขนาด 8.1 ริคเตอร์ ในปี ค.ศ.1985 ซึ่งมีจุดศูนย์กลางอยู่ห่างจากกรุงเม็กซิโกซิตีประมาณ 400 กม. -- สถานี UNAM ตั้งอยู่บนชั้นหิน ส่วนสถานี SCT ตั้งอยู่ในแอ่งดินอ่อน



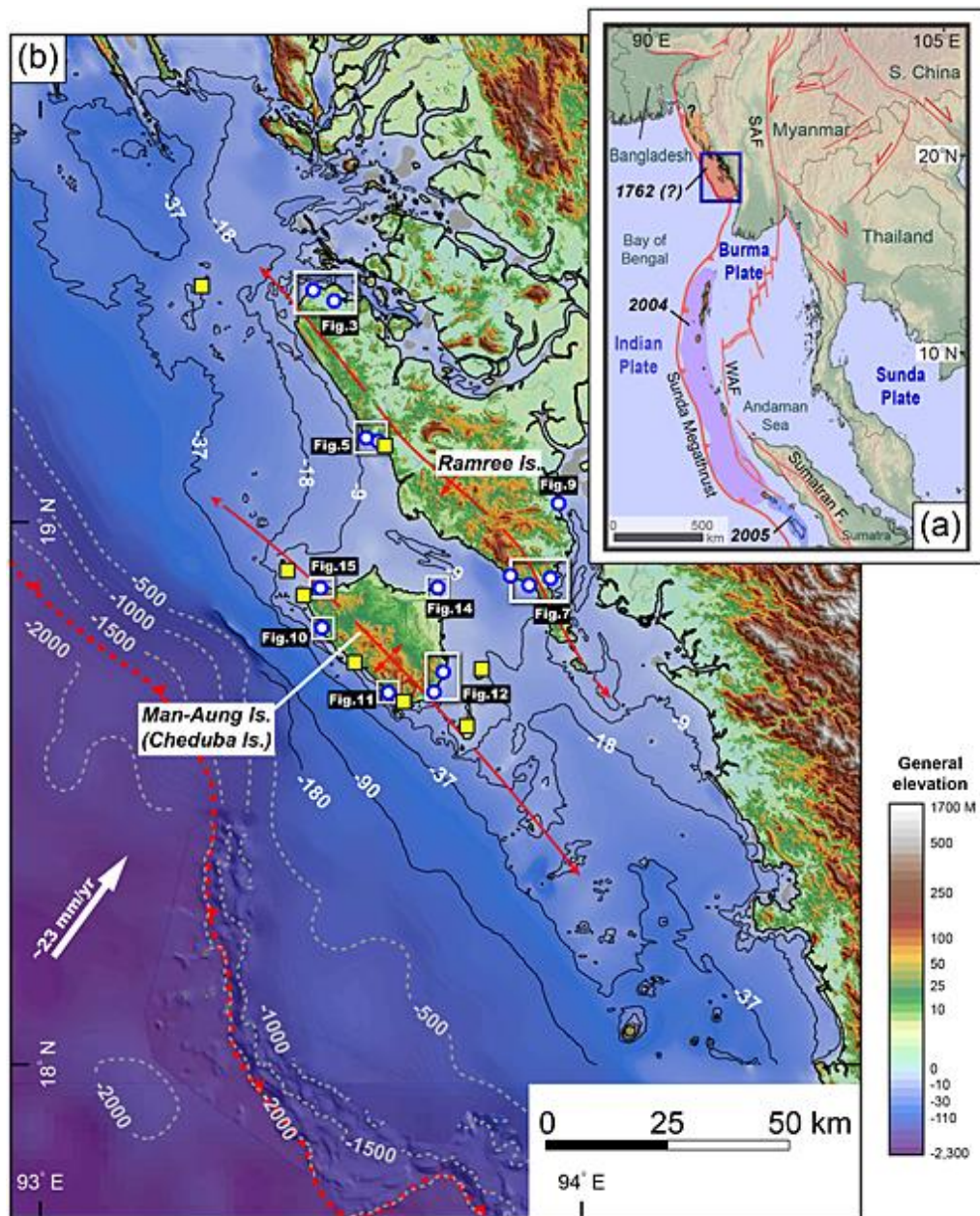
รูปที่ 1.2 สเปกตรัมผลตอบสนองของสัญญาณค่าอัตราเร่งที่บันทึกได้ที่สถานี UNAM และ SCT

เมื่อนำสัญญาณค่าอัตราเร่งเหล่านี้ไปวิเคราะห์หาผลตอบสนองของโครงสร้างอาคาร และแสดงผลในรูปของ “สเปกตรัมผลตอบสนอง” (Response Spectrum) ดังแสดงในรูปที่ 1.2 จะเห็นได้ว่า อาคารและโครงสร้างจะมีผลตอบสนองต่อการสั่นสะเทือนภายในแอ่งดินอ่อน (SCT) รุนแรงกว่าการสั่นสะเทือนบนหินแข็ง (UNAM) อย่างเด่นชัด อีกทั้งผลการตอบสนองจะรุนแรงเป็นพิเศษในกรณีที่อาคารและโครงสร้างมีคาบธรรมชาติ (Natural Period) ประมาณ 2 วินาทีต่อรอบ ซึ่งตรงกับคาบของการสั่นสะเทือนของพื้นดินในแอ่งดินอ่อนนี้

ในกรณีของกรุงเทพมหานครและปริมณฑลนั้น นับตั้งแต่มีการก่อสร้างอาคารสูงมาเป็นเวลา 40 กว่าปี ยังไม่มีเหตุการณ์แผ่นดินไหวในระยะใกล้ที่ส่งผลกระทบที่ร้ายแรงต่ออาคารเหล่านี้ แต่มีเหตุการณ์ที่ส่งผลให้อาคารสูงหลายแห่งในกรุงเทพฯ โยกไหวรุนแรงจนสร้างความตกใจ อลหม่าน ให้แก่ผู้คนเป็นจำนวนมากในอาคาร ตัวอย่างเหตุการณ์เหล่านี้ได้แก่:

- แผ่นดินไหวขนาด 6.6 ริคเตอร์ เกิดวันที่ 22 มกราคม พ.ศ. 2546 มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่เกาะสุมาตรา ห่างจากกรุงเทพฯ มากกว่า 1,000 กม.
- แผ่นดินไหวขนาด 6.5 ริคเตอร์ เกิดวันที่ 22 กันยายน พ.ศ. 2546 มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่ประเทศพม่า ห่างจากกรุงเทพฯ ประมาณ 850 กม.
- แผ่นดินไหวขนาด 9.0 ริคเตอร์ เกิดวันที่ 26 ธันวาคม พ.ศ. 2547 มีจุดศูนย์กลางอยู่ใกล้เกาะสุมาตรา ห่างจากกรุงเทพฯ ประมาณ 1,500 กม.
- แผ่นดินไหวขนาด 7.9 ริคเตอร์ เกิดวันที่ 22 พฤษภาคม พ.ศ. 2551 มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่มณฑลเสฉวน ประเทศจีน ห่างจากกรุงเทพฯ มากกว่า 2,000 กม.
- แผ่นดินไหวขนาด 6.8 ริคเตอร์ เกิดวันที่ 24 มีนาคม พ.ศ. 2554 มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่เมืองท่าเหล ประเทศพม่า ห่างจากกรุงเทพฯ ประมาณ 800 กม.
- แผ่นดินไหวขนาด 8.6 ริคเตอร์ เกิดวันที่ 11 เมษายน พ.ศ. 2555 มีจุดศูนย์กลางในทะเลอันดามัน ใกล้เกาะสุมาตรา ห่างจากกรุงเทพฯ ประมาณ 1,500 กม.

เหตุการณ์แผ่นดินไหวเหล่านี้เป็นเพียง “สัญญาณเตือนภัย” ที่เตือนว่าเรามีโอกาสที่จะเผชิญกับผลกระทบที่รุนแรงกว่า หากมีแผ่นดินไหวที่มีขนาดใหญ่กว่าในระยะทางที่ใกล้กว่าที่เคยเกิด ยกตัวอย่างเช่น แผ่นดินไหวประมาณ 7.0 ถึง 7.5 ริคเตอร์ ในจังหวัดกาญจนบุรี ซึ่งห่างจากกรุงเทพฯ เพียง 200 กม. หรือ แผ่นดินไหวขนาดประมาณ 8.0 ริคเตอร์ เกิดในแนวรอยเลื่อนสกาย (Saging Fault) ในทะเลอันดามัน ซึ่งห่างจากกรุงเทพฯ เพียง 400 กม. หรือแผ่นดินไหวขนาด 8.5 ถึง 9.0 ริคเตอร์ ในแนวมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก ชุนด้าในทะเลอันดามันหรือฝั่งตะวันตกของประเทศพม่า ซึ่งห่างจากกรุงเทพฯ ประมาณ 600 ถึง 800 กม. (รูปที่ 1.3) เหตุการณ์ที่ยกตัวอย่างมานี้เป็นเหตุการณ์ที่ยังมิได้เกิดขึ้นในยุคปัจจุบันนับตั้งแต่มีการปลูกสร้างอาคารสูงในกรุงเทพฯ แต่เป็นเหตุการณ์ที่เชื่อว่าเคยเกิดขึ้นมาแล้วในอดีตและจะเกิดขึ้นอีกในอนาคต ดังนั้นหากเหตุการณ์ดังกล่าวเกิดขึ้นมาจริงๆ ก็อาจก่อให้เกิดผลกระทบที่ร้ายแรงต่ออาคารสูงในกรุงเทพฯ มากกว่าที่เคยประสบมาแล้วหลายเท่าตัว อาจทำให้อาคารสูงจำนวนหนึ่งเสียหายจนพังทลายลงมา ภัยพิบัติเช่นนี้ยังไม่เคยเกิดมาก่อนในประวัติศาสตร์ของกรุงเทพฯ แต่หากเกิดขึ้นโดยที่เราไม่ได้เตรียมพร้อมรับมือ เราอาจได้เห็นภัยพิบัติแผ่นดินไหวที่รุนแรงที่สุดในประวัติศาสตร์ของประเทศไทย



รูปที่ 1.3 เขตมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก ในบริเวณหมู่เกาะทางด้านตะวันตกของประเทศพม่า เป็นบริเวณที่มีข้อมูลทางธรณีวิทยาบ่งชี้ว่าเคยเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่กว่า 8.0 ริกเตอร์ เมื่อปี ค.ศ. 1762 (Wang et al., 2013) บริเวณนี้มีระยะห่างจากกรุงเทพฯ ประมาณ 750 กม. อาจเป็นแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่ส่งผลกระทบต่ออาคารสูงในกรุงเทพฯ ในอนาคต

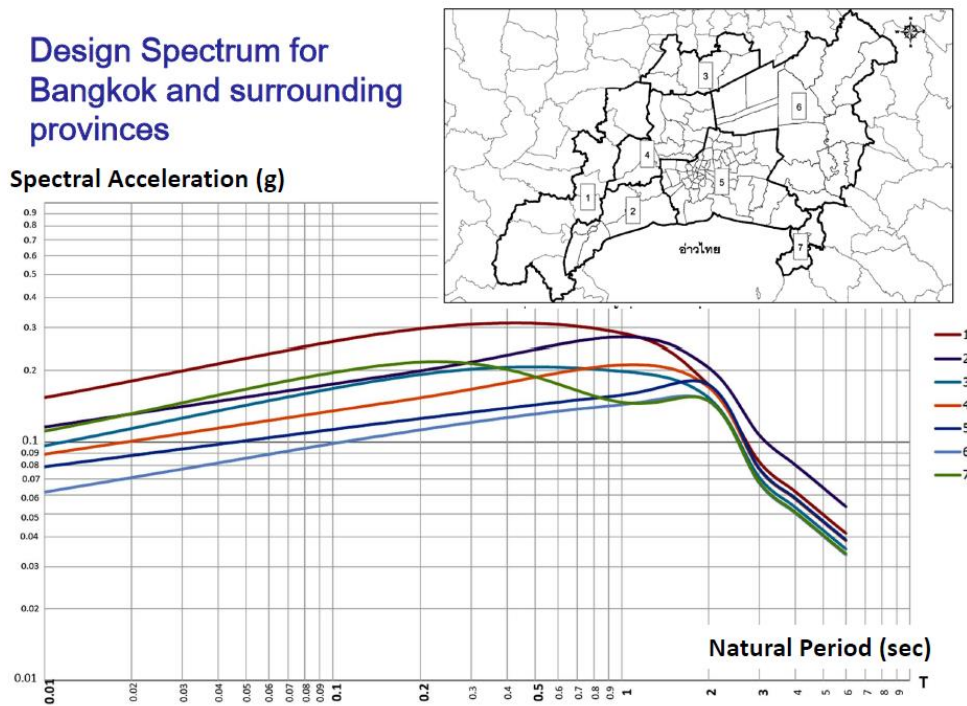
การเตรียมพร้อมรับมือเพื่อลดผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกล มีแนวทางหลักๆ อยู่ 2 แนวทางคือ (1) ออกแบบ-ก่อสร้างอาคารใหม่ให้สามารถต้านทานต่อแผ่นดินไหวลักษณะพิเศษที่คาดว่าจะเกิดขึ้นในกรุงเทพฯ ในอนาคต และ (2) ตรวจสอบอาคารที่มีอยู่ว่าสามารถต้านทานแผ่นดินไหวลักษณะ

ดังกล่าวได้หรือไม่ หากพบว่าอาคารอ่อนแอจนอาจเกิดความเสียหายในระดับอันตรายก็ควรปรับปรุงอาคารนั้น ให้มีความมั่นคงแข็งแรง มีสมรรถนะที่ดีขึ้นจนมีความปลอดภัยเพียงพอ

เพื่อการนี้เราจำเป็นต้องมีความรู้ ความเข้าใจเกี่ยวกับลักษณะของการสั่นสะเทือนภายในแอ่งดิน กรุงเทพฯ ที่เกิดจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกลที่ดีเพียงพอ และมีวิธีวิเคราะห์คำนวณหาผลกระทบ หรือผลตอบสนองของอาคารสูงที่จะเกิดจากการสั่นสะเทือนดังกล่าวได้อย่างแม่นยำเพียงพอ จึงจะสามารถ ออกแบบอาคารใหม่และประเมินความเสี่ยงของอาคารที่มีอยู่ได้อย่างถูกต้อง

ในปัจจุบัน ประเทศไทยมีมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว เรียกชื่อว่า “มยพ.1302-52” จัดทำขึ้นโดยกรมโยธาธิการและผังเมืองในปี พ.ศ.2552 มาตรฐานฉบับนี้มีข้อกำหนดในการออกแบบ อาคารสูงในกรุงเทพฯและปริมณฑลให้สามารถต้านทานต่อผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกล โดยที่สเปกตรัมผลตอบสนองเพื่อใช้ออกแบบอาคารมีลักษณะที่แตกต่างจากสเปกตรัมในกรณีทั่วไป กล่าวคือ เป็นสเปกตรัมที่แสดงผลตอบสนองที่รุนแรงในอาคารที่มีคาบการสั่นยาว (ประมาณ 0.5 ถึง 2 วินาที) ดังแสดง ในรูปที่ 1.4

ข้อกำหนดและสเปกตรัมผลตอบสนองดังกล่าวได้ถูกพัฒนาขึ้นมาจากข้อมูล ความรู้และงานวิจัยที่มีอยู่ ในขณะนั้น (ประมาณปี พ.ศ. 2550) ในปัจจุบันได้มีการถกเถียงในหมู่นักวิชาการและวิศวกรผู้ออกแบบอาคาร สูงบางส่วนว่า ข้อกำหนดและสเปกตรัมผลตอบสนองดังกล่าว มีความถูกต้องเหมาะสมกับสภาพความเสี่ยงของ กรุงเทพฯ เพียงใด (ปนิธาน และคณะ, 2551) อีกทั้งยังมีข้อสงสัยว่า การนำสเปกตรัมผลตอบสนองนี้ไป คำนวณหาผลตอบสนองของอาคารสูงต่อแผ่นดินไหวด้วยวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างที่เรียกว่า “Response Spectrum Analysis (RSA) Procedure” ซึ่งเป็นที่นิยมกันมากในหมู่วิศวกรผู้ออกแบบอาคารสูงนั้น ถูกต้อง เหมาะสมหรือไม่ เนื่องจากมีงานวิจัยหลายชิ้นทั้งในประเทศและต่างประเทศที่ชี้ว่า การวิเคราะห์และออกแบบ โครงสร้างอาคารสูงด้วยวิธี RSA อาจไม่ปลอดภัย เพราะผลตอบสนองสำคัญบางรูปแบบ เช่น แรงเฉือนใน กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กมีค่าที่เกิดขึ้นจริงมากกว่าค่าที่วิเคราะห์คำนวณได้จากวิธี RSA หลายเท่าตัวในบาง กรณี (Blakeley et al., 1975; Klemencic et al., 2007; Leng and Chintanapakdee, 2014) สาเหตุที่ การวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA นี้มีความผิดพลาดคลาดเคลื่อน เชื่อว่าเกิดจากสมมติฐานที่ว่า การตอบสนองของ อาคารต่อแผ่นดินไหวในทุกๆ โหมดจะเกิดการคราก (Yielding) ในระดับที่เท่าๆ กันจึงทำให้มีการลดทอน ผลตอบสนองในทุกๆ โหมดด้วยตัวประกอบที่เรียกว่า “R Factor” แต่ผลงานวิจัยหลายชิ้นชี้ว่าผลตอบสนอง ในโหมดสูงๆ (เช่น โหมดที่ 2, 3, 4...) มีระดับการครากน้อยกว่าในโหมดพื้นฐาน (โหมดที่ 1) ดังนั้นจึงไม่ควร ลดทอนผลตอบสนองในโหมดทุกโหมดด้วยตัวประกอบ “R” ที่มีค่าเท่ากันหมด (Warnitchai et al., 2011; Munir et al., 2012)



รูปที่ 1.4 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารและสิ่งปลูกสร้างต่างๆ ในพื้นที่ภายในแอ่ง กรุงเทพฯ (มยพ.1302-52) มีค่าผลตอบสนองสูงสุดเมื่ออาคารมีคาบธรรมชาติในช่วงประมาณ 0.5 ถึง 2.0 วินาที

ข้อถกเถียงและข้อสงสัยในประเด็นสำคัญเหล่านี้ต้องการคำตอบที่มีเหตุผล ซึ่งจะได้มาจากการศึกษาวิจัยที่มีความน่าเชื่อถือ อีกทั้งกรมโยธาธิการและผังเมืองกำลังดำเนินการปรับปรุง มยพ.1302-52 ให้มีความเป็นปัจจุบันและสมบูรณ์ขึ้น จึงเป็นโอกาสที่ดีในการที่จะศึกษาวิจัยในประเด็นเหล่านี้แล้วนำความรู้ความเข้าใจที่ได้จากงานวิจัยไปใช้ในการปรับปรุงข้อกำหนดและสเปกตรัมผลตอบสนอง รวมถึงปรับปรุงวิธีการวิเคราะห์ห่ออกแบบอาคารในมาตรฐาน มยพ.1302-52 นี้ ให้มีความถูกต้อง

ในช่วงเวลา 7-8 ปีที่ผ่านมาได้มีงานวิจัยใหม่ๆ ที่เกี่ยวข้องกับความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของอาคารสูงใน กรุงเทพฯ หลายงาน ตัวอย่างเช่น

- การรวบรวมข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหว (สัญญาณค่าอัตราเร่งบนพื้นดิน) จากสถานีวัดในประเทศไทย พม่า มาเลเซีย ที่เกิดจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในภูมิภาคนี้ โดย ดร.ธีรพันธ์ อรรถธรรมรัตน์ (ปัญญา คอนซัลแตนท์, 2555)
- งานวิจัยเกี่ยวกับโครงสร้างแอ่งตะกอนดิน (Basin Structures) ของกรุงเทพฯและปริมณฑล โดย รศ.ดร. นคร ภู่วโรดม (นคร ภู่วโรดม และคณะ, 2555)

- การรวบรวมข้อมูลรายละเอียดเกี่ยวกับอาคารสูงในกรุงเทพฯ แล้วนำข้อมูลดังกล่าวมาทำการสร้างแบบจำลองอาคารเพื่อศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองต่อคลื่นสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในระยะไกล โดย ศ.ดร.เป็นหนึ่งใน วาณิชชัยและคณะ (ปัญญา คอนซัลแตนท์, 2555)

นอกจากนี้ในช่วงเวลาดังกล่าว ยังได้มีการพัฒนาความรู้ ความเข้าใจใหม่ๆ ในต่างประเทศเกี่ยวกับการออกแบบอาคารสูงให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว ตัวอย่างเช่น

- Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings จัดทำโดย Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ในโครงการ Tall Building Initiative (TBI) (PEER TBI, 2010; PEER/ATC 72-1, 2010)
- Recommendations for the Seismic Design of High-Rise Buildings จัดทำโดย Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH, 2008)
- แนวคิดใหม่ในการคัดเลือกและปรับจูนคลื่นแผ่นดินไหวที่เป็นตัวแทน (Representative Ground Motions) ด้วยวิธี Conditional Spectrum ซึ่งเสนอโดย Baker (2011) เพื่อนำไปใช้วิเคราะห์หาผลตอบสนอง/ผลกระทบต้ออาคารได้อย่างถูกต้อง

โครงการวิจัยนี้ จะนำงานวิจัยใหม่ๆ ความรู้ ความเข้าใจใหม่ๆ เหล่านี้มาประยุกต์ใช้เพื่อให้เราสามารถศึกษาความเสี่ยงของอาคารสูงในกรุงเทพฯ แล้วนำความเข้าใจนี้ไปปรับปรุงมาตรฐานการออกแบบอาคารใหม่ และการประเมินความเสี่ยงของอาคารที่มีอยู่เดิมให้มีความสมบูรณ์ถูกต้อง ซึ่งจะนำไปสู่การลดความเสี่ยงของอาคารสูงในกรุงเทพฯ ในอนาคต

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อให้เข้าใจถึงลักษณะและความรุนแรงของการสั่นสะเทือนภายในแอ่งกรุงเทพฯ ที่เกิดจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกล
2. จัดทำสเปกตรัมผลตอบสนองที่มีความถูกต้องเหมาะสมกับสภาพความเสี่ยงของกรุงเทพฯ เพื่อใช้ในการออกแบบอาคารใหม่หรือใช้ในการประเมินความเสี่ยงของอาคารที่มีอยู่เดิม
3. ตรวจสอบความถูกต้องของการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของอาคารสูงต่อแผ่นดินไหวด้วยวิธี RSA
4. พัฒนารูปแบบการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของอาคารสูงต่อแผ่นดินไหวที่มีความถูกต้องแม่นยำกว่าวิธี RSA หากพบว่าวิธี RSA มีความผิดพลาด คลาดเคลื่อนสูง
5. นำผลการศึกษารวบรวมไปใช้ในการปรับปรุงมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว (มยผ. 1302)

1.3 ขอบเขตการวิจัย

1. อาคารสูงในโครงการวิจัยนี้หมายถึงอาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 23 เมตรขึ้นไปสอดคล้องกับกฎกระทรวงฉบับที่ 33 (พ.ศ.2535) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
2. การเลือกอาคารตัวแทนอาคารสูงในโครงการนี้พิจารณาเฉพาะอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงตั้งแต่ 23 เมตรขึ้นไป ภายในกรุงเทพมหานครและปริมณฑล
3. เป็นงานวิจัยที่มีการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองในคอมพิวเตอร์หลายรูปแบบ ทั้งแบบจำลอง Seismic Wave Propagation (1D) ภายในแอ่งดินกรุงเทพฯ แบบจำลอง Seismic Hazard Assessment แบบจำลองโครงสร้างอาคารแบบ 3 มิติ ฯลฯ

1.4 ระเบียบวิธีวิจัย

การดำเนินงานวิจัยในโครงการนี้ แบ่งออกเป็น 2 งานย่อย ดังนี้

งานย่อยที่ 1 เน้นการศึกษาลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวที่มาจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกล เช่นจากแนวมุดตัวของแผ่นเปลือกโลกในทะเลอันดามัน มีขั้นตอนหลักดังนี้

1. ทำการรวบรวมและศึกษาคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่วัดได้ในระยะไกลซึ่งอาจจะมีผลต่อโครงสร้างที่มีคาบการสั่นสูงเช่น อาคารสูง สะพานแขวน หรือ ไซโลเก็บน้ำมันขนาดใหญ่
2. เปรียบเทียบคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่วัดได้ในระยะไกลและเปรียบเทียบกับสมการการลดทอนคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้พัฒนามาในต่างประเทศ
3. พัฒนาสเปกตรัมสำหรับการออกแบบโครงสร้าง และคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับกรุงเทพมหานครและปริมณฑลซึ่งอาจจะได้รับอิทธิพลเนื่องมาจากการขยายตัวของชั้นดินอ่อนจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่มีระยะทางไกล
4. จัดเตรียมประวัติเวลาคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีแบบประวัติเวลา โดยใช้วิธีการที่ทันสมัยเช่นตามข้อเสนอแนะสำหรับอาคารสูงของสหรัฐอเมริกา (Tall Building Initiative, TBI)

ในแต่ละขั้นตอนหลักของงานย่อยที่ 1 มีรายละเอียดของการดำเนินการดังนี้

1. ทำการรวบรวมคลื่นแผ่นดินไหวที่รวบรวมได้มาจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่เกิดตามแนวมุดตัวของเปลือกโลก ที่วัดได้ในระยะไกล 300 กิโลเมตรหรือมากกว่า
คณะผู้วิจัยจะทำการรวบรวมข้อมูลอัตราเร่งบนพื้นดิน (Instrumental strong ground motion records) สำหรับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ ที่ตรวจได้ด้วยเครือข่ายตรวจแผ่นดินไหว

ระบบดิจิทัลที่วัดได้ในประเทศไทย โดยกรมอุตุนิยมวิทยา และคลื่นแผ่นดินไหวจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่มากกว่า 7.0 ซึ่งเกิดขึ้นทั้งในและนอกประเทศไทย โดยจะทำการรวบรวมข้อมูลเพิ่มเติมจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่เกิดขึ้นในต่างประเทศที่มีลักษณะเหตุการณ์แผ่นดินไหวใหญ่เนื่องจากแนวรอยมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก (Subduction earthquake) ในช่วงระยะเวลาที่ผ่านมา เช่น แผ่นดินไหวขนาด 8.1 ที่ทางตะวันตกของเม็กซิโก เมื่อวันที่ 19 กันยายน พ.ศ. 2528, แผ่นดินไหวที่ทางเหนือของหมู่เกาะสุมาตรา ประเทศอินโดนีเซียเมื่อวันที่ 26 ธันวาคม พ.ศ. 2547 แผ่นดินไหวทางตอนกลางของประเทศชิลี เมื่อวันที่ 27 กุมภาพันธ์ พ.ศ. 2553 ขนาด 8.8 และ แผ่นดินไหวขนาด 9.3 ในประเทศญี่ปุ่น เมื่อปี พ.ศ. 2554 เพื่อศึกษาถึงลักษณะพิเศษของคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่วัดได้ในระยะไกล โดยความจำเป็นที่จะต้องทำการรวบรวมคลื่นแผ่นดินไหวประเภทนี้เนื่องมาจากว่า คลื่นจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่วัดได้ในระยะไกลนั้นค่อนข้างมีอยู่จำกัด โดยข้อมูลส่วนใหญ่ที่เผยแพร่ทั้งในและต่างประเทศนั้นมุ่งเน้นไปที่การศึกษาคลื่นจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่วัดได้ในระยะใกล้ ดังนั้นการนำคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกลจึงยังไม่ได้ได้รับการศึกษาอย่างเพียงพอในลักษณะที่จะสามารถนำงานวิจัยจากต่างประเทศ เช่น Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Kyoshin network (K-net), National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA) มาปรับใช้กับสภาพปัญหาของประเทศไทย ได้โดยขั้นตอนนี้เป็นขั้นตอนที่ใช้เวลาดำเนินการมากที่สุดในช่วงแรกของโครงการเนื่องมาจากว่าไม่เคยมีการรวบรวมมาก่อนแต่ทว่าเป็นข้อมูลที่จำเป็นกับบริบทของประเทศไทยซึ่งแนวมุดตัวของเปลือกโลกขนาดใหญ่และรอยเลื่อนมีพลังที่สามารถทำให้เกิดแผ่นดินไหวขนาด 7.9+ นั้นล้วนแล้วอยู่ภายนอกประเทศไทยแต่ทว่าจะก่อให้เกิดผลกระทบกับประเทศไทยได้ดังเช่นแผ่นดินไหวที่ทำให้รู้สึกบ่อยครั้งในช่วง 10 ปีที่ผ่านมา

2. เปรียบเทียบคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่วัดได้ในระยะไกลกับสมการการลดทอนคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้พัฒนามาในต่างประเทศ

โดยหลังจากการรวบรวมคลื่นแผ่นดินไหว คณะผู้วิจัยจะทำการตรวจสอบความถูกต้องของข้อมูล และคัดเลือกแยกประเภทของคลื่น ตัวอย่างเช่น ลักษณะชั้นดินของสถานีวัดคลื่นแผ่นดินไหว (Soil classification) ระยะทาง (Distance) ขนาดแผ่นดินไหว (Earthquake Magnitude) ตำแหน่งของสถานีกับทิศทางเคลื่อนที่ของแผ่นดินไหว (Azimuth) เพื่อทำการศึกษาถึงลักษณะอิทธิพลของค่าเหล่านี้ต่อการลดทอนของคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการสั่นสูง (Long Period)

โดยนำคลื่นที่รวบรวมได้ไปคำนวณหาค่า Fourier Spectrum และ Response Spectrum โดยจะคัดเลือกข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ถึงระยะทาง 1,000 กิโลเมตร ซึ่งโดยปกติแล้วสมการการลดทอนคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณแนวมุดตัวของรอยเลื่อน (Subduction Ground Motion Prediction Equations, GMPEs) ที่ได้ถูกพัฒนาในต่างประเทศและได้นำมาใช้ประเมินค่าการสั่นสะเทือน นั้นจะคำนึงถึงแค่ระยะทางประมาณ 300 กิโลเมตร (Youngs et al., 1997; Atkinson

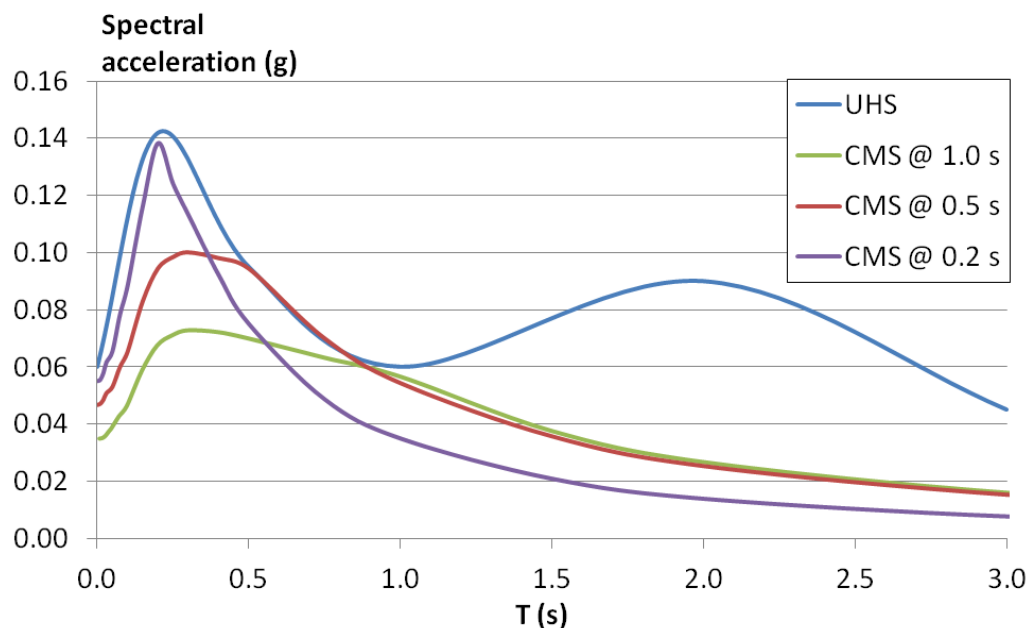
and Boore, 2003; 2008; Zhao et al., 2006) ซึ่งทำให้การเลือกใช้สมการเหล่านี้กับในกรณีของประเทศไทยซึ่งแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่จากแนวรอยมุดตัวของแผ่นเปลือกโลกซึ่งอยู่ในระยะทางไกลกว่า 300 กิโลเมตรอาจจะไม่ถูกต้องและอาจจะมีข้อผิดพลาดเนื่องมาจากค่าของสมการ GMPEs เหล่านี้ไม่ได้ถูกพัฒนามาเพื่อระยะทางมากกว่า 300 กิโลเมตรและการนำสมการเหล่านี้มาใช้คำนวณค่าการสั่นของสเปกตรัมที่ระยะทางไกลกว่าที่สมการได้ถูกพัฒนาอาจจะทำให้เกิดข้อผิดพลาดได้เป็นอย่างมากและอาจไม่เหมาะสมกับประเทศไทยได้จึงเป็นการสำคัญที่จำเป็นที่จะต้องตรวจสอบสมการเหล่านี้โดยเทียบกับกับคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกลที่รวบรวมมาก่อนหน้า

โดยการศึกษาจะพิจารณาถึงความไม่แน่นอนของคลื่นแผ่นดินไหว (Ground motion variability) ที่ประเมินมาจากสมการ GMPEs โดยค่าความไม่แน่นอนนี้จะถูกกำหนดไว้ในค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard deviation) ของแต่ละสมการ GMPEs โดยค่า Standard deviation ที่สูงจะบ่งบอกถึงความแปรปรวนมากและมีโอกาสที่เกิดค่าที่ต่างจากค่าเฉลี่ยได้มาก โดยความไม่แน่นอนนี้จะถูกแบ่งออกมาจากหลายๆประเภท ความไม่แน่นอนเนื่องมาจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่แตกต่างกัน (Inter-event variability) และตามแต่ละสถานีวัดคลื่นแผ่นดินไหวที่แตกต่างกัน (Intra-event variability) โดยค่า Standard deviation นี้จำเป็นที่จะต้องถูกนำไปใช้ในการประเมินความเสี่ยงแผ่นดินไหว (Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA) ซึ่งค่า Standard deviation ที่สูงจะส่งผลให้ค่าสำหรับการออกแบบสูง เนื่องมาจากความไม่แน่นอนของการประเมินการสั่นนั้นค่อนข้างมาก ดังนั้นการเข้าใจถึงความไม่แน่นอนของคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ในแต่ละเหตุการณ์เพื่อที่จะลดค่าความไม่แน่นอนนี้ได้จะทำให้ค่าการออกแบบนั้นมีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น (Atkinson, 2006; Ornthammarath et al., 2011a) โดยคณะผู้วิจัยจะพิจารณาค่าความไม่แน่นอนในการประเมินค่าการสั่นสะท้อนของแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทยด้วย

3. ทำการพัฒนาสเปกตรัมและคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับกรุงเทพมหานครและปริมณฑล

เนื่องมาจากว่าสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุด (Maximum Credible Earthquake, MCE) สำหรับกรุงเทพมหานครนั้นเป็นสเปกตรัมที่มีคาบการเกิดซ้ำที่ 2,475 ปี (รูปที่ 1.5) (Ornthammarath et al., 2011b) โดยค่าทุกค่าของสเปกตรัมนี้มีคาบการเกิด (Return period) ที่เท่ากัน ลักษณะพิเศษนี้เรียกว่า Uniform hazard spectrum (UHS) แต่ค่า Spectral acceleration ที่คาบการสั่นต่างๆนี้ไม่ได้สามารถเกิดขึ้นมาจากแผ่นดินไหวเหตุการณ์เดียวกันเนื่องมาจากว่า UHS เป็นการแสดง Spectral acceleration ที่คาบการสั่นต่างๆที่พิจารณาจากคาบการเกิดแผ่นดินไหวที่เท่ากัน ดังนั้น สเปกตรัม UHS จึงเป็นสเปกตรัมที่ถูกสร้างขึ้นมาจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลายเหตุการณ์ และการนำ UHS ไปใช้นั้นจึงต้องมีการแยก response spectrum สำหรับแผ่นดินไหวเหตุการณ์ต่างๆที่อาจจะเกิดขึ้นได้ซึ่ง response spectrum ที่เลือกมานี้จะมีการคำนวณมาจากการแยกแยะความเสี่ยง (Deaggregation analysis) ซึ่งจะสามารถบอกขนาดแผ่นดินไหว ระยะทางจาก

แหล่งกำเนิด และ ความไม่แน่นอนที่เกิดขึ้นเนื่องมาจากสมการลดทอนคลื่นแผ่นดินไหว ที่น่าจะเกิดผลกระทบที่รุนแรงที่สุดต่ออาคารที่มีคาบการสั่นที่สนใจได้อย่างถูกต้องและเหมาะสม



รูปที่ 1.5 Uniform Hazard Spectrum (UHS) และ Conditional Mean Spectrum (CMS) ที่ค่า conditioning periods เท่ากับ 0.2, 0.5, และ 1.0 วินาที สำหรับกรุงเทพมหานครบนชั้นหินที่คาบการเกิดซ้ำ 2,475 ปี (Ornthammarath et al., 2011)

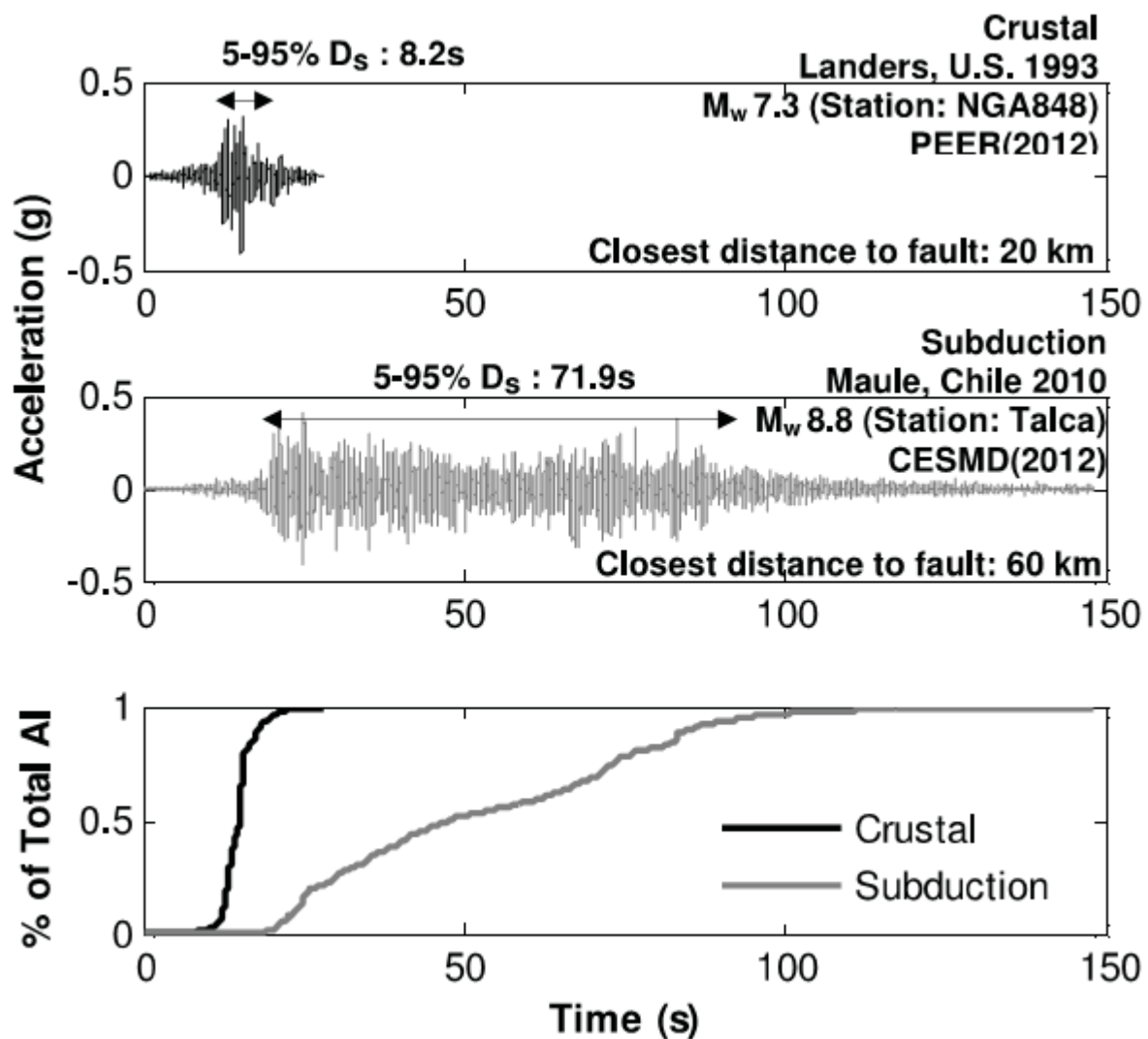
โดยคณะผู้วิจัยจะทำการสร้าง Conditional Mean Spectrum (CMS) (Baker and Cornell, 2006; Baker, 2011; Carlton and Abrahamson, 2014) ซึ่งเป็นสเปกตรัมที่ถูกพัฒนามาเพื่ออธิบายถึงสเปกตรัมที่อาจจะเกิดขึ้นเนื่องมาจากแผ่นดินไหวเหตุการณ์ต่างๆกันโดยสเปกตรัม CMS นั้นจะถูกเลือกมาจากผลตอบสนองที่คาบการสั่นของอาคารที่ค่า conditioning periods เท่ากับ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 และ 3.0 วินาที ในแต่ละพื้นที่บริเวณรอบกรุงเทพและปริมณฑลซึ่งมีความเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวในคาบการเกิดที่ 2,475 ปี โดยอ้างอิงจากผลการศึกษาของ Ornthammarath et al. (2011b) โดยการจัดเตรียม CMS สำหรับแต่ละในพื้นที่ นั้นเนื่องมาจากว่าบริเวณกรุงเทพและปริมณฑลนั้นมีขนาดใหญ่ ซึ่งรูปแบบกราฟ CMS นั้นอาจจะมีลักษณะแตกต่างกันออกไปเนื่องจากระยะห่างของแต่ละพื้นที่จากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว กอปรกับ ลักษณะของชั้นดินในบริเวณแอ่งรอบกรุงเทพและปริมณฑลนั้นอาจจะทำให้มีการขยายคลื่นในช่วงคาบการสั่นที่แตกต่างกันทำให้จำเป็นต้องมีการพิจารณาถึงรูปแบบสเปกตรัมในบริเวณกรุงเทพและปริมณฑลอย่างละเอียดต่อไป

4. จัดเตรียมประวัติเวลาค้นแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีแบบประวัติเวลา โดยใช้วิธีการที่ทันสมัยเช่นตามข้อเสนอแนะสำหรับอาคารสูงของสหรัฐอเมริกา (Tall Building Initiative, TBI)

โดยคณะผู้วิจัยจะทำการรวบรวมและคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวทั้งที่เกิดขึ้นในและนอกประเทศไทยเพื่อทำการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมเพื่อที่จะสามารถเลือกนำไปใช้ในการออกแบบอาคารได้เป็นการทั่วไปโดยใช้วิธีประวัติเวลา (Time history analysis) ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2,475 ปี โดยจะมีทั้งหมด 3 คู่หรือ 6 คลื่นแผ่นดินไหว สำหรับสเปกตรัม CMS ในแต่ละคาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 และ 3.0 วินาที โดยรวมแล้ว 36 คลื่นในแต่ละพื้นที่บริเวณรอบกรุงเทพและปริมณฑลซึ่งจะทำการเลือกตำแหน่งให้สอดคล้องกับงานวิจัย สกว. เรื่องอิทธิพลการขยายชั้นแอ่งดินอ่อนของกรุงเทพมหานครต่อไป โดยการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมนั้นเนื่องมาจากว่าแอ่งกรุงเทพมหานครและปริมณฑลนั้น สภาพความเสี่ยงของแผ่นดินไหวนั้นแตกต่างออกไปเนื่องมาจากว่าในบริเวณภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทยนั้นมีพื้นที่ใกล้กับรอยเลื่อนแผ่นดินไหวซึ่งมีความเสี่ยงในการที่จะเกิดแผ่นดินไหวขนาดกลางถึงขนาดใหญ่ภายในประเทศไทย (Shallow crustal earthquake) ซึ่งแตกต่างจากคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่ระยะทางไกลที่อาจจะเกิดขึ้นกับกรุงเทพมหานคร โดยรูปที่ 1.6 แสดงถึงลักษณะแตกต่างของคลื่นจากสองแหล่งกำเนิดนี้ที่มีค่าความเร่งสูงสุด (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากัน เพื่อทำการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับออกแบบอาคารเหล่านี้ต่อไปโดยใช้วิธีประวัติเวลา (Time history analysis) ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2,475 ปี

5. ทำการศึกษาลักษณะการขยายคลื่นเนื่องจากชั้นดินอ่อนในบริเวณแอ่งกรุงเทพมหานครและปริมณฑล

สืบเนื่องมาจากว่ากรุงเทพมหานครและปริมณฑลนั้นตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อนซึ่งจะทำให้เกิดการขยายการสั่นของคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่ระยะทางไกลได้จึงจำเป็นที่จะต้องมีการนำคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นหินแข็งมาทำการพิจารณาผลของแอ่งดินอ่อนโดยทำการวิเคราะห์หาการขยายของคลื่นบนชั้นดินอ่อน (Site Amplification) เพื่อนำไปใช้ในการสร้างสเปกตรัมออกแบบเพื่อให้วิศวกรสามารถออกแบบโครงสร้างได้ถูกต้องและเหมาะสมกับลักษณะคลื่นแผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นได้ที่บริเวณแอ่งกรุงเทพมหานครและปริมณฑลต่อไป



รูปที่ 1.6 การเปรียบเทียบคลื่นแผ่นดินไหวจากสองแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว โดยคลื่นแผ่นดินไหว Landers นั้นแตกต่างจาก คลื่นแผ่นดินไหว Maule เนื่องจากกว่าแผ่นดินไหวจากแนวรอยมุดตัวของรอยเลื่อนนั้นส่วนใหญ่มีขนาดใหญ่มากกว่าและโครงสร้างอาคารจำเป็นที่จะต้องออกแบบให้สามารถทนค่าความเร่งสูงสุด (Peak ground acceleration, PGA) ที่ระยะการสั่นยาวนานกว่า

งานย่อยที่ 2 ต้องการตรวจสอบวิธีวิเคราะห์และออกแบบที่วิศวกรใช้ในการออกแบบอาคารสูงในประเทศไทยในปัจจุบันว่ามีความน่าเชื่อถือและปลอดภัยเพียงพอหรือไม่ และหากจำเป็นก็จะเสนอวิธีการที่เหมาะสมกว่า เพื่อนำไปใช้ในการปรับปรุงแก้ไขมาตรฐานการออกแบบ มยผ. 1302 ของกรมโยธาธิการและผังเมือง งานย่อยที่ 2 มีขั้นตอนหลักดังนี้

1. ทำการคัดเลือกอาคารสูงที่มีอยู่จริงใน กทม. อย่างน้อย 3 อาคาร เพื่อเป็นอาคารกรณีศึกษา โดยพยายามคัดเลือกอาคารที่มีลักษณะโครงสร้างที่พบในหลายๆ อาคาร และเป็นตัวแทนที่ดีของอาคารสูงจำนวนมาก ยกตัวอย่าง เช่น ระบบโครงสร้างหลักที่ใช้ต้านทานแรงด้านข้างเป็นปล่องผนังลิปต์ คอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความหนาแบบทั่วไป (typical design) ระบบพื้นที่เป็นแบบคอนกรีตอัดแรงไร้คาน เป็นต้น อาคารที่จะทำการคัดเลือก 3 อาคารจะมีความสูงต่างๆ กัน ได้แก่ (1) อาคารที่มีความสูงในช่วง 15 ถึง 25 ชั้น (2) อาคารที่มีความสูงในช่วง 25 ถึง 35 ชั้น และ (3) อาคารที่มีความสูงมากกว่า 35 ชั้น เพื่อให้ครอบคลุมอาคารที่มีความสูงในช่วงต่างๆ ตั้งแต่สูงน้อย ปานกลาง และสูงมาก โดยจะต้องไม่มีลักษณะที่ผิดปกติจากอาคารสูงที่พบได้ทั่วไป เพื่อให้เป็นตัวแทนอาคารสูงที่ดี
2. ตรวจสอบเบื้องต้นว่าอาคารดังกล่าวมีการออกแบบต้านทานแรงลมตามมาตรฐานในประเทศไทย เพื่อให้เป็นตัวแทนของอาคารจริงในประเทศไทย ที่มักจะถูกออกแบบได้สามารถต้านทานแรงลมได้ แต่เดิมที่ไม่ได้ถูกออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว อาคารที่ถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแรงด้านข้างเนื่องจากแรงลมจะสามารถต้านทานแรงด้านข้างเนื่องจากแผ่นดินไหวได้ระดับหนึ่ง แต่อาจไม่มีความเหนียวเพียงพอหากแผ่นดินไหวรุนแรงจนทำให้เกิดความเสียหายเกินจุดคราก อาคารที่มีความสูงมากจะได้รับแรงกระทำจากลมที่มีค่ามากที่ชั้นบนๆ ซึ่งลมมีความเร็วสูง ซึ่งอาจทำให้แรงด้านข้างรวมทั้งหมดและโมเมนต์พลิกคว่ำที่ใช้ในการออกแบบมีค่ามากกว่าแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบอาคารตัวอย่างในกรณีศึกษาควรจะต้องมีกำลังต้านทานแรงลมและแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง จึงจะถือว่าเป็นตัวแทนที่ดีของอาคารที่มีอยู่จริง ดังนั้นในการศึกษานี้จะดำเนินการวิเคราะห์ตรวจสอบแรงที่เกิดขึ้นและกำลังต้านทานของชิ้นส่วนหลักๆ ของโครงสร้างภายใต้แรงลมตามมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง ว่าอาคารตัวอย่างเหล่านี้ถูกออกแบบไว้ให้สามารถต้านทานแรงลมได้ หากกำลังต้านทานที่มีอยู่ไม่เพียงพอ จะปรับเปลี่ยนให้ไม่น้อยกว่าแรงที่ต้องต้านทานเนื่องจากแรงลม ก่อนที่ดำเนินการศึกษาด้านการออกแบบและการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวในขั้นตอนถัดไป ซึ่งเป็นการพยายามทำตามขั้นตอนที่วิศวกรผู้ออกแบบปฏิบัติจริงในการออกแบบอาคารสูง
3. ทำการวิเคราะห์เพื่อหาแรงที่โครงสร้างต้องต้านทานโดยใช้วิธีสเปกตรัมผลตอบสนองซึ่งอนุญาตให้ใช้ได้ในการออกแบบอาคารสูงตามมาตรฐานการออกแบบในปัจจุบัน (มยผ.1302-52) และพิจารณาค่าการตอบสนองต่างๆ ที่เกี่ยวข้อง ได้แก่ แรงเฉือนรวมในแต่ละชั้น โมเมนต์พลิกคว่ำ การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ความเร่งของพื้น ความเหนียวที่ต้องการในชิ้นส่วนโครงสร้างสำคัญ ผลการวิเคราะห์นี้เป็นตัวแทนของการตอบสนองที่ผู้ออกแบบประมาณการไว้เพราะอาคารส่วนมากใน

ปัจจุบันใช้วิธีวิเคราะห์นี้ และเป็นตัวแทนระดับความแข็งแรงของอาคารที่ก่อสร้างไว้ในปัจจุบัน นับตั้งแต่ปี 2552 ภายใต้มาตรฐาน มยผ. 1302-52

4. ทำการวิเคราะห์เพื่อหาแรงที่โครงสร้างต้องต้านทานโดยใช้วิธีแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (nonlinear response history analysis, NLRHA) ซึ่งเป็นวิธีที่มีความถูกต้องสมจริงมากที่สุดและวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear static pushover analysis, NSP) เพื่อตรวจสอบความปลอดภัยของโครงสร้าง ทั้งนี้ในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น จะต้องมีการจำลองชิ้นส่วนต่างๆ ให้ละเอียดพอที่จะคำนึงถึงกำลังและสติฟเนสจากชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างหลักด้วย เช่นผนังอิฐก่อ และจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของวัสดุต่างๆ อย่างสมจริง เช่น การครากของเหล็กเสริม การแตกร้าวและประลัยของคอนกรีต ซึ่งใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่เป็นที่ยอมรับในการวิเคราะห์อาคารสูงแบบ 3 มิติ ได้แก่ Perform-3D (CSI, 2011) และใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่ได้จากการศึกษาข้างต้นในงานย่อยที่ 1 ซึ่งคำนึงถึงพลังงานในช่วงคาบยาวจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกล ทำให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่สอดคล้องกับสภาพความเสี่ยงของ กทม. อย่างแท้จริง ผลการวิเคราะห์ NLRHA เป็นตัวแทนของการตอบสนองที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริง เพราะได้จากการวิเคราะห์ที่มีความถูกต้องสมจริงที่สุด เนื่องจากมีการคำนวณการตอบสนองที่ทุกขณะเวลา (response history) แบบ time step และมีการจำลองพฤติกรรมของวัสดุหลังการครากด้วยแบบจำลองไม่เชิงเส้น (nonlinear) ซึ่งมีความสมจริงมากกว่าการใช้แบบจำลองแบบอีลาสติกเชิงเส้น (linear elastic) ดังที่ใช้ในกรณีของวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA)
5. ทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองกับผลการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น ได้แก่ การเคลื่อนตัวของอาคาร การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในกำแพงที่ระดับความสูงต่างๆ แรงเฉือนรวมในเสาแต่ละชั้น เพื่อตรวจสอบความถูกต้องและความน่าเชื่อถือของวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองที่ยอมให้ใช้กับอาคารสูงได้ในปัจจุบัน หากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้นมีค่ามากกว่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง แสดงว่าการตอบสนองของโครงสร้างที่จะเกิดขึ้นจริงอาจจะรุนแรงกว่าที่ผู้ออกแบบประมาณการไว้ กำลังต้านทานของโครงสร้างอาจไม่มีความปลอดภัยเพียงพอ การใช้วิธีสเปกตรัมผลตอบสนองที่ไม่มีความถูกต้องเพียงพอควรได้รับการปรับปรุงโดยจะต้องหาแนวทางปรับปรุงวิธีการวิเคราะห์และออกแบบเพื่อให้ได้โครงสร้างที่มีความปลอดภัยเพียงพอ และจะต้องเป็นวิธีที่ไม่ซับซ้อนจนเกินไป วิศวกรไทยสามารถนำไปประยุกต์ใช้ได้ ซึ่งวิธีการที่จะเสนอขึ้น (modified RSA) จะช่วยปรับแก้ให้ผลการออกแบบตามแนวทางของวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA) ซึ่งเป็นวิธีที่วิศวกรส่วนใหญ่คุ้นเคย มีความปลอดภัยเมื่อนำไปใช้ในการออกแบบอาคารสูง แทนที่วิศวกรจะต้องถูกบังคับให้วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (NLRHA) ซึ่งอาจจะยากในการปฏิบัติสำหรับวิศวกรไทย
6. ทำการวิเคราะห์เพื่อหาการตอบสนองและแรงที่โครงสร้างต้องต้านทานโดยใช้วิธีแบบสถิตไม่เชิงเส้น แยกโหมด (modal pushover analysis) เพื่อให้เกิดความเข้าใจพฤติกรรมของโครงสร้างว่ามีการตอบสนองและมีส่วนร่วมในแต่ละโหมดแตกต่างกันอย่างไร ซึ่งงานวิจัยเก่าหลายชิ้นได้แสดงให้เห็นว่า

โมเมนต์สูงตั้งแต่โมเมนต์ที่สองขึ้นไป มักจะมีการตอบสนองคล้ายกับที่อยู่ในสภาวะอีลาสติกเชิงเส้น ในการออกแบบจึงไม่ควรที่จะลดทอนแรงสำหรับการออกแบบด้วยตัวประกอบ R factor การศึกษาแบบแยกโมเมนต์อาจช่วยให้มีแนวความคิดในการปรับเปลี่ยนวิธีการคำนวณแรงที่ใช้ในการออกแบบกำแพงรับแรงเฉือนที่มีความถูกต้องยิ่งขึ้น

7. ในการออกแบบอาคารสูงใน กทม. ให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ อาจพบว่าแรงที่ต้องต้านทานมีค่ามากจนไปไม่สามารถออกแบบด้วยเทคนิคเดิมๆ ได้โดยประหยัด จึงอาจจะต้องคิดค้นแนวทางการออกแบบใหม่ที่ประยุกต์ใช้วิธีการที่ทันสมัยมาช่วย เช่นการลดการตอบสนองของอาคารที่ต้องต้านทานโดยการใช้อุปกรณ์ช่วยสลายพลังงานจลน์ (energy dissipation device) หรือวิธีการอื่นๆ ที่เหมาะสม ยกตัวอย่างเช่น หากแรงที่มีค่ามากเป็นผลมาจากโมเมนต์ที่สอง อาจจะลองหาวิธีการสลายพลังงานที่เน้นสลายพลังงานของการสั่นไหวในโมเมนต์ที่สองเป็นพิเศษโดยติดตั้งอุปกรณ์หน่วง damper ที่ตำแหน่งในอาคารที่มีการสั่นไหวและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากเช่นเนื่องจากโมเมนต์ที่สองเป็นต้น

1.5 อุปกรณ์ที่ใช้ในการวิจัย

อุปกรณ์ที่ใช้ในการวิจัยประกอบด้วย

1. เครื่องคอมพิวเตอร์ส่วนบุคคลจัดซื้อใหม่ 5 เครื่อง
2. ซอฟต์แวร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคาร
 - โปรแกรม ETABS (จัดทำด้วยงบประมาณจากโครงการนี้)
 - โปรแกรม Perform-3D (จัดทำด้วยงบประมาณจากโครงการนี้)

1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. ฐานข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกลและสเปกตรัมออกแบบ (Design Spectrum) ที่ใช้สำหรับการออกแบบอาคารในพื้นที่กรุงเทพฯ เป็นการทั่วไป โดยจะถูกรวมไว้ในมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว โดย กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย ที่กำลังดำเนินการปรับปรุง
2. วิธีการออกแบบอาคารสูงต้านทานแผ่นดินไหวที่ถูกต้องและน่าเชื่อถือโดยจะถูกรวมไว้ในมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว โดย กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย ที่กำลังดำเนินการปรับปรุง
3. ทำให้วิศวกรสามารถออกแบบโครงสร้างได้สอดคล้องหรือเหมาะสมกับสภาพความเป็นจริงทางด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย โดยที่มีความแข็งแรงและปลอดภัยในระดับที่ต้องการ ผลงานวิจัยสามารถนำเผยแพร่ในวารสารวิชาการระดับนานาชาติได้ เมื่อสิ้นสุดการศึกษา

บทที่ 2

การศึกษาลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวที่มาจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกล

2.1 การรวบรวมคลื่นแผ่นดินไหวที่รวบรวมได้มาจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่เกิดตามแนวมุดตัวของเปลือกโลก ที่วัดได้ในระยะไกล 300 กิโลเมตรหรือมากกว่า

คณะผู้วิจัยได้ทำการรวบรวมข้อมูลอัตราเร่งบนพื้นดิน (Instrumental strong ground motion records) สำหรับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ ที่ตรวจได้ด้วยเครือข่ายตรวจแผ่นดินไหวระบบดิจิทัลที่วัดได้ในประเทศไทย โดยกรมอุตุนิยมวิทยา และคลื่นแผ่นดินไหวจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่มากกว่า 7.0 ซึ่งเกิดขึ้นทั้งในและนอกประเทศไทย (ตารางที่ 2.1) โดยได้ทำการรวบรวมข้อมูลเพิ่มเติมจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่เกิดขึ้นในต่างประเทศที่มีลักษณะเหตุการณ์แผ่นดินไหวใหญ่เนื่องจากแนวรอยมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก (Subduction earthquake) ในช่วงระยะเวลาที่ผ่านมา เช่น แผ่นดินไหวขนาด 8.1 ที่ทางตะวันตกของเม็กซิโก เมื่อวันที่ 19 กันยายน พ.ศ. 2528, แผ่นดินไหวที่ทางเหนือของหมู่เกาะสุมาตรา ประเทศอินโดนีเซีย เมื่อวันที่ 26 ธันวาคม พ.ศ. 2547, แผ่นดินไหวทางตอนกลางของประเทศชิลี เมื่อวันที่ 27 กุมภาพันธ์ พ.ศ. 2553 ขนาด 8.8 และแผ่นดินไหวขนาด 9.3 ในประเทศญี่ปุ่น เมื่อวันที่ 11 มีนาคม พ.ศ. 2554 เพื่อศึกษาถึงลักษณะพิเศษของคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่วัดได้ในระยะไกล เนื่องมาจากว่าความเสี่ยงของแผ่นดินไหวต่อตึกสูงในกรุงเทพมหานครนั้นจะเกิดได้จากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกลแต่ทว่าข้อมูลที่รวบรวมทั้งในปัจจุบันและต่างประเทศนั้นขาดการรวบรวมข้อมูลในส่วนนี้ อีกทั้งคลื่นจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่วัดได้ในระยะไกลนั้นค่อนข้างมีอยู่จำกัดเนื่องมาจากว่าข้อมูลส่วนใหญ่ที่เผยแพร่ทั้งในและต่างประเทศนั้นมุ่งเน้นไปที่การศึกษาคลื่นจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่วัดได้ในระยะใกล้ ดังนั้นการนำคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกลจึงยังไม่ได้รับการศึกษาอย่างเพียงพอในลักษณะที่จะสามารถนำงานวิจัยจากต่างประเทศ โดยแหล่งข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่คณะผู้วิจัยได้รวบรวมมาคือ Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Kyoshin network (K-net), National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA) โดยข้อมูลแผ่นดินไหวทุกตัวนั้นผู้วิจัยได้ทำการรวมนั้นจะเป็นเฉพาะคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่บริเวณแนวรอยมุดตัวของแผ่นเปลือกโลกเท่านั้น (Subduction earthquakes) โดยสามารถแบ่งแผ่นดินไหว Subduction earthquake ได้อีก 2 ประเภท โดยประเภทแรกคือแผ่นดินไหวในแนวรอยมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก (Interface event) โดยแผ่นดินไหวแบบ Interface จะเกิดเนื่องมาจาก การเคลื่อนตัวในทิศทางดันขึ้น (Thrust mechanism) และเกิดที่ความลึกน้อยกว่า 50 กิโลเมตร แต่ทว่าแผ่นดินไหวอีกประเภทคือแผ่นดินไหวในเปลือกโลก (Intra-slab event) โดยแผ่นดินไหวแบบ Intra-slab event นั้นจะเกิดจากการเคลื่อนตัวในทิศทางดันลง (Normal mechanism) หรือ เป็นแผ่นดินไหวที่ความลึกมากกว่า 50 กิโลเมตร โดยสาเหตุที่จะต้องแบ่งประเภทแผ่นดินไหวบริเวณแนวรอยมุดตัวของแผ่นเปลือกโลกเนื่องจากผลการวิจัยในต่างประเทศพบว่าแผ่นดินไหวในแนวรอยมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก (Interface event) จะทำให้เกิดการสั่นสะเทือนได้รุนแรงในระยะทางที่ไกลกว่าแผ่นดินไหวในเปลือกโลก (Intra-slab event)

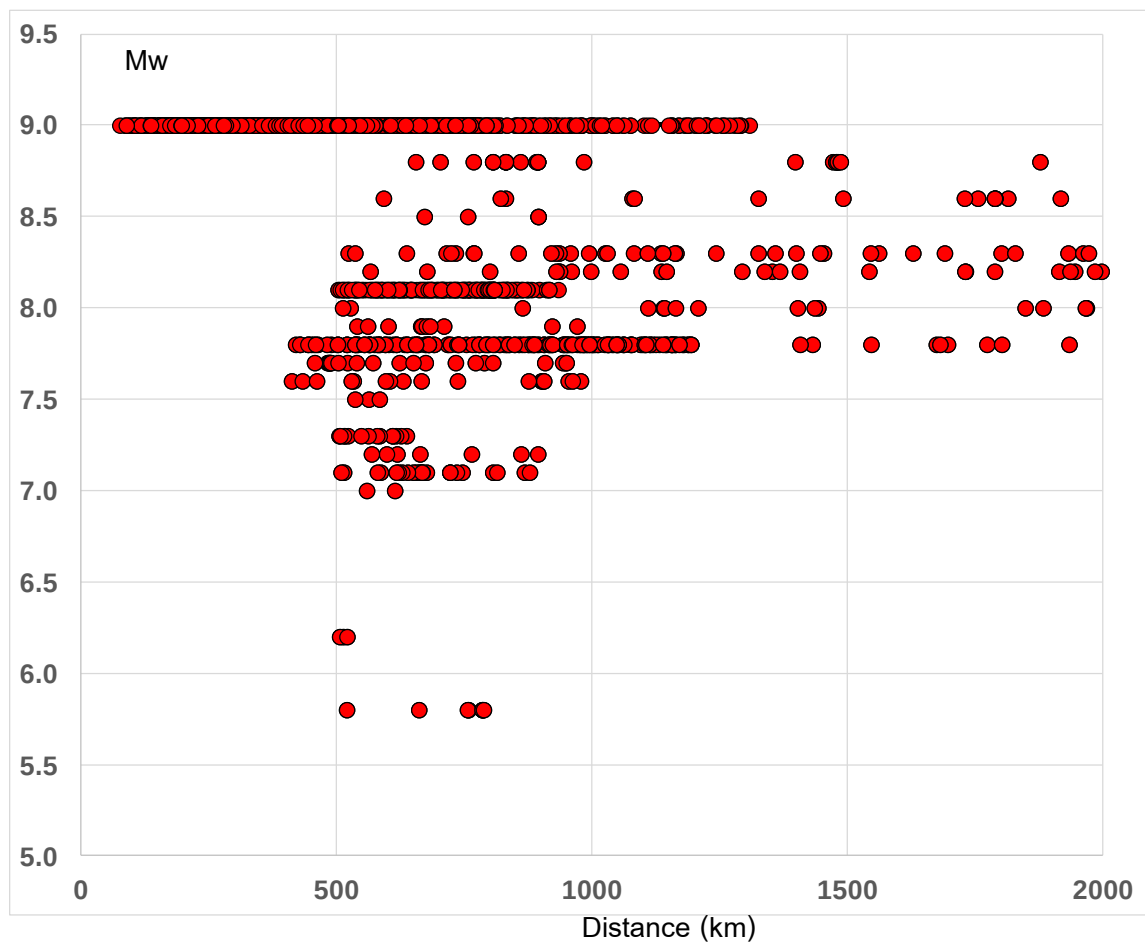
โดยขั้นตอนการเลือกคลื่นนั้นจะทำการตรวจความสมบูรณ์ของคลื่นแผ่นดินไหว เช่นคลื่นแผ่นดินไหวสามารถวัดการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นได้อย่างสมบูรณ์โดยไม่ขาดหายสัญญาณในช่วงที่เกิดการสั่นสะเทือน หรือคลื่นการสั่นสะเทือนมีสัญญาณของคลื่นแผ่นดินไหวมากกว่าสัญญาณรบกวน (Signal to Noise Ratio, SNR) มากกว่า 3 และจะทำการปรับค่าเฉลี่ยในการวัดให้เป็นศูนย์ (Baseline error correction) โดยการนำคลื่นมาพิจารณานั้นจะไม่มีในการทำ filter คลื่นแผ่นดินไหวเพื่อป้องกันการสูญเสียข้อมูลในช่วงคาบการสั่นยาว โดยมีการรวบรวมข้อมูลทั่วไปอื่นๆ ของสถานีตรวจวัดแผ่นดินไหวไว้ด้วย หากฐานข้อมูลเหล่านั้นมีเก็บไว้ เช่น ความเร็วคลื่นเฉือน ตำแหน่งของสถานี ความลึกของการตรวจวัด ลักษณะของเครื่องมือที่ใช้ทำการวัด จำนวน sampling frequency โดยข้อมูลส่วนมากที่เก็บมาได้นั้นได้มาจากทั้งเครื่องมือวัดความเร่ง (Strong motion accelerometer) และวัดความเร็ว (Seismometer) แต่เครื่องมือวัดความเร็วนั้นโดยส่วนใหญ่แล้วจะไม่สามารถวัดคลื่นแผ่นดินไหวที่ระยะใกล้ได้เนื่องมาจากว่าเครื่องมือมีความไวในการตรวจวัดคลื่นมากและเหมาะสมกับการวัดคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกล โดยหากคลื่นมีความรุนแรงเกินช่วงสเกลที่เครื่องมือสามารถจะทำการตรวจวัดจะไม่ได้ โดยข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดจาก seismometer นั้นจะทำการนำมารวบรวมเฉพาะคลื่นที่วัดได้ไม่เกินสเกลสูงสุดที่เครื่องวัดได้

ตารางที่ 2.1 ตัวอย่างข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะทางไกลที่รวบรวมมาได้โดยส่วนใหญ่แล้วเป็นแผ่นดินไหวในบริเวณแนวมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก (Subduction Interface events)

เหตุการณ์แผ่นดินไหว	วันที่	Focal mechanism	ขนาด	ระยะทางจากแผ่นดินไหวถึงสถานีแผ่นดินไหว (กิโลเมตร)	จำนวนบันทึกที่สามารถรวบรวมได้
Northern Sumatra	26 December 2004	Thrust	9.2	680 - 3,000	13
Tohoku, Japan	11 March 2011	Thrust	9.0	75 - 1300	1,226
Off West Coast of Northern Sumatra*	11 April 2012	Strike-slip	8.6	592 - 1918	14
Sea Of Okhotsk, Russia	24 May 2013	Normal	8.3	1030 - 1933	11
Near Coast Of Central Chile	16 September 2015	Thrust	8.3	523 - 1400	20
Near Coast Of Northern Chile	1 April 2014	Thrust	8.2	566 - 1543	9
Off West Coast of Northern Sumatra*	11 April 2012	Strike-slip	8.2	677 - 1985	14
Tokachi-Okii, Hokkaido	26 September 2003	Thrust	8.1	503 - 934	223
Santa Cruz Island,	6 February 2013	Thrust	8.0	512 - 1969	14

California					
Queen Charlotte Islands Region, Canada	28 October 2012	Thrust	7.8	564- 1194	108
Off West Coast of Southern Island, New Zealand	15 July 2009	Thrust	7.8	502 - 1935	24

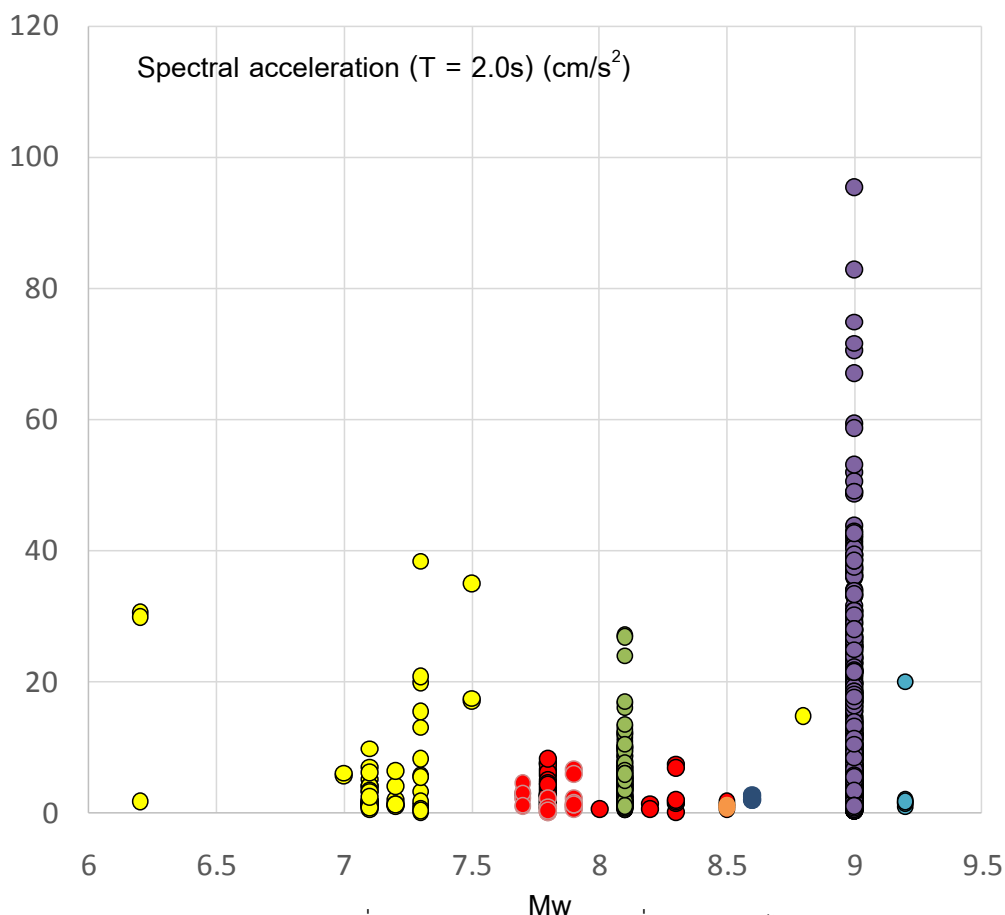
*หมายเหตุ ถึงแม้ว่าแผ่นดินไหวนี้ไม่ได้เป็นแผ่นดินไหวที่เกิดในแนวรอยมุดตัวของแผ่นเปลือกโลกแต่ทว่าก็ทำให้เกิดผลกระทบกับประเทศไทย ทางคณะผู้วิจัยจึงเห็นสมควรว่าควรจะทำกรรวบรวมข้อมูลดังกล่าวด้วยเพื่อทำความเข้าใจถึงการลดทอนของพลังงานจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกล



รูปที่ 2.1 กราฟแสดงการกระจายของข้อมูลที่รวบรวมมาได้ตามขนาดแผ่นดินไหวและระยะทางจากแหล่งกำเนิด

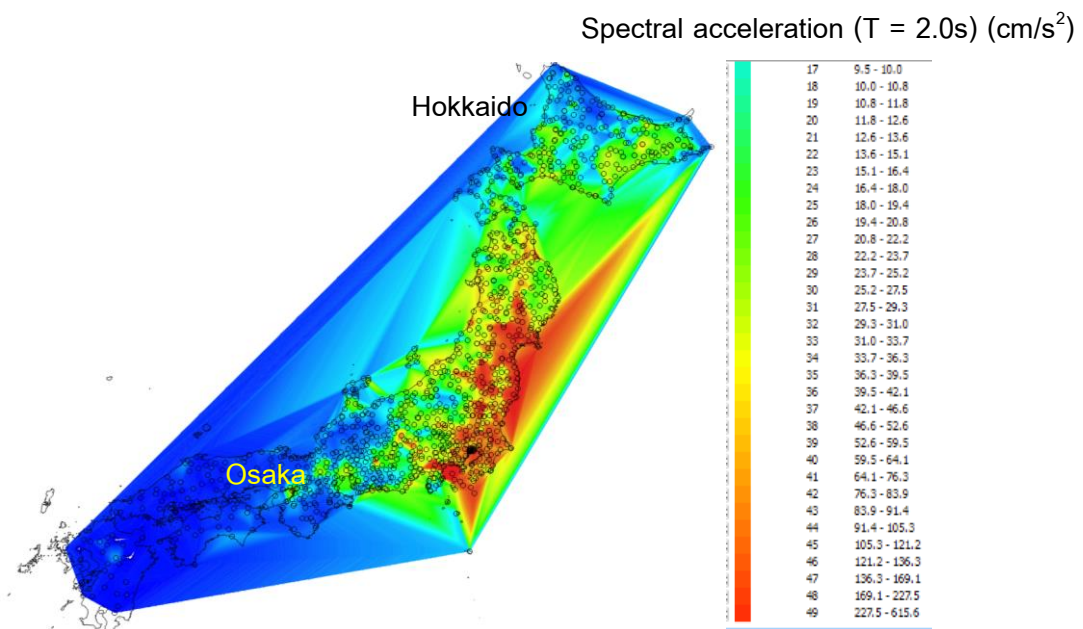
จากรูปที่ 2.1 จะพบว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่รวบรวมได้มานั้นส่วนใหญ่แล้วจะมาจากแผ่นดินไหว Tohoku ขนาด 9.0 ซึ่งเกิดขึ้นเมื่อวันที่ 11 มีนาคม 2554 และ แผ่นดินไหว Tokachi-Oki ขนาด 8.1 เมื่อวันที่

26 กันยายน 2546 โดยข้อมูลจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกลจากแหล่งอื่นนั้นมีจำนวนน้อยกว่ามาก ข้อมูลที่รายงานภายในระยะเวลา 6 เดือนแรกที่ผ่านมาสามารถรวบรวมได้นั้นมี 1,670 คลื่นแผ่นดินไหว เพื่อเป็นการตรวจสอบถึงความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่ระยะไกล คณะผู้วิจัยได้ทำการวิเคราะห์ข้อมูลโดยการนำข้อมูลที่รวบรวมมาได้นำมาวาดกราฟระหว่าง Response spectrum ที่ 2 วินาทีซึ่งเป็นคาบการสั่นที่ส่วนใหญ่แล้วเป็นคาบการสั่นธรรมชาติของตึกสูงในกรุงเทพมหานคร กับ ขนาดแผ่นดินไหว โดยคัดเลือกเฉพาะคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่ระยะทางมากกว่า 500 กิโลเมตร ซึ่งใกล้เคียงกับระยะทางจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในแนวมุดตัวของเปลือกโลกในทะเลอันดามันมาถึงกรุงเทพมหานคร (รูปที่ 2.2) ซึ่งจากรูปจะพบว่าแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่ระยะทางไกลนั้นสามารถทำให้เกิด Response spectrum ที่ 2 วินาทีสูงสุดที่ 100 cm/s^2 ซึ่งใกล้เคียงกับขนาดสเปกตรัมที่กำหนดไว้ใน มยผ.1302-52 และส่วนใหญ่แล้วเป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้จากแผ่นดินไหว Tohoku ขนาด 9.0 เมื่อวันที่ 11 มีนาคม 2554 (รูปที่ 2.2) ซึ่งบ่งชี้ว่าที่ระยะไกลนั้นสเปกตรัมที่สูงกว่า 100 cm/s^2 นั้นสามารถตรวจพบได้จริงแต่ไม่ได้มีการตรวจพบบ่อยนัก เนื่องจากปัจจัยหลายอย่างเช่น ขาดความพยายามในการวิเคราะห์ผลกระทบจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกล ขาดเครื่องมือตรวจวัด

