

การประยุกต์ใช้นั่งสลายพลังงานแบบวิสโคอิลาสติกสำหรับอาคารสูงในประเทศไทย



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2564

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Application of Viscoelastic Wall Dampers for Tall Buildings in Thailand



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

FACULTY OF ENGINEERING

Chulalongkorn University

Academic Year 2021

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การประยุกต์ใช้ผนังสลายพลังงานแบบวิสโคอีลาสติกสำหรับ
	อาคารสูงในประเทศไทย
โดย	นายภัทรพงศ์ พงษ์ภัทรา
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	ศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่ง
ของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ศาสตราจารย์ ดร.นคร ภู่วโรดม)

CHULALONGKORN UNIVERSITY

ภัทรพงศ์ พงษ์ภัทรา : การประยุกต์ใช้ผนังสลายพลังงานแบบวิสโคอีลาสติกสำหรับ
อาคารสูงในประเทศไทย. (Application of Viscoelastic Wall Dampers for Tall
Buildings in Thailand) อ.ที่ปรึกษาหลัก : ศ. ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว

การออกแบบโครงสร้างอาคารสูงซึ่งมีความชะลูด มักพบกับปัญหาการออกแบบให้อาคารผ่านเกณฑ์มาตรฐานการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง เพราะอาคารสูงมีความอ่อนไหวต่อแรงด้านข้างมาก โดยปกติการเคลื่อนที่ของอาคารภายใต้แรงลมต้องไม่เกิน $1/500$ ของความสูงอาคาร ตาม มยพ 1311-50 และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวต้องไม่เกิน 0.015 ตาม มยพ 1301/1302-61 เพื่อให้อาคารมีความมั่นคงแข็งแรงและไม่เกิดการแตกร้าวเสียหายในสภาวะน้ำหนักบรรทุกใช้งาน ในต่างประเทศมีการใช้งานผนังสลายพลังงาน (Wall damper) ช่วยต้านทานแรงแผ่นดินไหวและแรงลมในอาคาร โดยผนังสลายพลังงานเป็นแผ่นเหล็กขนาดใหญ่จมอยู่ในช่องเหลวหนืด เมื่ออาคารเกิดการเคลื่อนที่ทางด้านข้างก็จะเกิดเป็นแรงหน่วง (Damping force) จากการเฉือน (Shearing action) ผ่านช่องเหลวหนืด ช่วยต้านทานแรงด้านข้างได้อย่างมีประสิทธิภาพ ทั้งผนังสลายพลังงานยังติดตั้งได้สะดวกและไม่กระทบต่อความสวยงามของอาคารงานวิจัยนี้จึงได้ศึกษาถึงประสิทธิภาพและความเหมาะสมในการประยุกต์ใช้ผนังสลายพลังงานสำหรับอาคารสูงในประเทศไทย โดยวิเคราะห์ผลตอบแทนของโครงสร้างไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา เพื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพและความคุ้มค่าของการลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคาร ด้วยวิธีการติดตั้งผนังสลายพลังงานกับการเพิ่มขนาดของโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือน ผลการศึกษาพบว่าการติดตั้งผนังสลายพลังงานมีความคุ้มค่าทางด้านต้นทุนกว่าการเพิ่มขนาดของโครงสร้าง ผนังสลายพลังงานจึงเป็นอีกทางเลือกในการเพิ่มคุณสมบัติสลายพลังงานให้กับโครงสร้าง และทำให้สามารถควบคุมการเคลื่อนตัวของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต

ปีการศึกษา 2564

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก

6370222021 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORD: Wall damper, Lateral movement of tall building, Nonlinear time history analysis

Pattrapong Pongpattra : Application of Viscoelastic Wall Dampers for Tall Buildings in Thailand. Advisor: Prof. TOSPOL PINKAEW, D.Eng.

The design of tall buildings with high slenderness often encountered with problems in control of lateral movement within limits due to its flexibility. Normally, roof displacement must not exceed 1/500 of the building's height according to DPT 1311-50 in case of wind load and story drift must not exceed 0.015 according to DPT 1301/1302-61 in case of earthquake load to guarantee the building stability and avoid cracking under service load. Wall dampers have been installed in many countries to resist the wind and earthquake load. A wall damper is a set of steel vane dip in viscous liquid. When the building moves sideways, the damping force is generated from the shear action between the vane and liquid. It is found to be effective in addition it is convenient to install and does not affect the aesthetics of the building. This research has studied the feasibility and efficiency of wall damper application for tall buildings in Thailand. Nonlinear time history analysis has been used to compare the efficiency and cost effectiveness of reducing lateral movement of the building between the installation of wall dampers and the size enlargement of columns and shear walls. The results from study reveal that the installation of the wall damper is another effective alternative to add energy dissipation properties to the structure and control the movement of the building.

Field of Study: Civil Engineering

Student's Signature

Academic Year: 2021

Advisor's Signature

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยฉบับนี้สำเร็จลงได้ด้วยดี เนื่องจากได้รับความกรุณาอย่างสูงจาก ศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ได้กรุณาเสียสละเวลาให้คำแนะนำปรึกษาแนวทางและการแก้ไขปัญหาต่างๆที่เกิดขึ้นของวิทยานิพนธ์ ตลอดจนปรับปรุงแก้ไขข้อบกพร่องต่างๆด้วยความเอาใจใส่อย่างดียิ่ง

ขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และ ศาสตราจารย์ ดร.นคร ภู่วโรดม กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่ให้ความกรุณาแนะนำและตรวจแก้ไขปรับปรุงให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

ขอขอบพระคุณ นายณัฐดนัย อมรปฏิเวธ และนายฐิติพงศ์ เจริญสุข ที่ได้เสียสละเวลาให้คำแนะนำแนวทางในการดำเนินการและข้อมูลที่เป็นต่อการหาผลลัพธ์ของวิทยานิพนธ์

ขอขอบพระคุณ นายภูมิ ฉั่วสุวรรณ ที่ได้เสียสละเวลาให้คำแนะนำและข้อมูลที่สำคัญเกี่ยวกับการดำเนินการของวิทยานิพนธ์

ขอขอบคุณทุนอุดหนุนการศึกษาระดับบัณฑิตศึกษาจาก บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เพื่อเฉลิมฉลองในโอกาสที่สมเด็จพระเทพรัตนราชสุดาฯ สยามบรมราชกุมารี ทรงเจริญพระชนมายุ 60 พรรษา



ภัทรพงศ์ พงษ์ภัทรา

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ค
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ง
กิตติกรรมประกาศ.....	จ
สารบัญ.....	ฉ
สารบัญตาราง.....	ฎ
สารบัญรูป.....	ฏ
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์	3
1.3 ขอบเขตการวิจัย	3
1.4 ประโยชน์ที่ได้รับ.....	3
1.5 ขั้นตอนดำเนินงานวิจัย.....	4
บทที่ 2 งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	5
2.1 ลักษณะของอุปกรณ์สลายพลังงาน.....	5
2.2 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของวัสดุ Viscoelastic.....	7
2.3 วัสดุ Viscoelastic ใน Viscoelastic wall damper	9
2.4 ประสิทธิภาพของ Viscoelastic Wall Dampers ในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 30 ชั้น.....	11
2.5 ประสิทธิภาพของโครงเฟรมร่วมกับ Viscoelastic dampers เทียบกับ ผนังรับแรงเฉือน.....	14
2.6 ประสิทธิภาพของ Viscoelastic Wall Dampers ในอาคารโครงสร้างเหล็ก 3 ชั้น	17
2.7 การเสริมกำลังโครงสร้างเพื่อรองรับแรงแผ่นดินไหวด้วย Hybrid Steel Slit-Viscoelastic Dampers ในอาคารเหล็กสูง 4 ชั้น.....	20

2.8 อุปกรณ์สลายพลังงานประเภทอื่น ที่ช่วยลดการเคลื่อนตัวของอาคาร	22
2.9 การวิเคราะห์โครงสร้างไม่เชิงเส้น.....	23
2.9.1 หลักการของแบบจำลองไม่เชิงเส้น.....	23
2.9.2 ประเภทของแบบจำลองไม่เชิงเส้น.....	24
2.9.3 การเลือกแบบจำลองไม่เชิงเส้น.....	25
2.9.4 การจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคาร โดยมาตรฐาน ASCE41.....	26
2.9.5 การจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคารเสาด้วย Lumped Plasticity Models	27
2.9.6 การจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคารกำแพงรับแรงเฉือนด้วย Fiber Models	32
2.9.6.1 พฤติกรรมไม่เชิงเส้นของวัสดุคอนกรีต.....	32
2.9.6.2 พฤติกรรมไม่เชิงเส้นของวัสดุเหล็กเสริม.....	34
2.9.7 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างหลังจากแรงแผ่นดินไหวกระทำ.....	35
บทที่ 3 ผนังสลายพลังงาน.....	37
3.1 หลักการทำงานของอุปกรณ์สลายพลังงาน VWD	37
3.2 การทดสอบคุณสมบัติของ VWD	37
3.2.1 การทดสอบคุณสมบัติของ VWD ภายใต้แรงแผ่นดินไหว.....	40
3.2.2 การทดสอบคุณสมบัติของ VWD ภายใต้แรงลม	41
3.3 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ตัวหน่วงสลายพลังงานของ VWD	41
3.4 ผลการทดสอบอุปกรณ์สลายพลังงาน VWD จาก Dynamic Isolation Systems (DIS).....	42
บทที่ 4 อาคารตัวอย่าง.....	48
4.1 ข้อมูลอาคารตัวอย่าง.....	48
4.2 รูปแบบของอาคารที่ใช้ในการศึกษา	51
4.3 แรงแผ่นดินไหว.....	53

4.3.1 ระบบโครงสร้างของและประเภทความสำคัญของอาคาร	53
4.3.2 แบบจำลองการแตกร้าวของชิ้นส่วนของโครงสร้าง.....	53
4.3.3 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้	54
4.3.4 การรวมแรงแผ่นดินไหว	54
4.3.5 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา.....	54
4.3.6 แบบจำลองไม่เชิงเส้น.....	59
4.3.6.1 แบบจำลองจุดหมุนพลาสติก (Lumped plasticity models) ในเสา	59
4.3.6.2 แบบจำลองไฟเบอร์ (Fiber Models) ในกำแพงรับแรงเฉือน.....	61
4.4 แรงลม	63
4.4.1 แรงลมที่ใช้ในการศึกษา	63
4.4.2 การรวมแรงลม.....	66
4.5 โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)	67
4.5.1 คุณสมบัติของโครงสร้าง.....	67
4.5.2 ผลตอบสนองต่อแรงลม.....	71
4.5.3 ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว	74
4.5.3.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้าง	74
4.5.3.2 ผลตอบสนองของแรงเฉือน.....	76
4.5.3.3 ผลตอบสนองของการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง	78
4.5.3.4 ผลตอบสนองไม่เชิงเส้นของเสาและกำแพงรับแรงเฉือน.....	81
4.5.3.5 สรุปการตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว	83
4.6 โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS).....	84
4.6.1 คุณสมบัติของโครงสร้าง.....	85
4.6.2 ผลตอบสนองต่อแรงลม.....	87
4.6.3 ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว.....	88

4.6.3.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้าง	88
4.6.3.2 ผลตอบสนองของแรงเฉือน	90
4.6.3.3 ผลตอบสนองของการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง	92
4.6.3.4 ผลตอบสนองไม่เชิงเส้นของเสาและกำแพงรับแรงเฉือน	95
4.6.3.5 สรุปรูปการตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว	97
4.7 โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)	98
4.7.1 คุณสมบัติของผนังสลายพลังงานในแบบจำลอง	98
4.7.2 แบบจำลองชิ้นส่วนผนังสลายพลังงานในอาคาร	99
4.7.3 คุณสมบัติของโครงสร้าง	102
4.7.4 แรงลมสถิตเทียบเท่าจากอุโมงค์ลมที่อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ต่างๆ	104
4.7.5 การหาอัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้น (Additional Damping ratio) และการเลือก ตำแหน่งในการติดตั้งผนังสลายพลังงาน	105
4.7.6 ผลตอบสนองต่อแรงลม	114
4.7.7 ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว	117
4.7.7.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้าง	117
4.7.7.2 ผลตอบสนองของแรงเฉือน	119
4.7.7.3 ผลตอบสนองของการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง	121
4.7.7.4 ผลตอบสนองไม่เชิงเส้นของเสาและกำแพงรับแรงเฉือน	124
4.7.7.5 Hysteresis loop ของคลื่นแผ่นดินไหว	126
4.7.7.6 สรุปรูปการตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว	127
4.8 เปรียบเทียบผลตอบสนองของโครงสร้างรูปแบบต่างๆ	128
4.8.1 แรงเฉือนที่ฐานจากแรงแผ่นดินไหว	129
4.8.2 แรงเฉือนที่ชั้นจากแรงแผ่นดินไหว	132
4.8.3 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารจากแรงแผ่นดินไหว	133

4.8.4 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากแรงแผ่นดินไหว.....	139
4.8.5 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากแรงแผ่นดินไหว	140
4.8.6 การเคลื่อนที่ยอดอาคารจากแรงลม.....	141
4.9 เปรียบเทียบต้นทุนของโครงสร้างรูปแบบต่างๆ	142
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัย.....	144
5.1 ต้นทุนของโครงสร้างแต่ละรูปแบบ	146
5.2 ข้อคำนึงในการใช้ผนังสลายพลังงาน.....	147
5.3 ผนังสลายพลังงานทางเลือก	148
บรรณานุกรม.....	149
ภาคผนวก.....	1
ภาคผนวก ก เสาก่อและกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้างรูปแบบต่างๆ.....	2
ประวัติผู้เขียน.....	4



สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 1 จำนวนของ Damper ที่ใช้เปรียบเทียบประสิทธิภาพในแต่ละกรณี	14
ตารางที่ 2 การเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของแบบจำลองในกรณี จำนวนและตำแหน่งของ Damper ต่างกันของ LTA.....	16
ตารางที่ 3 คาบธรรมชาติของอาคารตัวอย่าง.....	18
ตารางที่ 4 การเคลื่อนตัวด้านข้างในแต่ละชั้นของอาคารเหล็กสูง 3 ชั้น.....	19
ตารางที่ 5 เปรียบเทียบอุปกรณ์สลายพลังงานประเภทต่างๆ {Hu, 2021 #15}.....	22
ตารางที่ 6 เปรียบเทียบแบบจำลองไม่เชิงเส้นในแบบต่างๆ.....	26
ตารางที่ 7 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก	36
ตารางที่ 8 คุณสมบัติของ VWD ที่ใช้ในการเปรียบเทียบผลจากห้องปฏิบัติการและแบบจำลอง	42
ตารางที่ 9 รายละเอียดการทดสอบ VWD จากห้องปฏิบัติการ	42
ตารางที่ 10 ผลตอบสนองแรงแนวแกนที่เกิดขึ้นสูงสุดและ Hysteresis Area ของแบบจำลอง เปรียบเทียบกับห้องปฏิบัติการ	46
ตารางที่ 11 ร้อยละของโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผล เนื่องจากการแตกร้าวของโครงสร้าง (มยพ 1301/1302-61).....	53
ตารางที่ 12 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (มยพ 1301/1302-61).....	54
ตารางที่ 13 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา.....	56
ตารางที่ 14 พารามิเตอร์แบบจำลองจุดหมุนพลาสติกในเสา.....	59
ตารางที่ 15 พารามิเตอร์ตรวจสอบระดับสมรรถนะ (Performance level) ของกำแพงรับแรงเฉือน	61
ตารางที่ 16 รูปแบบการรวมผลของแรงลมสำหรับตรวจสอบที่สภาวะใช้งาน.....	64
ตารางที่ 17 แรงลมพิจารณาสูงสุดสำหรับตรวจสอบที่สภาวะใช้งาน.....	65
ตารางที่ 18 สัดส่วนการลดน้ำหนักบรรทุกจากรอบนอกแบบเสาและกำแพงรับแรงเฉือน	67

ตารางที่ 19	กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต.....	68
ตารางที่ 20	กำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริม.....	68
ตารางที่ 21	ขนาดและเหล็กเสริมของเสาโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS).....	69
ตารางที่ 22	เหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)	70
ตารางที่ 23	แรงลมที่อัตราส่วนความหน่วง 0.0075 โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS).....	71
ตารางที่ 24	คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS).....	74
ตารางที่ 25	ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)	83
ตารางที่ 26	ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)	85
ตารางที่ 27	เหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนโครงสร้าง 2-SCS	86
ตารางที่ 28	คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS).....	88
ตารางที่ 29	ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS).....	97
ตารางที่ 30	ขนาดและเหล็กเสริมของเสาโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)....	102
ตารางที่ 31	เหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)	103
ตารางที่ 32	แรงเฉือนที่ฐานทิศทาง Y สำหรับอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ต่างๆ	105
ตารางที่ 33	Harmonic load ที่กระทำกับโครงสร้างสำหรับคำนวณอัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้น	110
ตารางที่ 34	พลังงานที่สะสมในโครงสร้างและพลังงานที่ถูกสลาย.....	112
ตารางที่ 35	พลังงานที่สะสมในโครงสร้างและพลังงานที่ถูกสลายจาก Harmonic load ใน 1 รอบของการสั่นแบบ Resonance.....	113
ตารางที่ 36	แรงลมที่อัตราส่วนความหน่วง 0.0283 โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD).....	115
ตารางที่ 37	คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD).....	117

ตารางที่ 38 ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD) 127

ตารางที่ 39 เปรียบเทียบผลตอบสนองของโครงสร้าง..... 128

ตารางที่ 40 เปรียบเทียบต้นทุนของโครงสร้างแต่ละรูปแบบ..... 143

ตารางที่ 41 เปรียบเทียบคุณสมบัติผนังสลายพลังงาน 3-VWD และ 4-VWD 148

ตารางที่ 42 เปรียบเทียบผลตอบสนองของผนังสลายพลังงาน 3-VWD และ 4-VWD 148

ตารางที่ 43 เปรียบเทียบปริมาณน้ำหนักรั้วคานกรีตและเหล็กเสริมของโครงสร้างรูปแบบต่างๆ 2

ตารางที่ 44 เปรียบเทียบขนาดเสาและปริมาณเหล็กเสริมของโครงสร้างรูปแบบต่างๆ 2

ตารางที่ 45 เปรียบเทียบเหล็กเสริมกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้างรูปแบบต่างๆ..... 3



สารบัญรูป

หน้า

รูปที่ 1 แบบจำลองโครงสร้างอย่างง่าย ของสมการการเคลื่อนที่เชิงพลศาสตร์ (Chopra, 2020)	5
รูปที่ 2 ความเร่งตอบสนองของอาคารโซน 1 ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพ (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2018).....	6
รูปที่ 3 แบบจำลอง Viscoelastic damper ของ Kelvin-voigt (Lago et al., 2018).....	8
รูปที่ 4 แบบจำลอง Viscoelastic damper ของ Maxwell.....	9
รูปที่ 5 ตัวอย่างการทดสอบ Hysteresis loop เพื่อหาสติเฟนสและความหน่วงของวัสดุ (ฐิติพงศ์ เจริญสุข, 2020).....	9
รูปที่ 6 สติเฟนสของยางมะตอยกับ Polyisobutene ต่ออุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป.....	10
รูปที่ 7 ความหน่วงของยางมะตอยกับ Polyisobutene ต่ออุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป.....	10
รูปที่ 8 แบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 30 ชั้น.....	11
รูปที่ 9 ข้อมูลโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 30 ชั้น.....	11
รูปที่ 10 การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร.....	12
รูปที่ 11 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคารที่ไม่มี Viscoelastic Wall Damper.....	12
รูปที่ 12 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคารที่มี Viscoelastic Wall Damper	13
รูปที่ 13 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างสัมพัทธ์ของอาคาร โดยที่ไม่มี Viscoelastic Wall Damper (Dilsiz, 2018).....	13
รูปที่ 14 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างสัมพัทธ์ของอาคารที่มี Viscoelastic Wall Damper.....	13
รูปที่ 15 แพลนของอาคารที่ใช้เปรียบเทียบประสิทธิภาพระหว่างกำแพงรับแรงเฉือนกับ Viscoelastic damper.....	14
รูปที่ 16 รูปแบบการติดตั้ง Damper ที่ใช้ในการเปรียบเทียบประสิทธิภาพ	15
รูปที่ 17 ขนาดโครงสร้างและคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในอาคารตัวอย่าง.....	17
รูปที่ 18 แบบจำลองวิเคราะห์โครงสร้างอาคารเหล็กสูง 3 ชั้น.....	18

รูปที่ 19 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดของแบบจำลองรูปแบบต่างๆ	19
รูปที่ 20 ส่วนประกอบของ Hybrid Steel Slit-Viscoelastic Dampers	20
รูปที่ 21 อาคารที่ติดตั้ง Hybrid Steel Slit-Viscoelastic Dampers.....	20
รูปที่ 22 การเคลื่อนที่ของยอดอาคารที่ติดตั้ง Hybrid Steel Slit-Viscoelastic Dampers เปรียบเทียบกับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้ง.....	21
รูปที่ 23 การเคลื่อนที่ล้นพ้ระหว่างชั้นของอาคารที่ติดตั้ง Hybrid Steel Slit-Viscoelastic Dampers เปรียบเทียบกับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้ง.....	21
รูปที่ 24 สถิติขององค์อาคารเฟรม (Najam, 2021).....	23
รูปที่ 25 โครงสร้างของสถิติในแบบจำลองวิเคราะห์โครงสร้าง (Najam, 2021).....	23
รูปที่ 26 แบบจำลองไม่เชิงเส้น Continuum, Fiber และ Lumped Plasticity (Najam, 2021) ...	25
รูปที่ 27 ระดับของการจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของโครงสร้าง (Najam, 2021).....	25
รูปที่ 28 รูปแบบการวิบัติขององค์อาคารแบบเปราะและแบบเหนียว (Engineers, 2013).....	27
รูปที่ 29 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของเสาด้วยจุดหมุนพลาสติก (ณัฐดนัย อมรปฏิเวช, 2011).....	28
รูปที่ 30 Interaction Surface ขององค์อาคารเสา (นรรฐกานต์ วิบูลย์จันทร์ 2016).....	28
รูปที่ 31 ความสัมพันธ์ Generalized Load Displacement	29
รูปที่ 32 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองไม่เชิงเส้น Generalized Load Displacement ของเสา คอนกรีตเสริมเหล็ก	30
รูปที่ 33 พารามิเตอร์ a, b และ c ในแบบจำลอง Generalized Load Displacement	31
รูปที่ 34 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือนด้วยแบบจำลอง Fiber.....	32
รูปที่ 35 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุคอนกรีต.....	33
รูปที่ 36 แบบจำลอง Concrete Hysteresis (Fawad Najam, 2021).....	33
รูปที่ 37 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุเหล็กเสริม	34
รูปที่ 38 แบบจำลอง Kinematic Hysteresis Model.....	34
รูปที่ 39 หลักการทำงานของ VWD (Newell et al., 2011).....	37

รูปที่ 40 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของอุปกรณ์สลายพลังงาน (Shen et al., 1995)	38
รูปที่ 41 แบบจำลอง Exponential Maxwell ของ VWD (Pant et al., 2019)	42
รูปที่ 42 ขนาดของ VWD สำหรับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ	43
รูปที่ 43 การทดสอบ VWD ในห้องปฏิบัติการ	43
รูปที่ 44 แบบจำลอง VWD ที่ใช้ในการเปรียบเทียบผลกับห้องปฏิบัติการ	44
รูปที่ 45 คุณสมบัติของ VWD ในซอฟต์แวร์ ETABS ที่ใช้ในการเปรียบเทียบผลกับห้องปฏิบัติการ	44
รูปที่ 46 การเคลื่อนที่ที่ปลาย NLLINK ของการทดสอบหมายเลข 8	45
รูปที่ 47 การเคลื่อนที่ที่ปลาย NLLINK ของการทดสอบหมายเลข 13	45
รูปที่ 48 Hysteresis Loop ของการทดสอบหมายเลข 8	46
รูปที่ 49 Hysteresis Loop ของการทดสอบหมายเลข 13	47
รูปที่ 50 อาคารตัวอย่าง	48
รูปที่ 51 แบบแปลนอาคาร	49
รูปที่ 52 แบบรูปด้าน 1	49
รูปที่ 53 แบบรูปด้าน 2	50
รูปที่ 54 แบบจำลองวิเคราะห์โครงสร้างด้วย ETABS	52
รูปที่ 55 สเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว	55
รูปที่ 56 ประวัติเวลาของความเร่งที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหว	57
รูปที่ 57 พารามิเตอร์แบบจำลองจุดหมุนพลาสติกในโปรแกรม ETABS	60
รูปที่ 58 แบบจำลอง Takeda Hysteresis	60
รูปที่ 59 แบบจำลองไฟเบอร์ของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม ETABS	61
รูปที่ 60 ความเค้น-ความเครียดของวัสดุคอนกรีตในโปรแกรม ETABS	62
รูปที่ 61 ความเค้น-ความเครียดของวัสดุเหล็กเสริมในโปรแกรม ETABS	62
รูปที่ 62 การทดสอบอุโมงค์ลมและการกำหนดทิศทาง	63

รูปที่ 63	แปลนแสดงตำแหน่งหมายเลขเสาและกำแพงรับแรงเฉือน	68
รูปที่ 64	เหล็กเสริมของเสาของโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS).....	69
รูปที่ 65	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากแรงลม โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS).....	72
รูปที่ 66	การเคลื่อนตัวที่ปลายคานยื่นต่อแรงกระทำในรูปแบบต่างๆ (Vijay et al., 2015).....	73
รูปที่ 67	Mode shape โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS).....	75
รูปที่ 68	แรงเฉือนที่ฐานโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS).....	76
รูปที่ 69	Story shear โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS).....	77
รูปที่ 70	การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)	78
รูปที่ 71	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS).....	79
รูปที่ 72	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)	80
รูปที่ 73	Plastic rotation ของเสา โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS).....	81
รูปที่ 74	Plastic rotation ของกำแพงรับแรงเฉือน โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)	82
รูปที่ 75	เหล็กเสริมของเสาของโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS).....	85
รูปที่ 76	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากแรงลม โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS).....	87
รูปที่ 77	Mode shape โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS).....	89
รูปที่ 78	แรงเฉือนที่ฐานโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)	90
รูปที่ 79	Story shear โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS).....	91
รูปที่ 80	การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS).....	92
รูปที่ 81	การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS).....	93
รูปที่ 82	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)	94
รูปที่ 83	Plastic rotation ของเสา โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS).....	95
รูปที่ 84	Plastic rotation ของกำแพงรับแรงเฉือน โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS).....	96

รูปที่ 85 คุณสมบัติของผนังสลายพลังงานจากบริษัท Dynamic Isolation System.....	98
รูปที่ 86 ชนิดขององค์อาคาร Nonlinear Link, Damper-Exponential ของ VWD	100
รูปที่ 87 คุณสมบัติสตีเฟเนสและความหน่วงขององค์อาคาร Nonlinear Link, Damper-Exponential ของ VWD.....	100
รูปที่ 88 ชนิดขององค์อาคาร Rigid Link.....	101
รูปที่ 89 แบบจำลองตัวหน่วงสลายพลังงาน VWD ในอาคาร.....	101
รูปที่ 90 เหล็กเสริมของเสาของโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)	102
รูปที่ 91 แรงแลสมสติดเทียบเท่าแต่ละชั้นในทิศทาง Y สำหรับอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ต่างๆ.....	104
รูปที่ 92 แผนการวางตำแหน่งผนังสลายพลังงาน.....	106
รูปที่ 93 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานที่ระดับชั้นต่างๆ.....	108
รูปที่ 94 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น.....	108
รูปที่ 95 Harmonic load profile	109
รูปที่ 96 Harmonic load function	111
รูปที่ 97 การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารจาก Harmonic load	111
รูปที่ 98 Hysteresis loop จาก Harmonic load.....	112
รูปที่ 99 พลังงานที่สะสมในโครงสร้างและพลังงานที่ถูกสลายจาก Harmonic load.....	113
รูปที่ 100 อัตราส่วนความหน่วงโดยธรรมชาติของอาคาร (Inherent damping ratio) เท่ากับ 0.75%	114
รูปที่ 101 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากแรงแลสม โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD).....	116
รูปที่ 102 Mode shape โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD).....	118
รูปที่ 103 แรงเฉือนที่ฐานโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)	119
รูปที่ 104 Story shear โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD).....	120
รูปที่ 105 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD).....	121

รูปที่ 106 การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD).....	122
รูปที่ 107 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD).	123
รูปที่ 108 Plastic rotation ของเสา โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD).....	124
รูปที่ 109 Plastic rotation ของกำแพงรับแรงเฉือน โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD).....	125
รูปที่ 110 Hysteresis loop ของผนังสลายพลังงาน 9 คลื่นแผ่นดินไหว	126
รูปที่ 111 แรงเฉือนพื้นฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM1	129
รูปที่ 112 แรงเฉือนพื้นฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM2	129
รูปที่ 113 แรงเฉือนพื้นฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM3	129
รูปที่ 114 แรงเฉือนพื้นฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM4	130
รูปที่ 115 แรงเฉือนพื้นฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM5	130
รูปที่ 116 แรงเฉือนพื้นฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM6	130
รูปที่ 117 แรงเฉือนพื้นฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM7	131
รูปที่ 118 แรงเฉือนพื้นฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM8	131
รูปที่ 119 แรงเฉือนพื้นฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM9	131
รูปที่ 120 แรงเฉือนที่ระดับชั้นในทิศทาง Y เฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหว 9 ชุด.....	132
รูปที่ 121 การเคลื่อนที่ตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM1	133
รูปที่ 122 การเคลื่อนที่ตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM2	133
รูปที่ 123 การเคลื่อนที่ตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM3	133
รูปที่ 124 การเคลื่อนที่ตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM4	134
รูปที่ 125 การเคลื่อนที่ตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM5	134
รูปที่ 126 การเคลื่อนที่ตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM6	134
รูปที่ 127 การเคลื่อนที่ตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM7	135
รูปที่ 128 การเคลื่อนที่ตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM8	135

รูปที่ 129 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM9	135
รูปที่ 130 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM1	136
รูปที่ 131 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM2	136
รูปที่ 132 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM3	136
รูปที่ 133 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM4	137
รูปที่ 134 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM5	137
รูปที่ 135 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM6	137
รูปที่ 136 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM7	138
รูปที่ 137 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM8	138
รูปที่ 138 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM9	138
รูปที่ 139 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างทิศทาง Y เฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหว 9 ชุด.....	139
รูปที่ 140 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นทิศทาง Y เฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหว 9 ชุด.....	140
รูปที่ 141 การเคลื่อนที่ทางด้านข้างแต่ละระดับชั้นเนื่องจากแรงลม	141
รูปที่ 142 เปรียบเทียบต้นทุนคอนกรีตและเหล็กเสริมของโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือน ใน โครงสร้างรูปแบบต่างๆ.....	146
รูปที่ 143 ผลตอบสนองแรงเฉือนที่ฐานจากแรงลมสถิตเทียบเท่าในทิศทาง Y ที่อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ต่างๆ.....	147

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบันการออกแบบโครงสร้างของอาคารสูง มักพบปัญหาเกี่ยวกับการออกแบบโครงสร้างให้ผ่านมาตรฐานการเคลื่อนตัวของอาคารเนื่องจากแรงด้านข้าง การเคลื่อนตัวของยอดอาคารไม่เกิน $1/500$ ของความสูงอาคาร ตาม มยผ 1311-50 ในกรณีของแรงลม การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในอาคารไม่เกิน 0.015 ในกรณีของแรงแผ่นดินไหว ตาม มยผ 1301/1302-61 ซึ่งหากอาคารได้มีการเคลื่อนตัวเกินกว่าที่มาตรฐานกำหนด อาจทำให้เกิดความเสียหาย เช่น รอยร้าว หรือ อาจเกิดการวิบัติของอาคารได้ วิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างจำเป็นต้องหาวิธีต่างๆ ในการลดการเคลื่อนตัวของอาคาร โดยวิธีที่นิยมคือการเพิ่มสติฟเนสให้กับอาคาร เช่น การเพิ่มขนาดของเสา กำแพงรับแรงเฉือน และ พื้น หรือการเพิ่มกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต แต่การเพิ่มขนาดของเสา กำแพงรับแรงเฉือน และ พื้น นอกจากจะเป็นการเพิ่มต้นทุนในการก่อสร้างแล้ว ในแง่ของวัสดุที่ต้องใช้มากขึ้น สำหรับการเพิ่มสติฟเนส ยังส่งผลให้ฐานรากต้องรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นอีกด้วย ในบางกรณีอาจติดปัญหาทางด้านสถาปัตยกรรมหรือการใช้สอยอาคารได้ เช่น ขนาดเสาที่ใหญ่เกินไปขวางทางพื้นที่ส่วนกลาง เช่น ทางเดินรถและที่จอดรถในชั้นจอดรถของอาคารและสระว่ายน้ำอีกด้วย

สำหรับแนวทางในการแก้ไขปัญหาคือการเคลื่อนตัวของอาคารเนื่องจากแรงด้านข้าง หนึ่งในวิธีที่นิยมในต่างประเทศคือการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานเนื่องจากแรงด้านข้าง แม้ว่าตัวอุปกรณ์สลายพลังงานจะมีราคาสูง แต่เมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการเพิ่มขนาดของโครงสร้างโดยตรงแล้วพบว่ามีความคุ้มค่ามากกว่า แต่สำหรับอาคารสูงในประเทศไทยที่รูปทรงอาจมีปัญหาคือการเคลื่อนตัวของอาคารเนื่องจากแรงด้านข้าง วิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างยังคงนิยมใช้วิธีการเพิ่มขนาดของโครงสร้างเป็นหลัก เพราะความยุ่งยากและขาดข้อมูลเกี่ยวกับการนำอุปกรณ์สลายพลังงานจากต่างประเทศมาประยุกต์ใช้ ทั้งยังมักมีความเข้าใจว่าอุปกรณ์สลายพลังงานมีราคาแพงและต้องเสียค่าใช้จ่ายมากในการบำรุงรักษา