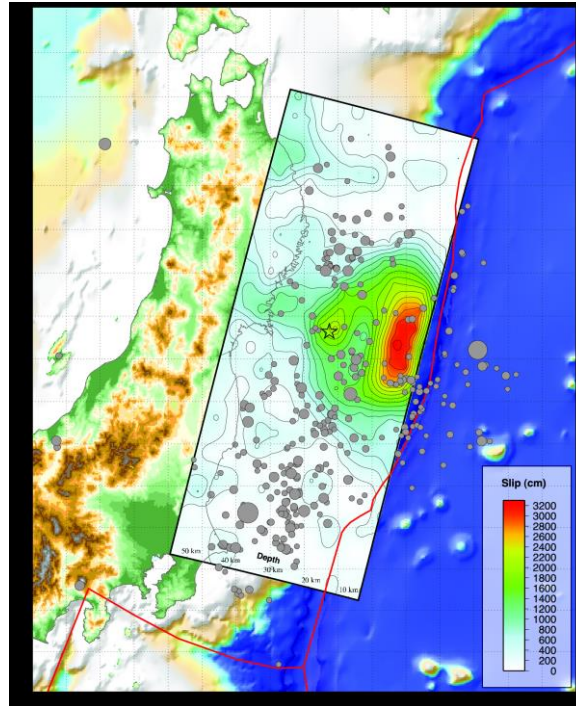


รูปที่ 2.2 ค่าความเร่งสเปกตรัม (cm/s^2) ที่คาบ 2 วินาทีของข้อมูลที่รวบรวมมาได้แบ่งตามขนาดแผ่นดินไหวต่างๆโดยคัดเลือกเฉพาะคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่ระยะทางมากกว่า 500 กิโลเมตร

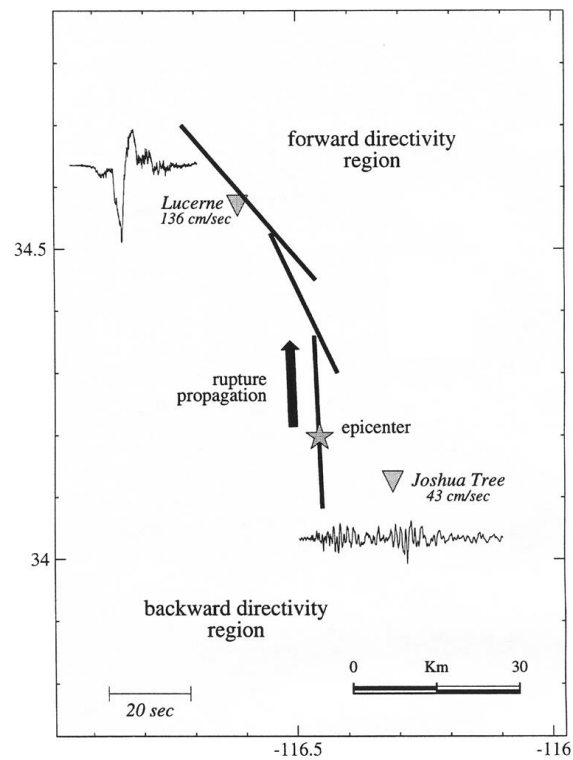
คณะผู้วิจัยได้ทำการเปรียบเทียบค่าความเร่งสเปกตรัม (Spectral acceleration, S_a) ที่คาบ 2 วินาที จากแผ่นดินไหว Tohoku ขนาด 9.0 เมื่อวันที่ 11 มีนาคม 2554 ซึ่งตรวจวัดได้จากเครื่องวัดแผ่นดินไหวในประเทศญี่ปุ่น (รูปที่ 2.3) จะพบว่าที่ระยะทางไกลเท่ากันคือจากเมืองโอซาก้าและคลื่นที่วัดได้บนเกาะฮอกไกโดนั้น ความเร่งสเปกตรัมที่คาบ 2 วินาที บนเกาะฮอกไกโดมีค่าสูงและสามารถตรวจวัดได้เป็นบริเวณกว้างทั่วบริเวณเกาะซึ่งแตกต่างจากที่วัดได้บริเวณเมืองโอซาก้าซึ่งวัดได้เพียงแคบริเวณแอ่งดินอ่อนในตัวเมืองโอซาก้าซึ่งอาจจะอธิบายได้ว่า สถานีบนเกาะฮอกไกโดนั้นตั้งอยู่ในแนวเดียวกันกับทิศทางการเคลื่อนตัวของแผ่นดินไหว (Directivity effect) (รูปที่ 2.4) โดยแผ่นดินไหวเหตุการณ์นี้เกิดการเคลื่อนที่จากเหนือลงใต้ โดยสถานีวัดแผ่นดินไหวบริเวณเมืองโอซาก้าไม่มีทิศทางไม่ได้อยู่ในแนวเดียวกันกับการเคลื่อนที่ของแผ่นดินไหวจึงทำให้เกิดบริเวณที่ได้รับการขยายกำลังคลื่นได้น้อยกว่ามาก ซึ่งปรากฏการณ์นี้เรียกว่า directivity effect กล่าวคือทิศทางของการเคลื่อนที่ของแผ่นดินไหวส่งผลต่อความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นได้ (รูปที่ 2.5)



รูปที่ 2.3 Spatial distribution of spectral acceleration at 2.0 second from Tohoku earthquake, Mw 9.0, on 11 March 2011

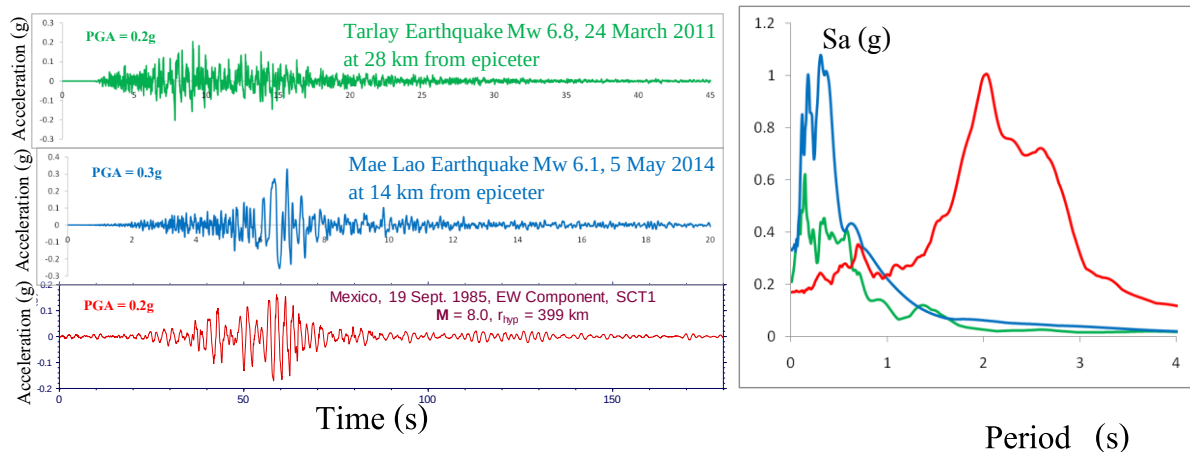


รูปที่ 2.4 แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว Tohoku event Mw 9.0 11 มีนาคม 2554



รูปที่ 2.5 รูปอธิบายปรากฏการณ์ Near fault directivity effect ซึ่งส่งผลให้ทิศทางการเคลื่อนที่จากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวส่งผลให้คลื่นแผ่นดินไหวที่สถานีระยะทางเท่ากันเกิดการสั่นสะเทือนแตกต่างกัน

โดยจากรูปที่ 2.6 คณะผู้วิจัยได้แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่มีค่าความเร่งสูงสุด (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากันคือ 0.20g แต่เกิดจากแผ่นดินไหวต่างชนิดกัน โดยคลื่นแผ่นดินไหวสีเขียวและสีน้ำเงิน เป็นคลื่นแผ่นดินไหวจากแผ่นดินไหวขนาดกลางและระยะทางน้อยกว่า 50 กิโลเมตร แต่ทว่าคลื่นแผ่นดินไหวสีแดงนั้นเป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้จากบริเวณแอ่งดินอ่อนที่เมือง Mexico city ซึ่งเป็นแอ่งดินอ่อนและระยะทาง 500 กิโลเมตร ดังนั้นกราฟ Response spectrum นั้นจึงมีค่าแตกต่างกันอย่างมาก โดยสเปกตรัมที่วัดได้จากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกลที่วัดได้บนแอ่งดินอ่อนนั้นมีการขยายขนาดค่าสเปกตรัม ที่คาบการสั่นของโครงสร้างที่สูง คือมากกว่า 2 วินาที ซึ่งรูปแบบการขยาย Spectrum เช่นนี้แตกต่างจากกราฟ Response spectrum ที่วัดได้เนื่องจากแผ่นดินไหวในระยะใกล้ที่มีการขยายคาบการสั่นของโครงสร้างที่อาคารเตี้ย คือ น้อยกว่า 2 วินาทีซึ่งทำให้หากวิศวกรนำคลื่นแผ่นดินไหวที่ไม่เหมาะสมนำไปทำการออกแบบนั้นจะทำให้ประเมินสเปกตรัมที่จะเกิดขึ้นได้จริงต่ำกว่าความเป็นจริงเกินไป

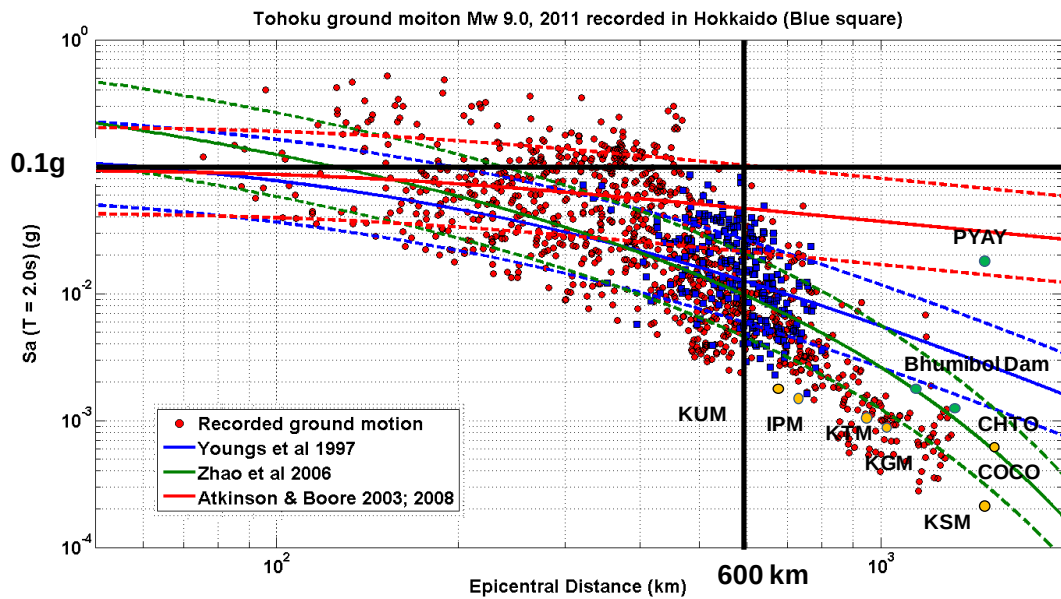


รูปที่ 2.6 Response spectrum at Osaka and Hokkaido station from Tohoku earthquake, Mw 9.0, on 11 March 2011

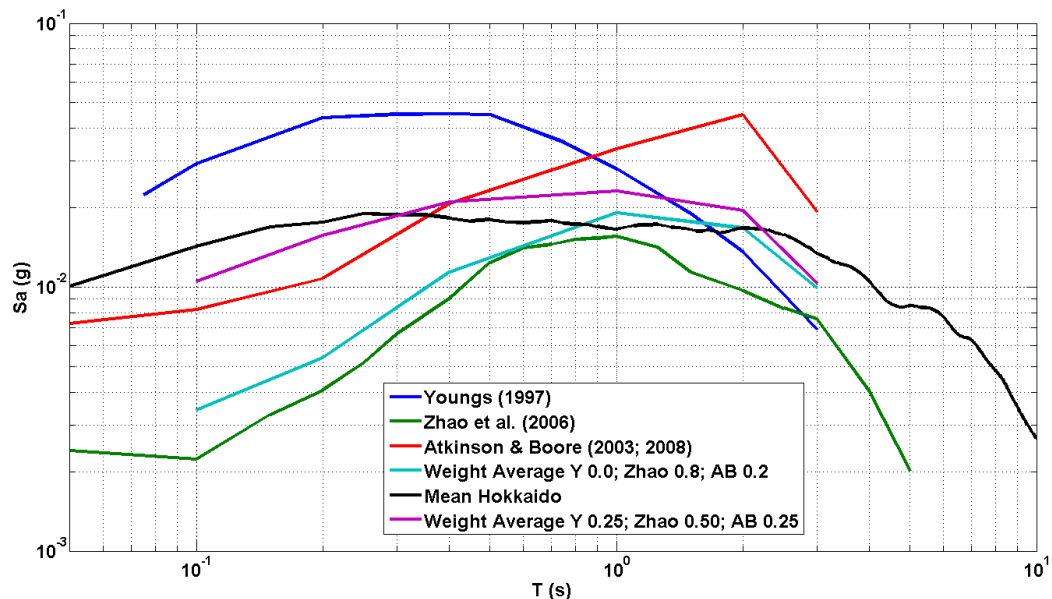
ขั้นตอนต่อมาคณะผู้วิจัยได้ทำการเปรียบเทียบข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้รวบรวมมาและทำการเปรียบเทียบการลดทอนความรุนแรงของคลื่นกับที่แสดงในสมการการลดทอนคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณแนวมุดตัวของรอยเลื่อน (Subduction Ground Motion Prediction Equations, GMPEs) ที่ได้ถูกพัฒนาในต่างประเทศและได้นำมาใช้ประเมินค่าการสั่นสะเทือน ในประเทศไทย คือ 1). Youngs et al., 1997; 2). Atkinson and Boore, 2003; 2008; 3). Zhao et al., 2006 โดยการเลือกสมการทั้งสามนี้เป็นขั้นตอนมาตรฐานในการประเมินการสั่นสะเทือน Spectrum ที่อาจจะเกิดขึ้นได้จริง จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจากแนวมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก โดยในการรวมกันนั้นจะต้องทำการให้น้ำหนักความสำคัญของแต่ละสมการ (Logic tree weight) โดยค่าน้ำหนักที่มากแสดงถึงความน่าเชื่อถือของแต่ละสมการในการประเมินความเสี่ยงแผ่นดินไหวโดยเดิมทางที่มิวิจัยใช้ค่าน้ำหนักเท่ากับ 0.25: 0.5; 0.25 เป็นของ Youngs et al., 1997; Zhao et al., 2006; Atkinson and Boore, 2003; 2008 ตามลำดับ โดยเป็นค่าน้ำหนักเช่นเดียวกันกับผลการศึกษาของ Petersen et al. (2008) ซึ่งเคยใช้ในการประเมินความเสี่ยงแผ่นดินไหวในเอเชียตะวันออกเฉียงใต้

ผลการวิเคราะห์เบื้องต้นพบว่าในช่วงระยะทางที่อาจจะเกิดแผ่นดินไหวใหญ่กรุงเทพมหานครนั้นคือ ช่วงระยะทางประมาณ 600 ถึง 900 กิโลเมตร ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวสอดคล้องได้ดีกับสมการที่นำมาใช้ (รูปที่ 2.7) แต่ทว่าสมการ Youngs et al., 1997 นั้นรูปแบบ response spectrum ไม่ได้มีค่าเปลี่ยนแปลงตามระยะทางดั่งนั้น ที่ long period จะทำการประเมินค่าสเปกตรัมค่อนข้างต่ำเนื่องจากเป็น model ที่ได้ถูกพัฒนามาด้วยข้อมูลที่จำกัด กว่า model อื่นๆ โดยจากการพิจารณา response spectrum บนเกาะฮอกไกโดกับการทำนายจาก 3 สมการพบว่า Youngs et al., 1997 (รูปที่ 2.8) นั้นมีการทำนาย response spectrum ที่แตกต่างจากที่วัดได้จริง

โดยที่คาบการสั่นต่ำสมการ Youngs et al., 1997 ได้ทำนาย spectrum สูงกว่าที่ตรวจพบเนื่องจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกลอยู่มาก โดยสมการ Zhao et al. 2006 นั้นมีการประเมินค่า spectrum ที่คาบการสั่นสูง (Long period) ต่ำกว่าค่าที่วัดได้ แต่สมการ Atkinson and Boore, 2003; 2008 มีการประเมินค่า spectrum ที่คาบการสั่นสูง (Long period) ที่สูงกว่าที่วัดได้โดยจากข้อมูลนี้คณะผู้วิจัยได้นำไปพิจารณาการปรับเลือก Logic tree weight สำหรับการเลือกสมการคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อให้เหมาะสมกับค่า response spectrum เฉลี่ยที่วัดได้บนเกาะฮอกไกโด โดยคณะผู้วิจัยได้เลือกการใช้ Logic tree weight ใหม่ คือ 0.0: 0.8; 0.2 คือ Youngs et al., 1997; Zhao et al., 2006; Atkinson and Boore, 2003; 2008 ตามลำดับ ซึ่งทำให้ค่า Mean spectrum (เส้นสีฟ้า) มีค่าใกล้เคียงกับสเปกตรัมค่าเฉลี่ยที่ตรวจพบบนเกาะฮอกไกโด โดยค่าน้ำหนักใหม่นี้สอดคล้องกันกับผลการศึกษาล่าสุดของ Petersen et al. (2014)



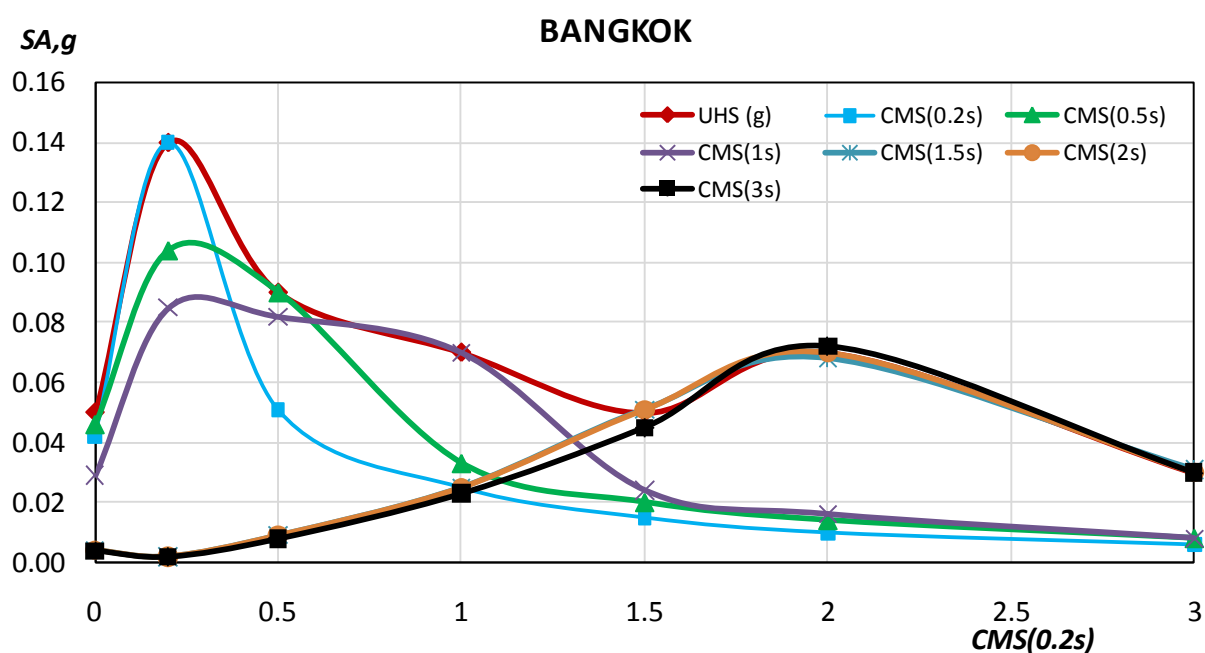
รูปที่ 2.7 กราฟแสดงการลดทอนของคลื่นแผ่นดินไหวที่ Response spectrum 2 วินาทีจากแผ่นดินไหว Tohoku event Mw 9.0 และ Northern Sumatra event Mw 9.2 เทียบกับสมการที่ได้มีการใช้อยู่ในปัจจุบัน โดยคลื่นแผ่นดินไหวบนเกาะฮอกไกโดเป็นสิ่งที่เลี่ยมสินน้ำเงิน



รูปที่ 2.8 กราฟแสดงค่าเฉลี่ย Response spectrum จากคลื่นแผ่นดินไหว Tohoku event Mw 9.0 โดยเปรียบเทียบกับ Response spectrum ที่ประเมินจากสามสมการคือ Youngs et al., 1997; Zhao et al., 2006; Atkinson and Boore, 2003; 2008 ตามลำดับ และ Response spectrum ที่ได้ถูกพัฒนาโดยใช้ Logic tree weight เก่าและ Logic tree weight ใหม่จากการศึกษาในครั้งนี้

2.2 การพัฒนาสเปกตรัมและคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับกรุงเทพมหานครและปริมณฑล

เนื่องจากว่าสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุด (Maximum Credible Earthquake, MCE) สำหรับกรุงเทพมหานครที่ได้กำหนดไว้ใน มยผ 1302-52 นั้นเป็นสเปกตรัมที่มีคาบการเกิดซ้ำที่ 2475 ปี บนชั้นดินอ่อน คณะผู้วิจัยจึงทำการสร้างสเปกตรัมบนชั้นดินแข็งซึ่งยังไม่ได้มีการขยายคลื่นเนื่องจากผลของแอ่งชั้นดินอ่อน (รูปที่ 2.9) Ornthammarath et al., 2011b และนำไปเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับสเปกตรัมที่ได้กำหนดไว้แต่เนื่องจากว่า สเปกตรัมในรูปที่ 2.9 คือ Uniform hazard spectrum (UHS) ซึ่งทุกค่าของสเปกตรัมนี้มีคาบการเกิดที่เท่ากัน (2475 ปี) แต่ค่า Spectral acceleration ที่คาบการสั่นต่างๆ นี้ไม่สามารถเกิดขึ้นได้พร้อมกันแต่เกิดขึ้นมาจากแผ่นดินไหวหลายเหตุการณ์ ดังนั้น UHS เป็นการแสดง Spectral acceleration ที่คาบการสั่นต่างๆ ที่พิจารณาจากคาบการเกิดแผ่นดินไหวที่เท่ากัน (Return period) และเกิดขึ้นมาจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวคนละเหตุการณ์ และการนำ UHS ไปใช้นั้นจึงต้องมีการแยก response spectrum สำหรับแผ่นดินไหวเหตุการณ์ต่างๆ ที่อาจจะเกิดขึ้นได้ โดย response spectrum ในแต่ละกรณีนี้ถูกเรียกว่า Conditional Mean Spectrum (CMS)

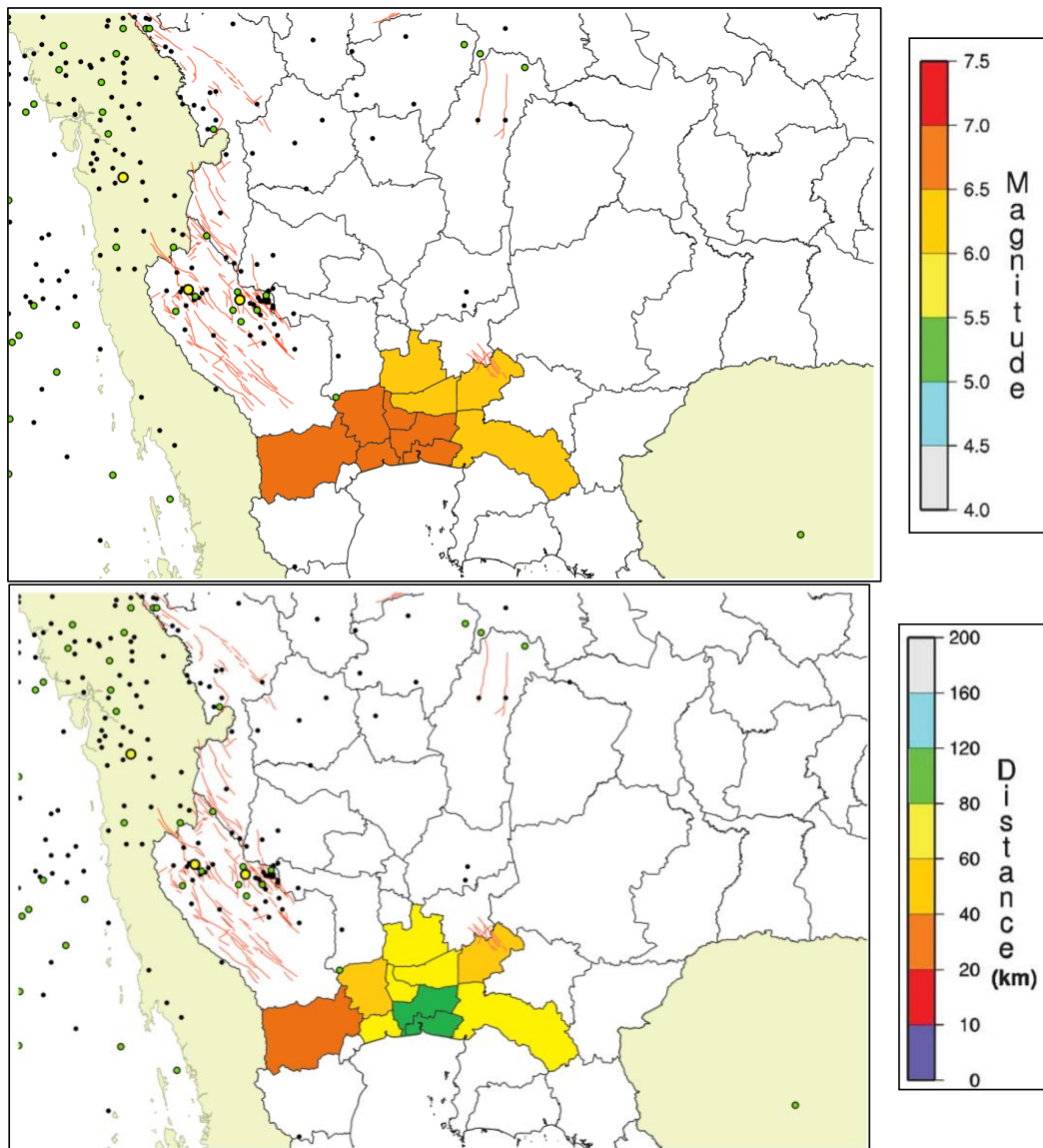


รูปที่ 2.9 Uniform Hazard Spectrum (UHS) และ Conditional Mean Spectrum (CMS) ที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที สำหรับกรุงเทพมหานครบนชั้นหินที่คาบการเกิดซ้ำ 2,475 ปี (Ornthammarath et al., 2011) โดย CMS ที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาทีนั้นเกิดขึ้นจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่แตกต่างกันดังตารางที่ 2.2

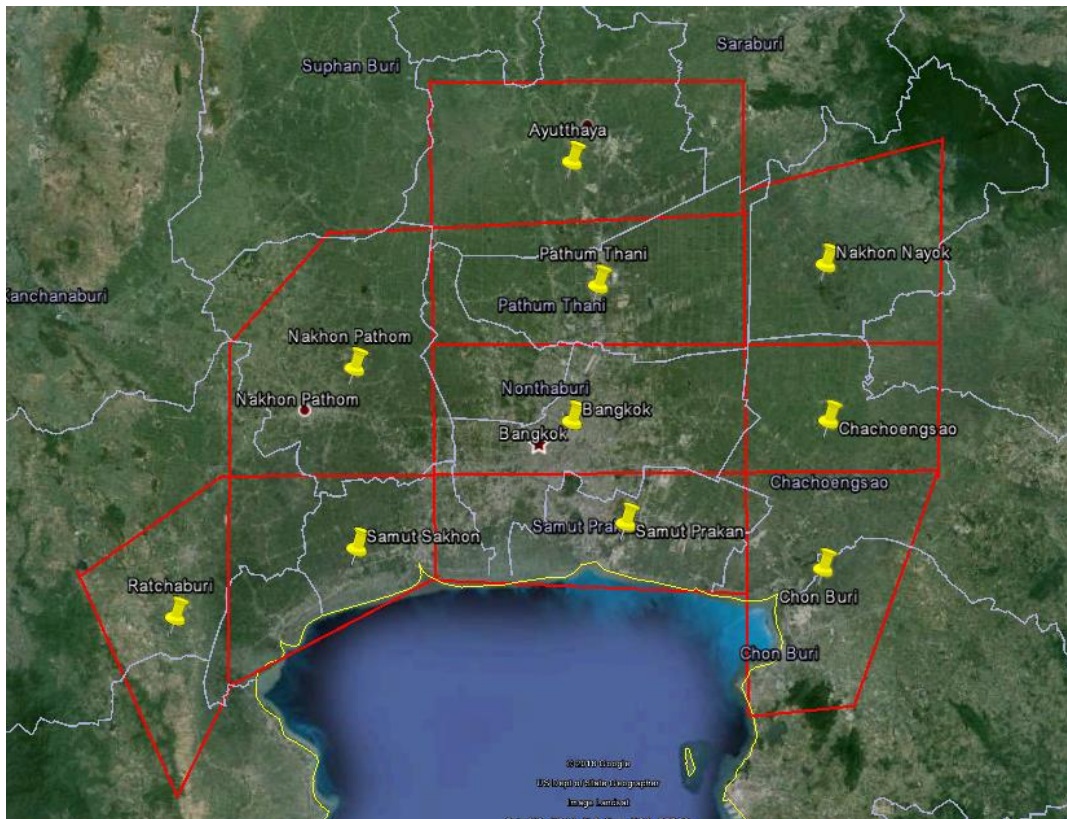
โดยคณะผู้วิจัยได้ทำการพัฒนาคลื่นแผ่นดินไหวที่จะทำการสร้าง UHS สำหรับบริเวณกรุงเทพมหานครโดยได้ทำการแยกแยะความเสี่ยง seismic hazard deaggregation ที่คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2475 ปี ดังตารางที่ 2.2 โดยแผ่นดินไหวดังกล่าวเป็นเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้ในและส่งผลต่อกรุงเทพมหานคร โดยคณะผู้วิจัยได้ทำการแยกแยะประเภทความเสี่ยงแผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นได้ในแต่ละจังหวัด ตั้งแต่คาบการสั่นที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ซึ่งเป็นคาบการสั่นของอาคารขนาดเล็ก กลาง และ สูงซึ่งพบเห็นได้โดยทั่วไป จากรูปที่ 2.10 แสดงผลการทำ Deaggregation analysis เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่จะส่งผลต่อจังหวัดในบริเวณกรุงเทพ ที่คาบการสั่น 0.2 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี จะพบได้ว่าแต่ละจังหวัดนั้นมีลักษณะความเสี่ยงเนื่องจากแผ่นดินไหวที่แตกต่างกันเนื่องจากตำแหน่งที่ตั้งของเมืองกับรอยเลื่อนแผ่นดินไวนั้นแตกต่างกัน เช่น กรุงเทพมหานครนั้นมีความเสี่ยงสำหรับอาคารเตี้ยและกลางจากแผ่นดินไหวขนาด 6.8 ถึง 7.5 จากรอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรีที่ระยะทาง 97 ถึง 150 กิโลเมตร แต่ ที่จังหวัดฉะเชิงเทรานั้นมีความเสี่ยงสำหรับอาคารเตี้ยและกลางจากแผ่นดินไหวขนาด 6.2 ถึง 6.5 จากรอยเลื่อนในจังหวัดนครนายกที่ระยะทาง 40 ถึง 70 กิโลเมตร โดยจะสังเกตได้ว่าในบริเวณกรุงเทพนั้น อาคารสูงโดยส่วนใหญ่แล้วแผ่นดินไหวที่อาจจะส่งผลได้คือแผ่นดินไหวจากแนวมุดตัวของแผ่นเปลือกโลกนอกประเทศไทยหรือแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกล ซึ่งสอดคล้องกันกับการรับรู้การสั่นสะเทือนของประชาชนบนตึกสูงซึ่งรับรู้ถึงความสั่นสะเทือนอันเนื่องมาจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่และระยะไกลแทบทุกครั้ง โดยการเลือกคลื่นแผ่นดินไวนั้นจะทำการเลือก 10 ตำแหน่งครอบคลุม 10 จังหวัดในกรุงเทพคือ 1. ออยุธยา 2. นครปฐม 3. ปทุมธานี 4. นครนายก 5. ฉะเชิงเทรา 6. ราชบุรี 7. สมุทรสาคร 8. สมุทรปราการ 9. ชลบุรี และ 10. กรุงเทพมหานคร (รูปที่ 2.11)

ตารางที่ 2.2 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลต่อกรุงเทพมหานคร ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี
จากการวิเคราะห์ Deaggregation analysis

T (s)	M	R (km)	ϵ	S_a (g)	แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว
0.2	6.8	97	1.45	0.15	รอยเลื่อนเจดีย์สามองค์
0.5	7.5	130	1.00	0.09	รอยเลื่อนศรีสวัสดิ์
1.0	7.5	150	1.00	0.07	รอยเลื่อนศรีสวัสดิ์
1.5	8.5	850	1.45	0.05	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
2.0	8.5	850	1.50	0.07	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
3.0	8.5	850	1.30	0.03	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก



รูปที่ 2.10 ผลการวิเคราะห์ Deaggregation Analysis เหตุการณ์แผ่นดินไหว (ขนาด และ ระยะทาง) ที่จะส่งผลกระทบต่อจังหวัดในบริเวณแอ่งกรุงเทพ ที่คาบการสั้น 0.2 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี



รูปที่ 2.11 ตำแหน่งในโซนแอ่งกรุงเทพที่ได้ทำการแบ่งเพื่อทำการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นจริงในบริเวณนี้ โดยมีทั้งหมด 10 จังหวัด

2.3 การสร้าง Conditonal Mean Spectrum (CMS) สำหรับชั้นหิน (Rock Outcrop) บริเวณแอ่งกรุงเทพมหานคร

จากการเลือกประเภทแผ่นดินไหวที่ได้กล่าวไปแล้วจะทำให้คณะผู้วิจัยสามารถคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับที่จะเกิดขึ้นได้จริงเพื่อที่จะให้วิศวกรสามารถนำไปใช้ออกแบบอาคารต่อไปโดยการสร้าง CMS นั้นจะมีหลักการสร้างดังต่อไปนี้

1. ทำการตรวจสอบเหตุการณ์แผ่นดินไหวจากผลของการทำ Deaggregation analysis (ขนาดแผ่นดินไหว, ระยะทาง, epsilon) ที่จะเกิดขึ้นที่คาบการสั่นที่สนใจ คือ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี
2. ทำการสร้าง CMS สเปกตรัมที่คาบการสั่นที่เลือกจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวนั้นๆ จากสมการลดทอนคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการคัดเลือกไว้โดยอ้างอิงวิธีจาก Baker and Cornell (2006)
3. ทำการสร้าง CMS สเปกตรัมที่ 16th และ 84th percentiles โดยอ้างอิงวิธีจาก Baker and Cornell (2006)
4. ทำการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นและวัดได้จริงจากทั้งในและต่างประเทศที่เกิดจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ใกล้เคียงกับผลของการทำ Deaggregation analysis และเป็นสถานที่ตั้งอยู่บนชั้นหินหรือดินแข็ง
5. ทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกมาให้ใกล้เคียงกับ CMS โดยพิจารณาเลือกคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมดจากแผ่นดินไหว 3 เหตุการณ์ แต่ละเหตุการณ์ใช้ 1 สถานี (3 แกน) รวมทั้งหมดเป็น 36 คลื่น ต่อจังหวัด และ 360 คลื่นทั้ง 10 จังหวัดรอบแอ่งกรุงเทพ
6. ทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมโดยให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัมทั้ง 3 เหตุการณ์นั้นมีค่าใกล้เคียงกับ Target spectrum มากที่สุดในช่วงคาบการสั่นที่ 0.01 ถึง 10 วินาที
7. เพื่อไม่ให้เกิดการแกว่งสเปกตรัมมากเกินไปให้เลือกเฉพาะคลื่นแผ่นดินไหวที่มีการปรับแก้ค่าสเปกตรัมไม่เกิน 4 เท่าจากค่าเดิม และ ค่าความไม่แน่นอนของคลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกจำเป็นที่จะต้องจำกัดอยู่ใน CMS สเปกตรัมที่ 16th และ 84th percentiles

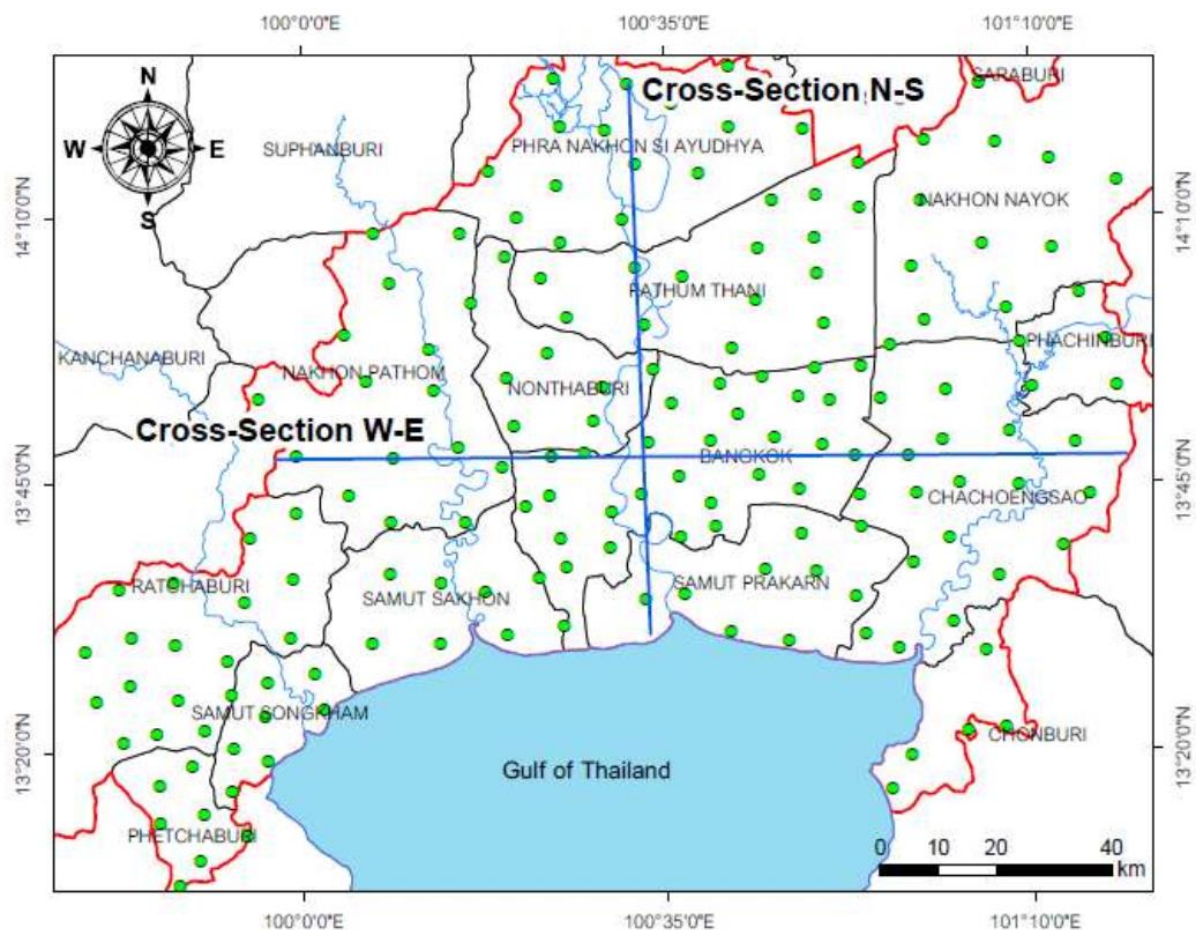
2.4 การวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดินอ่อน (Soil Amplification)

โดยหลังจากที่คณะผู้วิจัยได้ทำการคัดเลือกและทำการปรับขนาดคลื่นจนเป็นชุดคลื่นแผ่นดินไหวตัวแทนของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นบนชั้นหินในแต่ละจังหวัดในกรุงเทพมหานคร โดย ตารางที่ 2.3 – 2.8 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี สำหรับทุกจังหวัดในกรุงเทพมหานคร ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้น (รูปที่ 2.12) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในกรุงเทพมหานครและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS โดยการวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดินอ่อนนั้น ทางทีมวิจัยได้นำผลการสำรวจจาก นคร ภู่วโรดม (2016) ที่ได้ทำการสำรวจชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานครด้วยวิธีการใช้วิธี Array microtremor ซึ่งสามารถที่จะ ได้ผลเป็นความเร็วคลื่นเฉือนตามความลึก (Shear Wave Velocity Profile) และระดับความลึกของชั้นหิน (Bedrock Depth) ได้ในแต่ละตำแหน่งที่ทำการศึกษา โดยได้ทำการศึกษากันเป็นจำนวน 170 ตำแหน่งในกรุงเทพมหานครครอบคลุมทั้งในแอ่งและนอกแอ่งดินอ่อน (รูปที่ 2.12)

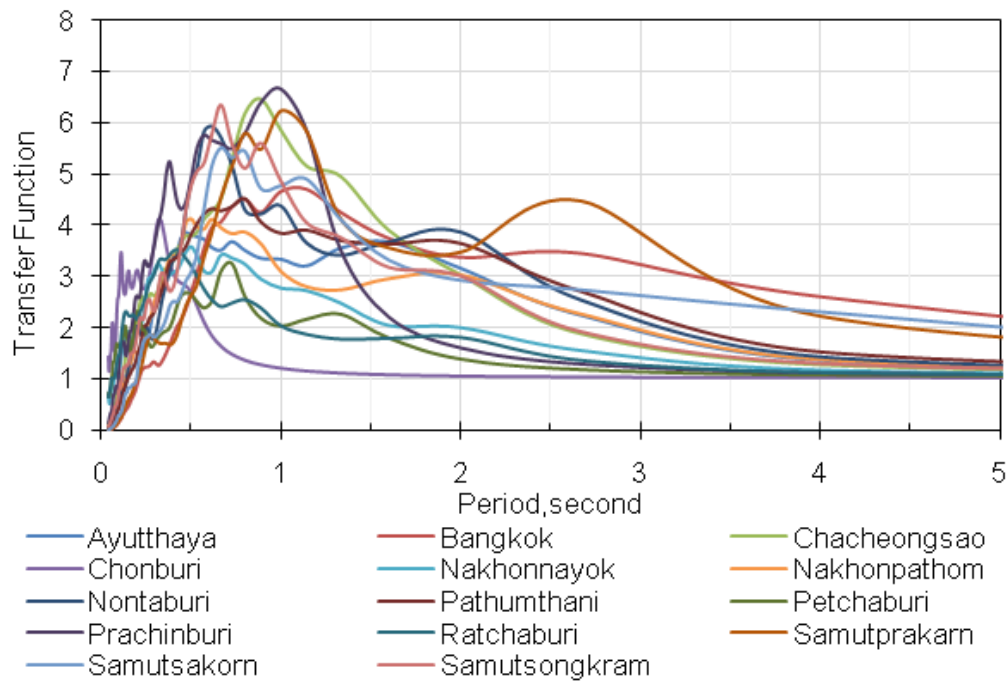
ผลการศึกษาที่ได้สามารถแสดงได้ในรูปของแผนที่ที่แสดงการเปลี่ยนแปลงค่าในพื้นที่ต่าง ๆ คุณสมบัติของชั้นดินในพื้นที่ศึกษานำมาใช้สร้างแบบจำลองและประเมินลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวของแต่ละตำแหน่งได้ โดยในงานวิจัยของ นคร ภู่วโรดม (2016) นี้ประกอบด้วย การวิเคราะห์ Transfer function ของชั้นดิน(รูปที่ 2.13) จากค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของชั้นดิน ทีมวิจัยจะใช้ข้อมูลเพื่อการประเมินลักษณะการสั่นสะเทือนที่ผิวดินได้โดยการคำนวณจากแบบจำลองคุณสมบัติของชั้นดินที่ตอบสนองต่อคลื่นแผ่นดินไหว โดยพิจารณาว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่เดินทางมาจากจุดศูนย์กลางการเกิดจนถึงชั้นหินใต้ตำแหน่งที่ตั้งหนึ่ง ๆ นั้น เมื่อคลื่นเคลื่อนที่ขึ้นสู่ผิวนั้น อาจถูกขยายขนาดความรุนแรง และถูกเปลี่ยนแปลงคาบการสั่นหลักของคลื่นได้ การวิเคราะห์เพื่อการศึกษาการเปลี่ยนแปลงลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวนี้เรียกว่า การวิเคราะห์ผลการตอบสนองของพื้นผิวดิน (Ground Response Analysis) โดยผลตอบสนองของพื้นผิวดินที่ได้นี้ มีความสำคัญสำหรับงานทางด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวอย่างยิ่ง ซึ่งใช้ในการประเมินความเสี่ยงภัยเนื่องจากการเกิดแผ่นดินไหว เช่น การประเมินการขยายขนาดและการเปลี่ยนแปลงขององค์ประกอบความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหว นอกจากนี้ยังใช้เป็นวิธีหลักในการสร้างสเปกตรัมตอบสนองสำหรับการออกแบบ การวิเคราะห์ผลตอบสนองของพื้นผิวดินสามารถจำแนกเป็นแบบ 1 มิติ 2 มิติ และ 3 มิติ ตามความซับซ้อนของสภาพธรณีวิทยาของที่ตั้ง โดยที่การวิเคราะห์แบบ 1 มิติ มีความเหมาะสมที่จะใช้สำหรับชั้นดินที่เรียงตัวอย่างค่อนข้างสม่ำเสมอ เช่น ชั้นดินของกรุงเทพมหานคร โดยมีสมมติฐานหลักอยู่ 3 ประการ คือ (1) การสั่นสะเทือนเกิดขึ้นที่บริเวณใกล้กับพื้นผิวดินซึ่งมีลักษณะเรียงตัวเป็นชั้นๆ โดยเกิดจากการแพร่กระจายขององค์ประกอบในแนวตั้งของคลื่นเฉือน (2) ลักษณะของชั้นดินเรียงตัวกันเป็นชั้นๆ ในแนวนอนจนถึงชั้นหินด้านล่าง (3) คุณสมบัติของดินแต่ละชั้นมีความเป็น homogeneous viscoelastic แต่มีพฤติกรรมแบบ non-linear โดยอาศัยหลักการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น

เทียบเท่า (Schnabel และคณะ 1972) ขั้นตอนการวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดินด้วยวิธีเชิงเส้นเทียบเท่ามีดังนี้

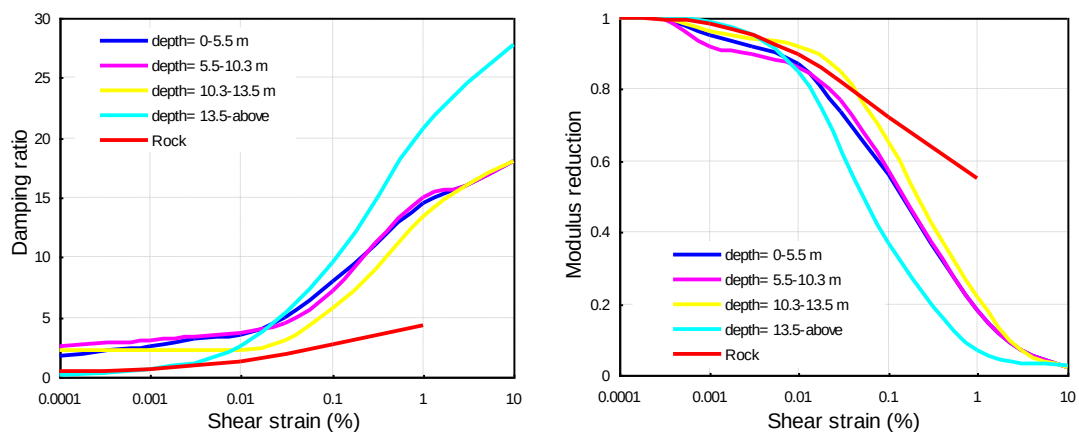
- (1) นำแบบจำลองความเร็วคลื่นเฉือนของชั้นดินในระดับลึกถึงชั้นที่มีคุณสมบัติคล้ายหินของพื้นที่ศึกษามาพิจารณาตามแต่ละชั้น โดยจำแนกตามค่าความเร็วคลื่นเฉือนและคุณสมบัติทางกายภาพตามชนิดของชั้นดิน และประเมินค่า Shear modulus ที่สภาพเริ่มต้นของชั้นดินจากค่าความเร็วคลื่นเฉือนของแต่ละชั้น
- (2) เลือกใช้คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของชั้นดิน ประกอบด้วยค่า Shear modulus และ Damping ratio ที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้น และขึ้นกับระดับของการตอบสนองภายใต้แผ่นดินไหว (ในรูปของค่า Strain) ให้เหมาะสมกับสภาพชั้นดินของพื้นที่ที่ต้องการวิเคราะห์ ดังตัวอย่างในรูปที่ 2.14



รูปที่ 2.12 แผนที่แสดงตำแหน่งที่ทำการสำรวจด้วยวิธี Array microtremor เพื่อทำการหา shear wave velocity และ bedrock ในจุดต่างๆทั้งในและนอกแอ่งกรุงเทพ, นคร ภูวโรตม (2016)



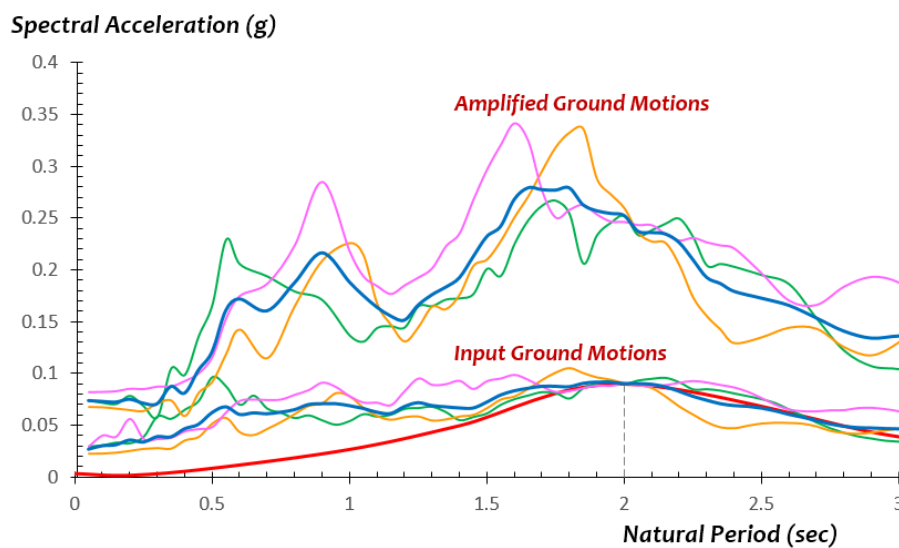
รูปที่ 2.13 ค่าเฉลี่ยของ Transfer Function แต่ละจังหวัด, นคร ภู่วโรตม (2016)



รูปที่ 2.14 คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดิน (Shibuya and Tamrakar, 1999)

(3) ใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกขึ้นในการวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดิน ซึ่งจะใช้เป็นคลื่นเริ่มต้นที่ชั้นหินด้านล่าง โดยใช้ชุดคลื่นแผ่นดินไหว จำนวน 6 ชุด ที่เลือกขึ้นด้วยเงื่อนไขที่ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (Spectral Acceleration, S_a) สอดคล้องกับ Conditional Mean Spectrum (CMS) สำหรับการสั่น 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 และ 3.0 วินาที ซึ่งในแต่ละชุดมีคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 3 เหตุการณ์ และเหตุการณ์ละ 2 ทิศทางในแนวราบ ดังนั้น คลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมดที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์ผลตอบสนองของชั้นดินเท่ากับ 36 คลื่น

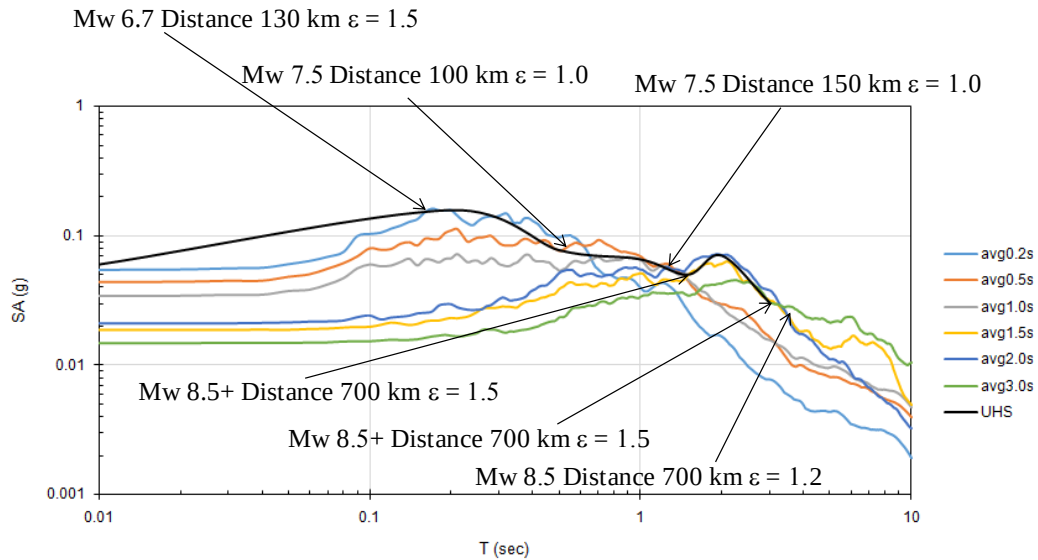
(4) ใช้ชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกมาที่คาบต่าง ๆ เพื่อวิเคราะห์ผลตอบสนองของพื้นดินสำหรับพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ โดยป้อนคลื่นแผ่นดินไหวไปยังชั้นหิน และศึกษาผลตอบสนองของพื้นดินที่คาบการสั่นต่างๆ โดยตัวอย่างการวิเคราะห์สำหรับคาบการสั่น 0.2 วินาที แสดงดังรูปที่ 2.15 โดยจากเส้น S_a ของ CMS ที่ 2 วินาที ที่แสดงด้วยเส้นหนาและเรียบ เมื่อทำการเลือกชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่ให้ค่า S_a ที่ 2 วินาทีตรงกับค่าเป้าหมาย และนำมาเปรียบเทียบกันจึงแสดงได้ด้วยเส้นบางเป็นคลื่นป้อนเข้าสำหรับการวิเคราะห์ ผลการวิเคราะห์แสดงเป็นค่า S_a ที่ถูกขยายขึ้นที่ผิวดินด้านบน แสดงไว้ในรูปซึ่งจากตัวอย่างนี้ โดยพบว่าเกิดการขยายสำหรับค่า S_a ได้ประมาณ 3-4 เท่าตัว และค่า S_a ที่ถูกขยายขึ้นนี้จะถูกนำไปพิจารณาร่วมกับผลจากการวิเคราะห์ของ CMS ชุดอื่น เพื่อสร้างเป็นค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบต่อไป



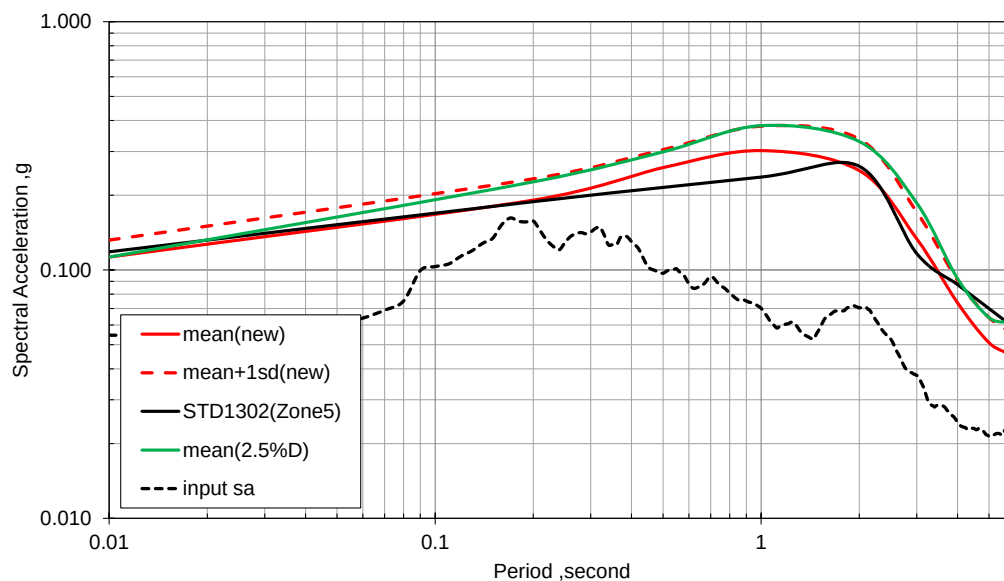
รูปที่ 2.15 Spectral Acceleration สำหรับคาบการสั่น 2.0 วินาที

2.5 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ชั้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับกรุงเทพมหานคร

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์การขยายกำลังคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่กรุงเทพมหานคร (รูปที่ 2.16) ได้ทำการเลือกในครั้งนี้อยู่เปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงกำลังการขยายเนื่องจากชั้นดินอ่อนได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ 1302-52 แต่มีค่าสเปกตรัมที่สูงขึ้นในคาบการสั่นในช่วง 0.2 – 1.0 วินาที (รูปที่ 2.17)



รูปที่ 2.16 Uniform Hazard Spectrum สำหรับกรุงเทพ (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ที่ขึ้นหิน



รูปที่ 2.17 สเปกตรัมกรุงเทพที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภู่วโรดม (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52

ตารางที่ 2.3 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมกวม. ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	0.8891	Kobe- Japan	1995	OKA	6.9	Strike-Slip	86.9	609
GM	1.1524	Hector Mine	1999	Anza - Tripp Flats Training	7.13	Strike-Slip	102.4	684.9
GM	1.0221	Northridge-01	1994	Rancho Cucamonga - Deer Can	6.69	Reverse	80	821.7

ตารางที่ 2.4 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมกวม. ที่ 0.5 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.5s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	1.3575	Kocaeli-Turkey	1999	Tekirdag	7.51	Strike-Slip	165	659.6
GM	1.3186	Hector Mine	1999	Anza - Tripp Flats Training	7.13	Strike-Slip	102.4	684.9
GM	1.2584	Hector Mine	1999	Pacoima Kagel Canyon	7.13	Strike-Slip	186.3	508.1

ตารางที่ 2.5 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมกทม. ที่ 1.0
วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (1.0s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	1.054	Hector Mine	1999	Pacoima Kagel Canyon	7.13	Strike-Slip	186.3	508.1
GM	0.7251	Chi-Chi- Taiwan	1999	TAP078	7.62	Reverse-Oblique	120	552.1
GM	1.1045	Hector Mine	1999	Anza - Tripp Flats Training	7.13	Strike-Slip	102.4	684.9

ตารางที่ 2.6 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมกทม.ที่ 1.5
วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (1.5s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records									
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Latitude	Longitude
GM	3.66	Tokachi-oki	2003	YMT015	8.3	Thrust	550	37.9043	140.0996
GM	1.85	Tohoku	2011	SIG007	9.0	Thrust	689	35.1339	136.0957
GM	2.38	Tohoku	2011	HKD06	9.0	Thrust	663	43.9136	144.6657

ตารางที่ 2.7 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมกทม. ที่ 2
วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records									
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Latitude	Longitude
GM	2.33	Tohoku	2011	HKD048	9.0	Thrust	655	44.2199	143.6155
GM	1.90	Tohoku	2011	SIG007	9.0	Thrust	689	35.1339	136.0957
GM	4.36	Tokachi-oki	2003	FKS02	8.3	Thrust	550	37.5474	140.1078

ตารางที่ 2.8 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมทอม. ที่ 3 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (3s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records									
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Latitude	Longitude
GM	2.35	Tohoku	2011	OSK004	9.0	Thrust	747	34.7405	135.6394
GM	1.73	Tohoku	2011	HKD06	9.0	Thrust	663	43.9136	144.6657
GM	2.58	W. Coast of Northern Sumatera	2004	PYAY	9.0	Thrust	1625	18.799	95.199

2.6 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับอยุธยา

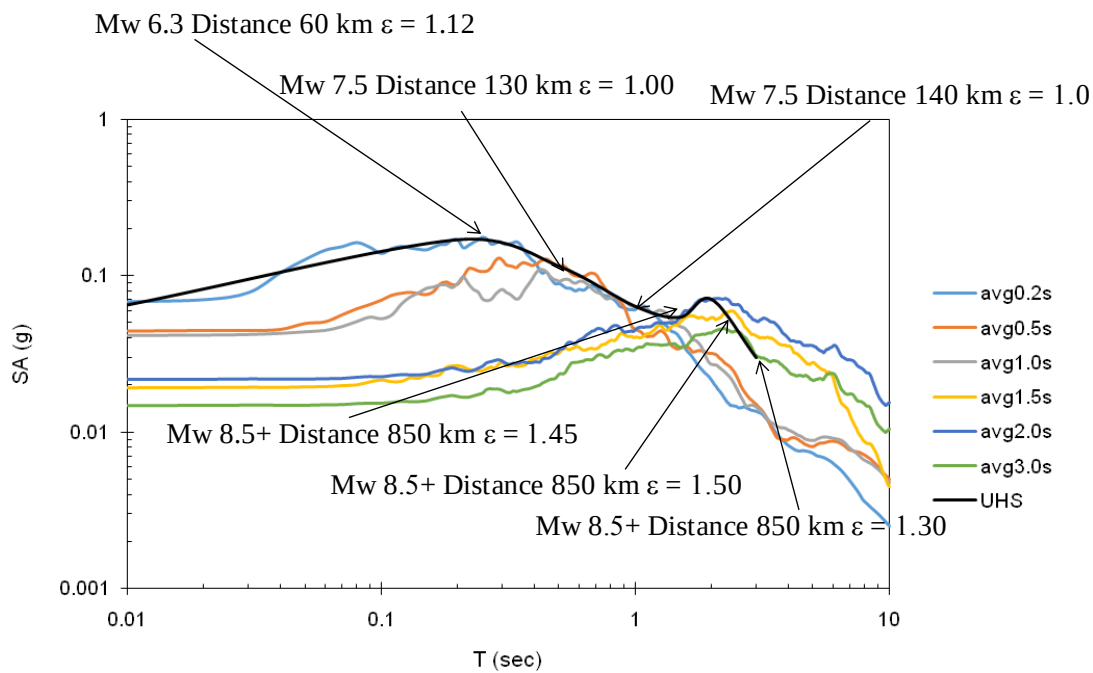
ตารางที่ 2.9 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลกระทบต่ออยุธยา คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดอยุธยา โดยตารางที่ 2.10 – 2.15 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.18) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในอยุธยาและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์การขยายกำลังคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่อยุธยาได้ทำการเลือกในครั้งนี้โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงกำลังการขยายเนื่องจากชั้นดินอ่อนได้ใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ 1302-52 แต่มีค่าสเปกตรัมที่สูงขึ้นในคาบการสั่นในช่วง 0.2 – 1.0 วินาที (รูปที่ 2.19)

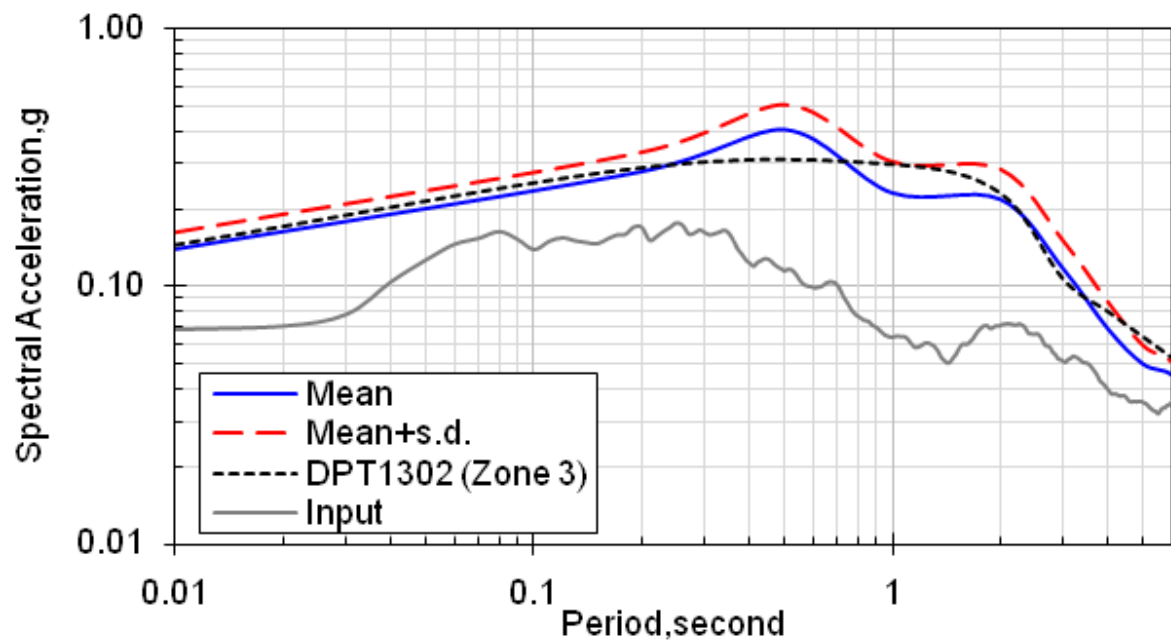
ตารางที่ 2.9 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลต่ออยุธยา ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ

Deaggregation analysis

T (s)	M	R (km)	ϵ	Sa (g)	แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว
0.2	6.3	60	1.12	0.16	แผ่นดินไหวบริเวณใกล้เคียง
0.5	7.5	130	1.00	0.11	รอยเลื่อนศรีสวัสดิ์
1.0	7.5	140	1.00	0.06	รอยเลื่อนศรีสวัสดิ์
1.5	8.5	850	1.45	0.05	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
2.0	8.5	850	1.50	0.07	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
3.0	8.5	850	1.30	0.05	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก



รูปที่ 2.18 Uniform Hazard Spectrum สำหรับอยุธยา (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที



รูปที่ 2.19 สเปกตรัมอยุธยาที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภู่วโรตม (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52

ตารางที่ 2.10 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอยุธยา ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	1.4505	"Big Bear-01"	1992	"Rancho Cucamonga - Deer Can"	6.46	strike slip	59.74	59.87
GM	0.8902	"Chi-Chi Taiwan-04"	1999	"TTN051"	6.2	strike slip	37.54	37.57
GM	2.6561	"Tottori Japan"	2000	"OKYH02"	6.61	strike slip	70.52	70.52

ตารางที่ 2.11 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอยุธยา ที่ 0.5 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.5s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	2.1178	"El Mayor-Cucapah Mexico"	2010	"Oceanside B - Fire Station"	7.2	strike slip	158.84	513.41
GM	1.6891	"Tottori Japan"	2000	"HYG021"	6.61	strike slip	162.94	587.8
GM	1.7638	"Tottori Japan"	2000	"KOC017"	6.61	strike slip	152.25	586.87

ตารางที่ 2.12 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอยุธยา ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.5s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	2.1178	"El Mayor-Cucapah Mexico"	2010	"Oceanside B - Fire Station"	7.2	strike slip	158.84	513.41
GM	1.6891	"Tottori Japan"	2000	"HYG021"	6.61	strike slip	162.94	587.8
GM	1.7638	"Tottori Japan"	2000	"KOC017"	6.61	strike slip	152.25	586.87

ตารางที่ 2.13 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอยุธยา ที่ 1.5 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (1.5s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records									
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Latitude	Longitude
GM	2.186	Tohoku	2011	OSK	9.0	Thrust	759	34.6886	135.5180
GM	1.768	Tohoku	2011	HKD059	9.0	Thrust	653	43.8565	144.4629
GM	3.039	Tokachi-oki	2003	FKS020	8.0	Thrust	580	37.5474	140.1078

ตารางที่ 2.14 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอยุธยา ที่ 2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records									
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Latitude	Longitude
GM	2.898	Tohoku	2011	OSK003	9.0	Thrust	759	34.7668	135.4683
GM	3.243	Tohoku	2011	HKD060	9.0	Thrust	663	43.9136	144.6657
GM	3.789	W. Coast of Northern Sumatera	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	18.799	95.199

ตารางที่ 2.15 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมอยุธยา ที่ 3 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (3s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records									
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Latitude	Longitude
GM	2.347	Tohoku	2011	OSK004	9.0	Thrust	747	34.7405	135.6394
GM	1.727	Tohoku	2011	HKD060	9.0	Thrust	663	43.9136	144.6657
GM	2.583	W. Coast of Northern Sumatera	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	18.799	95.199

2.7 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับราชบุรี

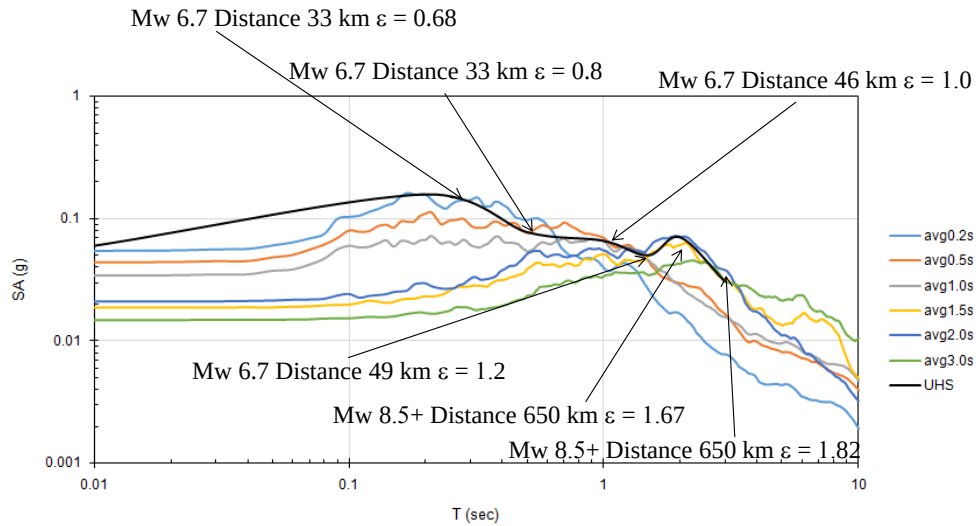
ตารางที่ 2.16 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถเกิดขึ้นได้และส่งผลกระทบต่อราชบุรี คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดราชบุรี โดยตารางที่ 2.17 – 2.22 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้น (รูปที่ 2.20) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในราชบุรีและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์การขยายกำลังคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่ราชบุรีได้ทำการเลือกในครั้งนี้โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงกำลังการขยายเนื่องจากชั้นดินอ่อนสูงกว่าที่กำหนดไว้ใน มยผ 1302-52 ในช่วงคาบการสั่นที่ 0.1 – 0.6 วินาที แต่มีค่าสเปกตรัมที่ต่ำกว่าที่ระบุไว้ใน มยผ 1302-52 ในช่วงคาบการสั่นที่มากกว่า 0.7 วินาที (รูปที่ 2.21)

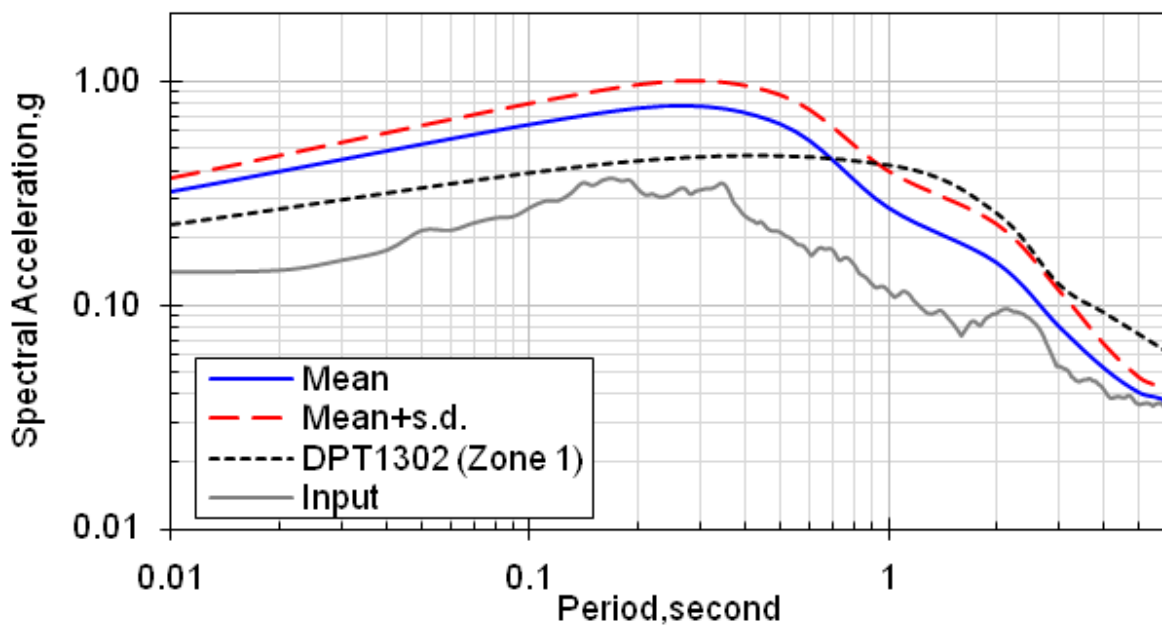
ตารางที่ 2.16 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลกระทบต่อราชบุรี ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ

Deaggregation analysis

T (s)	M	R (km)	ϵ	Sa (g)	แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว
0.2	6.3	33	0.68	0.33	รอยเลื่อนเจดีย์สามองค์
0.5	6.7	38	0.84	0.21	รอยเลื่อนเจดีย์สามองค์
1.0	6.7	46	1.04	0.12	รอยเลื่อนเจดีย์สามองค์
1.5	6.7	49	1.19	0.08	รอยเลื่อนเจดีย์สามองค์
2.0	8.5	750	1.67	0.09	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
3.0	8.5	750	1.82	0.05	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก



รูปที่ 2.20 Uniform Hazard Spectrum สำหรับราชบุรี (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที



รูปที่ 2.21 สเปกตรัมราชบุรีที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภู่วโรดม (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52

ตารางที่ 2.17 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมราชบุรี ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	2.4407	"Hector Mine"	1999	"Twentynine Palms"	7.13	strike slip	42.06	635.01
GM	1.2296	"Bam Iran"	2003	"Mohammad Abad-e-Madkoon"	6.6	strike slip	46.22	574.88
GM	1.0704	"Darfield New Zealand"	2010	"PEEC"	7	strike slip	53.75	551.3

ตารางที่ 2.18 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมราชบุรี ที่ 0.5 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.5s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	2.3692	"Hector Mine"	1999	"Twentynine Palms"	7.13	strike slip	42.06	635.01
GM	1.3378	"Chi-Chi Taiwan-04"	1999	"TTN023"	6.2	strike slip	57.38	527.54
GM	2.0559	"Darfield New Zealand"	2010	"RPZ"	7	strike slip	57.65	638.39

ตารางที่ 2.19 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมราชบุรี ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.5s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	1.1659	"Chi-Chi Taiwan-04"	1999	"TCU084"	6.2	strike slip	27.13	665.2
GM	1.1937	"Bam Iran"	2003	"Mohammad Abad-e-Madkoon"	6.6	strike slip	46.22	574.88
GM	0.8702	"Darfield New Zealand"	2010	"CSHS"	7	strike slip	43.6	638.39

ตารางที่ 2.20 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมราชบุรี ที่ 1.5 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.5s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	1.1659	"Chi-Chi Taiwan-04"	1999	"TCU084"	6.2	strike slip	27.13	665.2
GM	1.1937	"Bam Iran"	2003	"Mohammad Abad-e-Madkoon"	6.6	strike slip	46.22	574.88
GM	0.8702	"Darfield New Zealand"	2010	"CSHS"	7	strike slip	43.6	638.39

ตารางที่ 2.21 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมราชบุรี ที่ 2
วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records									
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Latitude	Longitude
GM	3.725	Tohoku	2011	OSK003	9.0	Thrust	759	34.7668	135.4683
GM	2.995	Tohoku	2011	HKD048	9.0	Thrust	682	44.2199	143.6155
GM	4.872	W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	18.799	95.199

ตารางที่ 2.22 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมราชบุรี ที่ 3
วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (3s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records									
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Latitude	Longitude
GM	3.129	Tohoku	2011	OSK004	9.0	Thrust	747	34.7405	135.6394
GM	3.289	Tohoku	2011	SOYH02	9.0	Thrust	792	45.2141	142.2255
GM	3.551	Tokachi-oki	2003	FKS020	8.0	Thrust	580	37.5474	140.1078

2.8 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับฉะเชิงเทรา

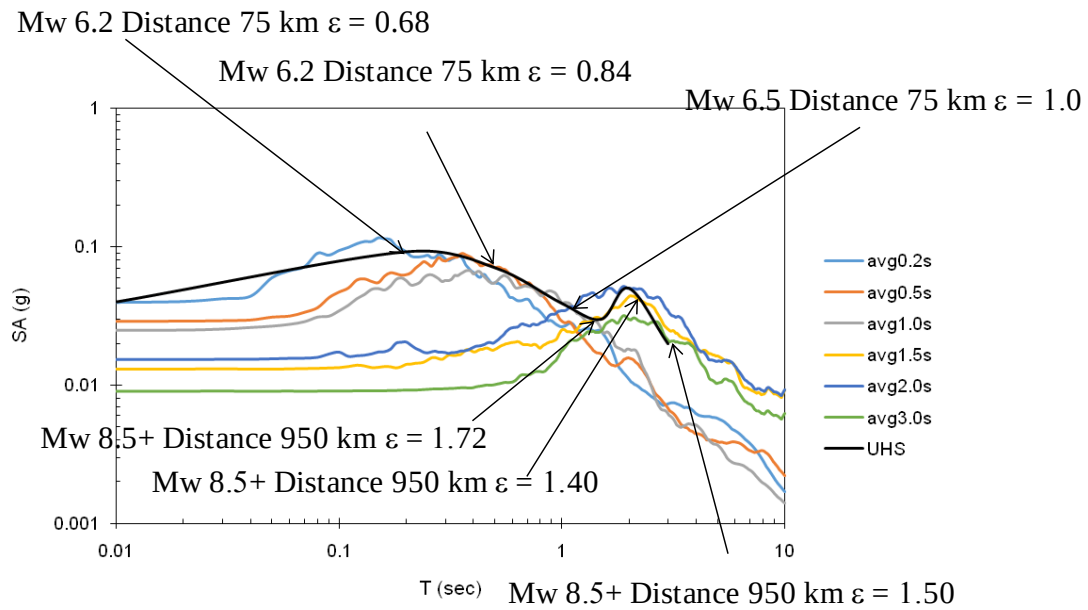
ตารางที่ 2.23 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลกระทบต่อฉะเชิงเทราคณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดฉะเชิงเทราโดยตารางที่ 2.24 – 2.29 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้น (รูปที่ 2.22) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในฉะเชิงเทราและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์การขยายกำลังคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่ฉะเชิงเทราได้ทำการเลือกในครั้งนี้โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงกำลังการขยายเนื่องจากชั้นดินอ่อนสูงกว่าที่กำหนดไว้ใน มยผ 1302-52 ในช่วงคาบการสั่นที่ 0.1 – 1.0 วินาที แต่มีค่าสเปกตรัมที่ต่ำกว่าที่ระบุไว้ใน มยผ 1302-52 ในช่วงคาบการสั่นที่มากกว่า 1.5 วินาที (รูปที่ 2.23)

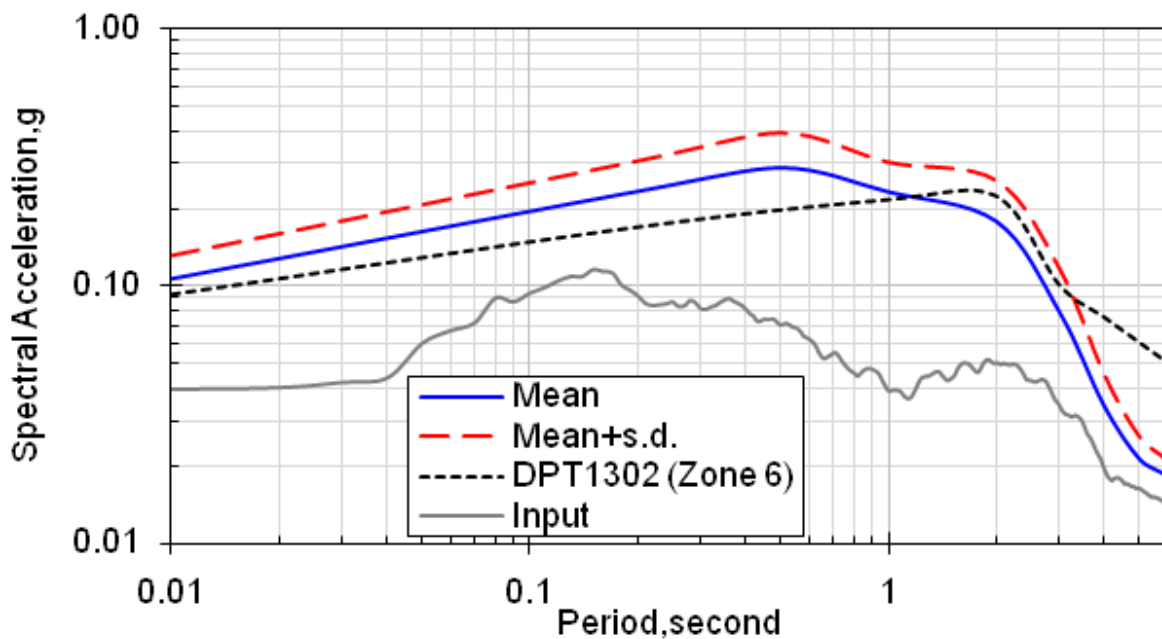
ตารางที่ 2.23 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลกระทบต่อฉะเชิงเทรา ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ

Deaggregation analysis

T (s)	M	R (km)	ϵ	Sa (g)	แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว
0.2	6.2	75	0.68	0.09	รอยเลื่อนนครนายก
0.5	6.2	75	0.84	0.07	รอยเลื่อนนครนายก
1.0	6.5	75	1.04	0.03	รอยเลื่อนนครนายก
1.5	8.5	950	1.72	0.04	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
2.0	8.5	950	1.40	0.05	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
3.0	8.5	950	1.50	0.03	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก



รูปที่ 2.22 Uniform Hazard Spectrum สำหรับฉะเชิงเทรา (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที



รูปที่ 2.23 สเปกตรัมฉะเชิงเทราที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภู่วโรดม (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52

ตารางที่ 2.24 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมระยะเชิงเทรา ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	0.7736	"Big Bear-01"	1992	"Rancho Cucamonga - Deer Can"	6.46	strike slip	59.87	509.1
GM	0.5039	"Chi-Chi Taiwan-04"	1999	"KAU050"	6.2	strike slip	39.73	665.2
GM	2.1557	"Chi-Chi Taiwan-04"	1999	"TTN040"	6.2	strike slip	50.83	728.01

ตารางที่ 2.25 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมระยะเชิงเทรา ที่ 0.5 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.5s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	2.9602	"Chi-Chi Taiwan-04"	1999	"ILA067"	6.2	strike slip	105.25	665.2
GM	0.6572	"Bam Iran"	2003	"Sirch"	6.6	strike slip	143.47	533.83
GM	1.7377	"Darfield New Zealand"	2010	"MCNS"	7	strike slip	134.21	644.76

ตารางที่ 2.26 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมระยะเชิงเทรา ที่ 1.0 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.5s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	2.7546	"Chi-Chi Taiwan-04"	1999	"TTN003"	6.2	strike slip	99.08	506.64
GM	0.4907	"Tottori Japan"	2000	"KGW006"	6.61	strike slip	118.37	549.98
GM	0.5279	"Darfield New Zealand"	2010	"KOKS"	7	strike slip	95.18	511.16

ตารางที่ 2.27 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมระยะเชิงเทรา ที่ 1.5 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (1.5s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records									
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Latitude	Longitude
GM	1.312	Tohoku	2011	OSK	9.0	Thrust	759	34.6886	135.5180
GM	3.044	W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	18.799	95.199
GM	2.197	Tokachi-oki	2003	YMT015	8.0	Thrust	548	37.9043	140.0996

ตารางที่ 2.28 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมระยะเชิงเทรา ที่ 2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records									
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Latitude	Longitude
GM	2.778	Tohoku	2011	SOYH02-2	9.0	Thrust	759	45.2163	142.2254
GM	2.707	W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	18.799	95.199
GM	3.116	Tokachi-oki	2003	FKS020	8.0	Thrust	580	37.5474	140.1078

ตารางที่ 2.29 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมระยะเชิงเทรา ที่ 3 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (3s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records									
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Latitude	Longitude
GM	2.129	Tohoku	2011	KKWH04	9.0	Thrust	705	44.4376	142.4056
GM	1.645	Tohoku	2011	SOYH02-2	9.0	Thrust	759	45.2163	142.2254
GM	1.722	W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	18.799	95.199

2.9 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับนครปฐม

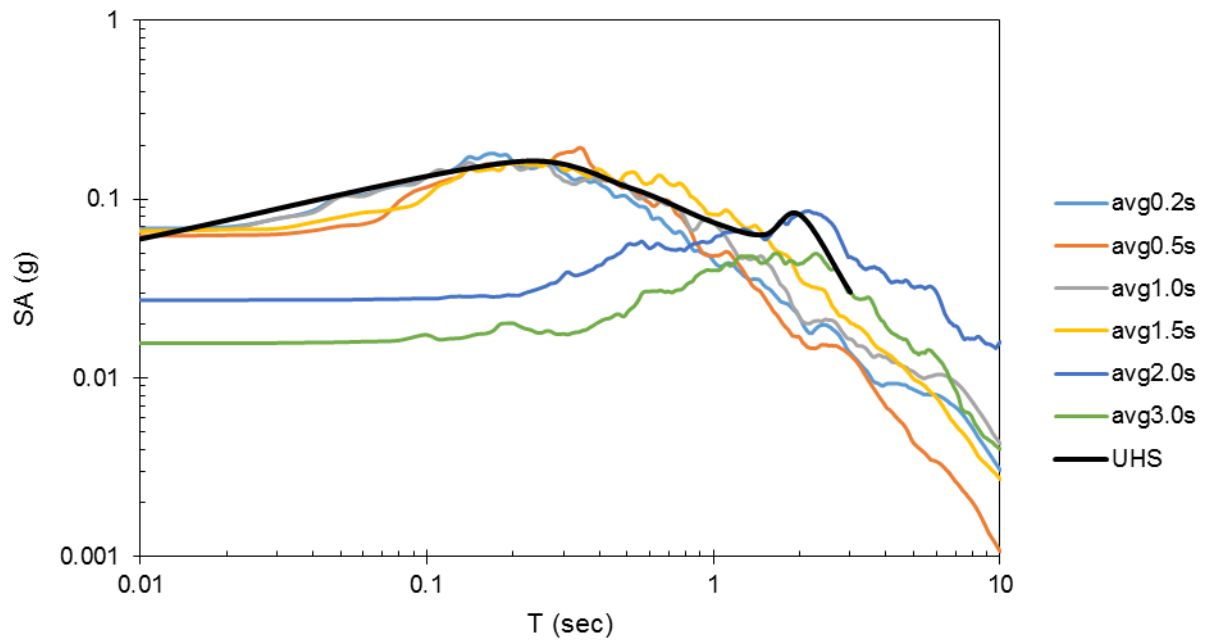
ตารางที่ 2.30 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลกระทบต่อนครปฐมคณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดนครปฐม โดยตารางที่ 2.30 – 2.35 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.24) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในนครปฐมและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์การขยายกำลังคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่นครปฐมได้ทำการเลือกในครั้งนี้โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงกำลังการขยายเนื่องจากชั้นดินอ่อนต่ำกว่าที่กำหนดไว้ใน มยผ 1302-52 ในทุกช่วงคาบการสั่นที่สนใจตั้งแต่ 0.1 – 3.0 วินาที (รูปที่ 2.25)

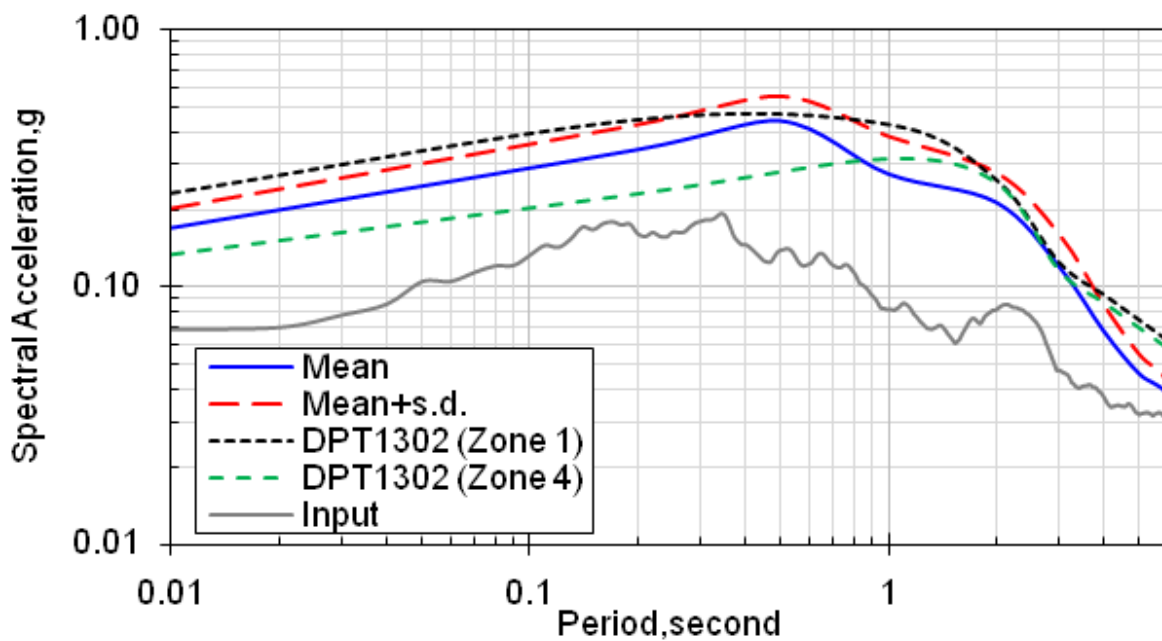
ตารางที่ 2.30 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลกระทบต่อนครปฐม ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ

Deaggregation analysis

T (s)	M	R (km)	ϵ	Sa (g)	แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว
0.2	6.7	50	0.50	0.24	รอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี
0.5	6.7	50	0.6	0.18	รอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี
1.0	6.7	46	1.0	0.08	รอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี
1.5	6.7	49	1.0	0.07	รอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี
2.0	8.5	750	1.39	0.08	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
3.0	8.5	750	1.47	0.03	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก



รูปที่ 2.24 Uniform Hazard Spectrum สำหรับนครปฐม (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที



รูปที่ 2.25 สเปกตรัมนครปฐม ที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภู่วโรตม (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ

1302-52

ตารางที่ 2.30 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม CMS=0.2 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Hector Mine	1999	Twentynine Palms	7.13	Strike Slip	42.06	635.01	1.78
Bam Iran	2003	Mohammad Abad e Madkoon	6.6	Strike Slip	46.22	574.88	0.89
Darfield New Zealand	2010	PEEC	7	Strike Slip	53.75	551.3	0.78

ตารางที่ 2.31 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม CMS=0.5 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Big Bear01	1992	Rancho Cucamonga Deer Can	6.46	Strike Slip	59.87	509.1	2.84
Chi-Chi Taiwan04	1999	CHY087	6.2	Strike Slip	38.35	505.2	0.98
Darfield New Zealand	2010	PEEC	7	Strike Slip	53.75	551.3	0.88

ตารางที่ 2.32 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม CMS=1.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Hector Mine	1999	Twentymine Palms	7.13	Strike Slip	42.06	635.01	1.72
Chi-Chi Taiwan04	1999	TTN023	6.2	Strike Slip	57.38	527.54	0.97
Darfield New Zealand	2010	RPZ	7	Strike Slip	57.65	638.39	1.50

ตารางที่ 2.33 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม CMS=1.5 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Hector Mine	1999	Twentymine Palms	7.13	Strike Slip	42.06	635.01	1.72
Chi-Chi Taiwan04	1999	TTN023	6.2	Strike Slip	57.38	527.54	0.97
Darfield New Zealand	2010	RPZ	7	Strike Slip	57.65	638.39	1.50

ตารางที่ 2.34 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม CMS=2.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	OSK003	9	Thrust	759	222	4.619
Tohoku	2011	HKD048	9	Thrust	682	380	2.662
W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	N/A	4.331
Tohoku	2011	MIE001	9.0	Thrust	N/A	N/A	3.396

ตารางที่ 2.35 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม CMS=3.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	OSK004	9	Thrust	747	245	2.347
Tohoku	2011	SOYH02	9	Thrust	792	120	2.467
Tokachi-oki	2003	FSK020	8	Thrust	580	133	2.664
Tohoku	2011	OSK	9.0	Thrust	N/A	N/A	1.413

2.10 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับสมุทรสาคร

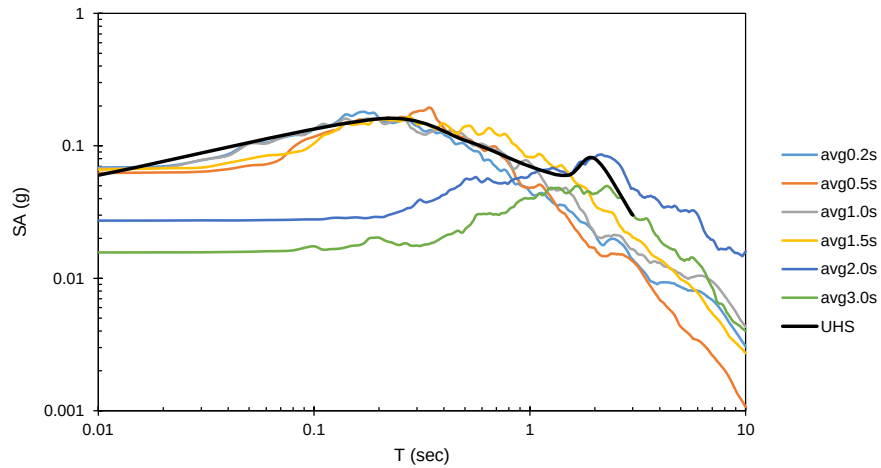
ตารางที่ 2.36 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลกระทบต่อสมุทรสาครคณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดสมุทรสาคร โดยตารางที่ 2.37 – 2.42 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.26) ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นจะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในสมุทรสาครและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์การขยายกำลังคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่สมุทรสาครได้ทำการเลือกในครั้งนี้โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงกำลังการขยายเนื่องจากชั้นดินอ่อนต่ำกว่าที่กำหนดไว้ใน มยผ 1302-52 ในทุกช่วงคาบการสั่นที่สนใจตั้งแต่ 0.1 – 3.0 วินาที (รูปที่ 2.27)

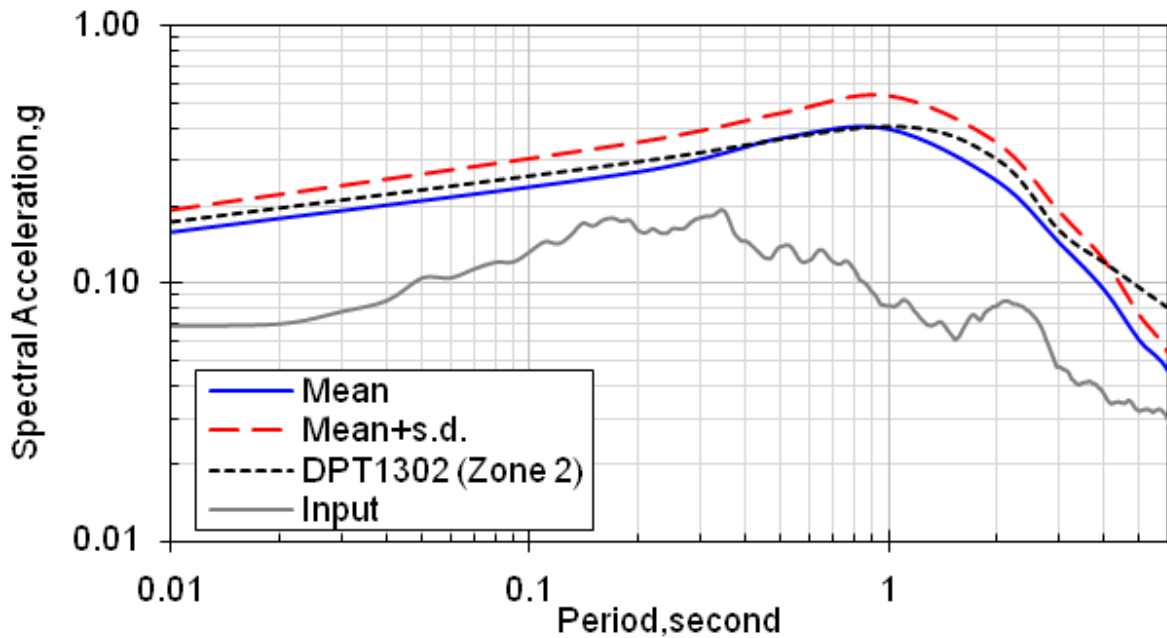
ตารางที่ 2.36 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลต่อสมุทรสาคร ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ

Deaggregation analysis

T (s)	M	R (km)	ϵ	Sa (g)	แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว
0.2	6.7	80	0.50	0.16	รอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี
0.5	6.7	80	0.6	0.11	รอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี
1.0	6.7	76	1.0	0.07	รอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี
1.5	6.7	76	1.0	0.06	รอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี
2.0	8.5	750	1.39	0.08	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
3.0	8.5	750	1.47	0.03	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก



รูปที่ 2.26 Uniform Hazard Spectrum สำหรับสมุทรสาคร (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที



รูปที่ 2.27 สเปกตรัมสมุทรสาคร ที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภู่วโรตม (2016) ซึ่งแสดงถึง ค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยพ 1302-52

ตารางที่ 2.37 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร CMS=0.2 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Hector Mine	1999	Twentynine Palms	7.13	Strike Slip	42.06	635.01	1.18
Bam Iran	2003	Mohammad Abad e Madkoon	6.6	Strike Slip	46.22	574.88	0.6
Darfield New Zealand	2010	PEEC	7	Strike Slip	53.75	551.3	0.52

ตารางที่ 2.38 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร CMS=0.5 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Big Bear01	1992	Rancho Cucamonga Deer Can	6.46	Strike Slip	59.87	509.1	1.73
Chi-Chi Taiwan04	1999	CHY087	6.2	Strike Slip	38.35	505.2	0.60
Darfield New Zealand	2010	PEEC	7	Strike Slip	53.75	551.3	0.54

ตารางที่ 2.39 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร CMS=1.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Hector Mine	1999	Twentynine Palms	7.13	Strike Slip	42.06	635.01	1.51
Chi-Chi Taiwan04	1999	TTN023	6.2	Strike Slip	57.38	527.54	0.85
Darfield New Zealand	2010	RPZ	7	Strike Slip	57.65	638.39	1.31

ตารางที่ 2.40 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร CMS=1.5 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Hector Mine	1999	Twentynine Palms	7.13	Strike Slip	42.06	635.01	1.51
Chi-Chi Taiwan04	1999	TTN023	6.2	Strike Slip	57.38	527.54	0.85
Darfield New Zealand	2010	RPZ	7	Strike Slip	57.65	638.39	1.31

ตารางที่ 2.41 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร CMS=2.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	OSK003	9	Thrust	759	222	4.619
Tohoku	2011	HKD048	9	Thrust	682	380	2.662
W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	N/A	4.331

ตารางที่ 2.42 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร CMS=3.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	OSK004	9	Thrust	747	245	2.347
Tohoku	2011	SOYH02	9	Thrust	792	120	2.467
Tokachi-oki	2003	FSK020	8	Thrust	580	133	2.664

2.11 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับสมุทรปราการ

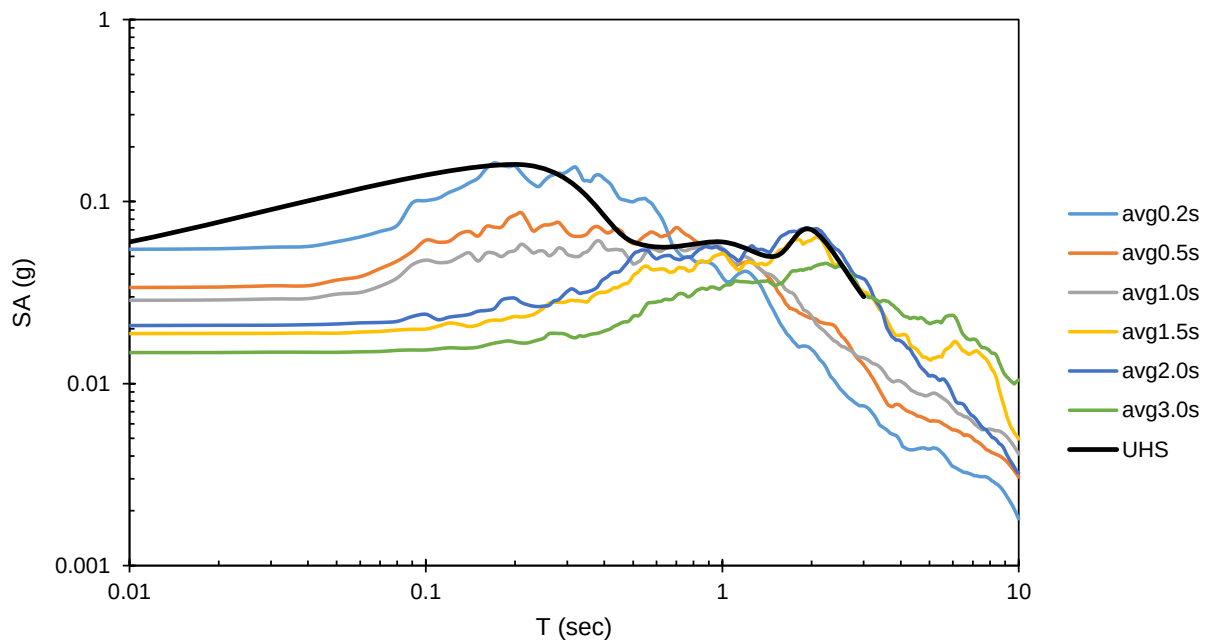
ตารางที่ 2.43 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลกระทบต่อสมุทรปราการคณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดสมุทรปราการ โดยตารางที่ 2.44 – 2.48 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นบนชั้นหินแข็ง (รูปที่ 2.28) ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้นจะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในสมุทรปราการและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์การขยายกำลังคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่สมุทรปราการได้ทำการเลือกในครั้งนี้โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงกำลังการขยายเนื่องจากชั้นดินอ่อนสูงกว่าที่กำหนดไว้ใน มยผ 1302-52 ในทุกช่วงคาบการสั่นที่สนใจตั้งแต่ 0.1 – 3.0 วินาที (รูปที่ 2.29)

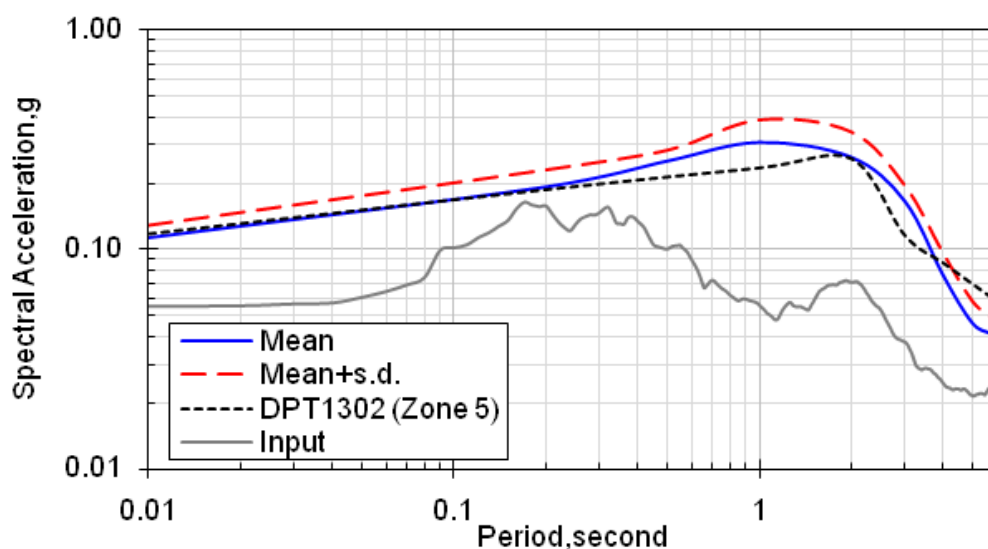
ตารางที่ 2.43 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลต่อสมุทรปราการ ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ

Deaggregation analysis

T (s)	M	R (km)	ϵ	Sa (g)	แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว
0.2	6.7	97	1.3	0.16	รอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี
0.5	7.5	130	1.0	0.06	รอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี
1.0	7.5	130	1.0	0.06	รอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี
1.5	8.5	850	1.448	0.05	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
2.0	8.5	850	1.503	0.07	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
3.0	8.5	850	1.195	0.03	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก



รูปที่ 2.28 Uniform Hazard Spectrum สำหรับสมุทรปราการ (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที



รูปที่ 2.29 สเปกตรัมสมุทราการ ที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภู่วโรดม (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52

ตารางที่ 2.44 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมกวม. ที่ 0.2 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.2s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M_w	Mechanism	R_{epi} (km)	V_{s30} (m/s)
GM	0.8891	Kobe- Japan	1995	OKA	6.9	Strike-Slip	86.9	609
GM	1.1524	Hector Mine	1999	Anza - Tripp Flats Training	7.13	Strike-Slip	102.4	684.9
GM	1.0221	Northridge-01	1994	Rancho Cucamonga - Deer Can	6.69	Reverse	80	821.7

ตารางที่ 2.45 คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกเลือกและมีการปรับค่าให้มีลักษณะใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมทอม. ที่ 0.5 วินาที สำหรับช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปี

CMS (0.5s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records								
Comp.	Scale Factor	Event	Year	Station	M _w	Mechanism	R _{epi} (km)	Vs30 (m/s)
GM	1.3575	Kocaeli-Turkey	1999	Tekirdag	7.51	Strike-Slip	165	659.6
GM	1.3186	Hector Mine	1999	Anza - Tripp Flats Training	7.13	Strike-Slip	102.4	684.9
GM	1.2584	Hector Mine	1999	Pacoima Kagel Canyon	7.13	Strike-Slip	186.3	508.1

ตารางที่ 2.46 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรปราการ CMS=1.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Hector Mine	1999	Pacoima Kagel Canyon	7.13	Strike Slip	186.3	508.1	0.7762
Chi-Chi Taiwan	1999	TAP078	7.62	Reverse Oblique	120	552.1	0.7762
Hector Mine	1999	Anza Tripp Flats Training	7.13	Strike Slip	102.4	684.9	0.7762

ตารางที่ 2.47 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรปราการ CMS=1.5 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	HKD048	9	Thrust	655	N/A	2.000
Tohoku	2011	SIG007	9	Thrust	689	N/A	1.630
Tokachi-oki	2003	FKS02	8.3	Thrust	550	N/A	3.710

ตารางที่ 2.48 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรปราการ CMS=2.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	HKD048	9	Thrust	655	N/A	2.000
Tohoku	2011	SIG007	9	Thrust	689	N/A	1.630
Tokachi-oki	2003	FKS02	8.3	Thrust	550	N/A	3.710

ตารางที่ 2.49 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรปราการ CMS=3.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	OSK004	9	Thrust	747	N/A	2.350
Tohoku	2011	HKD06	9	Thrust	663	N/A	1.730
W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9	Thrust	1625	N/A	2.580

2.12 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับชลบุรี

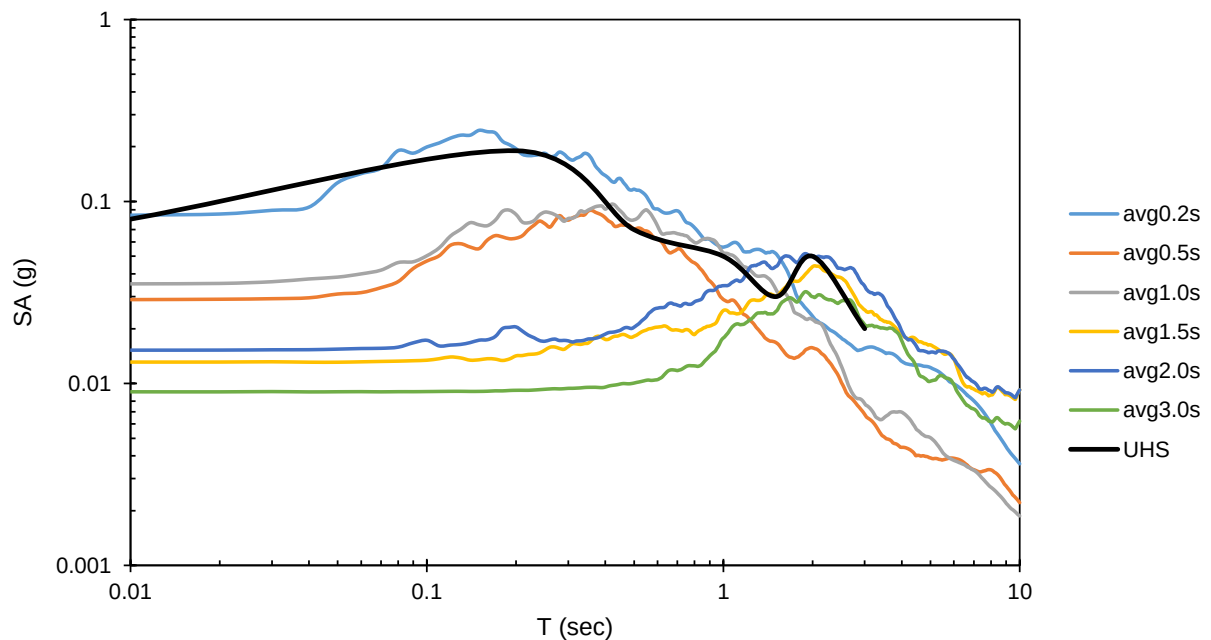
ตารางที่ 2.50 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถจะเกิดขึ้นได้และส่งผลกระทบต่อชลบุรีคณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดชลบุรี โดยตารางที่ 2.51 – 2.56 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปี ในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้น (รูปที่ 2.30) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในชลบุรีและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์การขยายกำลังคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่ชลบุรีได้ทำการเลือกในครั้งนี้โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงกำลังการขยายเนื่องจากชั้นดินอ่อนสูงกว่าที่กำหนดไว้ใน มยผ 1302-52 ในทุกช่วงคาบการสั่นที่สนใจตั้งแต่ 0.1 – 0.3 วินาที แต่มีค่าลดลงอย่างมากกว่าที่กำหนดไว้ใน มยผ 1302-52 52 ในทุกช่วงคาบการสั่นที่สนใจตั้งแต่ 0.4 – 3.0 วินาที(รูปที่ 2.31)

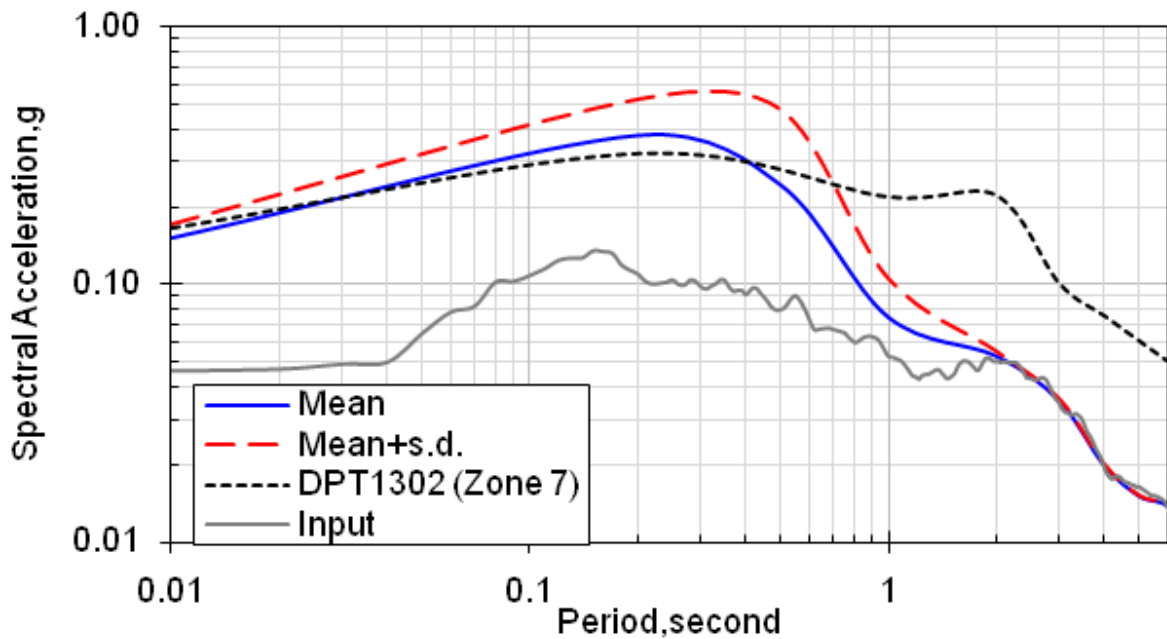
ตารางที่ 2.50 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลต่อชลบุรี ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ

Deaggregation analysis

T (s)	M	R (km)	ϵ	Sa (g)	แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว
0.2	6.2	44	0.9	0.19	แผ่นดินไหวบริเวณใกล้เคียง
0.5	6.5	100	1.5	0.07	รอยเลื่อนนครนายก
1.0	6.5	118	1.6	0.05	รอยเลื่อนนครนายก
1.5	8.5	850	1.448	0.03	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
2.0	8.5	850	1.503	0.05	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
3.0	8.5	850	1.195	0.02	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก



รูปที่ 2.30 Uniform Hazard Spectrum สำหรับชลบุรี (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที



รูปที่ 2.31 สเปกตรัมชลบุรี ที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภู่วโรดม (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52

ตารางที่ 2.51 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี CMS=0.2 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Big-Bear01	1992	Rancho Cucamonga Deer Can	6.46	Strike Slip	59.87	509.1	1
Chi-Chi, Taiwan04	1999	KAU050	6.2	Strike Slip	39.73	665.2	0.599
Chi-Chi, Taiwan-04	1999	TTN040	6.2	Strike Slip	50.83	728.01	2.299

ตารางที่ 2.52 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี CMS=0.5 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Chi-Chi Taiwan04	1999	ILA067	6.2	Strike Slip	105.25	665.2	2.9602
Bam Iran	2003	Sirch	6.6	Strike Slip	143.47	533.83	0.6572
Darfield New Zealand	2010	MCNS	7	Strike Slip	134.21	644.76	1.7377

ตารางที่ 2.53 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี CMS=1.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Chi-Chi Taiwan04	1999	TTN003	6.2	Strike Slip	99.08	506.64	3.58
Tottori Japan	2000	KGW006	6.61	Strike Slip	118.37	549.98	1.009
Darfield New Zealand	2010	KOKS	7	Strike Slip	95.18	511.16	0.524

ตารางที่ 2.54 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี CMS=1.5 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	SOYH02-2	9	Thrust	759	120	2.778
W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	N/A	2.707
Tokachi-oki	2003	FKS020	8	Thrust	580	133	3.116

ตารางที่ 2.55 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี CMS=2.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	SOYH02-2	9	Thrust	759	120	2.778
W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	N/A	2.707
Tokachi-oki	2003	FKS020	8	Thrust	580	133	3.116

ตารางที่ 2.56 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี CMS=3.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	KKWH04	9	Thrust	705	289	2.129
Tohoku	2011	SOYH02-2	9	Thrust	759	120	1.645
W. Coast of Sumatra	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	N/A	1.722

2.13 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับนครนายก

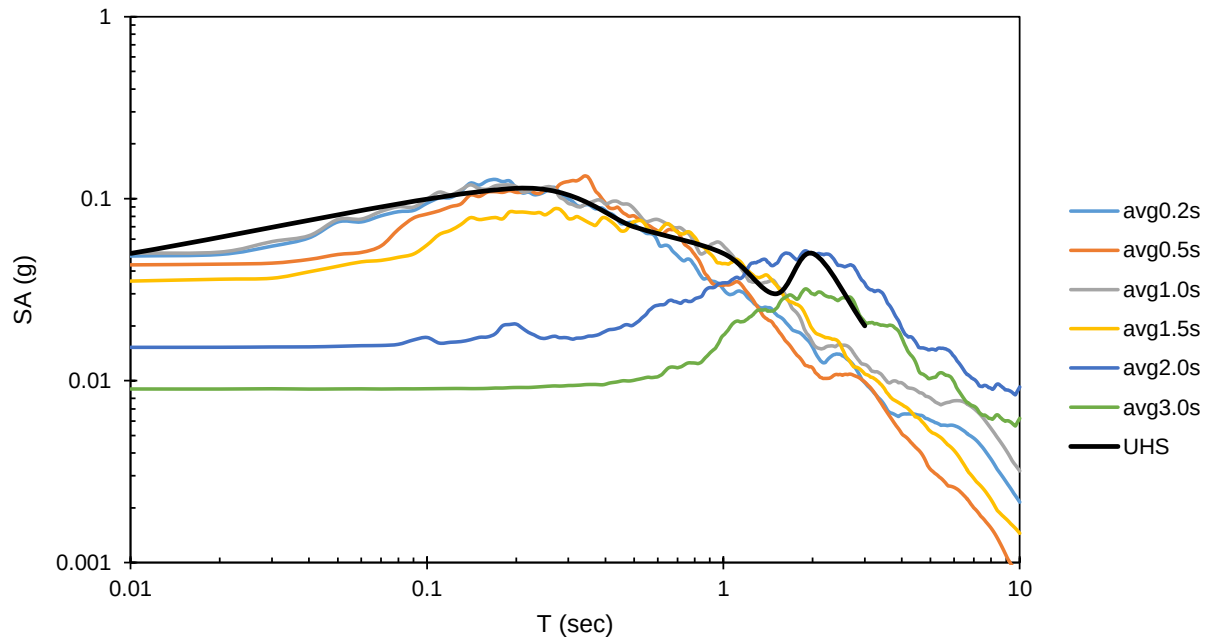
ตารางที่ 2.57 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถเกิดขึ้นได้และส่งผลกระทบต่อนครนายกคณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่จะเกิดขึ้นในจังหวัดนครนายก ตารางที่ 2.58 – 2.63 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปีในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้น (รูปที่ 2.32) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในนครนายกและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์การขยายกำลังคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่นครนายกได้ทำการเลือกในครั้งนี้โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงกำลังการขยายเนื่องจากชั้นดินอ่อนสูงกว่าที่กำหนดไว้ใน มยผ 1302-52 ในทุกช่วงคาบการสั่นที่สนใจตั้งแต่ 0.1 – 0.6 วินาที แต่มีค่าลดลงอย่างมากกว่าที่กำหนดไว้ใน มยผ 1302-52 ในทุกช่วงคาบการสั่นที่สนใจตั้งแต่ 0.7 – 3.0 วินาที(รูปที่ 2.33)

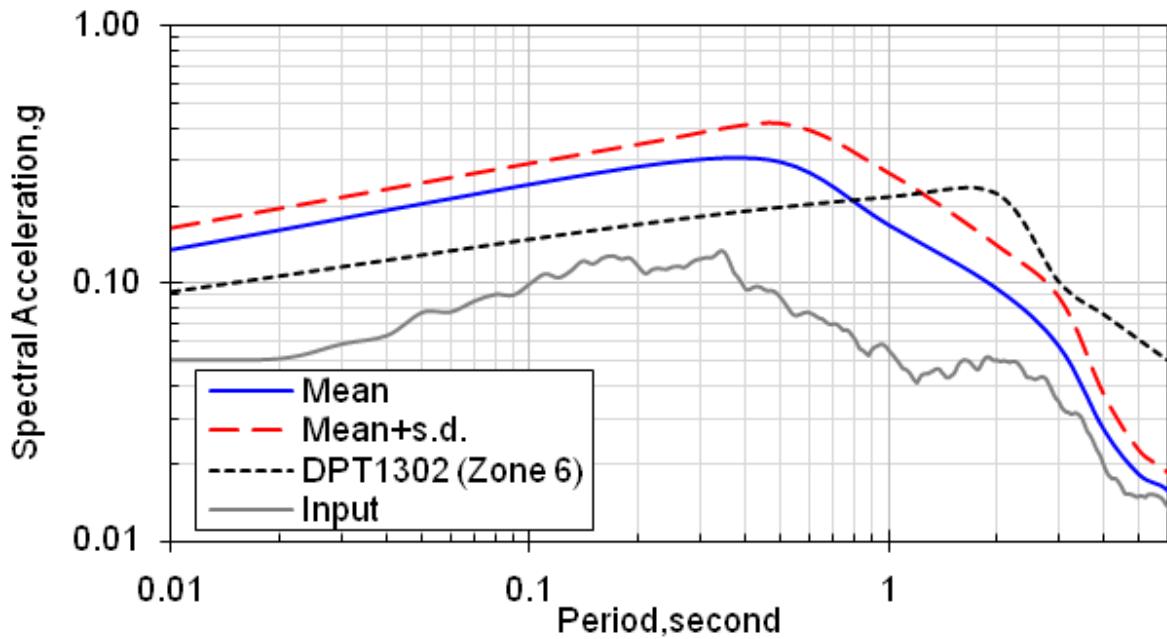
ตารางที่ 2.57 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลกระทบต่อนครนายก ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ

Deaggregation analysis

T (s)	M	R (km)	ϵ	Sa (g)	แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว
0.2	6.2	44	0.9	0.19	แผ่นดินไหวบริเวณใกล้เคียง
0.5	6.5	100	1.5	0.07	รอยเลื่อนนครนายก
1.0	6.5	118	1.6	0.05	รอยเลื่อนนครนายก
1.5	8.5	850	1.448	0.03	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
2.0	8.5	850	1.503	0.05	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
3.0	8.5	850	1.195	0.02	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก



รูปที่ 2.32 Uniform Hazard Spectrum สำหรับนครนายก (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที



รูปที่ 2.33 สเปกตรัมนครนายก ที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภู่วโรดม (2016) ซึ่งแสดงถึง ค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52

ตารางที่ 2.58 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครนายก CMS=0.2 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Hector Mine	1999	Twentynine Palms	7.13	Strike Slip	42.06	635.01	0.827
Bam Iran	2003	Mohammad Abad-e-Madkoon	6.6	Strike Slip	46.22	574.88	0.424
Darfield New Zealand	2010	PEEC	7	Strike Slip	53.75	551.3	0.369

ตารางที่ 2.59 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครนายก CMS=0.5 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Big-Bear01	1992	Rancho Cucamonga Deer Can	6.46	Strike Slip	59.87	509.1	1.014
Chi-Chi Taiwan04	1999	CHY087	6.2	Strike Slip	38.35	505.2	0.4849
Darfield New Zealand	2010	PEEC	7	Strike Slip	53.75	551.3	0.3911

ตารางที่ 2.60 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครนายก CMS=1.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Hector Mine	1999	Twentynine Palms	7.13	Strike Slip	42.06	635.01	1.1199
Chi-Chi Taiwan04	1999	TTN023	6.2	Strike Slip	57.38	527.54	0.6324
Darfield New Zealand	2010	RPZ	7	Strike Slip	57.65	638.39	0.97188

ตารางที่ 2.61 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครนายก CMS=1.5 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	SOYH02-2	9.0	Thrust	759	120	2.778
W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	N/A	2.707
Tokachi-aki	2003	FKS020	8.0	Thrust	580	133	3.116

ตารางที่ 2.62 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครนายก CMS=2.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	SOYH02-2	9.0	Thrust	759	120	2.778
W. Coast of Northern Sumatera	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	N/A	2.707
Tokachi-aki	2003	FKS020	8.0	Thrust	580	133	3.116

ตารางที่ 2.63 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครนายก CMS=3.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	KKWH04	9	Thrust	705	289	2.129
Tohoku	2011	SOYH02-2	9	Thrust	759	120	1.645
W. Coast of Northern Sumatera	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	N/A	1.722

2.14 ผลการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการสร้าง CMS ที่ขึ้นหินแข็ง และ ผลการวิเคราะห์ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชั้นดินอ่อน (Soil Amplification) สำหรับปทุมธานี

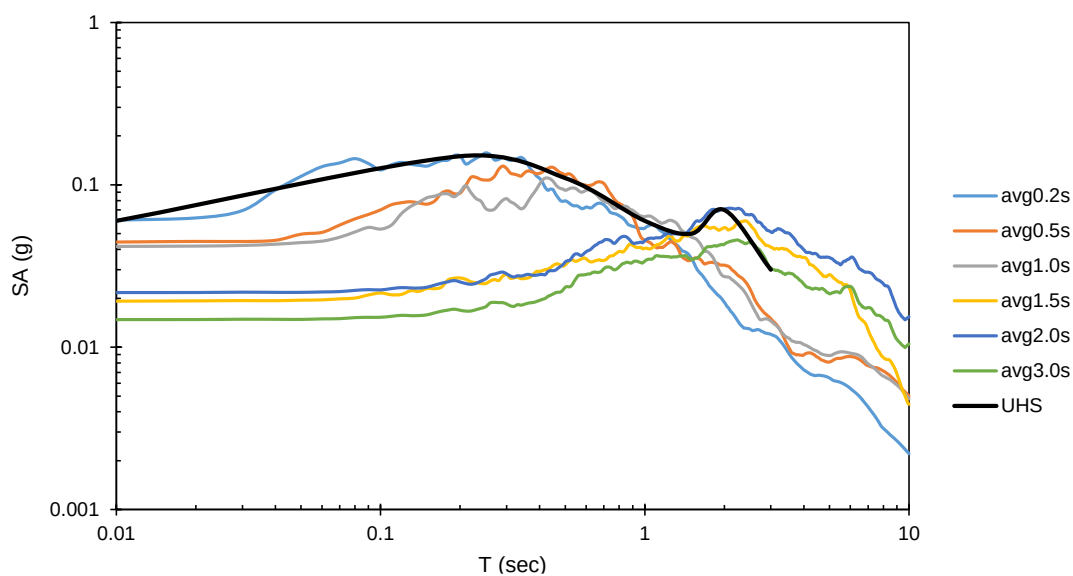
ตารางที่ 2.64 แสดงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถเกิดขึ้นได้และส่งผลกระทบต่อปทุมธานีคณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับ CMS ที่เกิดขึ้นในจังหวัดปทุมธานี ตารางที่ 2.65 – 2.70 แสดงถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการเลือกและทำการปรับแก้ค่าสเปกตรัมที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ในคาบการเกิดที่ 2475 ปีในขั้นตอนสุดท้าย CMS สเปกตรัมที่ได้ทำการสร้างขึ้น (รูปที่ 2.34) จะเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่จะเกิดขึ้นกับอาคารในปทุมธานีและไม่ทำให้ค่าสเปกตรัมสูงไปที่ทุกคาบการสั่นดังที่ปรากฏใน UHS

ผลของการศึกษาการวิเคราะห์การขยายกำลังคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นหินที่ปทุมธานีได้ทำการเลือกในครั้งนี้โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52 เบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงกำลังการขยายเนื่องจากชั้นดินอ่อนสูงกว่าที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-52 ในทุกช่วงคาบการสั่นที่สนใจตั้งแต่ 0.1 – 0.6 และ 2.0 - 3.0 วินาที แต่มีค่าลดลงอย่างมากกว่าที่กำหนดไว้ใน มยผ1302-52 52 ในทุกช่วงคาบการสั่นที่สนใจตั้งแต่ 1.0 – 1.5 วินาที (รูปที่ 2.35)

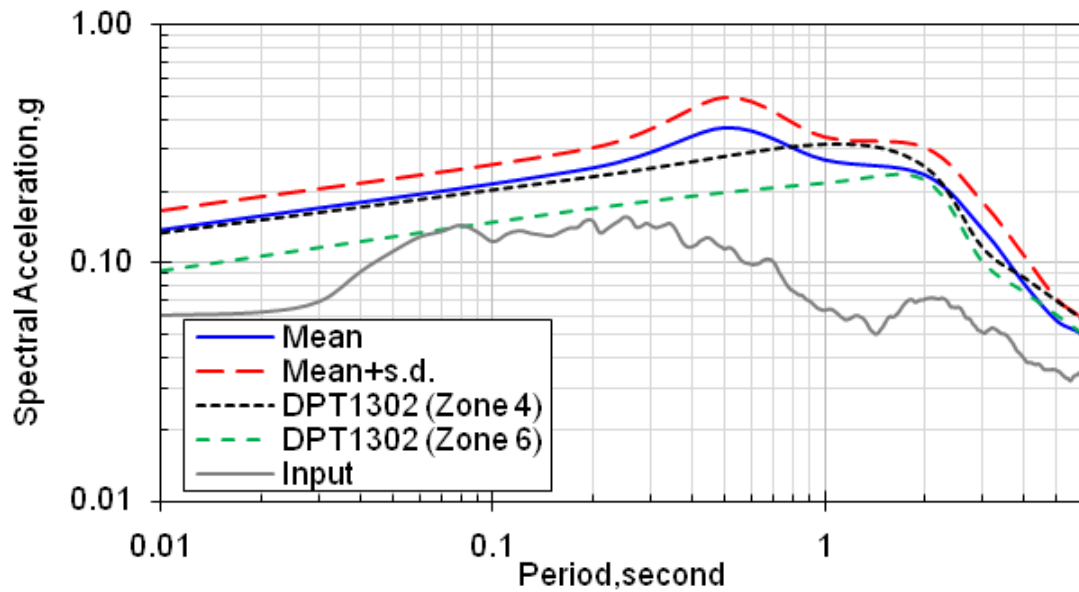
ตารางที่ 2.64 แผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นและมีผลต่อปทุมธานี ในช่วงคาบการเกิดที่ 2475 ปีจากการทำ

Deaggregation analysis

T (s)	M	R (km)	ϵ	Sa (g)	แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว
0.2	6.5	55	0.8	0.15	แผ่นดินไหวบริเวณใกล้เคียง
0.5	7.0	140	1.8	0.11	รอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี
1.0	6.9	145	1.8	0.06	รอยเลื่อนในจังหวัดกาญจนบุรี
1.5	8.5	700	1.27	0.05	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
2.0	8.5	700	1.18	0.07	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก
3.0	8.5	700	1.29	0.03	โซนมุดตัวแผ่นเปลือกโลก



รูปที่ 2.34 Uniform Hazard Spectrum สำหรับปทุมธานี (เส้นสีดำ) และ Conditional Mean Spectrum ที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที



รูปที่ 2.35 สเปกตรัมพุ่มธานี ที่ได้รับการพิจารณาผลจากชั้นดินอ่อนโดย นคร ภู่วโรดม (2016) ซึ่งแสดงถึงค่าการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดทุก 2475 ปี โดยเปรียบเทียบกับ สเปกตรัมออกแบบที่ระบุใน มยผ 1302-52

ตารางที่ 2.65 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดพุ่มธานี CMS=0.2 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Big-Bear01	1992	Rancho Cucamonga Deer Can	6.46	Strike Slip	59.74	59.87	1.306
Chi-Chi Taiwan04	1999	TTN051	6.2	Strike Slip	37.54	37.57	0.787
Tottori Japan	2000	OKYH02	6.61	Strike Slip	70.52	70.52	2.354

ตารางที่ 2.66 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดพุ่มธานี CMS=0.5 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Hector Mine	1999	Wrightwood Nielson Ranch	7.13	Strike Slip	113.45	506	0.8703
EL Mayor Cucapah Mexico	2010	Oceanside B Fire Station	7.2	Strike Slip	158.84	513.41	1.7805
Darfield New Zealand	2010	MCNS	7	Strike Slip	134.21	644.76	2.7339

ตารางที่ 2.67 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดปทุมธานี CMS=1.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
EL Mayor Cucapah Mexico	2010	Oceanside B Fire Station	7.2	Strike Slip	158.84	513.41	2.1178
Tottori Japan	2000	HYG021	6.61	Strike Slip	162.94	587.8	1.6891
Tottori Japan	2000	KOC017	6.61	Strike Slip	152.25	586.87	1.7638

ตารางที่ 2.68 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดปทุมธานี CMS=1.5 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	OSK003	9	Thrust	759	222	2.898
Tohoku	2011	HKD060	9	Thrust	663	290	3.243
W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	N/A	3.789

ตารางที่ 2.69 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดปทุมธานี CMS=2.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	OSK003	9	Thrust	759	222	2.898
Tohoku	2011	HKD060	9	Thrust	663	290	3.243
W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	N/A	3.789

ตารางที่ 2.70 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดปทุมธานี CMS=3.0 วินาที

Event	Year	Station	Mag.	Mechanism	R (km)	VS30 (m/s)	Scale Factor
Tohoku	2011	OSK004	9	Thrust	747	245	2.347
Tohoku	2011	HKD060	9	Thrust	663	290	1.727
W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.1	Thrust	1625	N/A	2.583

2.15 การวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดการสั่นสะเทือนตึกสูงในกรุงเทพมหานครตั้งแต่ปี ค.ศ. 2007-2016

สืบเนื่องมาจากผลการวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกลที่อาจมีผลต่อตึกสูงในกรุงเทพมหานคร จากขั้นตอนที่ผ่านมา ทีมวิจัยจึงทำการนำคลื่นแผ่นดินไหวที่สามารถตรวจได้ในช่วงตั้งแต่ปี 2007-2016 ทั้งหมด 6 เหตุการณ์ โดยมีค่า PGA ที่ $1 \text{ gal (cm/s}^2\text{)}$ โดยทั้ง 6 เหตุการณ์นั้นเป็นเหตุการณ์ขนาดกลางถึงใหญ่ซึ่งอยู่ห่างไกลจากกรุงเทพมหานครที่ระยะทางมากกว่า 700 กิโลเมตร เพื่อทำความเข้าใจถึงลักษณะของแอ่งดินอ่อนซึ่งอาจที่จะมีผลต่อตึกสูงในกรุงเทพ โดยสถานีวัดความเร่งที่กรมอุตุนิยมวิทยาบางนาสามารถวัดคลื่นดังกล่าวได้ดังแสดงในตารางที่ 2.71 โดยสถานีวัดความเร่งมีเครื่องมือวัดบนพื้นผิวดิน (BKKA) (surface) และในหลุม (TMDB) (borehole) ที่ความลึก 47 เมตร แต่ทว่าเมื่อปี 2008 และ 2009 ที่สามารถวัดได้ทั้งบนพื้นผิวดินและในหลุม โดยเหตุการณ์ที่เหลือ 4 เหตุการณ์นั้นคลื่นวัดความเร่งสามารถวัดได้เพียงที่สถานีบนพื้นผิวดิน (BKKA) โดยเพื่อทำการเปรียบเทียบกับคลื่นแผ่นดินไหวนอกแอ่งกรุงเทพ ทีมวิจัยได้ทำการนำคลื่นแผ่นดินไหวที่สถานีจังหวัดกาญจนบุรี (SRDT) และ ประจวบคีรีขันธ์ (PRAC) ซึ่งมีการสำรวจโดยใช้วิธี Seismic reflection method และหลักฐานว่าวางอยู่บนชั้นหินมาเพื่อทำการเปรียบเทียบกับคลื่นที่วัดได้ในสถานีกรุงเทพ

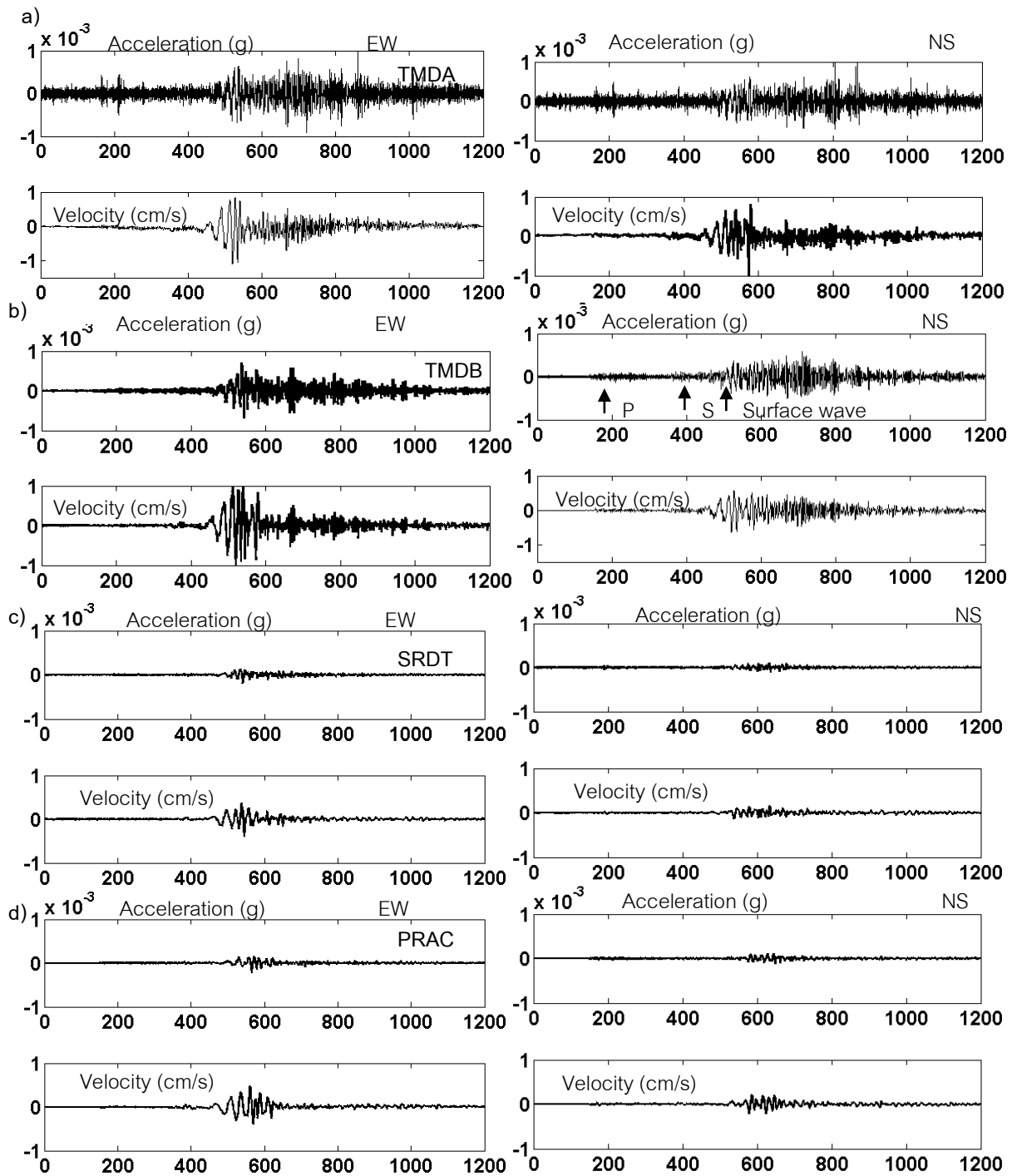
ทางทีมวิจัยได้ทำการนำคลื่นแผ่นดินไหวจากทั้งสี่สถานี (BKKA, TMDB, SRDT, PRAC) มาตรวจสอบโดยทำการนำคลื่นมาทำการตรวจสอบตามมาตรฐาน เช่น การตรวจ baseline correction, 5% cosine taper ทั้งก่อนและหลังคลื่นแผ่นดินไหว ซึ่งเป็นการปรับคลื่นตามมาตรฐาน และทำการตรวจสอบ Signal-to-Noise Ratio (SNR) โดยคลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาวิเคราะห์นั้นมีค่า SNR มากกว่า 3 โดยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมดนั้นมีเวลาโดย GPS time ซึ่งทำให้มีความน่าเชื่อถือในความถูกต้องของข้อมูลในการอ่าน P-, S- waves ได้อย่างถูกต้อง จากการพิจารณาเปรียบเทียบคลื่นแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์เมื่อวันที่ 22 พฤษภาคม 2008 จากแผ่นดินไหวขนาด 7.9 ที่มณฑลเสฉวนประเทศจีนซึ่งมีศูนย์กลางห่างจากสถานีกรุงเทพประมาณ 2,000 กิโลเมตรนั้นจะพบได้ว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่สถานีกรุงเทพทั้งบนพื้นดินและใต้ดินล้วนมีค่า PGA สูงกว่าที่วัดได้จากสถานีนอกแอ่งกรุงเทพและมีความแตกต่างทั้งขนาดและคลื่นความถี่ และ ระยะเวลาในการสั่น โดยจะพบได้ว่าระยะเวลาในการสั่นของสถานีกรุงเทพนั้นนานกว่าคลื่นนอกแอ่งกรุงเทพอย่างเด่นชัด รูปที่ 2.36-2.37 แสดงการเปรียบเทียบ นอกเหนือไปจากนั้นจะเห็นได้ว่าสถานีในกรุงเทพที่ผิวดินยังสามารถขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ในหลุมเจาะอย่างเด่นชัด

ตารางที่ 2.71 คลื่นแผ่นดินไหวขนาดปานกลางและใหญ่ระยะไกลที่สามารถวัดได้ที่สถานี BKKA, TMDB, PRAC, SRDT

No.	Name	Date	Time (UTC)	Lat	Long	Mw	Focal depth (km)	Earthquake Type*	R _{epi} Bangkok (Km)	PGA BKKA (Surface) (g)	PGA TMDB (Borehole) (g)	DYFI [^] Bangkok	PGA PRAC (g)	PGA SRDT (g)
1	Lao	16 /5/ 2007	08:56:14	20.503	100.732	6.3	9.0	S (SS)	740	5×10^{-4}	N/A	III	N/A	N/A
2	Wenchuan	12 /5/ 2008	06:28:01	31.002	103.322	7.9	19	S (O)	1,900	10^{-3}	6×10^{-4}	II	10^{-4}	10^{-4}
3	Sumatra	10 /8/ 2009	19:55:38	14.099	92.902	7.5	24	IS (N)	810	10^{-3}	8×10^{-4}	III	10^{-4}	N/A
4	Tarlay	24 /3/ 2011	13:55:12	20.687	99.822	6.8	8	S (SS)	770	10^{-3}	N/A	III	10^{-4}	2×10^{-4}
5	Mae Lao	5 /5/ 2014	11:08:43	19.656	99.670	6.1	6	S (SS)	680	10^{-3}	N/A	III	10^{-4}	2×10^{-4}
6	Chuak	24 /8/ 2016	10:34:54	20.923	94.569	6.8	82	IS (T)	1,000	10^{-3}	N/A	III	10^{-4}	10^{-4}

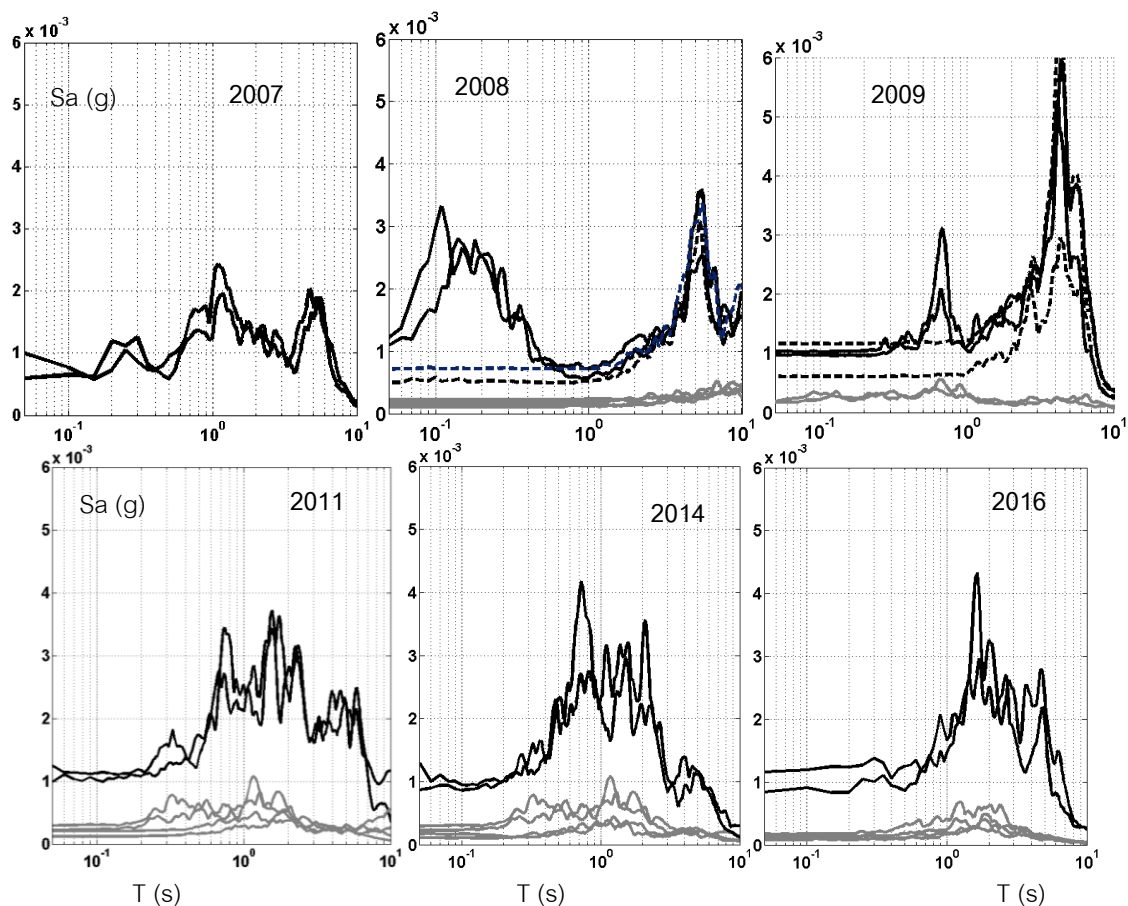
*S: Shallow active, IS: Intra slab, N: Normal fault, SS: Strike-slip, T: Thrust, O: Oblique

[^]Do You Felt It (DYFI)



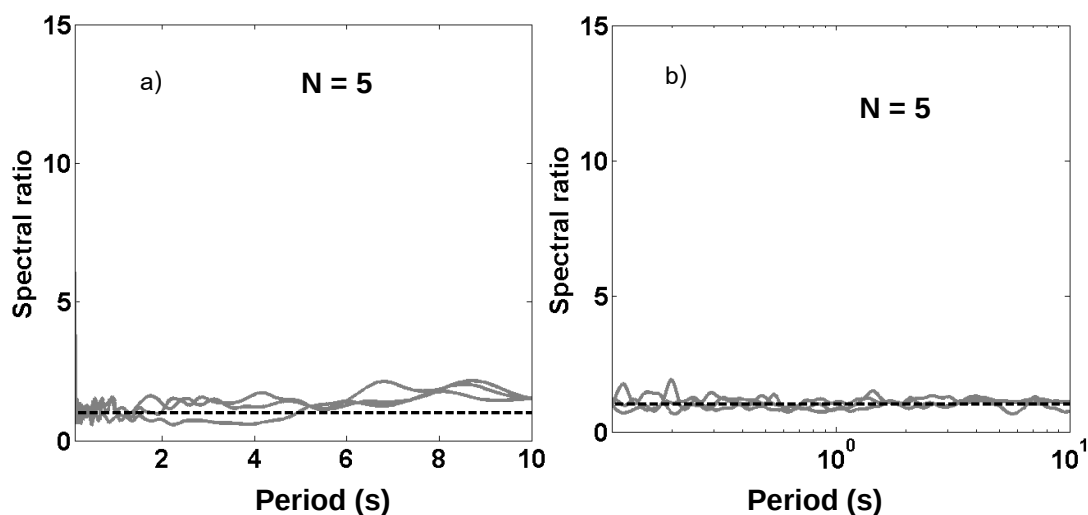
รูปที่ 2.36 แสดงการเปรียบเทียบคลื่นความเร่งแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่สถานี TMDA, TMDB, SRDT, PRAC โดยพบว่าคลื่นที่วัดได้ในกรุงเทพมหานครนั้นมีการขยายคลื่นได้อย่างชัดเจน

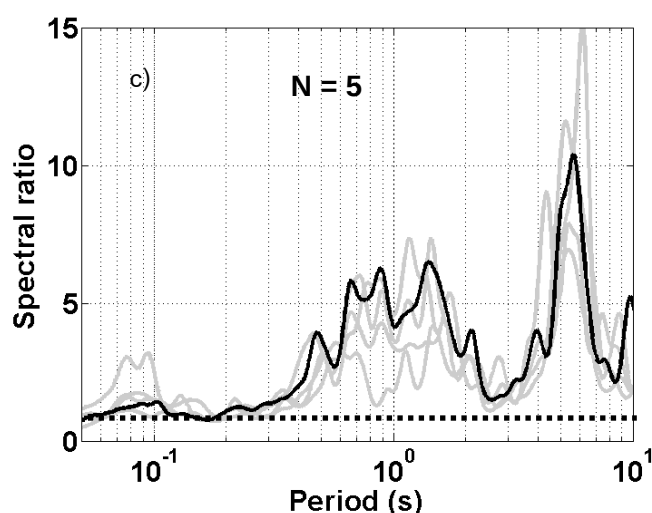
ทางทีมวิจัยได้ทำการเปรียบเทียบสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นทั้ง 6 เหตุการณ์โดยสามารถพบว่าสเปกตรัมที่วัดได้ที่สถานีกรุงเทพนั้นยังคงมีค่าที่สูงกว่าที่สถานี SRDT และ PRAC โดยมีค่ากำลังขยายสเปกตรัม (spectral ratio) ที่คาบการสั่นระหว่าง 0.5-5 s ประมาณ 4-5 เท่า โดยสเปกตรัมที่พบในกรุงเทพมหานครบนผิวดิน (BKKA) นั้นสามารถขยายคลื่นที่คาบการสั่นยาวโดยสามารถพบเห็นได้ทั้งสองแกน (NS, EW) และการสั่นทั้งสองแกนมีค่าที่ใกล้เคียงกันโดยค่าสเปกตรัมที่สูงที่สุดที่วัดได้เท่ากับ $6 \times 10^{-3}g$ ที่คาบการสั่นที่ 5 วินาทีโดยเป็นเหตุการณ์เมื่อปี 2009 จากแผ่นดินไหวขนาด 7.5 บริเวณหมู่เกาะสุมาตราซึ่งมีระยะห่างประมาณ 810 กิโลเมตรจากกรุงเทพ สิ่งที่น่าสนใจต่อมาคือว่าสเปกตรัมที่ในหลุม (TMDB) นั้นสามารถพบการขยายคลื่นที่ 5 วินาทีเช่นกันแต่หว่ากำลังขยายที่คาบการสั่นระหว่าง 0.5-0.7 s นั้นไม่สามารถที่จะพบได้จากสถานี TMDB ซึ่งอาจจะบ่งชี้ได้ว่ากำลังขยายในช่วงคาบการสั่นเหล่านี้ถูกขยายเนื่องมาจากชั้นดินอ่อนบริเวณผิวดิน



รูปที่ 2.37 แสดงการเปรียบเทียบสเปกตรัมความเร่งในแกนแนวนอน (NS, EW) จากคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่สถานี BKKA (สีดำ) TMDB (เส้นประ) และ SRDT กับ PRAC (สีเทา) จากเหตุการณ์ในตารางที่ 2.36

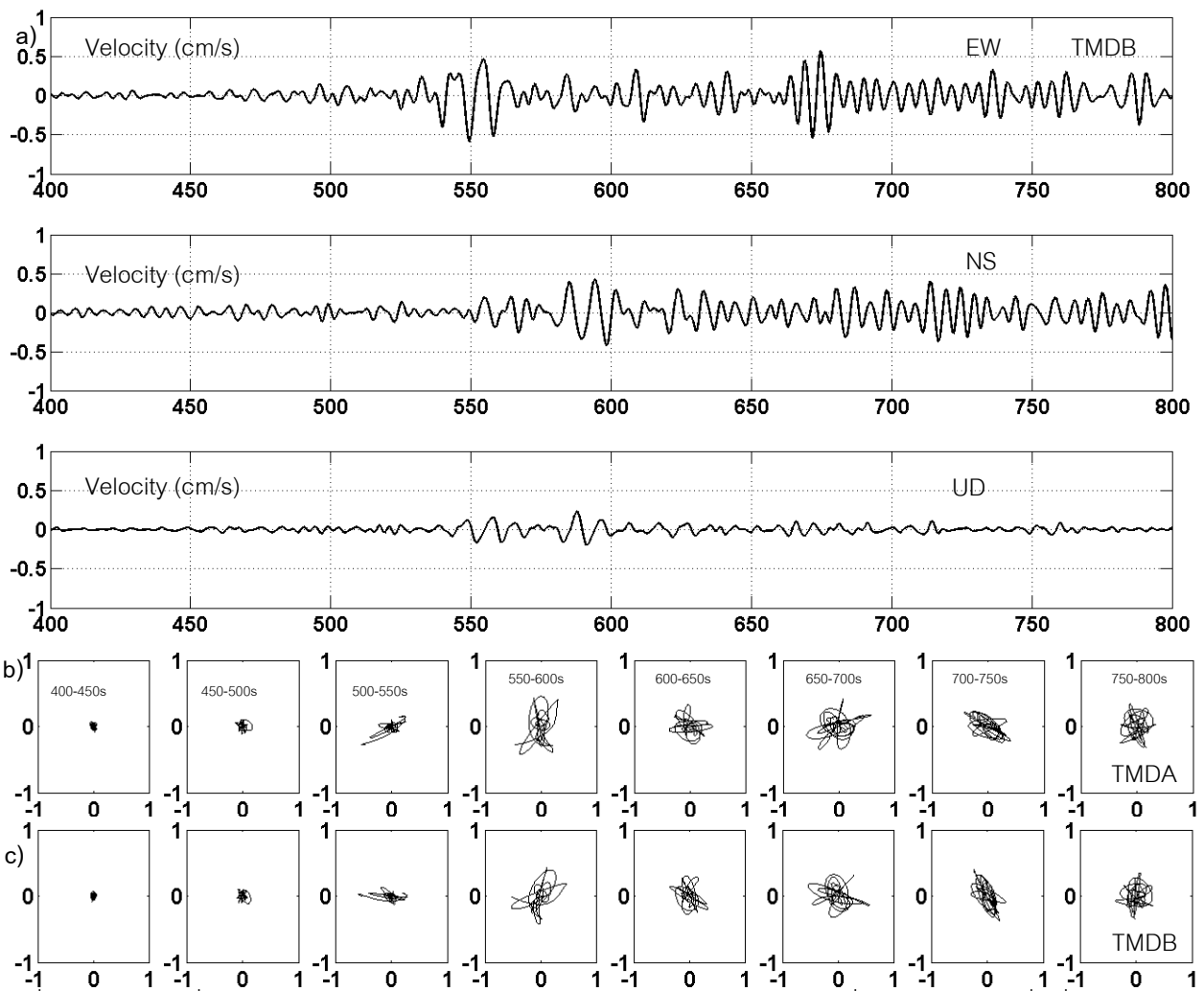
ต่อมาทางทีมวิจัยได้ทำการนำคลื่นทั้งหมดมาตรวจสอบเพื่อทำความเข้าใจถึงกำลังขยายสเปกตรัมที่ 5 s โดยทำการหา horizontal-to-vertical (H/V) spectral ratios (HVSR; Lermo and Chavez-Garcia, 1993) โดยวิธีนี้เป็นวิธีที่ได้รับความนิยมและเป็นที่นิยมนำมาใช้ในการหาคาบการสั่นพื้นฐานบนชั้นดินอ่อนจากคลื่นสัญญาณประเภทต่างเช่น ambient noise หรือ คลื่นแผ่นดินไหว โดยค่า H/V spectral ratio ที่มากกว่า 1 ในย่านความถี่หรือคาบการสั่นใดนั้นบ่งชี้ถึงการขยายกำลังของคลื่นแผ่นดินไหวเนื่องมาจากชั้นดินอ่อนในพื้นที่ๆสนใจนั้น (Soil fundamental period) ในการหา H/V spectral ratio นั้นจะถูกคำนวณมาจากการนำ Fourier Amplitude ของคลื่นความเร่ง (Acceleration record) และทำการ smooth Fourier Amplitude ด้วยวิธี Konno and Ohmachi (1998) ด้วยค่า $b = 40$ ซึ่งค่า b นี้เป็น parameter ในการ smooth ของสมการ Konno and Ohmachi (1998) โดยค่า b ที่สูงมากจนเกินไป (> 100) จะทำให้ กราฟที่ทำการ smooth นั้นมีลักษณะที่แคบในย่านความถี่ใดความถี่หนึ่งจนเกินไป โดยทั้งสองแกนแนวนอน (NS, EW) นั้นจะถูกนำมาหาค่า geometric mean ของ Fourier Amplitude ของทั้งสองแกน และทำการหารด้วย Fourier Amplitude ของแกนแนวตั้ง โดยกราฟ H/V ของทั้งสามสถานีคือ (BKKA, SRDT, PRAC) ถูกแสดงในรูปที่ 2.38 โดย H/V spectral ratio ของสถานี BKKA นั้นมีคาบการสั่นที่ถูกขยายอย่างเห็นได้ชัดที่คาบการสั่นที่ 0.5-2s และ 5s โดยที่คาบการสั่นที่ 5 s นั้นมีค่าสูงที่สุด ซึ่งตรงกันกับกำลังขยายที่พบได้ในกราฟสเปกตรัมในรูปที่ 2.37 โดยกราฟ H/V ที่สถานีนอกแอ่งกรุงเทพ (SRDT, PRAC) นั้นมีค่าเท่ากับ 1 ในทุกคาบการสั่น ซึ่งแสดงถึงการไม่ได้มีกำลังขยายเนื่องจากชั้นดินอ่อนซึ่งสอดคล้องกับข้อมูลชั้นดินที่ได้ทำการตรวจวัดว่าทั้งสองสถานีนี้นั้นตั้งอยู่บนชั้นดินแข็ง