งานวิจัยนี้มีจุดมุ่งหมายในการศึกษาพฤติกรรมของอาคารสูงในที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบวิสโคอีลาสติก (Viscoelastic wall dampers) เปรียบเทียบกับอาคารที่ออกแบบก่อสร้างตามปกติที่มักใช้วิธีเพิ่มขนาดของเสาหรือผนังรับแรงเฉือน เพื่อดำเนินงานแรงด้านข้างให้มีการเคลื่อนตัวไม่เกินกว่าที่มาตรฐานกำหนดและมีกำลังที่เพียงพอ รวมถึงศึกษาต้นทุนเชิงเปรียบเทียบของวิธีการทั้งสอง เมื่อ

พิจารณางานก่อสร้างของอาคารสูงในเขตกรุงเทพมหานคร ทั้งนี้เนื่องจากในปัจจุบันมีอาคารสูงหลายอาคารในต่างประเทศพบว่าการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานนั้นมีความคุ้มค่ากว่า แต่ในประเทศไทยกลับยังไม่พบว่ามีการใช้งานจริง ทั้งนี้อาจเป็นเพราะระดับของแรงแผ่นดินไหวหรือแรงลมของแต่ละประเทศมีความรุนแรงที่แตกต่างกัน อย่างไรก็ตามเพื่อให้สามารถสรุปได้ถึงข้อดีข้อเสีย ประสิทธิภาพในการต้านทานแรง รวมถึงความคุ้มค่าเชิงการเงินได้อย่างชัดเจน การศึกษาวิจัยนี้จึงจะพิจารณาศึกษาอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างจริงในเขตกรุงเทพมหานคร โดยพิจารณาถึงความเป็นไปได้ในการติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบวิสโคอีลาสติก (Viscoelastic wall dampers) เนื่องจากมีความสะดวกในการติดตั้งในอาคาร และมีรูปแบบที่ไม่กระทบต่อความสวยงามและการใช้สอยอาคารมากนัก

ถึงแม้ว่าการสลายพลังงานเนื่องจากการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคารโดยใช้อุปกรณ์สลายพลังงานประเภท Viscoelastic wall damper จะมีการใช้งานอย่างแพร่หลายในต่างประเทศ เช่น สหรัฐอเมริกาและญี่ปุ่น ซึ่งเป็นประเทศที่ได้รับผลกระทบต่อแรงด้านข้างประเภทแรงแผ่นดินไหวมาก แต่วิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างในประเทศไทยยังไม่ได้เลือกใช้อุปกรณ์สลายพลังงานประเภท Viscoelastic wall damper สาเหตุหนึ่งอาจมาจากความรู้ ความเข้าใจในประสิทธิภาพและต้นทุนโดยรวมในงานก่อสร้างของอุปกรณ์สลายพลังงานประเภท Viscoelastic wall damper ที่ยังมีไม่มากพอในประเทศไทย

วิทยานิพนธ์นี้ จึงพิจารณาศึกษาตัวอย่างอาคารสูง 41 ชั้น โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่สร้างจริงในเขตกรุงเทพมหานคร ถึงความเป็นไปได้ทั้งในแง่ของประสิทธิภาพด้านการรับแรงและต้นทุนโดยรวมของการก่อสร้าง เมื่อต้องออกแบบอาคารให้มีการเคลื่อนตัวและกำลังผ่านเกณฑ์ตาม มยผ 1311-50 ในกรณีของแรงลมและมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในอาคารไม่เกิน 0.015 ผ่านเกณฑ์ มยผ 1301/1302-61 ในกรณีของแรงแผ่นดินไหว โดยเปรียบเทียบระหว่างวิธีการเพิ่มขนาดหรือจำนวนของโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนและการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานประเภท Viscoelastic wall damper เพื่อให้ทราบถึงต้นทุนค่าก่อสร้าง โดยพิจารณาในส่วนของปริมาณคอนกรีตและเหล็กเสริมของเสาและกำแพงรับแรงเฉือน ที่ต้องใช้ในการทั้งสองวิธีและจำนวนของ Viscoelastic wall damper ที่ต้องติดตั้งเพิ่มเติมสำหรับวิธีที่ 2

1.2 วัตถุประสงค์

1. ศึกษาพฤติกรรมและประสิทธิภาพในการรับแรงของอุปกรณ์สลายพลังงานประเภท Viscoelastic wall damper เมื่อติดตั้งในอาคารสูงภายใต้แรงลมและแรงแผ่นดินไหว
2. ศึกษาเปรียบเทียบต้นทุนการก่อสร้างอาคารตัวอย่าง จากการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานประเภท Viscoelastic wall damper

1.3 ขอบเขตการวิจัย

1. พิจารณากรณีศึกษาของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 120.2 เมตร จำนวน 41 ชั้น ในพื้นที่จังหวัดกรุงเทพมหานคร
2. พิจารณาพฤติกรรมไม่เชิงเส้นเฉพาะส่วนของเสาและกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร
3. พิจารณาคุณสมบัติของ Viscoelastic wall damper จากผลที่ได้จากการทดสอบ Full-scale dynamic test ในห้องปฏิบัติการ
4. พิจารณาความคุ้มค่าของการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานประเภท Viscoelastic wall damper เฉพาะปริมาณคอนกรีต เหล็กเสริม ของเสาและกำแพงรับแรงเฉือน และ ต้นทุน Viscoelastic wall damper เท่านั้น

1.4 ประโยชน์ที่ได้รับ

1. ทำให้ทราบถึงประสิทธิภาพของ Viscoelastic wall damper ในการรับแรงด้านข้างเมื่อติดตั้งให้กับอาคารสูงของประเทศไทย
2. ทำให้ทราบถึงพฤติกรรมของ Viscoelastic wall damper ที่มีผลและจำหน่ายในเชิงพาณิชย์ จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ
3. ทำให้ทราบถึงความคุ้มค่าทางด้านต้นทุนของการติดตั้ง Viscoelastic wall damper ในอาคารเทียบกับการเพิ่มขนาดของเสา/ผนังโครงสร้าง เพื่อต้านทานแรงด้านข้าง
4. เป็นข้อมูลพื้นฐานทางวิศวกรรมที่เป็นประโยชน์ในการนำไปใช้วิเคราะห์ออกแบบอาคารติดตั้ง Viscoelastic wall damper ของประเทศไทย

1.5 ขั้นตอนดำเนินงานวิจัย

1. ศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับ Viscoelastic wall damper
2. ศึกษาการจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของ Viscoelastic wall damper, เสาค้ำและกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม ETABS
3. สร้างแบบจำลองอาคารตัวอย่างด้วยโปรแกรม ETABS โดยเริ่มต้นจากให้อาคารมีขนาดของโครงสร้างเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งเท่านั้น
4. วิเคราะห์แบบจำลองอาคารตัวอย่างเริ่มต้น ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวโดยใช้วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ตาม มยพ 1301/1302-61 และปรับโครงสร้างให้ผ่านมาตรฐานการออกแบบด้วยการขยายขนาดเสาเปรียบเทียบราคากับการเพิ่ม Viscoelastic wall damper
5. วิเคราะห์แบบจำลองอาคารตัวอย่างเริ่มต้น ด้วยแรงลมตาม มยพ 1311-50 และปรับโครงสร้างให้ผ่านมาตรฐานการออกแบบ ด้วยการขยายขนาดเสาเปรียบเทียบราคากับการเพิ่ม Viscoelastic wall damper
6. สรุปและอภิปรายผลการศึกษา

บทที่ 2 งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 ลักษณะของอุปกรณ์สลายพลังงาน

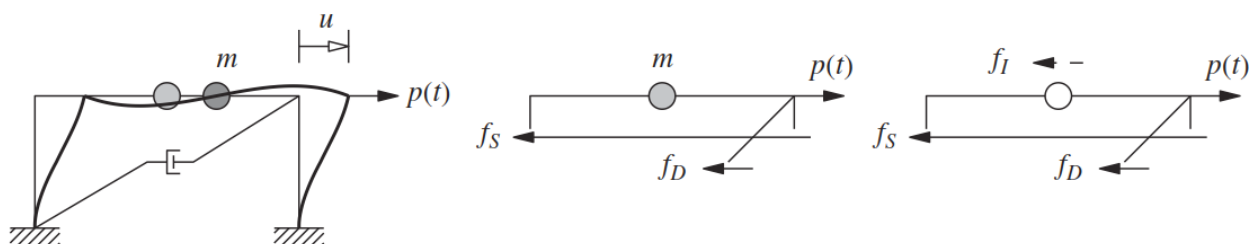
เมื่อมีแรงกระทำต่อโครงสร้างที่มีขนาดและทิศทางเปลี่ยนแปลงไปตามเวลา ปัญหาลักษณะนี้เป็นปัญหาเชิงพลศาสตร์ เช่น โครงสร้างที่รับแรงแผ่นดินไหว หรือโครงสร้างที่รับแรงลม การเคลื่อนที่เชิงพลศาสตร์ของระบบโครงสร้างสามารถอธิบายได้ถึงความสัมพันธ์ต่อไปนี้

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (1)$$

โดย	m	คือ มวล
	\ddot{u}	คือ ความเร่ง
	c	คือ ความหน่วง
	\dot{u}	คือ ความเร็ว
	k	คือ สติฟเนส
	u	คือ การเคลื่อนที่
	$p(t)$	คือ แรงกระทำกับโครงสร้าง

จะเห็นได้ว่า เมื่อมีแรงพลศาสตร์มากกระทำกับระบบโครงสร้าง $p(t)$ ระบบโครงสร้างจะมีแรงต้านทานแรงพลศาสตร์มาจาก 3 ส่วน ได้แก่

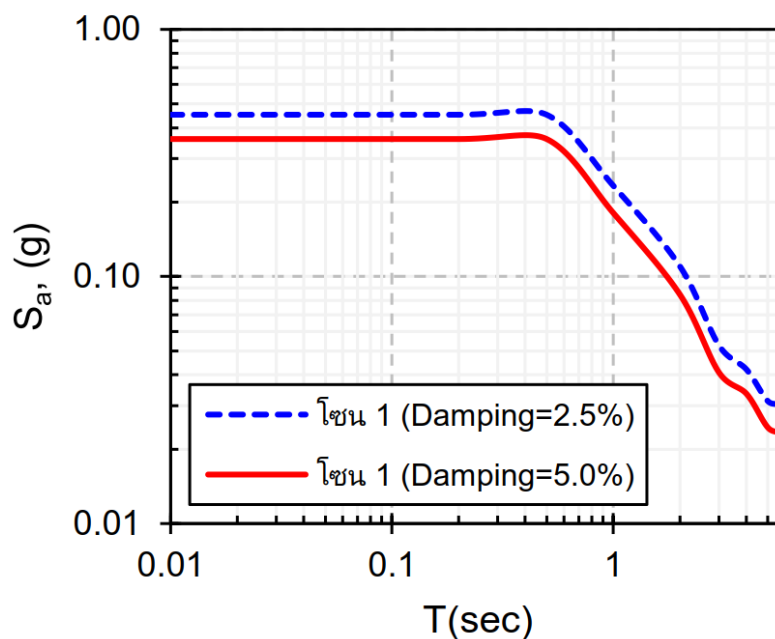
1. ความเฉื่อยของโครงสร้างจากมวล $m : f_I$
2. ความหน่วงของโครงสร้างจากความหน่วง $c : f_D$
3. สติฟเนสของโครงสร้างจาก $k : f_S$



รูปที่ 1 แบบจำลองโครงสร้างอย่างง่าย ของสมการการเคลื่อนที่เชิงพลศาสตร์ (Chopra, 2020)

สติฟเนสและความหน่วงของโครงสร้างเป็นตัวเลือกในการออกแบบโครงสร้างให้สามารถต้านทานแรงด้านข้างได้ โดยที่สติฟเนสจะมีความสัมพันธ์กับขนาดของโครงสร้าง ถึงแม้ว่าในอาคารจะมีความหน่วงอยู่แล้ว แต่ว่าเป็นค่าที่ตรวจวัดและนำมาใช้งานได้ยาก การติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานเพิ่มเติมเข้าไป จะช่วยให้การออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงด้านข้างด้วยความหน่วง มีตัวเลขทางคณิตศาสตร์ของแบบจำลองที่มีความน่าเชื่อถือแม่นยำมากขึ้น

สำหรับการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว การลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของโครงสร้าง สามารถทำได้โดยการเพิ่มสติฟเนสของโครงสร้าง แต่การเพิ่มสติฟเนสของโครงสร้างจะส่งผลให้คาบธรรมชาติของอาคารลดลง ในบางกรณีโครงสร้างจะมีความเร่งตอบสนองที่มากขึ้น เท่ากับว่าต้องออกแบบอาคารที่รับแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้นอีก การออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว ด้วยการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงาน ที่เป็นการเพิ่มความหน่วงให้กับโครงสร้างนอกจากจะช่วยลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคารโดยตรงแล้ว โครงสร้างที่มีความหน่วงที่สูง จะมีความเร่งตอบสนองที่ต่ำกว่าโครงสร้างที่มีความหน่วงต่ำกว่า ในกรณีที่โครงสร้างมีคาบธรรมชาติเดียวกัน นั่นเท่ากับว่าแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ออกแบบก็ยังคงลดลงอีกด้วย ดังแสดงในรูป



รูปที่ 2 ความเร่งตอบสนองของอาคารโซน 1 ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2018)

วัสดุ Viscoelastic คือ วัสดุที่มีลักษณะเชิงกลทั้งของวัสดุ Viscous (เหนียวหนืด) และ Elastic (ยืดหยุ่น) มีลักษณะเหมือนของเหลวและยืดหยุ่นเหมือนของแข็งในเวลาเดียวกัน

- 1) Elastic material ที่มีความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียดเป็นสัดส่วนโดยตรง โดยมีค่าคงที่ Young's Modulus (E) สามารถอธิบายได้ด้วยสมการดังต่อไปนี้

$$\sigma = E\varepsilon \quad (2)$$

โดย σ คือ ความเค้น
 E คือ Young's Modulus
 ε คือ ความเครียด

- 2) Viscoelastic material ที่มีความสัมพันธ์ความเค้นกับอัตราการเปลี่ยนแปลงของความเครียดเป็นสัดส่วนโดยตรง โดยมีค่าคงที่หน่วงหนืด (η) สามารถอธิบายได้ด้วยสมการดังต่อไปนี้

$$\sigma = E \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (3)$$

โดย σ คือ ความเค้น
 E คือ Young's Modulus
 $\frac{d\varepsilon}{dt}$ คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียด

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

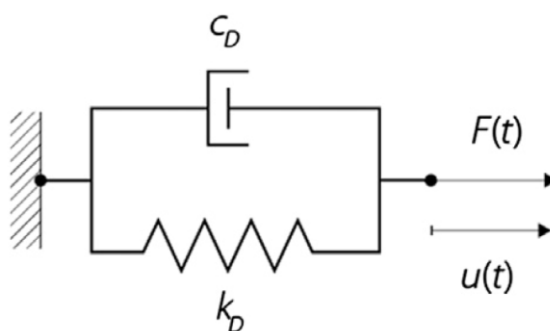
2.2 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของวัสดุ Viscoelastic

แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของวัสดุ Viscoelastic จะประกอบไปด้วย 2 ส่วนคือ สปริงที่เป็นตัวแทนของ Elastic material และ Dashpot ที่เป็นตัวแทนของ Viscoelastic material การนำส่วนของสปริงและ Dashpot มาใช้งานร่วมกัน มีแบบจำลองดังต่อไปนี้

1. แบบจำลอง Kelvin-voigt เป็นแบบจำลองที่นำสปริงกับ Dashpot มาต่อขนานกันในระบบรับแรง มีสมมติฐานว่าการเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้นในสปริงกับ Dashpot มีค่าเท่ากัน ผลรวมของแรงในระบบ คือ แรงที่เกิดในสปริงรวมกับแรงที่เกิดใน Dashpot เท่ากับแรงกระทำภายนอก อธิบายได้ดังสมการ

$$F(t) = k_D u(t) + C_D \dot{u}(t) \quad (4)$$

โดย $F(t)$ คือ แรงที่กระทำต่อระบบ
 k_D คือ สติฟเนสของสปริง
 $u(t)$ คือ การเคลื่อนที่ของระบบ
 C_D คือ สัมประสิทธิ์ความหน่วง
 $\dot{u}(t)$ คือ ความเร็วของระบบ

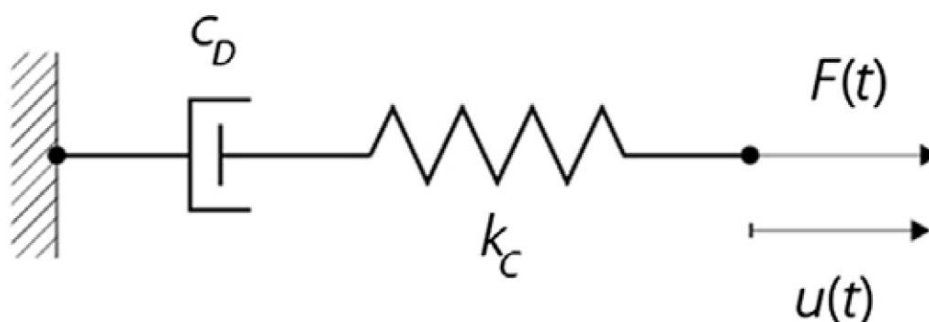


รูปที่ 3 แบบจำลอง Viscoelastic damper ของ Kelvin-voigt (Lago et al., 2018)

2. แบบจำลอง Maxwell เป็นแบบจำลองที่นำสปริงกับ Dashpot มาต่ออนุกรมกันในระบบรับแรง มีสมมติฐานว่าแรงที่เกิดขึ้นในสปริงกับ Dashpot มีค่าเท่ากัน ผลรวมของการเคลื่อนที่ของระบบ คือ การเคลื่อนที่ที่เกิดในสปริงรวมกับการเคลื่อนที่ที่เกิดใน Dashpot อธิบายได้ดังสมการ

$$F(t) + \dot{F}(t)C_D/k_D = C_D \dot{u}(t) \quad (5)$$

โดย $F(t)$ คือ แรงที่กระทำต่อระบบ
 $\dot{F}(t)$ คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงของแรงที่กระทำต่อระบบ
 k_D คือ สติฟเนสของสปริง
 $u(t)$ คือ การเคลื่อนที่ของระบบ
 C_D คือ สัมประสิทธิ์ความหน่วง
 $\dot{u}(t)$ คือ ความเร็วของระบบ



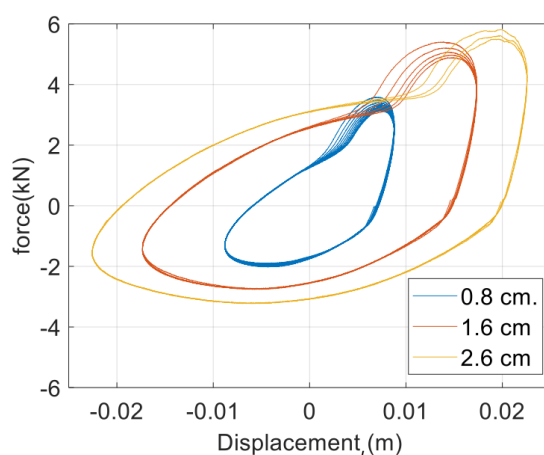
รูปที่ 4 แบบจำลอง Viscoelastic damper ของ Maxwell

แบบจำลอง Viscoelastic ของ Kelvin-voigt จะเหมาะกับ Damper ที่มีผลของสติฟเนสมาเกี่ยวข้องมากกว่าการเปลี่ยนแปลงของแรงที่กระทำ แบบจำลอง Viscoelastic ของ Maxwell จะเหมาะสมกับ Damper ที่มีการเปลี่ยนแปลงของแรงที่กระทำเป็นปัจจัยหลัก (Lago et al., 2019)

CSI (2016b) ได้แนะนำให้ใช้แบบจำลอง Damper ของ Maxwell สำหรับวัสดุ Viscous และ Viscoelastic ดังนั้นงานวิจัยนี้จะเลือกใช้แบบจำลอง Viscoelastic wall damper ของ Maxwell

2.3 วัสดุ Viscoelastic ใน Viscoelastic wall damper

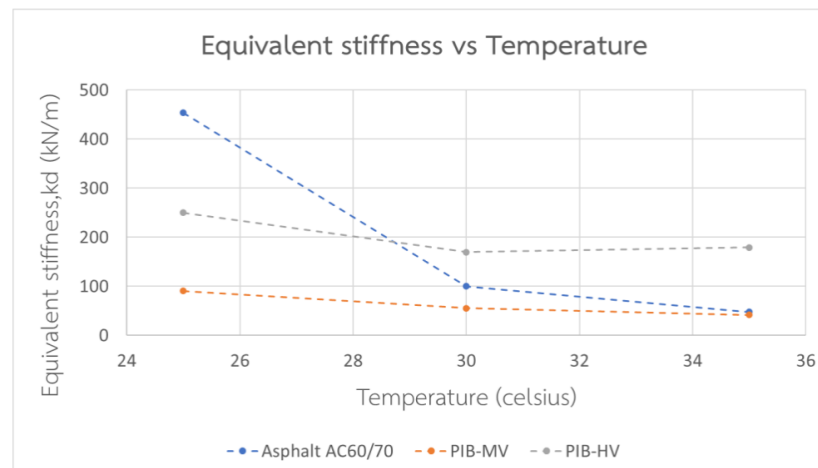
แบบจำลองของวัสดุ Viscoelastic มีคุณสมบัติที่สำคัญต่อการวิเคราะห์โครงสร้าง 2 อย่างคือสติฟเนสและความหน่วง ซึ่งวัสดุแต่ละชนิดก็จะมีค่าที่แตกต่างกันออกไป ซึ่งหาได้จากการทดสอบตามมาตรฐาน ASCE7-16 โดยให้แรงกระทำเป็นแบบ Fully reversed sinusoidal cycle พิจารณาแรงกระทำร่วมกับการเคลื่อนที่



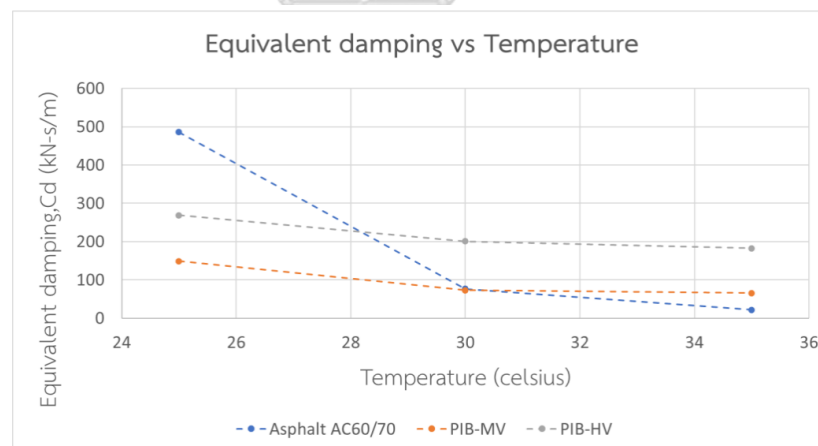
รูปที่ 5 ตัวอย่างการทดสอบ Hysteresis loop เพื่อหาสติฟเนสและความหน่วงของวัสดุ (ฐิติพงศ์

เจริญสุข, 2020)

(ฐิติพงศ์ เจริญสุข, 2020) ได้ทำการทดสอบวัสดุยางมะตอย และ Polyisobutene (PIB) เพื่อหาสตีฟเนสและความหน่วง เนื่องจากเป็นวัสดุที่หาได้ง่ายและมีราคาที่ไม่แพงในประเทศไทย พบว่ายางมะตอยมีเสถียรภาพต่ออุณหภูมิที่น้อย มีการเปลี่ยนแปลงค่าของสตีฟเนสและความหน่วงที่สูงเมื่ออุณหภูมิเปลี่ยนแปลง การใช้ Polyisobutene เป็นตัวเลือกที่ดีกว่า



รูปที่ 6 สตีฟเนสของยางมะตอยกับ Polyisobutene ต่ออุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป
(ฐิติพงศ์ เจริญสุข, 2020)

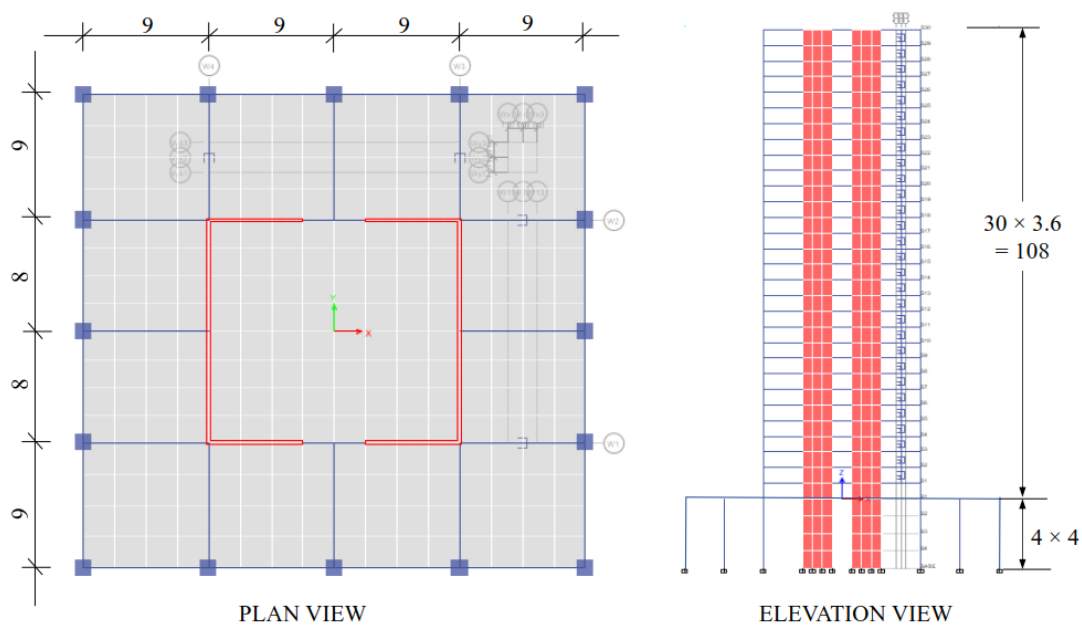


รูปที่ 7 ความหน่วงของยางมะตอยกับ Polyisobutene ต่ออุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป
(ฐิติพงศ์ เจริญสุข, 2020)

(ฐิติพงศ์ เจริญสุข, 2020) ทดสอบ Polyisobutene-HV และได้ให้ค่าสตีฟเนสเทียบเท่า 162,176 kN/m, ความหน่วงเทียบเท่า $117,497 \text{ kN} \cdot (\text{sec}/\text{m})^\alpha$ และ $\alpha = 0.84$ สำหรับ Viscoelastic wall damper ขนาด 1.6 เมตร สูง 3.0 เมตร

2.4 ประสิทธิภาพของ Viscoelastic Wall Dampers ในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 30 ชั้น

(Dilsiz et al., 2018) ศึกษาประสิทธิภาพของผนังสลายพลังงานเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 30 ชั้น ประเทศตุรกี อาคารที่ใช้ศึกษานี้ถูกสร้างขึ้นก่อนที่จะมีมาตรฐานควบคุมการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวที่ 0.015 แต่จากการศึกษาโมเดลของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว พบว่าอาคารนี้มีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นเป็น 0.021 ซึ่งไม่ปลอดภัยต่อแรงแผ่นดินไหวออกแบบ



รูปที่ 8 แบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 30 ชั้น

Stories	Basement	S1 - S4	S5 - S12	S13 - S20	S21 - S30
Story Height (m)	4.0	3.6	3.6	3.6	3.6
Wall Thickness (m)	0.25	0.25	0.2	0.2	0.15
Columns (m)	1.2 * 1.2	1.2 * 1.2	1.0 * 1.0	0.8 * 0.8	0.8 * 0.8
Beams (m)	1.0 * 0.6 (perimeter) & 0.8 * 0.6 (inner)				
Slab Thickness (m)	0.35	0.21	0.21	0.21	0.21
Dead Load (kN/m ²)	2.0	3.5			
Live Load (kN/m ²)	5.0	2.0			

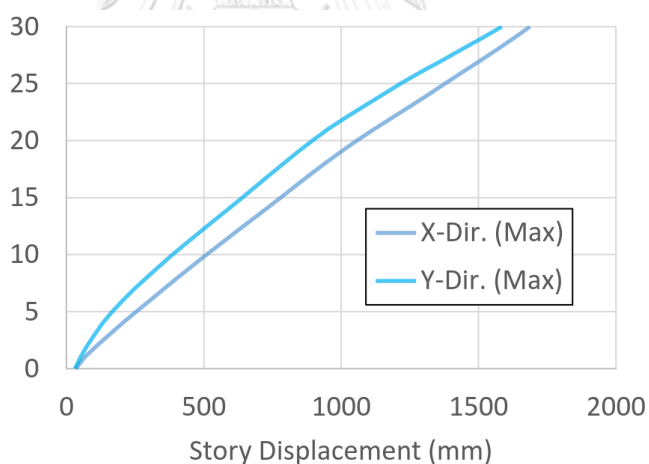
รูปที่ 9 ข้อมูลโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 30 ชั้น

(Dilsiz et al., 2018) ได้เลือกใช้ Viscoelastic Wall Damper เป็นอุปกรณ์สลายพลังงานในอาคารนี้ โดยการจำลอง Viscoelastic Wall Damper เป็น Nonlinear Link Element ในโปรแกรม ETABS ด้วยแบบจำลองของ Maxwell โดย Viscoelastic Wall Damper มีขนาด ความกว้าง 2.13

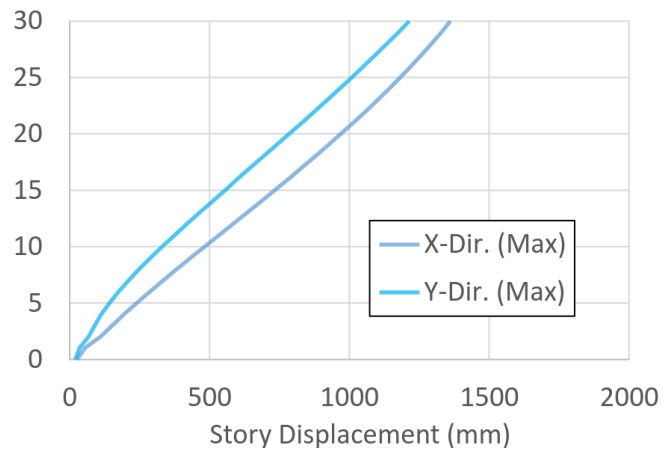
เมตร ความสูง 3.6 เมตร โดยมีค่า $K = 71802$ กิโลนิวตันต่อเมตร, $C = 3014.35$ กิโลนิวตัน*(วินาทีต่อเมตร) และ $\alpha = 0.5$ Dilsiz และคณะ ได้ทำการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธี Response Spectrum Analysis (RSA) และ Nonlinear Response History Analysis (NRHA) พบว่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารที่ชั้นหลังคาของแบบจำลองที่ใช้ Viscoelastic Wall Damper ลดได้ร้อยละ 20 และได้ให้ข้อสรุปว่า การใส่ Viscoelastic Wall Damper เป็นตัวเลือกที่น่าให้ความสนใจสำหรับการเสริมกำลังของอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว

	Analysis Case	Roof Disp. (mm)	Roof Drift (%)	Period (sec)	
30 Story without VWD	RSA X	1658.7	1.54	T_x	3.448
	RSA Y	1675.4	1.55	T_y	3.381
	NRHA X	1686.8	1.56		
	NRHA Y	1660.5	1.54		
30 Story with VWD	RSA X	1623.3	1.50	T_x	3.402
	RSA Y	1668.5	1.54	T_y	3.341
	NRHA X	1360.7	1.26		
	NRHA Y	1354.5	1.25		

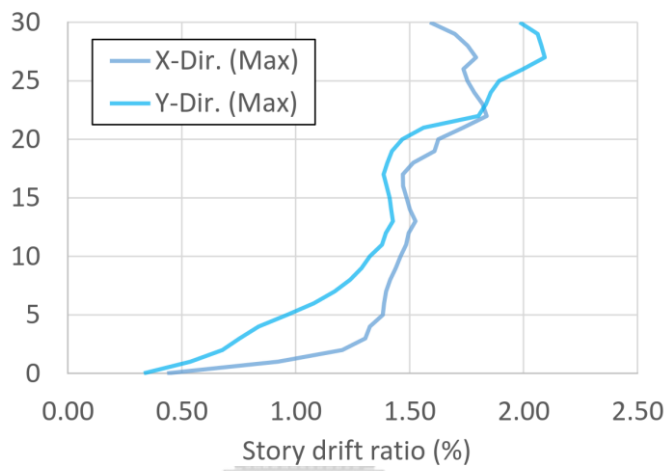
รูปที่ 10 การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร



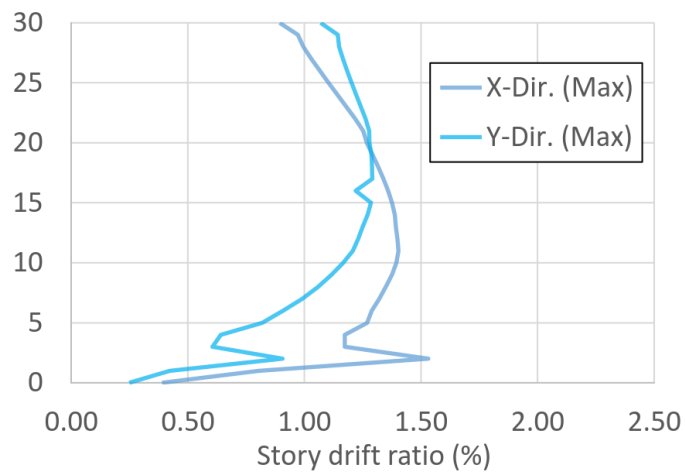
รูปที่ 11 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคารที่ไม่มี Viscoelastic Wall Damper



รูปที่ 12 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคารที่มี Viscoelastic Wall Damper



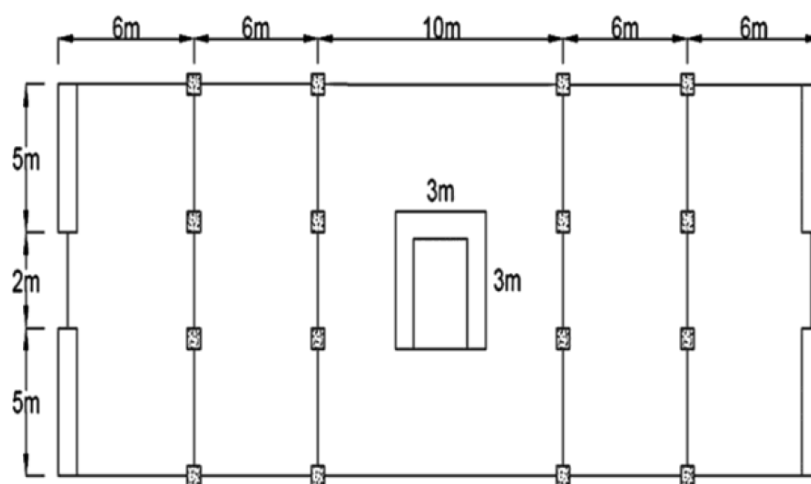
รูปที่ 13 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างสัมพันธ์ของอาคาร โดยที่ไม่มี Viscoelastic Wall Damper (Dilsiz, 2018)