รูปที่ 2.38 แสดงการเปรียบเทียบ H/V Spectral Ratio คลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่สถานี BKKA โดยเส้นสีดำคือ ค่าเฉลี่ย และ เส้นประคือค่า 1.0 แสดงถึงไม่มีผลการขยายของชั้นดิน และ SRDT กับ PRAC จากเหตุการณ์ใน ตารางที่ 2.36 โดย n คือจำนวนคลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาวิเคราะห์ในแต่ละสถานี

จากการทำการตรวจสอบคลื่นแผ่นดินไหวด้วยวิธี H/V และพบว่าคลื่นแผ่นดินไหวกรุงเทพนั้นมีคาบการสั่นที่ 5 s แต่เพื่อทำความเข้าใจถึงเหตุผลที่คาบการสั่นที่ 5 s นั้นทางทีมวิจัยได้ทำการนำค่าความเร็วมาผ่าน band-pass filtered ในช่วงความถี่ 0.1-0.3 Hz โดยใช้ second order zero phase Butterworth filter โดยรูปที่ 2.35 แสดงถึงคลื่นความเร็วที่ทำการผ่าน filter ทั้งสามแกนโดยรูปด้านล่างแสดงถึงการสั่นในทิศ NS และ EW ในแกน y และ x (รูปที่ 2.39) โดยจะสามารถพบได้ว่าการสั่นของคลื่นนั้นในช่วง 530-570s มีการสั่นอย่างรุนแรงในทิศ EW และเป็นการสั่นในแกน transverse เพียงอย่างเดียวซึ่งแสดงถึงการสั่นของคลื่น Love wave และหลังจากวินาทีที่ 570 เป็นต้นไปนั้นคลื่นอื่นซึ่งอาจเป็นคลื่น Rayleigh หรือคลื่น reflected wave อื่นๆเพิ่งจะมาถึงซึ่งแสดงว่าคลื่นที่มีคาบการสั่นที่ 5 วินาทีนั้นอาจจะเป็นคลื่น Surface wave ที่ถูกกำเนิดขึ้นมาเนื่องจากการขยายคลื่นในแอ่งกรุงเทพมหานคร โดยจำเป็นที่จะต้องทำการศึกษาเพิ่มเติมต่อไปทั้งการเพิ่มเครื่องตรวจวัดแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้นและการทำ inversion analysis เพื่อหาความเร็วของคลื่นที่สงสัยว่าเป็น surface wave นี้ เนื่องมาจากการที่สามารถพิสูจน์ได้ว่าการสั่นสะท้อนของตึกสูงในกรุงเทพนั้นไม่ได้เกิดขึ้นมาจากเพียง shear wave เพียงอย่างเดียวและจะทำให้ไม่สามารถทำการจำลองการสเปกตรัมการสั่นสะท้อนที่ 5 วินาทีได้



รูปที่ 2.39 แสดงคลื่นความเร็วจากสถานี BKKA จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเสฉวนที่ผ่านการกรองคลื่นที่ย่าน
ความถี่ 0.1-0.3 Hz ทั้ง 3 แกน และการกระจัดของสถานีที่ทุกๆ 50 วินาที จากสถานี BKKA และ TMDA

บทที่ 3

การตรวจสอบวิธีวิเคราะห์และออกแบบอาคารสูง

3.1 การคัดเลือกอาคารที่จะนำมาเป็นกรณีศึกษา

3.1.1 การเก็บรวบรวมข้อมูลอาคารตัวอย่าง

อาคารสูงตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษานี้ จะเป็นโครงสร้างอาคารที่ก่อสร้างจริงในจังหวัดกรุงเทพมหานคร ซึ่งคัดเลือกมาจากข้อมูลแบบแปลนอาคารที่มีทั้งหมด 49 อาคาร โดยข้อมูลอาคารดังกล่าวจะถูกแบ่งออกเป็น 4 กลุ่มตามจำนวนชั้นความสูง ได้แก่

- | | |
|--|----------------|
| กลุ่มที่ 1 อาคารที่มีจำนวนชั้นน้อยกว่า 20 ชั้น | จำนวน 4 อาคาร |
| กลุ่มที่ 2 อาคารที่มีจำนวนชั้นตั้งแต่ 21 ถึง 30 ชั้น | จำนวน 17 อาคาร |
| กลุ่มที่ 3 อาคารที่มีจำนวนชั้นตั้งแต่ 31 ถึง 40 ชั้น | จำนวน 21 อาคาร |
| กลุ่มที่ 4 อาคารที่มีจำนวนชั้นมากกว่า 40 ชั้น | จำนวน 7 อาคาร |

สำหรับรายละเอียดและแปลนโครงสร้างของอาคารตัวอย่างรวบรวมได้จากการถ่ายรูปแบบพิมพ์เขียวจากสำนักงานของ กรุงเทพมหานคร (Bangkok Metropolitan Administration, BMA) โดยข้อมูลที่รวบรวมได้สรุปได้ดังตารางที่ 3.1 ถึง 3.5 ซึ่งประกอบด้วยข้อมูลดังต่อไปนี้

- ความสูงรวมของอาคาร (เมตร)
- จำนวนชั้นของอาคาร
- พื้นที่ใช้สอยรวมของอาคาร
- จำนวนปล่องลิฟต์
- พื้นที่หน้าตัดของกำแพงรับแรงเฉือน
- ขนาดของเสาอาคาร
- ความยาวช่วงคานระหว่างเสาโดยทั่วไป
- รูปแบบการก่อสร้างระบบพื้น
- ระบบระบบต้านทานแรงด้านข้าง
- รูปทรงของอาคาร
- ประเภทการใช้งานของอาคาร
- รูปแบบความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้าง

ระบบต้านทานแรงด้านข้างแบบกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดาพร้อมกับโครงเสา-พื้น เป็นระบบต้านทานแรงด้านข้างที่ใช้มากที่สุดสำหรับอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร (46 อาคารจากทั้งหมด 49 อาคาร) ดังแสดงในตารางที่ 3.3 โดยระบบต้านทานแรงด้านข้างแบบกำแพงรับแรงเฉือนเพียงอย่างเดียว (shear wall

system) และระบบต้านทานแรงต้านข้างแบบโครงข้อแข็งต้านแรงดัดร่วมกับโครงแกนแนง (moment resisting frame system with braced frames) เป็นระบบโครงสร้างที่ถูกเลือกใช้เป็นจำนวนน้อยสำหรับอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร

ระบบพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน (post-tensioned flat slab) เป็นระบบพื้นที่ถูกเลือกใช้มากที่สุดสำหรับอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร (34 จาก 49 อาคาร) ดังแสดงในตารางที่ 3.4 โดยพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กไร้คาน (RC flat slab) และระบบพื้นคาน (slab and beam system) เป็นระบบพื้นที่ถูกเลือกใช้รองลงมาตามลำดับ

สำหรับรูปทรงของอาคารที่รวบรวมได้ในโครงการนี้ทั้งหมด 49 อาคาร อาคารที่มีรูปทรงแบบสี่เหลี่ยมผืนผ้าเป็นอาคารที่ถูกก่อสร้างมากที่สุด โดยรูปทรงของอาคารจะถูกแบ่งออกเป็น 6 ประเภท ดังตารางที่ 3.5 ซึ่งจากข้อมูลอาคารทั้งหมดที่รวบรวมได้ จะมีอยู่ 13 อาคารที่มีรูปทรงที่มีลักษณะพิเศษดังต่อไปนี้

- ผังอาคารแบบผสมระหว่างสี่เหลี่ยมและแบบโค้ง จำนวน 4 อาคาร
- ผังอาคารที่มีรูปแบบใบพัด จำนวน 2 อาคาร
- ผังอาคารที่มีรูปทรงสี่เหลี่ยมคางหมู จำนวน 1 อาคาร
- ผังอาคารที่มีรูปทรงตัว U จำนวน 1 อาคาร
- ผังอาคารที่มีรูปทรงสามเหลี่ยม จำนวน 1 อาคาร
- ผังอาคารที่มีรูปทรงตัว T จำนวน 1 อาคาร
- ผังอาคารที่มีรูปทรงอื่นๆ จำนวน 3 อาคาร

ตารางที่ 3.1 กลุ่มอาคารที่รวบรวมข้อมูลได้แบ่งตามจำนวนชั้น

จำนวนชั้นของอาคาร	จำนวน
≤ 20	4
21-30	17
31-40	21
> 40	7

ตารางที่ 3.2 ประเภทการใช้งานของอาคาร

ประเภทการใช้งาน	จำนวน
อาคารที่พักอาศัย	24
อาคารพาณิชย์	15
อาคารที่ใช้งานแบบผสม	10

ตารางที่ 3.3 ระบบต้านทานแรงด้านข้างของอาคาร

ระบบต้านทานแรงด้านข้าง	จำนวน
โครงสร้างแรงดัด + โครงแกนแนง	1
กำแพงรับแรงเฉือน + โครงเสา-พื้น	46
กำแพงรับแรงเฉือน	2

ตารางที่ 3.4 ระบบพื้นของอาคาร

ระบบพื้น	จำนวน
ระบบพื้น + คาน	6
พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กไร้คาน	8
พื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน	34
พื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน + แป้นหัวเสา	1

ตารางที่ 3.5 รูปทรงของอาคารตัวอย่าง

รูปทรงของอาคาร	จำนวน
ผังรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแบบปกติ	14
ผังรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแบบยาว	6
ผังรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าลดขนาดแบบขั้นบันไดตามความสูง	6
ผังรูปทรงตัว L	4
ผังรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแบบไม่ต่อเนื่อง	6
ผังรูปทรงที่มีลักษณะพิเศษ (ไม่สม่ำเสมอ)	13

3.1.2 การจำแนกลักษณะความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงอาคาร

ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างอาคาร (structural irregularities) สามารถจำแนกได้เป็น 2 แบบ ได้แก่ อาคารที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบ (plan irregularity) และไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง (vertical irregularity) โดยอ้างอิงตามมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง มยผ. 1302 ซึ่งจะจำแนกย่อยประเภทของความไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบและแนวดิ่งออกเป็นอีกอย่างละ 5 ประเภท ดังตารางที่ 3.6 และ 3.7 และรูปที่ 3.1 และ 3.2 ตามลำดับ

สำหรับอาคารส่วนใหญ่ในกรุงเทพมหานครพบว่ามีความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงทั้งในแนวระนาบและแนวดิ่ง โดยความไม่สม่ำเสมอจากการมีมุมหักเข้าข้างใน (re-entrant corner irregularity) และความไม่สม่ำเสมอจากความไม่ต่อเนื่องของไดอะแฟรม (diaphragm discontinuity irregularity) เป็นลักษณะความไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบที่พบมากที่สุด (ตารางที่ 3.9) ส่วนความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่งที่พบมากที่สุด ได้แก่ ความไม่สม่ำเสมอของมวล (mass irregularity) และความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่ง (vertical geometric irregularity) ดังแสดงในตารางที่ 3.10 ซึ่งจากอาคารตัวอย่างทั้งหมดพบว่า มีเพียง 6 อาคาร ที่มีรูปทรงโครงสร้างที่สม่ำเสมอ (ตารางที่ 3.11)

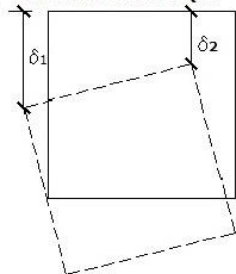
ตารางที่ 3.6 ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวระนาบ (มยผ.1302-52)

ประเภท	ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวระนาบ
1ก	ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด
1ข	ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดอย่างมาก
2	ความไม่สม่ำเสมอจากการมีมุมหักเข้าด้านใน
3	ความไม่สม่ำเสมอจากความไม่ต่อเนื่องของไดอะแฟรม
4	ความไม่สม่ำเสมอจากการเยื้องออกนอกระนาบ
5	ความไม่สม่ำเสมอจากระบบที่ไม่ขนานกัน

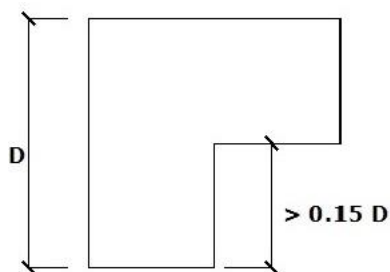
ตารางที่ 3.7 ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวดิ่ง (มยพ.1302-52)

ประเภท	ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวดิ่ง
1ก	ความไม่สม่ำเสมอของสติฟเนส หรือมีชั้นที่อ่อน
1ข	ความไม่สม่ำเสมออย่างมากของสติฟเนส หรือมีชั้นที่อ่อนอย่างมาก
2	ความไม่สม่ำเสมอของมวล
3	ความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่ง
4	ความไม่ต่อเนื่องภายในระนาบดิ่งขององค์อาคารต้านแรงด้านข้าง
5ก	ความไม่ต่อเนื่องของกำลังต้านแรงด้านข้าง หรือมีชั้นที่อ่อนแอ
5ข	ความไม่ต่อเนื่องอย่างมากของกำลังต้านแรงด้านข้าง หรือมีชั้นที่อ่อนแอมาก

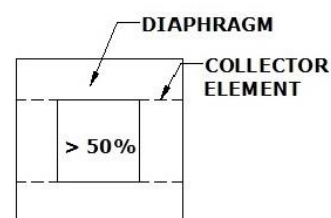
$$\delta_{AVE} = \text{STOREY DRIFT } (\delta_1 + \delta_2) / 2$$



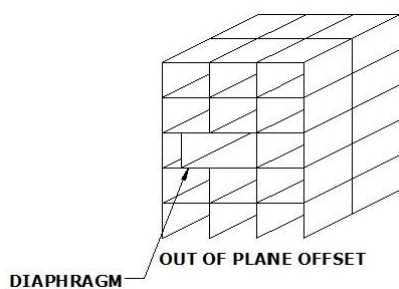
1) ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด



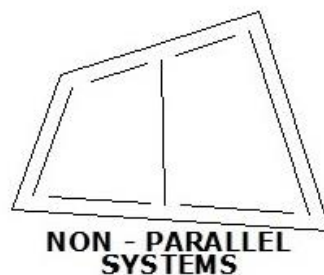
2) ความไม่สม่ำเสมอจากการมี
มุมหักเข้าด้านใน



3) ความไม่สม่ำเสมอจาก
ความไม่ต่อเนื่องของ
ไดอะแฟรม

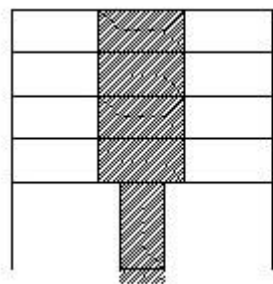


4) ความไม่สม่ำเสมอจากการ
เยื้องออกนอกระนาบ

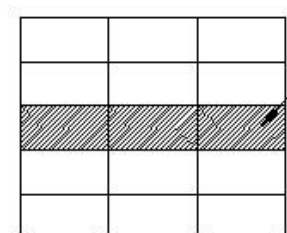
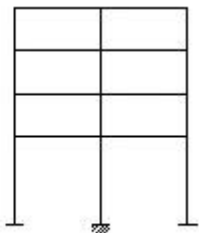


5) ความไม่สม่ำเสมอจาก
ระบบที่ไม่ขนานกัน

รูปที่ 3.1 ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวระนาบ (มยพ.1302-52)

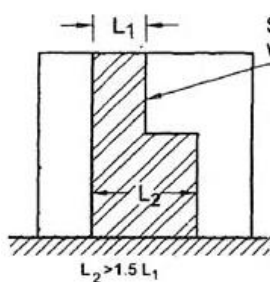


ความไม่สม่ำเสมอของสติฟเนส หรือมีชั้นที่อ่อน

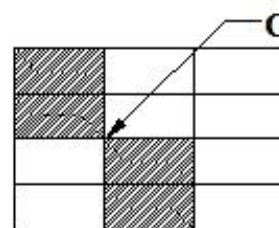
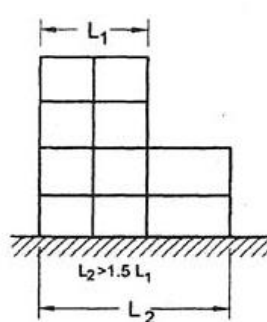


HEAVY MASS

ความไม่สม่ำเสมอของมวล



SHEAR WALL

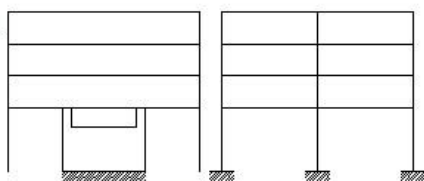


COLLECTOR

1) ความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงใน
แนวดิ่ง

2) ความไม่ต่อเนื่องภายในระนาบตั้งของ
องค์อาคารต้านแรงด้านข้าง

MR OR VR



$VR_i < 80\% VR_i + 1$
OR
 $MR_i < 80\% MR_i + 1$

3) ความไม่ต่อเนื่องของกำลังต้านแรงด้านข้าง หรือมี
ชั้นที่อ่อนแอ

รูปที่ 3.2 ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวดิ่ง (มยผ.1302-52)

ตารางที่ 3.8 ความไม่สม่ำเสมอของอาคารที่รวบรวมข้อมูลได้

กลุ่มอาคาร	รหัสอาคาร	จำนวนชั้น	ความไม่สม่ำเสมอในแนวราบ						ความไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง						
			1ก	1ข	2	3	4	5	1ก	1ข	2	3	4	5ก	5ข
< 20 ชั้น	Building 02	20	✖	✖	✓	✖	✖	✖			✖	✓	✖		
	Building 10	21	✖	✖	✖	✓	✖	✖			✓	✓	✖		
	Building 12	12	✓	✓	✖	✓	✖	✖			✖	✓	✖		
	Building 48	19	✖	✖	✓	✓	✖	✖			✓	✓	✖		
21 ถึง 30 ชั้น	Building 01	21	✖	✖	✖	✖	✖	✖			✖	✖	✖		
	Building 03	25	✓	✓	✖	✖	✖	✖			✓	✓	✖		
	Building 04	21	✖	✖	✓	✓	✖	✖			✓	✓	✖		
	Building 17	30	✖	✖	✓	✓	✖	✖			✓	✓	✖		
	Building 21	30	✖	✖	✓	✓	✖	✓			✓	✓	✖		
	Building 22	25	✖	✖	✓	✓	✓	✖			✓	✓	✖		
	Building 24	30	✖	✖	✓	✓	✖	✓			✓	✓	✓		
	Building 25	28	✓	✓	✓	✓	✖	✖			✓	✓	✖		
	Building 26	25	✖	✖	✖	✖	✖	✖			✖	✖	✖		
	Building 33	21	✓	✓	✖	✖	✓	✖			✖	✓	✖		
	Building 41	30	✖	✖	✓	✓	✖	✖			✓	✓	✖		
	Building 44	25	✖	✖	✓	✖	✖	✖			✖	✓	✖		
	Building 46	27	✖	✖	✓	✓	✖	✖			✓	✓	✖		
	Building 49	25	✖	✖	✖	✖	✖	✖			✖	✖	✖		
	Building 52	25	✖	✖	✖	✖	✖	✖			✓	✓	✖		
	Building 60	21	✖	✖	✖	✖	✖	✖			✖	✓	✖		
Building 61	30	✖	✖	✓	✖	✖	✓			✖	✓	✖			
31 ถึง 40 ชั้น	Building 05	32	✖	✖	✖	✖	✖	✖			✓	✓	✖		
	Building 06	37	✖	✖	✓	✓	✖	✖			✓	✓	✓		
	Building 07	37	✖	✖	✖	✖	✖	✖			✖	✓	✖		
	Building 11	35	✖	✖	✓	✓	✖	✖			✓	✓	✖		
	Building 13	40	✖	✖	✓	✖	✖	✓			✓	✓	✖		
	Building 20	38	✖	✖	✖	✖	✖	✖			✓	✓	✖		
	Building 27	34	✖	✖	✖	✖	✖	✖			✓	✓	✖		
	Building 30	34	✖	✖	✓	✖	✖	✓			✓	✓	✖		

	Building 31	33	✗	✗	✗	✓	✓	✗			✓	✓	✓		
	Building 32	34	✗	✗	✗	✗	✗	✗			✓	✓	✗		
	Building 34	36	✗	✗	✗	✗	✗	✗			✓	✓	✗		
	Building 36	36	✗	✗	✓	✓	✗	✗			✓	✓	✗		
	Building 37	34	✗	✗	✓	✓	✗	✗			✓	✓	✗		
	Building 39	34	✗	✗	✗	✗	✗	✗			✗	✗	✗		
	Building 40	36	✓	✓	✓	✓	✗	✗			✗	✓	✗		
	Building 43	34	✗	✗	✗	✗	✗	✗			✗	✗	✗		
	Building 45	36	✗	✗	✓	✓	✗	✗			✓	✓	✗		
	Building 47	31	✗	✗	✗	✗	✓	✗			✓	✓	✗		
	Building 50	33	✗	✗	✓	✗	✗	✗			✓	✓	✗		
	Building 35	34	✗	✗	✗	✗	✗	✗			✓	✓	✗		
	Building 51	33	✗	✗	✗	✗	✗	✗			✗	✗	✗		
> 40 ชั้น	Building 14	42	✗	✗	✓	✗	✗	✓			✓	✓	✗		
	Building 18	60	✗	✗	✓	✗	✗	✗			✗	✓	✗		
	Building 19	43	✗	✗	✗	✗	✗	✗			✓	✓	✗		
	Building 23	43	✗	✗	✗	✓	✗	✗			✓	✓	✗		
	Building 28	55	✗	✗	✓	✗	✓	✗			✗	✓	✓		
	Building 29	42	✗	✗	✓	✓	✗	✗			✓	✓	✗		
	Building 38	42	✗	✗	✓	✓	✗	✗			✓	✓	✗		

หมายเหตุ : ✗ หมายถึง ไม่มีความไม่สม่ำเสมอ

✓ หมายถึง มีความไม่สม่ำเสมอ

ช่องที่เว้นไว้ยังไม่ทราบชัดเนื่องจากต้องคำนวณวิเคราะห์อย่างละเอียด

ตารางที่ 3.9 จำนวนอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบแบบต่างๆ

ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวระนาบ	จำนวน
1ก	6
1ข	6
2	27
3	22
4	4
5	6

ตารางที่ 3.10 จำนวนอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอในแนวตั้งแบบต่างๆ

ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงในแนวตั้ง	จำนวน
1ก	ต้องคำนวณวิเคราะห์ห้อย่างละเอียด
1ข	ต้องคำนวณวิเคราะห์ห้อย่างละเอียด
2	33
3	43
4	3
5ก	ต้องคำนวณวิเคราะห์ห้อย่างละเอียด
5ข	ต้องคำนวณวิเคราะห์ห้อย่างละเอียด

ตารางที่ 3.11 จำนวนอาคารที่มีรูปทรงที่สม่ำเสมอ

อาคารที่มีรูปทรงสม่ำเสมอ	จำนวน
< 20 ชั้น	0
21 - 30 ชั้น	2
31 - 40 ชั้น	3
> 40 ชั้น	0

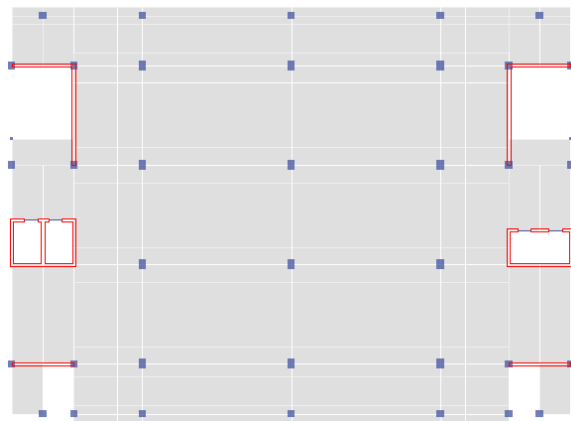
3.1.3 อาคารที่ถูกเลือกมาเป็นกรณีศึกษา

จากข้อมูลของอาคารตัวอย่างทั้งหมดดังที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 3.1.1 และ 3.1.2 ได้ทำการคัดเลือกอาคารจำนวน 4 อาคารที่มีลักษณะที่แตกต่างกันมาเป็นกรณีศึกษา ได้แก่ อาคารที่มีความสูงไม่มากนัก

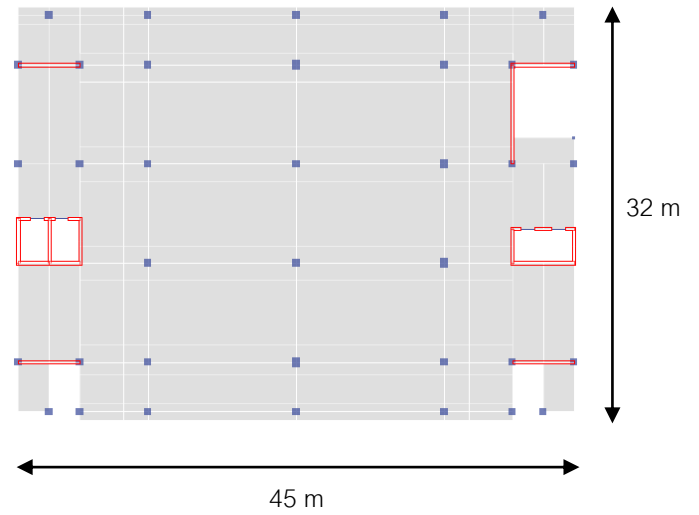
จำนวน 2 อาคาร (15 ชั้นและ 20 ชั้น), อาคารที่มีความสูงปานกลาง (31 ชั้น) และอาคารที่มีความสูงมาก (39 ชั้น) โดยแปลนพื้นและแบบจำลองอาคารจะแสดงดังรูปที่ 3.3 ถึง 3.6 ข้อมูลและลักษณะของอาคารดังกล่าวจะแสดงในตารางที่ 3.12

ตารางที่ 3.12 ข้อมูลของอาคารที่นำมาใช้เป็นกรณีศึกษา

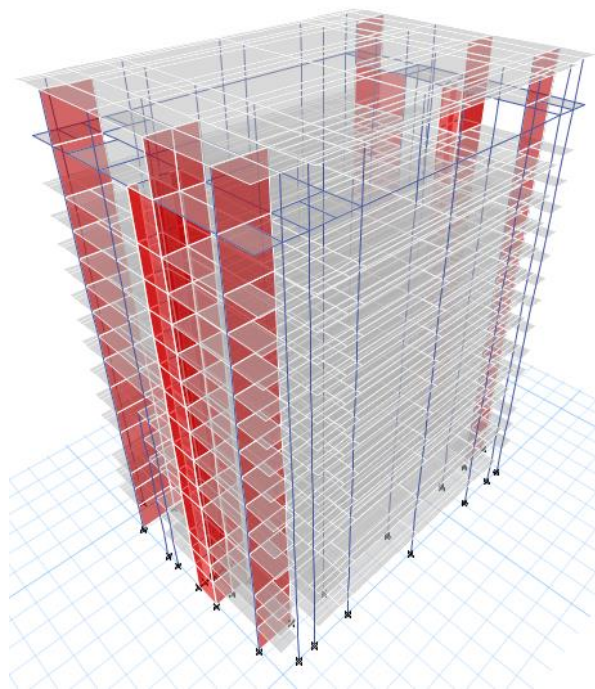
รหัสอาคาร	BL01	BL02	BL03	BL04
จำนวนชั้น	15	20	31	39
คาบการสั่นโหมดที่ 1 ในทิศทาง X (วินาที)	2.76	1.38	4.29	4.63
คาบการสั่นโหมดที่ 1 ในทิศทาง Y (วินาที)	2.24	1.58	2.86	4.84
ความสูงรวมของอาคาร (เมตร)	55.4	54.5	89.95	123.55
ความสูงของชั้น Podium (เมตร)	-	10.05	15.3	23.55
ความสูงของชั้นโดยทั่วไป (เมตร)	3.2	2.75	2.85	3.2
ความยาวช่วงโดยทั่วไปในทิศทาง X (เมตร)	12	6.4	5.8	8.4
ความยาวช่วงโดยทั่วไปในทิศทาง Y (เมตร)	8	6	8.8	8.4
พื้นที่อาคารส่วน Tower (ตร.ม.)	1440	1524	1652	624
พื้นที่อาคารส่วน Podium (ตร.ม.)	-	2721	3688	1504
ความหนากำแพง (เมตร)	0.25	0.2	0.3	0.35
พื้นที่หน้าต่างกำแพง / พื้นที่รวมของชั้น	0.012	0.022	0.012	0.015
ขนาดเสาใหญ่สุด (เมตร x เมตร)	1.2x0.6	-	1.8x0.5	1.8x0.8
พื้นที่หน้าต่างเสา / พื้นที่รวมของชั้น	0.012	-	0.013	0.013
ระบบพื้น	Post-Tensioned Flat Slab with Band Beam	Post-Tensioned Flat Slab	Post-Tensioned Flat Slab	Post-Tensioned Flat Slab
ระบบต้านทานแรงด้านข้าง	Ordinary RC Shear Wall	Ordinary RC Shear Wall	Ordinary RC Shear Wall	Ordinary RC Shear Wall
รูปทรงของอาคาร	Rectangular	L Shape	Long Rectangular	Rectangular
ความไม่สม่ำเสมอของอาคาร	✓	✓	✓	✓
การใช้งานอาคาร	มหาวิทยาลัย	อาคารพักอาศัย	ผสม	ผสม



a) แปลนพื้นที่ 1 ถึง 6

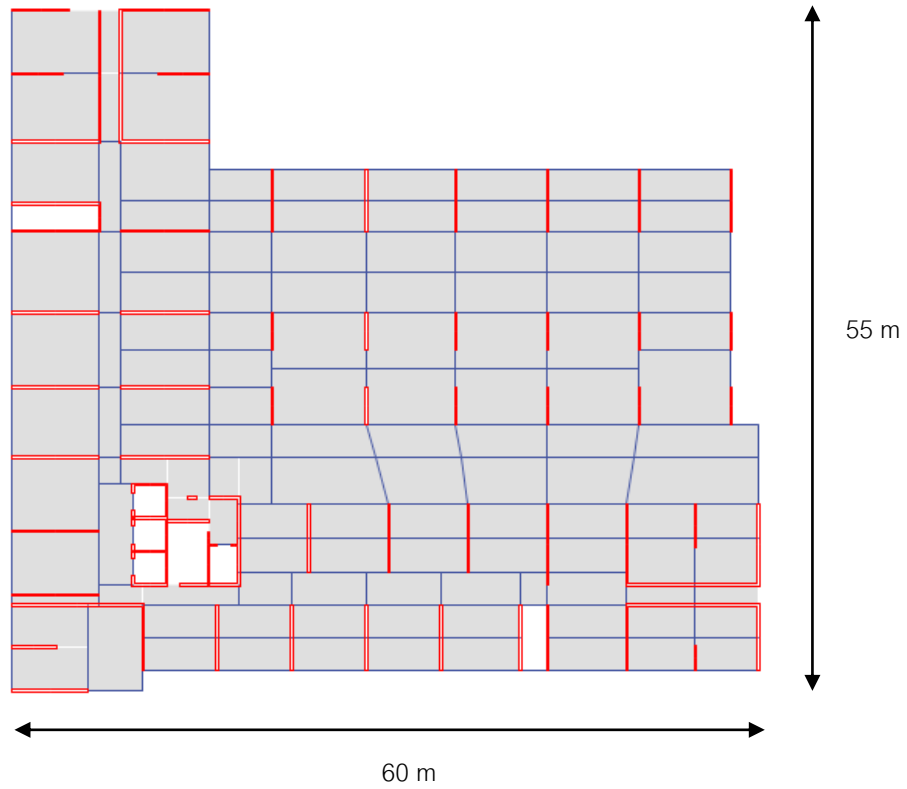


b) แปลนพื้นที่ 7 ถึง 15

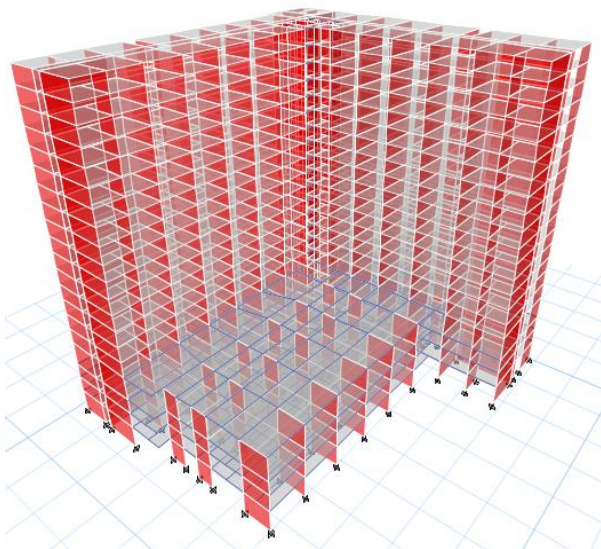


c) แบบจำลอง 3 มิติของอาคาร

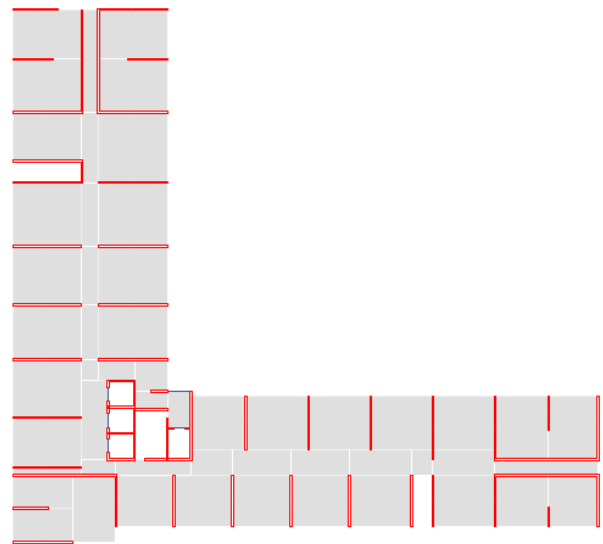
รูปที่ 3.3 แปลนโครงสร้างของอาคารสูง 15 ชั้น (BL01)



a) แปลนพื้นที่ 1 ถึง 3

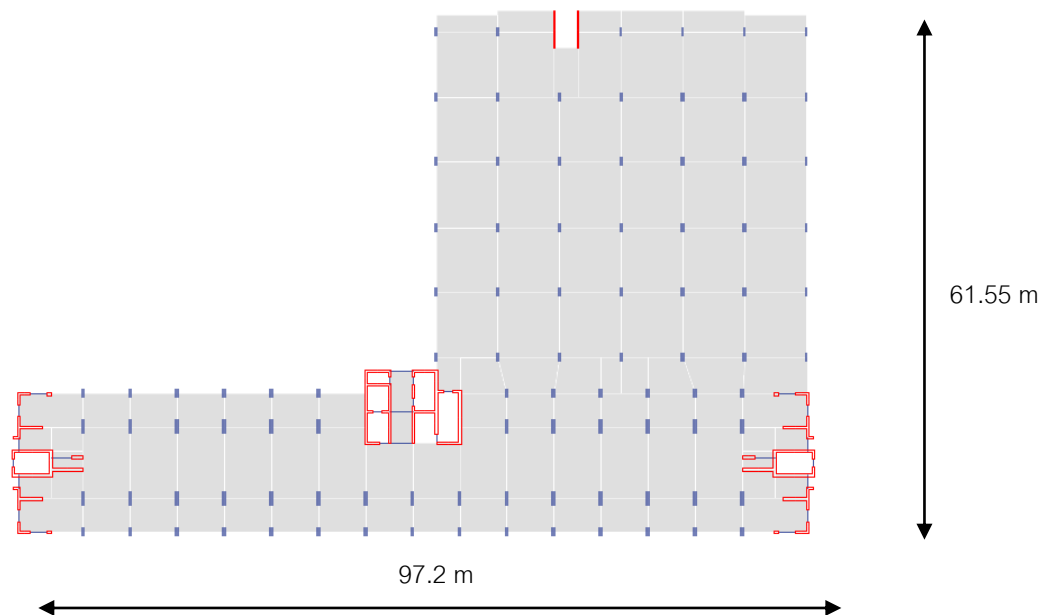


b) แบบจำลอง 3 มิติของอาคาร

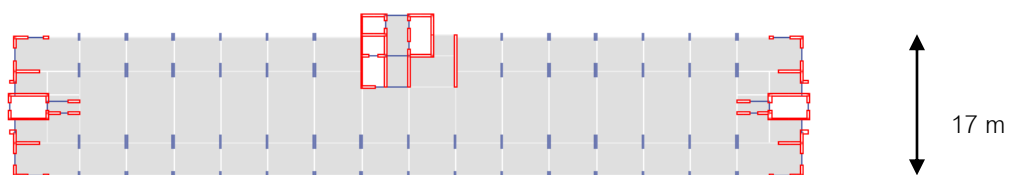


c) แปลนพื้นที่ 4 ถึง 20

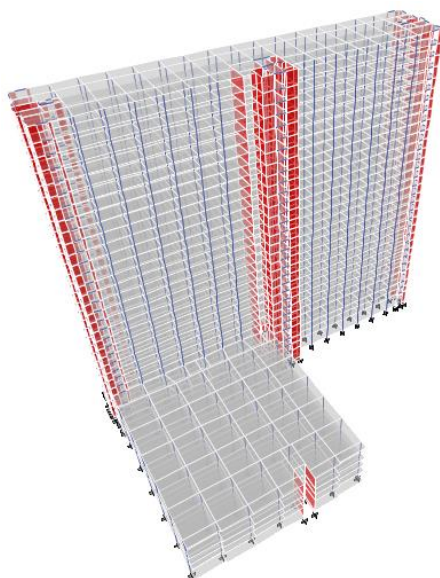
รูปที่ 3.4 แปลนโครงสร้างของอาคารสูง 20 ชั้น (BL02)



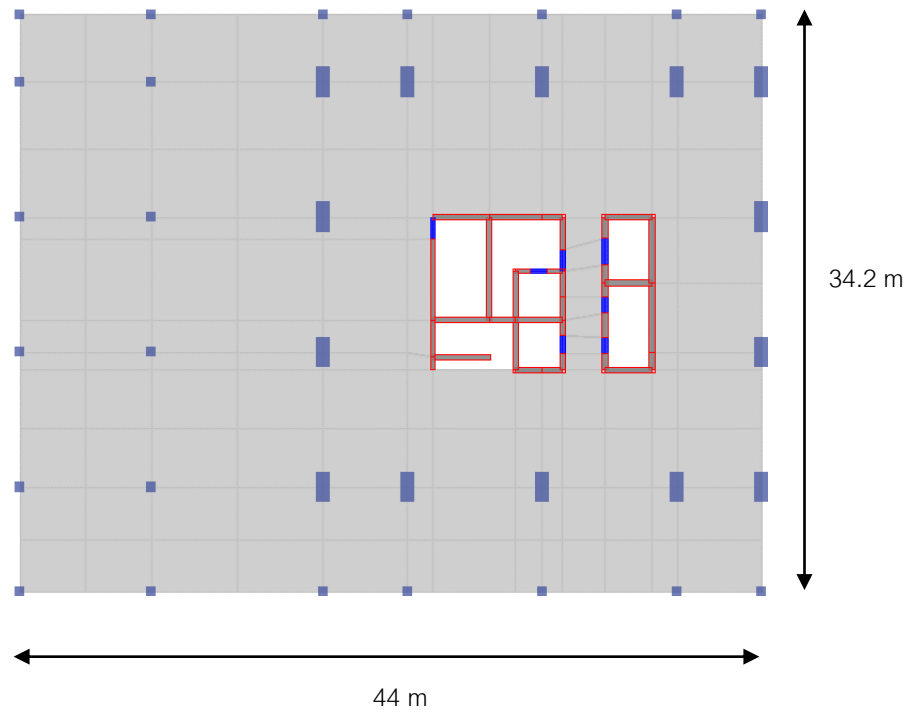
a) แปลนพื้นที่ 1 ถึง 5



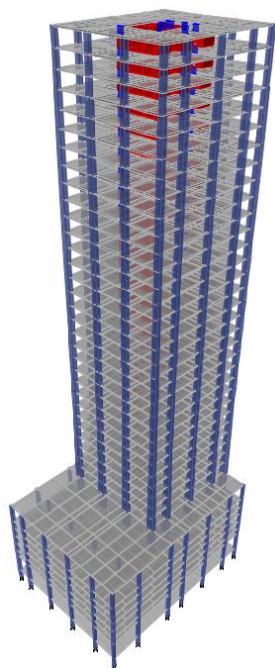
b) แปลนพื้นที่ 6 ถึง 31



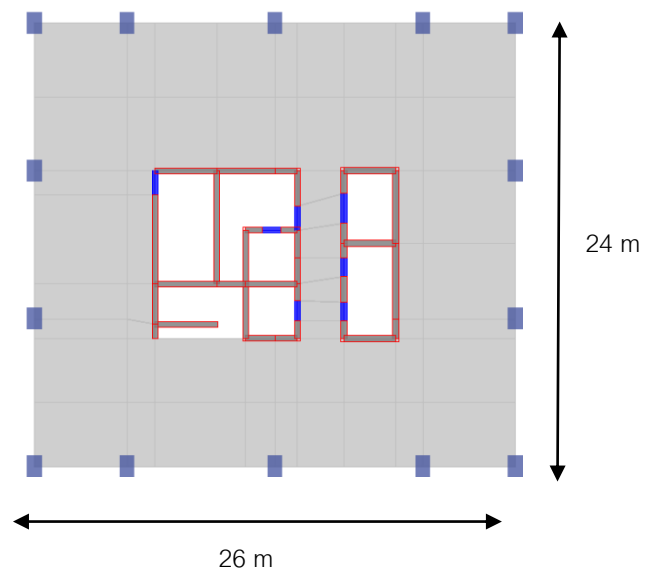
c) แบบจำลอง 3 มิติของอาคาร
รูปที่ 3.5 แปลนโครงสร้างของอาคารสูง 31 ชั้น (BL03)



a) แผนพื้นที่ชั้น 1 ถึง 7



b) แบบจำลอง 3 มิติของอาคาร



c) แผนพื้นที่ชั้น 8 ถึง 39

รูปที่ 3.6 แผนโครงสร้างของอาคารสูง 39 ชั้น (BL04)

3.2 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างอาคาร

3.2.1 แบบจำลองเชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร

แบบจำลอง 3 มิติของอาคาร จะถูกจำลองและวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ETABS เวอร์ชัน 15 (CSI, 2015) โดยใช้ค่าสติฟเนสประสิทธิภาพ (effective stiffness) ของหน้าตัดที่แตกร้าวของชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก อ้างอิงตามมาตรฐาน มยผ.1302 และ ACI318-11 ดังแสดงในตารางที่ 3.13 และชิ้นส่วนโครงสร้างอาคารต่างๆจะถูกจำลองสติฟเนสดังต่อไปนี้

- โครงสร้างกำแพง จำลองด้วยชิ้นส่วนแบบ shell element
- โครงสร้างเสา จำลองด้วยชิ้นส่วนแบบ frame element
- โครงสร้างคาน จำลองด้วยชิ้นส่วนแบบ frame element
- โครงสร้างพื้น จำลองด้วยชิ้นส่วนแบบ shell element

ตารางที่ 3.13 สติฟเนสประสิทธิภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างของแบบจำลองเชิงเส้น

ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สติฟเนสประสิทธิภาพ	
	แรงดัด	แรงเฉือน
กำแพง	$0.70 EI_g$	$1.0 GA_g$
เสา	$0.70 EI_g$	$1.0 GA_g$
คาน	$0.35 EI_g$	$1.0 GA_g$
พื้น	$0.25 EI_g$	$1.0 GA_g$

ตารางที่ 3.14 สติฟเนสประสิทธิภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างของแบบจำลองไม่เชิงเส้น

ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สติฟเนสประสิทธิภาพ	
	แรงดัด	แรงเฉือน
กำแพงรับแรงเฉือน	Fiber section	$1.0 GA_g$
เสา (ส่วนยึดหยุนเชิงเส้น)	$0.70 EI_g$	$1.0 GA_g$
คาน (ส่วนยึดหยุนเชิงเส้น)	$0.35 EI_g$	$1.0 GA_g$
พื้น	$0.25 EI_g$	$1.0 GA_g$

3.2.2 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร

แบบจำลอง 3 มิติแบบไม่เชิงเส้นของอาคาร จะถูกจำลองและวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรม PERFORM-3D (CSI, 2011) โดยกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กจะถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนแบบไฟเบอร์ไม่ยึดหยุน

(inelastic fiber shear wall elements) ดังรูปที่ 3.6 เพื่อจำลองพฤติกรรมการรับแรงอัดตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดของคอนกรีตและเหล็กเสริมในกำแพง สติฟเนสในแนวระนาบจะถูกจำลองด้วยพฤติกรรมการรับแรงเฉือนแบบยืดหยุ่น ส่วนพฤติกรรมนอกแนวระนาบของกำแพง จะใช้สมมติฐานให้มีพฤติกรรมเป็นแบบเชิงเส้น โดยกำหนดให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ $E_c/4$ เพื่อจำลองสติฟเนสที่ลดลงเนื่องจากคอนกรีตมีการแตกร้าว

แบบจำลองไม่เชิงเส้นแบบไฟเบอร์ไม่ยืดหยุ่นของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก จะถูกจำลองตลอดความสูงของอาคาร เนื่องจากการครากของเหล็กเสริมในกำแพงสามารถเกิดขึ้นที่ตำแหน่งใดๆ ในอาคารจากผลของแรงในโหนดที่สูงขึ้น โดยในแต่ละหน้าตัดของกำแพงจะประกอบไปด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์คอนกรีตและเหล็กอย่างละ 8 ชิ้นส่วน ซึ่งชิ้นส่วนแบบไฟเบอร์ของคอนกรีตจะสมมติให้มีพฤติกรรมรับแรงอัดแบบไม่ถูกโอบรัด (unconfined concrete) และชิ้นส่วนไฟเบอร์ของเหล็กจะถูกกระจายอย่างสม่ำเสมอในหน้าตัดกำแพง

สำหรับคุณสมบัติของคอนกรีตซึ่งถูกเสนอโดย Mander และคณะ (1988) จะถูกจำลองให้อยู่ในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (stress-strain relationship) ในรูปแบบเส้นตรงสามเส้น (tri-linear relationship) ในโปรแกรม PERFORM-3D ดังรูปที่ 3.12 และพฤติกรรมการรับแรงอัดแบบวัฏจักรของแบบจำลองคอนกรีต จะถูกกำหนดให้ค่าสติฟเนสมีค่าเท่ากับสติฟเนสแบบยืดหยุ่นตั้งต้นในช่วงที่ไม่มีแรงกระทำ และสติฟเนสจะปรับเปลี่ยนไปเมื่อมีแรงมากระทำ โดยสติฟเนสจะลดลงในขณะที่ความเครียดแบบพลาสติกจะมีค่าเพิ่มขึ้น ส่วนแบบจำลองไฟเบอร์ของเหล็กเสริม จะจำลองด้วยแบบจำลองแบบ elasto-plastic hysteretic model สำหรับเหล็กเสริมประเภท non-degrading type ที่มีค่าความเครียดสูงสุดของเหล็กเสริมก่อนการลดยกกำลังเท่ากับ 0.12 (=60% ของมาตรฐานอุตสาหกรรม แนะนำโดย Priestley และคณะ, 2007) โดยกำลังรับแรงอัดสูงสุดที่คาดหวังสำหรับคอนกรีตจะมีค่าเท่ากับ 1.25 เท่าของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต ส่วนกำลังที่จุดครากที่คาดหวังสำหรับเหล็กเสริมจะมีค่าเท่ากับ 1.25 เท่าของกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริม (สถาบันวิจัยและให้คำปรึกษาแห่งมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, 2552) กำลังที่คาดหวังของวัสดุ (expected strength) มีค่าสูงกว่าค่าที่กำหนดโดยผู้ออกแบบ (nominal strength) เนื่องจากในการก่อสร้างจริงจะต้องมีการเผื่อความไม่แน่นอนของกำลังวัสดุจริงจึงทำให้ค่าโดยเฉลี่ยของกำลังวัสดุจริงมักจะมีความสูงกว่าที่ผู้ออกแบบกำหนดไว้ อัตราส่วนของค่าทั้งสอง เรียกว่าอัตราส่วนกำลังส่วนเกินของวัสดุ (material over-strength factor)

โครงสร้างเสาจะจำลองด้วยชิ้นส่วนแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นร่วมกับจุดหมุนพลาสติกไม่เชิงเส้นที่บริเวณปลายของชิ้นส่วนโครงสร้าง ดังรูปที่ 3.9 โดยสติฟเนสประสิทธิภาพของโมเมนต์ดัดจะมีค่าเท่ากับ 0.7 เท่าของสติฟเนสทั้งหมด สำหรับส่วนที่เป็นชิ้นส่วนแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น และบริเวณจุดหมุนพลาสติกจะจำลองพฤติกรรมด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์แบบไม่ยืดหยุ่นเช่นเดียวกับโครงสร้างกำแพง โดยจะสมมติให้บริเวณจุดหมุนพลาสติกมีความยาวเท่ากับ 0.5 เท่าของด้านที่สั้นที่สุดของเสา

โครงสร้างคานจะจำลองด้วยชิ้นส่วนแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นร่วมกับจุดหมุนแบบพลาสติกที่ปลายของชิ้นส่วนโครงสร้างทั้ง 2 ข้าง (ดังรูปที่ 3.10) โดยค่าตัวแปรต่างๆจะอ้างอิงจากมาตรฐาน ASCE 41-06 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และค่าการหมุนที่จุดหมุนจะจำลองในรูปแบบเส้นตรงสามเส้น ดังรูปที่ 3.11 ค่า

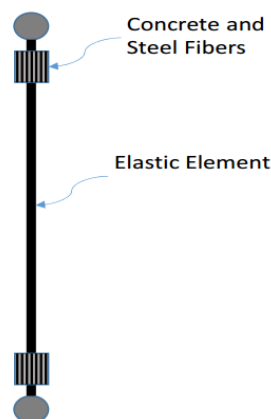
สติฟเนสประสิทธิภาพของโมเมนต์ดัดที่ใช้มีค่าเท่ากับ 0.35 เท่าของสติฟเนสทั้งหมด สำหรับชิ้นส่วนที่เป็นชิ้นส่วนแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น การจำลองพฤติกรรมการเสื่อมถอยแบบวัฏจักร (cyclic degradations) ของคานจะอ้างอิงตัวแปรต่างๆ จาก Naish และคณะ (2013) และการจำลองคานที่เชื่อมต่อระหว่างกำแพงรับแรงเฉือนจะจำลองการฝ่งยึดด้วยชิ้นส่วนคานแบบแข็งเกร็ง เพื่อให้จุดต่อระหว่างคานกับกำแพงรับแรงเฉือนมีพฤติกรรมแบบแข็งเกร็ง

สำหรับโครงสร้างพื้นจะจำลองด้วยแบบจำลองยึดหยุ่นเชิงเส้น โดยใช้ชิ้นส่วนแบบ shell element ที่มีสติฟเนสประสิทธิภาพเท่ากับ 0.25 เท่าของสติฟเนสแบบไม่แตกร้าว

แบบจำลองไม่เชิงเส้นของอาคารจะพิจารณาและจำลองโครงสร้างกำแพงก่ออิฐด้วยท่อนรับแรงอัดเทียบเท่า ดังรูปที่ 3.12 โดยค่าสติฟเนสตามแนวแกน กำลัง และความสามารถในการเสียรูปแบบไม่ยึดหยุ่นของท่อนรับแรงอัดจะพิจารณาโดยอ้างอิงจากมาตรฐาน ASCE 41-06 และพฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักรของคอนกรีตจะจำลองด้วยแบบจำลองไฟเบอร์เช่นเดียวกันกับที่กล่าวมาแล้วข้างต้น โดยค่าสติฟเนสประสิทธิภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างในแบบจำลองไม่เชิงเส้นทั้งหมดจะสรุปได้ดังตารางที่ 3.14



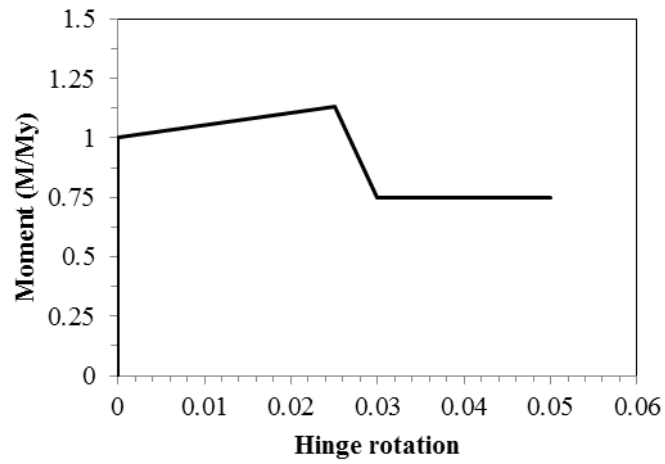
รูปที่ 3.7 แบบจำลองไฟเบอร์ไม่ยึดหยุ่นของหน้าตัดกำแพง



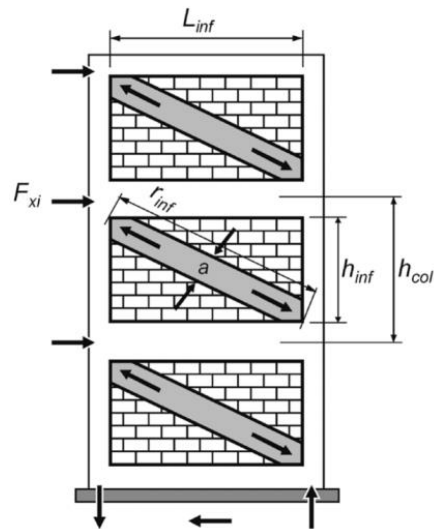
รูปที่ 3.8 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้างเสา



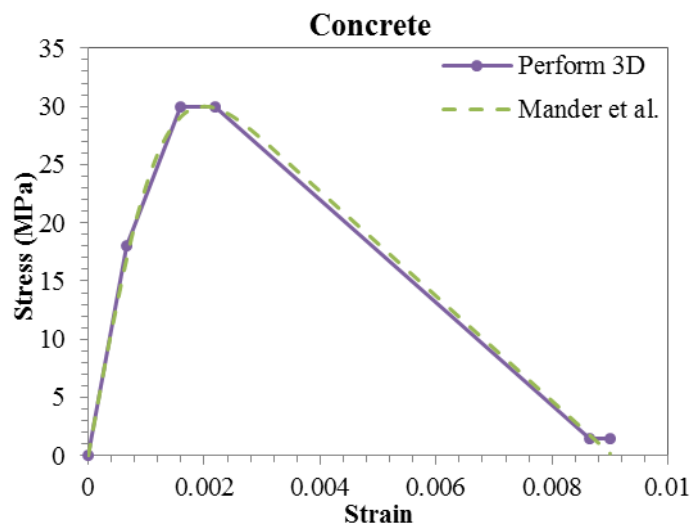
รูปที่ 3.9 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้างคาน



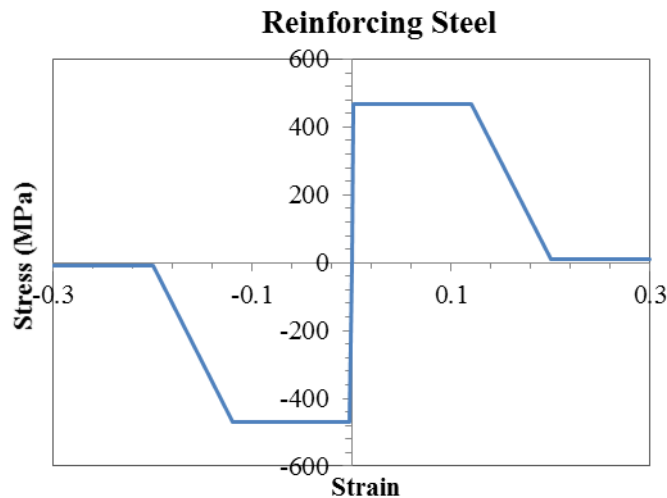
รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าการหมุนที่จุดหมุนแบบเส้นตรงสามเส้น



รูปที่ 3.11 แบบจำลองท่อนรับแรงอัดเทียบเท่าของกำแพงก่ออิฐ



รูปที่ 3.12 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีต



รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม

3.3 การตรวจสอบความสามารถในการต้านทานแรงลมของอาคาร

การตรวจสอบความสามารถในการต้านทานแรงลมของอาคารเป็นการตรวจสอบแบบเบื้องต้นว่าอาคารที่ถูกคัดเลือกมาเป็นกรณีศึกษานั้น ได้ถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแรงลมหรือไม่ โดยแรงลมที่ใช้ในการตรวจสอบอ้างอิงตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร ซึ่งแสดงดังตารางที่ 3.15

กำลังของโครงสร้างอาคารจะคำนวณด้วยวิธี non-linear pushover analysis ซึ่งจากการวิเคราะห์โครงสร้างจะได้เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคาร โดยกำลังรับแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับแรงลมที่กระทำจะแสดงในรูปที่ 3.14 ถึง 3.17 (เทียบกับน้ำหนักของอาคาร W) ก่อนให้แรงต้านข้าง มีการให้น้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง $DL+0.25LL$ ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวพบว่าอาคารตัวอย่างที่เลือกมาเป็นกรณีศึกษา มีความสามารถต้านทานแรงลมได้เพียงพอ โดยที่ค่า V_{wind} หมายถึงแรงเฉือนที่ฐานอาคารเนื่องจากแรงลมที่ใช้ในการออกแบบ (design wind load at working load) คำนวณตามการกระจายแรงตามระดับความสูงต่างๆ ดังตารางที่ 3.15 ซึ่งเมื่อคูณด้วย 1.6 จะเป็นค่าประมาณของ ultimate load ซึ่งรูปที่ 3.14 ถึง 3.17 แสดงกราฟ pushover curve ซึ่งจะเห็นว่ากำลังต้านทานแรงต้านข้าง

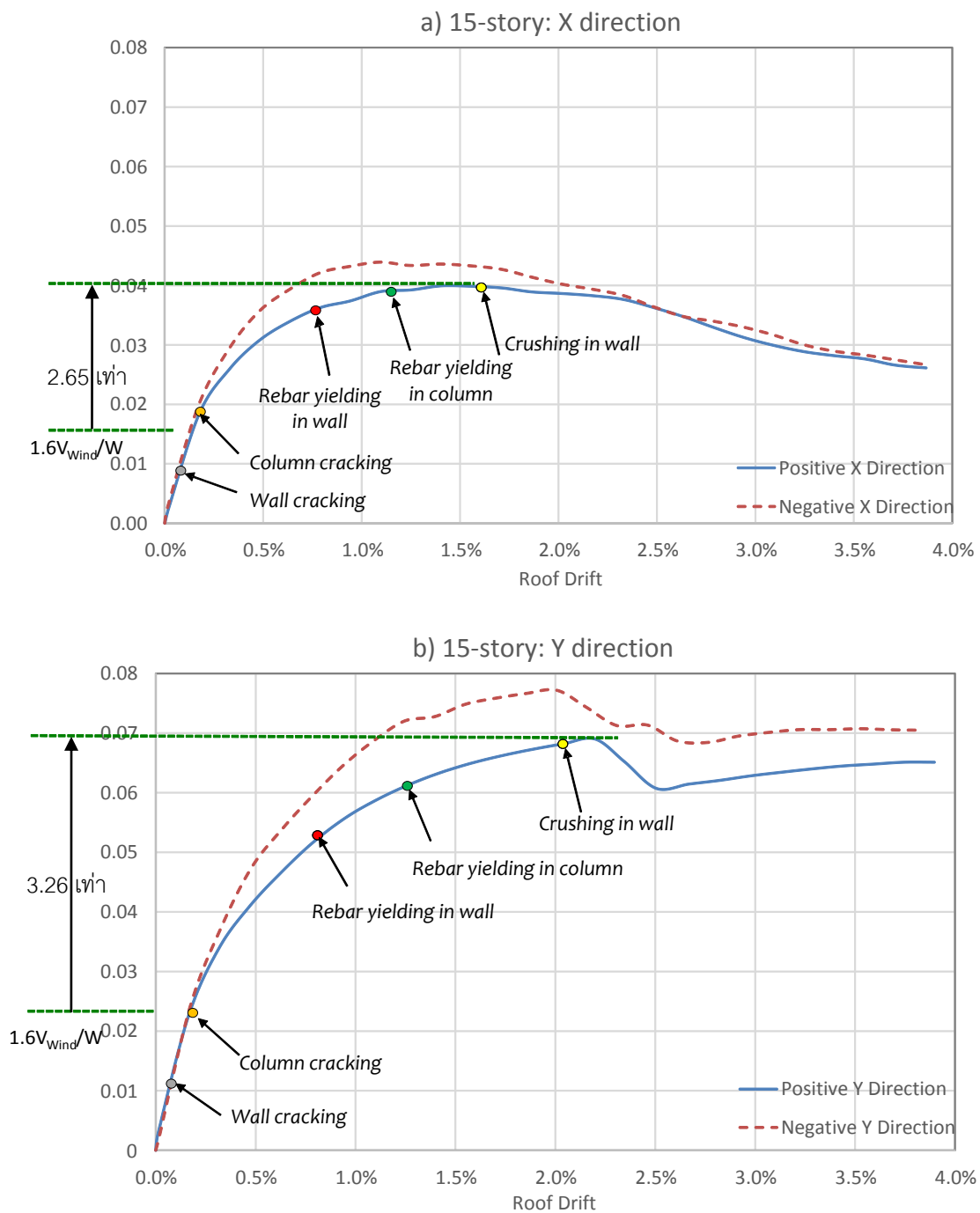
ที่จุดสูงสุดมีค่ามากกว่าแรงลมแบบประลัย (ultimate wind load) ทั้งสี่ทิศทางในแนวราบ ทั้งแกน X และ Y และทิศทางไปและกลับ ดังนั้นอาคารที่ใช้ในการศึกษามีกำลังต้านทานแรงลมได้ตามกฎหมายของไทย

ทั้งนี้สังเกตได้ว่ากำลังต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างอาจจะมากกว่าแรงลมที่ต้องต้านทานหลายเท่าอาคาร 15 และ 20 ชั้น (รูปที่ 3.14 และ 3.15) ส่วนอาคาร 31 ชั้น และ 39 ชั้นมีบางทิศทางที่มีกำลังต้านทานแรงด้านข้างมากกว่าแรงลมที่ต้องต้านทานไม่มากนักเนื่องจากอาคารสูงได้รับผลกระทบจากแรงลมมากเนื่องจากลมที่ระดับสูงมีความดันสูงกว่าที่ระดับต่ำและพื้นที่รับลมมากกว่าอาคารเตี้ย รวมถึงรูปร่างอาคารแบบสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีพื้นที่รับลมบนผนังด้านยาวมากกว่าบนผนังด้านสั้น เช่นแรงในแนวแกน Y ของอาคาร 31 ชั้น (รูปที่ 3.16) และจำนวนกำแพงคอนกรีตสำหรับรับแรงด้านข้างในบางทิศทางเช่นการรับแรงในแนวแกน X ของอาคาร 39 ชั้นน้อยกว่าอีกทิศทางที่ตั้งฉากกัน (รูปที่ 3.17)

ตารางที่ 3.15 แรงลมที่ใช้ในการออกแบบตาม ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมอาคาร พ.ศ.2544

ความสูง (m)	แรงลมสำหรับออกแบบ (kgf/m ²)
H>80	200
40<H<80	160
20<H<40	120
10<H<20	80
H<10	50

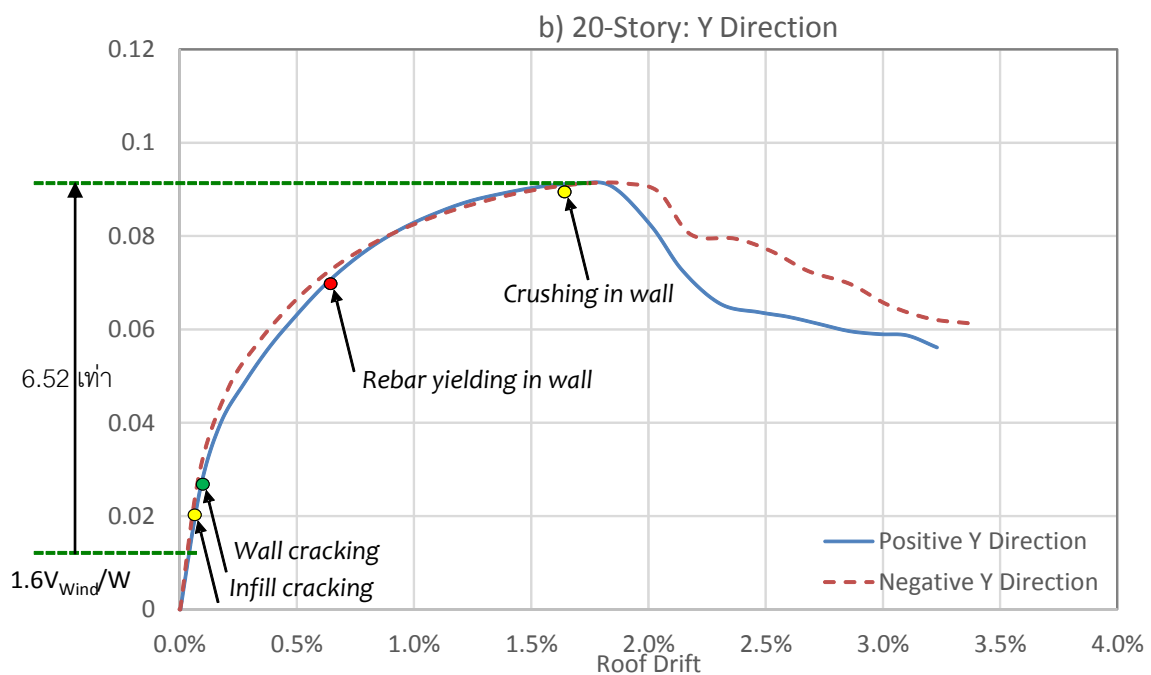
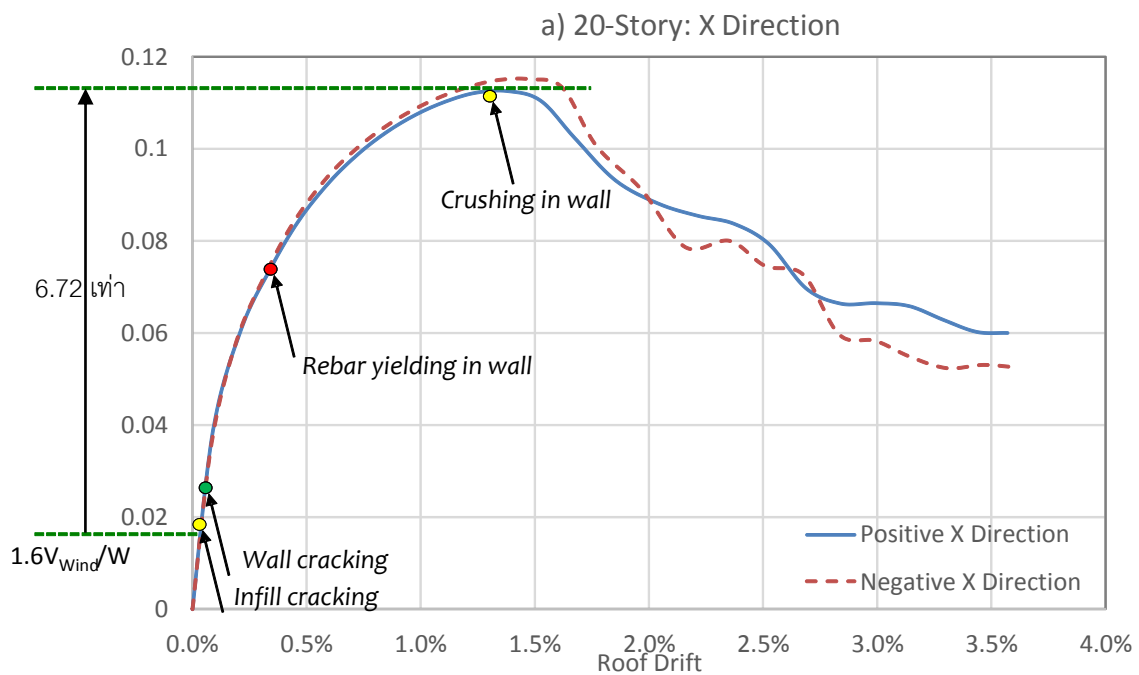
อาคารสูง 15 ชั้น (BL01)



รูปที่ 3.14 Base shear strength normalized by weight ของอาคาร 15 ชั้น

(a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y

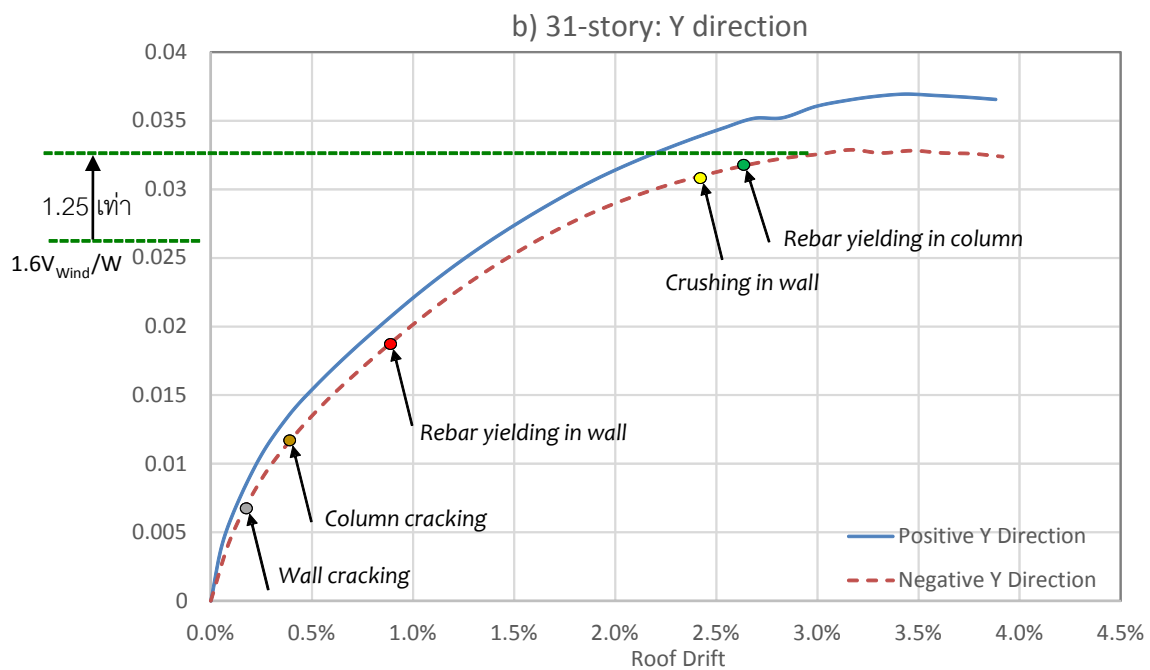
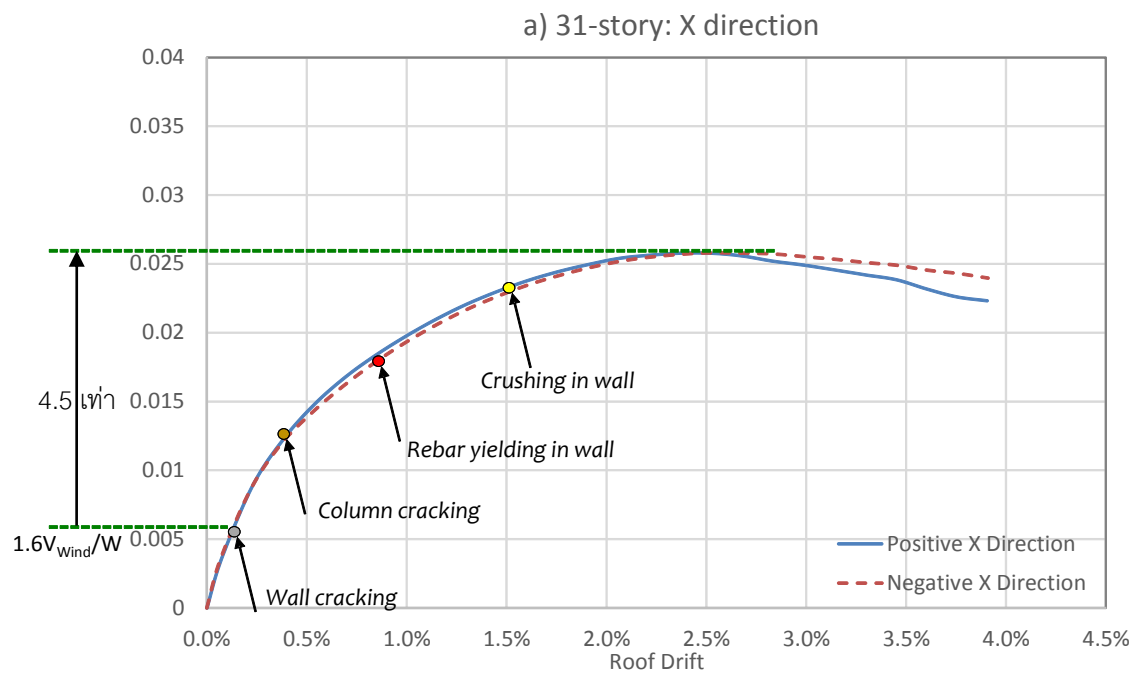
อาคารสูง 20 ชั้น (BL02)



รูปที่ 3.15 Base shear strength normalized by weight ของอาคาร 20 ชั้น

(a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y

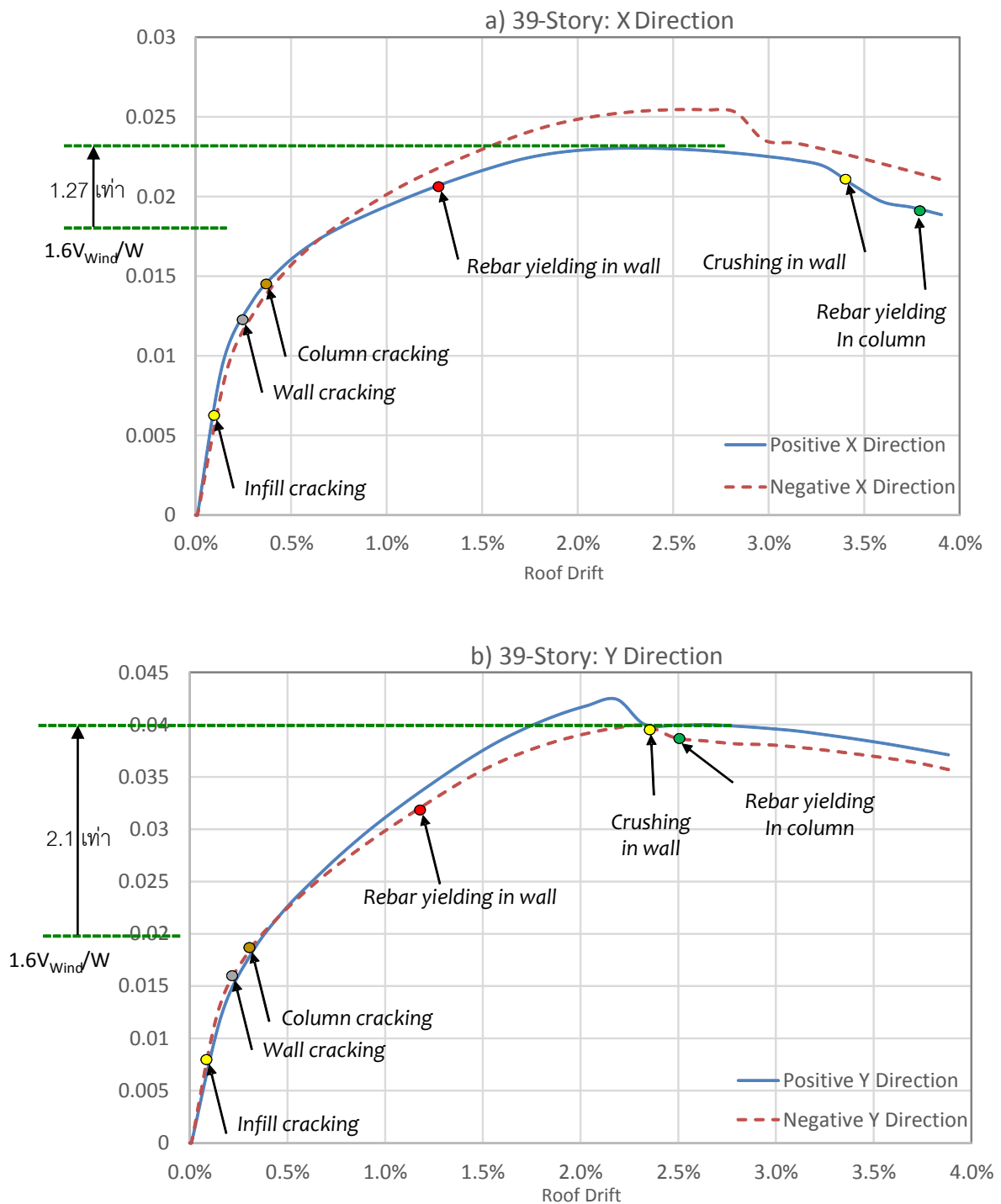
อาคารสูง 31 ชั้น (BL03)



รูปที่ 3.16 Base shear strength normalized by weight ของอาคาร 31 ชั้น

(a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y

อาคารสูง 39 ชั้น (BL04)



รูปที่ 3.17 Base shear strength normalized by weight ของอาคาร 39 ชั้น

(a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y

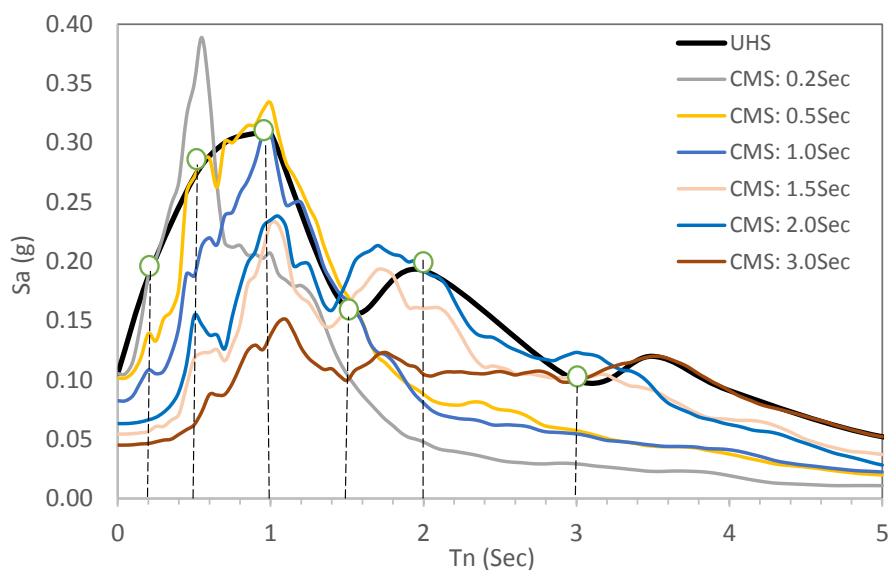
3.4 ความเร่งพื้นดินสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA และ NLRHA

ค่าความเร่งพื้นดินของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum Considered Earthquake, MCE) จะมีความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับที่พิจารณาเท่ากับร้อยละ 2 ในช่วงเวลา 50 ปี ซึ่งสอดคล้องกับแผ่นดินไหวที่มีคาบการเกิดซ้ำในรอบ 2475 ปี

จากการศึกษาในบทที่ 2 ภัยแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างที่มีคาบการสั่นธรรมชาติต่าง ๆ กัน จะมาจากลักษณะเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาดและระยะทางต่างกัน จึงต้องมีการสร้างสเปกตรัมความเร่ง (conditional mean spectrum, CMS) สำหรับพิจารณาการตอบสนองของโครงสร้างที่มีคาบธรรมชาติต่างๆ เรียกว่า คาบเงื่อนไข (conditioned period) ซึ่งได้มีการเตรียมข้อมูลไว้ที่ 6 คาบการสั่นเงื่อนไข ได้แก่ 0.2, 0.5, 1, 1.5, 2 และ 3 วินาที สเปกตรัม CMS สำหรับคาบเงื่อนไขต่างๆ ล้วนมีระดับความน่าจะเป็นเท่ากับร้อยละ 2 ในช่วงเวลา 50 ปี ต่างกันที่คาบการสั่นที่สนใจ ซึ่งเป็นตัวกำหนดเงื่อนไขของแต่ละ CMS จึงเรียกว่า คาบเงื่อนไข (conditioned period)

เนื่องจากพื้นที่กรุงเทพมหานครและปริมณฑลตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อน คลื่นแผ่นดินไหวที่คาดว่าจะเกิดขึ้นที่ผิวดินบริเวณดังกล่าวจึงจำเป็นต้องคำนึงถึงการขยายความรุนแรงขณะที่คลื่นแผ่นดินไหวเดินทางผ่านชั้นดินอ่อน โดย รศ.ดร.นคร ภู่วโรดม (2016) ได้ศึกษาลักษณะของชั้นดินอ่อนและจำลองการขยายความรุนแรงดังกล่าวด้วยโปรแกรม SHAKE2000 (Ordonez, 2012) ภายใต้การสนับสนุนจากสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) รศ.ดร.นคร ได้ใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกคัดเลือกให้สอดคล้องกับสถานการณ์แผ่นดินไหวที่คาดว่าจะเกิดขึ้นในแต่ละกรณีของคาบที่สนใจ ตามที่ได้ศึกษาและคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวในบทที่ 2 โดย ดร.ธีรพันธ์ โดยพิจารณา 6 คลื่น ที่แต่ละ conditioned period 6 ค่าคาบ ซึ่งผลการจำลองการขยายความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวผ่านชั้นดินอ่อนทำให้ได้คลื่นผิวดิน ซึ่งแสดงค่าเฉลี่ยของ 6 คลื่น สำหรับแต่ละคาบทั้ง 6 คาบได้ดังรูปที่ 3.18 สำหรับกรณีอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 5%

ค่าความเร่งสเปกตรัมที่คาบตรงกับ conditioned period ที่สนใจทั้ง 6 จุด ถือว่ามีความน่าจะเป็นเท่ากันคือร้อยละ 2 ในช่วงเวลา 50 ปี เส้นสเปกตรัมที่ได้จากการลากเส้นเชื่อมโยงทั้ง 6 จุดจึงมีความน่าจะเป็นคงที่ เรียกว่า uniform hazard spectrum (UHS) ซึ่งเป็นเส้นกรอบนอก (envelop curve) ที่จะนำไปกำหนดเป็นสเปกตรัมความเร่งเพื่อการออกแบบอาคารในมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง มยพ.1302 ต่อไป ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA ที่จะแสดงในหัวข้อถัดไป จะใช้ความเร่งสเปกตรัมจาก UHS ในการคำนวณ ส่วนการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีประวัติเวลา NLRHA จะให้คลื่นผิวดิน 6 คลื่น ซึ่งต่อไปจะเรียกว่า คลื่น CMS สำหรับแต่ละค่าคาบธรรมชาติของการสั่นไหวที่พิจารณา (conditioned period)



รูปที่ 3.18 ความเร่ง UHS และ CMS สำหรับดินอ่อนที่มีอัตราส่วนความหน่วง 5%

ค่าอัตราส่วนความหน่วง (damping ratio) ของอาคารที่ใช้ในการศึกษานี้หัวข้อ 3.5 ถึง 3.9 จะอ้างอิงตาม PEER/ATC-72-1 (2010) ซึ่งแนะนำการวิเคราะห์และสร้างแบบจำลองโครงสร้างและมีสมการดังต่อไปนี้

$$\zeta = \alpha / 30 \quad (\text{for } N < 30) \quad (3.1)$$

$$\zeta = \alpha / N \quad (\text{for } N > 30)$$

โดยที่ N คือ จำนวนชั้นของอาคาร

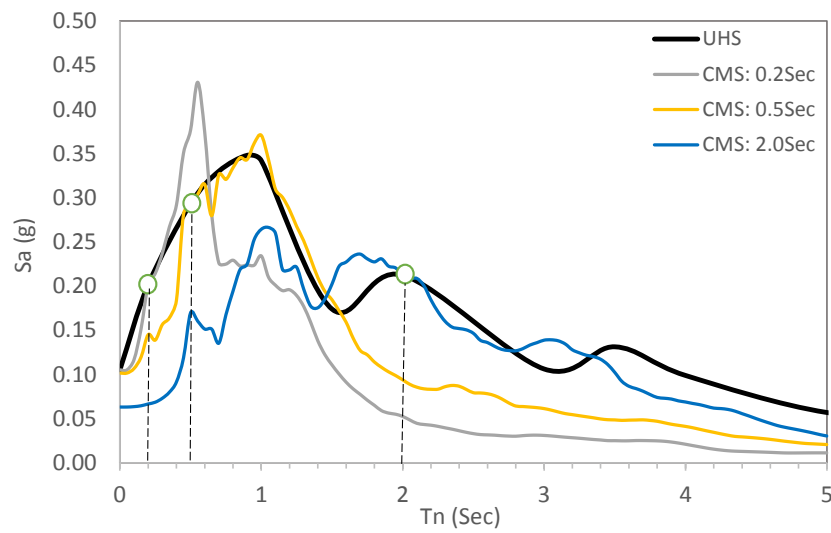
α คือ ค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งมีค่าอยู่ในช่วง 60 ถึง 120

โดยจะมีค่าเท่ากับ 120 สำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

จากสมการที่ 3.1 ข้างต้นได้ค่าอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 4% สำหรับอาคาร 15, 20, และ 31 ชั้น และ 3% สำหรับอาคาร 39 ชั้น แต่ในหัวข้อ 3.11 จะอ้างอิงตาม PEER TBI (2010) ซึ่งเป็นข้อแนะนำในการออกแบบอาคารสูง แนะนำให้ใช้ค่าอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 2.5%

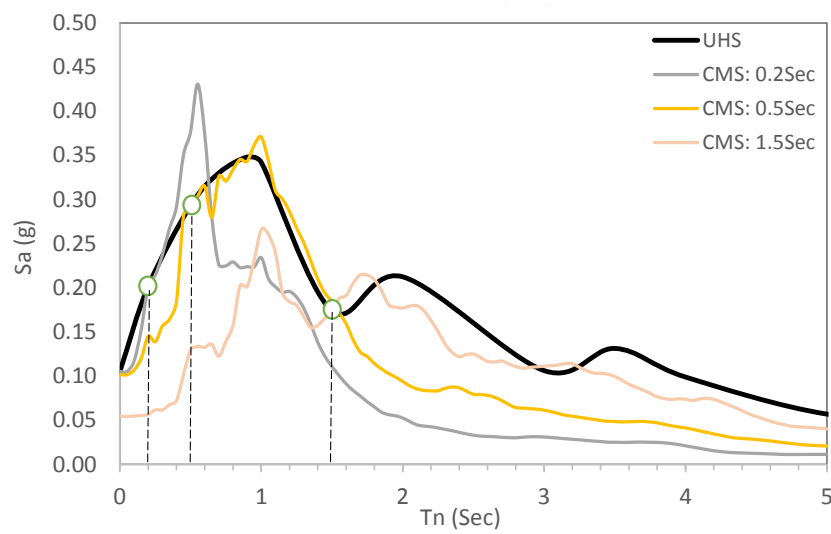
ค่าความเร่ง UHS ซึ่งมาจากค่าความเร่ง CMS ทั้ง 6 คาบการสั่นข้างต้น จะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี Response Spectrum Analysis (RSA) โดยค่าความเร่ง UHS ที่คาบการสั่นที่มากกว่า 3 วินาที จะกำหนดให้มีค่าเท่ากับค่าความเร่ง CMS ของกลุ่มที่มีคาบการสั่น 3 วินาที และค่าความเร่งเชิงประวัตินี้เวลาของพื้นดินจาก CMS ที่คาบการสั่นที่ใกล้เคียงกับโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรกของอาคาร จะถูกคัดเลือกมาใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Nonlinear Response History Analysis (NLRHA) โดยค่าความเร่ง CMS และ UHS สำหรับอาคารตัวอย่างซึ่งมีค่าอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับค่าที่คำนวณได้จากสมการที่ 3.1 แสดงได้ดังรูปที่ 3.19 ถึง 3.22

สำหรับอาคารสูง 15 ชั้น



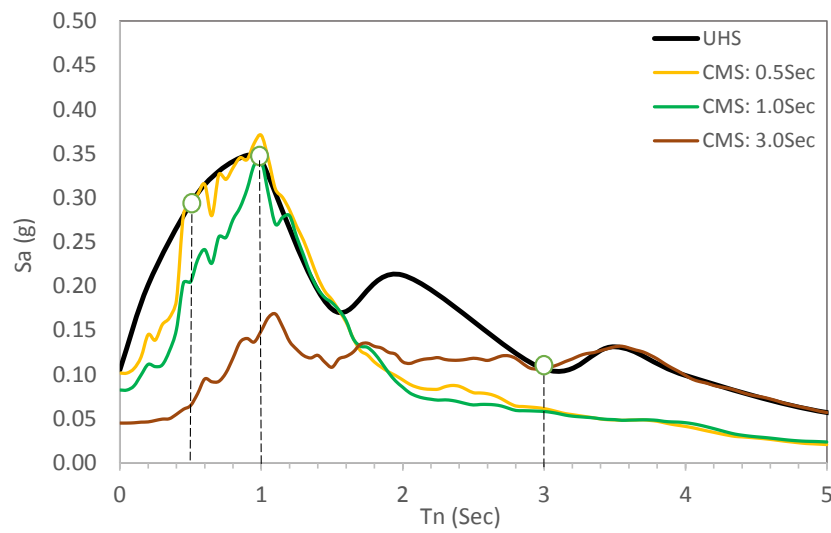
รูปที่ 3.19 UHS และ CMS สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 4% ที่ใช้สำหรับอาคารสูง 15 ชั้น

สำหรับอาคารสูง 20 ชั้น



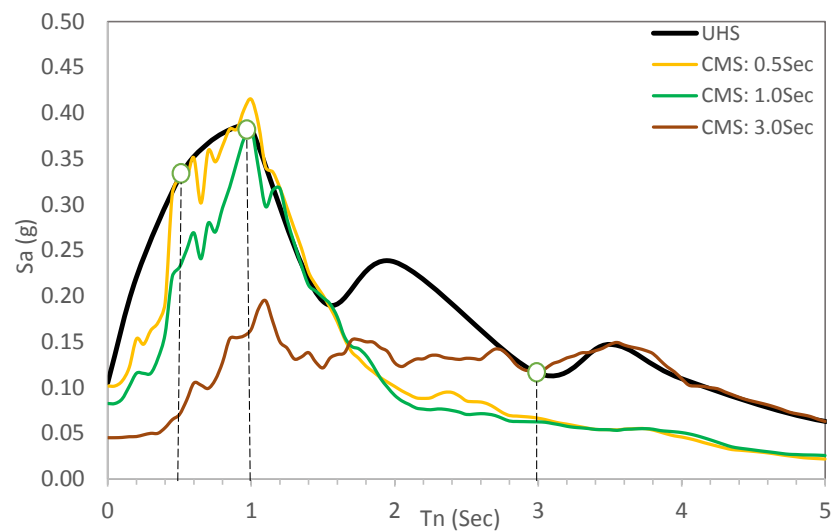
รูปที่ 3.20 UHS และ CMS สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 4% ที่ใช้สำหรับอาคารสูง 20 ชั้น

สำหรับอาคารสูง 31 ชั้น



รูปที่ 3.21 UHS และ CMS สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 4% ที่ใช้สำหรับอาคารสูง 31 ชั้น

สำหรับอาคารสูง 39 ชั้น



รูปที่ 3.22 UHS และ CMS สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 3% ที่ใช้สำหรับอาคารสูง 39 ชั้น

3.5 พารามิเตอร์ของการวิเคราะห์โครงสร้าง

ระบบโครงสร้างและความแข็งแรงของชิ้นส่วนโครงสร้างอาคาร จะอ้างอิงจากแบบพิมพ์เขียวที่ได้จากสำนักงานของกรุงเทพมหานคร ซึ่งระบบรับแรงด้านข้างจะพิจารณาเป็นกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา โดยค่าตัวประกอบต่างๆ จะอ้างอิงจากมาตรฐาน มยผ.1302-52 ดังต่อไปนี้

- ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน, $R = 5$
- ค่าตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว, $C_d = 4.5$
- ค่าตัวประกอบกำลังส่วนเกิน, $\Omega = 2.5$
- ค่าตัวประกอบความสำคัญของอาคาร, $I = 1$

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี RSA จะใช้โปรแกรม PERFORM 3D (CSI, 2011) โดยอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้างจะคำนวณดังสมการที่ 3.1 และแรงกระทำจากแผ่นดินไหวจะพิจารณาแยกกันในแต่ละทิศทางคนละช่วงเวลากัน การพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของอาคารจะอ้างอิงจากมาตรฐาน มยผ.1302-52 โดยจะทำการคูณขยายค่าการเคลื่อนตัวของอาคารที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA ซึ่งลดค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมด้วยค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R) ด้วยค่าตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว และค่าแรงเฉือนที่ฐาน (V_d) ที่ได้จากวิธี RSA จะต้องไม่ค่าน้อยกว่าค่าแรงเฉือนที่ฐาน (V_s) ที่ได้จากวิธีแรงสถิตย์เทียบเท่า (equivalent lateral force, ELF) โดยค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนประสิทธิผล (R_{eff}) จะมีค่าดังต่อไปนี้

$$R_{eff} = \min \left(\frac{R}{I} \times \frac{V_d}{0.85V_s}, \frac{R}{I} \right) \quad (3.2)$$

โดยค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนประสิทธิผลของแต่ละอาคารจะแสดงในตารางที่ 3.16

ตารางที่ 3.16 ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนประสิทธิผล

No. of Story	$0.85V_{s,x}$ (kN)	$0.85V_{s,y}$ (kN)	$V_{d,x}$ (kN)	$V_{d,y}$ (kN)	$R_{eff,x}$	$R_{eff,y}$
15	7180	7180	3538	4526	2.46	3.15
20	12,008	10,953	6900	6665	2.87	3.04
31	9937	9937	7276	9765	3.66	4.91
39	5401	5401	6206	6183	5.00	5.00

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี NLRHA จะวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PERFORM 3D (CSI, 2011) เช่นกัน โดยแบบจำลองโครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น 3 มิติจะจำลองดังที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 3.2.2 ค่าอัตราส่วนความหน่วงจะคำนวณจากสมการที่ 3.1 และแรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่รวมกับ 25% ของ

น้ำหนักบรรทุกจร (1.0D+0.25L) จะถูกกระทำกับโครงสร้างไว้ก่อนการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA โดยจะพิจารณาแรงแผ่นดินไหวแยกกันกระทำไม่พร้อมกันในแต่ละทิศทางทั้งสองในแนวนราบ

3.6 การมีส่วนร่วมของผลตอบสนองในแต่ละโหมดแบบเชิงเส้น

การคำนวณการมีส่วนร่วมของผลตอบสนองในแต่ละโหมดของโครงสร้าง จะวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบเชิงเส้น โดยมีสมการทั่วไปดังนี้

$$\ddot{D} + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D = -\ddot{u}_g \quad (3.3)$$

โดยการมีส่วนร่วมของผลตอบสนองในแต่ละโหมดจะพิจารณาจาก

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (3.4)$$

โดยที่ $A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t)$ และ r_n^{st} คือ ผลตอบสนองเชิงโหมดแบบสถิตย์ เนื่องจากแรงภายนอก $s_n = \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n$, Γ_n คือ ค่าตัวประกอบการมีส่วนร่วมเชิงโหมดสำหรับการสั่นที่ n^{th} และ ϕ_n คือ รูปแบบการสั่นไหวในโหมดที่ n^{th}

ผลตอบสนองลัพธ์ของโครงสร้างจะพิจารณาจาก

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (3.5)$$

สำหรับในการศึกษานี้ จะใช้วิธีการรวมผลตอบสนองด้วยวิธีรากที่สองของผลรวมกำลังสอง (square root of the sum of the squares, SRSS)

$$r_o \approx \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2} \quad (3.6)$$

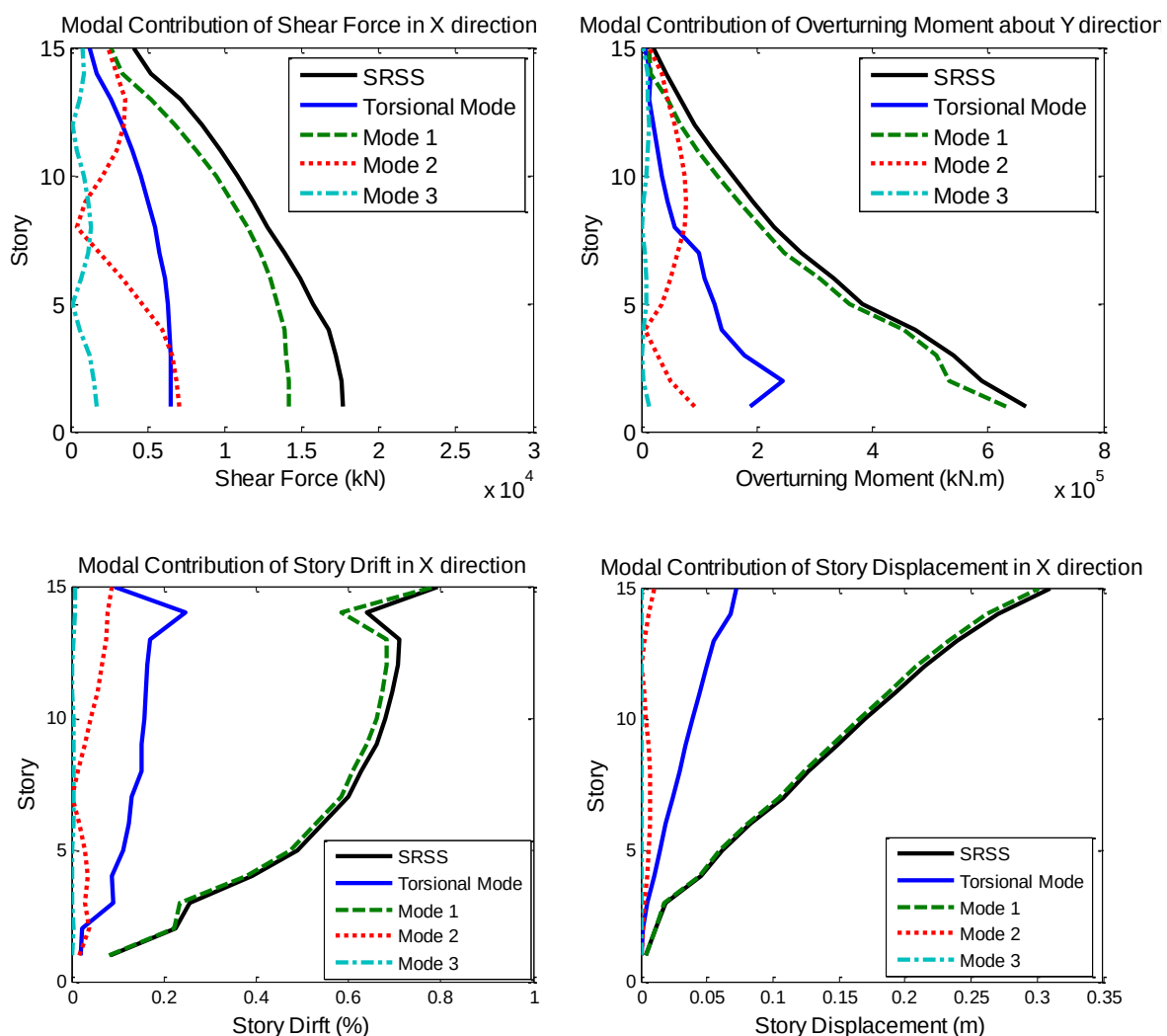
เพราะฉะนั้นการมีส่วนร่วมในโหมดที่ n^{th} ต่อผลตอบสนองโดยรวมของโครงสร้างจะสามารถหาได้จากผลคูณระหว่างผลลัพธ์จากการวิเคราะห์ทั้ง 2 วิธี ได้แก่ การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตย์เนื่องจากแรงกระทำ s_n และการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ของระบบโครงสร้างแบบ SDF ด้วยความเร่งพื้นดิน $\ddot{u}_g(t)$ ดังนั้นในการวิเคราะห์เชิงโหมด จำเป็นต้องมีแรงกระทำจำนวน N ชุด สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตย์ (s_n , $n=1, 2, \dots, N$) และมีระบบโครงสร้างแบบ SDF จำนวน N ระบบที่แตกต่างกัน สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ จากนั้นจึงทำการรวมผลตอบสนองเชิงโหมดเพื่อหาผลตอบสนองลัพธ์ของโครงสร้าง

ค่าแรงเฉือนในแต่ละชั้น, โมเมนต์พลิกคว่ำ, การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และการเคลื่อนตัวของชั้นอาคารเนื่องจากผลของโหมดการสั่นไหวแบบการเลื่อนในแนวนราบ (translation mode) 3 โหมดแรก และ โหมดการบิด (torsional mode) แรกของแต่ละอาคาร จะแสดงดังรูปที่ 3.23 ถึง 3.26 ซึ่งจากรูปดังกล่าวแสดงให้เห็นว่า เมื่อความสูงของอาคารเพิ่มขึ้น ผลของโหมดการสั่นไหวที่สูงขึ้นของอาคารจะมีผลต่อการ

ตอบสนองของอาคารมากขึ้น แม้ว่าอัตราส่วนในการมีส่วนร่วมของมวลของโหมดการสั่นที่สูงขึ้นจะมีค่าน้อยกว่าโหมดการสั่นไหวแรกก็ตาม

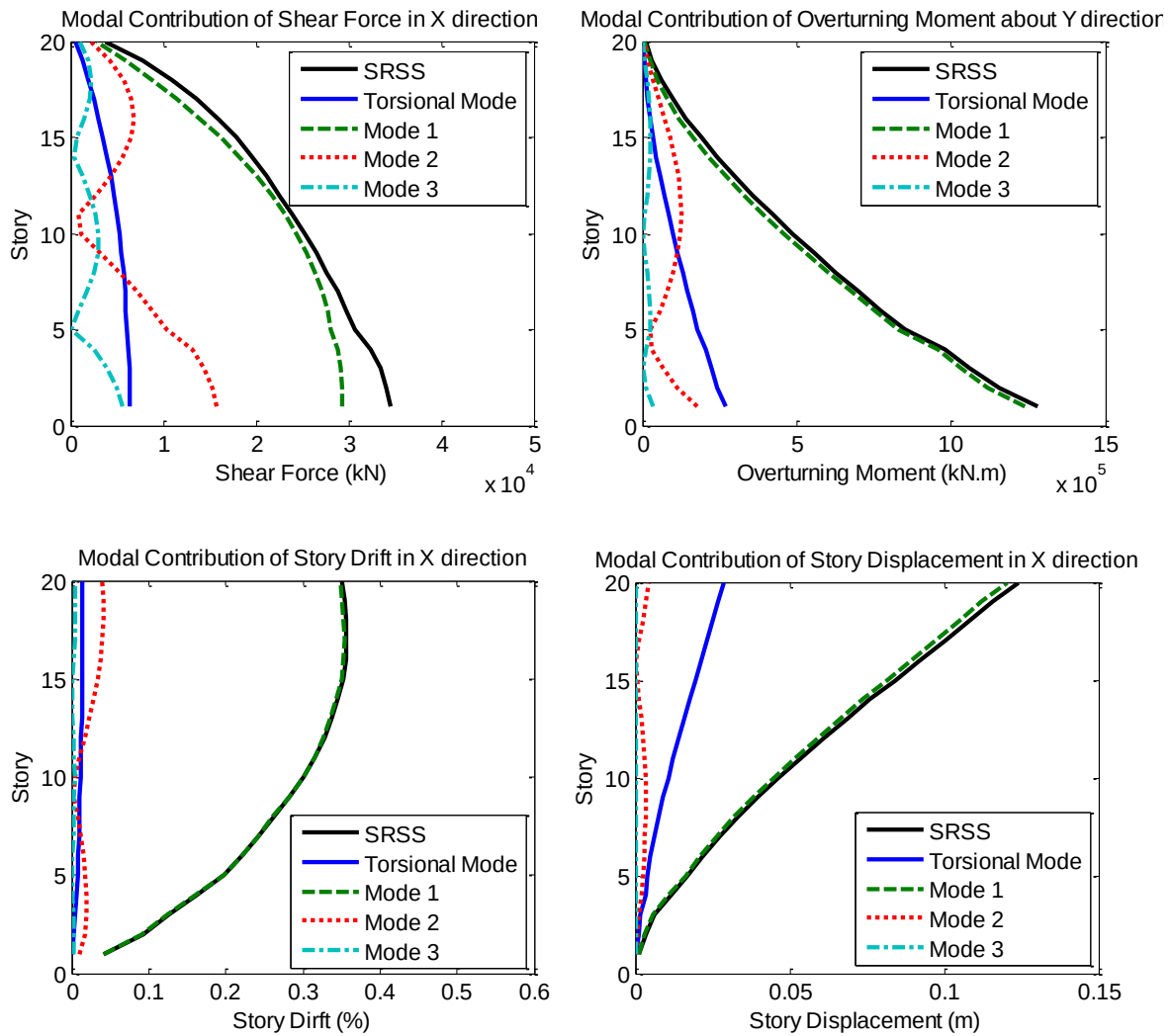
การมีส่วนร่วมในแต่ละโหมดที่มีผลต่อการตอบสนองของอาคารจะแตกต่างกันไปสำหรับค่าแรงเฉือน, โมเมนต์พลิกคว่ำ, การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และการเคลื่อนตัวของชั้นอาคาร โดยในกรณีของแรงเฉือนนั้น โหมดการสั่นไหวที่ 2 จะมีผลอย่างเห็นได้ชัดต่อผลตอบสนองรวมที่ฐานของอาคาร แม้ว่าจะเป็นอาคารเตี้ยก็ตาม สำหรับค่าโมเมนต์พลิกคว่ำ โหมดการสั่นไหวที่ 1 จะมีผลมากที่สุดสำหรับทุกอาคาร โดยในอาคารที่มีความสูงมาก (31 และ 39 ชั้น) โหมดการสั่นไหวที่สูงขึ้นจะมีผลต่อค่าโมเมนต์พลิกคว่ำรวมของอาคารมากขึ้น โดยเฉพาะในบริเวณกึ่งกลางความสูงอาคาร ส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆ ของอาคารนั้น โหมดการสั่นไหวแรกจะเด่นชัดที่สุดสำหรับทุกความสูงอาคาร

สำหรับอาคารสูง 15 ชั้น



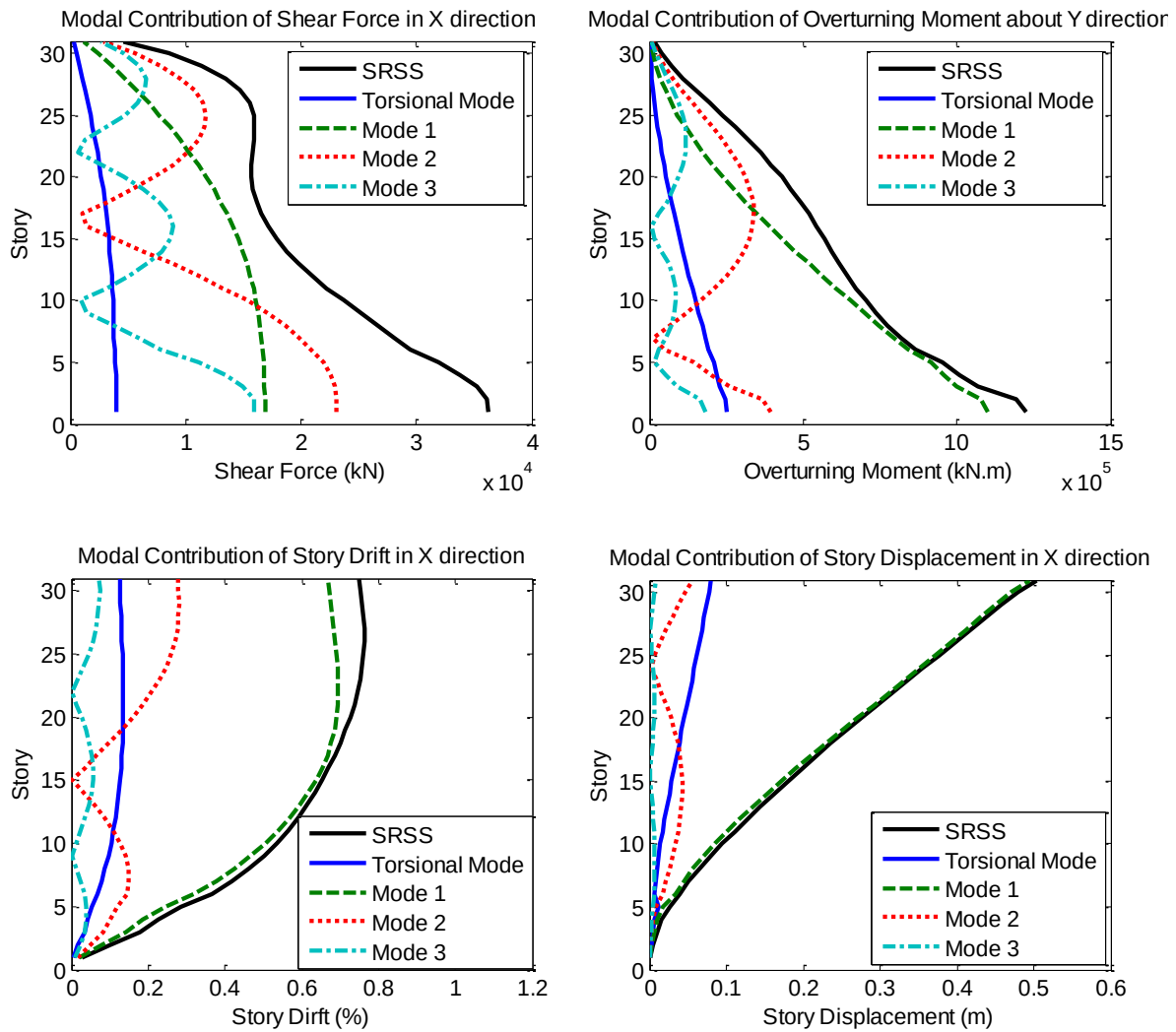
รูปที่ 3.23 ค่าแรงเฉือน โมเมนต์พลิกคว่ำ และการเคลื่อนตัวของอาคารจากโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรกของอาคารสูง 15 ชั้น

สำหรับอาคารสูง 20 ชั้น



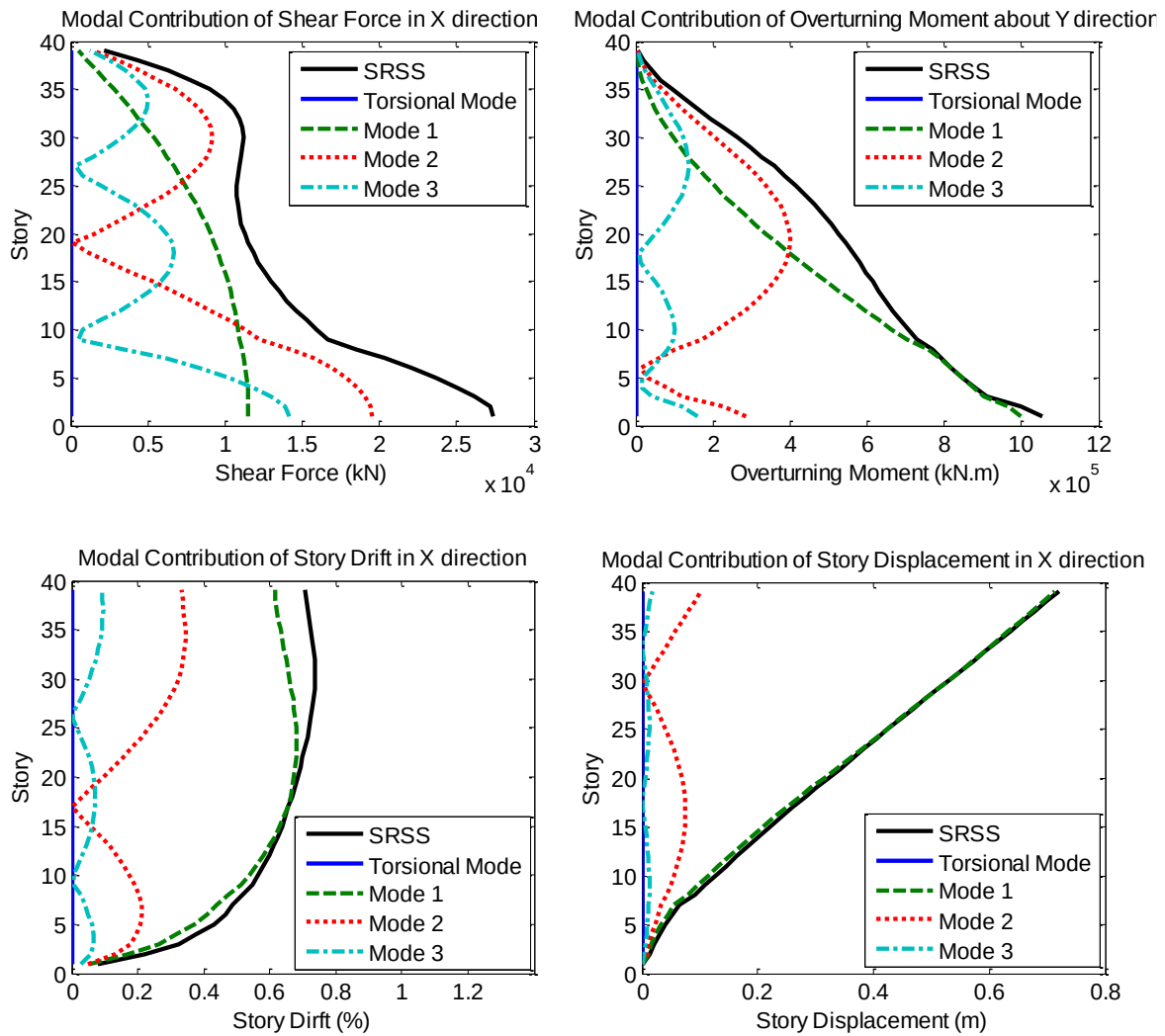
รูปที่ 3.24 ค่าแรงเฉือน โมเมนต์พลิกคว่ำ และการเคลื่อนตัวของอาคารจากโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรกของอาคารสูง 20 ชั้น

สำหรับอาคารสูง 31 ชั้น



รูปที่ 3.25 ค่าแรงเฉือน โมเมนต์พลิกคว่ำ และการเคลื่อนตัวของอาคารจากโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรกของอาคารสูง 31 ชั้น

สำหรับอาคารสูง 39 ชั้น



รูปที่ 3.26 ค่าแรงเฉือน โมเมนต์พลิกคว่ำ และการเคลื่อนตัวของอาคารจากโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรกของอาคารสูง 39 ชั้น

3.7 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ระหว่างวิธี RSA และ NLRHA

แรงแผ่นดินไหวที่ใช้กระทำกับโครงสร้างในทิศทาง X และ Y ในที่นี้จะเรียกว่า EQX และ EQY ตามลำดับ โดยในแต่ละอาคาร การวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA จะใช้ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (ground motions) ที่สอดคล้องกับ conditional mean spectrum (CMS) เรียกว่า CMS ground motions (CMS GM) ในที่นี้จะพิจารณา CMS 3 ชุด ที่คาบเงื่อนไข (conditioned period) 3 ค่าที่ใกล้เคียงกับคาบธรรมชาติของสามโหมดแรกของอาคาร อย่างไรก็ตาม CMS ground motions ที่ได้มีการศึกษาและจัดเตรียมไว้สำหรับกรุงเทพมหานคร ที่คาบเงื่อนไข (conditioned periods) เพียง 6 ค่า ได้แก่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, และ 3.0 วินาที ดังนั้นในกรณีที่คาบการสั่นของอาคารมีค่ามากกว่า 3 วินาที (อาคารสูง 31 และ 39 ชั้น) จะใช้ CMS GM ที่คาบเงื่อนไข 3 วินาที ในขณะที่การวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA จะใช้ค่าสเปกตรัมความเร่ง uniform hazard spectrum (UHS) ซึ่งสอดคล้องกับค่าอัตราส่วนความหน่วงของอาคารที่คำนวณได้จากสมการที่ 3.1 โดยในการวิเคราะห์จะพิจารณาเป็น 2 กรณี ได้แก่ (1) วิธี RSA (RSA/R_{eff}) ซึ่งสอดคล้องกับวิธีที่ใช้ในการออกแบบตาม มยพ.1302-52 และ (2) วิธี linear RSA (LRSA) ซึ่งวิธี standard RSA ตามข้อกำหนดใน มยพ.1302-52 ยอมให้หารค่าการตอบสนองแบบอีลาสติกเชิงเส้น (LRSA) ด้วยตัวประกอบปรับค่าการตอบสนอง R ภายใต้สมมติฐานที่ว่าโครงสร้างเกิดการครากในทุกโหมดของการตอบสนองและโครงสร้างมีความเหนียวเท่าๆกันในทุกโหมด จึงให้หารค่าการตอบสนองด้วยค่า R ได้ทุกโหมด เพื่อให้ได้ค่าแรงที่ต้องต้านทานสำหรับการออกแบบ (seismic force demand) ส่วนวิธี LRSA จะเป็นการคำนวณผลตอบสนองในช่วงอีลาสติกเชิงเส้น ซึ่งจะไม่มีการปรับลดค่าแรงลงมาด้วยตัวประกอบ R การตรวจสอบความถูกต้องของวิธี RSA ในขั้นนี้ยังไม่ได้ทดลองออกแบบกำลังต้านทานของโครงสร้างใหม่ แต่เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีอยู่เดิมโดยมีกำลังต้านทานของชิ้นส่วนโครงสร้างและระบบรับแรงต้านข้างของอาคารอ้างอิงตามแบบพิมพ์เขียวที่ได้จากสำนักงานของกรุงเทพมหานคร (BMA)

ผลการวิเคราะห์สำหรับอาคารสูง 15 ชั้น (รูปที่ 3.27) พบว่า การวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA ให้ค่า การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการการเคลื่อนตัวของชั้นอาคารมากกว่าวิธี RSA เล็กน้อย แต่ NLRHA ให้ค่าแรงเฉือนในชั้น และโมเมนต์พลิกคว่ำ สูงกว่า RSA สองถึงสามเท่า ส่วนการวิเคราะห์ด้วยวิธี LRSA จะให้ค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ที่มากกว่าวิธี NLRHA อย่างมาก โดยพบว่าผลของโหมดการสั่นไหวที่สูงขึ้น ไม่ค่อยมีผลต่อผลตอบสนองของอาคาร เนื่องจากผลของโหมดการสั่นไหวที่ 1 จะเด่นชัดที่สุด จากรูปที่ 3.27 สังเกตได้ว่าที่บางตำแหน่งความสูงอาคารเช่นชั้นบนๆ การใช้ CMS GM ที่คาบเงื่อนไขสั้น (โหมด 2 และ 3) จะให้ผลตอบสนองมากกว่าการใช้ CMS GM ที่คาบเงื่อนไขสำหรับโหมด 1 โดยเฉพาะกรณีแรงเฉือนและโมเมนต์พลิกคว่ำที่ชั้นบนๆ ของอาคาร 15 ชั้นนี้ มีการผลตอบสนองต่อ CMS GM ที่คาบเงื่อนไข 0.5 วินาที (โหมดที่ 2) มากกว่าการผลตอบสนองต่อ CMS GM ที่คาบเงื่อนไข 2 วินาที (โหมดที่ 1) แต่ในกรณีของการเคลื่อนตัวของอาคาร ผลตอบสนองต่อ CMS GM ที่คาบเงื่อนไข 2 วินาที (โหมดที่ 1) จะให้ผลที่มากที่สุดตลอดความสูงอาคาร

สำหรับอาคารสูง 20 ชั้น (รูปที่ 3.28) พบว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA จะให้ค่าแรงเฉือนในชั้น, โมเมนต์พลิกคว่ำ และการเคลื่อนตัวของอาคารที่มากกว่าวิธี RSA โดยเฉพาะค่าการเคลื่อนตัวของอาคาร จะมี

ค่ามากกว่าค่าที่ได้จากวิธี LRSA และ standard RSA อย่างเห็นได้ชัด โดยผลตอบสนองต่อ CMS GM ที่คาบเงื่อนไข 1.5 วินาที (โหมดที่ 1) จะให้ค่าโมเมนต์พลิกคว่ำและการเคลื่อนตัวของอาคารมากที่สุด แต่สำหรับแรงเฉือนในชั้นอาคารนั้น ผลตอบสนองต่อ CMS GM ที่คาบเงื่อนไข 0.2 วินาที (โหมดที่ 3) จะมีค่ามากที่สุด

สำหรับอาคารสูง 31 ชั้น (รูปที่ 3.29) พบว่า การวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA จะให้ค่าผลตอบสนองของอาคารที่มากกว่าวิธี RSA ทุกอย่าง และในอาคารสูง 39 ชั้น (รูปที่ 3.30) การวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA จะให้ค่าแรงเฉือนในชั้นและโมเมนต์พลิกคว่ำมากกว่าวิธี RSA แต่ให้ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารน้อยกว่าวิธี LRSA เล็กน้อย

จากผลการวิเคราะห์อาคารสูง 31 ชั้นและ 39 ชั้น ดังรูปที่ 3.29 ถึง 3.30 จะสังเกตได้ว่าผลตอบสนองต่อ CMS GM ที่คาบเงื่อนไขสั้น (โหมดที่ 2 และ 3) จะให้แรงที่มากกว่า CMS GM ที่คาบเงื่อนไข (โหมดที่ 1) ในบางตำแหน่งของอาคารเช่นเดียวกับในอาคารสูง 15 ชั้นและ 20 ชั้น โดยสำหรับค่าแรงเฉือนในชั้นอาคารนั้น ผลตอบสนองต่อ CMS GM ที่คาบเงื่อนไข 1 วินาที (โหมดที่ 2) และ 0.5 วินาที (โหมดที่ 3) จะให้ค่าที่มากกว่า CMS GM ที่คาบเงื่อนไข 3 วินาที (โหมดที่ 1) ตลอดความสูงอาคาร และสำหรับโมเมนต์พลิกคว่ำนั้น ผลตอบสนองต่อ CMS GM ที่คาบเงื่อนไข 1 และ 0.5 วินาทีจะให้ค่าที่มากกว่า CMS GM ที่คาบเงื่อนไข 3 วินาที เฉพาะตำแหน่งกึ่งกลางความสูงของอาคารขึ้นไป แต่สำหรับค่าการเคลื่อนตัวของชั้นอาคารนั้น ผลตอบสนองต่อ CMS GM ที่คาบเงื่อนไข 3 วินาที (โหมดที่ 1) จะให้ผลที่มากที่สุดตลอดความสูงอาคาร

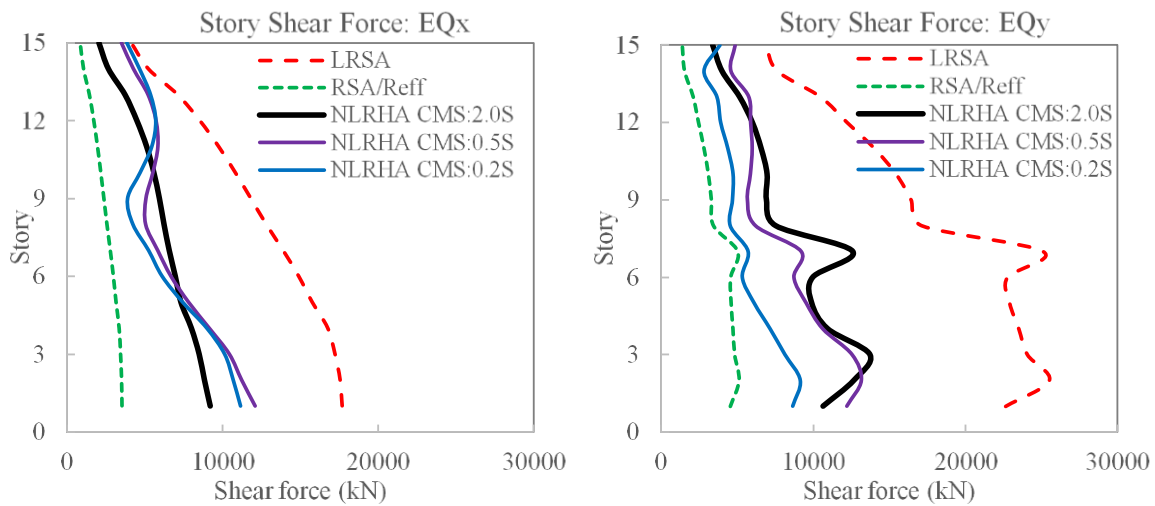
อัตราส่วนระหว่างผลตอบสนองของอาคารทั้งหมดที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA และวิธี standard RSA ของแต่ละอาคารจะสรุปได้ดังตารางที่ 3.17

ตารางที่ 3.17 อัตราส่วนผลตอบสนองระหว่างวิธี NLRHA (envelop all conditioned periods) และ RSA

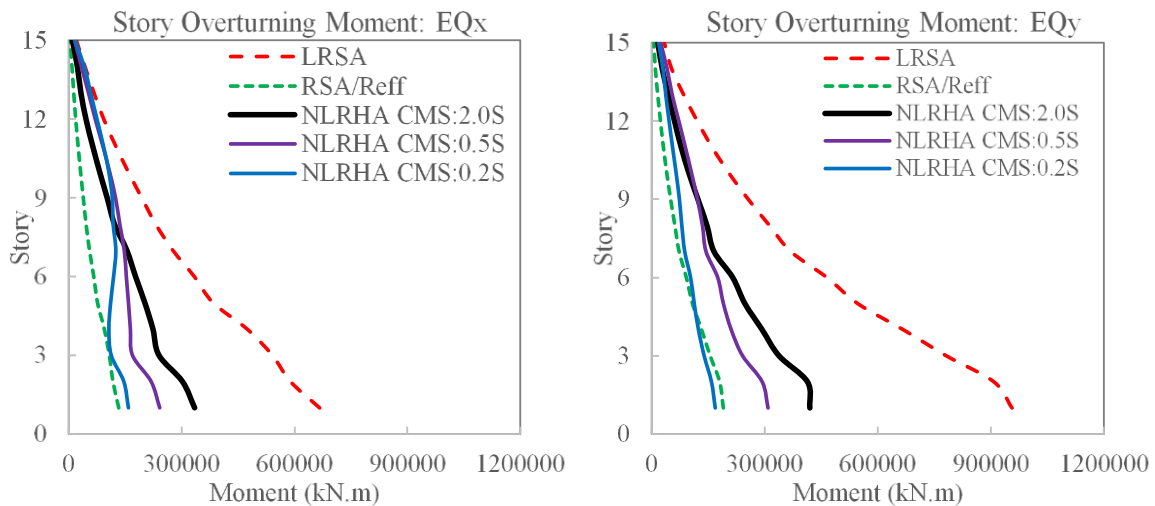
No. of stories	Base V_x	Base V_y	Base M_x	Base M_y	Roof Drift _x	Roof Drift _y	Roof Disp _x	Roof Disp _y
15	1.68	1.70	1.38	1.24	1.12	1.04	1.16	1.16
20	2.55	2.82	2.01	2.24	1.28	1.28	0.93	0.98
31	3.55	3.84	2.66	2.29	1.18	1.22	1.19	1.26
39	4.33	4.54	2.95	2.64	0.89	1.06	0.86	1.11

จากการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ (ตารางที่ 3.17) สามารถสรุปได้ว่า ผลตอบสนองของอาคารที่คำนวณได้จากวิธี RSA มีค่าน้อยกว่าวิธี NLRHA ซึ่งเป็นสภาพที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริง โดยเฉพาะแรงเฉือน โดยพบว่า อัตราส่วนระหว่างผลตอบสนองจากวิธี NLRHA และ RSA จะมีค่าน้อยสำหรับอาคารเตี้ย แต่จะมีค่ามากอย่างมีนัยสำคัญสำหรับอาคารสูง หากนำค่าที่ได้จากวิธี RSA ไปใช้ในการออกแบบอาจจะได้โครงสร้างที่มีความแข็งแรงไม่เพียงพอ และไม่ปลอดภัย จำเป็นจะต้องปรับปรุงวิธีการคำนวณแรงเฉือน ซึ่งมีการวิบัติแบบเปราะ (brittle failure mode) ซึ่งแนวคิดและแนวทางในการปรับปรุงจะแสดงในหัวข้อถัดไป

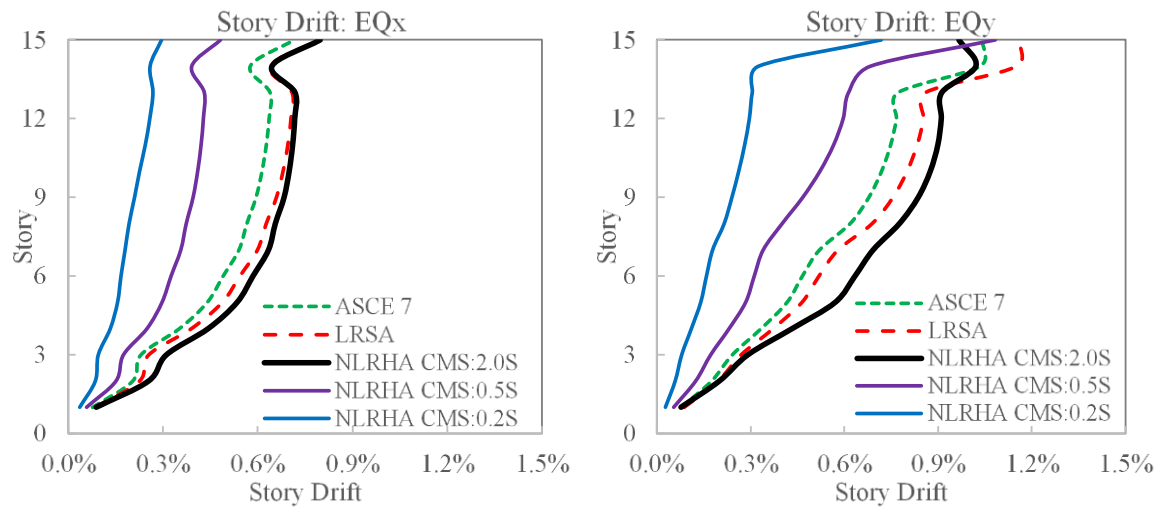
ผลตอบสนองต่อ CMS GM ที่คาบเงื่อนไขสั้น (โหมดที่ 2 และ 3) จะให้ค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่มากกว่า CMS GM ที่คาบเงื่อนไขยาว (โหมดที่ 1) ที่บางตำแหน่งความสูงอาคาร แต่สำหรับค่าการเคลื่อนตัว การตอบสนองของอาคารต่อ CMS GM ที่คาบเงื่อนไขยาวที่สุด (โหมด 1) ชัดเจนก็เพียงพอต่อการวิเคราะห์โครงสร้าง เนื่องจากจะให้ค่าที่มากที่สุดเสมอ โดยในกรณีของอาคารที่ไม่สูงมาก (15 ชั้น) ไม่มีความจำเป็นต้องใช้ CMS GM ที่คาบเงื่อนไขสำหรับโหมด 3 ในการวิเคราะห์



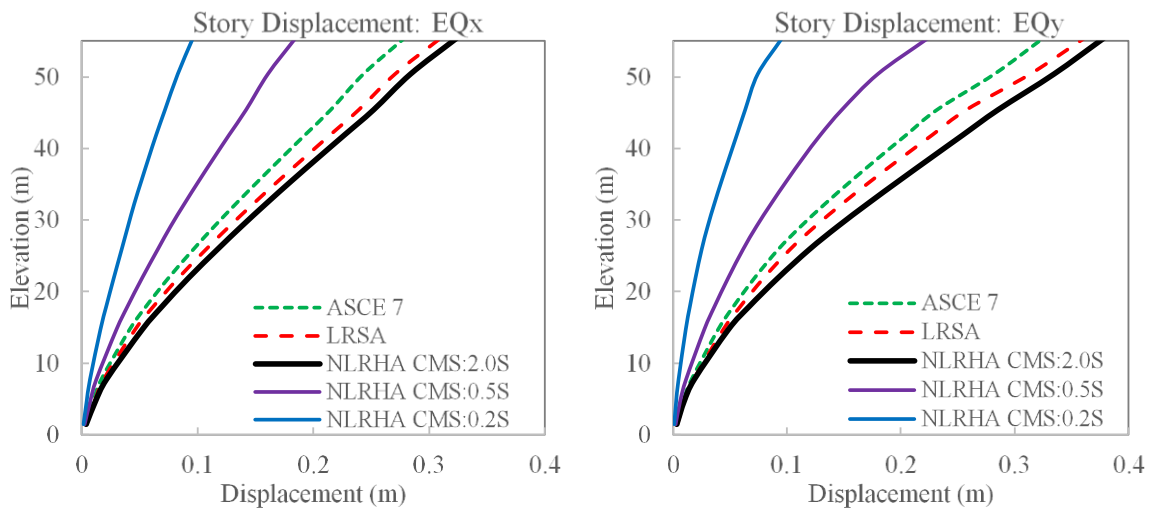
(a) ค่าแรงเฉือน



(b) โมเมนต์พลิกคว่ำ

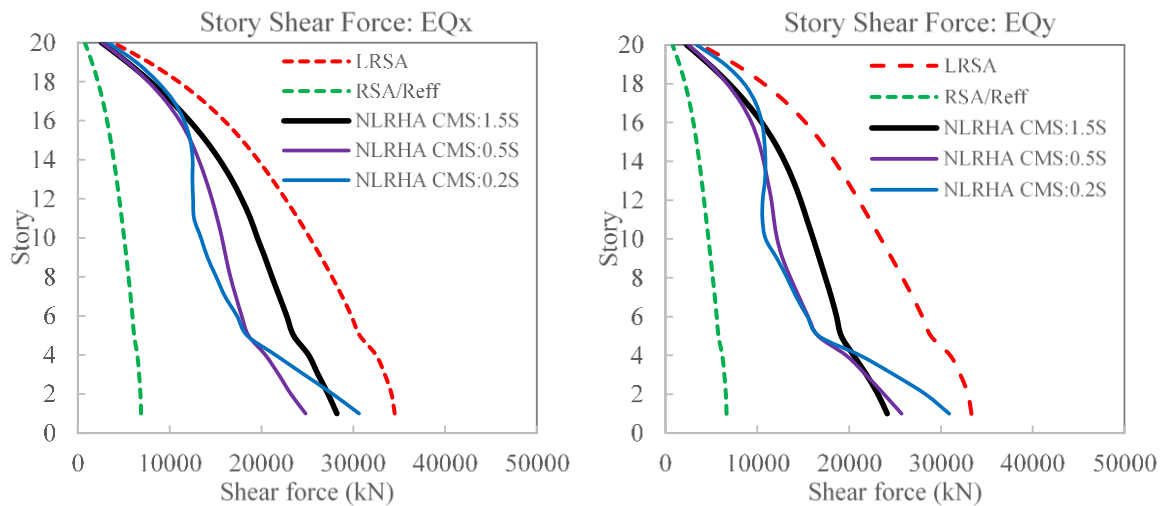


(c) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

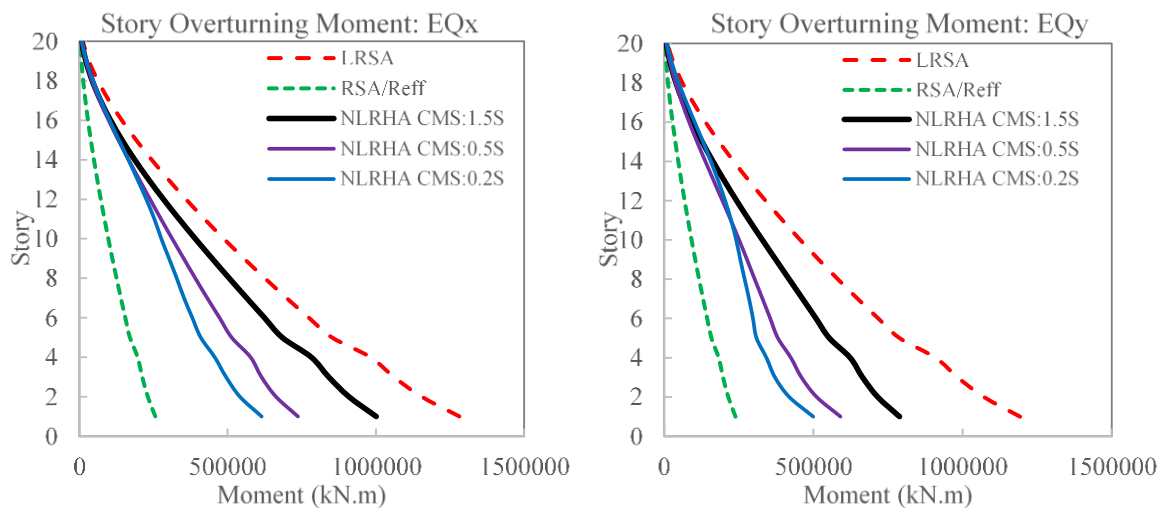


(d) การเคลื่อนตัวของชั้น

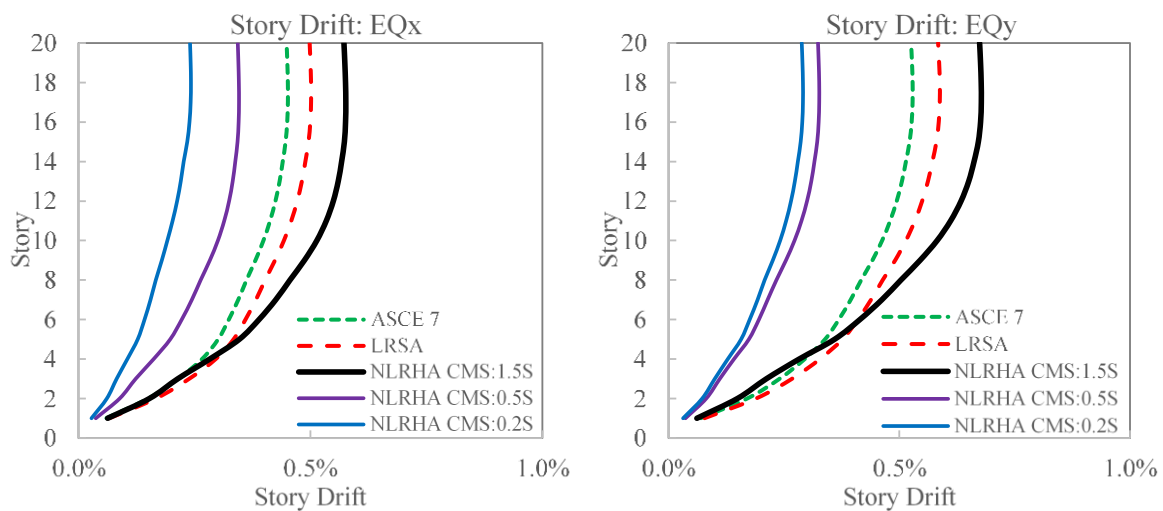
รูปที่ 3.27 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี RSA และ NLRHA ของอาคารสูง 15 ชั้น



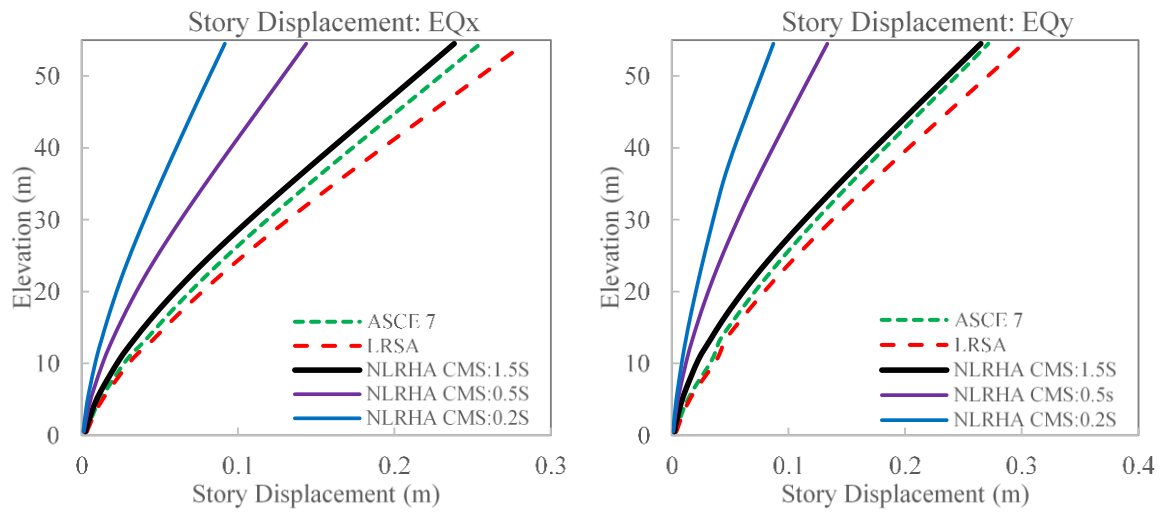
(a) ค่าแรงเฉือน



(b) โมเมนต์พลิกคว่ำ

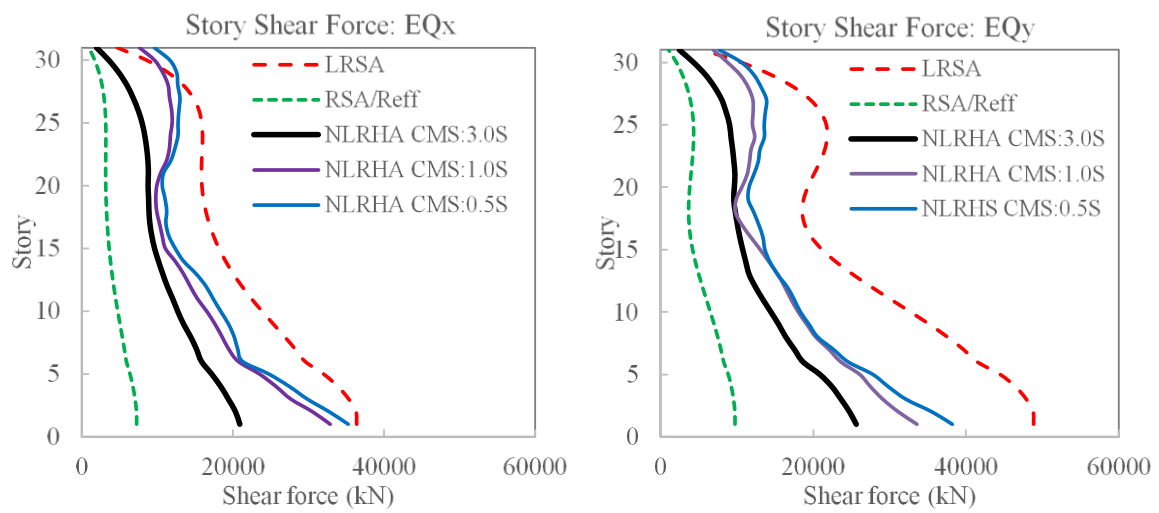


(c) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

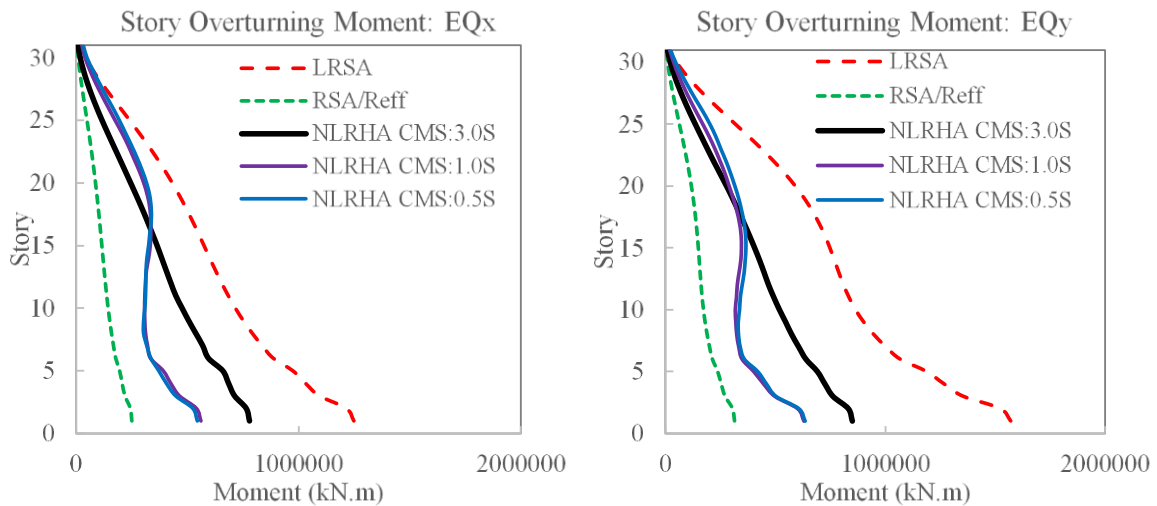


(d) การเคลื่อนตัวของชั้น

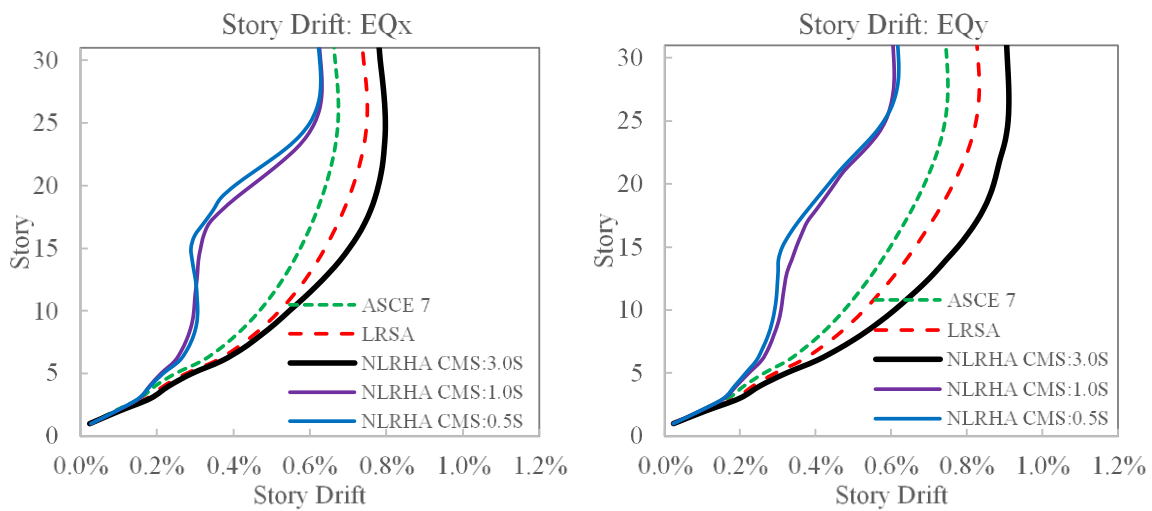
รูปที่ 3.28 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี RSA และ NLRHA ของอาคารสูง 20 ชั้น



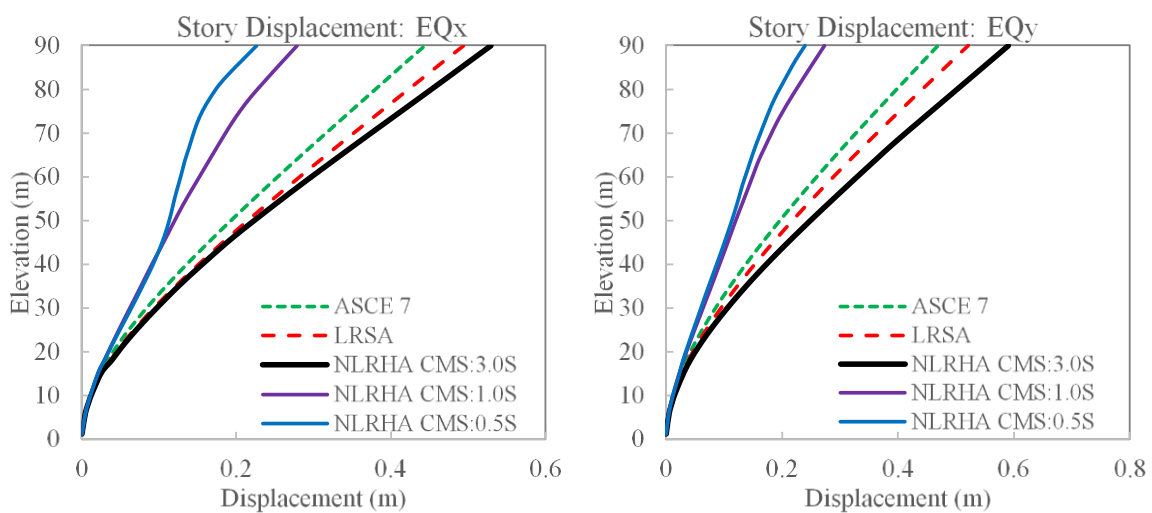
(a) ค่าแรงเฉือน



(b) โมเมนต์พลิกคว่ำ

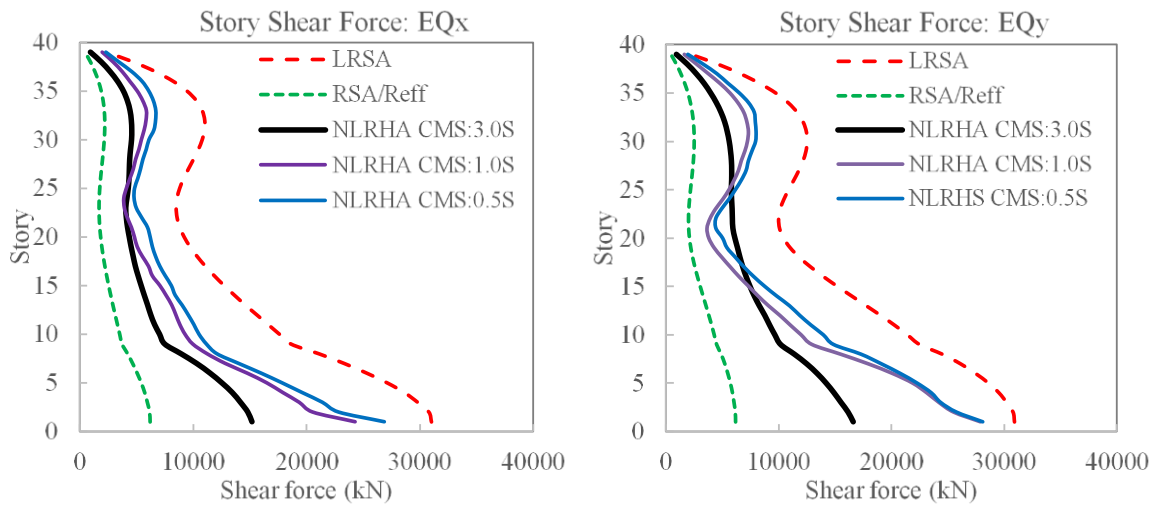


(c) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

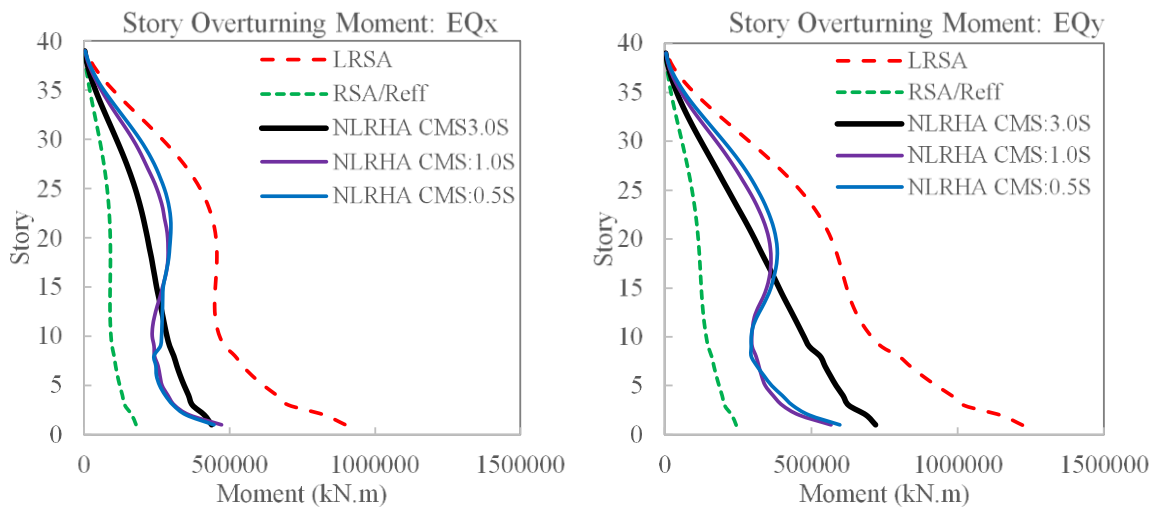


(d) การเคลื่อนตัวของชั้น

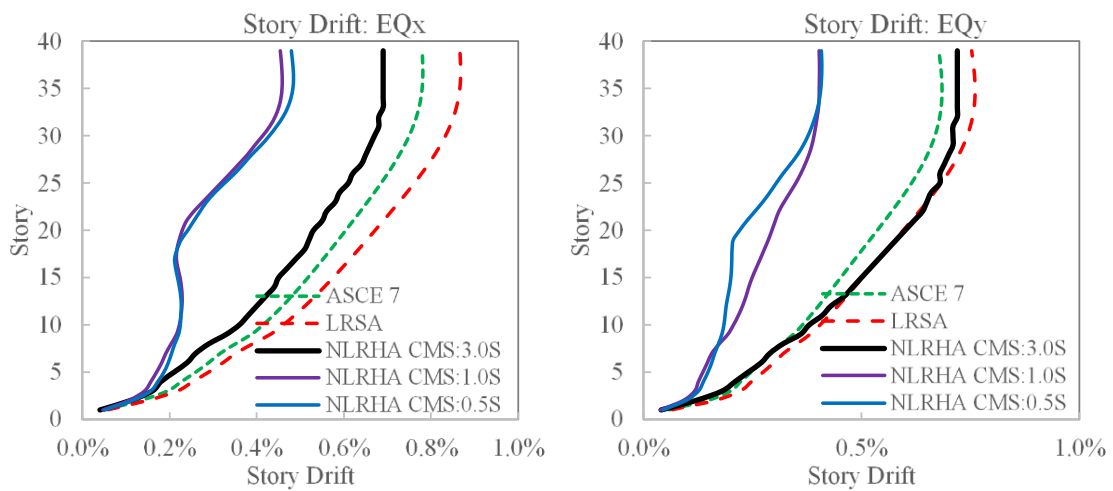
รูปที่ 3.29 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี RSA และ NLRHA ของอาคารสูง 31 ชั้น



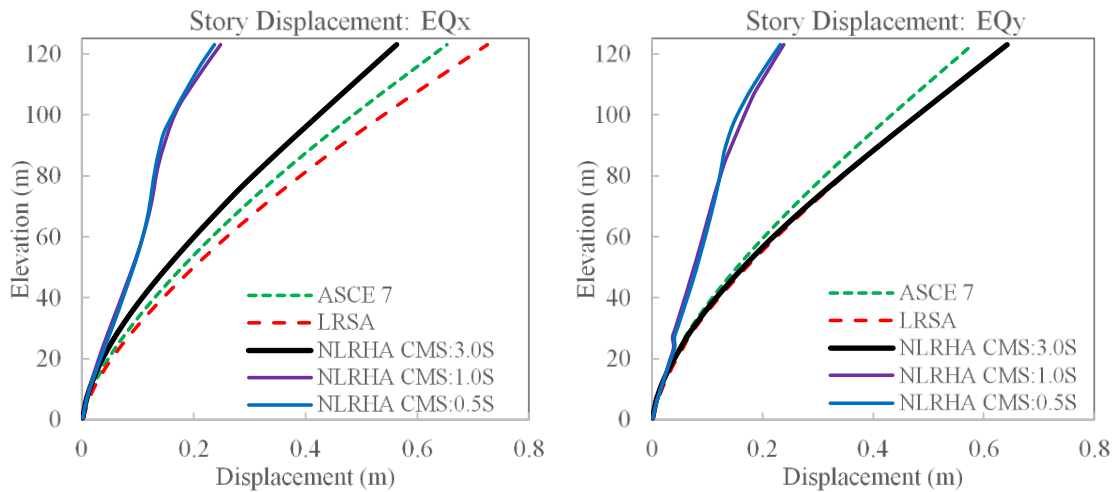
(a) ค่าแรงเฉือน



(b) โมเมนต์พลิกคว่ำ



(c) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น



(d) การเคลื่อนตัวของชั้น

รูปที่ 3.30 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี RSA และ NLRHA ของอาคารสูง 39 ชั้น

3.8 การวิเคราะห์ด้วยวิธี Modified Modal Pushover Analysis (MMPA)