รูปที่ 14 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างสัมพันธ์ของอาคารที่มี Viscoelastic Wall Damper

2.5 ประสิทธิภาพของโครงเฟรมร่วมกับ Viscoelastic dampers เทียบกับ ผนังรับแรงเฉือน

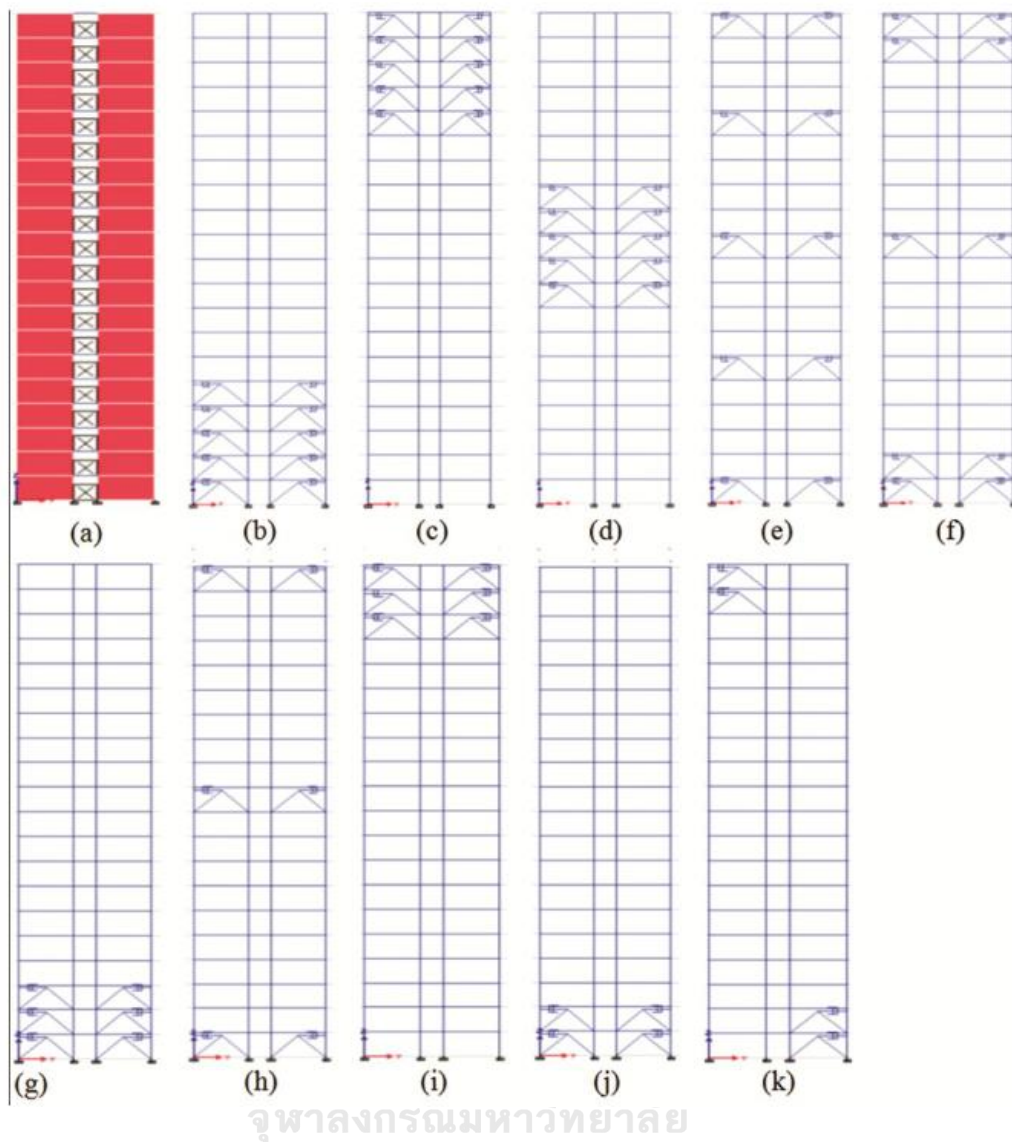
(Kamatchi et al., 2019) ได้เปรียบเทียบประสิทธิภาพการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของการใช้โครงเฟรมร่วมกับ Viscoelastic dampers โดยปรับเปลี่ยนจำนวนและตำแหน่งของ Viscoelastic dampers 10 กรณี เทียบกับ ผนังรับแรงเฉือน ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก จำนวน 20 ชั้น โดย Viscoelastic dampers มี ค่าสติเฟนสเทียบเท่า 38,998 kN/m, ความหน่วงเทียบเท่า 3,064 kN-(sec/m)



รูปที่ 15 แพลนของอาคารที่ใช้เปรียบเทียบประสิทธิภาพระหว่างกำแพงรับแรงเฉือนกับ Viscoelastic damper

ตารางที่ 1 จำนวนของ Damper ที่ใช้เปรียบเทียบประสิทธิภาพในแต่ละกรณี

Case	Number of dampers
1	(-) Shear Wall
2	20
3	20
4	20
5	20
6	20
7	12
8	12
9	12
10	8
11	8



รูปที่ 16 รูปแบบการติดตั้ง Damper ที่ใช้ในการเปรียบเทียบประสิทธิภาพ

(Kamatchi et al., 2019) ได้ทำการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหว เพื่อเปรียบเทียบผลตอบสนองของอาคารระหว่างการใส่ Viscoelastic dampers และ ผนังรับแรงเฉือน 2 วิธี

1. Linear Time History Analysis (LTA)

โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหว จำนวน 4 คลื่น El Centro, Loma Prieta, North Ridge และ IS 1893-2016 โดยวัดผลตอบสนองออกมาเป็น การเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคา และ การเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นสูงสุด

ตารางที่ 2 การเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของแบบจำลองในกรณีจำนวนและตำแหน่งของ Damper ต่างกันของ LTA

Case	Peak roof displacements (mm)				Maximum inter-story drift ratio			
	El Centro	Loma Prieta	North Ridge	IS 1893	El Centro	Loma Prieta	North Ridge	IS 1893
1	139	163	214	87	0.0028	0.0035	0.0047	0.0019
2	162	209	217	96	0.0035	0.0045	0.0047	0.0021
3	163	200	214	97	0.0034	0.0043	0.0047	0.0021
4	162	214	220	95	0.0035	0.0045	0.0046	0.0021
5	141	167	204	76	0.0029	0.0035	0.0046	0.0018
6	164	209	220	96	0.0036	0.0045	0.0046	0.0021
7	164	205	218	96	0.0036	0.0044	0.0046	0.0021
8	164	204	217	96	0.0036	0.0044	0.0046	0.0021
9	164	199	215	97	0.0035	0.0042	0.0047	0.0021
10	164	201	216	97	0.0035	0.0043	0.0047	0.0021
11	166	169	194	104	0.0036	0.0037	0.0042	0.0022

2. Nonlinear static analysis (NSA) มหาวิทยาลัย

สำหรับการโมเดลไม่เชิงเส้น Kamatchi ได้ใช้ Hinges P-M2-M3, M3 และ P-M3 สำหรับชั้นส่วนโครงสร้างเสา คาน และกำแพงรับแรงเฉือน ตามลำดับ โดยวัดผลตอบสนองออกมาเป็นการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นหลังคาและแรงเฉือนที่ฐาน โดยกรณีของกำแพงรับแรงเฉือน (กรณีที่ 1) มีแรงเฉือนที่ฐาน 8619 kN และการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา 117 mm. สำหรับ Viscoelastic damper (กรณีที่ 2 – กรณีที่ 11) มีแรงเฉือนที่ฐานเฉลี่ย 8281 kN และการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาเฉลี่ย 173 mm.

(Kamatchi et al., 2019) ได้ให้ข้อสรุปไว้ว่าการใช้กำแพงรับแรงเฉือน อาคารจะมี สติฟเนสที่สูง ความเหนียวที่ต่ำ แรงเฉือนที่ฐานสูง และการเคลื่อนตัวที่ย่ออาคารต่ำกว่า การใช้ Viscoelastic damper สำหรับอาคารสูง Viscoelastic damper ถือเป็นทางเลือกหนึ่งที่ใช้แทนกำแพงรับแรงเฉือนได้

2.6 ประสิทธิภาพของ Viscoelastic Wall Dampers ในอาคารโครงสร้างเหล็ก 3 ชั้น

(Hidayaty et al., 2018) ได้ทำการศึกษาประสิทธิภาพของการติดตั้ง Viscoelastic Wall Dampers กับอาคารโครงสร้างเหล็ก 3 ชั้น สำหรับรองรับแรงแผ่นดินไหวในประเทศอินโดนีเซีย ในพื้นที่ดินอ่อน วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAP2000 วิธี Nonlinear Time History Analysis โดยมีสาเหตุที่เลือกใช้ Viscoelastic Wall Dampers คือ

1. ประหยัด เนื่องจากลดน้ำหนักอันเนื่องมาจากขนาดของโครงสร้างที่ต้องมีขนาดใหญ่ เพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว
2. มีความสะดวกในการทำงานร่วมกับสถาปัตยกรรม
3. มีความต้องการการดูแลรักษาที่น้อย
4. สามารถติดตั้งในอาคารที่ก่อสร้างแล้วเสร็จได้

(Hidayaty et al., 2018) ได้เปรียบเทียบประสิทธิภาพของ Viscoelastic Wall Dampers โดยการวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคารเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวใน 3 รูปแบบ ได้แก่

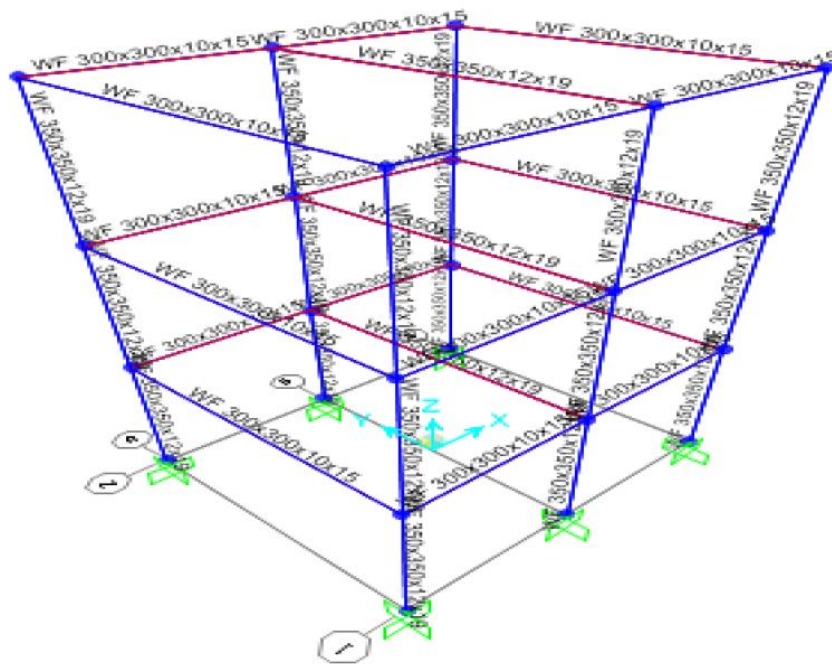
1. อาคารที่ไม่ได้ติดตั้ง Viscoelastic Wall Dampers
2. อาคารที่ติดตั้ง Viscoelastic Wall Dampers ในแนวแกน Y ของอาคาร
3. อาคารที่ติดตั้ง Viscoelastic Wall Dampers ในแนวแกน X และ Y ของอาคาร

Geometrical Properties	
Element Structure	Size
Beam	WF 300 x 300 x 10 x 15
Beam which located the viscous wall damper	WF 350 x 350 x 12 x 19
Coloum	WF 350 x 350 x 12 x 19
Floor	120 mm
The viscous wall damper	DIS 7'x 12'
Mechanical Properties	
Steel Frame	A572 Gr 50
Modulus of Elasticity (Es)	200000 MPa
Yield Stress (fy)	345 MPa
Ultimate Stress (fu)	450 MPa

รูปที่ 17 ขนาดโครงสร้างและคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในอาคารตัวอย่าง

ตารางที่ 3 คาบธรรมชาติของอาคารตัวอย่าง

Mode	Period (sec)		
	Without VWD	With VWD Y	With VWD XY
1	11.072	11.073	11.064
2	7.895	7.267	6.999
3	6.845	6.313	4.562
4	3.424	3.424	2.854
5	2.387	0.835	1.700
6	2.148	0.299	0.214
7	0.835	0.014	0.180
8	0.700	0.014	0.120
9	0.295	0.014	0.023



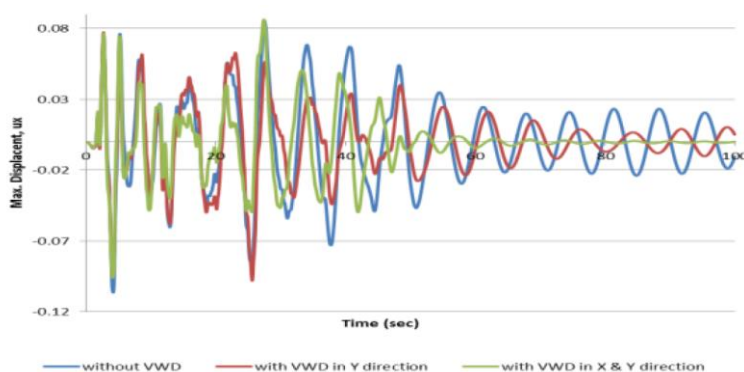
รูปที่ 18 แบบจำลองวิเคราะห์โครงสร้างอาคารเหล็กสูง 3 ชั้น

ตารางที่ 4 การเคลื่อนตัวด้านข้างในแต่ละชั้นของอาคารเหล็กสูง 3 ชั้น

Model	Story	Displacement	
		U1	U2
Without VWD	3	0.7396	0.2483
	2	0.7396	0.2483
	1	0.4207	0.1426
With VWD Y	3	0.5666	0.3258
	2	0.5666	0.3258
	1	0.3553	0.1629
With VWD XY	3	0.364	0.0758
	2	0.364	0.0758
	1	0.2232	0.0487

(Hidayaty et al., 2018) ได้ให้ข้อมูลสรุปของการใช้ Viscoelastic Wall Dampers ในอาคารโครงสร้างเหล็ก 3 ชั้น ในพื้นที่ประเทศอินโดนีเซีย ดังนี้

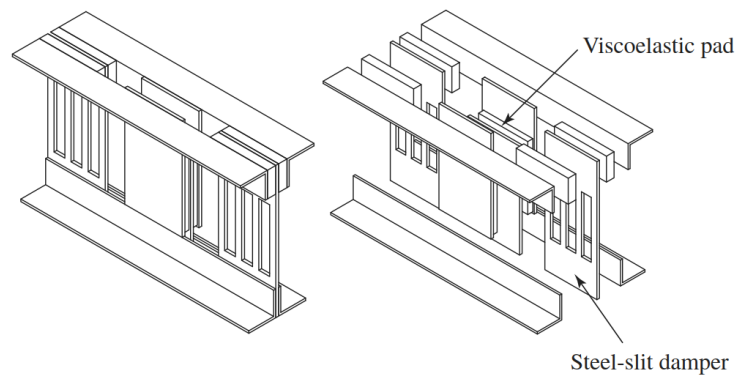
1. ช่วยลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากแรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ 50.78 % สำหรับ VWD XY และ 23.96 % สำหรับ VWD Y
2. ช่วยลดแรงภายในที่เกิดขึ้นได้สูงสุดถึง 50% ทำให้โครงสร้างมีขนาดเล็กลงได้ และในภาพรวมการใส่ Viscoelastic Wall Dampers ประหยัดค่าใช้จ่ายมากกว่าการเพิ่มขนาดของโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว
3. ในช่วงแรกของแผ่นดินไหว Viscoelastic Wall Dampers จะทำงานยังไม่เต็มประสิทธิภาพเนื่องจาก โครงสร้างจะต้องมีความเร็วเพื่อให้ Vane เคลื่อนที่ผ่าน Viscoelastic Fluid ก่อนถึงจะเกิดแรงต้านแรงด้านข้างที่เกิดขึ้น



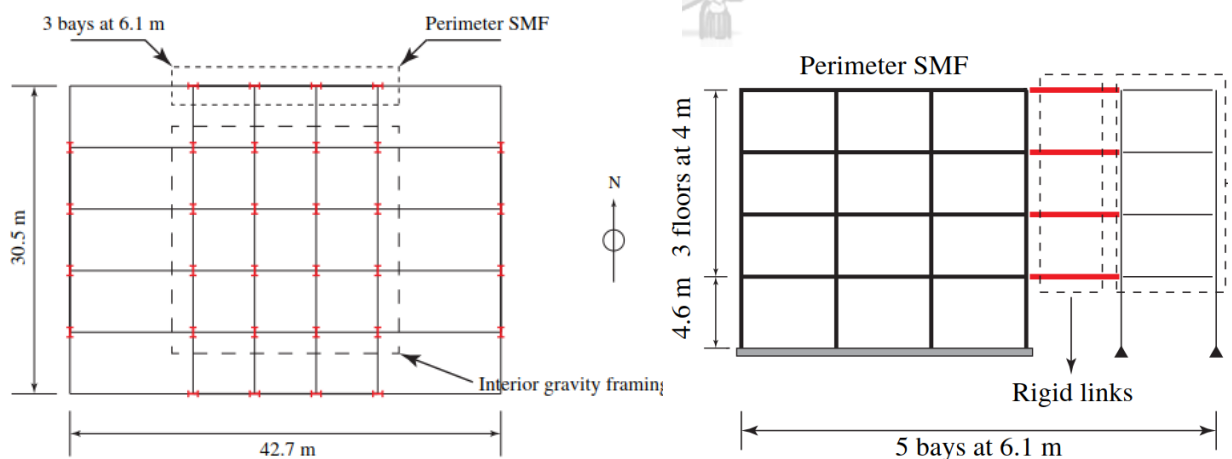
รูปที่ 19 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดของแบบจำลองรูปแบบต่างๆ

2.7 การเสริมกำลังโครงสร้างเพื่อรองรับแรงแผ่นดินไหวด้วย Hybrid Steel Slit-Viscoelastic Dampers ในอาคารเหล็กสูง 4 ชั้น

(Nasab & Kim, 2020) ได้เลือกวิธีเสริมกำลังของโครงสร้างเพื่อรองรับแผ่นดินไหว ด้วย Hybrid Steel Slit-Viscoelastic Dampers สำหรับอาคารเหล็กสูง 4 ชั้น ความสูง 16.6 เมตร ความกว้าง 42.7 เมตร ความลึก 30.5 เมตร ในเขตพื้นที่ Los Angeles โดยมีเสาและคานเป็นเหล็ก W14x90 และ W24x55 ตามลำดับ เนื่องจากการเสริมกำลังของโครงสร้างด้วย Passive energy dissipation เป็นวิธีที่น่าเชื่อถือและในบางกรณียังประหยัดกว่าการเสริมกำลังของโครงสร้างด้วยวิธีดั้งเดิม เช่น ติดตั้งกำแพงรับแรงเฉือน, ติดตั้ง Bracing

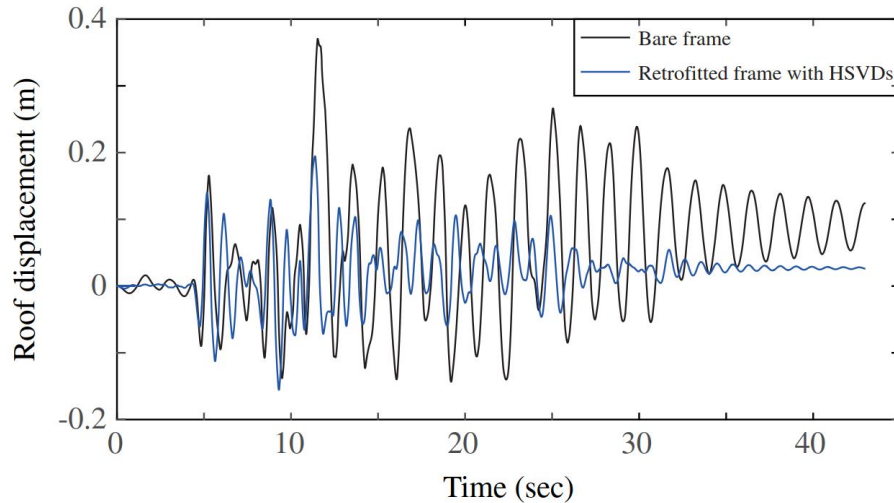


รูปที่ 20 ส่วนประกอบของ Hybrid Steel Slit-Viscoelastic Dampers

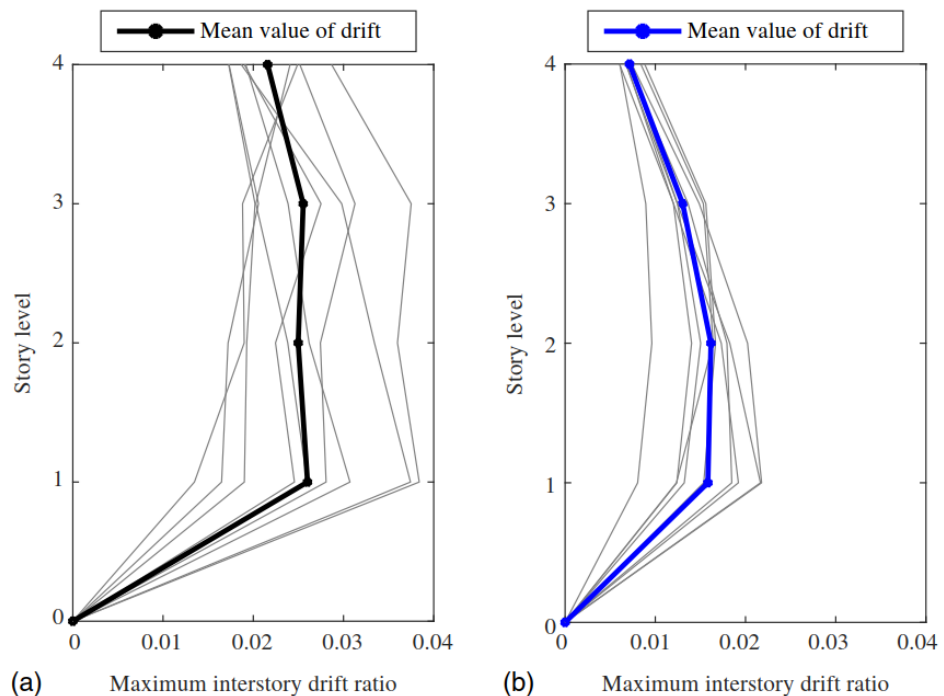


รูปที่ 21 อาคารที่ติดตั้ง Hybrid Steel Slit-Viscoelastic Dampers

(Nasab & Kim, 2020) พบว่า Hybrid Steel Slit-Viscoelastic Dampers ช่วยลดการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารสูงสุดจาก 0.38 เมตร เป็น 0.20 เมตร คิดเป็นลดไปได้ 47 % และช่วยลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดจาก 0.025 เป็น 0.015 คิดเป็นลดไปได้ 40 %



รูปที่ 22 การเคลื่อนที่ของยอดอาคารที่ติดตั้ง Hybrid Steel Slit-Viscoelastic Dampers เปรียบเทียบกับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้ง



รูปที่ 23 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารที่ติดตั้ง Hybrid Steel Slit-Viscoelastic Dampers เปรียบเทียบกับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้ง

2.8 อุปกรณ์สลายพลังงานประเภทอื่น ที่ช่วยลดการเคลื่อนตัวของอาคาร

อุปกรณ์สลายพลังงานที่ใช้ในปัจจุบันมีหลากหลายประเภท ซึ่งแต่ละประเภทจะมีข้อดีข้อเสีย แตกต่างกันไป ผู้ออกแบบโครงสร้างจะต้องเลือกใช้ให้เหมาะสมกับฟังก์ชันการใช้งานอาคาร สอดคล้องกับแบบสถาปัตยกรรม โดยแต่ละรูปแบบ มีข้อดีและข้อเสียเบื้องต้น ดังต่อไปนี้

ตารางที่ 5 เปรียบเทียบอุปกรณ์สลายพลังงานประเภทต่างๆ {Hu, 2021 #15}

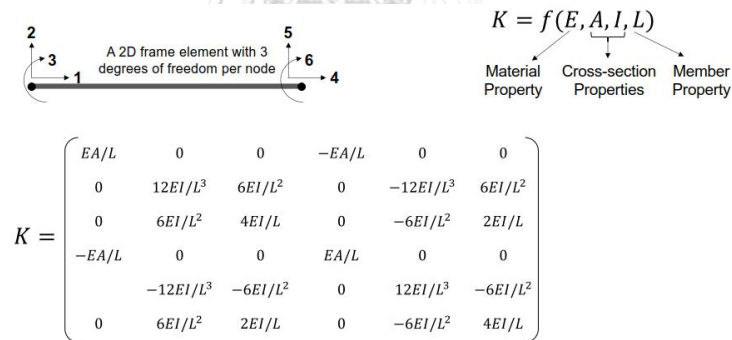
อุปกรณ์	ประเภทแรงต้านข้าง	ข้อดี	ข้อเสีย
Fluid Viscoelastic Damper	แรงลม/ แรงแผ่นดินไหว	1. คุณสมบัติไม่ขึ้นกับอุณหภูมิ 2. มีค่า Damping ที่สูง 3. มีขนาดเล็ก	1. อาจเกิดการรั่วของของเหลว 2. ไม่ช่วยต้านทานแรงสถิตย์ 3. มีปัญหาเกี่ยวกับแรงต้านข้างที่มีการสั่นเล็กน้อย
VE Damper	แรงลม/ แรงแผ่นดินไหว	1. มีคุณสมบัติเชิงเส้น ทำแบบจำลองได้โดยง่าย 2. ไม่ต้องบำรุงรักษา	1. ประสิทธิภาพขึ้นอยู่กับอุณหภูมิและความถี่ของแรงที่กระทำ
Friction Damper	แรงแผ่นดินไหว	1. สามารถสลายพลังงานต่อรอบได้มาก 2. สามารถนำมาใช้งานใหม่ได้หลังแผ่นดินไหว	1. จำเป็นต้องตั้งค่าใหม่ หลังจากเหตุการณ์แรงแผ่นดินไหว
Tuned-Mass Damper	แรงลม/ แรงแผ่นดินไหว	1. สามารถตั้งค่าที่อาคารได้ 2. ใช้งานกับโครงสร้างได้หลากหลายรูปแบบ	1. ใช้พื้นที่ในการติดตั้งสูง 2. จำเป็นต้องมีการบำรุงรักษา
Rubber Bearing Isolator	แรงแผ่นดินไหว	1. มีค่าสติฟเนสและความหน่วงที่หลากหลาย	1. คุณสมบัติเปลี่ยนแปลงต่อรอบของแรง

2.9 การวิเคราะห์โครงสร้างไม่เชิงเส้น

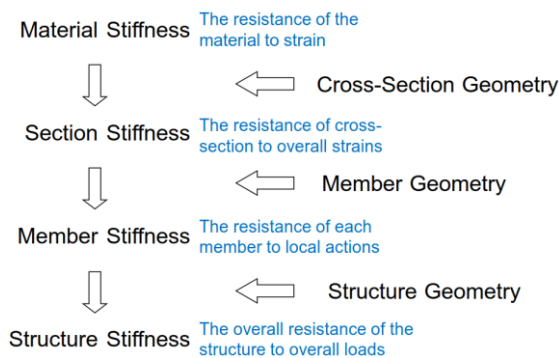
2.9.1 หลักการของแบบจำลองไม่เชิงเส้น

ในอดีต การจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างโดยวิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างจะใช้วิธีการให้แรงต้านข้างแบบสถิตย์กระทำกับโครงสร้าง ตามสัดส่วนของมวล และผลตอบสนองเป็นแบบเชิงเส้น ในปัจจุบันวิธีการจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างได้มีความก้าวหน้ามากขึ้น เนื่องจากความสามารถทางด้านการคำนวณของคอมพิวเตอร์สามารถใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้นจำลองพฤติกรรมของโครงสร้าง ให้มีความใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงได้มากยิ่งขึ้น

พื้นฐานการจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของโครงสร้างคือ การจำลองสติฟเนสไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนองค์อาคาร เช่น เสา และกำแพงรับแรงเฉือน มาประกอบกันเป็นสติฟเนสของทั้งโครงสร้าง ที่มีผลมาจากสติฟเนสของวัสดุ, สติฟเนสของหน้าตัด และสติฟเนสขององค์อาคาร ซึ่งสติฟเนสของวัสดุก็จะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุ เช่น Elastic Modulus และ Poisson's ratio สติฟเนสของหน้าตัดก็จะขึ้นอยู่กับขนาดและรูปร่างของหน้าตัด สติฟเนสขององค์อาคารก็จะขึ้นอยู่กับความยาวขององค์อาคารนั้น



รูปที่ 24 สติฟเนสขององค์อาคารเฟรม (Najam, 2021)



รูปที่ 25 โครงสร้างของสติฟเนสในแบบจำลองวิเคราะห์โครงสร้าง (Najam, 2021)

2.9.2 ประเภทของแบบจำลองไม่เชิงเส้น

การจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของโครงสร้างมีจุดประสงค์เพื่อจำลองผลตอบสนองของโครงสร้างตั้งแต่เริ่มมีความเสียหายไปจนถึงการพังทลายของโครงสร้าง ซึ่งจะสามารถระบุไปถึงความเสียหายจากการแตกร้าวของคอนกรีต, การพังทลายเนื่องจากถูกกดอัดของคอนกรีต, การถึงจุดครากของเหล็กเสริม, การโก่งเดาะ และ Bond slip จากเหล็กเสริมกับคอนกรีต ซึ่งการจำลองพฤติกรรมแบบเชิงเส้นไม่สามารถที่จะทำได้ การจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 วิธี คือ

1. Continuum Models (แบบจำลองแบบต่อเนื่อง)

Continuum Models เป็นแบบจำลองที่มีรายละเอียดสูง จำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของวัสดุตั้งแต่ระดับของวัสดุ โดยระบบความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดของแต่ละวัสดุโดยตรง แบบจำลองจะเป็นการประกอบกันของคอนกรีต เหล็กเสริมหลัก และเหล็กเสริมรับแรงเฉือน วิธีนี้ไม่จำเป็นต้องระบุพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในระดับขององค์อาคารจากการระบุความสัมพันธ์ของกำลังและการเคลื่อนที่

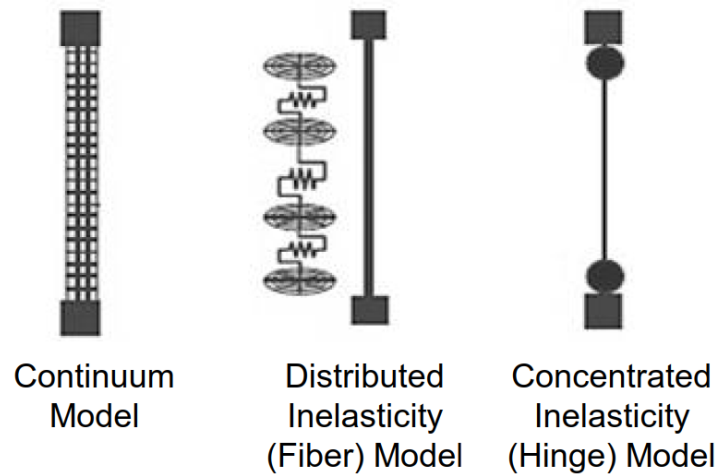
2. Distributed Inelasticity Models or Fiber Models (แบบจำลองไฟเบอร์)

Fiber Models เป็นแบบจำลองที่แบ่งหน้าตัดขององค์อาคารออกเป็นส่วนย่อยตลอดความยาวขององค์อาคาร แต่ละไฟเบอร์จะถูกระบุความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียด แบบจำลองไฟเบอร์สามารถใช้ตลอดทั้งความยาวขององค์อาคารหรือใช้เพียงบางส่วนที่มีผลของพฤติกรรมไม่เชิงเส้นสูง

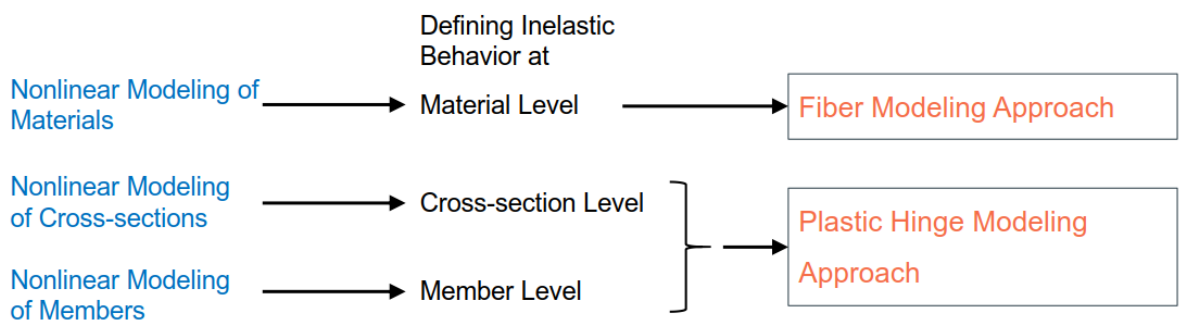
3. Lumped Plasticity Models (แบบจำลองจุดหมุนพลาสติก)

Lumped Plasticity Models เป็นแบบจำลองที่จำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นที่บริเวณหนึ่งๆ ในความยาวขององค์อาคารเช่น บริเวณปลายเสาหรือคาน โดยการใส่จุดหมุนพลาสติกที่เป็นตัวแทนพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของทั้งองค์อาคาร โดยคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติกจะถูกระบุโดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ (Force-Deformation) โดยความสัมพันธ์นี้จะได้จากการทดสอบ Hysteretic

Physical \longrightarrow Phenomenological



รูปที่ 26 แบบจำลองไม่เชิงเส้น Continuum, Fiber และ Lumped Plasticity (Najam, 2021)



รูปที่ 27 ระดับของการจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของโครงสร้าง (Najam, 2021)

2.9.3 การเลือกแบบจำลองไม่เชิงเส้น

การเลือกแบบจำลองไม่เชิงเส้นจะต้องคำนึงถึง ความน่าเชื่อถือ, การปฏิบัติได้จริง, ประสิทธิภาพในการคำนวณ, ความสามารถของซอฟต์แวร์วิเคราะห์โครงสร้าง และทรัพยากรในการคำนวณที่มี แบบจำลองที่เหมาะสมขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย เช่น ระบบโครงสร้าง, คุณสมบัติของวัสดุ, ความไม่เป็นเชิงเส้นของโครงสร้างมีมากหรือน้อย และระดับของความละเอียดที่ต้องการ

ตารางที่ 6 เปรียบเทียบแบบจำลองไม่เชิงเส้นในแบบต่างๆ

ประเภทของแบบจำลอง	ข้อดี	ข้อด้อย
Continuum Models	มีความละเอียดสูง สามารถอธิบายพฤติกรรมของโครงสร้างได้หลายอย่าง	ใช้ทรัพยากรในการคำนวณที่สูง
Distributed Inelasticity Models (Fiber Models)	มีความละเอียดควบคู่กับประสิทธิภาพในการคำนวณ	ใช้เวลาในการระบุข้อมูลของไฟเบอร์สูง
Lumped Plasticity Models	มีประสิทธิภาพของการคำนวณที่สูง เนื่องจากจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นเฉพาะตำแหน่งที่มีแรงภายในสูง	เหมาะกับโครงสร้างที่คาดการณ์พฤติกรรมล่วงหน้าแล้วว่า มีจุดวิกฤตอยู่ตำแหน่งใด

งานวิจัยนี้ได้เลือกใช้ Distributed Inelasticity Models (Fiber Models) สำหรับองค์อาคารกำแพงรับแรงเฉือนและ Lumped Plasticity Models สำหรับองค์อาคารเสา เนื่องจากมีความละเอียดที่เพียงพอสำหรับการวิเคราะห์แรงต้านข้างที่กระทำกับโครงสร้างอาคารสูง ที่แรงภายในขององค์อาคารประเภทแรงดัดจะสูงบริเวณปลายขององค์อาคาร และยังมีความเหมาะสมต่อประสิทธิภาพทางด้านการคำนวณ

2.9.4 การจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคาร โดยมาตรฐาน ASCE41

ในสภาวะที่โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรง องค์อาคารจะเกิดความเสียหาย คอนกรีตจะแตกร้าว เหล็กเสริมจะคราก ทำให้องค์อาคารมีผลตอบสนองระหว่างแรงที่กระทำกับการเสียรูปไม่เชิงเส้น การวิเคราะห์โครงสร้างจำเป็นต้องระบุความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเสียรูปหลักจากเกิดการครากของเหล็กเสริมหรือแตกร้าวของคอนกรีตขึ้นอยู่กับลักษณะของแบบจำลองไม่เชิงเส้นที่เลือกใช้ สามารถแบ่งลักษณะการวิบัติขององค์อาคารได้ 2 ลักษณะคือ

1. Force Controlled (Brittle) คือ องค์อาคารที่วิบัติแบบเปราะ พังหลายอย่างฉับพลัน ก่อนการวิบัติขององค์อาคารจะมีการเสียรูปไม่มากนัก จะไม่มีการเตือนภัยต่อผู้ใช้งานอาคาร เช่น การวิบัติด้วยแรงเฉือนของคาน, เสา และกำแพงรับแรงเฉือน การวิบัติด้วยแรงในแนวแกนของเสา และกำแพงรับแรงเฉือน

2. Displacement Controlled (Brittle) คือ องค์อาคารที่วิบัติแบบเหนียว ก่อนการวิบัติแบบพังทลายขององค์อาคารจะมีการเสียรูปมาก เป็นการเตือนภัยต่อผู้ใช้งานอาคารให้อพยพ เช่น การวิบัติด้วยการดัดในคาน, เสา และกำแพงรับแรงเฉือน

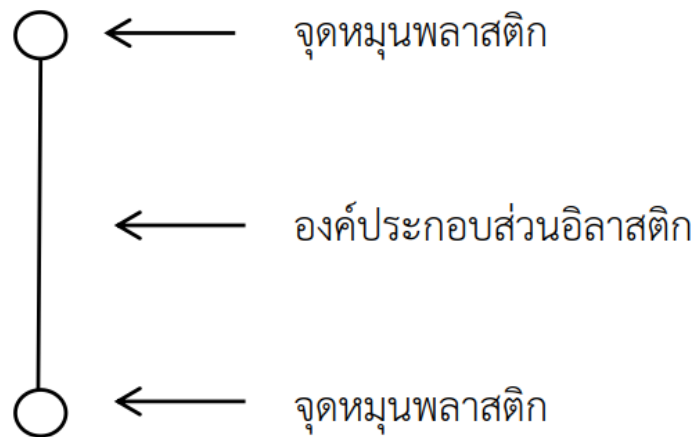
Table C7-1. Examples of Possible Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions

Component	Deformation-Controlled Action	Force-Controlled Action
Moment frames		
• Beams	Moment (M)	Shear (V)
• Columns	—	Axial load (P), V
• Joints	—	V^a
Shear walls	M, V	P
Braced frames		
• Braces	P	—
• Beams	—	P
• Columns	—	P
• Shear link	V	P, M
Connections	P, V, M^b	P, V, M
Diaphragms	M, V^c	P, V, M

รูปที่ 28 รูปแบบการวิบัติขององค์อาคารแบบเปราะและแบบเหนียว (Engineers, 2013)

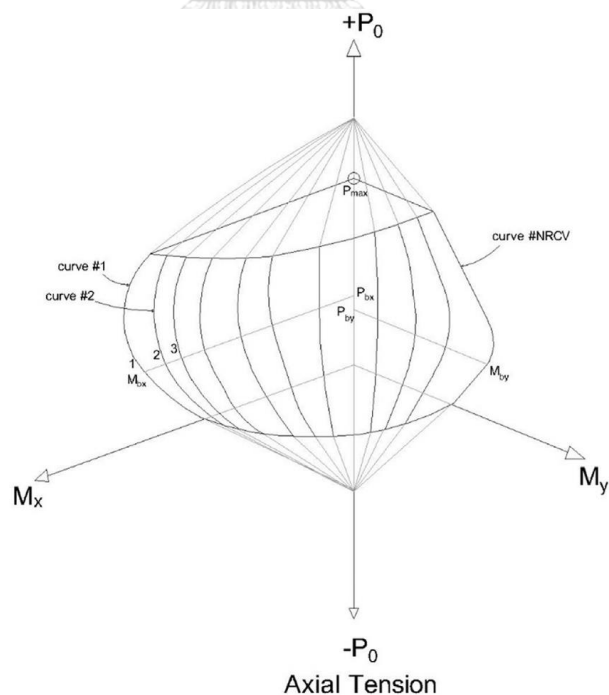
2.9.5 การจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคารเสาด้วย Lumped Plasticity Models

แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง จะต้องสามารถแสดงถึงผลตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นของโครงสร้างได้ เพื่อที่ผู้ออกแบบโครงสร้างจะได้ทราบผลตอบสนองของโครงสร้างและสามารถประเมินจุดวิกฤตของโครงสร้างอาคารได้อย่างเหมาะสมถูกต้อง การจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคารเสาดด้วยจุดหมุนพลาสติก จะแบ่งเสาออกเป็น 2 ส่วน คือ แบบจำลองไม่เชิงเส้น บริเวณปลายด้านล่างด้านบนของเสา ที่จะจำลองด้วยจุดหมุนพลาสติกที่เป็นตัวแทนของตำแหน่งที่มีแรงกระทำภายในสูงสุดของเสา และแบบจำลองเชิงเส้นในบริเวณอื่น นอกเหนือจากบริเวณด้านล่างด้านบนของเสา



รูปที่ 29 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของเสาด้วยจุดหมุนพลาสติก (ณัฐดนัย อมรปฏิเวธ, 2011)

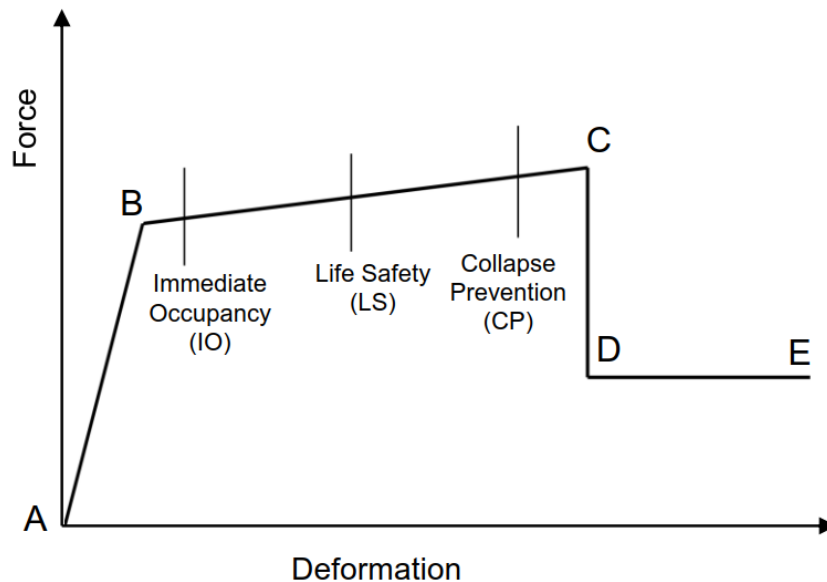
เสาเป็นองค์อาคารที่ต้องรับแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัดทั้งแกนหลักแกนรองพร้อมกัน การจำลองจุดหมุนพลาสติกขององค์อาคารเสาจึงจำเป็นที่จะต้องจำลองผลของแรงภายในทั้ง 3 แบบมีปฏิสัมพันธ์ต่อกัน แบบจำลองจะต้องสร้างพื้นผิวที่เป็นตัวแทนกำลังขององค์อาคารเสา (Interaction Surface) หรือ P-M2-M3 Diagram โดย P หมายถึงแรงในแนวแกน, M2 หมายถึงโมเมนต์ดัดรอบแกนรอง และ M3 หมายถึงโมเมนต์ดัดรอบแกนหลัก



รูปที่ 30 Interaction Surface ขององค์อาคารเสา (นรรฐกานต์ วิบูลย์จันทร์ 2016)

การจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคารด้วย Lumped Plasticity Models จะระบุความสัมพันธ์ของแรงที่กระทำกับองค์อาคารและการเสียรูปขององค์อาคาร อยู่ในรูปแบบ Generalized Load Displacement Relation หรือ Backbone Curve ที่อธิบายถึงสติฟเนสของโครงสร้างครบถ้วนตั้งแต่โครงสร้างยังไม่เกิดการคราก การลดลงของสติฟเนสเนื่องจากองค์อาคารแตกร้าว และการวิบัติขององค์อาคาร หรือ Hysteretic Behavior ภายใต้ Cyclic loading โดยมีจุดที่อธิบายพฤติกรรมขององค์อาคารดังนี้

1. ตำแหน่ง A คือ ตำแหน่งเริ่มต้นที่พิักัด (0,0)
2. ตำแหน่ง B คือ ตำแหน่งที่จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) เกิดการคราก องค์อาคารมีสติฟเนสลดลง โครงสร้างยังคงรับแรงกระทำต่อไปได้แต่การเสียรูปจะเกิดขึ้นอย่างมาก
3. ตำแหน่ง C คือ ตำแหน่งที่จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) มีกำลังสูงที่สุด (Ultimate capacity) แรงกระทำที่เพิ่มมากขึ้นจนมีค่ามากกว่าตำแหน่งนี้ แรงกระทำจะตกลงอย่างฉับพลัน แต่องค์อาคารยังไม่พังทลาย
4. ตำแหน่ง D คือ ตำแหน่งที่แสดงถึงกำลังคงเหลือของจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) หลังจากที่มีแรงกระทำมากกว่ากำลังสูงที่สุด (Ultimate capacity)
5. ตำแหน่ง E คือ ตำแหน่งที่องค์อาคารจะพังทลายแรงกระทำจะตกลงเป็นศูนย์อย่างฉับพลัน



รูปที่ 31 ความสัมพันธ์ Generalized Load Displacement

เนื่องจากความสัมพันธ์ Generalized Load Displacement มีความซับซ้อน จำเป็นต้องหาค่าจากการทดลองในห้องปฏิบัติการหรือหาได้จากคำแนะนำจากมาตรฐาน ASCE41 ซึ่งจะคำนึงถึงผลของความเค้นเนื่องจากแรงในแนวแกน, อัตราส่วนของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน และแรงเฉือนที่เกิดขึ้น โดยสามารถหาค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญ a, b และ c เพื่อใช้ในการสร้างความสัมพันธ์ Generalized Load Displacement ได้ดังต่อไปนี้

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)					
			Performance Level					
	a	b	c	IO	LS	CP		
Condition i.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
Condition ii.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$	$\frac{V}{b_s d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

รูปที่ 32 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองไม่เชิงเส้น Generalized Load Displacement ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

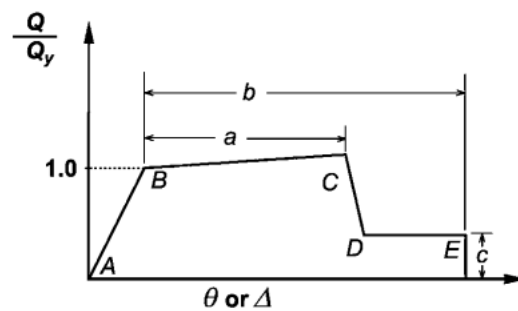
โดยแต่ละเงื่อนไขในการใช้ตารางแบบจำลองไม่เชิงเส้นของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก จะขึ้นอยู่กับรูปแบบของการวิบัติดังนี้

เงื่อนไขที่ 1 : เสามีระยะฝั่งเหล็ก (Development Length) และระยะทาบเหล็ก (Lap Splice) ที่เพียงพอ และมีรูปแบบการวิบัติจากแรงดัดเป็นตัวควบคุม

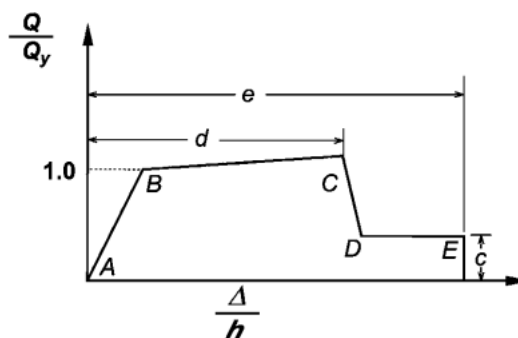
เงื่อนไขที่ 2 : เสามีระยะฝั่งเหล็ก (Development Length) และระยะทาบเหล็ก (Lap Splice) ที่เพียงพอ และมีรูปแบบการวิบัติจากแรงดัด-แรงเฉือน โดยเหล็กเสริมที่รับแรงดัดมีความเค้นถึงจุดครากก่อนที่จะวิบัติด้วยแรงเฉือน

เงื่อนไขที่ 3 : เสามีระยะฝั่งเหล็ก (Development Length) และระยะทาบเหล็ก (Lap Splice) ที่เพียงพอ และมีรูปแบบการวิบัติจากแรงเฉือน

เงื่อนไขที่ 4 : เสามีระยะฝั่งเหล็ก (Development Length) และระยะทาบเหล็ก (Lap Splice) ที่ไม่เพียงพอ และมีรูปแบบการวิบัติเนื่องจากระยะฝั่งเหล็ก (Development Length) และระยะทาบเหล็ก (Lap Splice) ไม่เพียงพอ



(a) Deformation

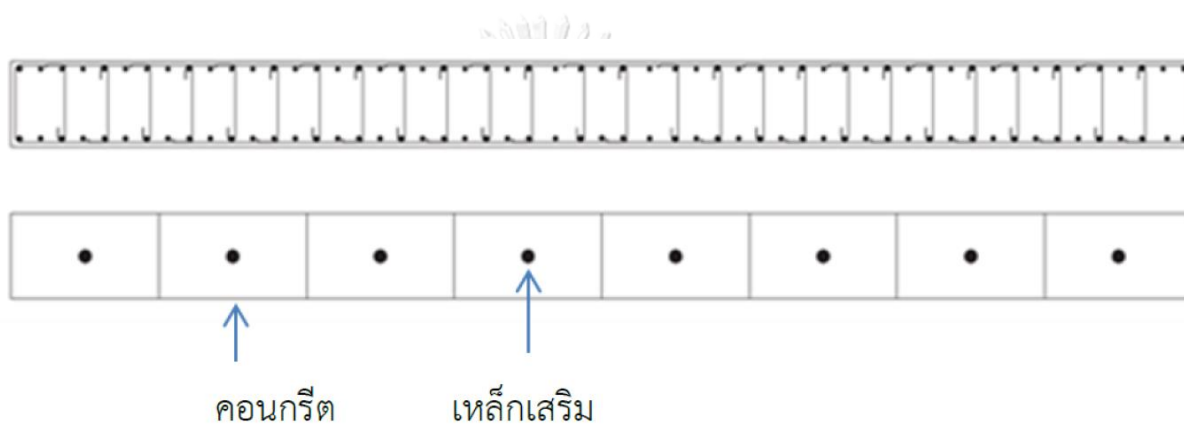


(b) Deformation ratio

รูปที่ 33 พารามิเตอร์ a , b และ c ในแบบจำลอง Generalized Load Displacement

2.9.6 การจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคารกำแพงรับแรงเฉือนด้วย Fiber Models

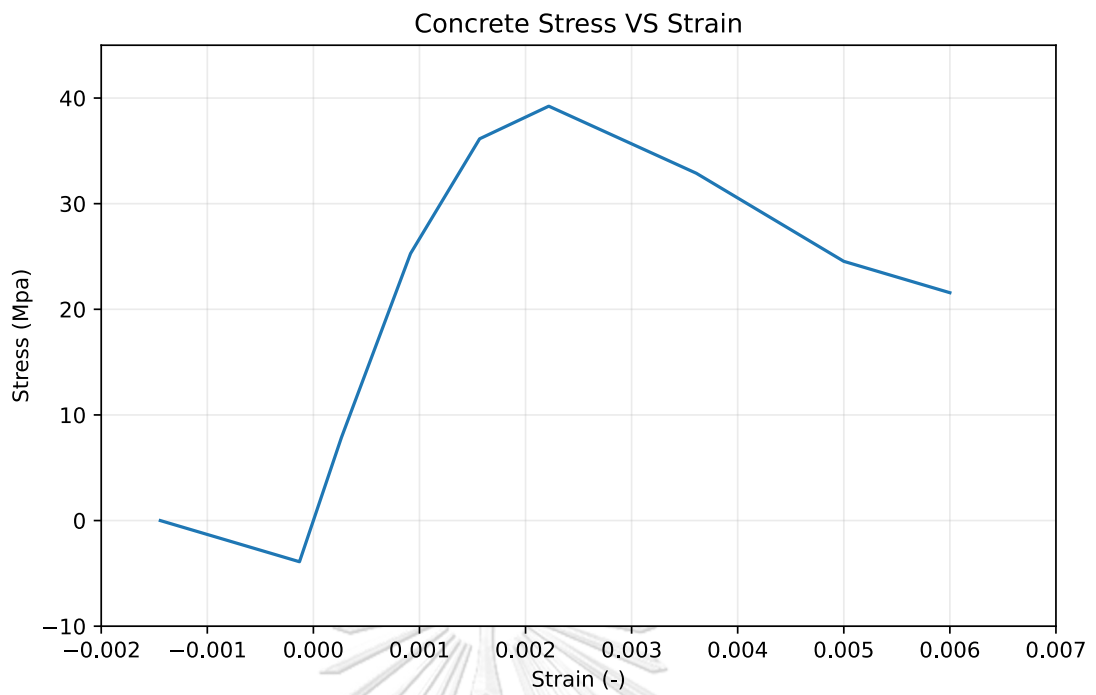
แบบจำลอง Fiber ของคอนกรีตเสริมเหล็ก จำเป็นที่จะต้องทราบถึงการจัดเรียงเหล็กเสริมในหน้าตัดก่อน จากนั้นหน้าตัดขององค์อาคารจะถูกแบ่งออกเป็นส่วนย่อย (Fibers) ตลอดความยาวขององค์อาคาร โดยแบ่ง Fiber ออกเป็นคอนกรีตและเหล็กเสริม แล้วใช้วิธีการเชิงตัวเลขในการหาปริพันธ์ (Numerical Integration) ระหว่างความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดในทุกส่วนชิ้นย่อย (Fibers) เพื่อที่จะใช้ในการคำนวณหาสถิติเฟนสของหน้าตัด โดยแบบจำลองไฟเบอร์จำเป็นต้องระบุความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุที่ใช้ในหน้าตัดของไฟเบอร์



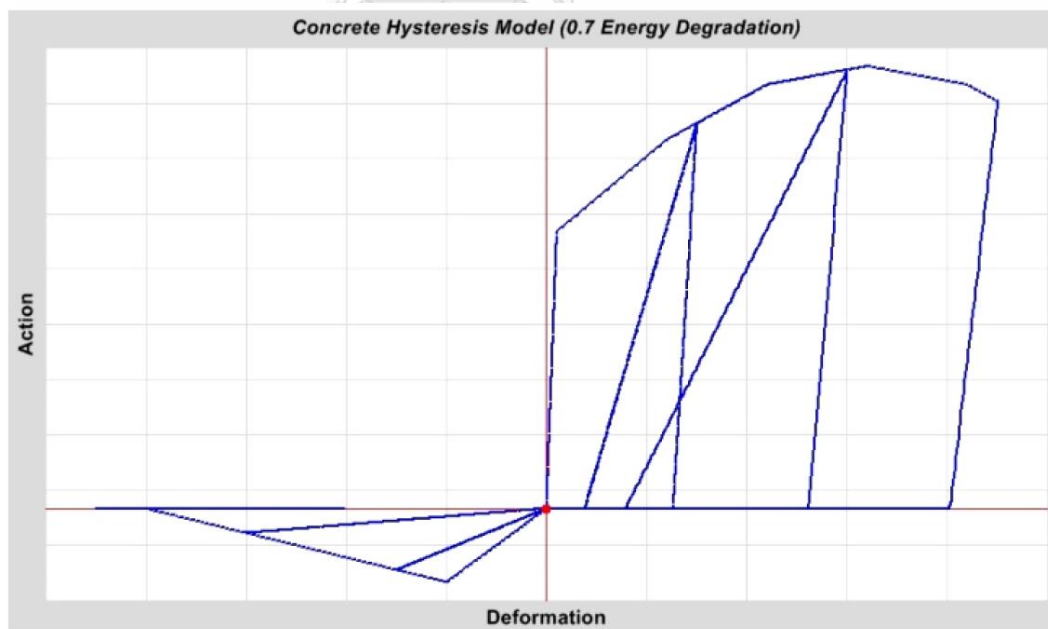
รูปที่ 34 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือนด้วยแบบจำลอง Fiber

2.9.6.1 พฤติกรรมไม่เชิงเส้นของวัสดุคอนกรีต

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุคอนกรีตจะมีลักษณะดังแสดง โดยใช้นิยามของ Mander พฤติกรรมเมื่อคอนกรีตรับแรงแบบวัฏจักร (Cyclic Loading) คอนกรีตจะมีการแตกร้าวมีความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเปลี่ยนแปลงไปที่เรียกว่าพฤติกรรม Hysteresis เพื่อแสดงถึงปริมาณของพลังงานที่ถูกสลายไป โดยสถิติเฟนสหรือความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจะมีค่าลดลงในแต่ละรอบของแรงแบบวัฏจักร จะถูกระบุโดยใช้ Concrete Hysteresis Model



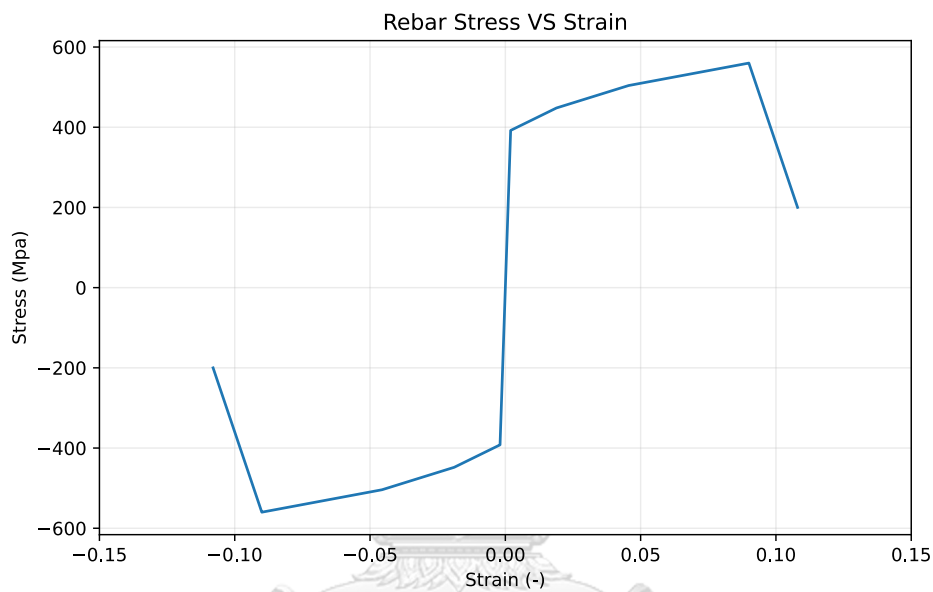
รูปที่ 35 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุคอนกรีต



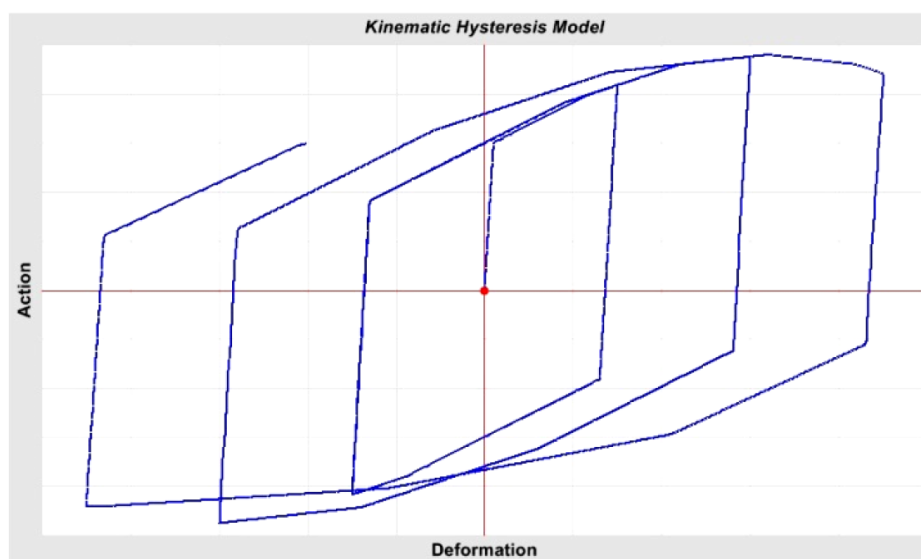
รูปที่ 36 แบบจำลอง Concrete Hysteresis (Fawad Najam, 2021)

2.9.6.2 พฤติกรรมไม่เชิงเส้นของวัสดุเหล็กเสริม

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุเหล็กเสริมจะมีลักษณะดังแสดง พฤติกรรมเมื่อเหล็กเสริมรับแรงแบบวัฏจักร (Cyclic Loading) เหล็กเสริมจะมีความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเปลี่ยนแปลงไปที่เรียกว่าพฤติกรรม Hysteresis เพื่อแสดงถึงปริมาณของพลังงานที่ถูกสลายไปเนื่องจากการครากของเหล็กเสริม โดยการเสียรูปจะมีค่าเพิ่มขึ้นในแต่ละรอบของแรงแบบวัฏจักร จะถูกระบุโดยใช้ Kinematic Hysteresis Model



รูปที่ 37 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุเหล็กเสริม



รูปที่ 38 แบบจำลอง Kinematic Hysteresis Model

2.9.7 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างหลังจากแรงแผ่นดินไหวกระทำ

ระดับสมรรถนะของโครงสร้างหลังจากแรงแผ่นดินไหวกระทำ หมายถึง การแบ่งขีดจำกัดความเสียหายขององค์อาคารหลักของโครงสร้าง เพื่อเป็นแนวทางการออกแบบให้กับอาคารประเภทต่างๆ เนื่องจากอาคารแต่ละประเภทมีความสำคัญในการใช้งานหลังจากแรงแผ่นดินไหวกระทำไม่เท่ากัน สามารถแบ่งออกเป็น 3 ระดับ ดังต่อไปนี้

1. ระดับสมรรถนะของโครงสร้างแบบเข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy Level, IO) องค์อาคารหลักจะมีความเสียหายในระดับเล็กน้อย (Light) ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างหลักอาจจะเสียหายเล็กน้อยถึงปานกลาง เช่น ผนังก่ออิฐและฝ้าเพดานอาจมีรอยแตกร้าว ไม่เกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นค้ำจ้ง ระบบที่สำคัญในการใช้งานของอาคารจะต้องสามารถใช้งานต่อได้ทันทีหลังจากเกิดเหตุแผ่นดินไหวกระทำ เช่น ระบบไฟฟ้า, ระบบป้องกันไฟไหม้ และระบบลิฟต์ อาคารที่ต้องมีสมรรถนะลักษณะนี้จะเป็นอาคารที่มีความสำคัญมาก เช่น โรงพยาบาล และสถานีดับเพลิง
2. ระดับสมรรถนะของโครงสร้างแบบปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level, LS) องค์อาคารหลักจะมีความเสียหายในระดับปานกลาง (Moderate) อาคารเสี้ยุกำลังและสติเฟโนส แต่ยังคงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งได้ (Gravity Load) หลังจากเหตุแผ่นดินไหวอาจจะมีการซ่อมแซมหรือเสริมกำลังของอาคารก็จะเพียงพอต่อการใช้งานอาคารต่อไป
3. ระดับสมรรถนะโครงสร้างแบบป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention, CP) องค์อาคารหลักจะมีความเสียหายในระดับสูง แต่ยังไม่ถึงกับพังทลาย อาจเกิดการร่วงหล่นของกระจกหรือผนังชั่วคราวภายนอกอาคาร เป้าหมายการออกแบบอาคารในระดับสมรรถนะนี้คือป้องกันการเสียชีวิตของคน เนื่องจากการพังทลายของโครงสร้าง หลังจากเหตุแผ่นดินไหว อาคารในระดับสมรรถนะนี้ไม่สามารถซ่อมแซมหรือเสริมกำลังได้ จะต้องรื้อถอนและสร้างใหม่แทน

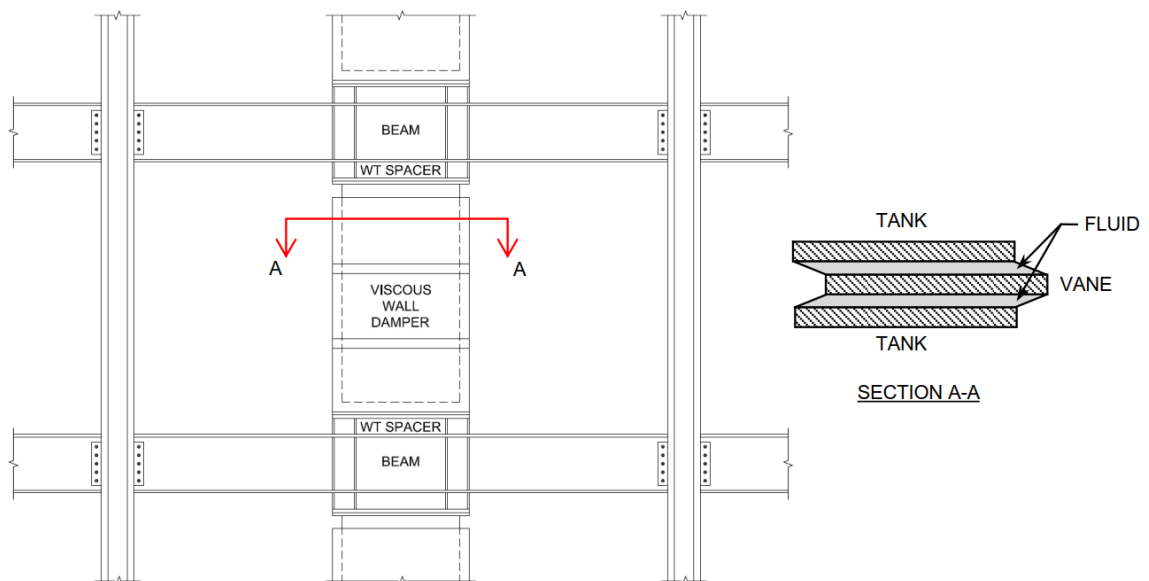
ตารางที่ 7 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคาร ในขณะที่รับแรงแผ่นดินไหว	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคาร คงค้าง
1. ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy Level, IO)	ไม่มากกว่า 1 %	ไม่ยอมให้คงค้าง
2. ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level, LS)	ไม่มากกว่า 2 %	ไม่มากกว่า 1 %
3. ระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention, CP)	ไม่มากกว่า 4 %	ไม่มากกว่า 4 %

บทที่ 3 ผนังสลายพลังงาน

3.1 หลักการทำงานของอุปกรณ์สลายพลังงาน VWD

อุปกรณ์สลายพลังงาน VWD จะเป็นชุดใบพัด (Vane) ที่ติดอยู่กับชั้นด้านบนที่ทำการติดตั้ง VWD จุ่มอยู่ในของเหลวที่บรรจุอยู่ในถังที่อยู่ติดกับระดับพื้นที่ทำการติดตั้ง VWD เมื่ออาคารเกิดการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง เนื่องจากแรงแผ่นดินไหวหรือแรงลม ชุดใบพัด (Vane) จะพยายามเคลื่อนที่ในของเหลวเกิดเป็นแรงหน่วง (Damping Force) จาก Shearing Action เพื่อด้านทานการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ปริมาณของแรงหน่วงจะขึ้นอยู่กับความเร็วที่ใบพัด (Vane) พยายามเคลื่อนที่ในของเหลว โดยแรงต้านทานที่เกิดขึ้นจาก VWD จะมาจาก 2 ส่วน ได้แก่ สติฟเนสและความหน่วงจากของเหลวที่บรรจุอยู่ในถัง