วิธี Modified Modal Pushover Analysis (MMPA) (Chopra, 2012) เป็นวิธีแบบสถิตไม่เชิงเส้น ซึ่งมีความสมจริงกว่าวิธี RSA ซึ่งเป็นการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น แต่ MMPA มีความยุ่งยากในการปฏิบัติงานของวิศวกรผู้ออกแบบมากกว่า ในที่นี้ MMPA จะถูกนำมาใช้ศึกษาวิธีการประมาณค่าแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากโหมดต่างๆ ในโครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น และคาดหวังว่าจะนำข้อมูลที่สังเกตได้ไปใช้พัฒนาวิธี RSA ให้สามารถคำนวณแรงเฉือนได้ถูกต้องยิ่งขึ้นในหัวข้อถัดไป วิธี MMPA ทำโดยการผลักโครงสร้างด้วยแรงแบบสถิต (pushover analysis) ที่มีการกระจายแรงตามความสูงอาคารเป็นสัดส่วนกับแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลในโหมด 1 ของอาคาร โดยจะเพิ่มแรงและวิเคราะห์จนกระทั่งการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารมีค่าเท่ากับค่าเป้าหมาย ซึ่งคำนวณได้ตามสมการที่ให้ไว้ในมาตรฐาน มยผ.1303-54 หรือ ASCE 41-13 และใช้วิธี linear modal analysis ในการวิเคราะห์ผลของโหมดการสั่นไหวที่สูงขึ้นไปกว่าโหมดพื้นฐาน (โหมด 1) จากนั้นจึงรวมผลของโหมดต่างๆ ด้วยวิธี SRSS หรือ CQC โดยขั้นตอนการวิเคราะห์สรุปได้ดังนี้

1. ประมาณค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารเป้าหมาย เพื่อหาค่า effective stiffness K_e และ effective fundamental period T_e

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.7)$$

2. ใช้ค่า T_e ในกราฟสเปกตรัมผลตอบสนอง UHS เพื่อหาค่า S_o สำหรับคาบการสั่น T_e นี้
3. คำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารเป้าหมายจากสมการด้านล่าง (ASCE 41-13)

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3.8)$$

4. เปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารเป้าหมายในขั้นตอนที่ 1 และ 3 พร้อมทั้งทำการคำนวณซ้ำจนกระทั่งมีค่าเท่ากัน โดยตัวแปรต่างๆ มีความหมายดังต่อไปนี้

T_i = elastic fundamental period

T_e = effective fundamental period

K_i = elastic lateral stiffness of the building

K_e = effective lateral stiffness of the building

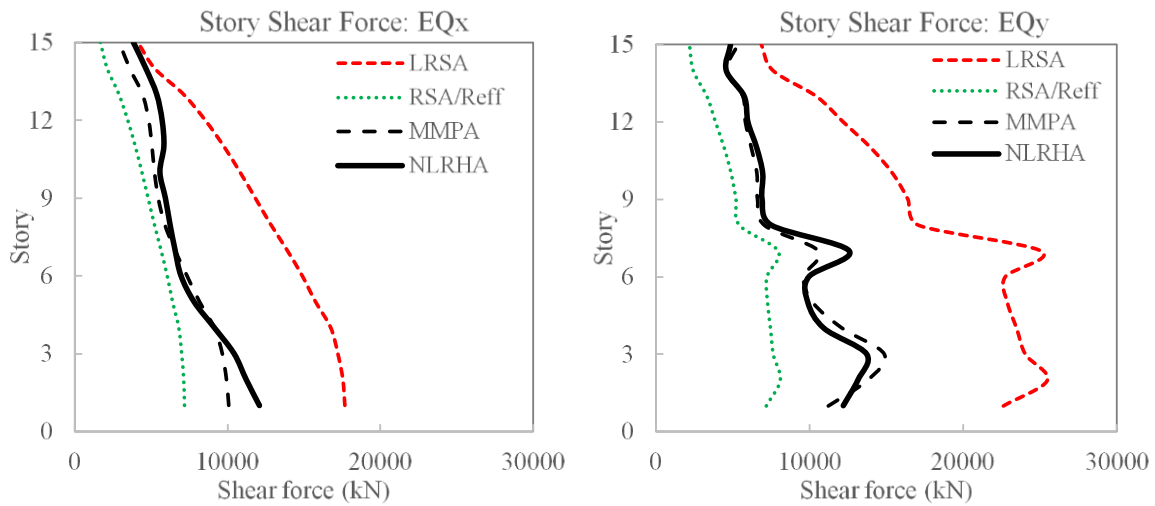
C_0 = modification factor to relate spectral displacement of an equivalent SDOF to roof displacement of the building MDOF system; $C_0 = 1.5$ กรณีที่อาคารสูงกว่า 10 ชั้น

C_1 = modification factor to relate expected maximum inelastic displacement to displacements calculated for linear elastic response; $C_1 = 1$ กรณีที่คาบยาวกว่า 1 วินาที

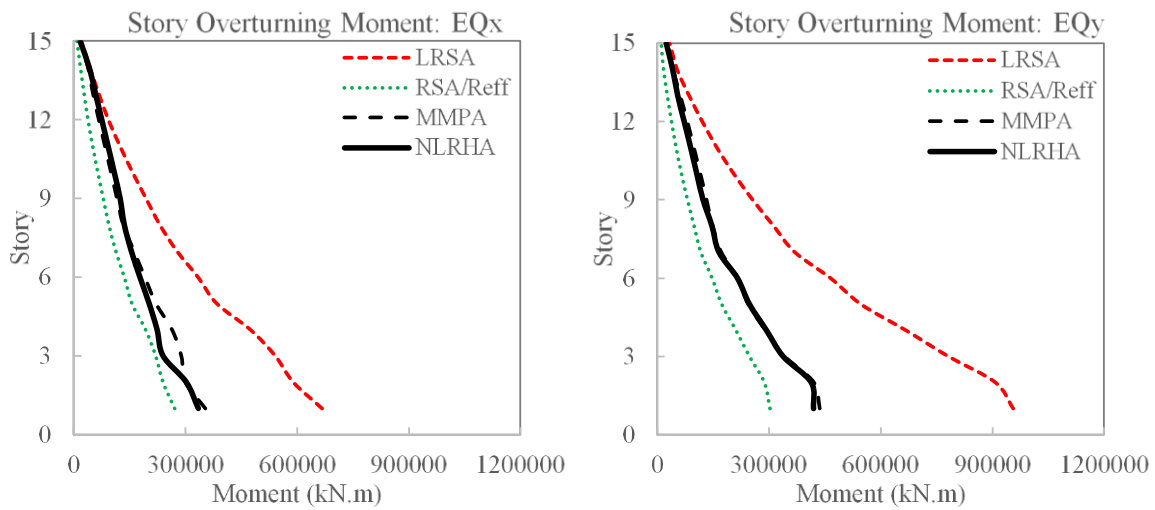
C_2 = modification factor to represent the effect of pinched hysteresis shape, cyclic stiffness degradation, and strength deterioration on maximum displacement response; $C_2 = 1$ กรณีที่คาบยาวกว่า 0.7 วินาที

ค่าการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวที่ได้จากวิธี MMPA จะถูกนำมาเปรียบเทียบกับที่ได้จากวิธี NLRHA ภายใต้ CMS ground motions โดยพิจารณาค่ามากที่สุดจากคาบเงื่อนไขต่างๆ ทั้ง 3 ชุด โดยในกรณีของอาคารสูง 15 ชั้น (รูปที่ 3.31) ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA มีความสอดคล้องกับวิธี NLRHA อย่างมาก, สำหรับอาคารสูง 20 ชั้น (รูปที่ 3.32) ผลที่ได้จากวิธี MMPA มีค่าใกล้เคียงกับวิธี NLRHA ทุกกรณี, สำหรับอาคารสูง 31 ชั้น (รูปที่ 3.33) แรงที่ได้จากวิธี MMPA มีค่าใกล้เคียงกับวิธี NLRHA เกือบทุกกรณี ยกเว้นแรงภายในที่ได้จากแรงกระทำ EQY ซึ่งวิธี MMPA จะมีค่ามากกว่าวิธี NLRHA, ส่วนอาคารสูง 39 ชั้น (รูปที่ 3.34) แรงที่ได้จากวิธี MMPA จะมีค่ามากกว่าวิธี NLRHA เล็กน้อย ยกเว้นในกรณีของการเคลื่อนตัวของชั้นอาคารภายใต้แรง EQY ซึ่งค่าที่ได้จากวิธี MMPA จะมีค่าที่ตรงกันกับวิธี NLRHA

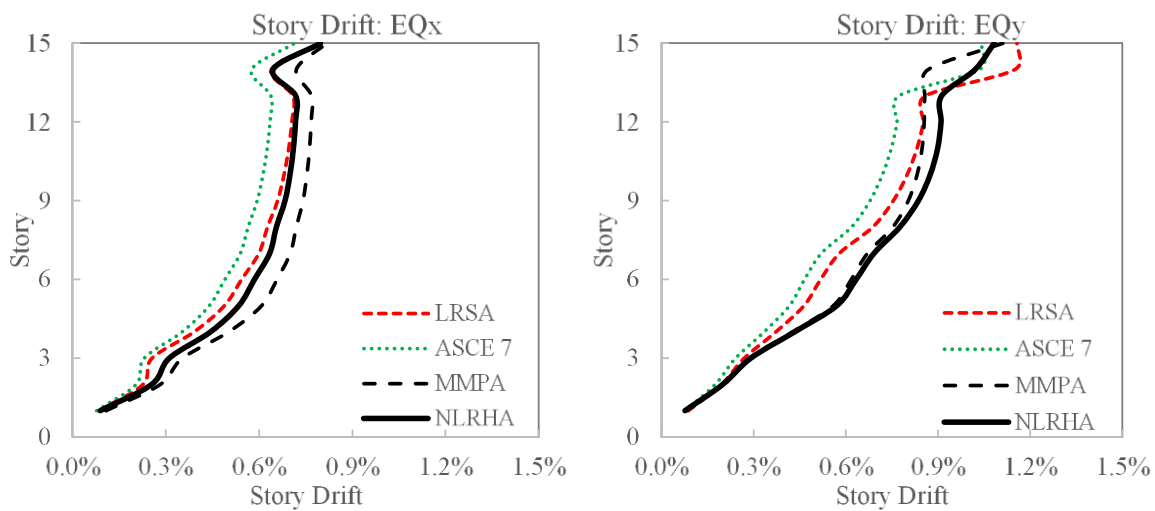
ผลการเปรียบเทียบข้างต้นแสดงให้เห็นว่า การสมมติให้โหมดสูงมีการตอบสนองแบบอิลาสติกสามารถใช้เป็นค่าประมาณของผลตอบสนองที่ถูกต้อง (NLRHA) ได้ค่อนข้างดี แต่มีการทำนายค่าสูงเกินจริงในบางกรณี เช่นในอาคาร 31 และ 39 ชั้น ซึ่งอาจเป็นเพราะว่าการตอบสนองของโหมดสูงเกินช่วงอิลาสติกเชิงเส้นไปบ้าง หัวข้อถัดไปจึงต้องการตรวจสอบพฤติกรรมการตอบสนองของแต่ละโหมดว่ายังอยู่ในช่วงอิลาสติกเชิงเส้นหรือไม่ หรือเกินช่วงอิลาสติกเชิงเส้นไปเล็กน้อยเพียงใด



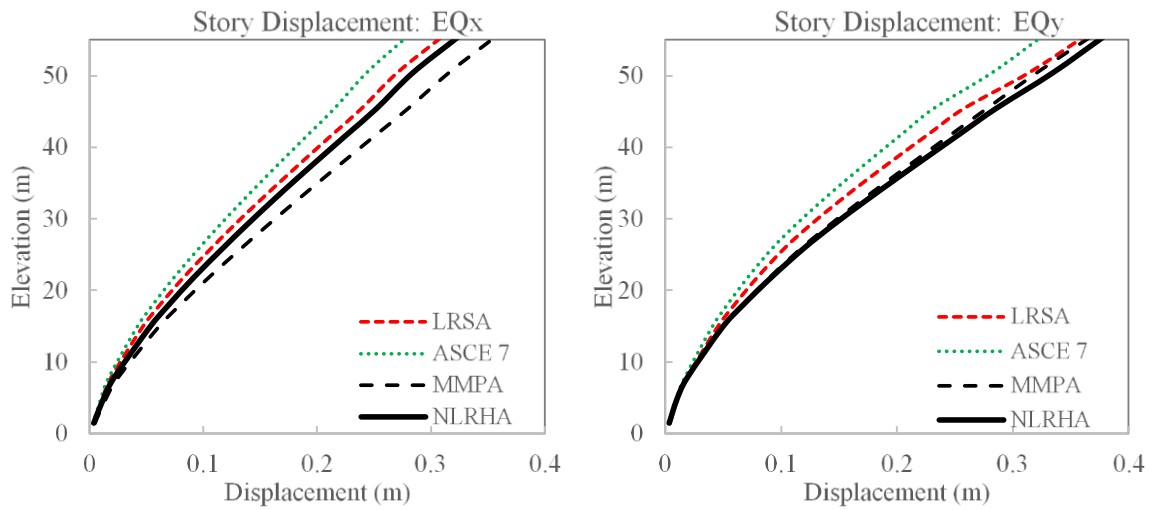
(a) ค่าแรงเฉือน



(b) ค่าโมเมนต์พลิกคว่ำ

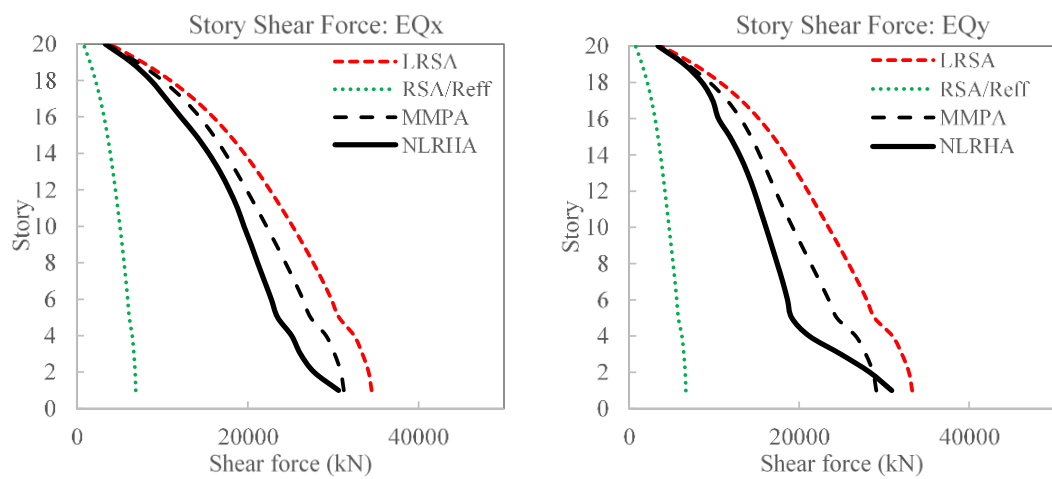


(c) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

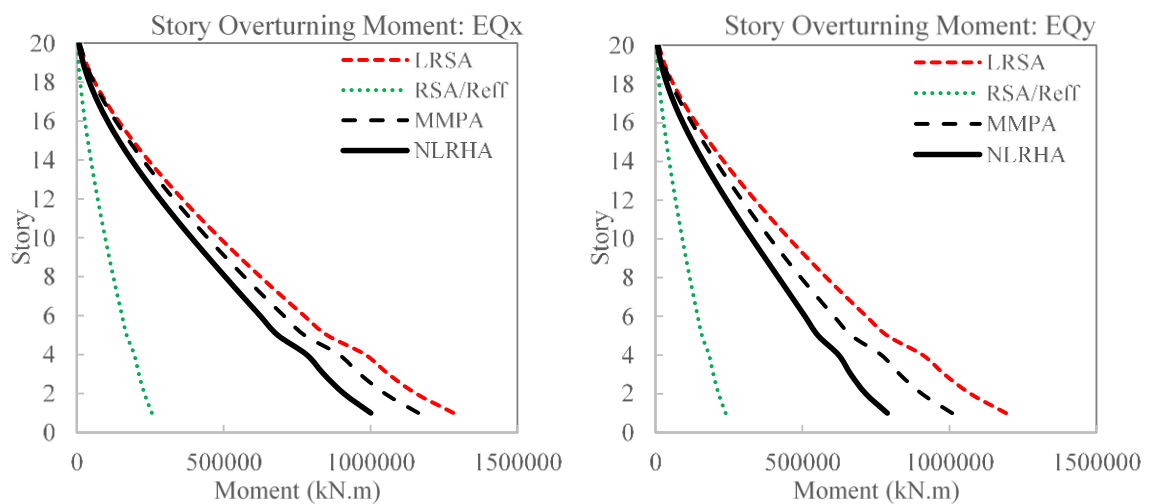


(d) การเคลื่อนตัวของชั้นอาคาร

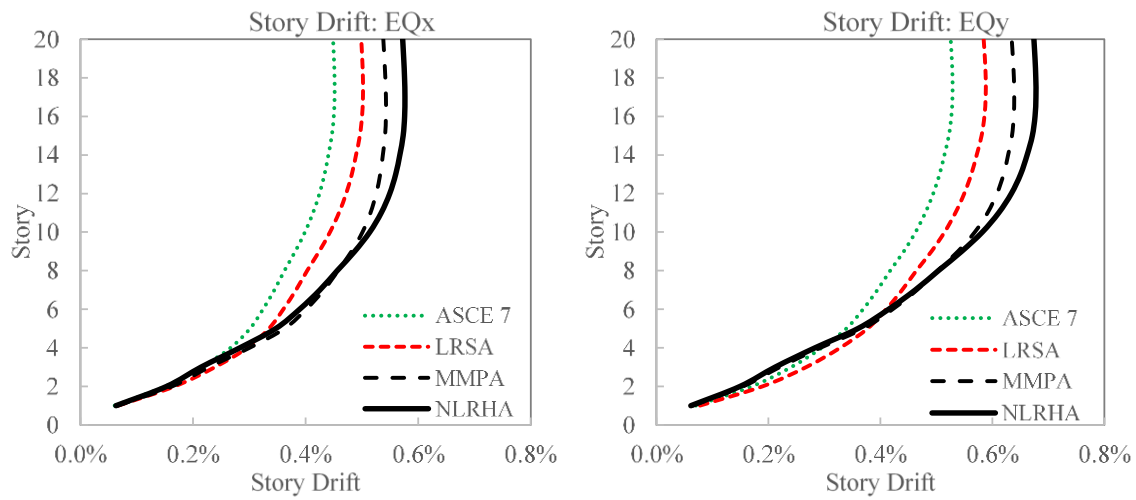
รูปที่ 3.31 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี MMPA และ NLRHA ของอาคารสูง 15 ชั้น



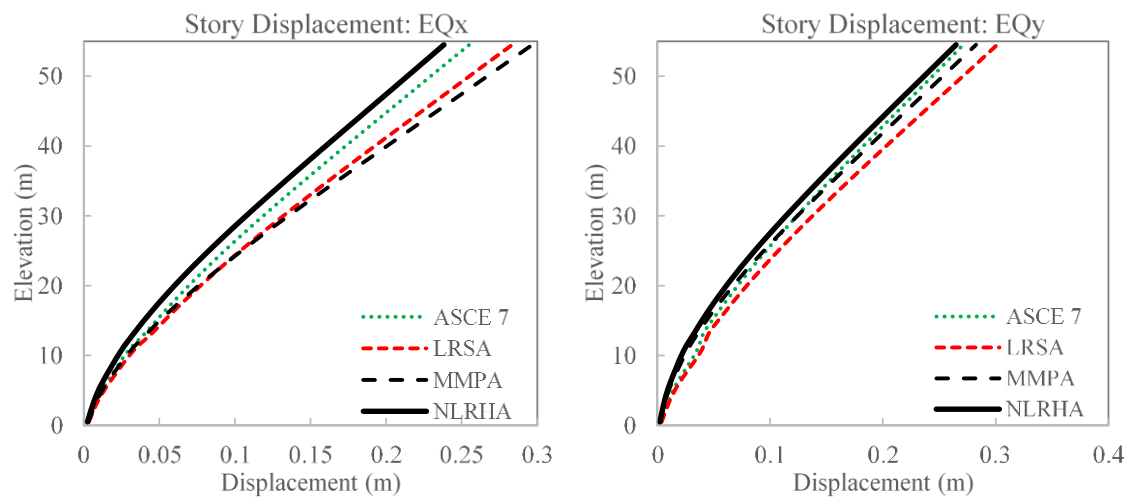
(a) ค่าแรงเฉือน



(b) ค่าโมเมนต์พลิกคว่ำ

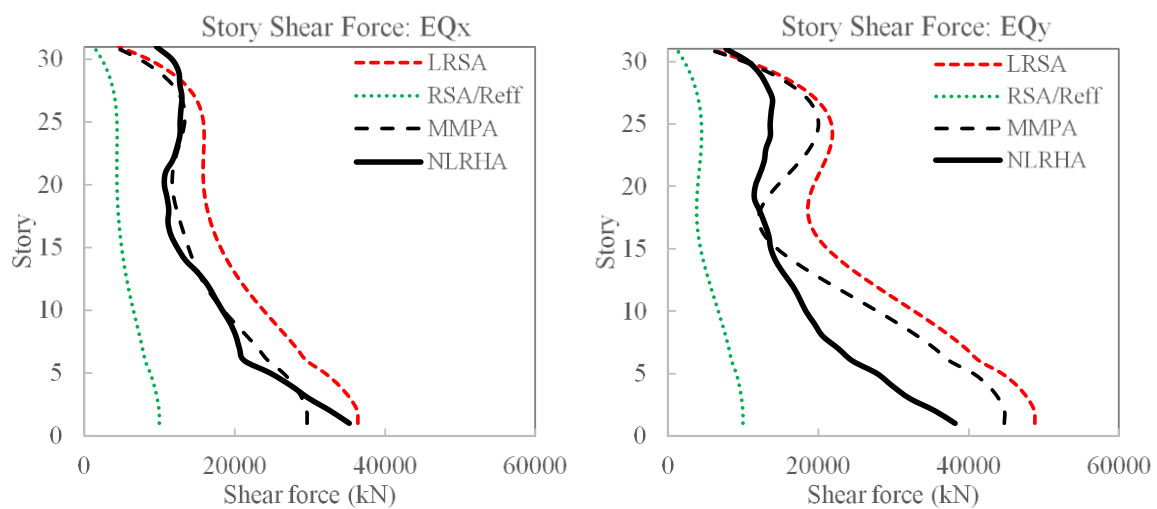


(c) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

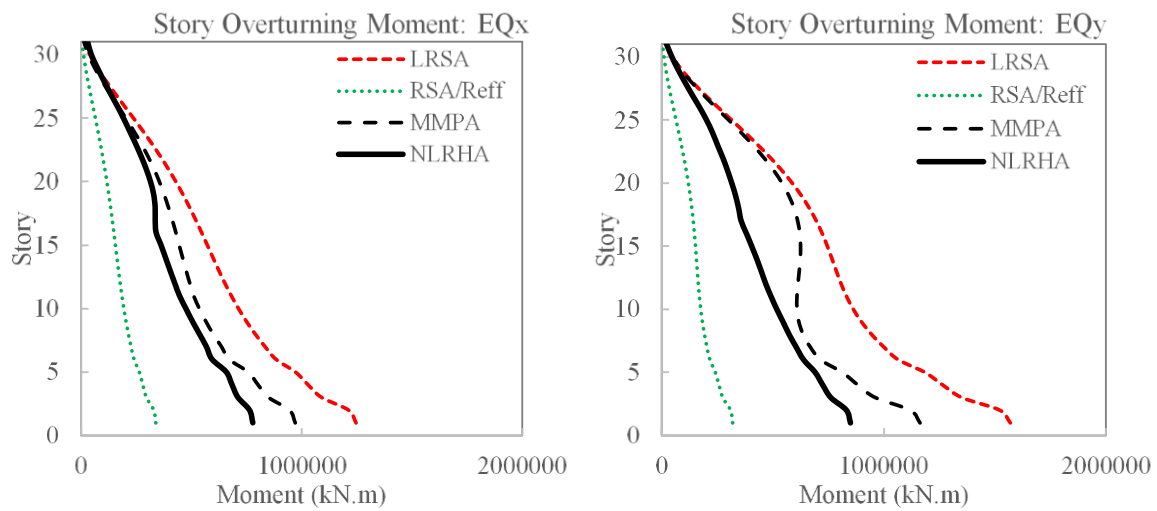


(d) การเคลื่อนตัวของชั้นอาคาร

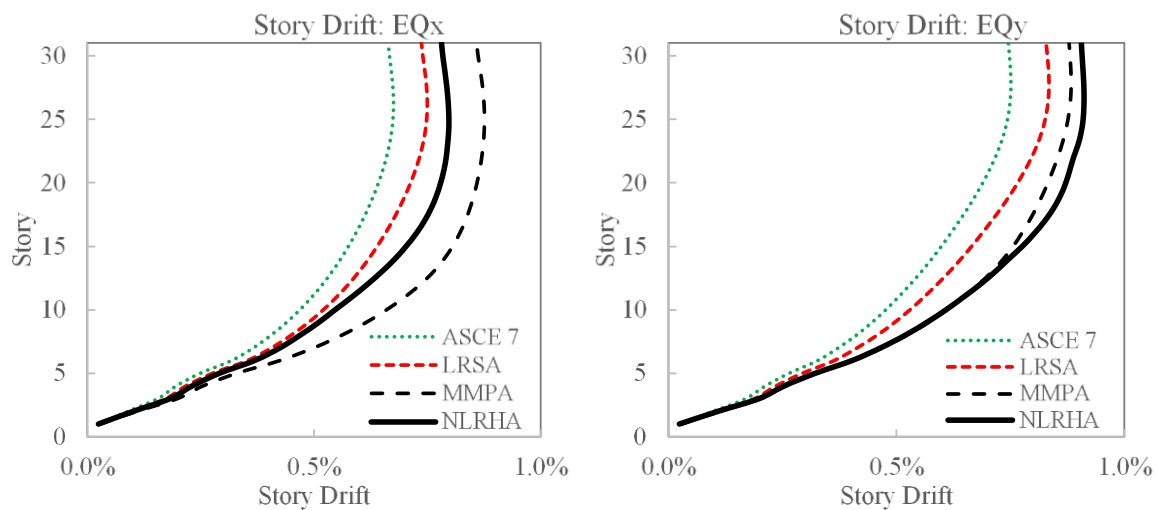
รูปที่ 3.32 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี MMPA และ NLRHA ของอาคารสูง 20 ชั้น



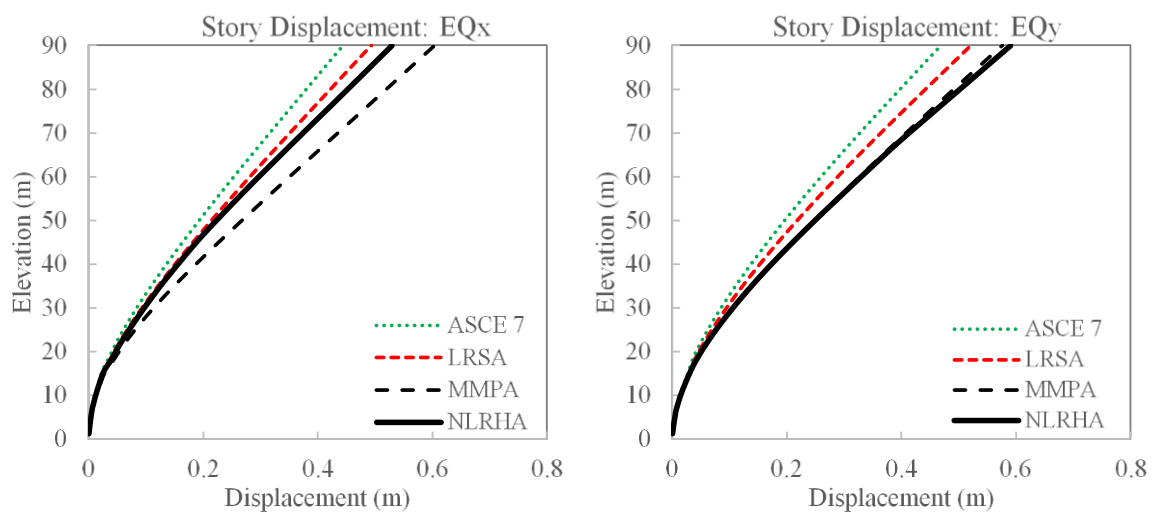
(a) ค่าแรงเฉือน



(b) ค่าโมเมนต์พลิกคว่ำ

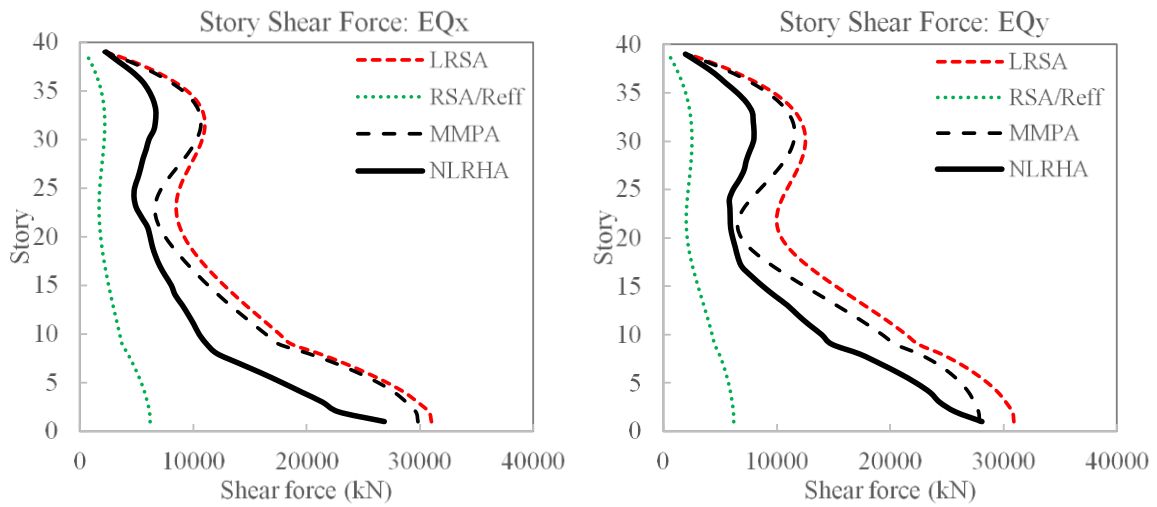


(c) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

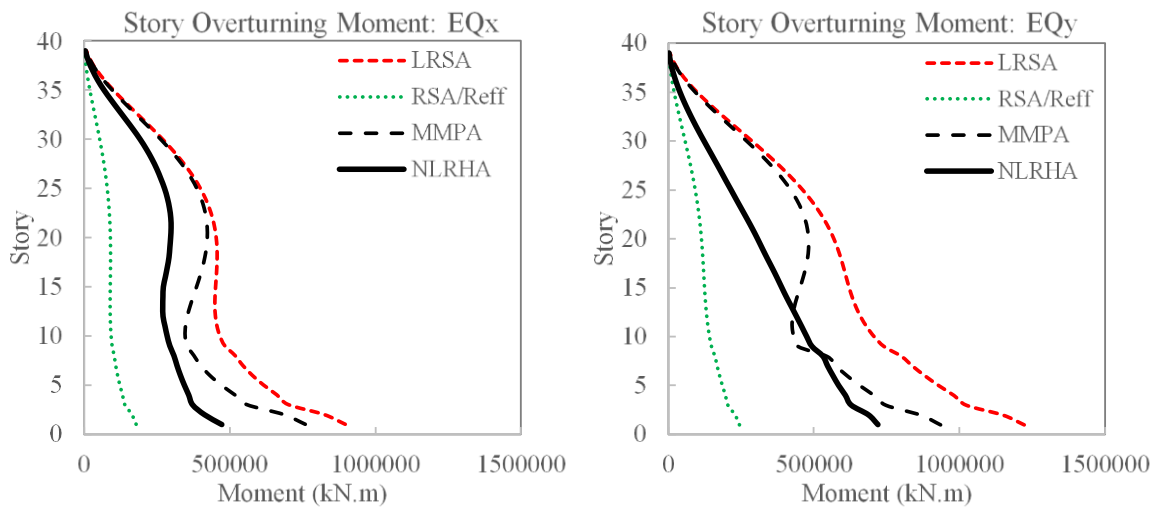


(d) การเคลื่อนตัวของชั้นอาคาร

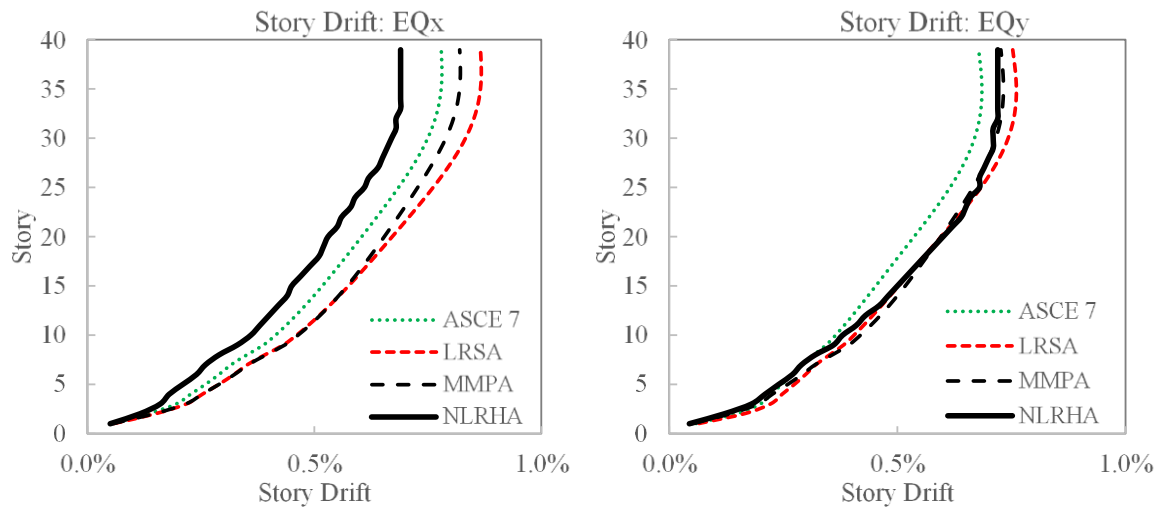
รูปที่ 3.33 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี MMPA และ NLRHA ของอาคารสูง 31 ชั้น



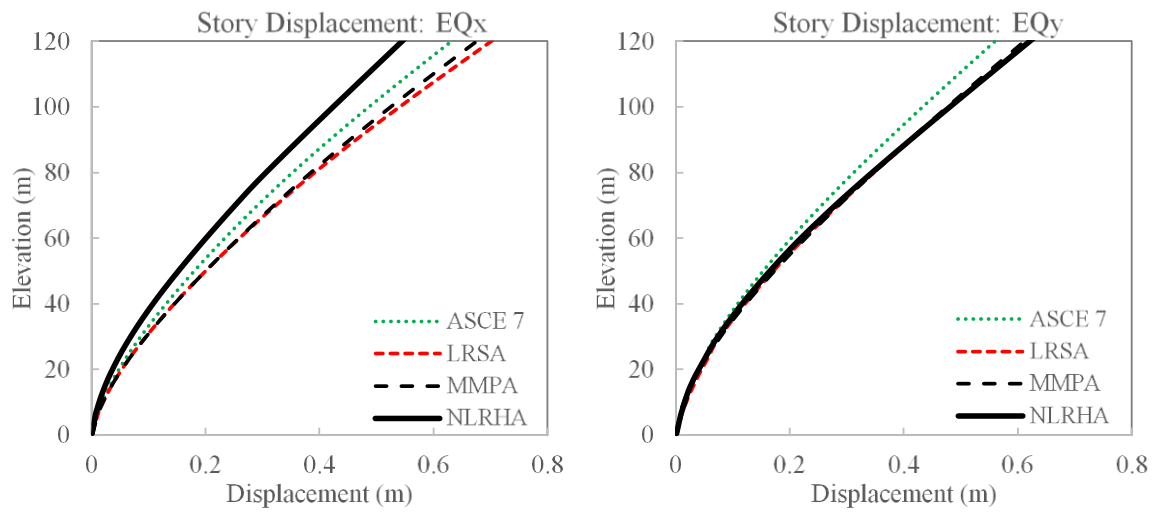
(a) ค่าแรงเฉือน



(b) ค่าโมเมนต์พลิกคว่ำ



(c) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น



(d) การเคลื่อนตัวของชั้นอาคาร

รูปที่ 3.34 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี MMPA และ NLRHA ของอาคารสูง 39 ชั้น

3.9 การตอบสนองในช่วงไม่ยืดหยุ่นของแต่ละโหมด

ในการตรวจสอบการตอบสนองในช่วงไม่ยืดหยุ่นของแต่ละโหมคนั้น จะใช้การวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมด (Modal Pushover Analysis, MPA) ในที่นี้จะใช้กับทั้งแบบจำลองโครงสร้างแบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น โดยสติฟเนสของแบบจำลองโครงสร้างแบบเชิงเส้นจะมีค่าเท่ากับสติฟเนสเริ่มต้นของแบบจำลองแบบไม่เชิงเส้น และค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร (target roof displacement) ของโหมดที่ 1 จะคำนวณจากมาตรฐาน ASCE 41-13 ดังที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 3.8 ในขณะที่ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโหมดที่สูงขึ้นจะสมมติว่ามีค่าเท่ากับที่คำนวณได้ด้วยวิธี linear RSA โดยในการศึกษานี้จะพิจารณาโหมดการเคลื่อนที่ 3 โหมดแรกของแต่ละอาคาร

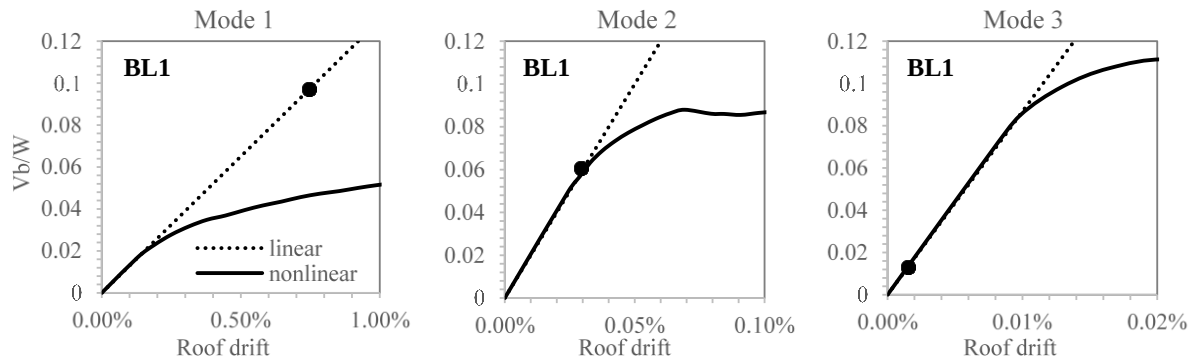
ค่าตัวประกอบการลดแรงแต่ละโหมด (modal force response reduction factor, R_i) หมายถึง อัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ฐานแบบเชิงเส้น ($V_{el,i}$) กับแรงเฉือนที่ฐานแบบไม่เชิงเส้น ($V_{inel,i}$) สำหรับโหมดที่ i ซึ่งคำนวณได้จากวิธี Modal Pushover Analysis ที่ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร (target roof displacement)

$$R_i = \frac{V_{el,i}}{V_{inel,i}} \quad (3.9)$$

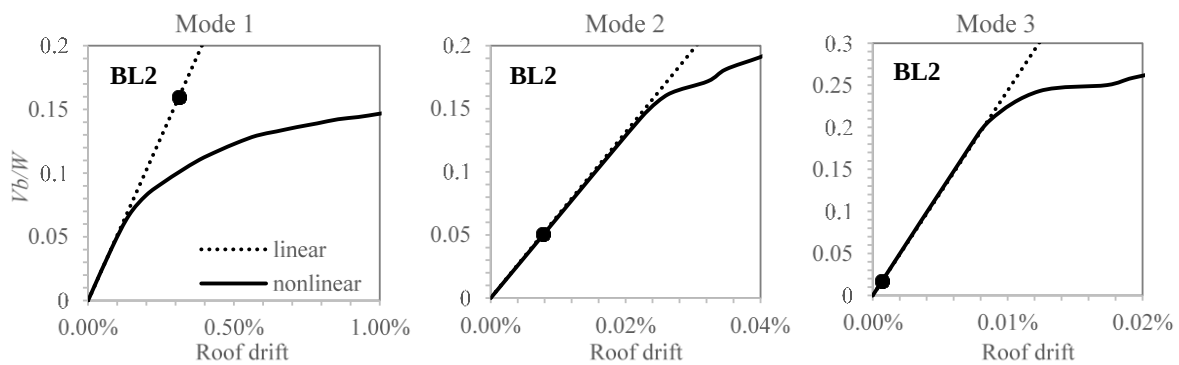
รูปที่ 3.35 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (คิดเป็นสัดส่วนของน้ำหนักทั้งอาคาร) กับค่าการเคลื่อนที่ยอดอาคาร (คิดเป็นสัดส่วนของความสูงทั้งหมดของอาคาร เรียกว่า roof drift) ซึ่งคำนวณได้จากวิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมดของแบบจำลองเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น จุดสีดำแสดงค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร โดยค่าตัวประกอบการลดแรง (force response reduction factor, R_i) ของแต่ละโหมด (สมการที่ 3.9) สรุปได้ดังตารางที่ 3.18 ซึ่งพบว่าค่า R_i จะมีค่าลดลงในโหมดการสั่นไหวที่สูงขึ้น โดยค่า R_1 สำหรับโหมดที่ 1 ในแต่ละอาคารตัวอย่างจะมีค่าประมาณ 2 ซึ่งมีค่าน้อยกว่าค่า R ที่ใช้ในการออกแบบตามมาตรฐาน ASCE 7-10 ($R=5$) โดยสำหรับอาคารสูง 15 และ 20 ชั้น การสั่นไหวในโหมดสูงยังมีพฤติกรรมในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น สังเกตได้จากค่า R_i ของโหมดที่ 2 และ 3 มีค่าเท่ากับ 1 ในขณะที่ค่า R_i ของโหมดที่ 2 และ 3 สำหรับอาคารสูง 31 และ 39 ชั้น มีค่ามากกว่า 1 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าในอาคาร 31 และ 39 ชั้น การสั่นไหวในโหมดที่สูงขึ้นมีพฤติกรรมเกินช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น ดังนั้นในวิเคราะห์โครงสร้างโดยพิจารณาผลตอบสนองในโหมดสูงเป็นแบบอิลาสติกเชิงเส้น จะให้ค่าถูกต้องดีสำหรับอาคารสูง 15 และ 20 ชั้น แต่ให้ค่าสูงเกินจริงเล็กน้อยสำหรับอาคารสูง 31 และ 39 ชั้น อย่างไรก็ตามก็จัดได้ว่าการใช้สมมติฐานนี้ในการคำนวณแรงเฉือนที่ต้องต้านทานมีความปลอดภัยสำหรับการออกแบบของอาคารสูง

ตารางที่ 3.18 ค่า R_i ของการตอบสนองใน 3 โหมดแรกในทิศทาง X

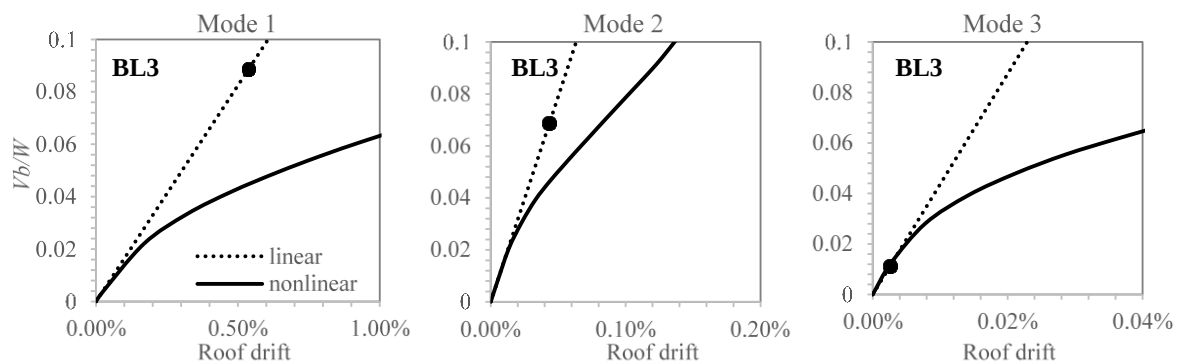
Buildings	Mode 1	Mode 2	Mode 3
15-story (BL1)	2.09	1.00	1.00
20-story (BL2)	1.59	1.00	1.00
31-story (BL3)	1.98	1.49	1.00
39-story (BL4)	2.00	1.79	1.21



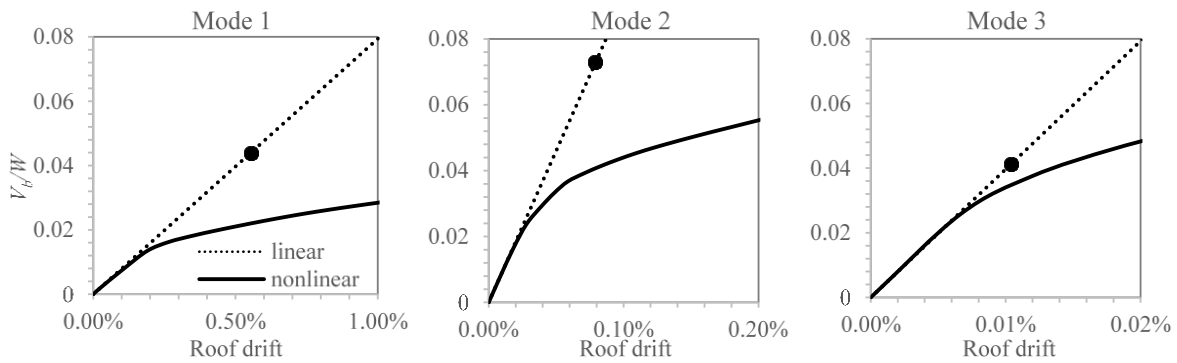
(a) อาคารสูง 15 ชั้น



(b) อาคารสูง 20 ชั้น



(c) อาคารสูง 31 ชั้น



(d) อาคารสูง 39 ชั้น

รูปที่ 3.35 Linear and nonlinear pushover curve แบบแยกโหมดสำหรับ 3 โหมดแรกที่ใช้ในการเคลื่อนตัวในทิศทาง X (first 3 translational modes in X direction) ของอาคารตัวอย่างทั้ง 4 หลังภายใต้แรงกระทำในทิศทาง X โดยที่จุดสีดำแสดงค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโหมคนั้นๆ

3.10 วิธีวิเคราะห์ Modified Response Spectrum Analysis (MRSA)

วิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) เป็นวิธีที่เสนอในที่นี้เพื่อปรับปรุงวิธีการวิเคราะห์หาค่าแรงเฉือนในกำแพงและเสาให้ถูกต้องและปลอดภัยขึ้นจากวิธีการวิเคราะห์ Response Spectrum Analysis (RSA) แบบเดิม โดยหลักการของวิธี MRSA นี้ จะพิจารณาผลตอบสนองในโหมดสูงเป็นแบบอีลาสติกเชิงเส้น (higher modes elastic, HME) ในการคำนวณแรงเฉือนสำหรับออกแบบกำแพงและเสาของโครงสร้างดังสมการที่ 3.10 โดยผลตอบสนองเชิงเส้นของแต่ละโหมดจะคำนวณจากการวิเคราะห์เชิงโหนด (elastic modal analysis) ของแบบจำลองโครงสร้างที่ลดค่าสติฟเนสประสิทธิภาพ (effective cross section stiffness) ตามมาตรฐานการออกแบบปกติ เช่น มยพ. 1302-52 (ตารางที่ 3.13)

$$V = I \sqrt{\left(\frac{SF \cdot \Omega V_{1e}}{R} \right)^2 + V_{2e}^2 + V_{3e}^2 + \dots} \quad (3.10)$$

โดยที่ V_{1e} หมายถึง แรงเฉือนในโหมดที่ 1 แบบยืดหยุ่นเชิงเส้น ส่วนตัวแปรอื่นนิยามไว้ในหัวข้อ 3.5

สำหรับการต้านทานโมเมนต์ดัดของกำแพงและเสาโดยทั่วไปจะออกแบบโดยยอมให้เหล็กเสริมเกิดการครากได้ในบริเวณที่คาดการณ์ไว้และจัดให้มีเหล็กปลอกเพียงพอที่จะทำให้องค์อาคารนั้นมีพฤติกรรมการวิบัติแบบเหนียว (ductile detailing) กำลังครากของโมเมนต์ดัดจะมีผลต่อแรงที่จะเกิดขึ้นในองค์อาคารนั้น และองค์อาคารที่รับแรงที่ส่งถ่ายจากองค์อาคารนั้นตามไปด้วย ยิ่งมีกำลังครากมากก็จะทำให้เกิดแรงที่จะส่งถ่ายต่อไปมากตามขึ้นไปด้วย¹ การวิเคราะห์โดยพิจารณาผลตอบสนองในโหมดสูงเป็นแบบอีลาสติกเชิงเส้น

อย่างไรก็ดี กำลังครากมากจะช่วยลดระดับการตอบสนองช่วงอีลาสติกและลดระดับความเหนียวที่องค์อาคารนั้นจะต้องทนได้

(higher modes elastic, HME) จึงไม่เหมาะสมในการคำนวณค่าโมเมนต์ดัดสำหรับออกแบบ เนื่องจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจะมีค่าเพิ่มขึ้น จากการเพิ่มกำลังรับโมเมนต์ดัด (ดังรูปที่ 3.36a จะเห็นว่าแรงเฉือน NLRHA (M_n -HME) สูงกว่า NLRHA (M_n -RSA)) ที่มาของการเปรียบเทียบมีดังนี้

ในการตรวจสอบผลกระทบของออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดโดยใช้ค่าโมเมนต์ที่ต้องต้านทานตามผลการวิเคราะห์ที่สมมติโมเมนต์ดัดในโหมดสูงเป็นแบบอิลาสติกเชิงเส้น (HME) ตามสมการที่ 3.11

$$M = I \sqrt{\left(\frac{SF \cdot \Omega M_{1e}}{R} \right)^2 + M_{2e}^2 + M_{3e}^2 + \dots} \quad (3.11)$$

โดยที่ M_{ie} หมายถึง แรงเฉือนในโหมดที่ i แบบยืดหยุ่นเชิงเส้น ส่วนตัวแปรอื่นนิยามไว้ในหัวข้อ 3.5 การศึกษาเฉพาะส่วนนี้ได้ทดลองออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของกำแพงในอาคาร 39 ชั้นโดยเสริมเหล็กเพิ่มขึ้นให้สามารถต้านทานโมเมนต์ดัดตามสมการที่ 3.11 (แสดงค่าด้วยเส้นประสีเขียวในรูปที่ 3.36b) และทำการวิเคราะห์โครงสร้างใหม่นี้ด้วยวิธี NLRHA และแสดงค่าการตอบสนองแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในปล่องกำแพงหลักที่ระดับชั้นต่างๆ ตามความสูง ดังเส้นทึบสีดำเข้มในรูปที่ 3.36 เรียกว่า NLRHA (M_n -HME) เพื่อทำการเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ NLRHA ของอาคาร 39 ชั้นที่ถูกออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของกำแพงตามวิธีการ RSA แบบเดิมใน มยพ.1302-52 ซึ่งเป็นไปตามสมการที่ 3.12 (แสดงค่าด้วยเส้นประสีแดงในรูปที่ 3.36b)

$$M = \frac{SF \cdot I}{R} \sqrt{M_{1e}^2 + M_{2e}^2 + M_{3e}^2 + \dots} \quad (3.12)$$

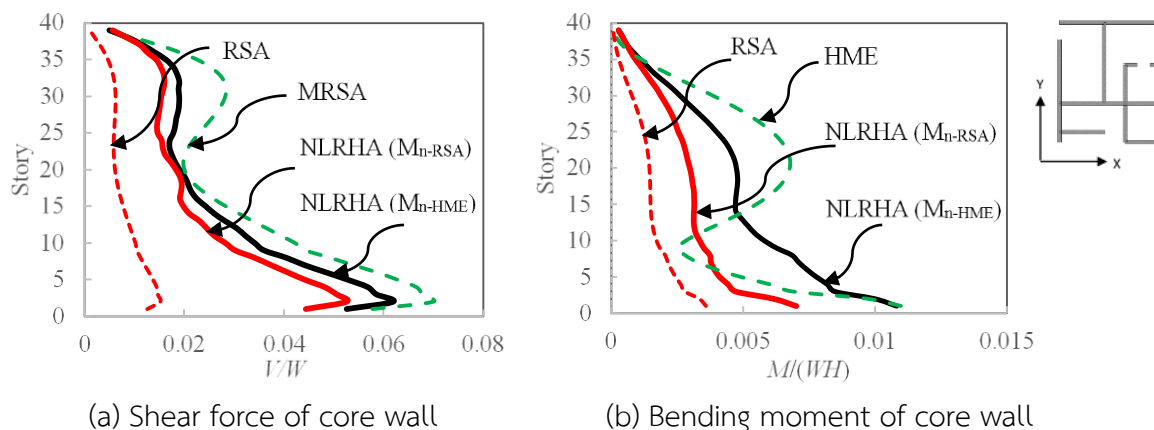
ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารนี้ด้วยวิธี NLRHA ได้ค่าการตอบสนองแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจริงในกำแพงแสดงด้วยเส้นทึบสีแดงในรูปที่ 3.36 เรียกว่า NLRHA (M_n -RSA)

อาคารที่ถูกออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดตามสมมติฐาน HME (สมการที่ 3.11) จะมีค่าโมเมนต์ดัดที่ต้องต้านทานสูงมากที่บริเวณกึ่งกลางความสูงอาคาร ในขณะที่ความสูงประมาณหนึ่งในสี่ของความสูงทั้งหมดโมเมนต์ที่ต้องต้านทานน้อยลง ในการเสริมเหล็กยืนของกำแพงในทางปฏิบัติจะเสริมที่ชั้นล่างๆ ไม่น้อยกว่าชั้นบนๆ ที่อยู่เหนือขึ้นไป บริเวณนี้จึงมีกำลังส่วนเกินกว่าที่ต้องต้านทานตามสมการที่ 3.11

หากเปรียบเทียบการออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดตามสมการที่ 3.11 (HME) และ 3.12 (RSA) โดยสังเกตเส้นประในรูปที่ 3.36b จะเห็นได้ว่า สมการที่ 3.11 ทำให้ต้องเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมยืนเพื่อให้มีกำลังต้านทานมากขึ้นกว่าสมการที่ 3.12 อย่างมากและมีผลกระทบต่อราคาค่าก่อสร้าง

และเมื่อพิจารณาค่าตอบสนองแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในอาคารที่ออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดไว้ต่างหาก (รูปที่ 3.36a) จะเห็นได้ว่า แรงเฉือนที่เกิดขึ้น (ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA) ในอาคารที่กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดถูกออกแบบโดยวิธี HME (NLRHA (M_n -HME)) มีค่ามากกว่าแรงเฉือนในอาคารที่กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดถูกออกแบบโดยวิธี RSA (NLRHA (M_n -RSA)) และยิ่งไปกว่า วิธี HME ไม่สามารถ

ประมาณค่าโมเมนต์ดัดได้สอดคล้องกับค่าที่เกิดขึ้นที่วิเคราะห์ได้จากวิธี NLRHA (ดังรูปที่ 3.36b) ส่วนหนึ่งเป็นเพราะปริมาณเหล็กเสริมรับโมเมนต์ในการออกแบบเพื่อการก่อสร้างจริงไม่ได้เป็นไปตามสมการที่ 3.11 (HME) พอดี แต่มีกำลังส่วนเกินบริเวณหนึ่งในสี่ของความสูงอาคาร ทำให้โมเมนต์ที่เกิดขึ้นจริงสูงกว่าค่าตามสมการที่ 3.11 แต่ในบริเวณชั้นบนๆ โมเมนต์ที่เกิดขึ้นจริงน้อยกว่าค่าตามสมการที่ 3.11 (HME)



รูปที่ 3.36 การเปรียบเทียบ (a) แรงเฉือนและ (b) โมเมนต์ดัดในปล่องกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กในอาคาร 39 ชั้น (BL4) ที่ถูกออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดตามสมมติฐาน HME และตามวิธี RSA ปกติ ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X

โดยสรุปแล้วการออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดในการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ควรใช้ค่าตามวิธี RSA แบบเดิมตามสมการที่ 3.12 การครากของเหล็กเสริมอาจจะเกิดขึ้น ณ ตำแหน่งใดๆ ตลอดความสูงของอาคาร ดังนั้นการให้รายละเอียดแบบเหินยวบกับโครงสร้างจะจำเป็นในบริเวณที่ค่าความเครียด (strain) มีค่ามากกว่าค่า elastic limit เช่น 0.002

ดังนั้นในวิธี MRSA ที่เสนอในการศึกษานี้จำเป็นต้องคำนวณค่าความเครียดในกำแพงเพื่อระบุตำแหน่งที่จำเป็นต้องเสริมเหล็กให้มีความเหนียวเพียงพอ ซึ่งในการศึกษานี้เสนอวิธีการประมาณค่าความเครียดโดยใช้ผลจากการวิเคราะห์ linear elastic RSA และสมมติฐานที่ว่าค่าการเคลื่อนและการเสียรูปของระบบอินอลาสติกมีค่าใกล้เคียงกับของระบบอีลาสติก ซึ่งจะมีการตรวจสอบความถูกต้องของการประมาณค่าความเครียดดังกล่าวโดยเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ NLRHA

ในการนี้จะใช้ค่าแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดของหน้าตัดกำแพงหรือเสาจากการวิเคราะห์ linear elastic RSA (LRHA) และสมการในการคำนวณความเค้น (stress) และสมการแปลงค่าความเค้นเป็นความเครียดตามการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น แต่ในสมการดังกล่าวต้องมีการใช้ระยะห่างจากแนวแกนสะเทิน (neutral axis, NA) ซึ่งในที่นี้จะคำนึงถึงการเปลี่ยนตำแหน่งของแกนสะเทิน ซึ่งเมื่อน้ำตัดเริ่มรับโมเมนต์ดัด ตำแหน่งของแกนสะเทินอยู่ที่ตำแหน่งแกนสะเทินแบบยืดหยุ่น (elastic NA) เมื่อโมเมนต์ดัดเพิ่มมากขึ้น จนกระทั่งความเครียดมีค่ามากกว่าค่าความเครียดแตกตัวของคอนกรีต ตำแหน่งแกนสะเทินจะขยับ

(shift) ไปทางด้านขอบของหน้าตัดที่รับความเค้นอัด โดยระยะที่แกนสะเทินขยับไป (c_{shift}) ซึ่งคือระยะระหว่างตำแหน่งแกนสะเทินแบบยึดหยุ่นและแบบไม่ยึดหยุ่น

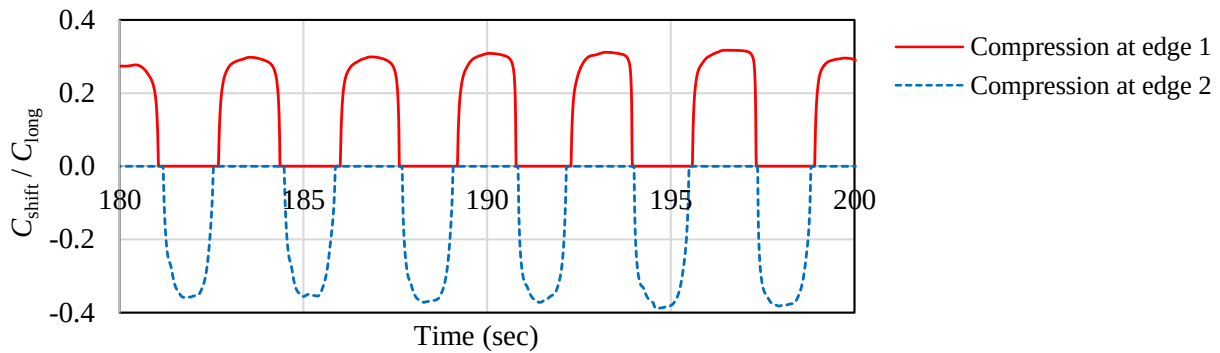
การศึกษานี้ได้ตรวจสอบระยะที่แกนสะเทินย้ายตำแหน่งไป (c_{shift}) โดยเทียบเป็นสัดส่วนกับระยะที่วัดได้จากแกนสะเทินแบบยึดหยุ่นถึงขอบหน้าตัดด้านที่ห่างจากแกนสะเทินมากที่สุด (c_{long}) แสดงในรูปที่ 3.37 โดย c_{shift} คำนวณมาจากการวิเคราะห์ NLRHA ซึ่งสมมติให้การแปรเปลี่ยนความเครียดบนหน้าตัดเป็นแบบเชิงเส้น (ระนาบหน้าตัดก่อนรับโมเมนต์ยังคงเป็นระนาบหลังเสียรูป) และใช้ค่าความเครียดที่ขอบทั้งสองข้างของหน้าตัดกำหนด จากรูปที่ 3.37 ซึ่งแสดงค่าประวัติเวลาของ c_{shift}/c_{long} สำหรับกำแพงหน้าตัดรูปตัว L ของอาคารสูง 15 ชั้น พบว่าค่า c_{shift}/c_{long} มีค่าประมาณ 1/3.33 และ 1/2.5 เมื่อความเค้นอัดเกิดขึ้นสูงสุดที่บริเวณจุดที่ 1 และ 2 ในรูป ตามลำดับ และพบว่าค่า c_{shift}/c_{long} มีค่าประมาณ 1/3 สำหรับเกือบทุกกรณีการศึกษา ดังนั้นจึงเสนอให้คำนวณความเครียดโดยสมมติว่าแกนสะเทินมีการย้ายตำแหน่งไป 1/3 เท่าของ c_{long}

ค่าความเครียดดึงและความเครียดอัดแบบยึดหยุ่นของกำแพงจะคำนวณได้จากสมการที่ 3.13 และ 3.14 ตามลำดับ

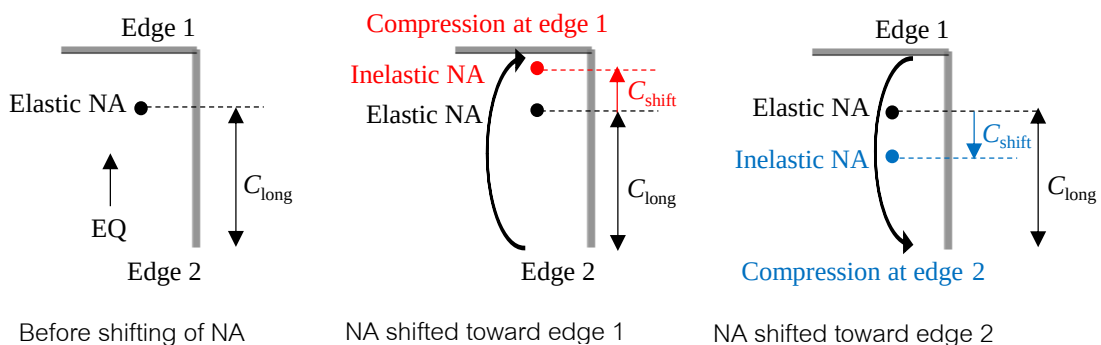
$$\text{Tensile strain: } \varepsilon_t = \frac{P}{EA_g} + \frac{M}{EI_{eff}} \left(c + \frac{1}{3} c_{long} \right) \quad (3.13)$$

$$\text{Compressive strain: } \varepsilon_c = \frac{P}{EA_g} - \frac{M}{EI_{eff}} \left(c - \frac{1}{3} c_{long} \right) \quad (3.14)$$

โดยที่ ε_c และ ε_t คือค่าความเครียดอัดและความเครียดดึงของกำแพงตามลำดับ, M และ P คือค่าโมเมนต์ดัดและแรงอัดตามแนวแกนของกำแพง ซึ่งคำนวณได้จากการวิเคราะห์ linear elastic RSA และรวมผลของแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งที่เพิ่มค่าแล้ว (factored gravity load) ตามลำดับ, c คือ ระยะจากแกนสะเทินแบบอีลาสติกถึงตำแหน่งที่คำนวณความเครียด, A_g คือพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของกำแพง, E คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต และ I_{eff} คือค่าโมเมนต์ของความเฉื่อยประสิทธิผลที่ปรับลดค่าแล้ว (effective moment of inertia of cross-sectional area) ของหน้าตัดกำแพงหรือเสา ซึ่งคำนวณได้จากสมการในตารางที่ 6.6.3.1.1(b) ตามมาตรฐาน ACI 318M-14



(a) Relative shifting distance of neutral axis in an L-shape wall of 15-story building (BL1)



(b) Location of elastic and inelastic neutral axis in an L-shape wall of 15-story building

รูปที่ 3.37 การเปลี่ยนตำแหน่งของแกนสะเทินเนื่องจากการแตกร้าวของคอนกรีตของกำแพงรูปตัว L ในอาคารตัวอย่าง 15 ชั้น

โดยกระบวนการในการวิเคราะห์และออกแบบอาคารสูงด้วยวิธี MRSA สรุปได้ดังต่อไปนี้

- โมเมนต์ดัด จะคำนวณออกแบบตามวิธี RSA แบบเดิม ดังสมการที่ (3.11) โดยในการออกแบบเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดในกำแพงรับแรงเฉือนและระบบรับแรงด้านข้างอื่นๆ จะพิจารณาจากโมเมนต์ดัดที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA แบบเดิมกับแรงลมออกแบบค่าที่มากกว่า
- แรงเฉือน จะคำนวณโดยรวมผลของแรงเฉือนแบบไม่ยึดหยุ่นในโหมดที่ 1 กับแรงเฉือนแบบยึดหยุ่นเชิงเส้นในโหมดอื่นๆที่สูงขึ้น ดังสมการที่ (3.10)
- การเคลื่อนตัวของโครงสร้างและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น ยังคงคำนวณตามวิธี RSA แบบเดิม ดังสมการที่ (3.15)
- ตรวจสอบและให้รายละเอียดเสริมเหล็กพิเศษเพื่อเพิ่มความเหนียวของโครงสร้าง ที่จำเป็นสำหรับตำแหน่งที่ความเครียดมีค่ามากกว่าค่า yield strain หรือค่าที่กำหนด เช่น 0.002
- การคูณปรับค่าเพื่อการออกแบบ (scaling factor, SF) จะใช้กระบวนการเดียวกันกับการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA แบบเดิม ซึ่งค่าแรงเฉือนพื้นฐาน (V_f) ที่คำนวณจากวิธี RSA แบบเดิม ไม่ใช่จากวิธี MRSA โดยแรงเฉือนพื้นฐานจากวิธี RSA ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 85% ของแรงเฉือนพื้นฐานที่ได้จากวิธี ELF (V_s)

โดยค่าตัวคูณปรับค่า (scaling factor, SF) จะคำนวณได้จาก $SF=0.85V_r/V_s$ และต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1

$$\Delta = \frac{C_d}{R} \sqrt{\Delta_{1e}^2 + \Delta_{2e}^2 + \Delta_{3e}^2 + L} \quad (3.15)$$

โดยที่ Δ_{ie} หมายถึง การเคลื่อนที่ในโหมดที่ i แบบยืดหยุ่นเชิงเส้นตามลำดับ

3.1.1 การตรวจสอบความถูกต้องของวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA)

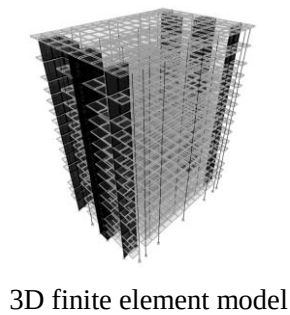
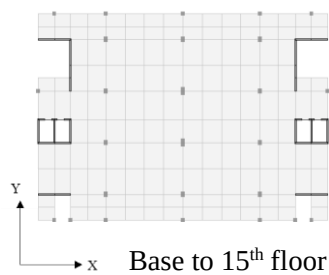
ผลการวิเคราะห์ที่แสดงในหัวข้อที่ 3.7 ถึง 3.9 จะมาจากการศึกษาจากอาคารเดิมที่มีอยู่แล้ว โดยขึ้นส่วนโครงสร้างและปริมาณเหล็กเสริมจะอ้างอิงจากแบบพิมพ์เขียวของอาคารเก่า ซึ่งไม่สามารถทราบได้ว่าผู้ออกแบบคำนวณค่าแรงออกแบบสำหรับการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารเดิมไว้อย่างไร ดังนั้นในการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA และ NLRHA ที่แสดงในหัวข้อที่ 3.7 จึงเป็นการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยสองวิธีที่ต่างกัน ซึ่งพบว่าวิธีวิเคราะห์ RSA ให้ค่าแรงเฉือนต่ำกว่า NLRHA แต่ระดับกำลังของโครงสร้างอาจจะเป็นไปตามวิธีออกแบบ RSA ตามมาตรฐานในปัจจุบัน ในหัวข้อนี้จึงต้องการตรวจสอบผลที่เกิดขึ้นจากการใช้วิธีออกแบบ MRSA ที่เสนอใหม่ ซึ่งคำนวณแรงเฉือนด้วยวิธีใหม่แต่ออกแบบกำลังต้านโมเมนต์ดัดแบบเดิม ในที่นี้จึงทำการคำนวณโมเมนต์ดัดและออกแบบปริมาณเหล็กเสริมในกำแพงโครงสร้างอาคารขึ้นใหม่ ตามวิธี RSA หรือ MRSA เพื่อที่จะประเมินความถูกต้องแม่นยำของวิธี MRSA ในการหาค่าแรงเฉือน ทั้งนี้ขนาดหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างต่างๆใช้ตามขนาดในอาคารเดิม ส่วนปริมาณเหล็กเสริมในเสาใช้ตามอาคารเดิม

3.11.1 อาคารที่ใช้ในการศึกษา

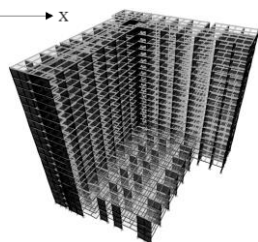
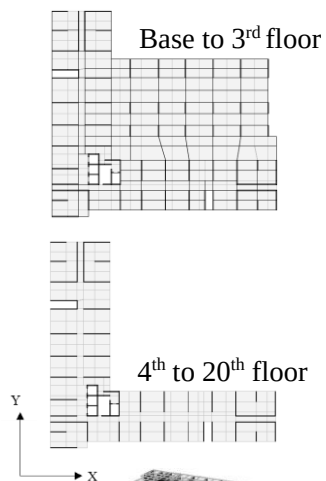
อาคารสูงที่มีระบบโครงสร้างเป็นแบบกำแพงรับแรงเฉือนในกรุงเทพ จำนวน 6 อาคาร จะถูกนำมาใช้สำหรับประเมินความถูกต้องแม่นยำของวิธี RSA และวิธี MRSA ในการศึกษาครั้งนี้ โดย 4 ใน 6 ของอาคารตัวอย่างนี้ จะเป็นอาคารที่มีอยู่จริงเดิม ซึ่งมีความสูงจำนวน 15, 20, 31 และ 39 ชั้น โดยกำหนดชื่ออาคารเป็น BL1, BL2, BL3 และ BL4 ตามลำดับ ส่วนอาคาร BL5 (20 ชั้น) และอาคาร BL6 (39 ชั้น) จะถูกจำลองขึ้นมาจากอาคาร BL4 โดยอาคาร BL5 จะมีแปลนพื้นเหมือนกับอาคาร BL4 แต่จะมีการลดความสูงเหลือแค่ 20 ชั้น และปรับลดขนาดหน้าตัดเสาและกำแพงให้เล็กลงเทียบได้กับอาคาร 20 ชั้นทั่วไป อาคาร BL6 มาจากการปรับเปลี่ยน BL4 ให้มีขนาดแปลนพื้นที่ใหญ่ขึ้นและมีการเพิ่มกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กในส่วนโพเดียมเพื่อให้อาคาร BL6 มีความไม่สม่ำเสมอในแนวตั้งอย่างชัดเจน เนื่องจากการลดขนาดแปลนอาคารและสถิติของพื้นที่ชั้นบนสุดของโพเดียมขึ้นไปเป็นทาวเวอร์ โดยแปลนพื้นที่ชั้นต่างๆและแบบจำลองโครงสร้าง 3 มิติของอาคารตัวอย่างทั้ง 6 อาคาร แสดงอยู่ในรูปที่ 3.38 และคุณลักษณะของอาคารตัวอย่างทั้งหมดสรุปไว้ในตารางที่ 3.19 ระบบต้านทานแรงด้านข้างคือกำแพงรับแรงเฉือน ส่วนระบบรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งคือเสาคอนกรีตเสริมเหล็กและพื้นคอนกรีตอัดแรงทอ้งเรียบ

ตารางที่ 3.19 รายละเอียดของอาคารตัวอย่างที่ใช้

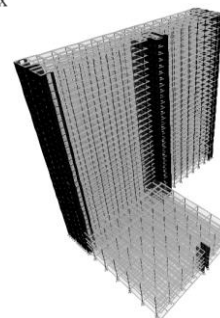
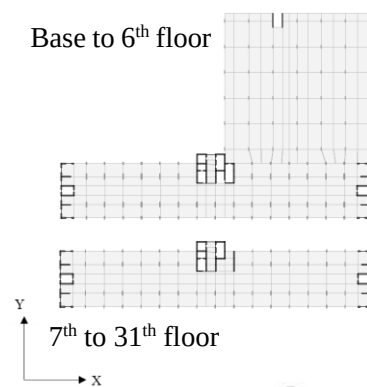
Building			BL1	BL2	BL3	BL4	BL5	BL6
No. of stories			15	20	31	39	20	39
Total height (m)			55.40	54.50	89.95	125.55	62.25	125.55
Podium height (m)			NA	10.05	15.3	26.50	26.50	26.50
Typical story height (m)			3.2	2.75	2.85	3.2	3.2	3.2
RC wall section area / floor area			0.012	0.022	0.012	0.015	0.012	0.015
RC column section area/ floor area			0.012	NA	0.013	0.013	0.014	0.019
Maximum wall thickness (m)			0.25	0.20	0.30	0.35	0.25	0.35
Maximum column size (m x m)			1.2x0.6	NA	1.8x0.5	1.8x0.8	1.5x0.6	1.8x0.8
Natural periods of the first-three translational modes (sec)	X direction	T_1	2.76	1.38	4.29	4.63	2.06	4.40
		T_2	0.53	0.32	1.12	1.06	0.52	1.06
		T_3	0.21	0.14	0.51	0.48	0.22	0.55
	Y direction	T_1	2.24	1.58	2.86	4.84	2.12	4.79
		T_2	0.44	0.36	0.71	0.96	0.40	0.98
		T_3	0.18	0.16	0.35	0.37	0.17	0.46



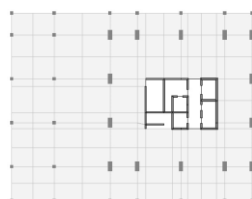
(a) 15-story building (BL1)



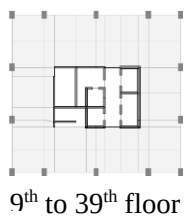
(b) 20-story building (BL2)



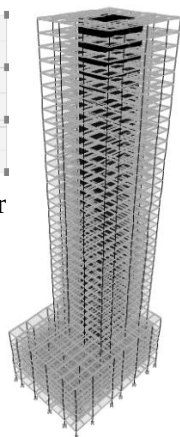
(c) 31-story building (BL3)



Base to 8th floor

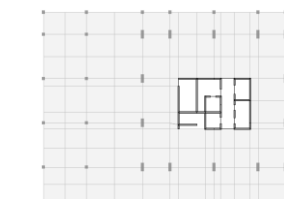


9th to 39th floor

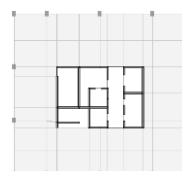


3D finite element model

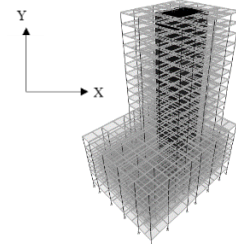
(d) 39-story building (BL4)



Base to 8th floor

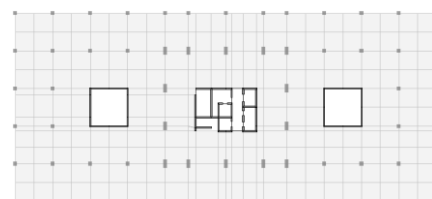


9th to 20th floor

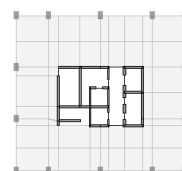


3D finite element model

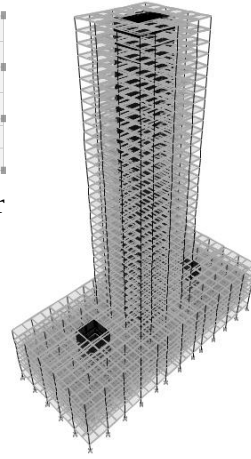
(e) 20-story building (BL5)



Base to 8th floor



9th to 39th floor



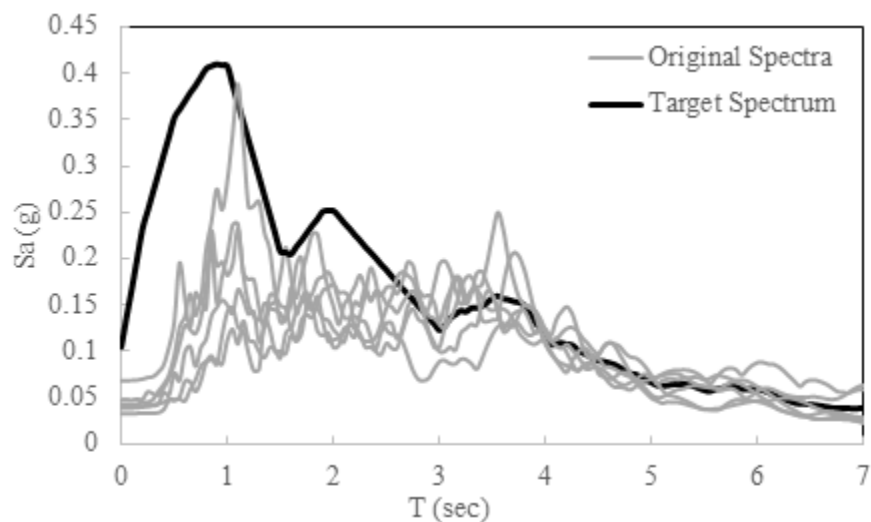
3D finite element model

(f) 39-story building (BL6)