รูปที่ 39 หลักการทำงานของ VWD (Newell et al., 2011)

3.2 การทดสอบคุณสมบัติของ VWD

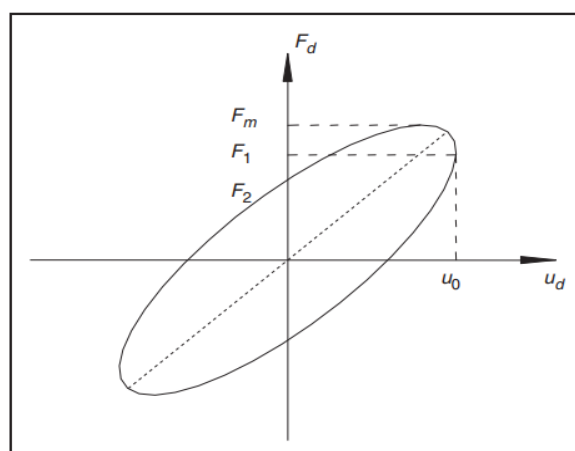
อุปกรณ์สลายพลังงานที่จะติดตั้งเพื่อช่วยเพิ่มสมรรถนะให้กับโครงสร้าง จำเป็นที่จะต้องมีการทดสอบในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐาน (Engineers, 2016) เพื่อหาค่าคุณสมบัติสติฟเนสและความหน่วงของ VWD สำหรับใช้ในแบบจำลอง NLLINK Maxwell ในการวิเคราะห์โครงสร้าง การทดสอบ VWD จะทำโดยการให้การเคลื่อนที่แบบวัฏจักร ขนาดของการเคลื่อนที่จะขึ้นอยู่กับการ

เคลื่อนที่ที่คาดการณ์ว่าจะเกิดขึ้นจริงจากแรงแผ่นดินไหวและแรงลม เป็นการเคลื่อนที่ทางด้านข้างในแนวเดียวกับระนาบของ VWD เนื่องจากการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานประเภทตัวหน่วง VWD ในอาคารที่ต้องรับแรงแบบพลศาสตร์ กล่าวคือแรงมีปริมาณและทิศทางเปลี่ยนแปลงไปตลอดเวลา ทำให้ของเหลวที่อยู่ในถังเกิดความร้อนขึ้นเนื่องจาก Shearing Action กับชุดใบพัด (Vane) ส่งผลให้อุปกรณ์สลายพลังงาน VWD มีคุณสมบัติที่เปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากอุณหภูมิที่ไม่คงที่ ทำให้การทดสอบอุปกรณ์สลายพลังงาน VWD จำเป็นที่จะต้องทดสอบในอุณหภูมิที่แตกต่างกันอย่างน้อย 3 อุณหภูมิ

การทดสอบคุณสมบัติของอุปกรณ์สลายพลังงาน VWD จะบันทึกแรงที่เกิดขึ้นใน VWD เนื่องจากการเคลื่อนที่ทางด้านข้างในรูปแบบของ Hysteresis Loop โดยมีสมการกำกับคือ

$$\left(\frac{F_d - K_{d1}u_d}{\eta K_{d1}u_0}\right)^2 + \left(\frac{u_d}{u_0}\right)^2 = 1 \quad (6)$$

- โดย F_d คือ แรงที่เกิดขึ้นในอุปกรณ์สลายพลังงานในขณะใดๆ
 K_{d1} คือ สติเฟเนสสัม (F_1/u_0)
 F_1 คือ แรงที่เกิดขึ้นในอุปกรณ์สลายพลังงานเมื่อมีการเคลื่อนที่สูงสุด
 u_d คือ การเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้นในอุปกรณ์สลายพลังงานในขณะใดๆ
 η คือ สัมประสิทธิ์การสูญเสีย, Loss Factor (F_2/F_1)
 u_0 คือ การเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้นสูงสุดในอุปกรณ์สลายพลังงาน
 F_2 คือ แรงที่เกิดขึ้นในอุปกรณ์สลายพลังงานเมื่อมีการเคลื่อนที่เป็นศูนย์



รูปที่ 40 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของอุปกรณ์สลายพลังงาน (Shen et al., 1995)

หลังจากได้ Hysteresis Loop จากการทดสอบแล้ว จะนำข้อมูลที่ได้ไปใช้ในการคำนวณ โมดูลัสสะสม (Storage Modulus) และโมดูลัสสูญเสีย (Loss Modulus) โดยสามารถหาได้จาก ความสัมพันธ์ดังนี้

$$G_1 = \frac{F_1 h_v}{n_v A_v u_0} \quad (7)$$

โดย	G_1	คือ โมดูลัสสะสม, Storage Modulus
	F_1	คือ แรงที่เกิดขึ้นในอุปกรณ์สลายพลังงานเมื่อมีการเคลื่อนที่สูงที่สุด
	n_v	คือ จำนวนชั้นของของเหลว
	h_v	คือ ความหนาของของเหลว
	A_v	คือ พื้นที่ผิวของของเหลว
	u_0	คือ การเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้นสูงสุดในอุปกรณ์สลายพลังงาน

$$G_2 = \eta G_1 \quad (8)$$

โดย	G_2	คือ โมดูลัสสูญเสีย, Loss Modulus
	η	คือ สัมประสิทธิ์การสูญเสีย, Loss Factor (F_2/F_1)
	F_2	คือ แรงที่เกิดขึ้นในอุปกรณ์สลายพลังงานเมื่อมีการเคลื่อนที่เป็นศูนย์
	F_1	คือ แรงที่เกิดขึ้นในอุปกรณ์สลายพลังงานเมื่อมีการเคลื่อนที่สูงที่สุด

เมื่อมีการคำนวณโมดูลัสสะสม (Storage Modulus) และโมดูลัสสูญเสีย (Loss Modulus) แล้วค่าที่ได้จะถูกใช้ในการคำนวณสติฟเนสและความหน่วงของ VWD โดยสามารถหาได้จาก ความสัมพันธ์ดังนี้

$$k_1 = \frac{n_v G_1 A_v}{h_v} \quad (9)$$

โดย	k_I	คือ สติฟเนสของ VWD
	n_v	คือ จำนวนชั้นของของเหลว
	G_I	คือ โมดูลัสสะสม, Storage Modulus
	A_v	คือ พื้นที่ผิวของของเหลว
	h_v	คือ ความหนาของของเหลว

$$c_d = \frac{n_v G_I \eta A_v}{\omega h_v} \quad (10)$$

โดย	c_d	คือ ความหน่วงของ VWD
	n_v	คือ จำนวนชั้นของของเหลว
	G_I	คือ โมดูลัสสะสม, Storage Modulus
	η	คือ สัมประสิทธิ์การสูญเสีย, Loss Factor (F_2/F_1)
	F_2	คือ แรงที่เกิดขึ้นในอุปกรณ์สลายพลังงานเมื่อมีการเคลื่อนที่เป็นศูนย์
	F_1	คือ แรงที่เกิดขึ้นในอุปกรณ์สลายพลังงานเมื่อมีการเคลื่อนที่สูงที่สุด
	A_v	คือ พื้นที่ผิวของของเหลว
	ω	คือ ความถี่ของการเคลื่อนที่
	h_v	คือ ความหนาของของเหลว

3.2.1 การทดสอบคุณสมบัติของ VWD ภายใต้แรงแผ่นดินไหว

ภายใต้แรงแผ่นดินไหว มาตรฐาน ASCE7-16 ได้กำหนดให้ทำการทดสอบอุปกรณ์สลายพลังงานที่มีการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง จากแรงแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่สุดที่สามารถเกิดขึ้นได้ (Maximum Credible Earthquake, MCE) เพื่อใช้ในการประเมินคุณสมบัติสติฟเนสและความหน่วงของอุปกรณ์สลายพลังงานด้วย Fully Reversed Sinusoidal Cycle ที่มีความถี่ของการเคลื่อนที่เท่ากับ $1/(1.5T)$ โดย T คือ คาบธรรมชาติหลักของอาคาร โดยมีระดับความรุนแรงและจำนวนรอบของการทดสอบดังนี้

1. 1.0 เท่าของ MCE ที่จำนวน 3 รอบ
2. 0.67 เท่าของ MCE ที่จำนวน 5 รอบ
3. 0.33 เท่าของ MCE ที่จำนวน 10 รอบ

3.2.2 การทดสอบคุณสมบัติของ VWD ภายใต้แรงลม

ภายใต้แรงลม มาตรฐาน ASCE7-16 ได้กำหนดให้ทำการทดสอบอุปกรณ์สลายพลังงานที่มีการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดจากแรงลมน้ำหนักบรรทุกทุกในสภาวะใช้งาน (Service Load) ด้วย Fully Reversed Sinusoidal Cycle จำนวนไม่ต่ำกว่า 2000 รอบ ที่มีความถี่ของการเคลื่อนที่เท่ากับ $1/T$ โดย T คือ คาบธรรมชาติหลักของอาคาร

3.3 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ตัวหน่วงสลายพลังงานของ VWD

แบบจำลองตัวหน่วงสลายพลังงาน VWD ประกอบไปด้วยคุณสมบัติสำคัญอยู่ 2 อย่าง ได้แก่ สติฟเนสและความหน่วง CSI (2016) ได้แนะนำว่าแบบจำลองที่เหมาะสมกับ VWD มากที่สุดคือแบบจำลองแบบ Exponential Maxwell ที่มีความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่เป็นแบบไม่เชิงเส้น โดยการจำลอง VWD เป็นองค์อาคาร NLLINK (Nonlinear Link) ที่ประกอบไปด้วย Linear Spring ต่ออนุกรมกับ Exponential Damper ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของแบบจำลองสามารถอธิบายได้ดังนี้

$$f = kd_k = cd_c^{cexp} \quad (11)$$

$$d = d_k + d_c \quad (12)$$

โดย	f	คือ แรงที่เกิดขึ้นภายในองค์อาคาร NLLINK
	k	คือ สติฟเนสของสปริง
	d_k	คือ การเสีรूपของสปริง
	c	คือ สัมประสิทธิ์ความหน่วง
	d_c	คือ ความเร็วของตัวหน่วง
	$cexp$	คือ เลขชี้กำลังของตัวหน่วง
	d	คือ การเสีรूपทั้งหมดขององค์อาคาร NLLINK
	d_c	คือ การเสีรूपทั้งหมดขององค์อาคาร NLLINK

Damper



รูปที่ 41 แบบจำลอง Exponential Maxwell ของ VWD (Pant et al., 2019)

3.4 ผลการทดสอบอุปกรณ์สลายพลังงาน VWD จาก Dynamic Isolation Systems (DIS)

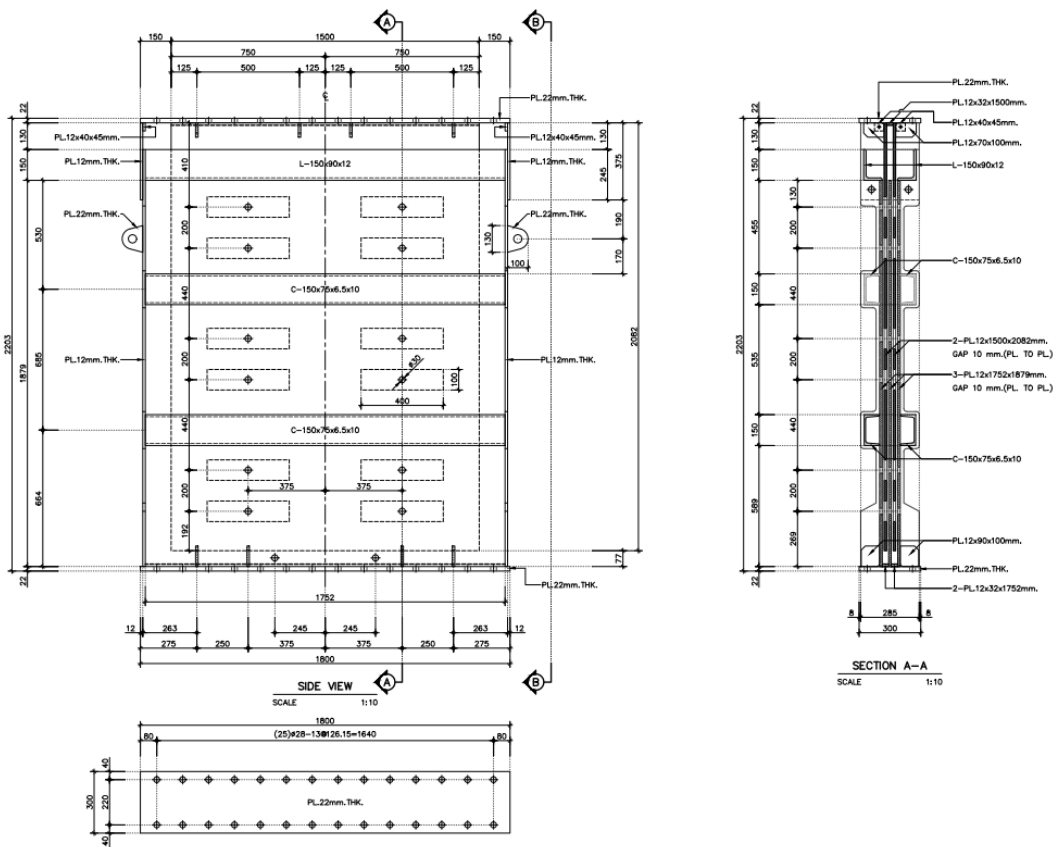
เพื่อเป็นการทดสอบคุณสมบัติของ VWD งานวิจัยนี้ได้เลือกใช้ผลการทดสอบ VWD จากบริษัท Dynamic Isolation Systems ซึ่งเป็นบริษัทพัฒนาอุปกรณ์เครื่องมือต่างๆ ที่ช่วยรับมือกับแรงแผ่นดินไหว ตัวอย่าง VWD จะมีการทดสอบโยกตัวทางด้านข้าง ในรูปแบบความถี่, จำนวนรอบ และการเคลื่อนตัวที่ต่างกัน โดยตัวอย่าง VWD ที่เลือกสำหรับการทดสอบความถูกต้องของความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ที่รองรับ Cyclic Loading หรือ Hysteresis Loop เปรียบเทียบกับแบบจำลอง NLLINK โดยซอฟต์แวร์ ETABS จะมีคุณสมบัติ ดังนี้

ตารางที่ 8 คุณสมบัติของ VWD ที่ใช้ในการเปรียบเทียบผลจากห้องปฏิบัติการและแบบจำลอง

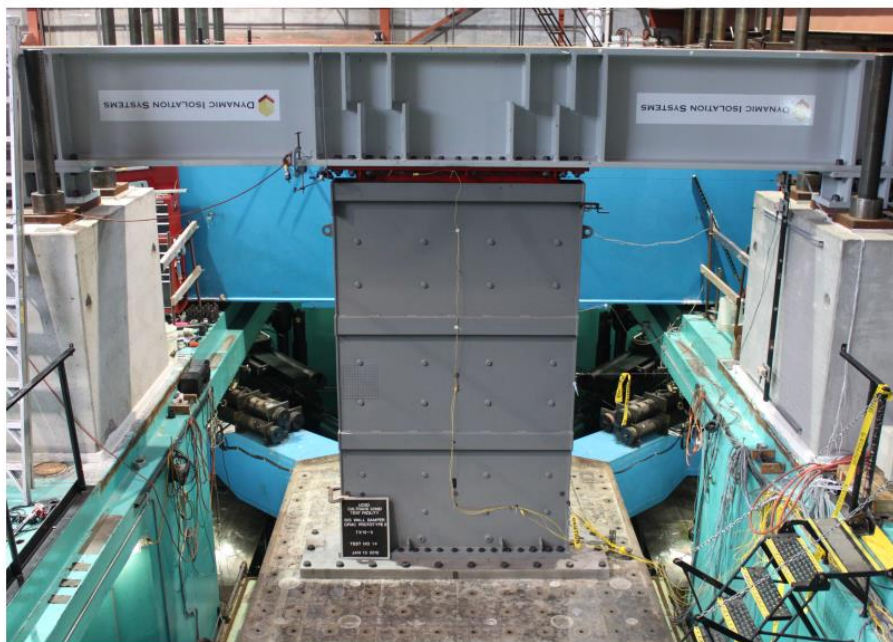
DIS VWD	Width (ft)	Height (ft)	K (kip/in)	C (k-(sec/in) ^α)	α (-)
7x9	7	9	410	108	0.5

ตารางที่ 9 รายละเอียดการทดสอบ VWD จากห้องปฏิบัติการ

Test ID	Test Type	N Cycles	Max Displacement (inches)	Period (seconds.)
8	Multi Velocity	2, 2, 2, 2	0.5	3.2, 1.6, 0.8, 0.4
13	MCE Sinusoidal	5	3.8	5.1

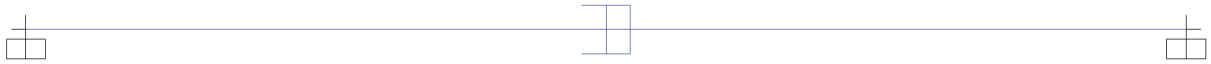


รูปที่ 42 ขนาดของ VWD สำหรับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 43 การทดสอบ VWD ในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบในซอฟต์แวร์ ETABS จะสร้างแบบจำลองของ VWD ด้วยองค์อาคาร NLLINK โดยให้มีปลายยึดแน่น 1 ด้าน และให้การเคลื่อนที่อีก 1 ด้าน

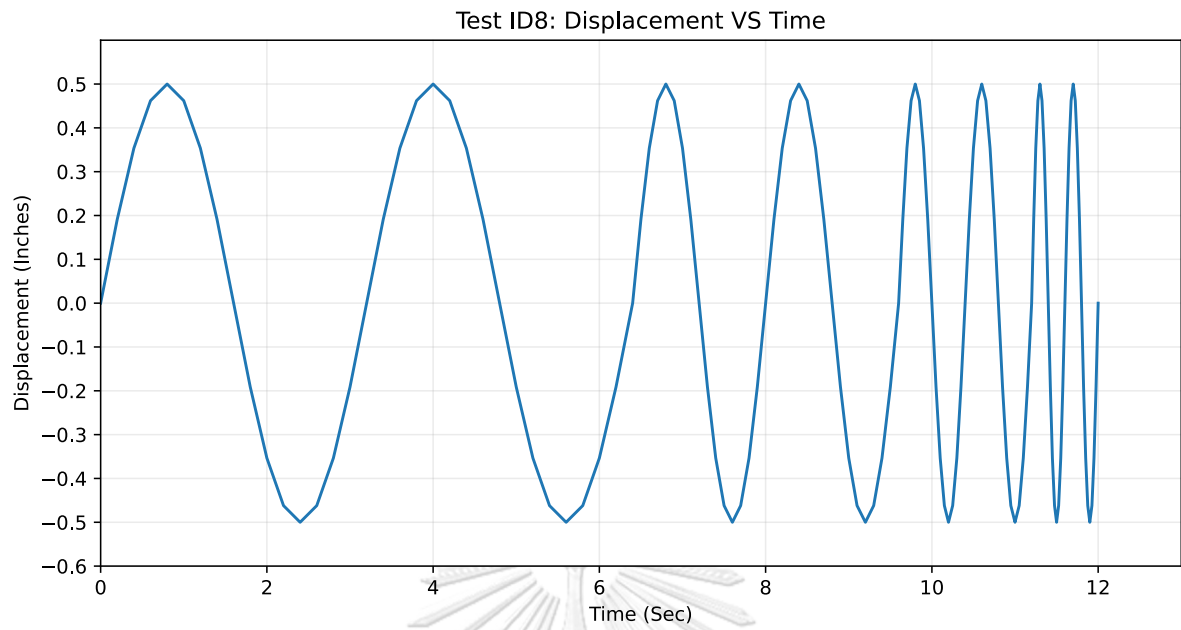


รูปที่ 44 แบบจำลอง VWD ที่ใช้ในการเปรียบเทียบผลกับห้องปฏิบัติการ

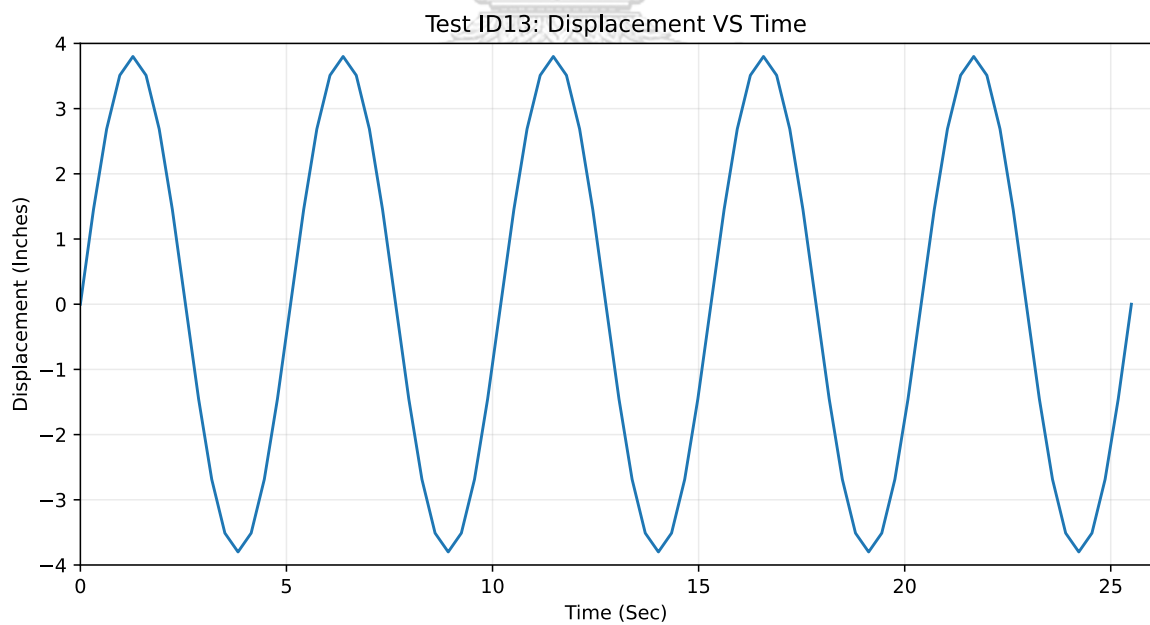
Link/Support Directional Properties	
Identification	
Property Name	7x9_K410_C108
Direction	U1
Type	Damper - Exponential
NonLinear	Yes
Linear Properties	
Effective Stiffness	0 kip/in
Effective Damping	0 kip-s/in
Nonlinear Properties	
Stiffness	410 kip/in
Damping	108 kip*(s/in) ^{Cexp}
Damping Exponent	0.5
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

รูปที่ 45 คุณสมบัติของ VWD ในซอฟต์แวร์ ETABS ที่ใช้ในการเปรียบเทียบผลกับห้องปฏิบัติการ

การเคลื่อนที่จะอยู่ในรูปแบบ Sine Wave หลักจากนั้นจะทำการวิเคราะห์แบบประวัติเวลา เพื่อบันทึกผลตอบสนองแรงภายในและการเสียรูปของ VWD เพื่อนำไปเปรียบเทียบกับ การทดสอบในห้องปฏิบัติการจากทาง Dynamic Isolation Systems ต่อไป โดยการเคลื่อนที่ของแต่ละการทดสอบ จะมีรูปแบบดังนี้



รูปที่ 46 การเคลื่อนที่ที่ปลาย NLLINK ของการทดสอบหมายเลข 8

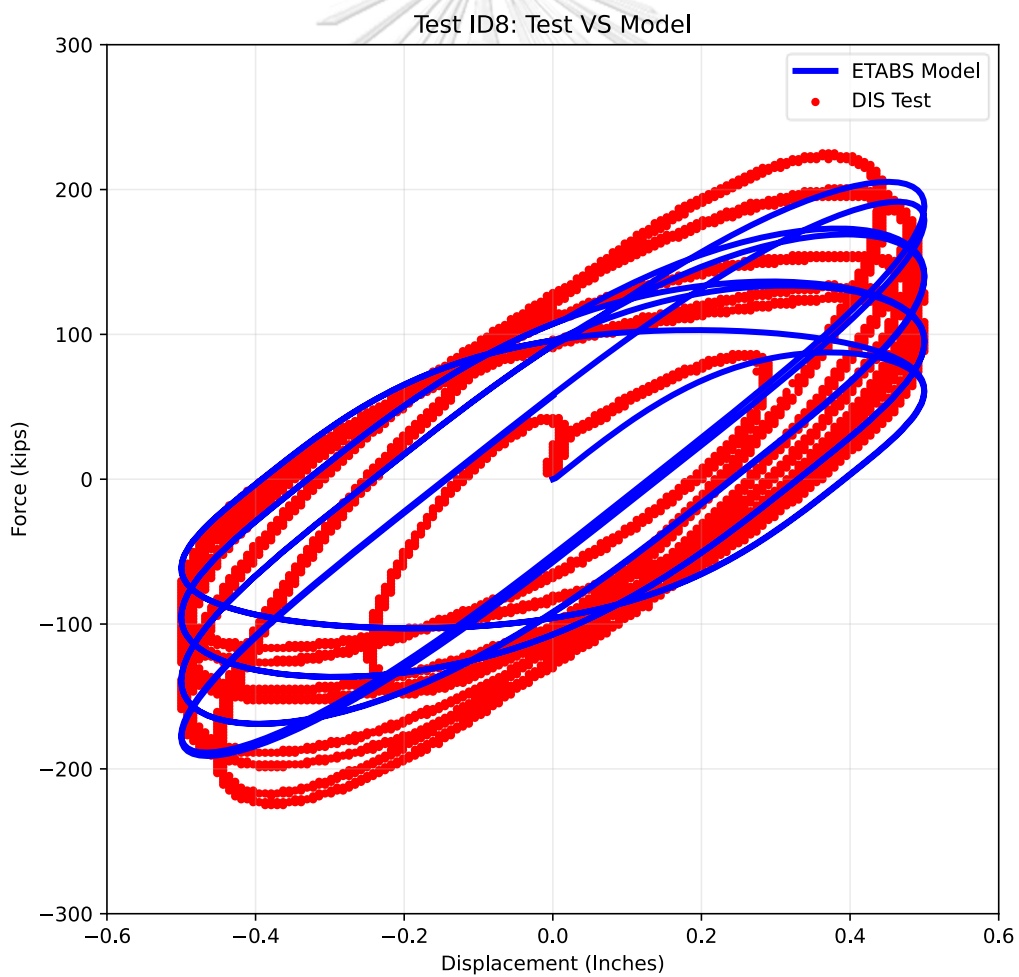


รูปที่ 47 การเคลื่อนที่ที่ปลาย NLLINK ของการทดสอบหมายเลข 13

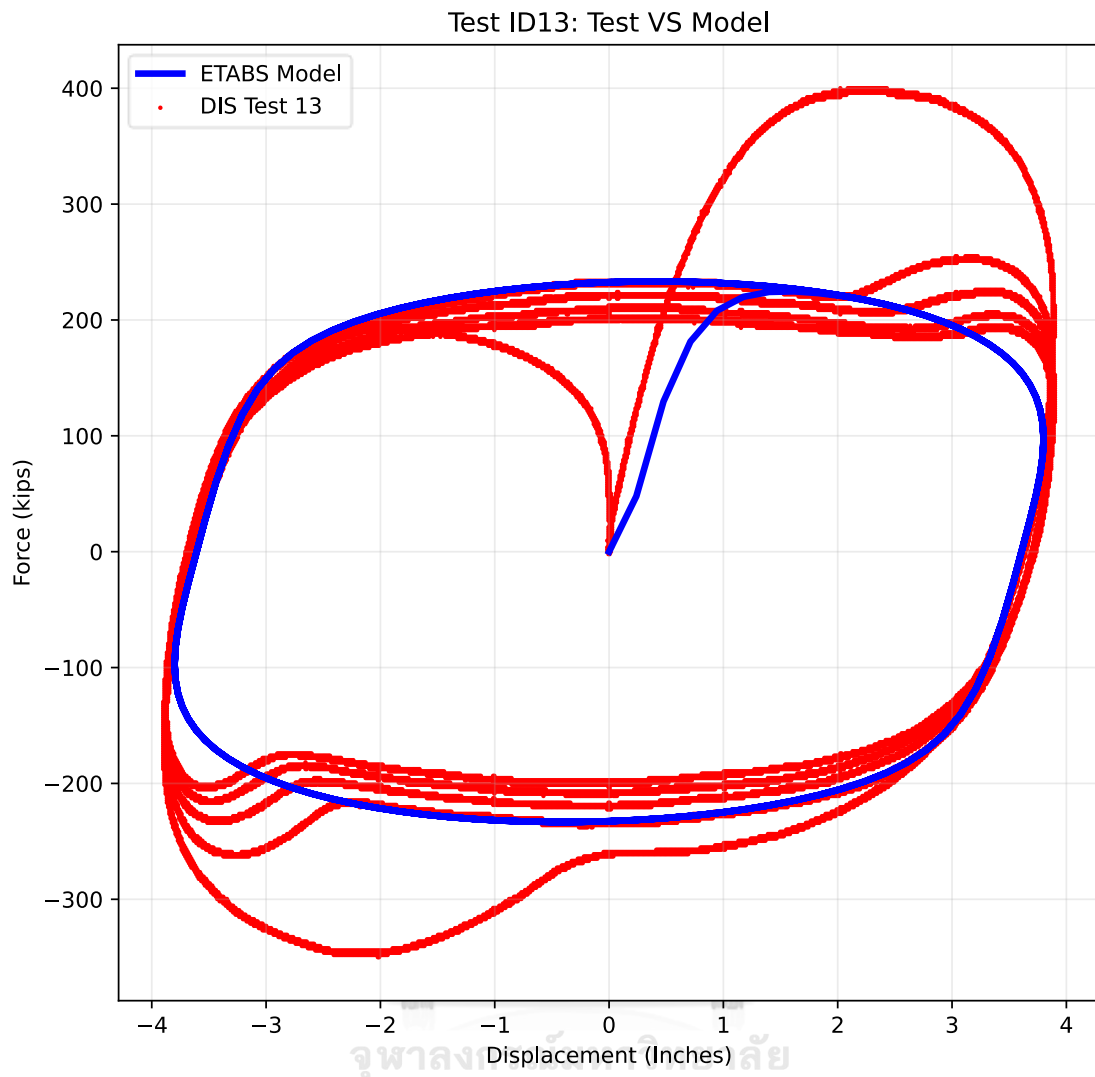
ผลการตอบสนองของ VWD จากซอฟต์แวร์ ETABS แรงภายในแนวแกนและการเสียรูป นำมาสร้างความสัมพันธ์ Hysteresis Loop เปรียบเทียบกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ พบว่ามีความใกล้เคียงกัน

ตารางที่ 10 ผลตอบสนองแรงแนวแกนที่เกิดขึ้นสูงสุดและ Hysteresis Area ของแบบจำลอง เปรียบเทียบกับห้องปฏิบัติการ

Test ID	Force Max (kips)			Hysteresis Area (kips-inch)		
	Model	Test	Model/Test	Model	Test	Model/Test
8	202	225	0.90	1040	1500	0.70
13	230	250	0.92	14641	15164	0.97



รูปที่ 48 Hysteresis Loop ของการทดสอบหมายเลข 8



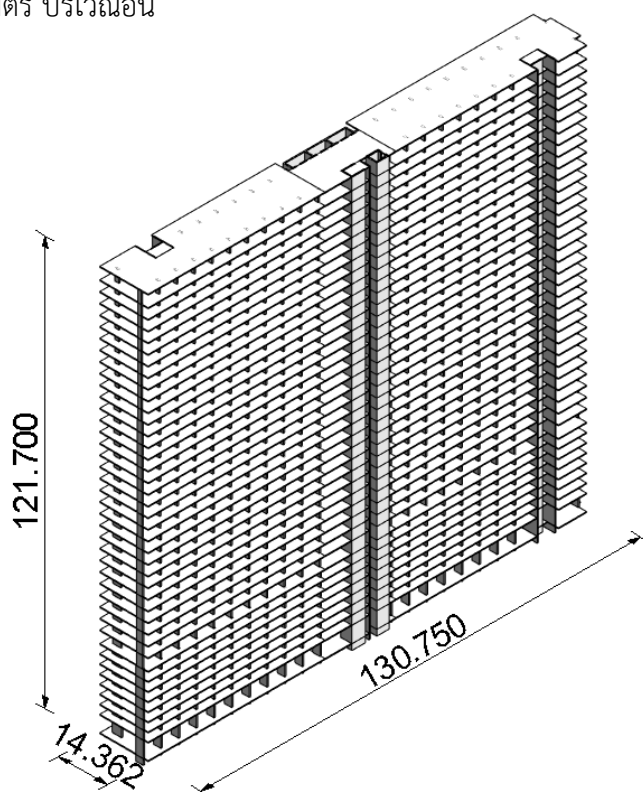
รูปที่ 49 Hysteresis Loop ของการทดสอบหมายเลข 13

บทที่ 4 อาคารตัวอย่าง

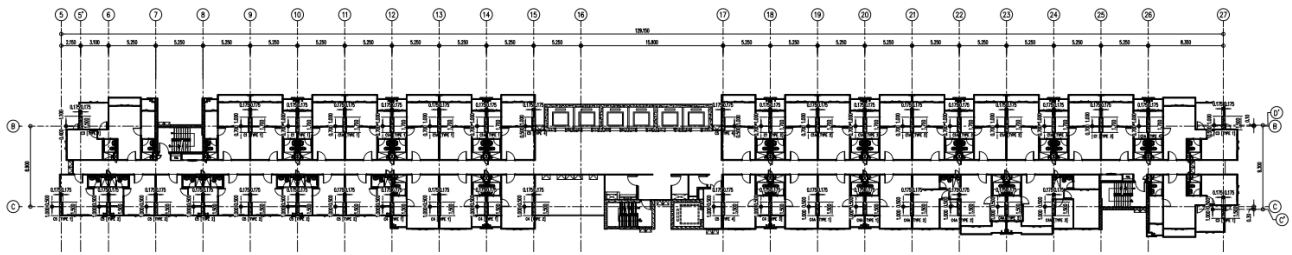
4.1 ข้อมูลอาคารตัวอย่าง

อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาของงานวิจัยนี้มีลักษณะเป็นอาคารชุดที่พักอาศัย ในพื้นที่จังหวัดกรุงเทพมหานคร ความสูงรวม 126.55 เมตร จำนวน 41 ชั้น โดยแบ่งเป็นชั้น 1 ถึง ชั้น 10 เป็นชั้นที่จอดรถมีความสูงต่อชั้นเท่ากับ 2.6 เมตร ชั้น 11 ถึง ชั้น 41 เป็นชั้นพักอาศัยมีความสูงต่อชั้นเท่ากับ 3 เมตร มีพื้นที่ใช้สอยรวมประมาณ 60,000 ตารางเมตร มีความกว้าง 129.6 เมตร ความลึก 12.9 เมตร ลักษณะของอาคารที่มีอัตราส่วนระหว่างความกว้างต่อความลึกที่มากหรืออาคารที่มีความชะลูดในลักษณะนี้ เป็นอาคารที่มีสติเฟ่นที่ต่ำ มีความอ่อนไหวต่อแรงด้านข้างที่กระทำสูง ทำให้อาคารที่มีความชะลูดลักษณะนี้มักมีปัญหาเกี่ยวกับการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สำหรับแรงแผ่นดินไหวและการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารสำหรับแรงลม

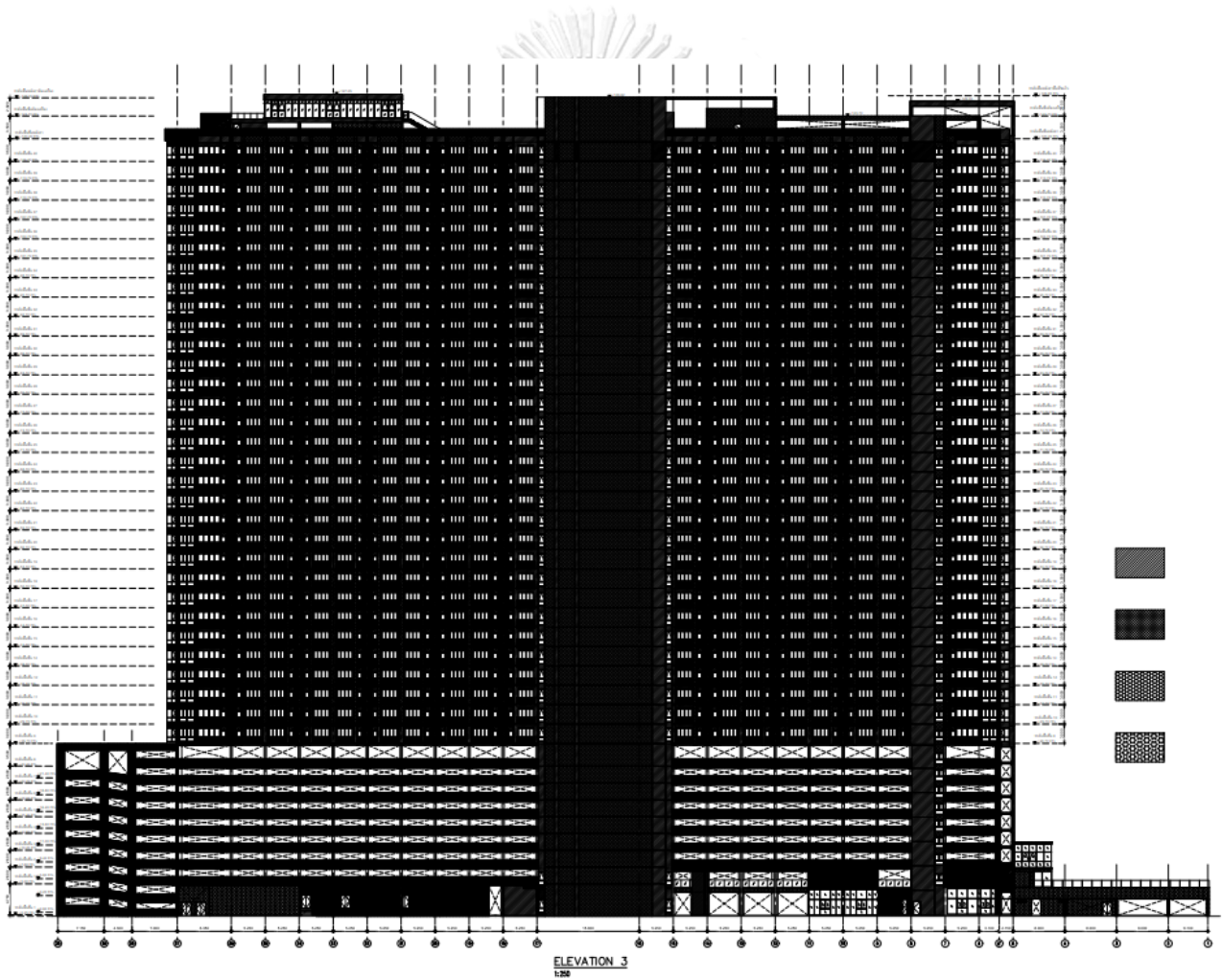
ระบบต้านทานแรงด้านข้างเป็นเสาและกำแพงรับแรงเฉือนที่ถูกใช้เป็นผนังลิตพีและผนังบันได ระบบพื้นเป็นพื้นคอนกรีตอัดแรง (Post-Tension Slab) ความหนา 0.27 เมตร บริเวณผนังลิตพี และ 0.24 เมตร บริเวณอื่น



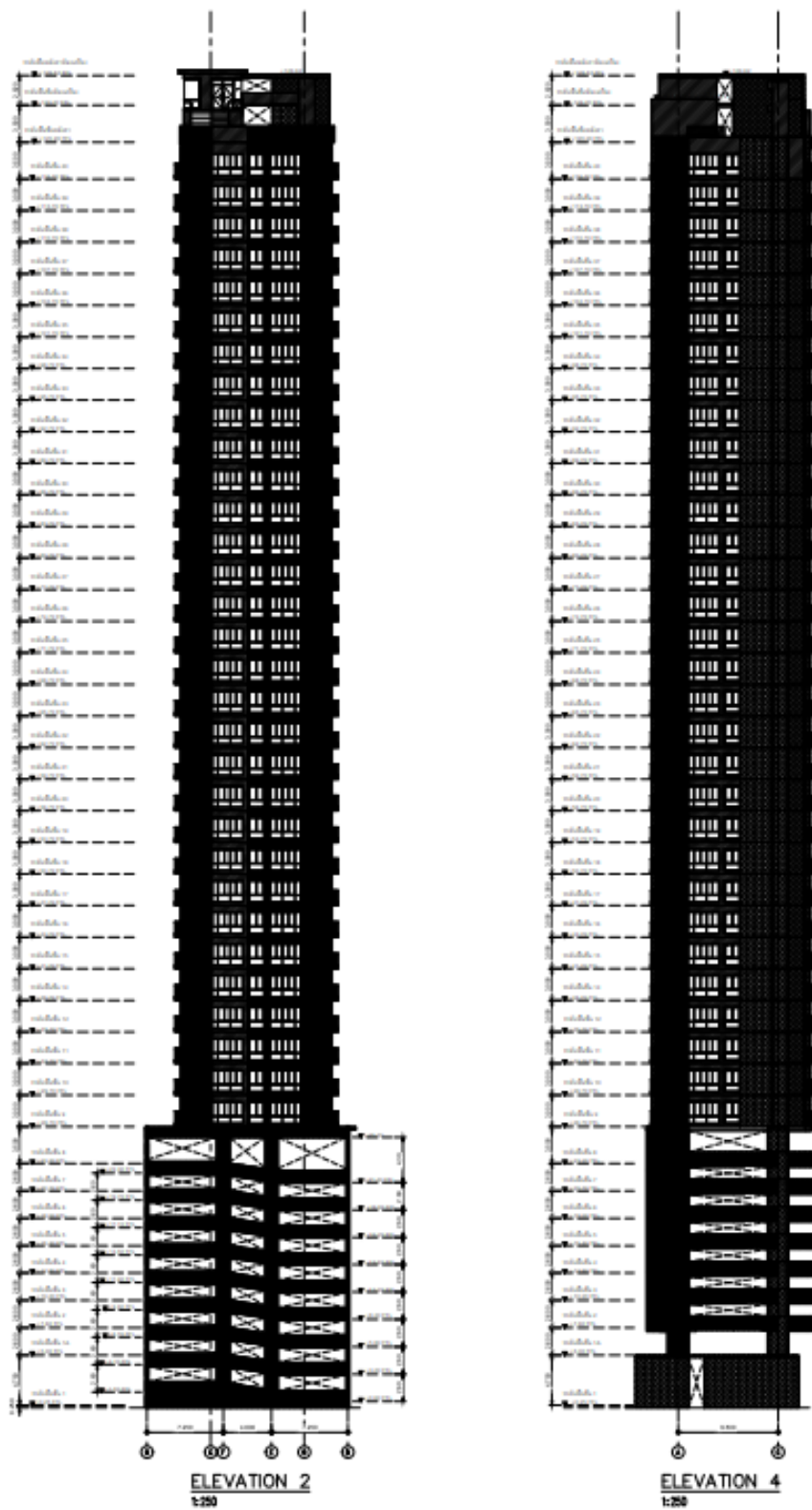
รูปที่ 50 อาคารตัวอย่าง



รูปที่ 51 แบบแปลนอาคาร



รูปที่ 52 แบบรูปด้าน 1



รูปที่ 53 แบบรูปด้าน 2

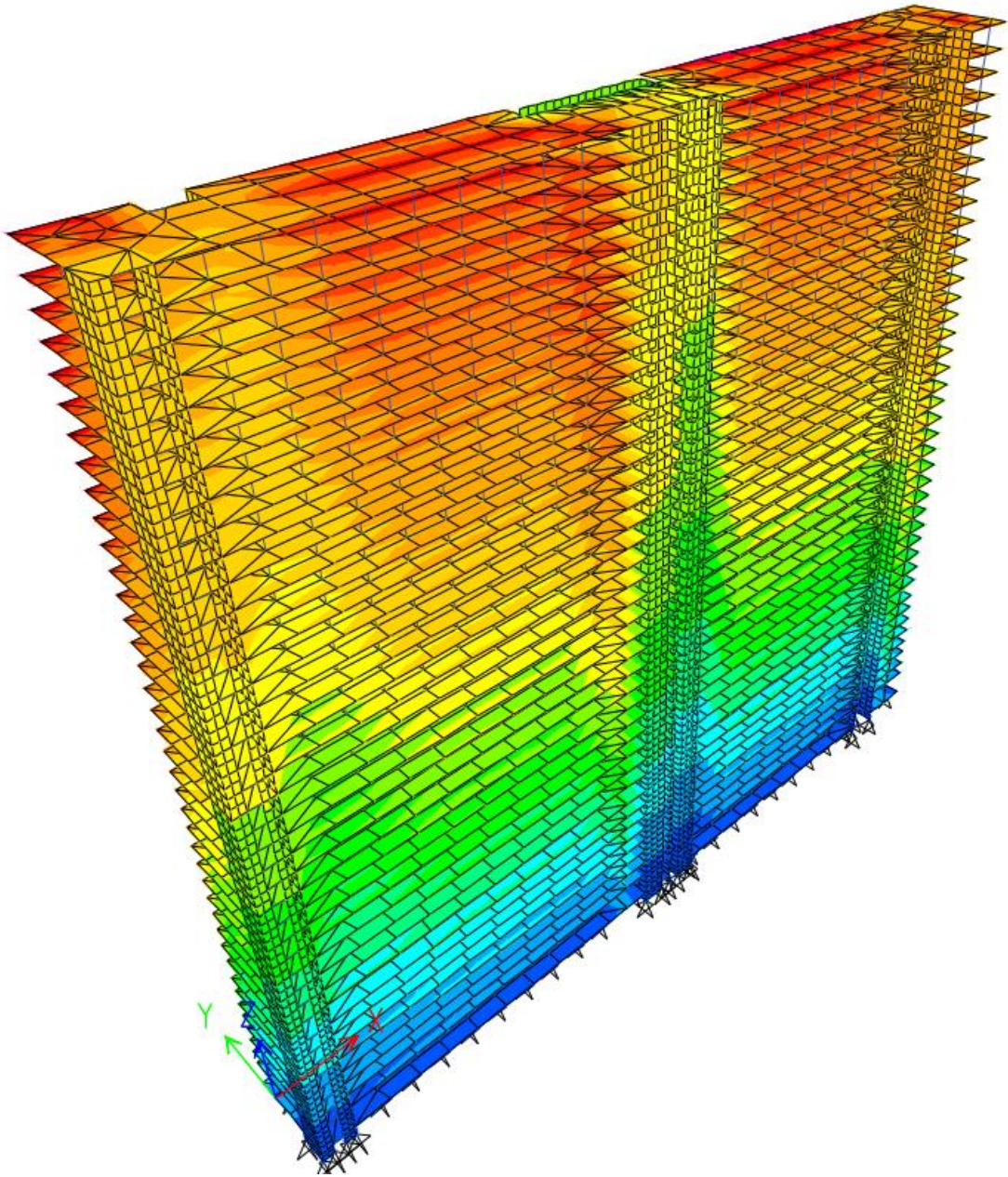
4.2 รูปแบบของอาคารที่ใช้ในการศึกษา

รูปแบบของอาคารที่จะใช้ในการศึกษาเปรียบเทียบกับผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว แรงลม รวมถึงต้นทุนค่าใช้จ่าย เพื่อเปรียบเทียบหาแนวทางที่คุ้มค่าและมีประสิทธิภาพ โดยโครงสร้างจะมีทั้งหมด 3 รูปแบบ ได้แก่

1. โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง, Initial structure (1-INS) คือ โครงสร้างเริ่มต้น ขนาดของโครงสร้างเสา, กำแพงรับแรงเฉือนถูกออกแบบให้รองรับเฉพาะแรงในแนวตั้ง (Gravity Loading) เท่านั้น เพื่อเปรียบเทียบค่าใช้จ่ายเพิ่มเติมจากการเพิ่มขนาดของโครงสร้างหรือการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานเพื่อต้านทานแรงด้านข้าง
2. โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน, Size enlargement of columns and shear walls (2-SCS) คือ โครงสร้างที่เพิ่มขนาดของเสาและกำแพงรับแรงเฉือนจากโครงสร้างเริ่มต้น เพื่อให้โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา (Roof displacement) และการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้น (Story drift) ผ่านเกณฑ์มาตรฐานที่ 0.2404 เมตร และ 0.015 ตามลำดับ
3. โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD) คือ โครงสร้างที่ติดตั้ง VWD ในตำแหน่งและจำนวนที่เหมาะสม เพื่อให้โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา (Roof displacement) และการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้น (Story drift) ผ่านเกณฑ์มาตรฐานที่ 0.2404 เมตร และ 0.015 ตามลำดับ

โดยปกติการออกแบบโครงสร้าง เมื่อวิศวกรโครงสร้างพบกับปัญหาการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเกินมาตรฐานของอาคารสูง วิศวกรโครงสร้างมักจะเพิ่มความหนาหรือตำแหน่งของกำแพงรับแรงเฉือน เนื่องจากเป็นส่วนสำคัญของสติเฟนสต้านทานแรงด้านข้างของอาคาร หลังจากนั้นจึงเพิ่มขนาดของโครงสร้างเสาทำให้ส่งผลกระทบต่อฟังก์ชันการใช้งานของอาคาร และขนาดของฐานราก เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นได้ ทำให้มีต้นทุนค่าใช้จ่ายที่สูงขึ้น

การติดตั้งผนังสลายพลังงานในตำแหน่งและจำนวนที่เหมาะสม จะช่วยสลายพลังงานภายในโครงสร้าง ทำให้โครงสร้างมีแรงภายในที่ลดลง และมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ผ่านเกณฑ์มาตรฐานได้



รูปที่ 54 แบบจำลองวิเคราะห์โครงสร้างด้วย ETABS

4.3 แรงแผ่นดินไหว

4.3.1 ระบบโครงสร้างของและประเภทความสำคัญของอาคาร

ระบบโครงสร้างอาคารโดยรวมเป็นระบบโครงสร้างอาคาร (Building Frame System) โดยมีระบบต้านแรงด้านข้างเป็นกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall) โดยมีค่าตัวประกอบดังนี้

1. ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor, R) เท่ากับ 5
2. ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor, Ω_0) เท่ากับ 2.5
3. ตัวประกอบขยาย ค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor, C_d) เท่ากับ 4.5

เนื่องจากอาคารตัวอย่างเป็นอาคารพักอาศัยขนาดใหญ่ มีผู้อยู่อาศัยเป็นจำนวนมากจึงสมมติให้ประเภทความสำคัญของอาคารอยู่ในระดับ III (มาก) โดยมี ตัวประกอบ ความสำคัญ (Important Factor, I) เท่ากับ 1.25

4.3.2 แบบจำลองการแตกร้าวของชิ้นส่วนของโครงสร้าง

แบบจำลองโครงสร้างจะคำนึงถึงผลของการแตกร้าวเนื่องจากสภาพที่เกิดแรงแผ่นดินไหว องค์อาคารจะเกิดการแตกร้าวเสียหาย มีขนาดของโครงสร้างที่ลดลง ส่งผลให้ค่าสติฟเนสของโครงสร้างลดลง โครงสร้างจะมีการถ่ายแรงภายในที่เปลี่ยนแปลงไป มีการเคลื่อนตัวสูงขึ้น เนื่องจากแบบจำลองโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนได้คำนึงถึงผลของการแตกร้าวจากการใช้แบบจำลองไม่เชิงเส้นแล้ว การประมาณค่าสติฟเนสจากค่าโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิภาพจะใช้กับแบบจำลองพื้นและคานเท่านั้น โดยอ้างอิงจาก มยผ 1301/1302-61 เป็นดังนี้

ตารางที่ 11 ร้อยละของโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิภาพ เนื่องจากการแตกร้าวของโครงสร้าง (มยผ 1301/1302-61)

องค์อาคาร	ร้อยละโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิภาพ
คาน	0.35
แผ่นพื้นไร้คาน	0.25

4.3.3 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้

เพื่อไม่ให้โครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายจากการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่มากเกินไป โครงสร้างจะต้องมีสติเฟเนสมากเพียงพอที่ทำให้การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นไม่เกินค่าที่กำหนด โดยอาคารตัวอย่าง จะมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ คือ 0.015

ตารางที่ 12 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (มยพ 1301/1302-61)

ลักษณะโครงสร้าง	ประเภทความสำคัญของอาคาร		
	I หรือ II	III	IV
โครงสร้างที่ไม่ใช่ผนังอิฐก่อรับแรงเฉือนและสูงไม่เกิน 4 ชั้น	0.025	0.020	0.015
โครงสร้างกำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนแบบยื่นจากฐานรองรับ	0.010	0.010	0.010
โครงสร้างกำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนแบบอื่น ๆ	0.007	0.007	0.007
โครงสร้างอื่น ๆ ทั้งหมด	0.020	0.015	0.010

4.3.4 การรวมแรงแผ่นดินไหว

การรวมผลของแรงแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง เพื่อออกแบบเหล็กเสริมของโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือน มีวิธีรวมผลของแรงดังต่อไปนี้

$$0.75(1.4D + 1.7L) + 1.0E \quad (13)$$

$$0.9D + 1.0E \quad (14)$$

โดย D คือ ผลที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load)
 L คือ ผลที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจร (Live load)
 E คือ ผลที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหว (Seismic load effects)

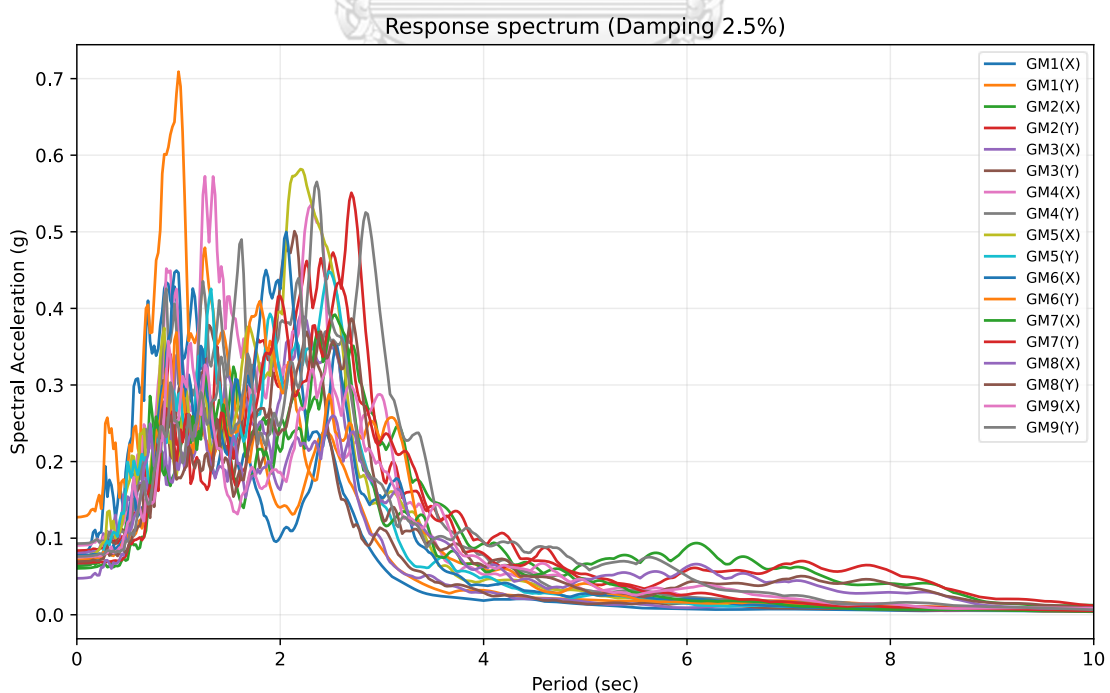
4.3.5 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

ในการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์แบบประวัติเวลา จำเป็นที่จะต้องใช้อัตราเร่งของพื้นดินที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา ในการจำลองแผ่นดินไหวให้กระทำต่อโครงสร้าง การเลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวต้องคำนึงถึงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาด กลไกของแหล่งกำเนิด ระยะห่างจากแหล่งกำเนิด และระดับความรุนแรงของการสั่นไหว สอดคล้องกับแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาในการออกแบบ (Maximum Considered Earthquake, MCE) หลายลักษณะ เนื่องจากลักษณะเหตุการณ์ที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างคาบยาว (โหมดพื้นฐาน) และคาบสั้น (โหมด

สูง) อาจมาจากเหตุการณ์ที่มีลักษณะแตกต่างกัน เช่น แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกลจะมีผลกระทบต่อโครงสร้างคาบยาว ในขณะที่แผ่นดินไหวขนาดเล็กระยะใกล้จะมีผลกระทบต่อโครงสร้างคาบสั้น ชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินที่เหมาะสมแก่การวิเคราะห์โครงสร้างที่มีคาบแตกต่างกัน เรียกว่า Conditional Mean Spectrum (CMS) Ground Motions ซึ่งคาบของโครงสร้างที่กำลังพิจารณา เรียกว่า Conditioned Period ซึ่งอาคารตัวอย่างที่อยู่ในพื้นที่จังหวัดกรุงเทพมหานคร สามารถนำข้อมูลจากฐานข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินเพื่อการออกแบบอาคารของ มยผ. มาใช้งานได้

การเลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหว มยผ. 1301/1302-61 มีข้อเสนอแนะให้ใช้ชุดข้อมูลการสั่นไหว CMS ให้พิจารณาใช้ข้อมูลอย่างน้อย 3 กลุ่ม ซึ่งสองกลุ่มแรก สอดคล้องกับคาบ Conditioned Period ที่ 0.2 และ 3 วินาที กลุ่มที่เหลือสอดคล้องกับคาบ Conditioned Period ที่คาดว่าจะทำให้โครงสร้างมีการตอบสนองที่วิกฤตที่สุดในแต่ละกลุ่มให้ประกอบด้วยข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดิน 3 ชุดเป็นอย่างน้อย ซึ่งแต่ละชุดประกอบด้วยคู่ของความเร่งของพื้นดินในแนวราบสองทิศทางที่ตั้งฉากกัน โดยมีสเปกตรัมผลตอบสนองที่คาบการสั่นของอาคารที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 และ 3.0 วินาที

งานวิจัยนี้เลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวของพื้นที่โซน 5 ในจังหวัดกรุงเทพมหานคร คาบการเกิดแผ่นดินไหวที่ 2,475 ปี ที่คาดว่าจะให้ผลตอบของโครงสร้างสูงที่สุดจาก Spectral Acceleration Response ของคลื่นแผ่นดินไหว โดยคำนึงจากคาบธรรมชาติและ Mass participation ratio ของแต่ละโหมด รายละเอียดของคลื่นแผ่นดินไหวดังแสดง

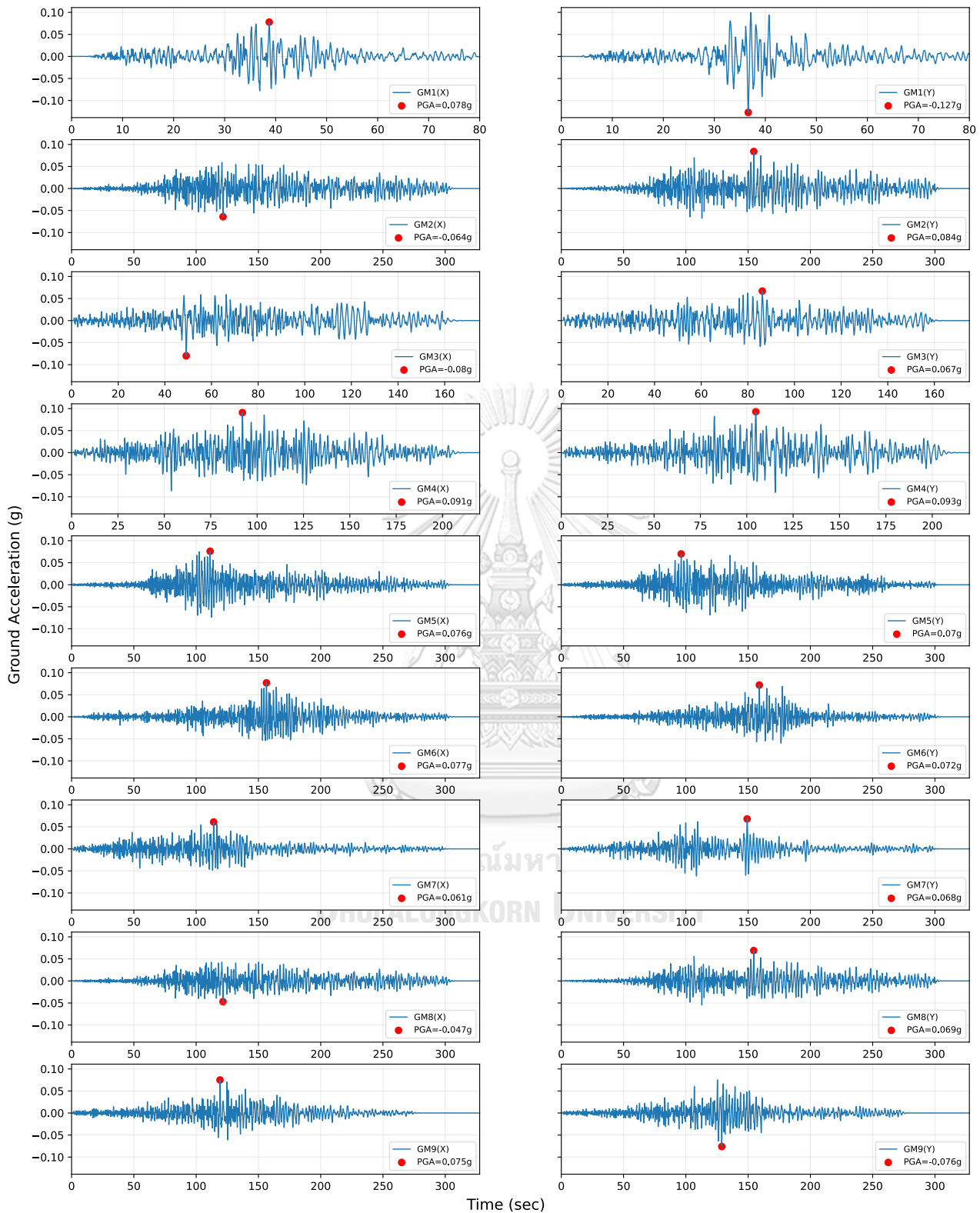


รูปที่ 55 สเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว

ตารางที่ 13 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

ID	Conditioned Period (sec)	Direction	Description	Duration (sec)	PGA (g)	Time Step (sec)
GM1	0.5	X	Zone5_0.5sec_EQ_1	80	0.0781	0.05
GM1	0.5	Y	Zone5_0.5sec_EQ_2	80	-0.1275	0.05
GM2	1.5	X	Zone5_1.5sec_EQ_1	327.65	-0.0636	0.05
GM2	1.5	Y	Zone5_1.5sec_EQ_2	327.65	0.0838	0.05
GM3	1.5	X	Zone5_1.5sec_EQ_5	175	-0.0802	0.05
GM3	1.5	Y	Zone5_1.5sec_EQ_6	175	0.0668	0.05
GM4	2.0	X	Zone5_2.0sec_EQ_1	220	0.0905	0.05
GM4	2.0	Y	Zone5_2.0sec_EQ_2	220	0.0926	0.05
GM5	2.0	X	Zone5_2.0sec_EQ_3	327.65	0.0758	0.05
GM5	2.0	Y	Zone5_2.0sec_EQ_4	327.65	0.0704	0.05
GM6	2.0	X	Zone5_2.0sec_EQ_5	327.65	0.0774	0.05
GM6	2.0	Y	Zone5_2.0sec_EQ_6	327.65	0.072	0.05
GM7	2.0	X	Zone5_2.0sec_EQ_7	327.65	0.0606	0.05
GM7	2.0	Y	Zone5_2.0sec_EQ_8	327.65	0.0684	0.05
GM8	3.0	X	Zone5_3.0sec_EQ_1	327.65	-0.0471	0.05
GM8	3.0	Y	Zone5_3.0sec_EQ_2	327.65	0.0694	0.05
GM9	3.0	X	Zone5_3.0sec_EQ_3	327.65	0.0752	0.05
GM9	3.0	Y	Zone5_3.0sec_EQ_4	327.65	-0.0761	0.05

Ground Motion VS Time



รูปที่ 56 ประวัติเวลาของความเร่งที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหว

สำหรับความรุนแรงของแผ่นดินไหว งานวิจัยนี้มีสมมุติฐานเลือกใช้แรงแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาในการออกแบบ (Maximum Considered Earthquake, MCE) สำหรับการพิจารณาการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story drift) และแรงแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ (Design Basis Earthquake, DBE) สำหรับการพิจารณาแรงภายในของโครงสร้างเพื่อการออกแบบ

การพิจารณาผลตอบแทนของโครงสร้าง เช่น การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น และแรงภายใน กรณีที่ใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 คลื่น ขึ้นไป มยผ. 1301/1302-61 ได้แนะนำให้ใช้ค่าเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวที่มี Conditioned Period เดียวกัน ซึ่งเป็นตัวแทนของคลื่นแผ่นดินไหวจากหลายเหตุการณ์ เพื่อความสะดวกในการศึกษาและเปรียบเทียบผลลัพธ์ งานวิจัยนี้ได้เลือกใช้ค่าเฉลี่ยผลตอบแทนของโครงสร้างที่มี Conditioned Period ต่างกัน คือ ค่าเฉลี่ยผลตอบแทนของคลื่นแผ่นดินไหวที่มี Conditioned Period เท่ากับ 0.5, 1.5, 2 และ 3 วินาที



4.3.6 แบบจำลองไม่เชิงเส้น

งานวิจัยนี้เลือกใช้แบบจำลองไม่เชิงเส้นเฉพาะชิ้นส่วนเสาและกำแพงรับแรงเฉือน ซึ่งเป็นชิ้นส่วนที่ทำหน้าที่รับแรงต้านข้างและคาดว่าจะเกิดการครากของเหล็กเสริมหลักในหน้าตัด โดยชิ้นส่วนเสาจะใช้แบบจำลองจุดหมุนพลาสติก (Lumped plasticity models) ที่ปลายด้านล่างและด้านบนของเสา เนื่องจากโมเมนต์ดัดสูงสุดของเสาในโครงสร้างที่รับแรงต้านข้างจะเกิดขึ้นสูงสุดบริเวณดังกล่าว และใช้แบบจำลองไฟเบอร์ (Fiber Models) สำหรับกำแพงรับแรงเฉือน

4.3.6.1 แบบจำลองจุดหมุนพลาสติก (Lumped plasticity models) ในเสา

เพื่อความสะดวกในการวิเคราะห์โครงสร้างไม่เชิงเส้นของเสา งานวิจัยนี้มีสมมติฐานให้เสาทุกต้นในอาคาร มีรูปแบบการวิบัติมาจากการดัด (Flexure failure) เป็นหลัก มีสัดส่วนแรงอัดต่อพื้นที่หน้าตัดคานด้วยกำลังรับแรงอัดประลัยมากกว่า 0.6 และมีสัดส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอกต่อความกว้างของเสาคานด้วยระยะเรียงเหล็กปลอกมากกว่า 0.006 จากตารางที่ 10-8 ของ ASCE41 จะได้พารามิเตอร์ในการสร้าง Backbone curve ดังตารางต่อไปนี้

ตารางที่ 14 พารามิเตอร์แบบจำลองจุดหมุนพลาสติกในเสา

Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
Plastic Rotations Angle		Residual	Plastic Rotations Angle (radians)		
		Strength Ratio	Performance Level		
a	b	c	IO	LS	CP
0.01	0.01	0	0.003	0.009	0.010

CHULALONGKORN UNIVERSITY

เมื่อคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงแบบวัฏจักร (Cyclic loading) คอนกรีตเสริมเหล็กจะมีการแตกร้าวมีความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเปลี่ยนแปลงไปที่เรียกว่าพฤติกรรม Hysteresis เพื่อแสดงถึงปริมาณของพลังงานที่ถูกสลายไป โดยสติเฟนหรือความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจะมีค่าลดลงในแต่ละรอบของแรงแบบวัฏจักร จะถูกระบุโดยใช้ Takeda Hysteresis Model เนื่องจากมีความเหมาะสมต่อวัสดุคอนกรีตเสริมเหล็ก

E Hinge Property Data for ColumnMasterHingeM3 - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	0	-0.01
D-	0	-0.01
C-	-1.1	-0.01
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.01
D	0	0.01
E	0	0.01

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF Positive Negative kgf-m

Use Yield Rotation (Steel Objects Only) Rotation SF Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy Positive Negative