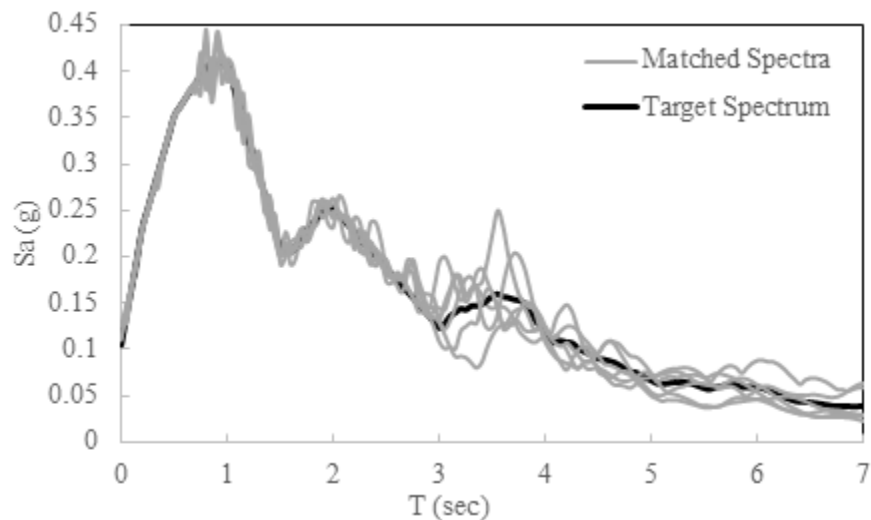
รูปที่ 3.38 แพลนพื้นชั้นต่างๆและแบบจำลองโครงสร้าง 3 มิติของอาคารตัวอย่างทั้ง 6 อาคาร

3.11.2 ความเร่งพื้นดิน

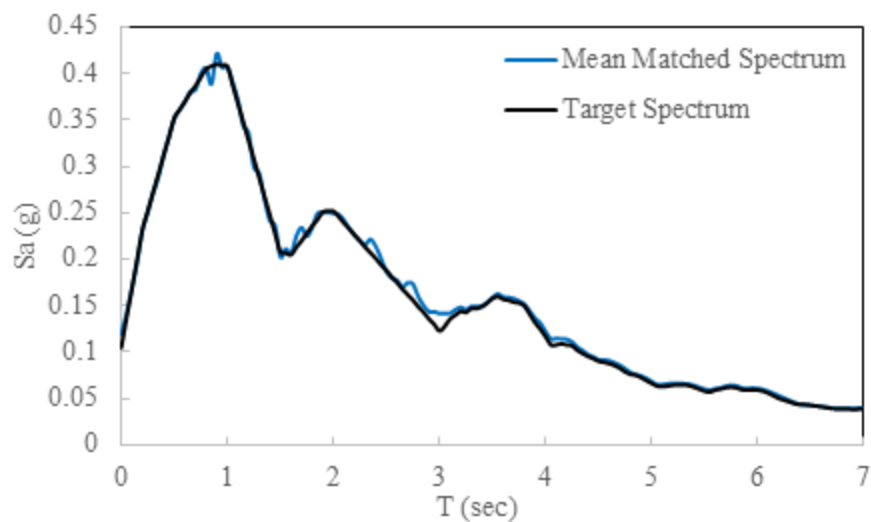
แผ่นดินไหวที่ใช้สำหรับวิธีวิเคราะห์และออกแบบ RSA จะใช้ความเร่งสเปกตรัมเพื่อการออกแบบที่มีความน่าจะเป็น 2% ใน 50 ปี ซึ่งมีความเสี่ยงภัยสม่ำเสมอทุกคาบ (uniform hazard spectrum, UHS) ในขณะที่วิธี NLRHA จะใช้ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (conditional mean spectrum, CMS) สำหรับคาบที่สนใจ (conditioned period) 3 วินาที มาปรับองค์ประกอบความถี่ (spectral matching) ให้สอดคล้องกับความเร่งสเปกตรัมเพื่อการออกแบบ UHS ด้วยโปรแกรม SeismoMatch (2016) เพื่อให้ผลการวิเคราะห์โดยวิธี RSA และ NLRHA อยู่ภายใต้แผ่นดินไหวที่เท่าเทียมกัน โดยสมมติให้ค่าความเร่งสเปกตรัม UHS ที่คาบเกินกว่า 3 วินาทีเท่ากับความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของ CMS ในกลุ่มสำหรับคาบ conditioned period 3 วินาที ค่าความเร่งสเปกตรัม CMS ก่อนปรับองค์ประกอบความถี่, หลังปรับองค์ประกอบความถี่ และค่าเฉลี่ยหลังปรับองค์ประกอบความถี่กับความเร่งสเปกตรัม UHS สำหรับอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 2.5% จะแสดงในรูปที่ 3.39, 3.40 และ 3.41 ตามลำดับ PEER TBI 2010 แนะนำให้ใช้ค่าอัตราส่วนความหน่วงสำหรับอาคารสูงเท่ากับ 2.5% ซึ่งต่ำกว่าที่แนะนำโดย PEER/ATC-72-1 (2010) ในสมการที่ 3.1 เล็กน้อย



รูปที่ 3.39 สเปกตรัมความเร่งก่อนปรับองค์ประกอบความถี่ สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5%



รูปที่ 3.40 สเปกตรัมความเร่งหลังปรับองค์ประกอบความถี่ สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5%



รูปที่ 3.41 สเปกตรัมความเร่งเฉลี่ยหลังปรับองค์ประกอบความถี่ สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5%

3.11.3 การออกแบบโครงสร้างอาคาร

ในการออกแบบโครงสร้างอาคาร จะใช้หน้าตัดและขนาดชิ้นส่วนโครงสร้างตามโครงสร้างอาคารเดิม โดยในการออกแบบเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดในกำแพงรับแรงเฉือนและเสาจะพิจารณาจากโมเมนต์ดัดที่มากที่สุดที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA และแรงลมออกแบบ

- การรวมผลของแรงกระทำ (load combinations)

การรวมผลของแรงที่ใช้ในการออกแบบ ได้แก่

$$0.75(1.4D + 1.7L) + EQ$$

$$0.9D + EQ$$

$$0.75 (1.4D + 1.7L) + 1.6W$$

$$0.9D + 1.6W$$

- ตัวคูณปรับค่าโมเมนต์ดัดที่ใช้ในการออกแบบตามวิธีพลศาสตร์ MRSA

ในการออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดตามวิธี MRSA ซึ่งเหมือนกับวิธี RSA แบบเดิมจะต้องมีการคูณปรับค่าให้แรงที่ใช้ในวิธีพลศาสตร์มีค่าไม่น้อยกว่า 85% ของแรงออกแบบในวิธีสถิตเทียบเท่า ทำโดยใช้ค่า scaling factor (SF) ซึ่งเท่ากับ อัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ฐานที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA แบบเดิม ต่อ 0.85 เท่าของแรงเฉือนที่ฐานที่ได้จากวิธีสถิตเทียบเท่า ทั้งนี้ SF ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1 โดยแรงเฉือนที่ฐานจากวิธีพลศาสตร์จะวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA โดยใช้โปรแกรม ETABS (CSI 2015) ในขณะที่แรงเฉือนในวิธีสถิตเทียบเท่า (equivalent lateral force, ELF) ต้องคำนวณโดยใช้ค่าการสั่นพื้นฐานตามสมการที่ (3.16) ตัวคูณปรับค่าของอาคารตัวอย่างทั้ง 6 หลังแสดงอยู่ในตารางที่ 3.20

$$T = \min(C_u T_a, T_{etabs}) \quad (3.16)$$

โดยที่ T_a คือ คาบที่ได้จากสูตรประมาณตามมาตรฐาน มยผ.1302-52 ตามสมการ $T_a = 0.02H$

C_u คือ ค่าสัมประสิทธิ์ขอบบนของคาบมีค่าเท่ากับ 1.5 และ

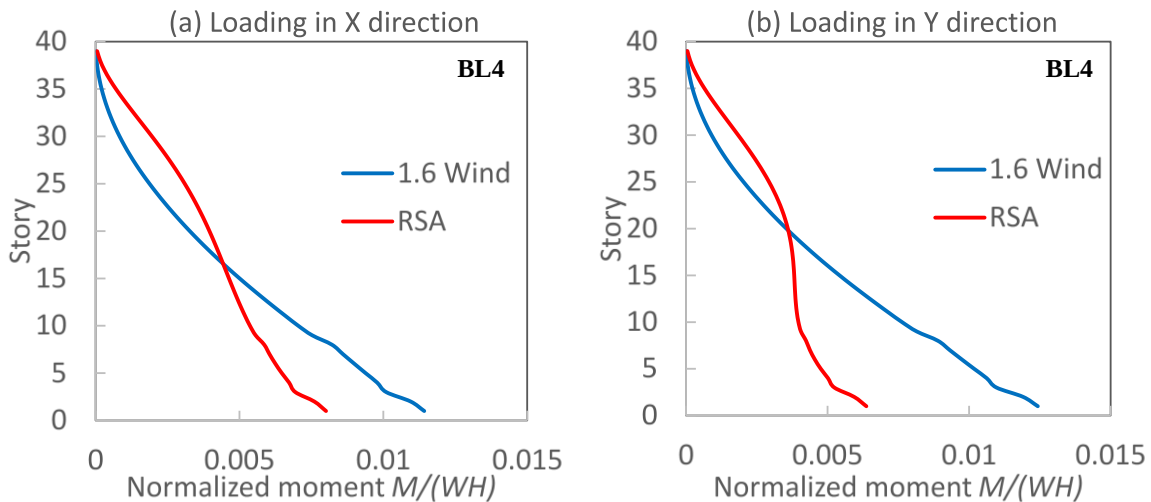
H คือ ความสูงอาคารมีหน่วยเป็นเมตร

ตารางที่ 3.20 ตัวคูณปรับค่าผลตอบแทนของวิธีพลศาสตร์ (SF)

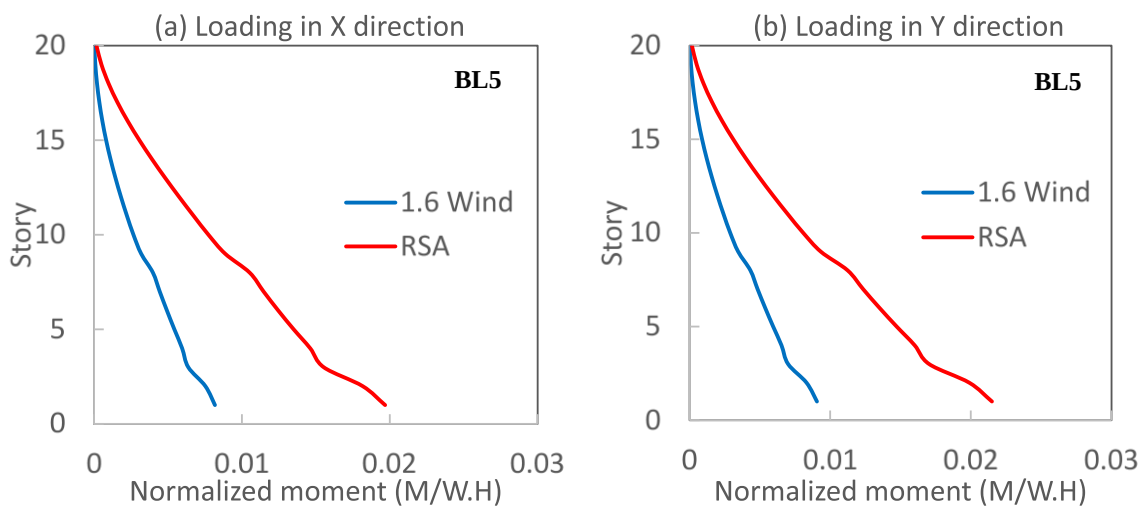
Description	BL1	BL2	BL3	BL4	BL5	BL6
Total seismic weight (kN)	200,217	324,090	694,887	375,997	212,759	553,556
Fundamental period from modal analysis (sec)	2.76	1.38	4.29	4.63	2.06	4.40
Fundamental period from design code (sec)	1.66	1.64	2.70	3.69	1.88	3.77
RSA Elastic base shear (kN)	19,742	49,188	53,137	30,331	35,628	64,781
RSA design base shear (kN)	3,948	9,838	10,627	6,066	7,126	12,956
0.85 ELF design base shear (kN)	7,250	14,766	19,846	9,971	8,789	14,398
Scaling factor (SF)	1.84	1.50	1.87	1.64	1.23	1.11

- การเปรียบเทียบโมเมนต์ดัดจากวิธี RSA และแรงลมออกแบบ

แรงลมออกแบบที่ใช้จะคำนวณตามตารางที่ 3.15 ซึ่งนำไปสู่โมเมนต์พลิกคว่ำที่ระดับชั้นต่างๆ ดังรูปที่ 3.42 และ 3.43 สำหรับอาคาร BL4 และ BL5 ตามลำดับ ซึ่งแสดงเทียบกับโมเมนต์พลิกคว่ำเนื่องจากแผ่นดินไหวจากวิธีวิเคราะห์ RSA ที่ถูกคูณปรับค่าแล้ว โดยจากรูปที่ 3.42 และ 3.43 พบว่า แรงลมทำให้เกิดโมเมนต์พลิกคว่ำที่มากกว่าแผ่นดินไหว สำหรับอาคาร BL4 ที่สูง 39 ชั้น ในขณะที่โมเมนต์พลิกคว่ำที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวจะมีค่ามากกว่าสำหรับอาคาร BL5 ที่สูง 20 ชั้น



รูปที่ 3.42 การเปรียบเทียบค่าโมเมนต์พลิกคว่ำของอาคาร BL4 (39 ชั้น) เนื่องจากแผ่นดินไหวด้วยวิธี RSA และแรงลมใน (a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y



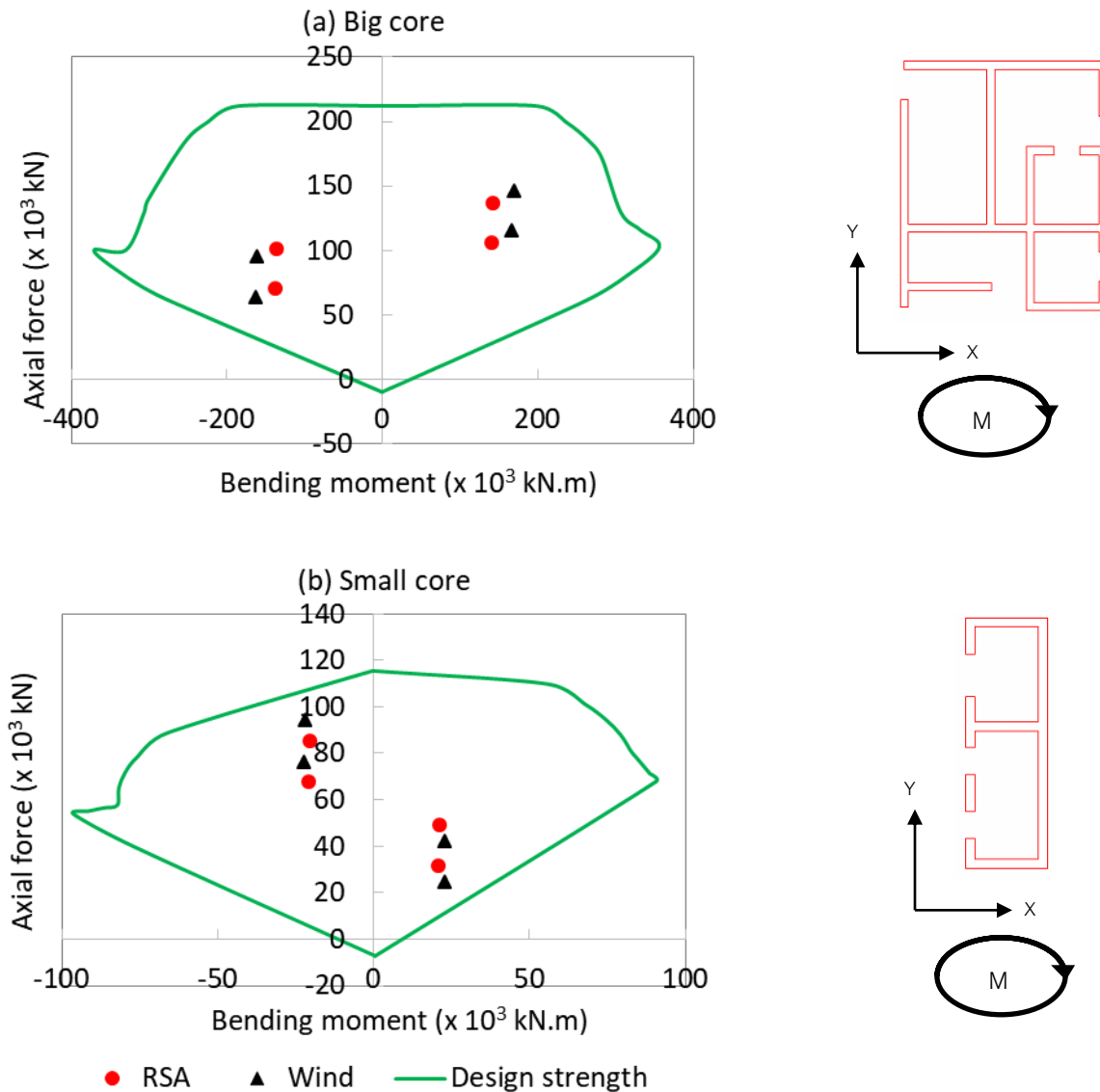
รูปที่ 3.43 การเปรียบเทียบค่าโมเมนต์พลิกคว่ำของอาคาร BL5 (20 ชั้น) เนื่องแผ่นดินไหวด้วยวิธี RSA และแรงลมใน (a) ทิศทาง X และ (b) ทิศทาง Y

- การออกแบบเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดในกำแพงรับแรงเฉือน

ในการออกแบบกำแพงรับแรงเฉือนจะพิจารณากำแพงย่อยๆ ของปล่องลิฟต์รวมเป็นหน้าตัดขององค์อาคารเดียว ซึ่งอาคารตัวอย่างนี้มีปล่องลิฟต์กำแพงรับแรงเฉือน 2 ชุด โดยแรงภายในที่เกิดขึ้น กำลังต้านทานแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดของหน้าตัดจะแสดงในรูปของไดอะแกรมปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัด (P-M interaction) ดังแสดงเป็นตัวอย่างในรูปที่ 3.44 สำหรับอาคารสูง 39 ชั้น ภายใต้แรงกระทำในทิศทาง X และเหล็กเสริมในแนวตั้งที่ต้องการของกำแพงรับแรงเฉือนจะสรุปได้ดังตารางที่ 3.21

ตารางที่ 3.21 เหล็กเสริมในแนวตั้งของปล่องลิฟต์กำแพงรับแรงเฉือน

Building	Big core	Small core
39-story (BL4)	0.25%	0.25%



รูปที่ 3.44 ไดอะแกรมปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดของปล่องลิฟต์กำแพงรับแรงเฉือนของอาคาร 39 ชั้น (a) big core (b) small core.

- การออกแบบกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือน

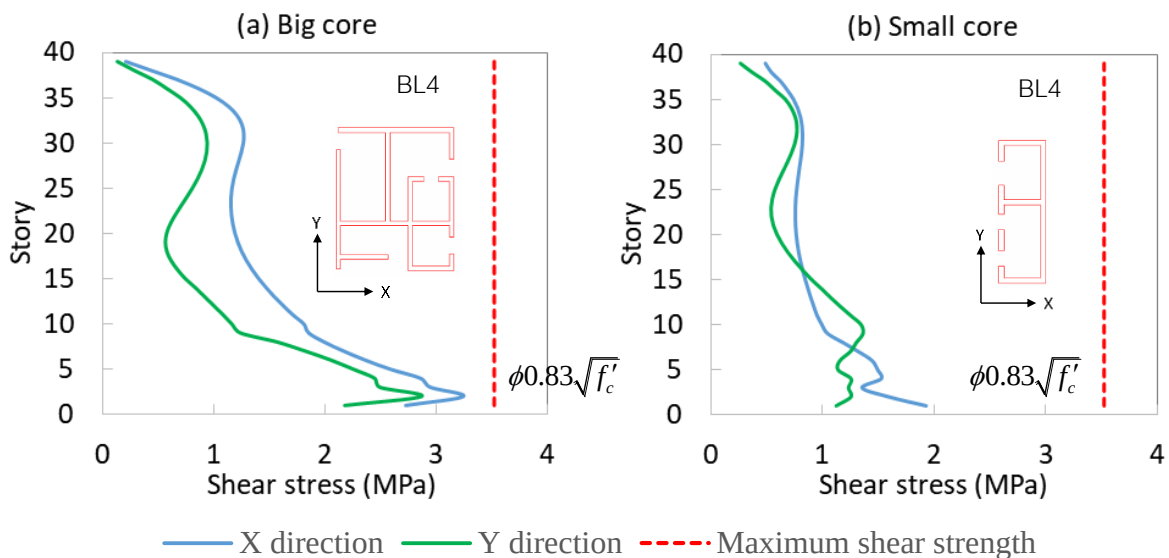
ในการออกแบบจะต้องตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงโดยเปรียบเทียบแรงเฉือนที่ต้องต้านทานจากวิธี MRSA (V_u) กับแรงเฉือนสูงสุดที่ยอมให้เกิดขึ้น (V_{max}) ตามมาตรฐาน ACI 318M-14 ดัง

สมการที่ 3.17 โดยถ้าแรงเฉือนที่ต้องต้านทานมีค่ามากกว่าแรงเฉือนสูงสุดที่ยอมให้ V_{max} ($V_u > \phi 0.83\sqrt{f'_c}$) จะต้องทำการปรับขนาดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนให้ใหญ่ขึ้น

$$V_{max} = \phi 0.83\sqrt{f'_c}t_w d \quad (3.17)$$

โดยที่ f'_c คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต ในหน่วย MPa, t_w คือ ความหนาของกำแพง, d คือ ความลึกประสิทธิภาพของกำแพง และ ϕ คือ ตัวประกอบลดกำลังสำหรับแรงเฉือน มีค่าเท่ากับ 0.75

ในการตรวจสอบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของกำแพงจะพิจารณาหน้าตัดกำแพงของทั้งปล่อง (core) แต่ในการคำนวณพื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือนจะไม่คำนึงหน้าตัดกำแพงในทิศทางตั้งฉากกับแรงกระทำ โดยพบว่าแรงเฉือนที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ยังมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือนที่ยอมให้ของกำแพง (V_{max}) ดังแสดงในรูปที่ 3.45 ดังนั้นกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้างอาคารตามแบบแปลนเดิมมีขนาดเพียงพอต่อแรงแผ่นดินไหวที่พิจารณา



รูปที่ 3.45 การตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนของกำแพง อาคาร 20 ชั้น (BL5):

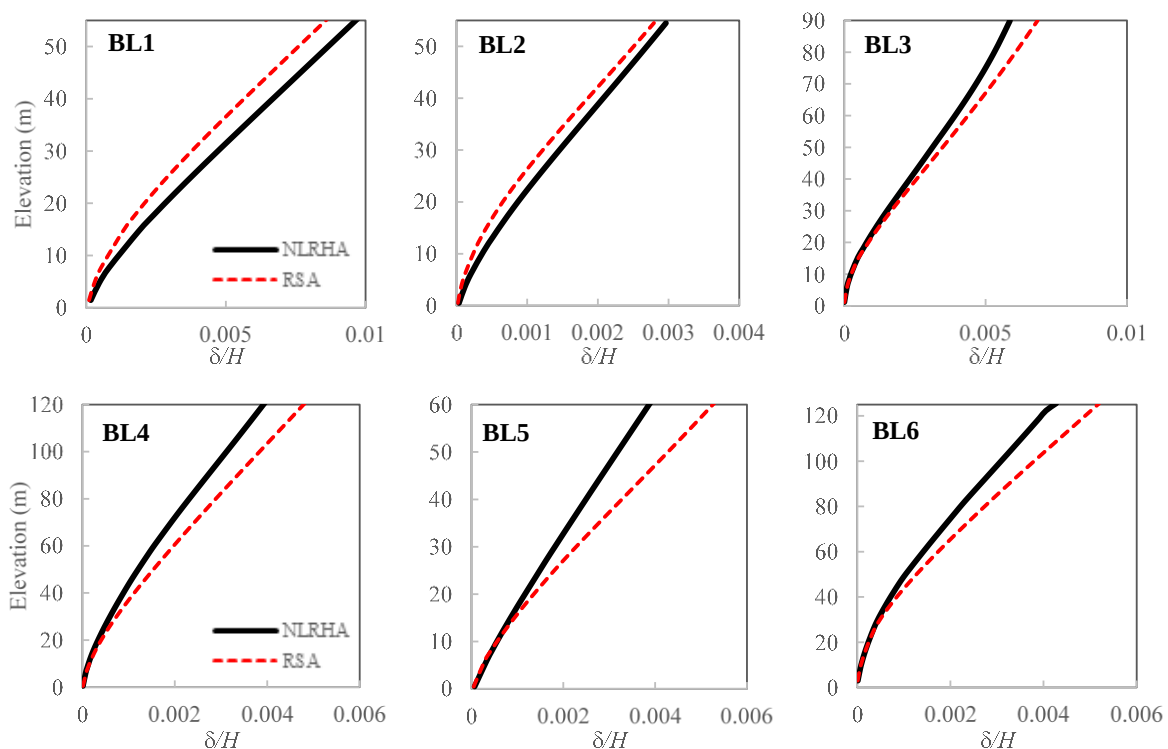
(a) Big core; and (b) Small core.

3.11.4 ความถูกต้องของผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA และ MRSA

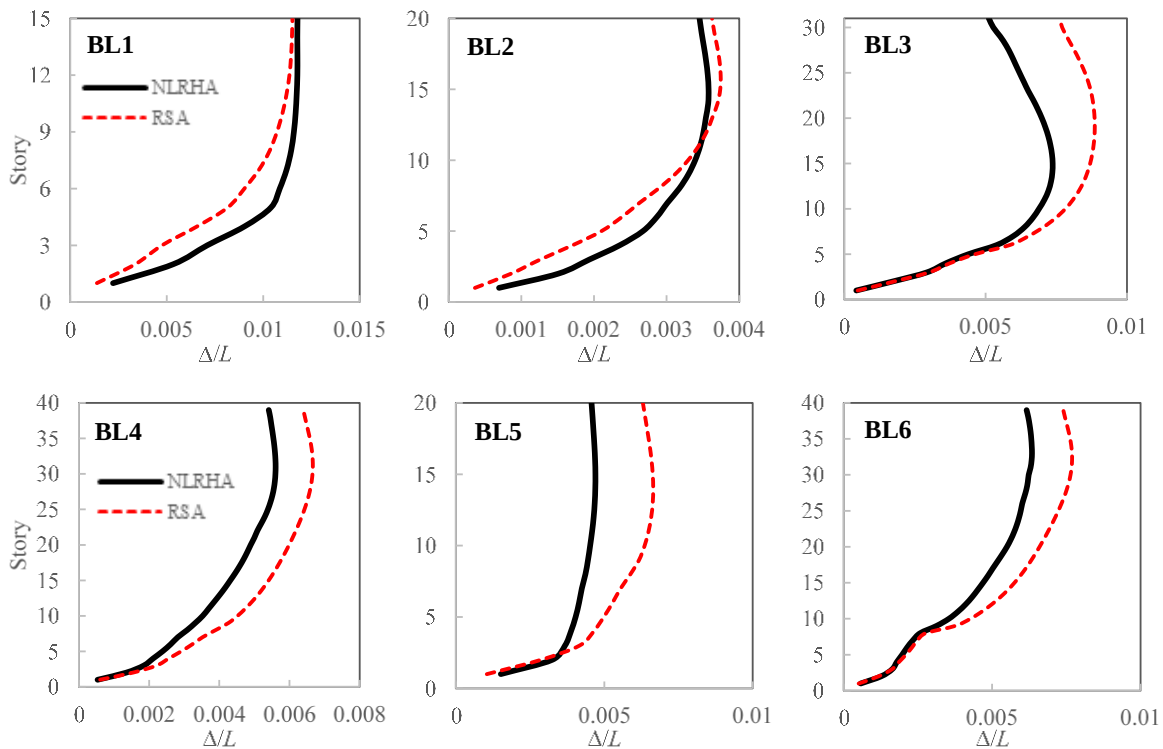
สำหรับกระบวนการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA ผลการวิเคราะห์ที่แสดงด้านล่างคือ ค่าเฉลี่ยของผลตอบสนองต่อความเร่งพื้นดิน spectral matching ground motions ที่ใช้ในวิธี NLRHA โดยค่าแรงเฉือนจะแสดงในรูปของแรงต่อน้ำหนักอาคาร (V/W) ค่าโมเมนต์ดัดจะแสดงในรูปของแรงต่อผลคูณของน้ำหนักและความสูงอาคาร ($M/(WH)$) ค่าการเคลื่อนที่ของชั้นอาคารจะแสดงในรูปต่อความสูงอาคาร (δ/H) และค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นอาคาร จะแสดงในรูปต่อความสูงชั้น (Δ/L)

❖ ความถูกต้องแม่นยำของวิธี RSA แบบเดิม

ตามที่ได้ทำการออกแบบโครงสร้างใหม่ของอาคารตัวอย่างด้วยค่าโมเมนต์ดัดที่คำนวณได้จากวิธี RSA แบบเดิม พบว่าค่าการเคลื่อนตัวของชั้นและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นอาคาร ที่คำนวณได้จากวิธี RSA มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากวิธี NLRHA ดังแสดงในรูปที่ 3.46 และ 3.47 แต่ค่าแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้างที่ได้จากวิธี RSA มีค่าต่ำกว่าแรงที่ได้จากวิธี NLRHA อย่างมีนัยสำคัญ ยกตัวอย่างเช่น อาคาร 39 ชั้น (BL4) ดังแสดงในรูปที่ 3.48(b) และ 3.48(c) โดยค่าแรงคำนวณได้จากวิธี RSA แบบเดิมมีค่าน้อยกว่าที่จะเกิดขึ้นจริงจากวิธี NLRHA หลายเท่าตัว หากใช้ค่าแรงเฉือนจากวิธี RSA แบบเดิมอาจนำไปสู่การวิบัติแบบเปราะที่อันตรายได้



รูปที่ 3.46 การเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ของพื้นแต่ละชั้นที่คำนวณจากวิธี RSA และ NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง X สำหรับทุกอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 3.47 การเปรียบเทียบการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณจากวิธี RSA และ NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง X สำหรับทุกอาคารตัวอย่าง

ที่มาของความคลาดเคลื่อนนี้มาจากหลายปัจจัยประกอบกัน ได้แก่

(1) กำลังต้านโมเมนต์ดัดในความเป็นจริงสูงกว่าค่าโมเมนต์ออกแบบตามวิธี RSA (flexural over-strength) ทำให้แรงเฉือนที่เกิดขึ้นจริงมากกว่าค่าแรงเฉือนออกแบบตามวิธี RSA ด้วย กำลังต้านโมเมนต์ดัดในความเป็นจริงอาจจะมากกว่าโมเมนต์ดัดออกแบบตามวิธี RSA ได้จากหลายสาเหตุ เช่น

(1.1) แรงลมทำให้เกิดโมเมนต์ดัดมากกว่าแผ่นดินไหวทำให้ต้องเสริมเหล็กรับผลจากแรงลมมากขึ้น โดยเฉพาะอาคารที่ค่อนข้างสูงมาก เช่น BL4 ซึ่งสูง 39 ชั้น,

(1.2) การรวมผลของน้ำหนักบรรทุก (load combination) กรณี $0.9D+EQ$ ที่ใช้ในชั้นตอนออกแบบด้วยวิธี RSA ทำให้ต้องเสริมเหล็กมากแต่เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA และใช้น้ำหนักบรรทุก $1.0D + 0.25L$ ทำให้กำลังต้านทานโมเมนต์ที่ปรากฏระหว่างการวิเคราะห์ NLRHA มากขึ้นเนื่องจากแรงตามแนวแกนมากขึ้น,

(1.3) การเสริมเหล็กจริงมากกว่าที่จำเป็นตามการคำนวณเนื่องจากต้องเสริมเหล็กขั้นต่ำตามมาตรฐานการออกแบบ,

(1.4) การออกแบบเสริมเหล็กต้องมีการเผื่อความปลอดภัย (factor of safety) เช่นใน load factor และค่าตัวประกอบลดกำลัง (strength reduction factor, ϕ),

(1.5) วัสดุมีกำลังมากกว่ากำลังระบุ (material over-strength), หรือ

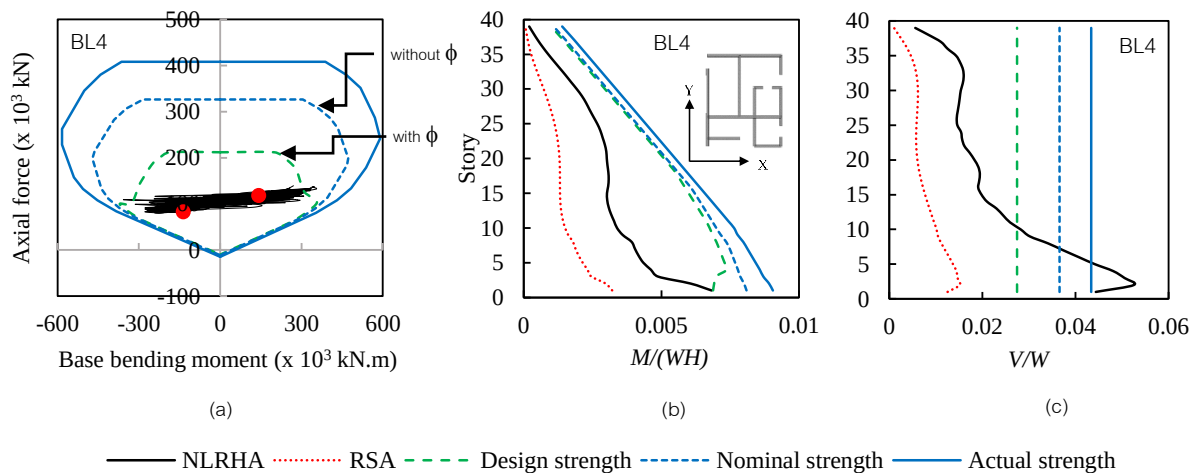
(1.6) แรงต้านข้างอีกทิศทางควบคุมการออกแบบเหล็กเสริมของปล้องกำแพง ซึ่งหมายความว่าแรงอีกทิศทางทำให้ต้องเสริมเหล็กมากกว่าทิศทางที่กำลังพิจารณา กรณีนี้จะเกิดขึ้นเมื่อไม่ได้ให้แรงแผ่นดินไหวกระทำพร้อมกันทั้งสองทิศทางในแนวราบ;

(2) การตอบสนองในโหมดสูงมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น หรือเข้าสู่ช่วงอินelasติกไม่มาก ต่างจากโหมดพื้นฐานที่เกินช่วงอีลาสติกไปมากกว่าโหมดสูง

รูปที่ 3.48(a) พยายามอธิบายปัจจัยที่ 1.1 ถึง 1.5 ข้างต้น ในกรณีนี้อาคาร 39 ชั้นรับแรงแผ่นดินไหวทิศทาง X ผลของแรงลมให้ค่าโมเมนต์ดัดมากกว่าแผ่นดินไหว (ดังรูปที่ 3.44(a)) แต่ยังจำเป็นต้องใช้เหล็กเสริมน้อยเหล็กเสริมขั้นต่ำ 0.25% ได้ผลการออกแบบดังตารางที่ 3.21 ดังนั้นในรูปที่ 3.48(a) จะเห็นว่าจุดสีแดงซึ่งสอดคล้องกับโมเมนต์ที่ต้องต้านทานจากวิธี RSA ยังห่างจากเส้นประสีเขียวซึ่งแสดงกำลังต้านทานโมเมนต์ออกแบบแสดงถึงผลของปัจจัยที่ 1.1 ถึง 1.3 ส่วนเส้นประสีเขียวห่างจากเส้นประสีฟ้าซึ่งเป็นกำลังระบุ (nominal strength) เนื่องจากค่าตัวประกอบลดกำลัง ϕ แสดงถึงผลของปัจจัยที่ 1.4 และเส้นกำลังระบุ (เส้นประสีฟ้า) ห่างจากเส้นกำลังจริง (เส้นทึบสีฟ้า) เนื่องจากวัสดุมีกำลังมากกว่ากำลังระบุ แสดงถึงผลของปัจจัยที่ 1.5

ดังนั้นในรูปที่ 3.48(a) สังเกตได้ว่าประวัติเวลาการตอบสนองจริงตามผลการวิเคราะห์ NLRHA (เส้นทึบสีดำ) จะแปรเปลี่ยนอยู่ภายในเส้นขอบเขตของกำลังจริง (เส้นทึบสีฟ้า) และในรูปที่ 3.48(b) ค่าโมเมนต์ดัดของปล้องกำแพง (เส้นทึบสีดำ) แปรเปลี่ยนตามความสูงโดยยังไม่เกินกำลังจริงของหน้าตัด (เส้นทึบสีฟ้า) และเป็นที่คาดไว้แล้วว่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจริงตาม NLRHA (เส้นทึบสีดำ) จะมีค่ามากกว่าโมเมนต์ดัดออกแบบตามวิธี RSA (เส้นประสีแดง) เพราะมีการใช้ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (response modification factor, R) ในการลดทอนโมเมนต์ดัดอีลาสติกเป็นโมเมนต์ดัดออกแบบ สังเกตว่าเส้นกราฟกำลังในรูปที่ 3.48(b) สีเขียวและฟ้า สอดคล้องกับเส้นดังกล่าวในรูปที่ 3.48(a) แต่รูปที่ 3.48(a) แสดงรายละเอียดของปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดที่หน้าตัดที่ฐานของกำแพง แต่รูปที่ 3.48(b) แสดงโมเมนต์ดัดที่ความสูงต่างๆ

จากเหตุผลที่ว่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดจริงมีค่ามากกว่าโมเมนต์ดัดออกแบบ ประกอบกับการตอบสนองในโหมดสูงค่อนข้างอยู่ในช่วงอีลาสติกดังปัจจัยที่ 2 ข้างต้น ทำให้แรงเฉือนที่เกิดขึ้นและคำนวณได้จาก NLRHA (เส้นทึบสีดำ) มีค่าสูงกว่าแรงเฉือนออกแบบตามวิธี RSA แบบเดิมมากกว่า 3 เท่า (รูปที่ 3.48(c)) ในที่นี้แรงเฉือนที่ต้องต้านทานตามวิธี RSA แบบเดิม (เส้นประสีแดง) ต้องการการเสริมเหล็กน้อยกว่าเหล็กเสริมขั้นต่ำ กำลังรับแรงเฉือนออกแบบ (เส้นประสีเขียว) มาจากการเสริมเหล็กขั้นต่ำและมากกว่าเส้นประสีแดงแล้ว ซึ่งนำไปสู่กำลังรับแรงเฉือนจริง (เส้นทึบสีฟ้า) ก็ยังไม่เพียงพอและอาจเกิดการวิบัติแบบเปราะได้ที่ชั้นล่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.48(c) ดังนั้นการคำนวณค่าแรงเฉือนที่น้อยเกินไปในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี RSA จึงเป็นปัญหาหลักที่การศึกษาที่ต้องการแก้ไขและเสนอวิธีการปรับปรุงการวิเคราะห์เพื่อหลีกเลี่ยงโอกาสที่จะเกิดการวิบัติของโครงสร้างเนื่องจากแรงเฉือนในกำแพง



รูปที่ 3.48 การเปรียบเทียบแรงออกแบบ กำลังออกแบบ กำลังระบุ และกำลังที่แท้จริงซึ่งพิจารณากำลังวัสดุที่มากกว่ากำลังระบุ สำหรับปล่องกำแพงในอาคาร 39 ชั้น (BL4) ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง X

❖ ความถูกต้องแม่นยำของวิธี MRSA

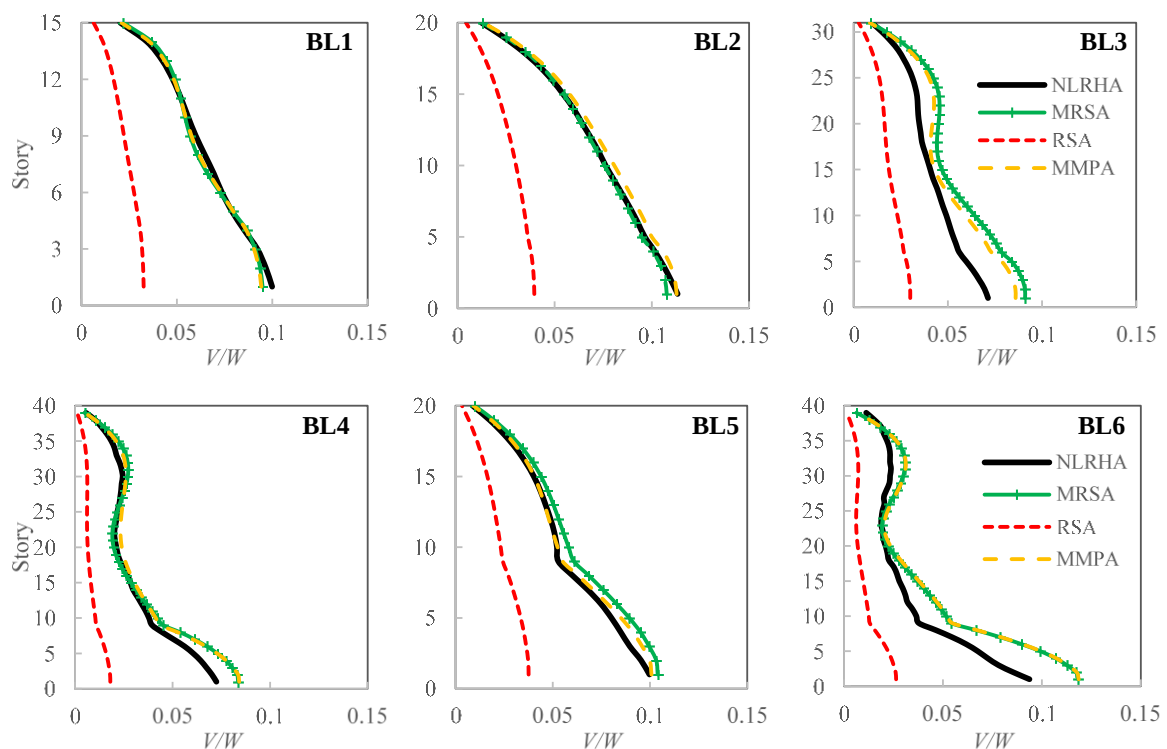
ในการประเมินความถูกต้องแม่นยำของวิธี MRSA ผลการวิเคราะห์จากวิธี MRSA จะถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์จากวิธี NLRHA โดยในการเปรียบเทียบดังกล่าว ค่าแรงเฉือนแบบไม่ยืดหยุ่นในโหนดแรกจะคำนวณได้จาก 2 วิธี ได้แก่

1. เมื่อแรงเฉือนในโหนดแรกพิจารณาจาก $SF \cdot \Omega V_{1e} / R$ ในที่นี้จะกำหนดให้เป็นวิธี modified response spectrum analysis (MRSA)
2. เมื่อแรงเฉือนคำนวณจากวิธี pushover analysis จะกำหนดให้เป็นวิธี modified modal pushover analysis (MMPA)

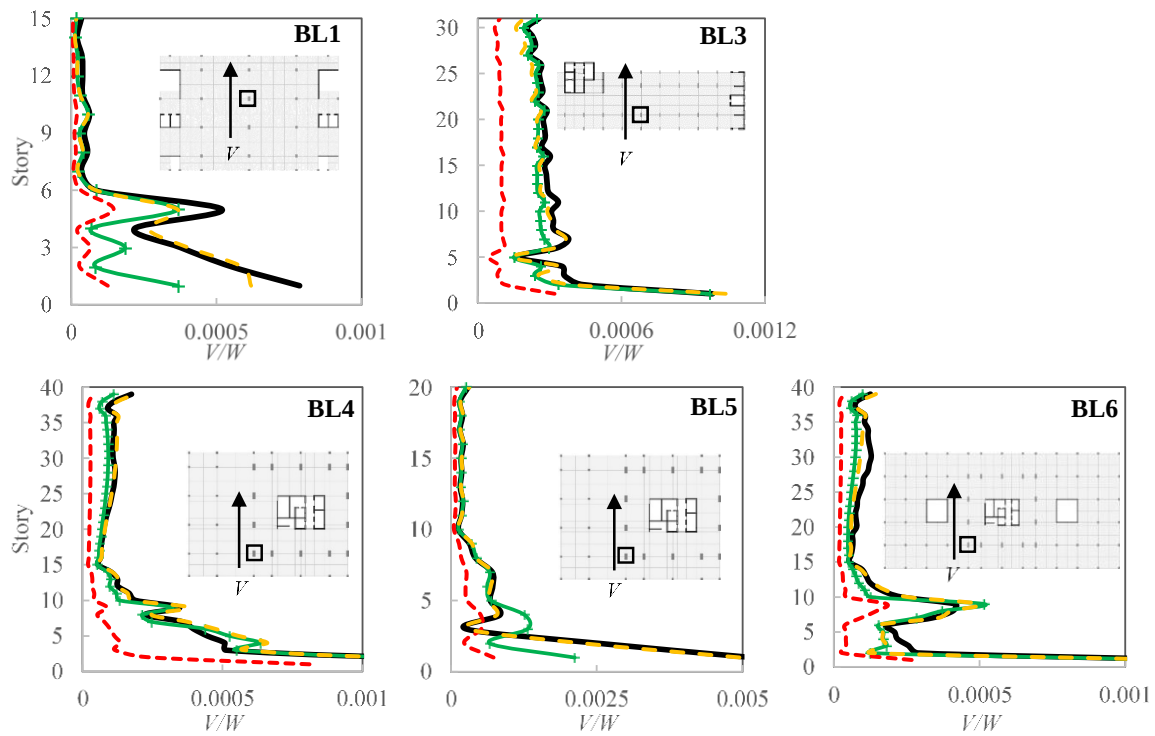
โดยวิธี MRSA จะใช้แบบจำลองโครงสร้างแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น เช่นเดียวกับวิธี RSA แบบเดิม แต่วิธี MMPA จำเป็นต้องพิจารณาด้วยแบบจำลองโครงสร้างแบบไม่ยืดหยุ่นไม่เชิงเส้น และเนื่องจากโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างที่ใช้ทั่วไป สามารถอนุญาตให้ผู้ใช้กำหนดค่าตัวประกอบปรับค่าผลตอบแทนในแต่ละโหนดการสั่นไหวได้ ดังนั้นวิธี MRSA จึงมีความเหมาะสมสำหรับการใช้งานมากกว่า

รูปที่ 3.49 แสดงการเปรียบเทียบแรงเฉือนในชั้นอาคารที่คำนวณได้จากวิธี RSA, MRSA, MMPA และวิธี NLRHA โดยจะพบว่าวิธี MRSA สามารถปรับปรุงการคำนวณแรงเฉือนที่ได้น้อยเกินไปจากวิธี RSA ได้อย่างมีนัยสำคัญ สำหรับทุกอาคารตัวอย่างในการศึกษานี้ ยกตัวอย่างเช่น วิธี MRSA สามารถให้ค่าแรงเฉือนที่ชั้นอาคารสำหรับอาคารสูง 15 และ 20 ชั้น ได้ใกล้เคียงกับวิธี NLRHA และให้ค่าแรงเฉือนที่ชั้นอาคารมากกว่าค่าที่ได้จากวิธี NLRHA สำหรับอาคารสูง 31 และ 39 ชั้น เนื่องจากพฤติกรรมของโครงสร้างในโหนดที่สูงของอาคารทั้ง 2 อาคารมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น ดังที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 3.9 โดยความแม่นยำของวิธี MRSA มีความใกล้เคียงกับวิธี MMPA ในทุกกรณีของอาคารตัวอย่าง

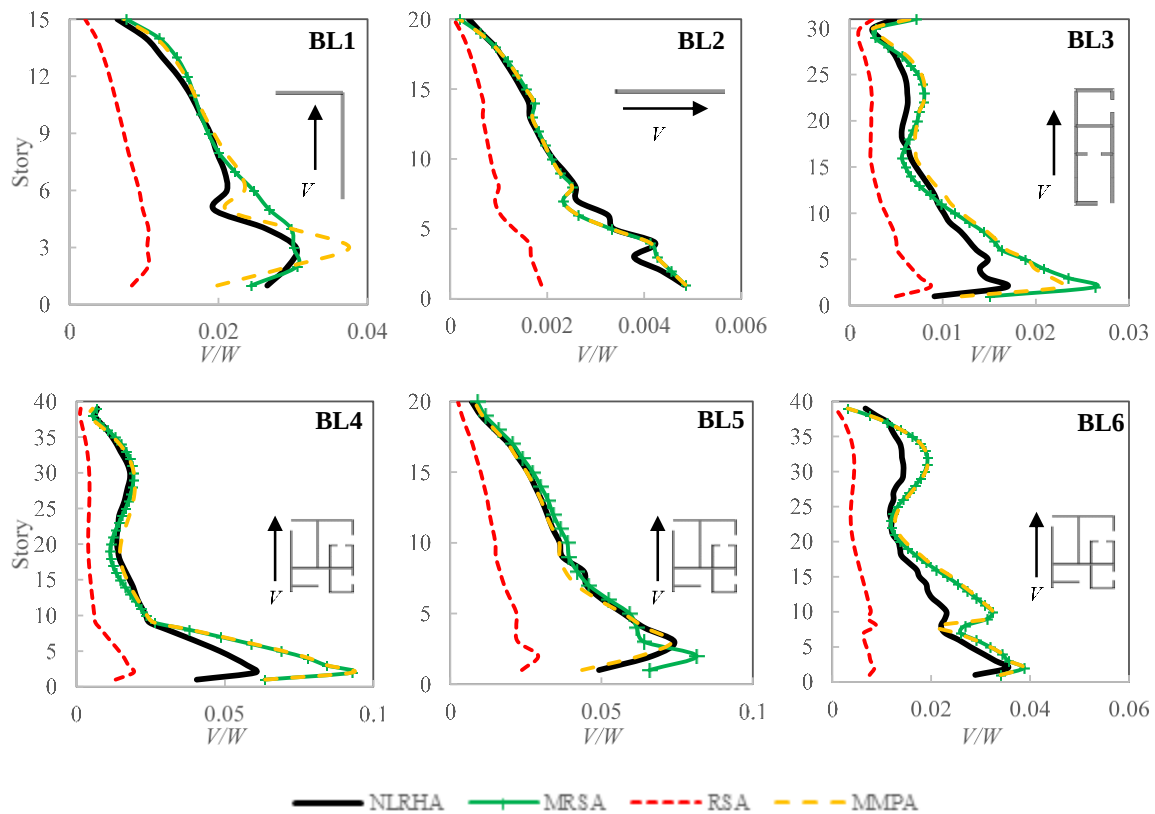
วิธี MRSA ยังสามารถคำนวณแรงในชิ้นส่วนโครงสร้างได้ใกล้เคียงกับวิธี NLRHA ดังแสดงในรูปที่ 3.50 โดยวิธี MRSA สามารถประมาณค่าแรงเฉือนในเสาและกำแพงได้ใกล้เคียงกับวิธี NLRHA ยกเว้น แรงเฉือนในเสาของอาคาร BL1 และอาคาร BL5 ซึ่งวิธี MRSA ให้ค่าที่น้อยกว่าวิธี NLRHA แต่สำหรับวิธี MMPA จะให้ค่าแรงที่ใกล้เคียงกันกับวิธี NLRHA โดยความแม่นยำของวิธี MRSA สำหรับการวิเคราะห์แรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้างจะไม่ดีเท่ากับการวิเคราะห์แรงรวมทั้งชิ้นอาคาร เนื่องจากการกระจายแรงจากทั้งชิ้นอาคารไปสู่ชิ้นส่วนโครงสร้างย่อยในแต่ละชั้นมีความแตกต่างกันระหว่างวิธี MRSA, MMPA และ NLRHA โดยวิธี MRSA การกระจายแรงจะขึ้นกับค่าสถิติแบบยึดหยุ่นตั้งต้นของชิ้นส่วนโครงสร้าง ส่วนวิธี MMPA แรงเฉือนในโหนดแรกจะถูกพิจารณาอย่างถูกต้องมากกว่าเพราะคำนึงถึงการกระจายแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวแบบไม่เชิงเส้น ในลักษณะเดียวกันกับวิธี NLRHA ทำให้วิธี MMPA สามารถประมาณค่าแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้างได้ดีกว่าวิธี MRSA



รูปที่ 3.49 การเปรียบเทียบแรงเฉือนทั้งชั้นจากวิธี RSA, MRSA, MMPA, and NLRHA ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง Y สำหรับทุกอาคารตัวอย่าง



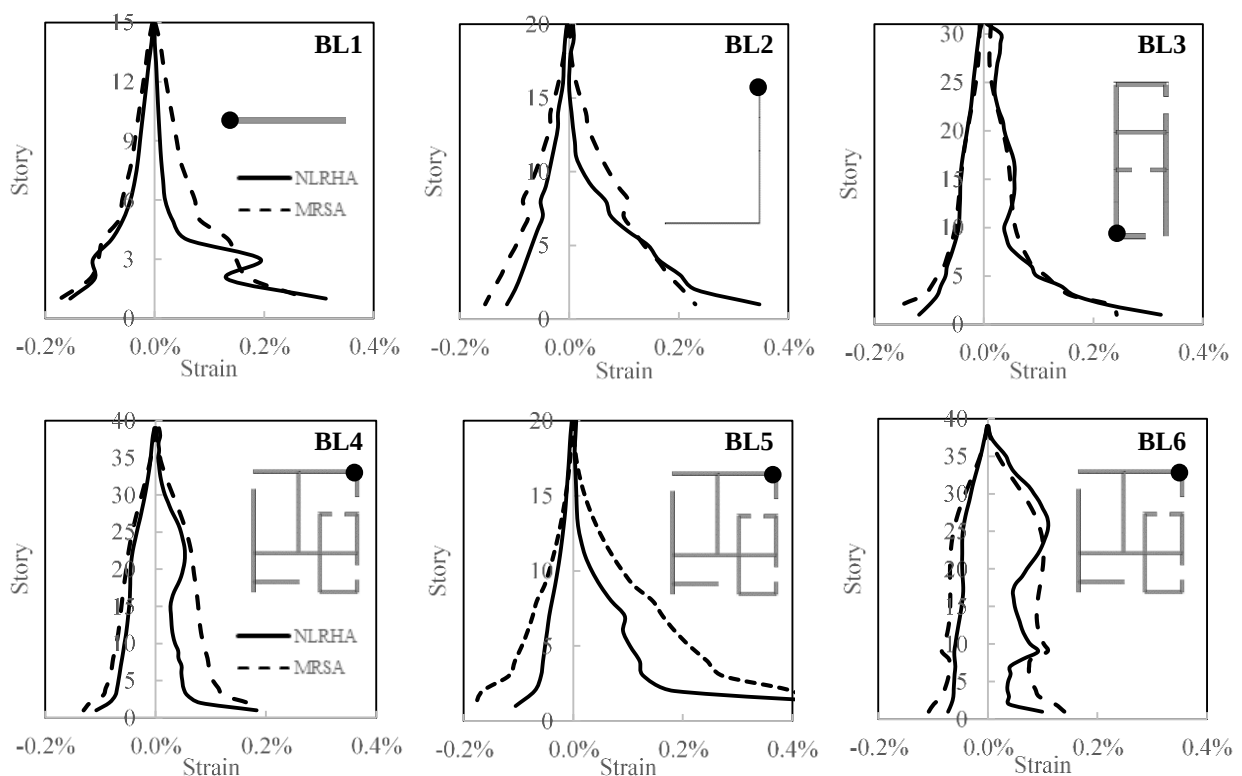
(a) Shear force in RC columns



(b) Shear force in RC walls

รูปที่ 3.50 การเปรียบเทียบแรงเฉือนในเสาที่ระบุในรูปแปลนและกำแพง จากวิธี RSA, MRSA, MPPA, and NLRHA สำหรับทุกอาคารตัวอย่าง

รูปที่ 3.51 แสดงการแปรเปลี่ยนของความเครียดในกำแพงคอนกรีตตามความสูงอาคาร ซึ่งคำนวณได้จากวิธีที่เสนอใหม่สำหรับ MRSA และค่าความเครียดในกำแพงคอนกรีตที่คำนวณได้จาก NLRHA เนื่องจากการย้ายตำแหน่งของแกนสะเทินไปทางด้านรับแรงอัดเมื่อค่าความเครียดดิ่งมีค่ามากกว่าค่าความเครียดแตกร้าวของคอนกรีตจากการตอบสนองแบบไม่เชิงเส้น ทำให้ขอบของหน้าตัดด้านที่รับความเครียดดิ่งมีความเครียดดิ่งมากกว่าค่าความเครียดอัดในทุกอาคารตัวอย่าง จะเห็นได้ว่าวิธีการประมาณค่าความเครียดที่เสนอใหม่ในการศึกษานี้สามารถประมาณค่าความเครียดในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กได้ใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์วิธี NLRHA ในเกือบทุกกรณี ยกเว้นในอาคาร BL5 ซึ่งมีการครากเกิดขึ้นที่ฐานของกำแพงอย่างมาก โดยในอาคารนี้วิธี MRSA จะให้ค่าความเครียดที่มากกว่าวิธี NLRHA ซึ่งจัดว่าให้ค่าไปในทางที่ปลอดภัย



รูปที่ 3.51 การเปรียบเทียบความเครียดในกำแพงตรงตำแหน่งที่แสดงบนหน้าตัดที่คำนวณจากวิธี MRSA ที่เสนอใหม่กับที่วิเคราะห์ได้จากวิธี NLRHA สำหรับทุกอาคารตัวอย่าง

3.11.5 สรุป

การศึกษาในหัวข้อที่ 3.11 เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) สรุปได้ดังนี้

- วิธี RSA สามารถใช้ในการคำนวณการเคลื่อนตัวที่ชั้นอาคารและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นอาคารสำหรับออกแบบ ซึ่งให้ผลที่ใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากวิธี NLRHA และสำหรับโครงสร้างกำแพงที่โดยทั่วไปจะถูกออกแบบให้มีพฤติกรรมแบบเหนียว ค่าโมเมนต์ดัดสำหรับออกแบบสามารถคำนวณได้จากวิธี RSA และควรให้รายละเอียดโครงสร้างแบบเหนียวในตำแหน่งที่เกิดการครากของเหล็กเสริม

แต่วิธี RSA ไม่ควรถูกนำมาใช้ในการคำนวณแรงเฉือนสำหรับออกแบบ เนื่องจากให้ค่าที่ต่ำกว่าแรงเฉือนที่ได้จากวิธี NLRHA อย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งมีสาเหตุหลักมาจากการใช้ตัวประกอบปรับค่าผลตอบแทนค่าเดียวสำหรับลดค่าแรงแบบอิลาสติกในทุกโหมด โดยจากการศึกษานี้พบว่า ค่าตัวประกอบปรับค่าผลตอบแทนจะมีค่าลดลงในโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐาน

- วิธี MRSA ถูกเสนอให้นำมาใช้ในการออกแบบและคำนวณแรงเฉือนสำหรับออกแบบในอาคารสูงที่มีระบบรับแรงแบบกำแพงรับแรงเฉือน ซึ่งวิธี MRSA ให้ค่าแรงเฉือนที่ใกล้เคียงกับวิธี NLRHA สำหรับอาคารสูง 15 และ 20 ชั้น และให้แรงเฉือนที่มากกว่า สำหรับอาคารสูง 31 และ 39 ชั้น
- สำหรับการออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัด ซึ่งโดยปกติจะถูกรออกแบบให้มีพฤติกรรมแบบเหนียว วิธีการวิเคราะห์โดยสมมติผลตอบแทนในโหมดสูงเป็นแบบอิลาสติก (Higher Modes Elastic) ไม่ควรนำมาใช้ในการออกแบบ เนื่องจากจะทำให้ปริมาณเหล็กยื่นในโครงสร้างที่เพิ่มขึ้นมาก และการเพิ่มกำลังรับโมเมนต์ดัด จะมีผลทำให้แรงเฉือนที่เกิดขึ้นมีค่ามากขึ้น นอกเหนือไปจากนั้น การประมาณค่าโมเมนต์ดัดจากวิธีดังกล่าว ให้ผลที่ไม่สอดคล้องกับค่าที่ได้จากวิธี NLRHA สำหรับอาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษานี้
- ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA การออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดจะคำนวณในลักษณะเดียวกันกับวิธี RSA แบบเดิม และการให้รายละเอียดแบบเหนียวมีความจำเป็นในบริเวณที่มีค่าความเครียดตามแนวตั้งมากกว่าค่า elastic limit โดยพบว่าค่าความเครียดที่เสนอใหม่สำหรับวิธี MRSA มีค่าใกล้เคียงกับความเครียดที่คำนวณได้จากวิธี NLRHA สำหรับทุกอาคารตัวอย่างในการศึกษานี้ ดังนั้นในการหาตำแหน่งการเกิดการครากของเหล็กเสริมหรือการประลัยของคอนกรีตในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก จึงสามารถพิจารณาโดยใช้วิธีการประมาณค่าความเครียดที่เสนอใหม่ได้

3.1.2 วิธีการเสริมกำลังสำหรับกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก

จากการศึกษานี้พบว่า ค่าแรงเฉือนสำหรับออกแบบที่คำนวณได้จากวิธี RSA มีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากวิธี NLRHA ดังแสดงในรูปที่ 3.48(c) ดังนั้นการวิบัติของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากแรงเฉือนสามารถมีโอกาสเกิดขึ้นได้ หากเป็นอาคารใหม่สามารถออกแบบขนาดโครงสร้างและการเสริมเหล็กเพิ่มให้เพียงพอได้ แต่ในกรณีที่ทำกรประเมินโครงสร้างที่มีอยู่เดิม การเสริมกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงจะมีความจำเป็นในกรณีที่ค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงเฉือนของโครงสร้างที่มีอยู่เดิม

การเสริมกำลังด้วยวิธีการแปะแถบเหล็กภายนอก (externally bonding of steel strips) เป็นวิธีการเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงคอนกรีตที่มีประสิทธิภาพ เนื่องจากสามารถทำงานได้เร็ว มีน้ำหนักเบา หรือเพิ่มน้ำหนักไม่มาก และประหยัด เมื่อเทียบกับการเสริมกำลังด้วยวิธีอื่น โดยในการจัดวางแถบเหล็กสามารถทำได้หลายแบบ ดังแสดงในรูปที่ 3.52 แรงยึดเหนี่ยวระหว่างแถบแผ่นเหล็กกับกำแพงคอนกรีตจะเกิดจากการใช้ epoxy ในการยึดติดที่ผิวของกำแพงคอนกรีตและแถบเหล็กสามารถติดที่ผิวทั้ง 2 ด้านของกำแพงเพื่อเพิ่มกำลังของโครงสร้าง โดยแถบเหล็กทั้ง 2 ผังอาจจะยึดติดกันด้วยสลักเกลียว (threaded rods) ซึ่งเจาะทะลุกำแพงคอนกรีตและขันด้วยน็อต รายละเอียดทั่วไปจะแสดงในรูปที่ 3.53 โดยใน 3 รูปแบบของการเสริม

กำลังด้วยแถบเหล็ก รูปแบบที่ 3 (รูปที่ 3.52c) เป็นวิธีที่ไม่เหมาะสมสำหรับการเสริมกำลังรับแรงเฉือนจากแรงแผ่นดินไหว เนื่องจากโครงสร้างจะมีกำลังรับโมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้นจากแถบเหล็กในแนวตั้ง ซึ่งจะทำให้แรงเฉือนที่เกิดขึ้นมีค่าเพิ่มขึ้นด้วย ดังนั้น การเสริมกำลังด้วยแถบเหล็กแบบที่ 1 และ 2 (รูปที่ 3.52a และ 3.52b) จึงเป็นวิธีที่เหมาะสมกว่าสำหรับการเสริมกำลังรับแรงเฉือนของกำแพง

การเสริมกำลังด้วยวิธีแปะแถบเหล็กนี้ ถูกนำมาใช้ทดลองในการศึกษาของ Altin และคณะ (2013) ซึ่งจากผลการศึกษาพบว่า การเสริมกำลังด้วยวิธีนี้สามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนในกำแพงได้ประมาณ 65% หรือมากกว่านั้น

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของกำแพงที่เสริมกำลังแล้ว สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$V_{n,strengthen} = V_w + V_s \quad (3.18)$$

โดยที่ $V_{n,strengthen}$ คือ กำลังรับแรงเฉือนของกำแพงหลังจากเสริมกำลัง, V_w คือ กำลังรับแรงเฉือนของกำแพงจากคอนกรีตและเหล็กเสริมในแนวนอนของกำแพง และ V_s คือ กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากแถบเหล็ก

กำลังรับแรงเฉือนของกำแพงที่ได้จากคอนกรีตและเหล็กเสริมแนวนอนในกำแพงคำนวณได้จากสมการที่ 3.19 ตามมาตรฐาน ACI 318M-14

$$V_w = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (3.19)$$

โดยที่ A_{cv} คือ พื้นที่หน้าตัดของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก, α_c คือ ค่าสัมประสิทธิ์แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังของคอนกรีตกับกำลังรับแรงเฉือนของกำแพง, ρ_t คือ อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในกำแพง, f'_c คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต และ f_y คือ กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในกำแพง

กำลังรับแรงเฉือนจากแถบเหล็ก (V_s) สามารถคำนวณได้จากสูตรประมาณค่า ซึ่งจะพิจารณาสมมติให้แถบเหล็กเกิดการครากก่อนการวิบัติที่จุดต่อระหว่างกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กกับแถบเหล็ก โดยที่จุดต่อดังกล่าวต้องถูกออกแบบให้มีความแข็งแรงเพียงพอต่อการวิบัติที่อาจเกิดขึ้น

สำหรับกำลังรับแรงเฉือนของแถบเหล็กในแนวนอน (รูปที่ 3.52b) จะคำนวณได้จาก

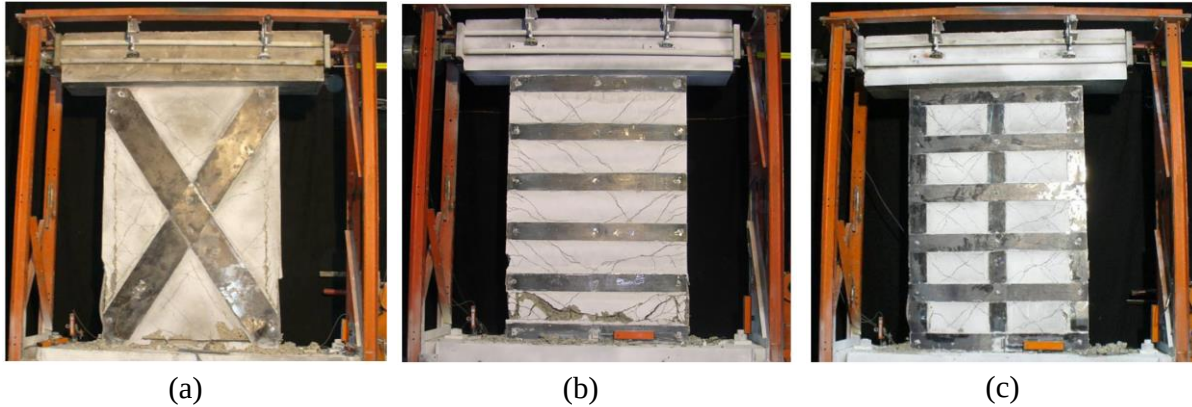
$$V_s = \frac{A_{vs} f_{ys} d}{s} \quad (3.20)$$

โดยที่ A_{vs} คือ พื้นที่ของแผ่นเหล็กที่ระยะห่าง s , f_{ys} คือ กำลังที่จุดครากของแผ่นเหล็ก, d คือ ความลึกประสิทธิภาพของกำแพง ซึ่งมีค่าประมาณเท่ากับ $0.8l_w$ และ l_w คือ ความยาวของกำแพงในทิศทางของแรงเฉือน

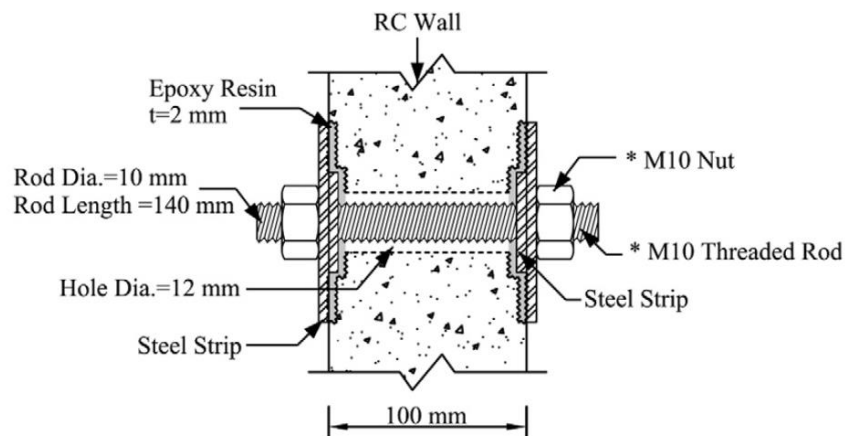
สำหรับรูปแบบของแผ่นเหล็กแบบทแยงมุม (รูปที่ 3.52a) ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากแผ่นเหล็กจะคำนวณได้จาก

$$V_s = A_{vs} f_{ys} \sin \alpha \quad (3.21)$$

โดยที่ A_{vs} คือ พื้นที่ของแถบเหล็กทแยงมุม และ α คือ มุมระหว่างแผ่นเหล็กกับเหล็กเสริมในแนวตั้งของกำแพง



รูปที่ 3.52 ตัวอย่างการเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก: (a) diagonal steel strips; (b) horizontal steel strips; and (c) vertical and horizontal steel strips (Altin และคณะ, 2013).



รูปที่ 3.53 การยึดติดแผ่นเหล็กเสริมกำลังเข้ากับกำแพง (Altin และคณะ, 2013).

บทที่ 4

สรุปผลการศึกษา

ในช่วงการศึกษาที่ผ่านมาได้มี 1). การรวบรวมและศึกษาค้นแผ่นดินไหวจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกล 2). การวิเคราะห์ความเสี่ยงแผ่นดินไหวต่อกรุงเทพมหานคร 3). การเลือกคลื่นที่น่าจะเกิดขึ้นจริงและมีผลต่ออาคารในกรุงเทพมหานคร 4). การวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้อาคารสูงในกรุงเทพมหานครได้รับการสั่นสะเทือน สามารถสรุปประเด็นหลักๆได้ดังนี้

- จากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่รวบรวมมาได้ทั้งจากเหตุการณ์ที่ตรวจวัดได้ในไทยและต่างประเทศโดยมีการรวบรวมข้อมูลมาจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่กว่า 7.5 ที่ระยะทางไกลกว่า 500 กิโลเมตรโดยมีจำนวนคลื่นแผ่นดินไหวที่รวบรวมมาทั้งหมดประมาณ 2,000 คลื่น โดยที่ศึกษาพบว่าที่ระยะมากกว่า 500 กิโลเมตร สเปกตรัมตอบสนองที่คาบการสั่นที่ 2 วินาที สามารถมีค่าได้ตั้งแต่ 0.001-0.09g โดยค่าที่เกินกว่า 0.01g นั้นถือเป็นค่าที่สูงซึ่งเป็นค่าที่เดิมมีการถกเถียงว่าสามารถเกิดขึ้นได้จริงหรือไม่ซึ่งคลื่นแผ่นดินไหวที่พบว่ามีค่าสูงนั้นส่วนใหญ่แล้วพบในบริเวณสถานีวัดคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณแอ่งชั้นดินอ่อนที่มีผลทำให้เกิดการขยายขนาดของคลื่นได้อย่างมีนัยสำคัญ
- จากการเปรียบเทียบสมการลดทอนคลื่นแผ่นดินไหวและคลื่นแผ่นดินไหวที่รวบรวมมาได้พบว่าสเปกตรัมที่ทำนายจากสมการ Youngs et al. (1997) นั้นมีลักษณะที่ไม่ได้มีการขยายสเปกตรัมที่คาบการสั่นที่สูงซึ่งอาจเนื่องมาจากว่า 1). เป็นสมการรูปแบบเก่าที่รูปแบบสมการไม่ได้คำนึงถึงการเปลี่ยนแปลงของรูปแบบสเปกตรัมที่ได้รับการพัฒนาตั้งแต่ปี ค.ศ. 1997 2). เป็นสมการที่ถูกพัฒนามาจากข้อมูลไม่มากพอเทียบกับสมการที่ได้รับการพัฒนาในช่วงหลังเช่น Zhao et al., 2006; Atkinson and Boore, 2003; 2008 จึงอาจไม่เหมาะสมในการนำสมการ Youngs et al. (1997) มาใช้ โดยการเลือกค่าน้ำหนักในการใช้สมการ Zhao et al., (2006) คือ 80 เปอร์เซนต์; Atkinson and Boore, (2003; 2008) 20 เปอร์เซนต์ นั้นพิจารณาจากสเปกตรัมที่วัดได้จริงจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Tohoku ซึ่งผลที่ได้สอดคล้องกันกับค่าน้ำหนักที่เลือกใช้ในผลการศึกษาล่าสุดของ Petersen et al. (2014)
- คณะผู้วิจัยได้ทำการเลือกเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับจังหวัดในแอ่งกรุงเทพ ผลจากการแยกแยะความเสี่ยง (Deaggregation analysis) บ่งชี้ได้ว่าแต่ละจังหวัดในบริเวณแอ่งกรุงเทพนั้นมีความเสี่ยงจากแผ่นดินไหวต่างกันออกไป ตัวอย่างเช่นอาคารขนาดกลางในกรุงเทพมหานครนั้นจะได้รับผลกระทบรุนแรงที่สุดจากแผ่นดินไหวขนาด 7.0 มาจากรอยเลื่อนมีพลังในจังหวัดกาญจนบุรี หรือ อาคารขนาดใหญ่ในกรุงเทพมหานครนั้นจะได้รับผลกระทบรุนแรงที่สุดจากแผ่นดินไหวขนาด 8.5+ จากแนวมุดตัวของเปลือกโลกในประเทศพม่า แต่อาคารขนาดกลางในจังหวัดราชบุรีนั้นจะได้รับ

ผลกระทบรุนแรงที่สุดจากแผ่นดินไหวขนาด 7.0 ในระยะทางที่ใกล้กว่ากรุงเทพมหานครจากรอยเลื่อนมีพลังในจังหวัดกาญจนบุรี หรือ อาคารขนาดสูงในจังหวัดราชบุรีนั้นจะได้รับผลกระทบรุนแรงที่สุดจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ (8.5+) จากรอยเลื่อนสะแกและแนวมุดตัวของเปลือกโลกในประเทศพม่า

- หลังจากมีการแยกแยะความเสี่ยงแผ่นดินไหวในแต่ละจังหวัดในบริเวณแอ่งกรุงเทพแล้ว คณะผู้วิจัยได้ทำการพัฒนาสเปกตรัมตอบสนอง (Conditional Mean Spectrum) ที่เหมาะสมและอาจจะเกิดขึ้นได้จากแผ่นดินไหวแต่ละเหตุการณ์บนชั้นหินแข็ง (Rock outcrop site) เพื่อให้สามารถเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับเหตุการณ์เหล่านี้ได้ และนำไปเป็นคลื่นที่นำไปวิเคราะห์ผลของชั้นดินอ่อนที่แตกต่างกันในแต่ละพื้นที่ของแต่ละจังหวัดในแอ่งดินอ่อนกรุงเทพต่อไป
- คลื่นสเปกตรัมที่ได้มีการพิจารณาถึงผลจากชั้นดินอ่อนโดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวจากชั้นหินแข็งนั้นได้มีการศึกษาโดย นคร ภู่วโรดม (2016) ซึ่งจากผลการศึกษาเบื้องต้นแสดงให้เห็นถึงกำลังการขยายเนื่องจากชั้นดินอ่อนได้ในช่วง 2.0 – 3.0 วินาทีใกล้เคียงกับที่กำหนดไว้ใน มยผ. 1302-52 แต่มีค่าสเปกตรัมที่สูงขึ้นในคาบการสั่นในช่วง 0.2 – 1.0 วินาที อย่างมีนัยสำคัญ (รูปที่ 2.13) ซึ่งทำให้มีผลกระทบกับการออกแบบสำหรับอาคารขนาดกลางที่จำเป็นต้องออกแบบด้วยค่าที่สูงกว่าเดิม

โครงการวิจัยนี้ได้ทำการรวบรวมแบบอาคารสูงและทดลองวิเคราะห์โครงสร้างอาคารสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่คาดว่าจะส่งผลกระทบต่ออาคารสูงที่กรุงเทพมหานคร ซึ่งมาจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกล และถูกขยายความรุนแรงเนื่องจากชั้นดินอ่อน เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของวิธี RSA ที่วิศวกรไทยนิยมใช้ในปัจจุบัน สามารถสรุปประเด็นหลักๆได้ดังนี้

- อาคารตัวอย่างที่เลือกมาเป็นกรณีศึกษาซึ่งมีความสูง 15, 20, 31, และ 39 ชั้น มีกำลังต้านทานแรงลมได้ตามมาตรฐานและกฎหมายไทย
- เมื่อวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี RSA พบว่าการตอบสนองในโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐาน (โหมด 1) มีส่วนร่วมในการตอบสนองของโครงสร้างต่อแผ่นดินไหวอย่างมีนัยสำคัญ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในแรงเฉือนรวมระหว่างชั้น และโมเมนต์พลิกคว่ำที่ระดับชั้นต่างๆ
- เมื่อวิเคราะห์โครงสร้างอาคารตัวอย่างด้วยวิธี NLRHA โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่มาจากสถานการณ์แผ่นดินไหวที่แตกต่างตาม conditional mean spectrum (CMS) ซึ่งพิจารณาที่คาบการสั่นเงื่อนไขต่างๆ (conditioned period) คลื่น CMS ในแต่ละกรณีจะส่งผลให้เกิดแรงภายในที่วิกฤตที่สุดที่บริเวณต่างๆ ของโครงสร้างแตกต่างกันไป เช่น แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดจะเกิดขึ้นเมื่อโครงสร้างได้รับคลื่น CMS ที่ตรงกับคาบของโหมด 2 ส่วนโมเมนต์พลิกคว่ำที่ฐานจะเกิดค่าสูงสุดเมื่อโครงสร้างได้รับคลื่น CMS ที่ตรงกับคาบของโหมด 1 และโมเมนต์พลิกคว่ำระดับชั้นบนๆ จะเกิดค่าสูงสุดเมื่อ

โครงสร้างได้รับคลื่น CMS ที่ตรงกับคาบของโหมด 2 กล่าวคือจำเป็นต้องวิเคราะห์โดยใช้คลื่น CMS ที่คาบ conditioned period ต่างๆ เพื่อหาค่าการตอบสนองที่วิกฤตที่สุด

- เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แรงเฉือนรวมแต่ละชั้นด้วยวิธี RSA ซึ่งใช้ในการออกแบบอาคารสูงในปัจจุบัน พบว่ามีค่าต่ำกว่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA ซึ่งมีความสมจริงที่สุด บ่งชี้ว่าวิธีวิเคราะห์ RSA ที่วิศวกรไทยใช้อยู่ในปัจจุบันให้ค่าแรงเฉือนสำหรับการออกแบบที่ไม่ปลอดภัยเพียงพอ จำเป็นจะต้องได้รับการแก้ไข
- การวิเคราะห์โดยสมมติว่าการตอบสนองในโหมดสูงยังอยู่ในช่วงอิลาสติกเชิงเส้น และใช้ค่าการตอบสนองแบบอิลาสติกในโหมดสูงไปรวมกับค่าการตอบสนองแบบอินอิลาสติกในโหมดที่ 1 ซึ่งเรียกว่า วิธี Modified Modal Pushover Analysis (MMPA) ให้ค่าการตอบสนองที่ใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA ดีขึ้น
- การปรับปรุงวิธี RSA ในการคำนวณแรงเฉือนในเสาและกำแพง เรียกว่า วิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) โดยพิจารณาการตอบสนองในโหมดสูงเป็นแบบอิลาสติก ทำให้ได้ค่าแรงเฉือนที่ต้องต้านทานเพื่อใช้ในการออกแบบที่ถูกต้องและปลอดภัยขึ้น ส่วนการคำนวณโมเมนต์ดัดที่ต้องต้านทาน การเคลื่อนที่และการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้น ยังคงใช้วิธี RSA แบบเดิมได้
- การศึกษานี้ได้เสนอวิธีการคำนวณความเครียดตามแนวดิ่งในกำแพงเพื่อตรวจสอบการครากของเหล็กเสริมหรือการประลัยของคอนกรีตในกำแพงเพื่อจะได้ออกแบบการเสริมเหล็กรายละเอียดให้โครงสร้างมีความเหนียวในบริเวณดังกล่าว โดยการคำนวณสามารถใช้แรงตามแนวก้นและโมเมนต์ดัดจากการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (linear RSA) แต่ใช้ค่าคุณสมบัติประสิทธิภาพของหน้าตัดและคำนึงถึงการย้ายตำแหน่งของแกนสะเทิน ในการตรวจสอบความถูกต้องของวิธีที่เสนอนี้พบว่าสามารถประมาณค่าความเครียดได้ใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์วิธี NLRHA

เอกสารอ้างอิง

ภาษาไทย

ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี, อาณัติ เรืองรัมย์, จิตติ ปาลศรี, มาณพ เจริญยุทธ, ธวัช อนันต์ธนวงษ์, 2551. ความเสียหายของอาคารจากแผ่นดินไหวและข้อพิจารณาสำหรับออกแบบอาคารในกรุงเทพมหานคร. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13, พัทยา, ประเทศไทย, STR-063.