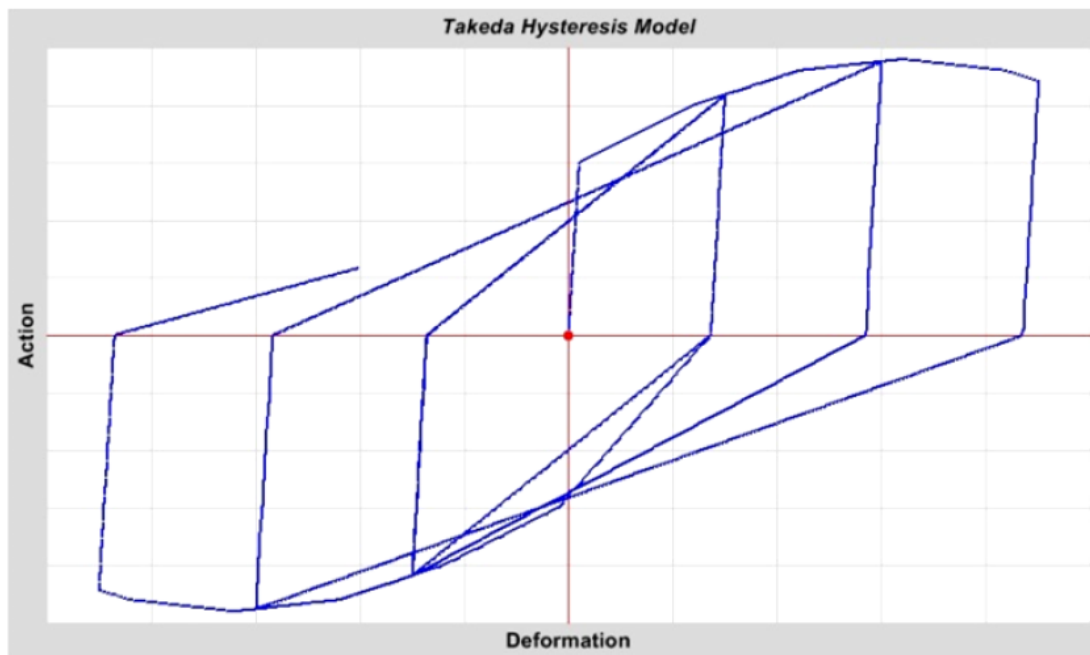
Life Safety Positive Negative

Collapse Prevention Positive Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

รูปที่ 57 พารามิเตอร์แบบจำลองจุดหมุนพลาสติกในโปรแกรม ETABS



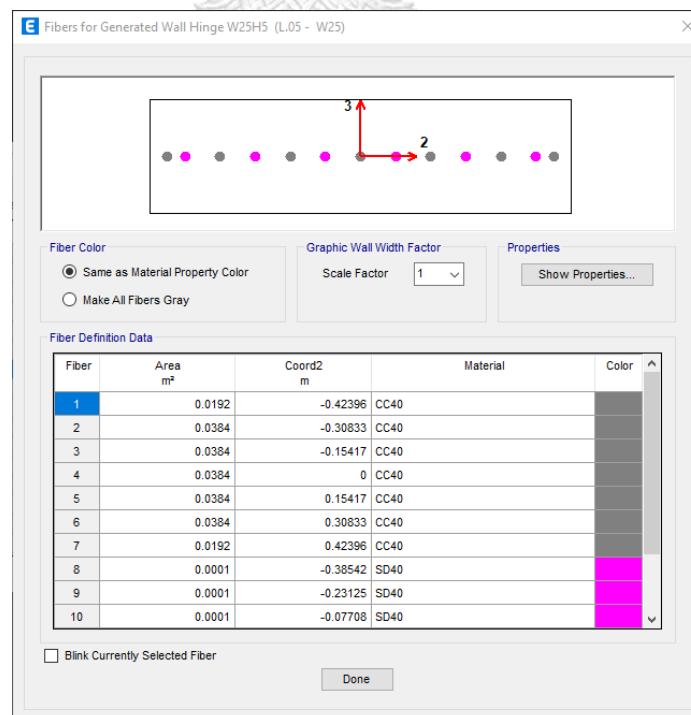
รูปที่ 58 แบบจำลอง Takeda Hysteresis

4.3.6.2 แบบจำลองไฟเบอร์ (Fiber Models) ในกำแพงรับแรงเฉือน

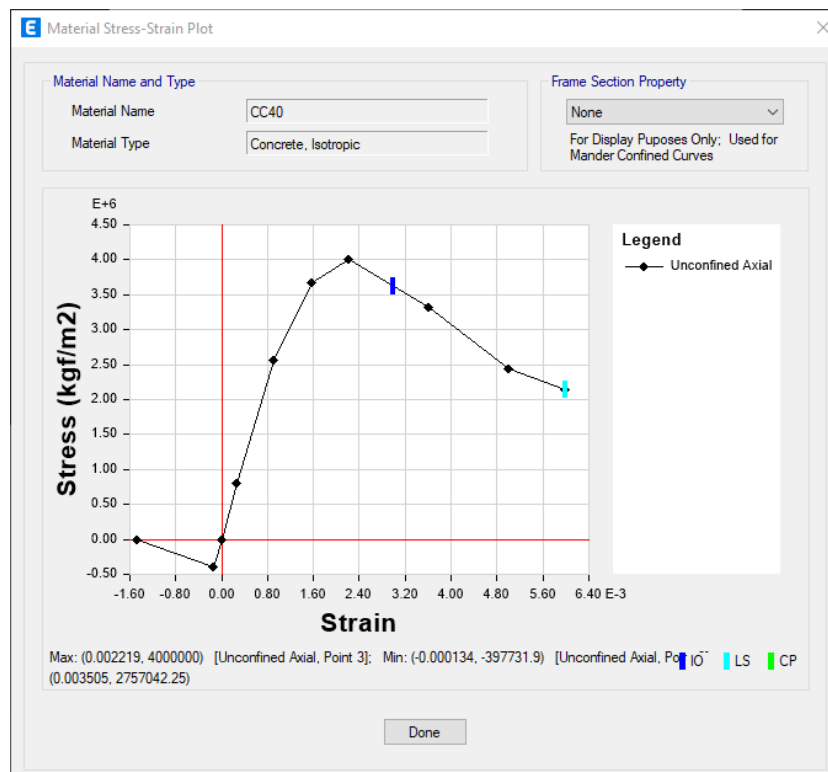
แบบจำลองไฟเบอร์ (Fiber Models) ในกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก จำเป็นที่จะต้องระบุพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดของวัสดุคอนกรีตและเหล็กเสริมเพื่อที่จะใช้คำนวณแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละไฟเบอร์และใช้คำนวณสติฟเนส โดยพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดของวัสดุคอนกรีตจะใช้ตามหัวข้อ 2.9.6.1 และวัสดุเหล็กเสริมจะใช้ตามหัวข้อ 2.9.6.2 เหล็กเสริมในหน้าตัดจะถูกสมมติให้เท่ากับที่ออกแบบได้ใน โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS) โดยสมมติให้กำแพงรับแรงเฉือนมีรูปแบบการวิบัติมาจากการตัด (Flexure failure) สำหรับพารามิเตอร์ในการตรวจสอบระดับสมรรถนะ (Performance level) ของโครงสร้างจะมีรายละเอียดต่อไปนี้

ตารางที่ 15 พารามิเตอร์ตรวจสอบระดับสมรรถนะ (Performance level) ของกำแพงรับแรงเฉือน

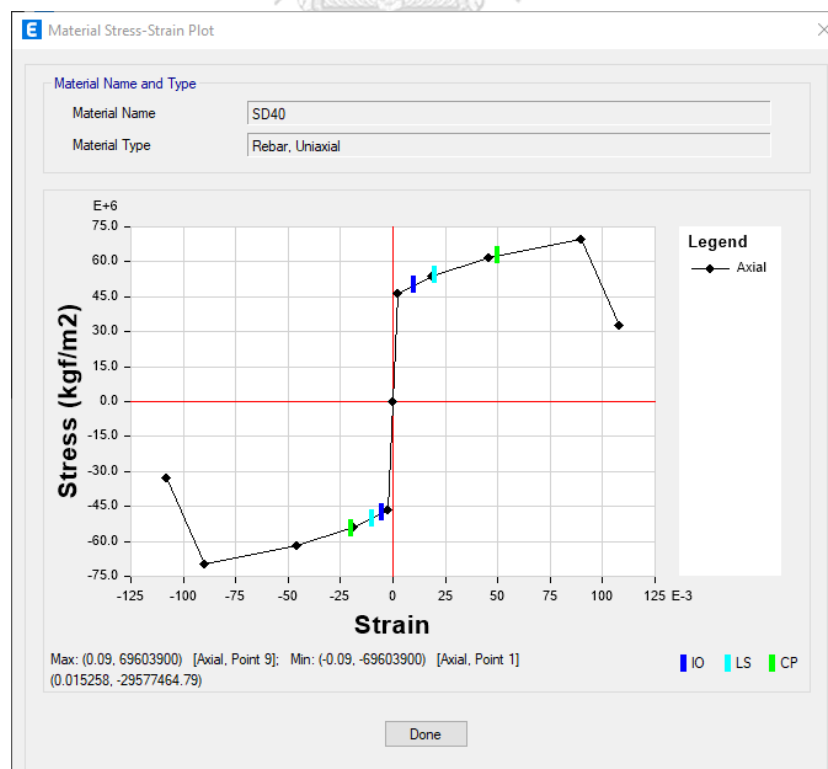
Acceptance Criteria		
Plastic Rotations Angle (radians)		
Performance Level		
IO	LS	CP
0.001	0.002	0.004



รูปที่ 59 แบบจำลองไฟเบอร์ของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม ETABS



รูปที่ 60 ความเค้น-ความเครียดของวัสดุคอนกรีตในโปรแกรม ETABS

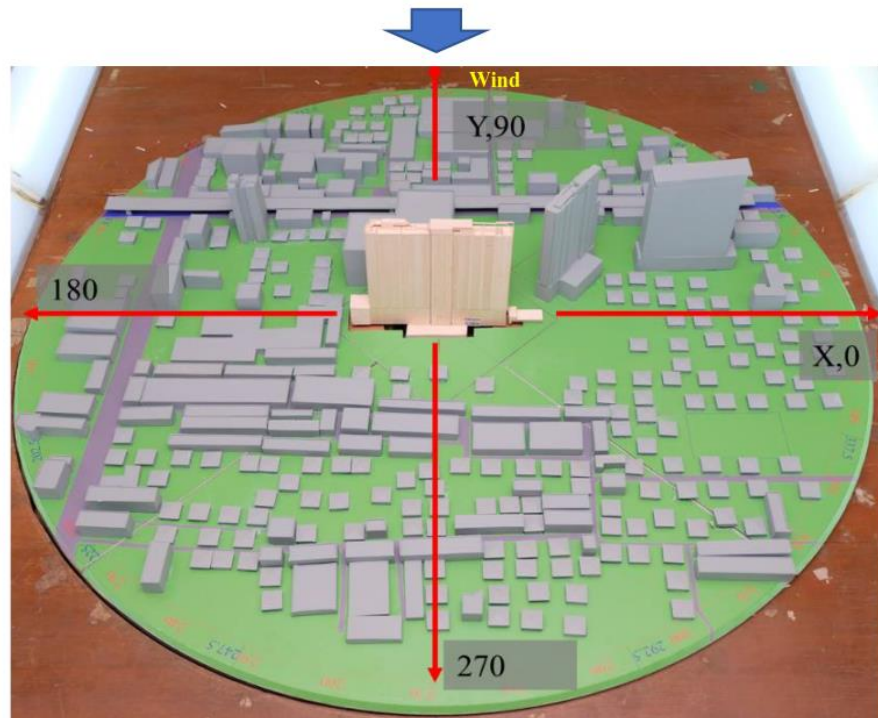


รูปที่ 61 ความเค้น-ความเครียดของวัสดุเหล็กเสริมในโปรแกรม ETABS

4.4 แรงลม

4.4.1 แรงลมที่ใช้ในการศึกษา

สำหรับอาคารตัวอย่างนี้ได้มีการศึกษาและประเมินผลกระทบของแรงลมต่อโครงสร้าง เพื่อหาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคาร ได้แก่ ความถี่ธรรมชาติ (Natural period) อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) และแรงกระทำต่อโครงสร้างจากการทดสอบในอุโมงค์ลม



รูปที่ 62 การทดสอบอุโมงค์ลมและการกำหนดทิศทาง

สภาวะใช้งานของโครงสร้าง พิจารณาแรงลมคาบเวลาย้อนกลับ (Return period) 10 ปี ด้วยอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) เท่ากับ 0.0075 แรงกระทำแบบพลศาสตร์ต่อโครงสร้างจะถูกวัดเป็นโมเมนต์ที่ฐานเพื่อใช้ในการหาแรงสถิตเทียบเท่าที่แต่ละชั้นต่อไป โดยแรงสถิตเทียบเท่าจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) โดยแรงสถิตเทียบเท่าที่ได้จะขึ้นอยู่กับทิศทางของแรงลมที่กระทำกับโครงสร้าง การทดสอบหาค่าผลตอบสนองของแรงลมภายในอุโมงค์ลมด้วยวิธี HFFB ได้ให้รูปแบบของการรวมแรง 10 แบบ โดยแต่ละรูปแบบจะมีผลตอบสนองแต่ละอย่างสูงสุด เพื่อให้ครอบคลุมความเป็นไปได้ทั้งหมด สำหรับงานวิจัยนี้จะพิจารณาเฉพาะการรวมแรงรูปแบบที่ 4 เท่านั้น ที่มีผลตอบสนองโมเมนต์ที่ฐานรอบแกน X สูงสุด และมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน Y สูงสุด รายละเอียดรูปแบบการรวมแรง และขนาดของแรงสถิตเทียบเท่า ดังตาราง

ตารางที่ 16 รูปแบบการรวมผลของแรงลมสำหรับตรวจสอบที่สภาวะใช้งาน

Load Case	Direction (degree)	Equivalent Direction (Parallel)	Description	My (MN-m) (%)	Mx (MN-m) (%)	Mz (MN-m) (%)
1	50	Y	Peak(+) My	171 (100)	477 (-43)	-113.24 (69)
2	110	Y	Peak(-) My	-166 (-97)	583 (-52)	-68.96 (42)
3	100	Y	Peak(+) Mx	-52 (-31)	1054 (-94)	-59.89 (36)
4	260	Y	Peak(-) Mx	-64 (-37)	-1117 (100)	46.03 (-28)
5	320	X	Peak(+) Mz	-69 (-40)	-449 (40)	146.93 (-89)
6	50	Y	Peak(-) Mz	98 (57)	477 (-43)	-164.9 (100)
7	80	Y	Max. vector resultant in Q1	42 (25)	976 (-87)	-74.22 (45)
8	100	Y	Max. vector resultant in Q2	-52 (-31)	1054 (-94)	-59.89 (36)
9	260	Y	Max. vector resultant in Q3	-64 (-37)	-1117 (100)	46.03 (-28)
10	270	Y	Max. vector resultant in Q4	-55 (-32)	-1105 (99)	65.78 (-40)

ตารางที่ 17 แรงลมพิจารณาสูงสุดสำหรับตรวจสอบที่สภาวะใช้งาน

Story	Elev. (m)	Load Px Total (kN)				Load Py Total (kN)				Load Rz Total (kN.m)			
		Damping Ratio (%)				Damping Ratio (%)				Damping Ratio (%)			
		0.38	0.75	1.5	2.5	0.38	0.75	1.5	2.5	0.38	0.75	1.5	2.5
L.41	120.2	139	100	74	60	755	629	552	522	-8392	-6931	-6027	-5612
L.40	116.7	145	104	75	57	729	591	499	462	-8654	-6885	-5741	-5188
L.39	113.7	140	100	73	55	709	576	488	453	-8435	-6725	-5621	-5089
L.38	110.7	136	97	71	54	695	565	480	446	-8291	-6614	-5533	-5011
L.37	107.7	132	94	69	53	680	554	472	439	-8146	-6502	-5443	-4933
L.36	104.7	127	92	67	52	665	543	463	431	-7963	-6366	-5338	-4844
L.35	101.7	123	89	64	50	650	531	455	424	-7817	-6253	-5247	-4765
L.34	98.7	119	86	62	49	634	519	446	416	-7634	-6115	-5141	-4674
L.33	95.7	115	83	60	48	618	507	437	408	-7450	-5977	-5034	-4582
L.32	92.7	111	80	58	47	602	495	427	400	-7229	-5814	-4910	-4480
L.31	89.7	106	77	56	45	585	483	418	392	-7044	-5675	-4802	-4387
L.30	86.7	102	74	54	44	568	470	408	384	-6823	-5511	-4678	-4283
L.29	83.7	98	71	52	43	551	457	399	375	-6600	-5347	-4553	-4179
L.28	80.7	93	67	50	42	533	443	389	367	-6378	-5183	-4428	-4074
L.27	77.7	89	64	47	40	515	430	379	358	-6155	-5018	-4303	-3968
L.26	74.7	84	61	45	39	496	416	369	349	-5896	-4829	-4162	-3852
L.25	71.7	80	58	43	38	478	402	358	340	-5669	-4661	-4034	-3744
L.24	68.7	76	55	41	36	459	388	348	331	-5420	-4479	-3897	-3630
L.23	65.7	71	52	39	35	440	374	337	322	-5168	-4295	-3759	-3515
L.22	62.7	67	49	37	34	420	360	327	313	-4912	-4108	-3619	-3398
L.21	59.7	63	46	34	33	401	345	316	303	-4657	-3922	-3479	-3281
L.20	56.7	58	43	32	31	382	331	305	294	-4399	-3734	-3337	-3162
L.19	53.7	54	40	30	30	363	317	294	284	-4141	-3547	-3196	-3043

L.18	50.7	50	37	28	29	343	302	283	275	-3888	-3362	-3056	-2925
L.17	47.7	46	34	26	28	324	288	272	265	-3637	-3179	-2916	-2806
L.16	44.7	42	31	24	26	306	274	261	255	-3387	-2996	-2777	-2686
L.15	41.7	38	29	22	25	287	260	250	245	-3149	-2821	-2641	-2568
L.14	38.7	34	26	20	24	269	246	239	234	-2917	-2650	-2506	-2450
L.13	35.7	31	23	19	23	251	232	227	224	-2699	-2486	-2375	-2333
L.12	32.7	27	21	17	21	234	219	216	213	-2490	-2327	-2244	-2215
L.11	29.7	24	19	15	20	218	205	204	202	-2299	-2177	-2117	-2097
L.10	26.7	26	21	17	22	263	253	255	254	-2976	-2789	-2695	-2661
L.09	23.2	19	15	12	16	185	178	180	179	-2090	-1962	-1898	-1875
L.08	20.55	16	12	11	15	167	163	165	165	-1866	-1776	-1733	-1720
L.07	17.95	13	11	9	13	154	151	154	154	-1695	-1633	-1605	-1598
L.06	15.35	11	9	8	12	141	139	142	142	-1529	-1490	-1473	-1470
L.05	12.75	9	8	7	11	127	126	129	129	-1365	-1342	-1333	-1333
L.04	10.15	8	7	6	10	112	111	115	115	-1204	-1189	-1184	-1185
L.03	7.55	6	6	5	9	96	95	98	98	-1022	-1015	-1014	-1015
L.02	4.95	8	7	7	12	138	138	142	142	-1471	-1466	-1467	-1471
L.01	0.25	1	1	1	1	1	1	1	1	-13	-10	-7	-6

4.4.2 การรวมแรงลม

การรวมผลของแรงลมกับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง เพื่อตรวจสอบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารไม่เกิน 1/500 {กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2007 #9} มีวิธีรวมผลของแรงดังต่อไปนี้

$$0.75(D + L + W) \quad (15)$$

โดย D คือ ผลที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load)

L คือ ผลที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจร (Live load)

W คือ ผลที่เกิดจากแรงลม (Wind Load effects)

4.5 โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)

สำหรับโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS) จะถูกออกแบบให้มีขนาดโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนเพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งเท่านั้นก่อน จากนั้นจึงนำโครงสร้างที่ได้ไปหาผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวและแรงลม เพื่อเป็นแบบจำลองตั้งต้นใช้ในการพิจารณาค่าใช้จ่ายเพิ่มเติมจากการที่ทำให้โครงสร้างผ่านเกณฑ์มาตรฐานการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากแรงแผ่นดินไหวและแรงลม ทั้งวิธีการเพิ่มขนาดโครงสร้างและการติดตั้งผนังสลายพลังงาน

4.5.1 คุณสมบัติของโครงสร้าง

งานวิจัยนี้ได้เลือกใช้วิธีกำลังตาม มาตรฐาน ACI318-19 ในการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก มีน้ำหนักบรรทุกจร (Live load) เท่ากับ 200 กิโลกรัมต่อตารางเมตร และน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติม (Super imposed dead load) เท่ากับ 250 กิโลกรัมต่อตารางเมตร ตัวค้ำน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ 1.2 ตัวค้ำน้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ 1.6 โดยน้ำหนักบรรทุกจรที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนจะถูกลดสัดส่วนลงตามระดับของชั้นอาคาร เนื่องจากอาคารสูงมีโอกาสน้อยที่อาคารมีน้ำหนักบรรทุกจรเต็มจำนวน ตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 ดังตารางต่อไปนี้ ตารางที่ 18 สัดส่วนการลดน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับออกแบบเสาและกำแพงรับแรงเฉือน

การรับน้ำหนักของพื้น	ร้อยละการลดหน่วยน้ำหนักบรรทุกจร
(1) หลังคาหรือดาดฟ้า	0
(2) ชั้นที่หนึ่งถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	0
(3) ชั้นที่สองถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	0
(4) ชั้นที่สามถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	10
(5) ชั้นที่สี่ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	20
(6) ชั้นที่ห้าถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	30
(7) ชั้นที่หกถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	40
(8) ชั้นที่เจ็ดถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้าและชั้นต่อไป	50

กำลังของวัสดุคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้ออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กตามมาตรฐาน ACI318-19 มีรายละเอียดดังนี้

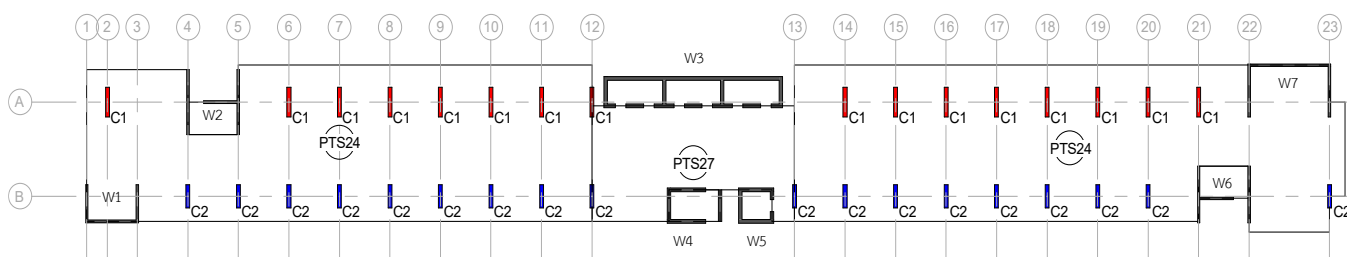
ตารางที่ 19 กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต

ชนิดของโครงสร้าง	กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)
เสา	400
กำแพงรับแรงเฉือน	400
พื้นโพสเทนชั่น	320
คาน	320

ตารางที่ 20 กำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริม

ชนิดเหล็กเสริม	ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม (มิลลิเมตร)	กำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริม (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)
SR24	6 และ 9	2400
SD40	12, 16, 20, 25, 28 และ 32	4000

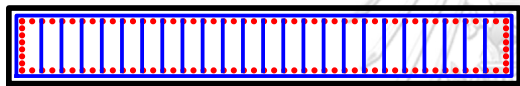
ขนาดของโครงสร้างจะถูกจัดกลุ่มตามชั้นของอาคารทุก 10 ชั้น เพื่อออกแบบเหล็กเสริมให้มีความเหมาะสมและครอบคลุม โดยเสาจะถูกจัดกลุ่มเป็น 2 กลุ่มคือ C1 และ C2 และกำแพงรับแรงเฉือนจะถูกจัดเป็น 7 กลุ่มคือ หมายเลข W1 จนถึงหมายเลข W7 รายละเอียดตำแหน่งของเสาและกำแพงรับแรงเฉือนแต่ละหมายเลขดังแสดงในแปลนโครงสร้าง



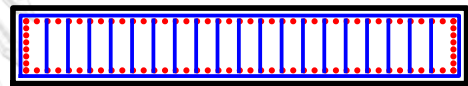
รูปที่ 63 แปลนแสดงตำแหน่งหมายเลขเสาและกำแพงรับแรงเฉือน

ตารางที่ 21 ขนาดและเหล็กเสริมของเสาโครงสร้างรับแรงแนวดิ่ง (1-INS)

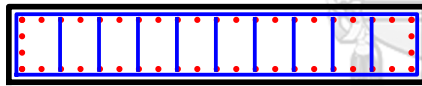
Column	t3 (mm.)	t2 (mm.)	RatioRebar (%)	BarSize (mm.)	BarNum	TieBarSize (mm.)	TieSpacing (mm.)
C1_00-09	2700	400	2.011	16	108	9	350
C1_09-20	2200	400	1	16	44	9	350
C1_20-30	1600	400	1	16	32	9	350
C1_30-41	1000	400	1	16	20	9	350
C2_00-09	2400	400	1.925	16	92	9	350
C2_09-20	2000	400	1	16	40	9	350
C2_20-30	1400	400	1	16	28	9	350
C2_30-41	1000	400	1	16	20	9	350



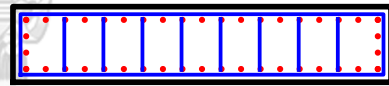
C1_00-09
400x2700
110-DB16
Tie:RB9@350 Link:23-RB9



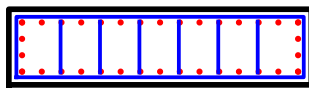
C2_00-09
400x2400
94-DB16
Tie:RB9@350 Link:19-RB9



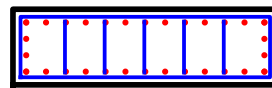
C1_09-20
400x2200
46-DB16
Tie:RB9@350 Link:9-RB9



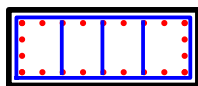
C2_09-20
400x2000
42-DB16
Tie:RB9@350 Link:8-RB9



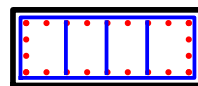
C1_20-30
400x1600
34-DB16
Tie:RB9@350 Link:6-RB9



C2_20-30
400x1400
30-DB16
Tie:RB9@350 Link:5-RB9



C1_30-41
400x1000
22-DB16
Tie:RB9@350 Link:3-RB9



C2_30-41
400x1000
22-DB16
Tie:RB9@350 Link:3-RB9

รูปที่ 64 เหล็กเสริมของเสาของโครงสร้างรับแรงแนวดิ่ง (1-INS)

ตารางที่ 22 เหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)

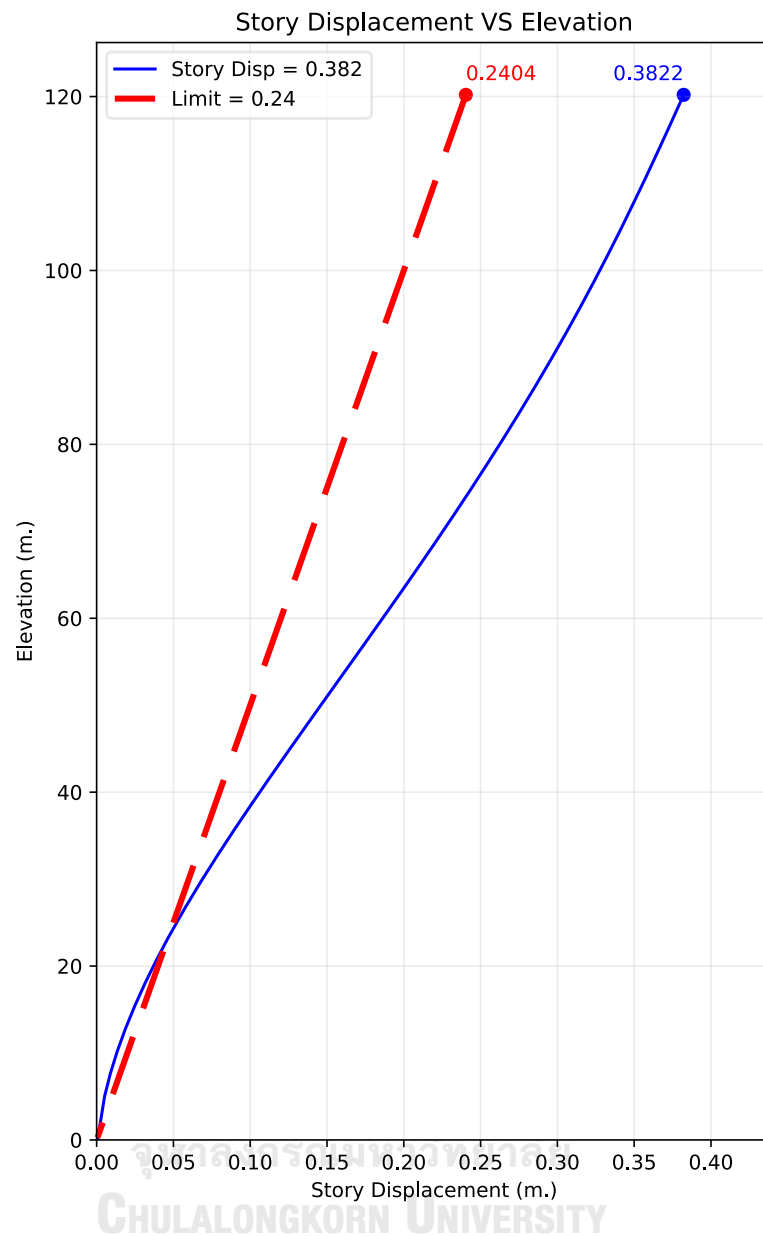
Pier	Group	Thk (mm.)	Reinf (%)	BarSize	BarSpacing	TieBarSize	TieSpacing
W1	00-09	250	0.25	16	350	9	200
W1	09-20	250	0.25	16	350	9	200
W1	20-30	250	0.25	16	350	9	200
W1	30-41	250	0.25	16	350	9	200
W2	00-09	250	0.25	16	350	9	200
W2	09-20	250	0.25	16	350	9	200
W2	20-30	250	0.25	16	350	9	200
W2	30-41	250	0.25	16	350	9	200
W3	00-09	250	0.25	16	350	9	200
W3	09-20	250	0.25	16	350	9	200
W3	20-30	250	0.25	16	350	9	200
W3	30-41	250	0.25	16	350	9	200
W4	00-09	250	0.25	16	350	9	200
W4	09-20	250	0.25	16	350	9	200
W4	20-30	250	0.25	16	350	9	200
W4	30-41	250	0.25	16	350	9	200
W5	00-09	250	0.25	16	350	9	200
W5	09-20	250	0.25	16	350	9	200
W5	20-30	250	0.25	16	350	9	200
W5	30-41	250	0.25	16	350	9	200
W6	00-09	250	0.25	16	350	9	200
W6	09-20	250	0.25	16	350	9	200
W6	20-30	250	0.25	16	350	9	200
W6	30-41	250	0.25	16	350	9	200
W7	00-09	250	0.25	16	350	9	200
W7	09-20	250	0.25	16	350	9	200
W7	20-30	250	0.25	16	350	9	200
W7	30-41	250	0.25	16	350	9	200

4.5.2 ผลตอบสนองต่อแรงลม

จากการตรวจวัดอาคาร โครงสร้างรับแรงแนวดิ่ง (1-INS) มีอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) เท่ากับ 0.0075 แรงสถิตเทียบเท่าของการรวมแรงรูปแบบที่ 4 ซึ่งมีการเคลื่อนตัวทางแนวแกน Y สูงสุด จากผลทดสอบอุโมงค์ลมดังตาราง

ตารางที่ 23 แรงลมที่อัตราส่วนความหน่วง 0.0075 โครงสร้างรับแรงแนวดิ่ง (1-INS)

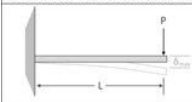
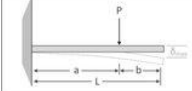
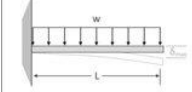
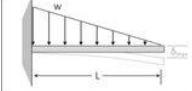
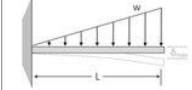
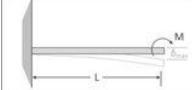
Elev. (m)	Px (kN)	Py (kN)	Rz (kN-m)	Elev. (m)	Px (kN)	Py (kN)	Rz (kN-m)
120.2	-37	629	1941	56.7	-16	331	1045
116.7	-38	590	1928	53.7	-15	316	993
113.7	-37	575	1883	50.7	-13	302	941
110.7	-36	565	1852	47.7	-12	288	890
107.7	-35	554	1820	44.7	-11	274	839
104.7	-34	542	1782	41.7	-10	260	790
101.7	-33	531	1751	38.7	-9	246	742
98.7	-32	519	1712	35.7	-8	232	696
95.7	-30	507	1673	32.7	-8	218	651
92.7	-29	495	1628	29.7	-7	205	609
89.7	-28	482	1589	26.7	-7	252	781
86.7	-27	469	1543	23.2	-5	178	549
83.7	-26	456	1497	20.55	-4	162	497
80.7	-25	443	1451	17.95	-4	150	457
77.7	-24	429	1405	15.35	-3	138	417
74.7	-22	416	1352	12.75	-3	125	376
71.7	-21	402	1305	10.15	-2	111	333
68.7	-20	388	1254	7.55	-2	95	284
65.7	-19	374	1202	4.95	-3	137	410
62.7	-18	359	1150	0.25	0	1	3
59.7	-17	345	1098				



รูปที่ 65 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากแรงลม โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)

การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารที่ยอมให้เนื่องจากแรงลม ตาม มยผ 1311-50 จะต้องไม่เกินระดับของ ยอดอาคารส่วน 500 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.240 เมตร แต่การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองวิเคราะห์โครงสร้าง มีค่าเท่ากับ 0.382 เมตร ซึ่งคิดเป็นอัตราส่วน 1.59 ของค่าที่ยอมให้ ถือว่าเกินจากค่าที่ยอมให้สูงมาก กรณีที่โครงสร้างจริงมีการเคลื่อนตัวเกินเกณฑ์ระดับนี้ อาจส่งผลให้เกิดความเสียหายต่อส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง เช่น ผนัง, ฝ้า และงานระบบ หรืออาจส่งผลเสียหาย เช่น รอยร้าว ต่อส่วนที่เป็นโครงสร้างพื้น เสา และกำแพงรับแรงเฉือนได้