ปัญญา คอนซัลแตนท์, พิสุทธิ เทคโนโลยี, และสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย, 2557 รายงาน (ฉบับสุดท้าย) โครงการจัดทำแผนปฏิบัติการป้องกันและบรรเทาสาธารณภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่มในพื้นที่กรุงเทพมหานครและปริมณฑล เสนอต่อ สำนักป้องกันและบรรเทาสาธารณภัย กรุงเทพมหานคร
ทรัพยากรธรณี, กรม. 2554. แผ่นดินไหวกับประเทศไทย. กรุงเทพมหานคร: สำนักธรณีวิทยาสิ่งแวดล้อมและธรณีพิบัติภัย.

นคร ภู่วโรดม, อีรพงศ์ จันทรเพ็ญ, และ เป็นหนึ่ง วานิชชัย, 2555. รายงานวิจัย (ฉบับสมบูรณ์) การแบ่งเขตแผ่นดินไหวอย่างละเอียดด้วยการศึกษาคุณลักษณะของชั้นดินบริเวณที่ตั้ง. รายงานฉบับสมบูรณ์
เสนอต่อสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว): 279 หน้า.

โยธาธิการและผังเมือง, กรม. 2552. มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1302). กรุงเทพมหานคร: กระทรวงมหาดไทย.

โยธาธิการและผังเมือง, กรม. 2554. มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1303). กรุงเทพมหานคร: กระทรวงมหาดไทย.

ภาษาอังกฤษ

Adebar, P. (2008). Design of high-rise core-wall buildings: A Canadian perspective. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Altin, S., Y. Koprman and M. Baran (2013). Strengthening of RC walls using externally bonding of steel strips. Engineering Structures 49(Supplement C): 686-695.

American Society of Civil Engineers (2005) Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-05).

- American Society of Civil Engineers (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE standard ASCE/SEI 7-10. Reston.
- American Society of Civil Engineers (2013). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. ASCE Standard ASCE/SEI 41-13. Reston.
- Ashford, S.A., Jakrapiyanun, W. & Lukkanaprasit, P. (1996). Amplification of Earthquake Ground Motions in Bangkok. AIT research report submitted to the Public Works Department, Thailand.
- Baker, J.W. (2011) Conditional mean spectrum: Tool for ground motion selection. Journal of Structural Engineering. 137(3): 322-331.
- Baker J.W. and Cornell C.A. (2006). Spectral Shape, Epsilon and Record Selection. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 35(9) 1077-1095.
- Blakeley, R. W. G., Cooney, R. C., & Megget, L. M. (1975). Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures. Bulletin of New Zealand Society of Earthquake Engineering, 8, 278–290.
- Calugaru, V., & Panagiotou, M. (2012). Response of tall cantilever wall buildings to strong pulse type seismic excitation. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 41(9), 1301-1318.
- Carlton, B., Abrahamson, N. (2014) Issues and Approaches for Implementing Conditional Mean Spectra in Practice. Bulletin of the Seismological Society of America , 104(1), 503-512
- Comite European de Normalisation (CEN, 2004). Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance.
- Chopra, A.K. (2012). Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering. 4rd Edition. Pearson Prentice Hall.
- CTBUH (2008). Recommendations for the Seismic Design of High-Rise Buildings. 21 pages.
- Derecho, A. T., Iqbal, M., & Corley, W. G. (1980). Determining design force levels for earthquake resistant reinforced concrete structural walls. 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, vol 5.

- Dezhdar, E. (2012). Seismic response of cantilever shear wall buildings, Ph.D. Thesis. University of British Columbia, Canada.
- Dezhdar, E., & Adebar, P. (2012). Estimating seismic demands on high-rise concrete shear wall buildings. 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal.
- Eibl, J., & Keintzel, E. (1988). Seismic shear forces in RC cantilever shear walls. 9th world conference on earthquake engineering, Tokyo-Kyoto, Japan.
- ETABS Version 13.2.0(2013). ETABS Version 13: Integrated building design software. Computers and Structures, Inc. Berkeley, CA.
- Ghosh, S. K., Markevicius, V.P. (1990). Design of earthquake resistant shear walls to prevent shear failure. 4th US National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, CA.
- Keintzel, E. (1984). Ductility requirements for shear wall structures in seismic areas. 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, CA.
- Klemencic, R., Fry, J. A., Hooper, J. D., & Morgen, B. G. (2007). Performance-based design of ductile concrete core wall buildings—issues to consider before detailed analysis. The structural design of tall and special buildings, 16(5), 599-614.
- Leng, K., Chintanapakdee, C., & Hayashikawa, T. (2014). Seismic shear forces in shear walls of a medium-rise building designed by response spectrum analysis. Engineering Journal, 18(4), 73-95.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, 114(8), 1804-1826.
- Munir, A., & Warnitchai, P. (2012). The Cause of Unproportionately Large Higher Mode Contributions in the Inelastic Seismic Responses of High-rise Core-wall Buildings. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 41(15), 2195-2214.
- Moehle, J.P., Bozorgnia, Y., Jayaram, N., Jones, P., Rahnama, M., Shome, N., Tuna, Z., Wallace, J.W., Yang, T.Y., & Zareian, F. (2011). Case studies of the seismic performance of tall buildings designed by alternative means. Task 12 Report for the Tall Buildings

- Initiative, PEER-2011/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Ornthammarath T, Douglas J, Sigbjörnsson R, Lai C. (2011a) Assessment of ground motion variability and its effects on seismic hazard analysis: a case study for iceland. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 9 (4): 931-953.
- Ornthammarath, T., Warnitchai, P., Worakanchana, K., Zaman, S., Sigbjörnsson, R., & Lai, C.G. (2011b) Probabilistic seismic hazard assessment for Thailand. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(2), 367–394.
- Palasri, J. and Ruangrassamee, A. (2010). Probabilistic seismic hazard maps of Thailand. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 4(4), 369-386.
- Petersen, Mark D., Frankel, Arthur D., Harmsen, Stephen C., Mueller, Charles S., Haller, Kathleen M., Wheeler, Russell L., Wesson, Robert L., Zeng, Yuehua, Boyd, Oliver S., Perkins, David M., Luco, Nicolas, Field, Edward H., Wills, Chris J., and Rukstales, Kenneth S., 2008, Documentation for the 2008 Update of the United States National Seismic Hazard Maps: U.S. Geological Survey Open-File Report 2008–1128, 61 p.
- Petersen, M.D., Moschetti, M.P., Powers, P.M., Mueller, C.S., Haller, K.M., Frankel, A.D., Zeng, Yuehua, Rezaeian, Sanaz, Harmsen, S.C., Boyd, O.S., Field, Ned, Chen, Rui, Rukstales, K.S., Luco, Nico, Wheeler, R.L., Williams, R.A., and Olsen, A.H., 2014, Documentation for the 2014 update of the United States national seismic hazard maps: U.S. Geological Survey Open-File Report 2014–1091, 243 p., <https://dx.doi.org/10.3133/ofr20141091>.
- PEER TBI (2010). Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings. PEER-2010/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- PEER/ATC-72-1 (2010). Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. Applied Technology Council. Redwood, CA.
- PERFORM 3D Version 5.0.0 (2011). Nonlinear analysis and performance assessment of 3-D structures. Computers and Structures, Inc. Berkeley, CA.

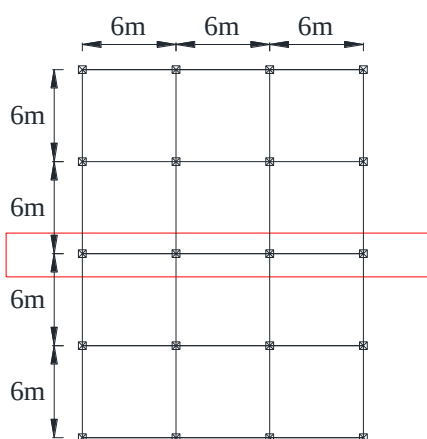
- Rad, B., & Adebar, P. (2008). Dynamic shear amplification in high-rise concrete walls: effect of multiple flexural hinges and shear cracking. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Rejec, K., Isaković, T., & Fischinger, M. (2012). Seismic shear force magnification in RC cantilever structural walls, designed according to Eurocode 8. Bulletin of Earthquake Engineering, 10(2), 567-586. doi: 10.1007/s10518-011-9294-y
- Rutenberg, A. (2013). Seismic shear forces on RC walls: review and bibliography. Bulletin of Earthquake Engineering, 11(5), 1727-1751. doi: 10.1007/s10518-013-9464-1
- Rutenberg, A., & Nsieri, E. (2006). The seismic shear demand in ductile cantilever wall systems and the ec8 provisions. Bulletin of Earthquake Engineering, 4(1), 1-21. doi: 10.1007/s10518-005-5407-9
- Seed, H. B. , Romo, M. P., Sun, J. I.,Jaime, A. & Lysmer, J. (1988) The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions, Earthquake Spectra, 4, 687–729.
- Warnitchai, P., & Munir, A. (2011). Identification of reasons for high inelastic seismic demands in high rise RC core wall buildings. Procedia Engineering, 14, 1359-1366.
- Warnitchai, P. (1999). Potential Earthquake Disaster in Thailand and Its Mitigation. Research and Development Journal of the Engineering Institute of Thailand, 10(1): 15-31 (in Thai).
- Warnitchai, P., Sangarayakul, C., and Ashford, S.A. (2000). Seismic Hazard in Bangkok Due to Long-Distance Earthquakes. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Jan 30-Feb 4, 2000, paper No.2145, pp 1-8.
- Yathon, J. S. (2011). Seismic shear demand of reinforced concrete cantilever walls, Master of Applied Science Thesis. University of British Columbia, Canada.

ภาคผนวก ก

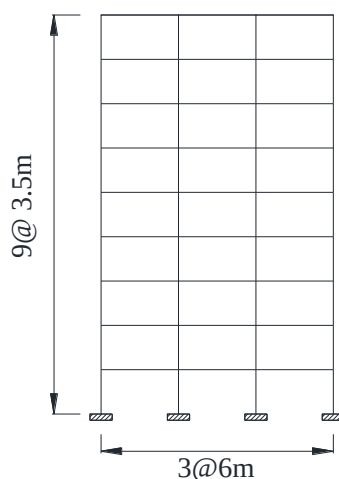
ความถูกต้องของวิธี MRSA ในกรณีโครงสร้างแข็ง

ก.1 ตัวอย่างอาคารโครงสร้างแข็ง

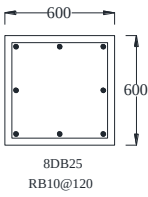
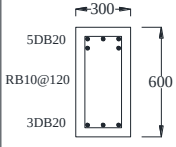
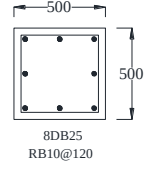
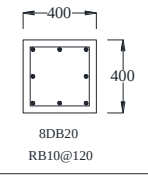
ในการตรวจสอบความถูกต้องของวิธี MRSA ในที่นี้ใช้โครงสร้างแข็ง 9 ชั้นดังรูปที่ ก.1 อาคารมีความสมมาตรและสม่ำเสมอของรูปทรง จึงทำการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองโครงสร้างแข็งแบบ 2 มิติ แต่ละชั้นมีความสูง 3.5 เมตร และคานมีความยาวช่วง 6 เมตร รูปด้านและผังอาคารแสดงดังรูปที่ ก.1 ระบบต้านทานแรงด้านข้างเป็นโครงสร้างแข็งต้านทานโมเมนต์ดัดที่มีความเหนียวพิเศษ มีตัวแปรสำหรับการออกแบบได้แก่ $R=8$, $C_d=5.5$, $\Omega_0=3$. ระดับความสำคัญแบบปกติ จึงมีตัวประกอบความสำคัญ (importance factor) $I=1$. อาคารตัวอย่างนี้ถูกออกแบบโดยพิจารณาน้ำหนักบรรทุก ได้แก่ น้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง แรงลม และแรงแผ่นดินไหวตามวิธี RSA.



Plan view



Elevation view

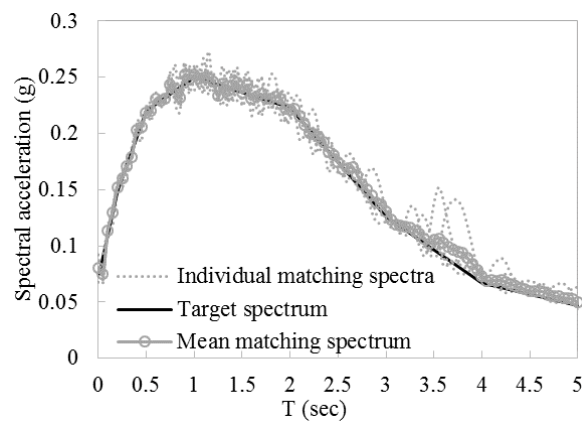
No. of Story	Level	Exterior Column (mmxmm)	Beam (mmxmm)
9	1-3	 8DB25 RB10@120	 5DB20 RB10@120 3DB20
	4-6	 8DB25 RB10@120	
	7-9	 8DB20 RB10@120	

รูปที่ ก.1. Design detail of 9-story moment resisting frame.

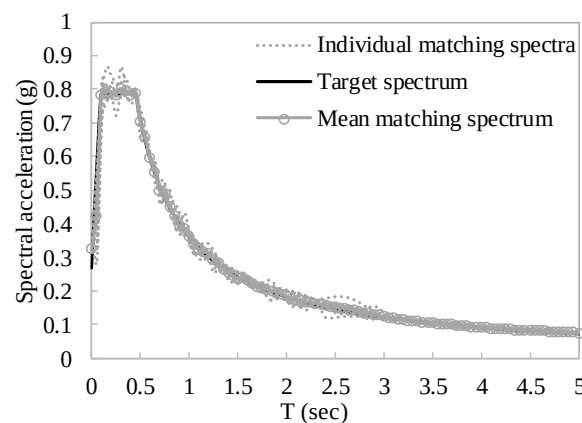
ก.2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้

ในการตรวจสอบนี้จะสมมติว่ามีสองอาคาร อาคารหนึ่งตั้งอยู่ที่ใจกลางเมือง กรุงเทพมหานคร และอีกอาคารหนึ่งตั้งอยู่ที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ ในการออกแบบอาคารใช้แผ่นดินไหวระดับที่ใช้ในการออกแบบทั่วไป (design basis earthquake, DBE) สมมติให้อาคารมีอัตราส่วนความหน่วง (damping ratio) เท่ากับ 2.5% และใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่ถูกปรับให้สอดคล้องกับสเปกตรัม uniform hazard spectrum (UHS) ในการวิเคราะห์ NLRHA เพื่อใช้เป็นค่าอ้างอิงที่ถือว่ามีความถูกต้อง

สำหรับอาคารที่ตั้งในกรุงเทพมหานครมีสเปกตรัมผลตอบแทนเพื่อการออกแบบ ดังรูปที่ ก.2 สำหรับอาคารที่ตั้งอยู่ที่เมืองเชียงใหม่ มีสเปกตรัมผลตอบแทนเพื่อการออกแบบ ดังรูปที่ ก.3 ซึ่งได้จากการใช้ค่า $S_5=0.878$ และ $S_1=0.248$ และสมมติว่าที่ตั้งอาคารเป็นดินแข็งปานกลาง site class D



รูปที่ ก.2 Design spectrum for Bangkok



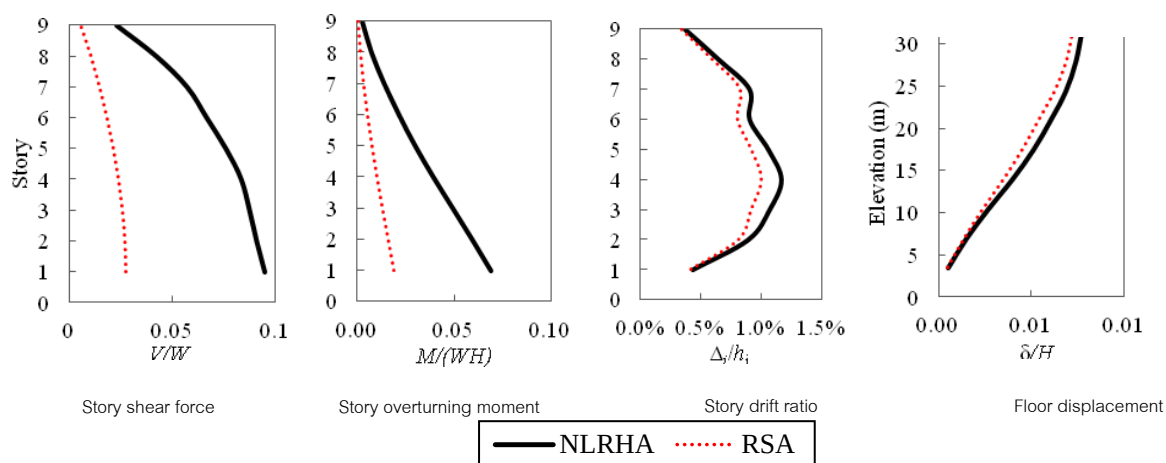
รูปที่ ก.3 Design spectrum for Chiang Mai

ก.3 ผลการตรวจสอบความถูกต้องของวิธี MRSA

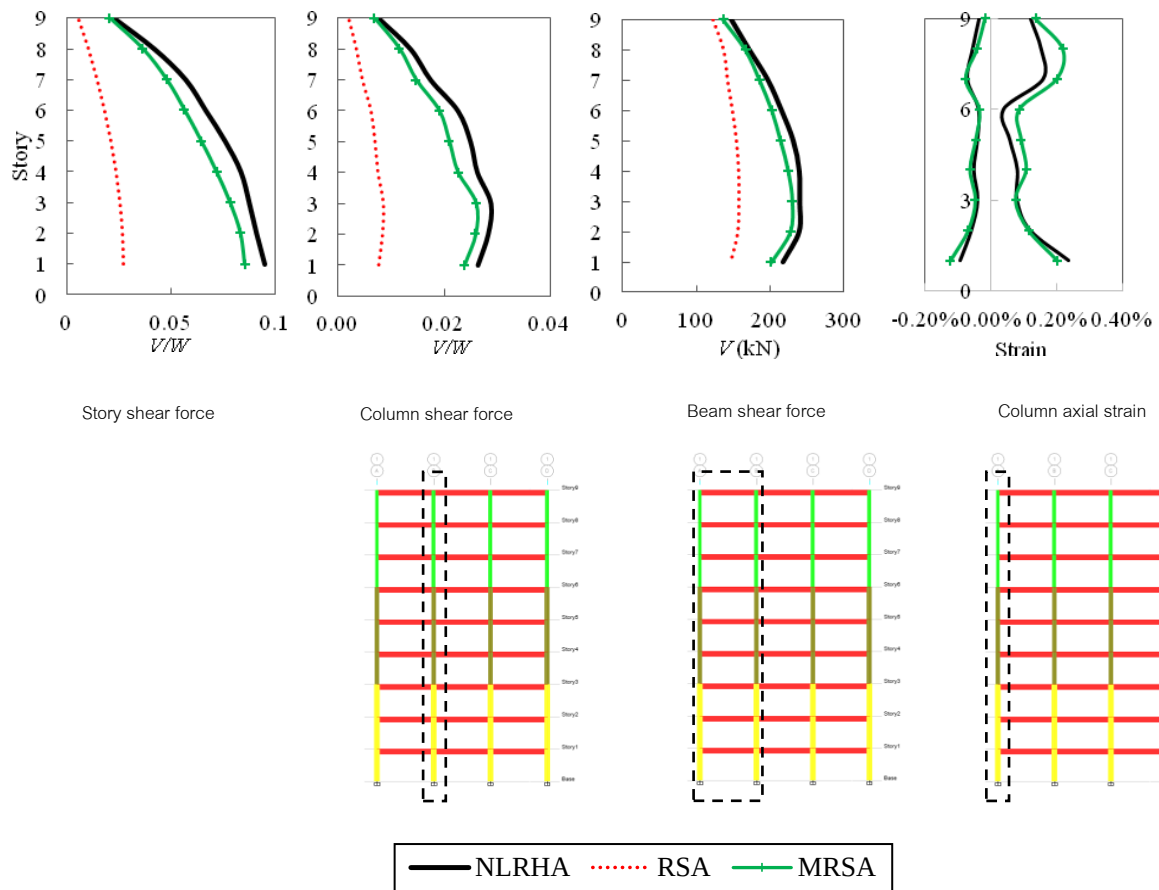
วิธี RSA แบบเดิมสามารถให้ค่าการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ถูกต้องใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA สำหรับกรณีกรุงเทพมหานคร (รูปที่ ก.4) และ ให้ค่าที่ต่ำกว่า NLRHA

เล็กน้อยสำหรับกรณีเชียงใหม่ (รูปที่ ก.6) วิธี RSA แบบเดิมให้ค่าแรงเฉือนที่ต่ำกว่า NLRHA อย่างมากสำหรับทั้งสองที่ตั้งอาคาร (รูปที่ ก.4 และ ก.6)

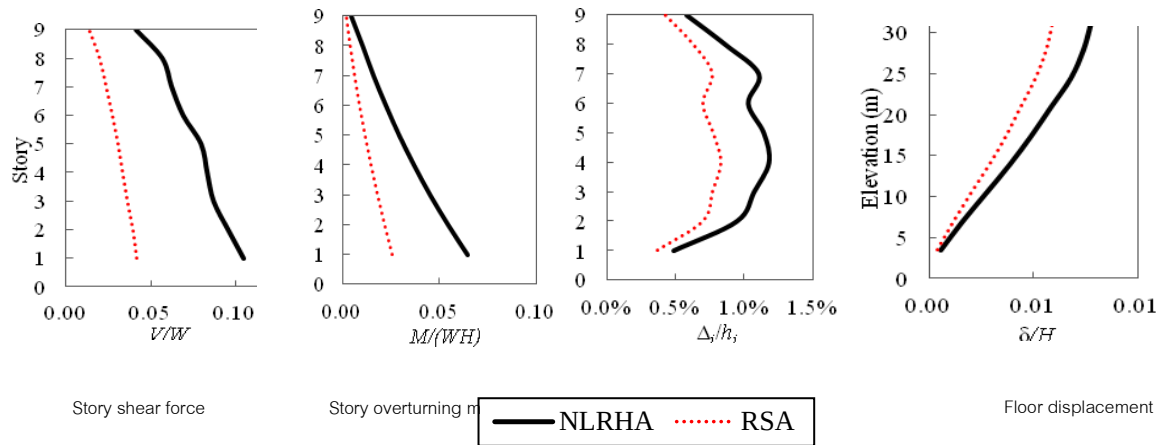
หากคำนวณแรงเฉือนและความเครียดในเสาตามวิธี MRSA จะได้ผลดังรูปที่ ก.5 และ ก.7 สำหรับอาคารที่ตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานครและเชียงใหม่ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นได้ว่าวิธี MRSA ให้ค่าแรงเฉือนในเสาที่ถูกต้องใกล้เคียงกับ NLRHA ดีกว่าวิธี RSA แบบเดิม ซึ่งรูปด้านล่างตำแหน่งของเสาที่แสดงค่าแรงเฉือน และวิธี MRSA สามารถทำนายค่าความเครียดใกล้เคียงกับผลจากการวิเคราะห์ NLRHA ได้เป็นอย่างดีทั้งสองที่ตั้งอาคาร



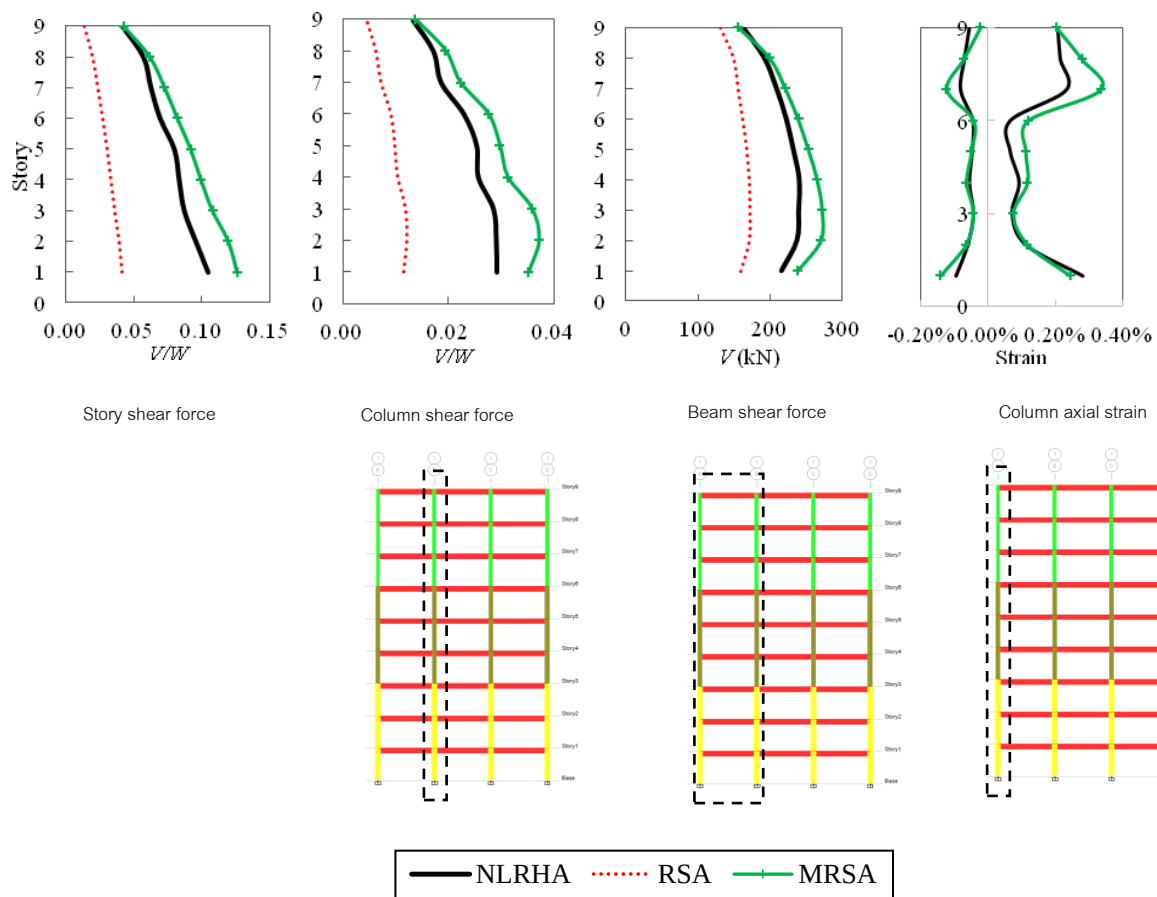
รูปที่ ก.4 Comparison of seismic demands computed from RSA and NLRHA for case study in Bangkok.



รูปที่ ๓.๕ Comparison of seismic demands computed from MRSA and NLRHA for case study in Bangkok.



รูปที่ 6.6 Comparison of seismic demands computed from RSA and NLRHA for case study in Chiang Mai.



รูปที่ 6.7 Comparison of seismic demands computed from MRSA and NLRHA for case study in Chiang Mai.

ภาคผนวก ข

ความถูกต้องของวิธี MRSA ในกรณีอาคารสูงตั้งอยู่ที่จังหวัดเชียงใหม่

ข.1 ตัวอย่างอาคารสูง

ในการตรวจสอบความถูกต้องของวิธี MRSA ในกรณีอาคารสูงตั้งอยู่ที่จังหวัดเชียงใหม่ในพื้นที่ใช้อาคารตัวอย่าง 6 หลัง B1 ถึง B6 เช่นเดียวกันกับที่ใช้ในบทที่ 3 ในรายงานฉบับนี้

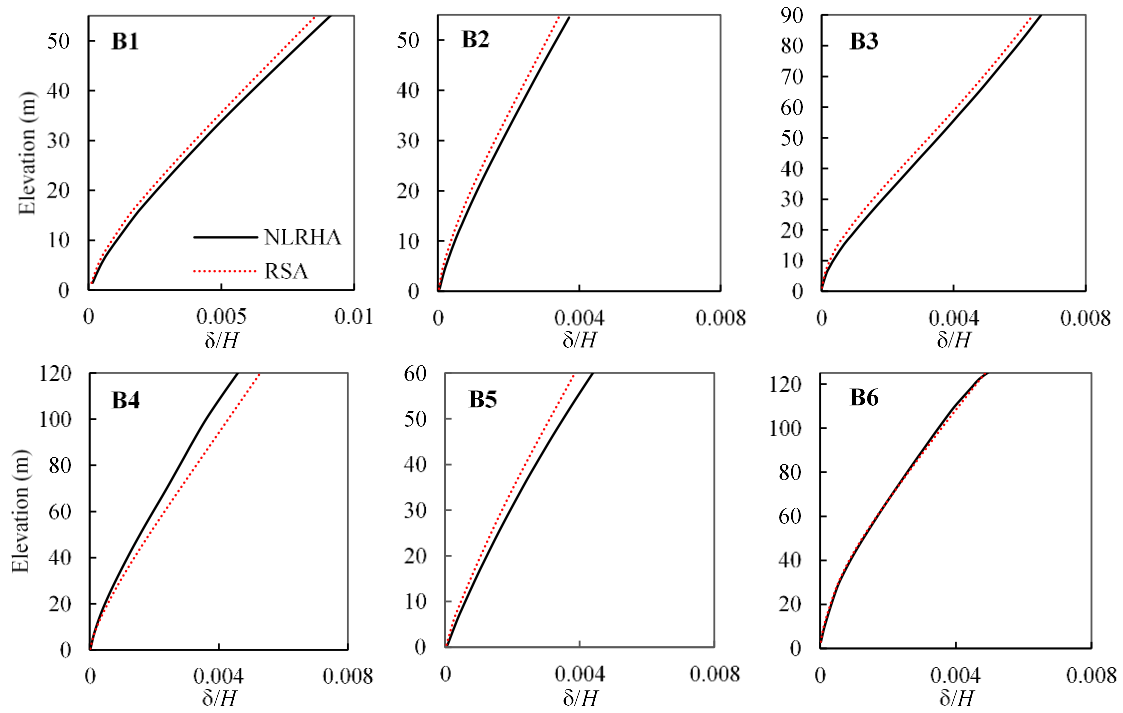
ข.2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้

คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในที่นี้เหมือนกับที่ได้ใช้ภาคผนวก ก หัวข้อ ก.2 ซึ่งมีสเปกตรัมผลตอบแทนดังรูปที่ ก.3 โดยสมมติว่าอาคารมีอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 2.5%

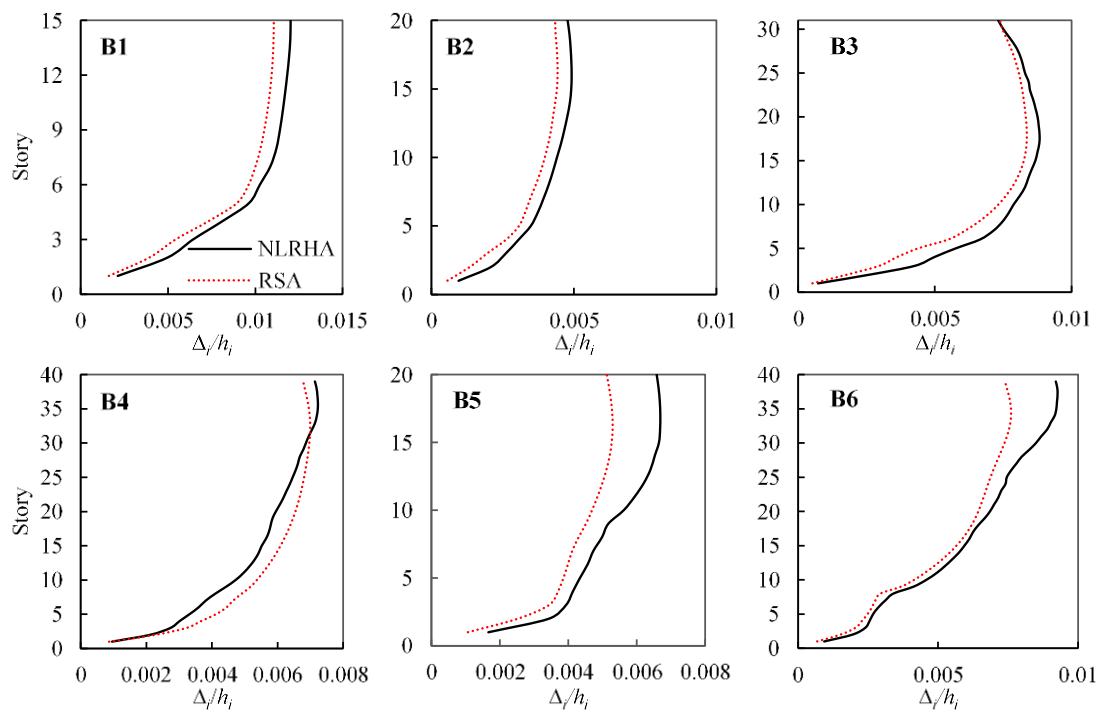
ข.3 ผลการตรวจสอบความถูกต้องของวิธี MRSA

วิธี RSA แบบเดิมสามารถให้ค่าการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ถูกต้องใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA (รูปที่ ข.1 ถึง ข.4) แต่ให้ค่าแรงเฉือนที่ต่ำกว่าวิธี NLRHA อย่างมากสำหรับทุกอาคารทั้งในกรณีแรงเฉือนรวมทั้งชั้น แรงเฉือนในกำแพง และแรงเฉือนในเสา (รูปที่ ข.5 ถึง ข.8) ซึ่งวิธี MRSA ให้ค่าแรงเฉือนที่มีความถูกต้องใกล้เคียงกับผลจาก NLRHA ดีกว่าวิธี RSA แบบเดิมอย่างชัดเจน โดยวิธี MRSA ให้ค่าแรงเฉือนรวมทั้งชั้นที่มีความถูกต้องดีกว่าค่าแรงเฉือนในรายชั้นส่วนย่อยกำแพงและเสา

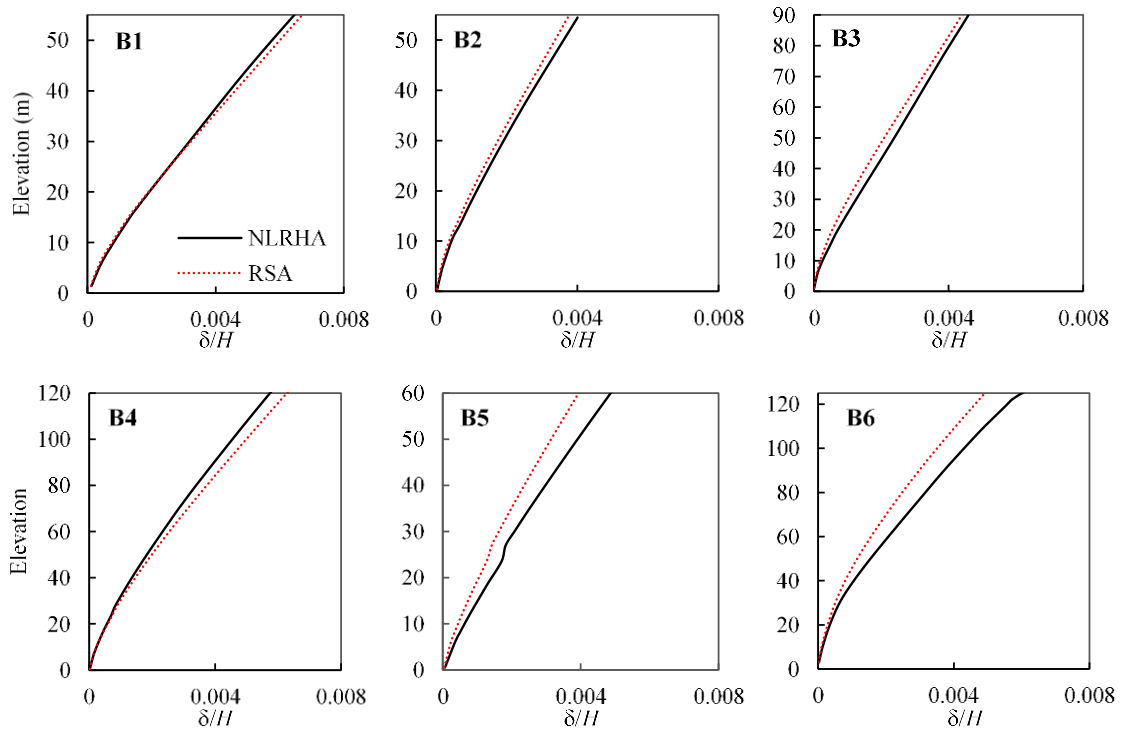
หากคำนวณค่าความเครียดในกำแพงและเสาตามวิธี MRSA จะได้ผลดังรูปที่ ข.9 และ ข.10 ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นได้ว่าวิธี MRSA สามารถทำนายค่าความเครียดใกล้เคียงกับผลจากการวิเคราะห์ NLRHA ได้ค่อนข้างดี แต่อาจมีความคลาดเคลื่อนในการทำนายความเครียดดึงทั้งชั้นบนๆ ของอาคาร โดยมีความถูกต้องในการทำนายความเครียดในกำแพงดีกว่าในการทำนายความเครียดในเสา



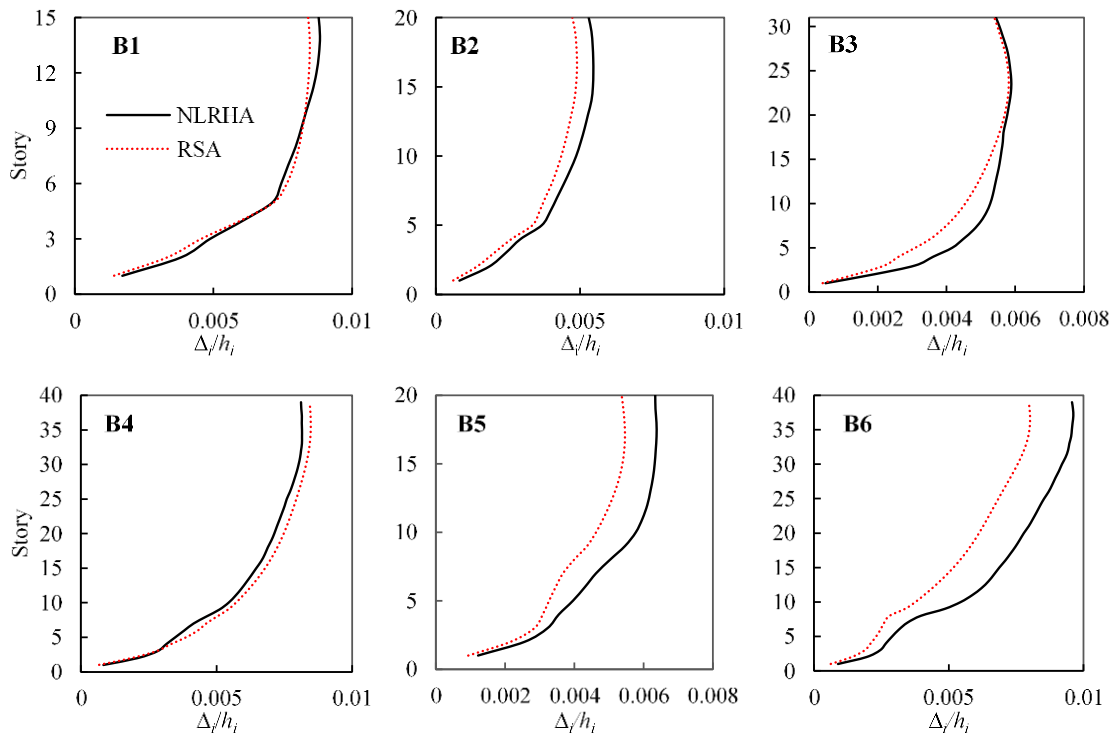
รูปที่ ๑.1 Comparison of floor displacement computed from RSA and NLRHA due to earthquake load in X direction.



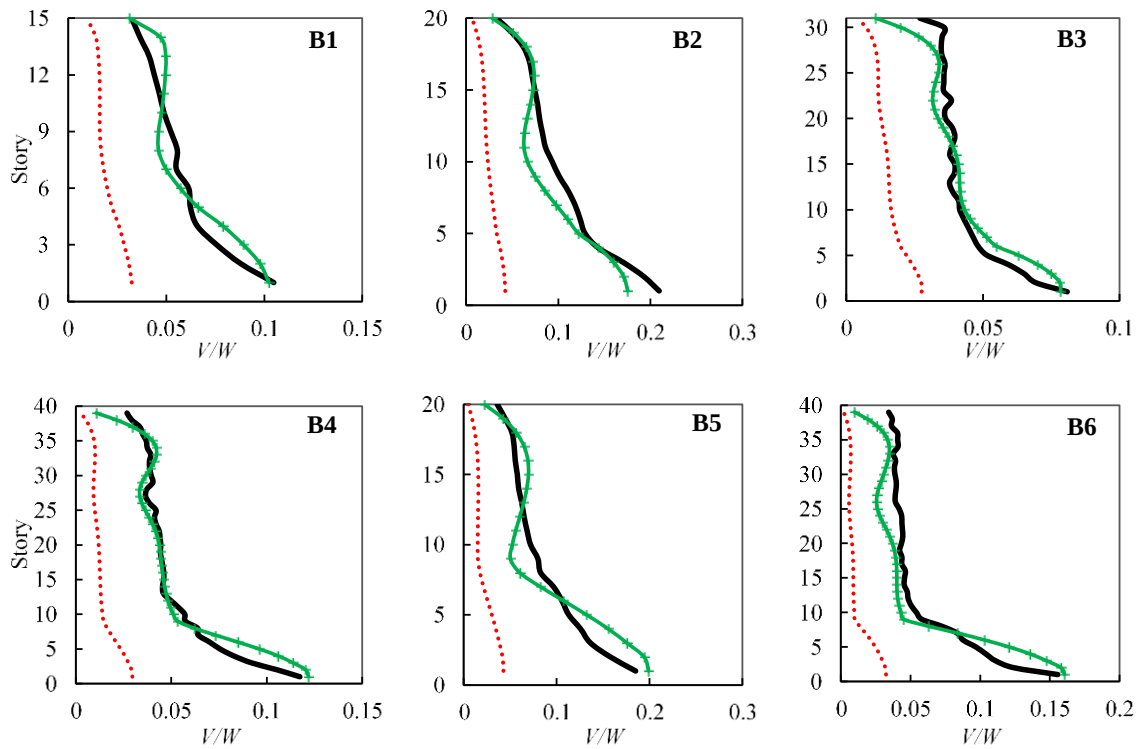
รูปที่ ๑.2 Comparison of story drift ratio computed from RSA and NLRHA due to earthquake load in X direction.



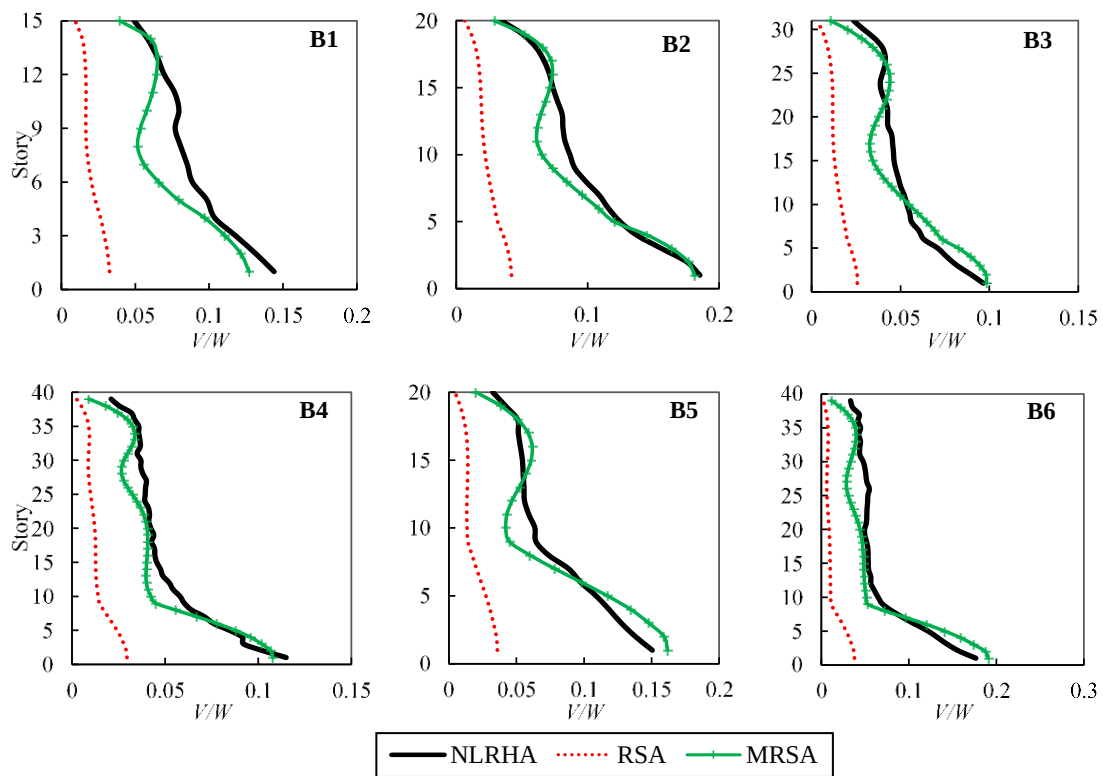
รูปที่ ๓.3 Comparison of floor displacement computed from RSA and NLRHA due to earthquake load in Y direction.



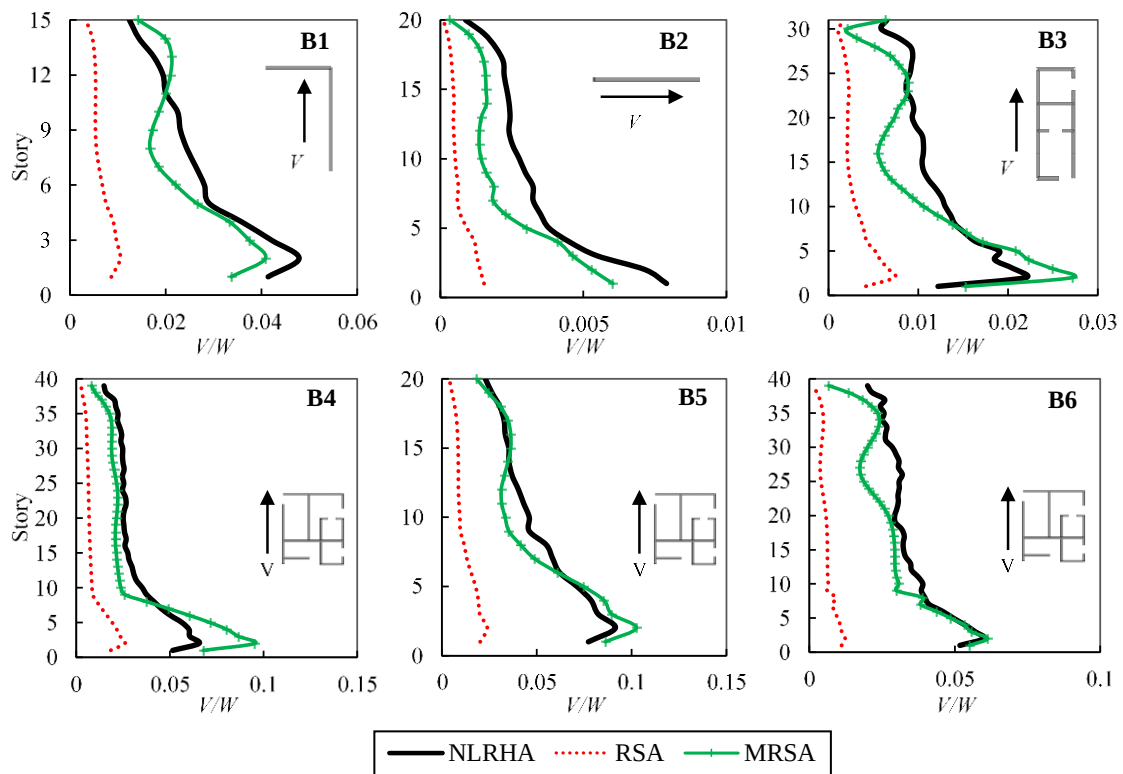
รูปที่ ๓.4 Comparison of story drift ratio computed from RSA and NLRHA due to earthquake load in Y direction.



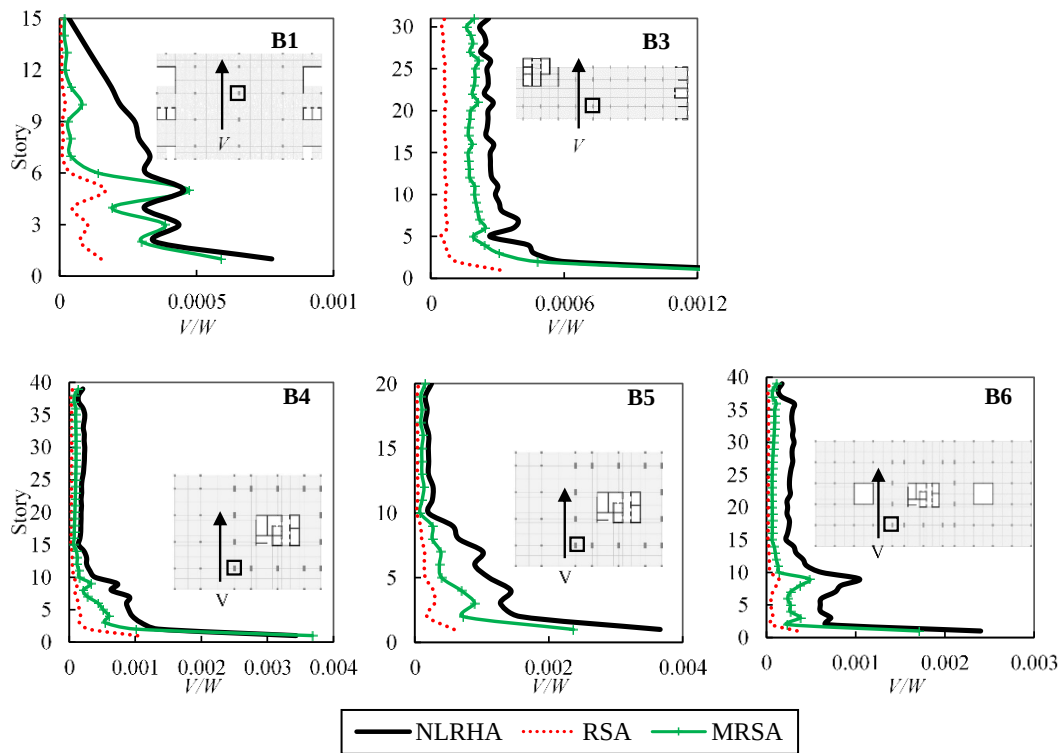
รูปที่ ๕.๕ Comparison of story shear force computed from RSA, MRSA and NLRHA due to earthquake load in X direction.



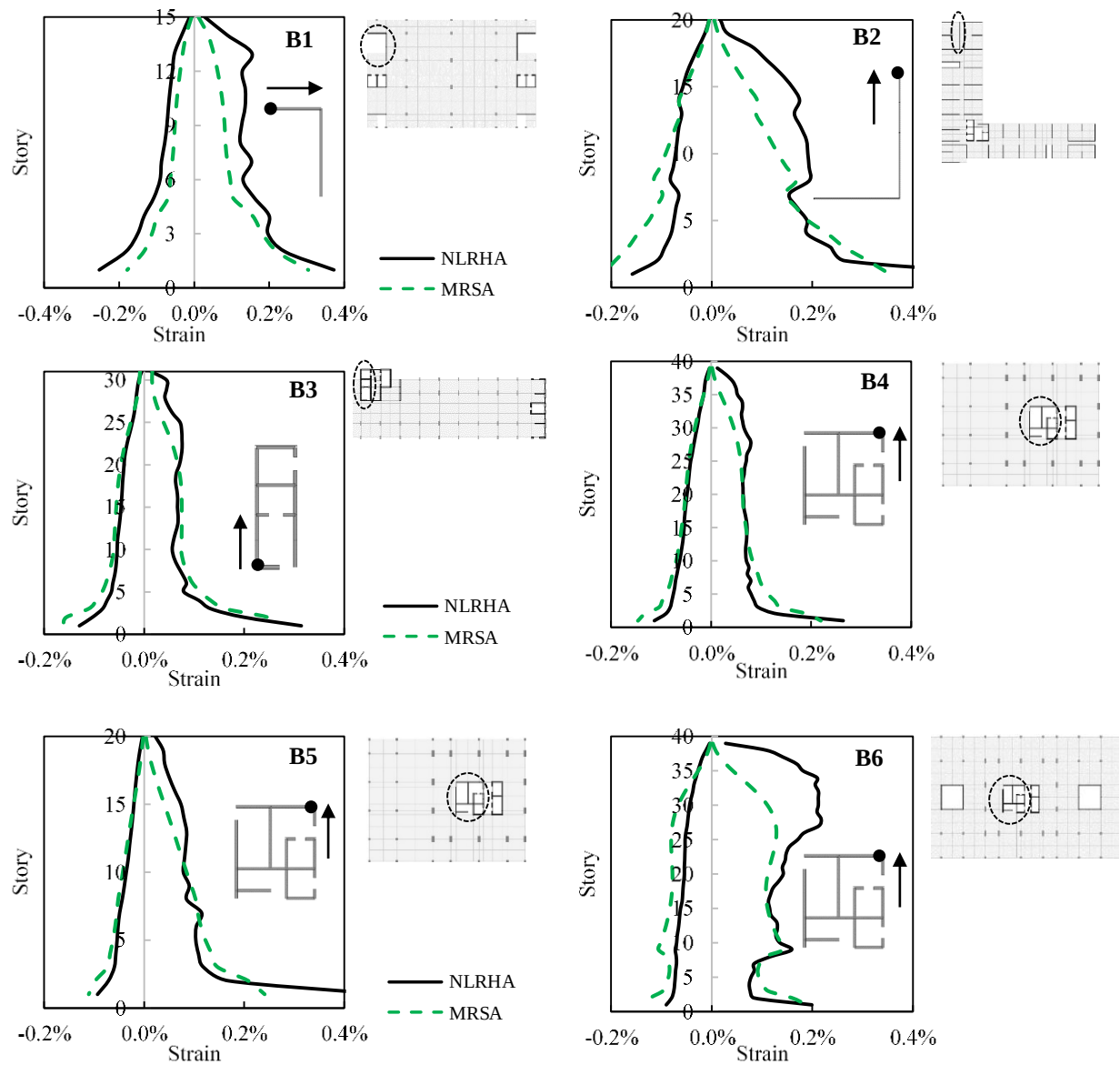
รูปที่ ๕.๖ Comparison of story shear force computed from RSA, MRSA and NLRHA due to earthquake load in Y direction.



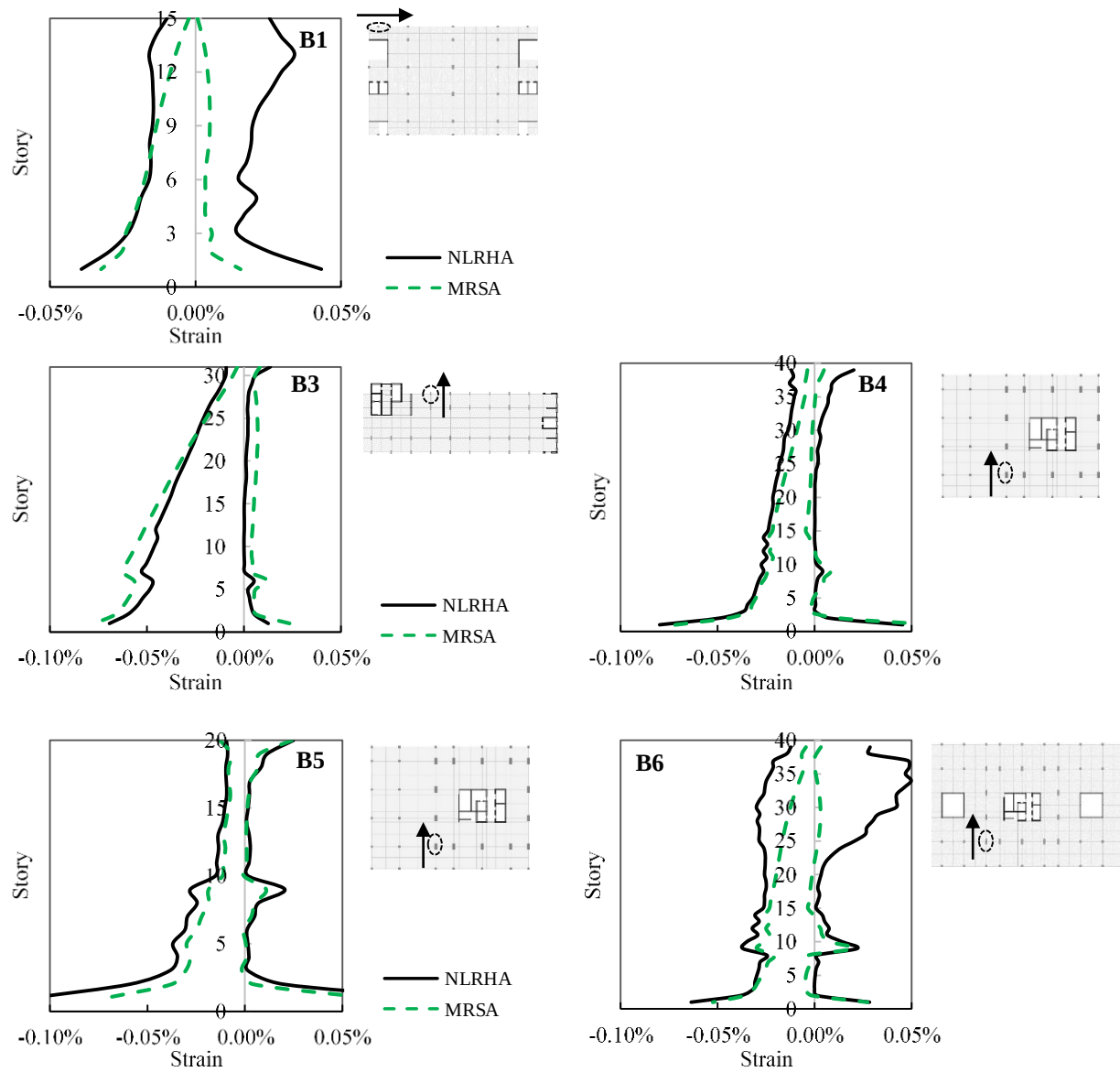
รูปที่ ๗.7 Comparison of shear force in RC walls computed from RSA, MRSA and NLRHA.



รูปที่ ๗.8 Comparison of shear force in RC columns computed from RSA, MRSA and NLRHA.



รูปที่ ๗.๙ Comparison of axial strain in RC walls computed from MRSA and NLRHA.



รูปที่ ข.10 Comparison of axial strain in RC columns computed from MRSA and NLRHA.

ภาคผนวก ค

คำถามและคำตอบข้อคิดเห็นและข้อเสนอแนะจากผู้ทรงคุณวุฒิ

ข้อคิดเห็นและข้อเสนอแนะจากที่ประชุมวันที่ 7 กุมภาพันธ์ 2561

1. ควรมีการอธิบายในรายงานทั้งสมมติฐาน และขอบเขตของการวิจัย โดยควรอธิบายเพิ่มเติมให้ชัดเจนว่าอาคารขนาดเล็ก ขนาดใหญ่ แบ่งอย่างไร และอาคารสูง อาคารเตี้ย หมายถึงอาคารที่สูงกี่ชั้น รวมถึงนิยามให้ชัด และระบุให้ชัดเจนว่า การรับรู้ความรู้สึกได้ของแรงแผ่นดินไหวของคนบนตึกสูงนั้น หมายถึงที่ระดับชั้นไหน

ตอบ ได้เพิ่มนิยามของอาคารสูงในหัวข้อ 1.3 ขอบเขตการวิจัย ทั้งนี้ในการศึกษานี้ไม่ได้แบ่งระหว่างอาคารขนาดเล็ก/ใหญ่ และไม่ได้พิจารณาการรับรู้ความรู้สึกได้ของแรงแผ่นดินไหวของคนบนตึกสูง แต่เป็นการศึกษาเกี่ยวกับการออกแบบโครงสร้างอาคารสูงให้ปลอดภัยจากแผ่นดินไหว

2. Factor ของ ground motion ที่มีผลต่ออาคารมีหลายตัว ควรระบุให้ชัดเจน

ตอบ ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (spectral acceleration) เป็นพารามิเตอร์หลักที่ใช้กำหนดระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคาร ในการวิเคราะห์โครงสร้างของอาคารนั้นวิศวกรจะต้องคำนวณหาคาบการสั่นพื้นฐาน (โหมดที่ 1) และ คาบการสั่นโหมดที่ 2 และ 3 เพื่อที่จะนำมาหา ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม ที่คาบการสั่นเหล่านี้ คณะผู้วิจัยจึงได้พิจารณาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่นที่สั้นมาก (เช่น 0.2 วินาที) ไปจนถึงคาบการสั่นที่ยาวมาก (เช่น 3.0 วินาที) เพื่อให้ครอบคลุมโหมดต่างๆของอาคารสูง

3. เสนอให้พิจารณาว่าการระบุแผ่นดินไหวหากเกิดในแอ่งกรุงเทพฯ สามารถขยายคลื่นได้กี่เท่าตัวนั้น จะเหมาะสมหรือไม่ มีผลพิสูจน์ทางวิทยาศาสตร์แน่ชัดแล้วหรือไม่

ตอบ ในงานวิจัยของ Tuladhar et al. (2004) และ นคร ภู่วโรดม (2016) ได้ทำการสำรวจชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑลเพื่อตรวจสอบคุณสมบัติของชั้นดินโดยใช้วิธี Microtremor และ Array microtremor analysis ผลการสำรวจพบว่าชั้นดินในกรุงเทพมหานครนั้นเป็นดินอ่อน โดยมีความเร็วคลื่นเฉือนที่ระยะ 30 เมตรต่ำกว่า 180 m/s ซึ่งมีความสามารถในการขยายตัวของคลื่นแผ่นดินไหวได้ นอกเหนือไปจากนั้น นคร ภู่วโรดม (2016) ได้ทำการนำคุณสมบัติของชั้นดินเพื่อมาทำจำลองการขยายคลื่นซึ่งพบว่าการขยายคลื่นจากแผ่นดินไหวได้ประมาณ 3-4 เท่า อีกทั้งในรายงานนี้ได้ทำการเปรียบเทียบคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจพบที่สถานีบางนา (ซึ่งอยู่ภายในแอ่งกรุงเทพฯ)

และ ประจวบคีรีขันธ์ และ กาญจนบุรี (ซึ่งอยู่นอกแอ่งกรุงเทพ) ที่ตรวจพบได้จริงจากแผ่นดินไหวต่างๆซึ่งมีขนาดใหญ่และผู้คนบนตึกสูงสามารถรู้สึกได้จำนวน 6 เหตุการณ์ คือแผ่นดินไหวลาว ขนาด 6.3 ปี ค.ศ. 2007, แผ่นดินไหวเกาะนิโคบาร์ ขนาด 7.5 ปี ค.ศ. 2009, แผ่นดินไหวเสฉวน ขนาด 7.9 ปี ค.ศ. 2008, แผ่นดินไหวท่าเหล่ ขนาด 6.8 ปี ค.ศ. 2011, แผ่นดินไหวแม่ลาว ขนาด 6.3 ปี ค.ศ. 2014, แผ่นดินไหวพุกาม ขนาด 6.8 ปี ค.ศ. 2016, แผ่นดินไหวเสฉวน ขนาด 7.9 ปี ค.ศ. 2008 ผลการเปรียบเทียบคลื่นแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าคลื่นที่สถานีในแอ่งกรุงเทพมีความรุนแรงประมาณ 3-4 เท่า (หรือมากกว่า) ของคลื่นที่วัดได้ในบริเวณนอกแอ่งซึ่งเป็นข้อมูลทางวิทยาศาสตร์ที่ยืนยันการขยายความรุนแรงของแผ่นดินไหวในแอ่งกรุงเทพ

ข้อคิดเห็นและข้อเสนอแนะจากที่ประชุมจากแบบสอบถาม

1. เนื่องจากปัจจุบันการเลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่จะนำไปวิเคราะห์ด้วยวิธี nonlinear time history analysis ยังไม่ชัดเจน จึงควรแนะนำคลื่นแผ่นดินไหวที่จะนำไปใช้สำหรับอาคารที่ตั้งอยู่ในพื้นที่ต่างๆ รวมไปถึงตัวคุณปรับค่าคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อให้วิศวกรสามารถนำไปใช้งานได้สะดวก

ตอบ ทางคณะผู้วิจัยได้ทำการสร้าง webpage ที่แสดงคลื่นแผ่นดินไหวหลายรูปแบบ ซึ่งวิศวกรสามารถนำไปใช้ในการวิเคราะห์ออกแบบอาคารด้วยวิธี Nonlinear Analysis โดยเป็นการแยกตามรายจังหวัดและคาบการสั่นของอาคารซึ่งจะทำให้ง่ายต่อการนำไปใช้ของวิศวกร และคลื่นเหล่านี้เป็นคลื่นที่รวบรวมผลเนื่องมาจากชั้นดินอ่อนแล้วจึงสามารถนำไปใช้ได้โดยตรงไม่ต้องมีตัวคุณปรับค่า และ webpage ที่กล่าวถึงนี้คือ <https://sites.google.com/view/dpt1302tu/>

2. หากเป็นตัวอย่างอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอหลายๆ กรณีผลการวิเคราะห์โดยวิธี MRSA จะยังให้คำตอบที่ใกล้เคียงวิธี time history analysis อยู่หรือไม่ เช่น ในกรณีอาคารมีการบิดตัวมาก

ตอบ การศึกษานี้ได้เลือกอาคารตัวอย่างที่มีลักษณะที่พบได้ทั่วไปในประเทศไทย ซึ่งมีลักษณะผังอาคารเป็นสี่เหลี่ยมใกล้เคียงจัตุรัส สี่เหลี่ยมผืนผ้าที่แคบและยาว และตัวแอล และมีการเปลี่ยนขนาดที่ความสูงประมาณชั้น 5 ถึง 7 จากโพเดียม (podium) ที่มีขนาดผังกว้าง เหลือผังกว้างที่มีขนาดเล็กลงในชั้นที่สูงขึ้นไปเรียกว่าทาวเวอร์ (tower) ซึ่งจัดว่าครอบคลุมอาคารรูปทรงสม่ำเสมอและไม่สม่ำเสมอหลายรูปแบบที่พบได้ทั่วไปในประเทศไทย สำหรับกรณีอาคารที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอรูปแบบอื่นๆ ซึ่งสถาปนิกอาจสร้างสรรค์ขึ้น ควรจะต้องได้รับการศึกษาและตรวจสอบด้วย ในการศึกษาขั้นถัดไป ซึ่งครอบคลุมลักษณะรูปทรงที่ไม่สม่ำเสมอในหลายรูปแบบมากขึ้น ทั้งนี้ในการศึกษานี้ได้ครอบคลุมกรณีที่อาคารมีการบิดตัวบ้างแล้วเช่นผังกว้างตัวแอล แต่ยังไม่บิดตัวมากนักดังเช่นกรณีที่ปล่องกำแพงเอียงไปอยู่ด้านใดด้านหนึ่งของผังอาคาร ซึ่งจะทำให้เกิดการบิดตัวของอาคารอย่างมาก ซึ่งจะได้ทำการศึกษาเพิ่มเติมต่อไปในระยะถัดไป

3. ควรมีการให้ความรู้เกี่ยวกับขั้นตอนการวิเคราะห์โดยวิธี MRSA เพื่อให้วิศวกรเกิดความรู้และสามารถนำไปใช้งานได้

ตอบ วิธีวิเคราะห์ MRSA ที่ได้ทำการศึกษาวิจัยในโครงการนี้ถือเป็นเรื่องใหม่สำหรับวิศวกรไทย จึงจำเป็นต้องมีการเผยแพร่ความรู้ต่อไป เช่น การอบรมสัมมนาผ่านวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ (วสท.) และเอกสารที่เผยแพร่โดยกรมโยธาธิการและผังเมือง ซึ่งในร่างมาตรฐาน มยพ.1302 ฉบับปรับปรุง ได้จัดทำตัวอย่างการคำนวณวิธี MRSA ไว้แล้ว 2 ตัวอย่าง

ข้อคิดเห็นผู้ทรงคุณวุฒิต่อร่างรายงานฉบับสมบูรณ์

ข้อคิดเห็นและข้อเสนอแนะเพิ่มเติม

1. สามารถนำผลงานวิจัยไปใช้เป็นข้อมูลประกอบการพิจารณาแก้ไขปรับปรุงมาตรฐานว่าด้วยการออกแบบอาคารต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวได้แต่ทั้งนี้จะต้องมีการตรวจทานหรือ verification ข้อมูลผลการวิจัยว่ามีความเหมาะสมเพียงพอต่อการนำไปใช้ในการปรับปรุงมาตรฐานหรือไม่

ตอบ วิธีวิเคราะห์ MRSA ที่ได้ทำการศึกษาวิจัยในโครงการนี้ถือเป็นเรื่องใหม่สำหรับวิศวกรไทย แต่มีความจำเป็นที่จะต้องพิจารณาปรับปรุงวิธี RSA แบบเดิมที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน เพราะหากยังใช้วิธี RSA แบบเดิมออกแบบกำแพงรับแรงเฉือนในโครงสร้างอาคารสูง จะได้ค่าแรงเฉือนสำหรับออกแบบที่ต่ำเกินไปประมาณ 3 เท่าโดยเทียบกับผลการวิเคราะห์ time history analysis ที่มีความสมจริงกว่าวิธี MRSA ยังคงเป็นวิธีแบบประมาณเช่นเดียวกันกับวิธี RSA แบบเดิม แต่ MRSA มีความถูกต้องและปลอดภัยมากกว่า RSA แบบเดิมอย่างชัดเจนและแน่นอน ถึงแม้วิธี MRSA จะไม่ได้มีความถูกต้องสมบูรณ์เท่าวิธี time history analysis เพราะมีการประนีประนอม (compromise) ระหว่างความถูกต้องกับความง่ายในการปฏิบัติ คณะนักวิจัยเชื่อว่าอย่างไรก็ดีการตัดสินใจที่แสดงในรายงานนี้ ข้อมูลผลการวิจัยว่ามีความเหมาะสมเพียงพอต่อการนำไปใช้ในการปรับปรุงมาตรฐานหรือไม่นั้นคงเป็นหน้าที่ของคณะกรรมการผู้มีส่วนเกี่ยวข้องในการกำหนดมาตรฐานของประเทศ

2. อาคารตัวอย่างที่นำมาศึกษาใช้ระบบต้านทานแรงด้านข้างชนิด shear wall ซึ่งมีการ deform ในลักษณะ bending mode deformation สำหรับระบบต้านแรงด้านข้างชนิดอื่นจะมีการ deform ที่แตกต่างกัน เช่น โครงต้านแรงดัดมีการ deform ในลักษณะ shear mode deformation ซึ่งลักษณะการ deform ที่แตกต่างกันนี้อาจมีผลต่อการวิเคราะห์โดยวิธี MRSA ที่คณะวิจัยเสนอ

ตอบ อาคารตัวอย่างที่นำเสนอในโครงการนี้ใช้ระบบโครงสร้างต้านทานแรงด้านข้างด้วยกำแพง (Shear wall) ซึ่งมีพฤติกรรมการรับแรงและ deform ในรูปแบบการดัดเป็นหลัก โดยเป็นระบบต้านทานแรงด้านข้างของอาคารสูงทั่วไปในประเทศไทย เนื่องจากกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กช่วยให้โครงสร้างมีสติฟเนสมากพอที่จะต้านทานการโยกตัวด้านข้างในกรณีของอาคารสูง ส่วนอาคารที่มีระบบโครงข้อแข็ง (moment-resisting frame) เพียงอย่างเดียวซึ่งมีการ deform ตามความสูงคล้าย shear mode มักจะมีสติฟเนสไม่เพียงพอที่จะต้านทานแรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารสูง ดังนั้นจึงมักไม่พบอาคารสูงที่มีระบบโครงสร้างเป็น MRD อีกทั้งในทางปฏิบัติอาคารสูงจำเป็นต้องมีลิฟต์โดยสารและผนังของลิฟต์มักใช้ระบบปล่องกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อใช้เป็นโครงสร้างหลักไปด้วยกัน จึงทำให้อาคารตัวอย่างที่นำเสนอเน้นไปที่ระบบกำแพง อย่างไรก็ตามก็ตีคณะวิจัยได้ทำการศึกษาความถูกต้องของการใช้วิธีวิเคราะห์ MRSA กับอาคารที่ใช้ระบบโครงข้อแข็งสูง 9 ชั้น ด้วยพบว่าวิธี MRSA มีความถูกต้องดี และให้ความปลอดภัยดีกว่าวิธี RSA แบบเดิมอย่างแน่นอน โดยผลการศึกษาที่ใช้โครงข้อแข็งได้แสดงไว้ในภาคผนวก ก ของรายงานฉบับสมบูรณ์ นอกจากนี้ยังได้แสดงผลการตรวจสอบความถูกต้องของวิธี MRSA ในกรณีที่น่าไปใช้กับอาคารสูงที่ตั้งอยู่ที่จังหวัดเชียงใหม่ด้วยในภาคผนวก ข

3. วิธีการวิเคราะห์ที่คณะวิจัยเสนอ ดูยังไม่สอดคล้องกันดี กล่าวคือ ให้ใช้วิธี MRSA สำหรับคำนวณค่าแรงเฉือนในขณะที่วิธี RSA (วิธีเดิม) สามารถใช้คำนวณโมเมนต์ดัด และการเคลื่อนที่ของอาคารได้

ตอบ โดยปกติแล้วการคำนวณเพื่อออกแบบกำลังต้านทานแรงเฉือนและต้านทานโมเมนต์ดัดเนื่องจากแผ่นดินไหวมีแนวคิดที่แตกต่างกันอยู่แล้ว เนื่องจากพฤติกรรมการต้านทานโมเมนต์ดัดจะเป็นพฤติกรรมแบบเหนียว จึงทำให้วิศวกรยอมให้เกิดการครากแบบดัดได้ และเป็นรูปแบบที่พึงประสงค์ให้เกิดขึ้นก่อน แต่วิศวกรจะพยายามป้องกันไม่ให้เกิดการวิบัติแบบเฉือนโดยเด็ดขาดเนื่องจากมีพฤติกรรมแบบเปราะ กล่าวคือชิ้นส่วนโครงสร้างจะสูญเสียกำลังต้านทานอย่างทันทีทันใด ดังนั้นการคำนวณแรงเพื่อการออกแบบกำลังต้านทานแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดไม่จำเป็นต้องใช้วิธีเดียวกัน ในการศึกษาจึงเสนอให้ใช้วิธีคำนวณออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดแบบเดิม แต่เพิ่มการตรวจสอบตำแหน่งที่เกิดการครากโดยการคำนวณความเครียด (strain) ด้วยวิธีที่เสนอใหม่ที่มีความแม่นยำดีและง่ายต่อการปฏิบัติ และออกแบบกำลังต้านทานแรงเฉือนให้มีความปลอดภัยกว่าวิธี RSA แบบเดิมซึ่งงานวิจัยจำนวนมากพิสูจน์แล้วว่าไม่ปลอดภัยเพียงพอ

ส่วนการคำนวณการเคลื่อนตัวนั้นเป็นที่ทราบดีว่าโหมดสูงมีผลน้อยต่อค่าการเคลื่อนตัวของอาคาร โดยการเคลื่อนตัวที่คำนวณได้โดยพิจารณาโหมดพื้นฐาน (โหมด 1) เพียงโหมดเดียวให้ความถูกต้องค่อนข้างดี และการเคลื่อนตัวของระบบอินอีลาสติกมีค่าไม่ต่างจากระบบอีลาสติกนัก (equal displacement) ในกรณีที่คาบธรรมชาติไม่สั้นมาก จึงทำให้สามารถใช้วิธีคำนวณการเคลื่อนตัวแบบเดิมได้ ไม่จำเป็นต้องเพิ่มความยุ่งยากหรือปรับเปลี่ยนวิธีการคำนวณ

ข้อเสนอแนะเพิ่มเติมเพื่อปรับปรุงรายงาน

1. ควรปรับปรุงรายงานวิจัย โดยมีลำดับการนำเสนอ ตามที่กำหนด
ตอบ ได้จัดทำตามที่ระบุ
2. โปรดจัดทำหน้าสรุปปิดโครงการตามแบบฟอร์มของสกว. แยกจากเล่มรายงาน
ตอบ ได้จัดทำตามที่ระบุ
3. เพิ่มเติมร่างบทความทางวิชาการที่จะนำไปตีพิมพ์
ตอบ ได้แนบร่างบทความทางวิชาการที่จะนำไปตีพิมพ์มาด้วยแล้ว