แสดงให้เห็นว่าแรงต้านข้างมีส่วนสำคัญอย่างมากในการออกแบบโครงสร้างของอาคารสูง เนื่องจากถ้าเปรียบอาคารเหมือนเป็นคานยื่นออกมาจากปลายที่ยึดแน่นรับน้ำหนักบรรทุกทุกเป็นน้ำหนักแผ่ จะเห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวจะแปรผันกับความยาวยกกำลัง 4 ดังนั้นการเพิ่มขึ้นของความสูงของอาคารส่งผลให้สติฟเนสของอาคารลดลงและมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเพิ่มขึ้นอย่างทวีคูณ นอกจากนี้ระดับของความสูงอาคารที่เพิ่มขึ้นก็ส่งผลให้หน่วยของแรงลมสูงขึ้นอีกด้วย

Beam and load cases	Maximum Beam Deflection
	$\delta_{max} = \frac{PL^3}{3EI}$
	$\delta_{max} = \frac{Pa^2(3L-a)}{6EI}$
	$\delta_{max} = \frac{wL^4}{8EI}$
	$\delta_{max} = \frac{wL^4}{30EI}$
	$\delta_{max} = \frac{11wL^4}{120EI}$
	$\delta_{max} = \frac{ML^2}{2EI}$

รูปที่ 66 การเคลื่อนตัวที่ปลายคานยื่นต่อแรงกระทำในรูปแบบต่างๆ (Vijay et al., 2015)

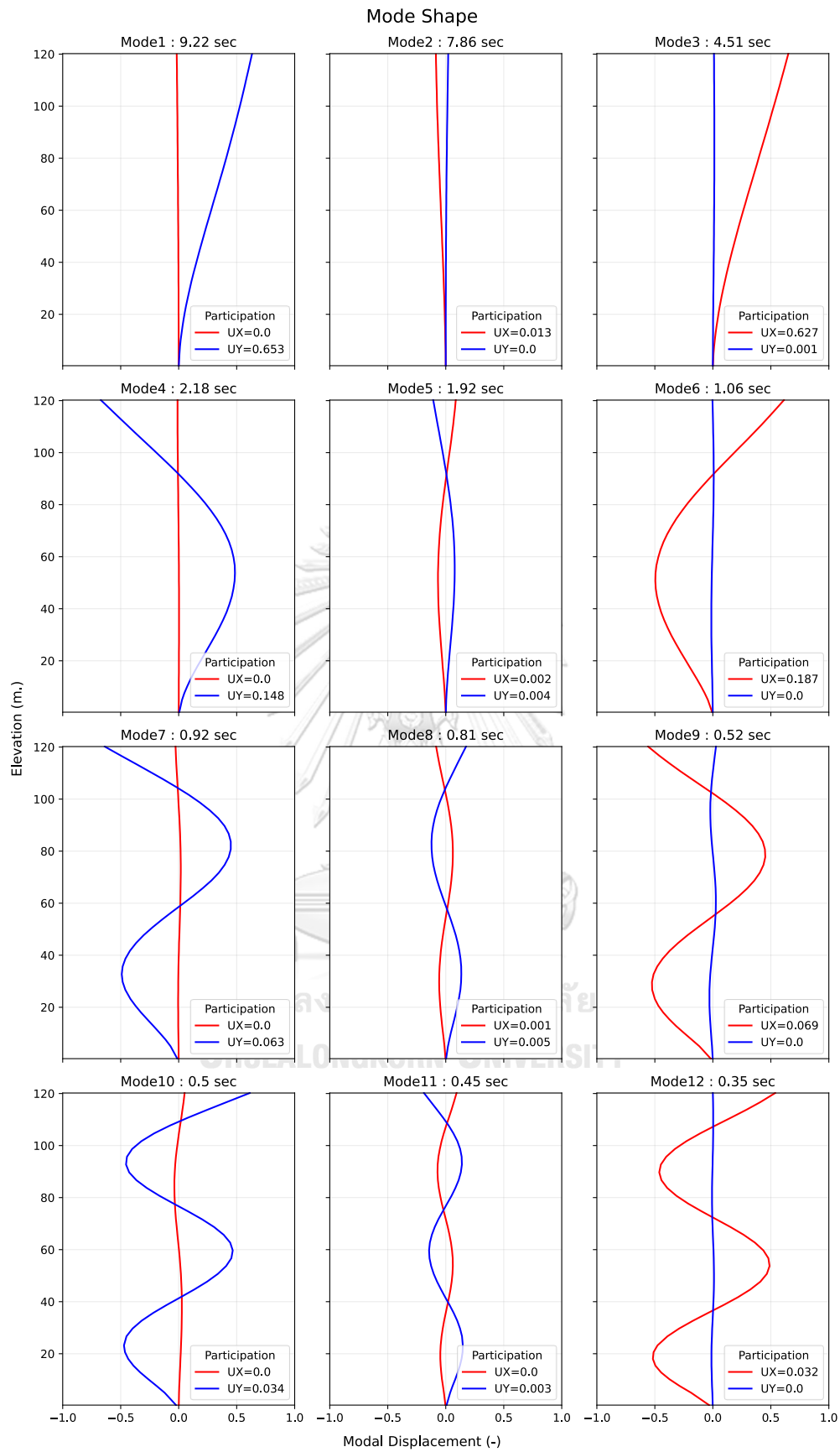
4.5.3 ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว

4.5.3.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้าง

คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS) กำหนดให้อัตราส่วนความหน่วงมีค่าเท่ากับ 2.5% ตาม มยผ. 1301/1302-61 ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงมากกว่า 60 เมตร คาบธรรมชาติ (Natural period) และ Mass participation ratio โดยแสดงค่าเฉพาะ 12 โหมดแรกที่วิเคราะห์ มีรายละเอียดและ Mode shape ดังแสดง

ตารางที่ 24 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)

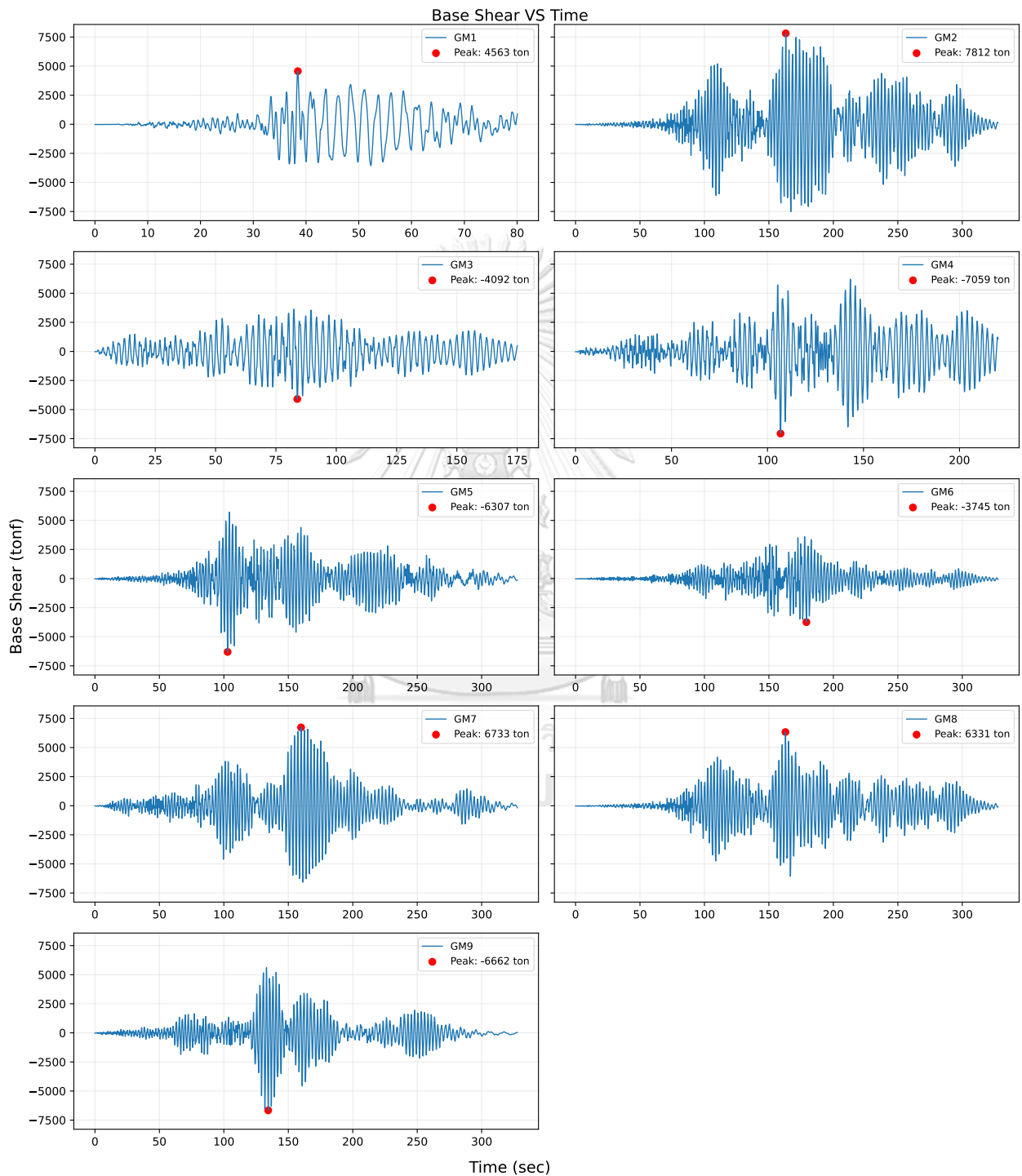
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	9.222	0	0.653	0	0.653	0.001	0.001
2	7.861	0.013	0	0.014	0.654	0.647	0.647
3	4.506	0.627	0.001	0.641	0.654	0.012	0.659
4	2.177	0	0.148	0.641	0.803	0.003	0.662
5	1.922	0.003	0.004	0.643	0.807	0.142	0.805
6	1.064	0.187	0	0.83	0.807	0.003	0.808
7	0.918	0	0.063	0.83	0.87	0.005	0.812
8	0.813	0.001	0.005	0.83	0.874	0.061	0.873
9	0.524	0.069	0	0.899	0.875	0.001	0.874
10	0.505	0	0.034	0.899	0.908	0.003	0.877
11	0.446	0	0.003	0.9	0.912	0.033	0.91
12	0.351	0.032	0	0.932	0.912	0	0.91



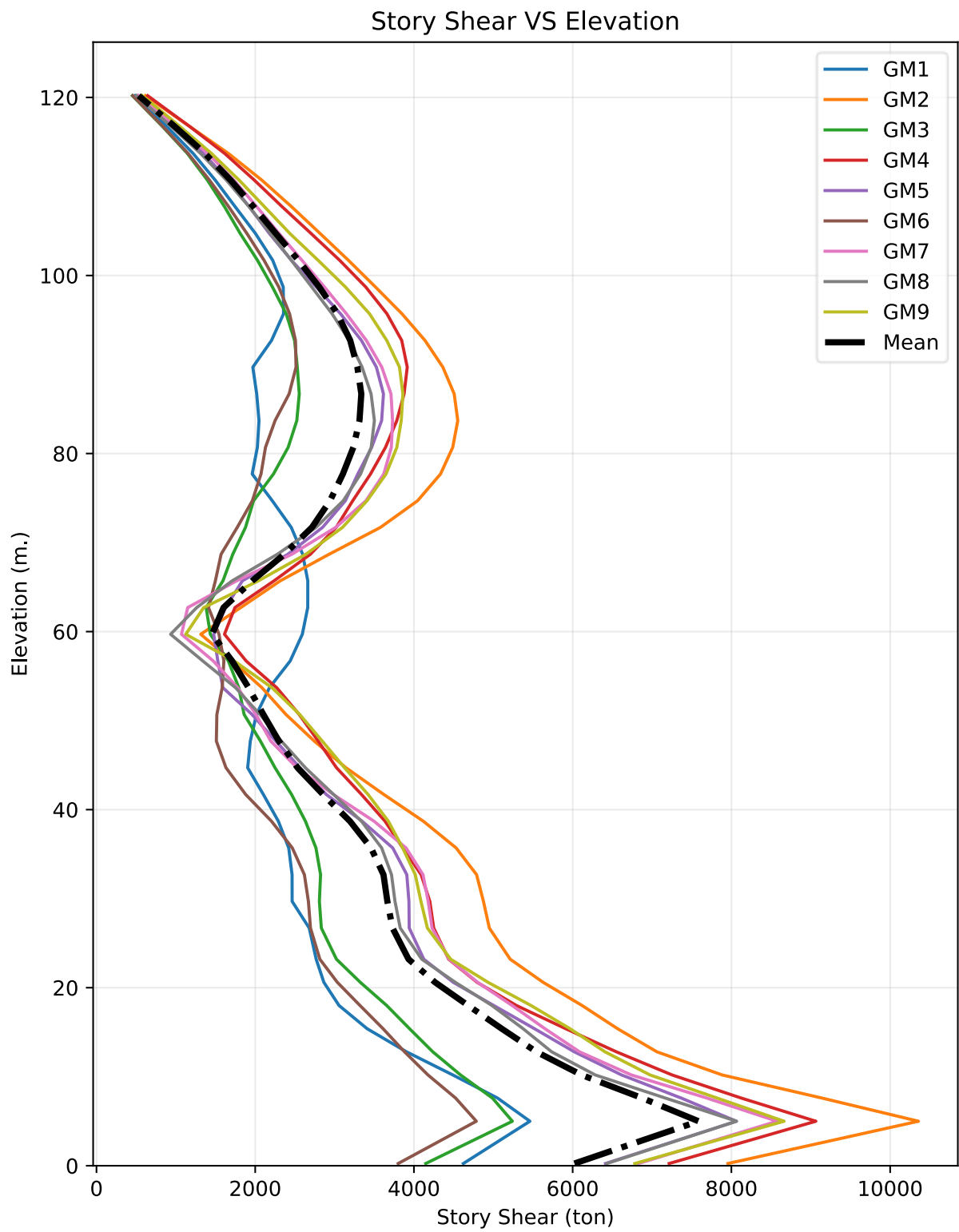
รูปที่ 67 Mode shape โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)

4.5.3.2 ผลตอบสนองของแรงเฉือน

แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการผลการตอบสนองของแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับเวลาและแรงเฉือนที่ชั้น ที่คู่คลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ ดังแสดง



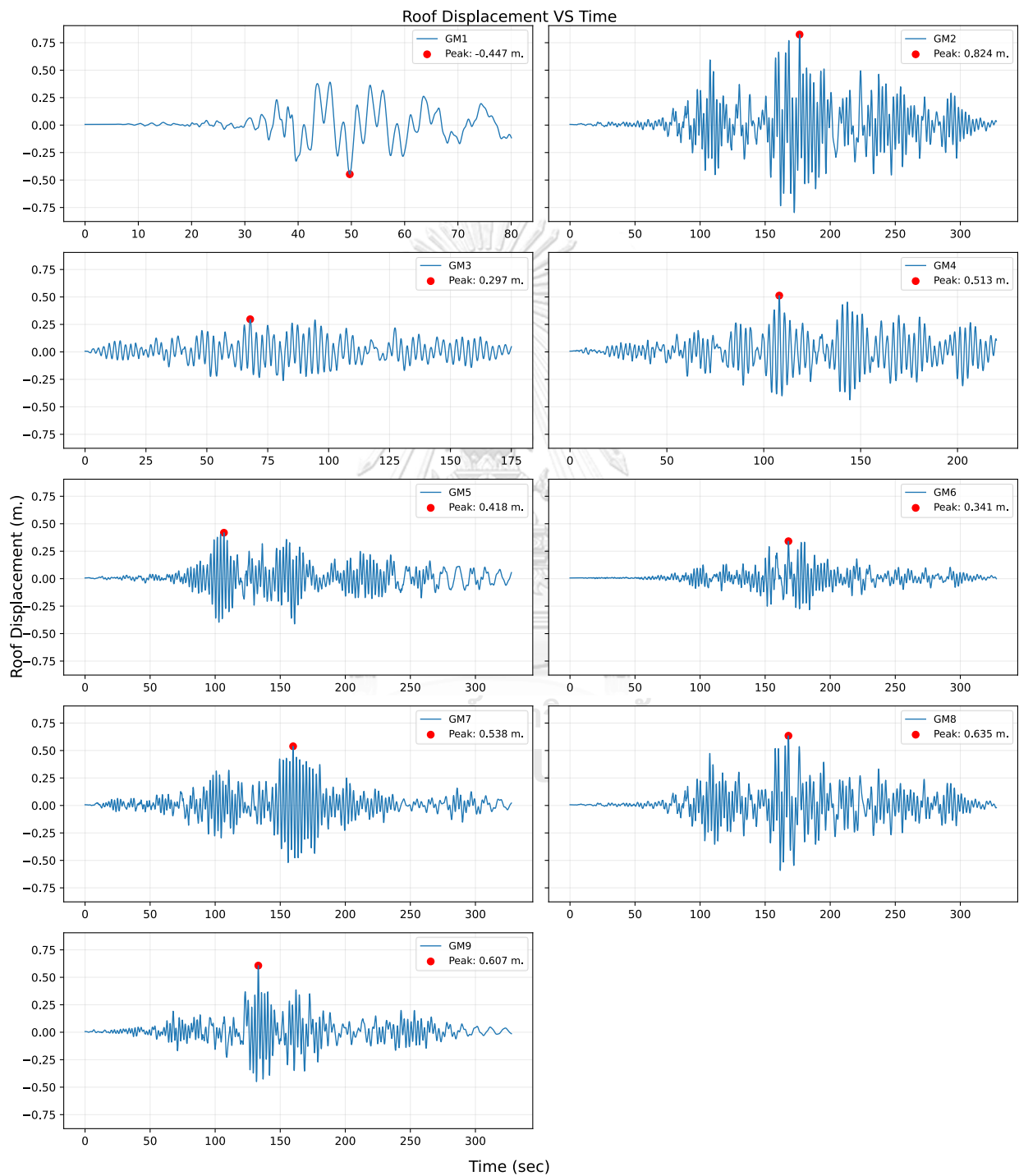
รูปที่ 68 แรงเฉือนที่ฐานโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)



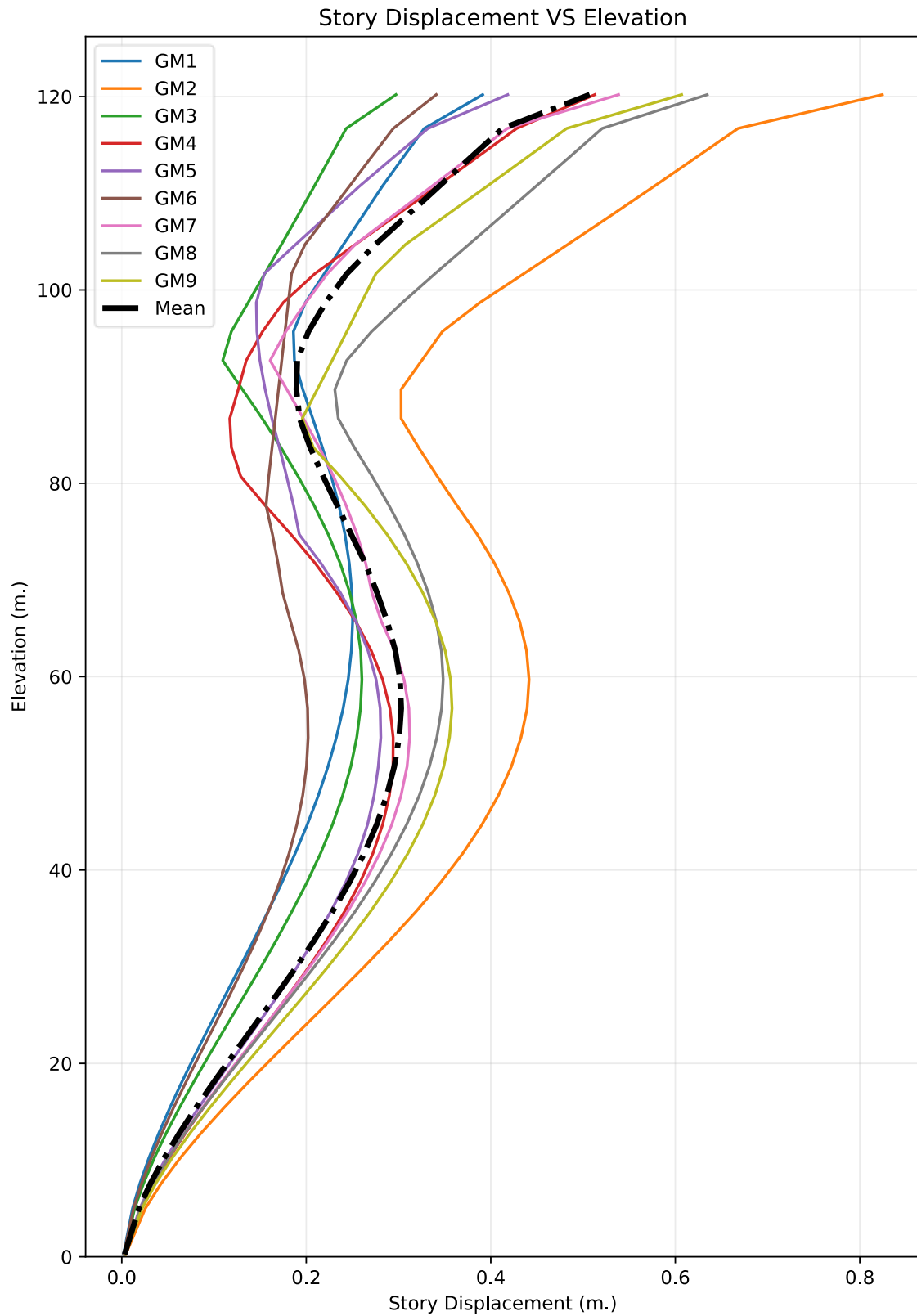
รูปที่ 69 Story shear โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)

4.5.3.3 ผลตอบสนองของการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง

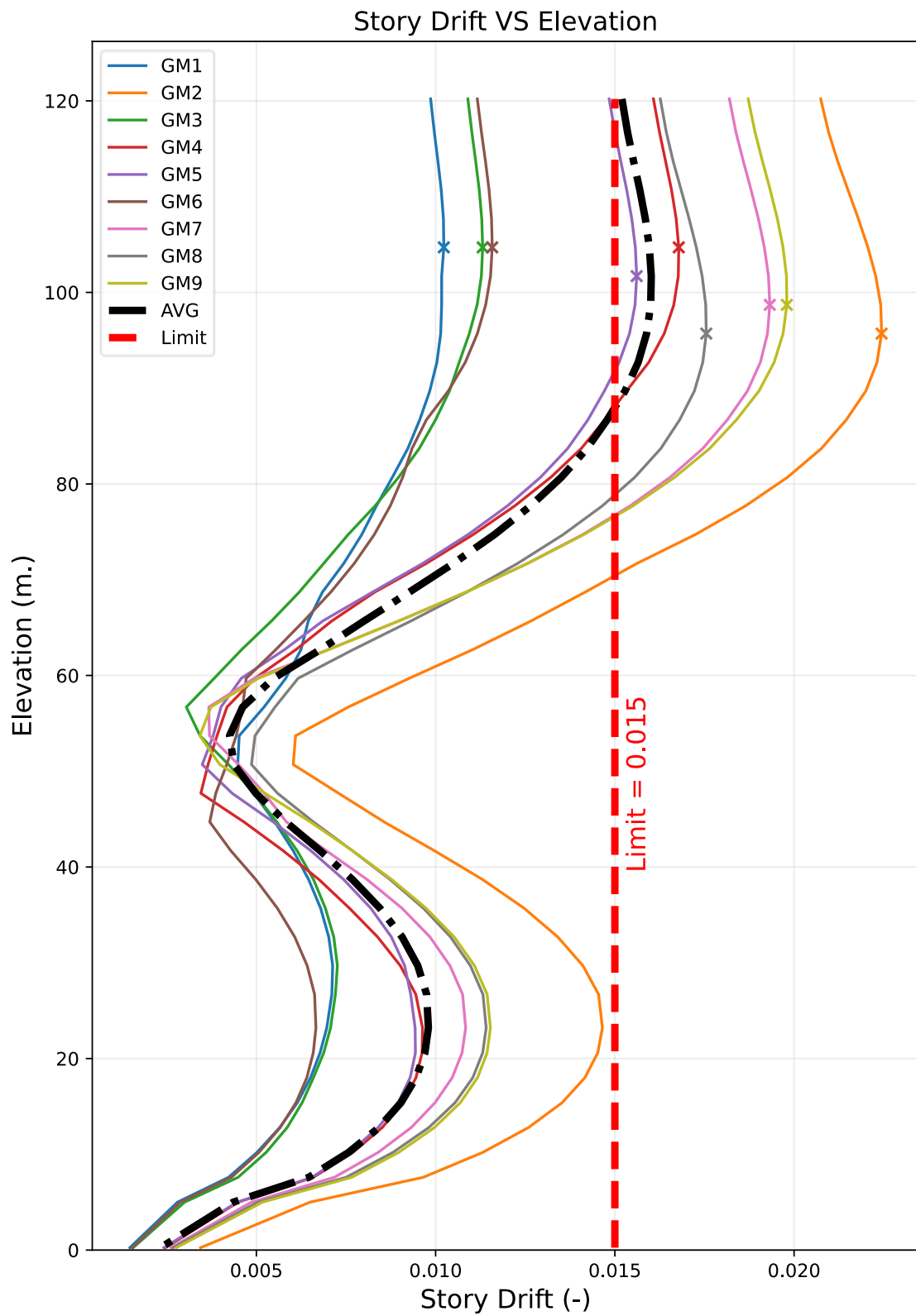
แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการผลการตอบสนองการเคลื่อนที่ที่ชั้นหลังคาของอาคารกับเวลา การเคลื่อนที่ทางด้านข้างของแต่ละชั้น และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น ที่คู่คลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ ดังแสดง



รูปที่ 70 การเคลื่อนที่ตัวที่ชั้นหลังคา โครงสร้างรับแรงแนวดิ่ง (1-INS)



รูปที่ 71 การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)

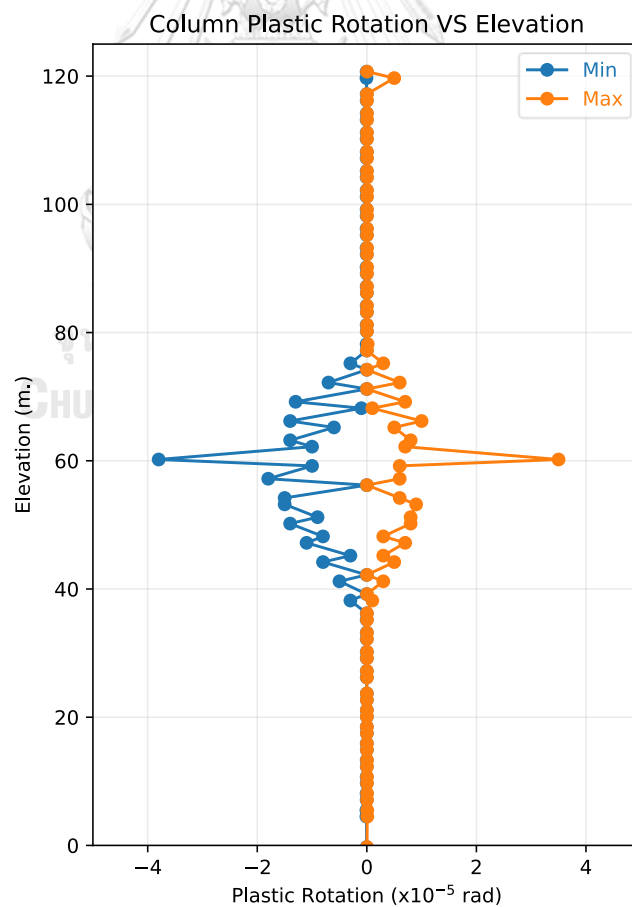


รูปที่ 72 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)

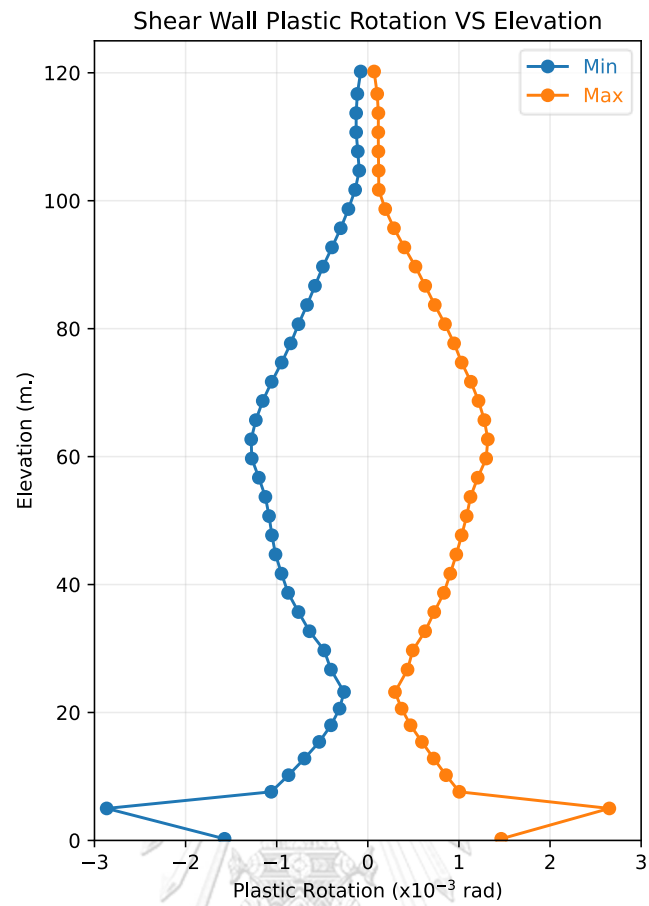
4.5.3.4 ผลตอบสนองไม่เชิงเส้นของเสาและกำแพงรับแรงเฉือน

เสาและกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS) ภายใต้แรงแผ่นดินไหวเกิด Plastic rotation มากในช่วงระดับชั้น 14 ถึง ระดับชั้น 28 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนช่วงระดับชั้น 2 จะเกิด Plastic rotation มากกว่าบริเวณอื่น เนื่องจากบริเวณดังกล่าวมีความสูงของชั้นเท่ากับ 5 เมตร ซึ่งเป็นบริเวณที่อาคารมีสติเฟสนที่ต่ำ จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) อยู่ระหว่างจุด B ถึงจุด C ของ Backbone curve เกิดการครากแต่ยังไม่ถึงสภาวะประลัย (Ultimate capacity) โดยโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS) จะเกิด Plastic rotation สูงกว่าโครงสร้างรูปแบบอื่น เนื่องจากเหล็กเสริมของเสาในโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS) จะถูกออกแบบเฉพาะแรงในแนวตั้งเท่านั้น

Plastic rotation ของเสาและกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS) เกิดขึ้นสูงสุด 4×10^{-5} และ 3×10^{-3} เรเดียน ตามลำดับ ซึ่งยังอยู่ในระดับระดับสมรรถนะ (Performance level) เข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy Level, IO) แสดงว่าระดับของแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างยังไม่สูง เสาและกำแพงรับแรงเฉือนเกิดการครากเพียงเล็กน้อย



รูปที่ 73 Plastic rotation ของเสา โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)



รูปที่ 74 Plastic rotation ของกำแพงรับแรงเฉือน โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)

4.5.3.5 สรุปการตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว

กรณีที่ใช้จำนวนคลื่นแผ่นดินไหวไม่น้อยกว่า 7 ชุด มยผ. 1301/1302-61 ได้ให้ใช้ค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นเปรียบเทียบกับเกณฑ์มาตรฐาน โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS) มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดและเฉลี่ยเท่ากับ 0.0224 และ 0.0161 ตามลำดับ ซึ่งการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างเฉลี่ยเทียบกับเกณฑ์มาตรฐานที่ 0.015 คิดเป็นอัตราส่วน 1.073

ตารางที่ 25 ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)

GM	Conditioned Period (sec)	BaseShear (ton)		StoryDrift (-)		RoofDisplacement (m.)	
GM1	0.5	4563	4563	0.0102	0.0102	0.391	0.391
GM2	1.5	7812	5952	0.0224	0.0168	0.824	0.560
GM3		4092		0.0113		0.297	
GM4	2	7059	5961	0.0168	0.0158	0.513	0.452
GM5		6307		0.0156		0.418	
GM6		3745		0.0116		0.341	
GM7		6733		0.0193		0.538	
GM8	3	6331	6497	0.0176	0.0187	0.635	0.621
GM9		6662		0.0198		0.607	
MAX		7812		0.0224		0.824	
MEAN		5923		0.0161		0.507	

4.6 โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)

โดยทั่วไปการออกแบบขนาดของโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารสูง มักจะไม่ถูกควบคุมด้วยน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง แต่จะถูกควบคุมจากแรงต้านข้าง เนื่องจากมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเกินเกณฑ์ที่กำหนด ทั้งการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากแรงแผ่นดินไหวและการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารจากแรงลม หนึ่งในวิธีที่นิยมของวิศวกรออกแบบโครงสร้างคือปรับเพิ่มขนาดของโครงสร้าง เพื่อให้อาคารมีสติเฟนส์ที่มากขึ้นและสามารถต้านทานแรงต้านข้างได้ดีขึ้น เนื่องจากวิธีปรับเพิ่มขนาดของโครงสร้างเป็นวิธีที่ไม่ซับซ้อน สามารถทำได้โดยง่าย แต่อาจมีผลกระทบต่อรูปแบบฟังก์ชันการใช้งานของอาคาร เช่น ขนาดเสาที่ใหญ่ขวางทางสัญจรหรือที่จอดของรถ ขนาดของกำแพงรับแรงเฉือนที่ใหญ่ทำให้ระยะทางเดินแคบลงขัดต่อข้อกำหนดกฎหมายได้ นอกจากนี้ยังเป็นการเพิ่มภาระให้กับฐานรากของโครงสร้าง ที่ต้องเพิ่มจำนวนเสาเข็มที่ต้องรองรับน้ำหนักจากคอนกรีตที่เพิ่มขึ้น ในกรณีที่ปริมาณเหล็กเสริมของโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนถูกควบคุมด้วยปริมาณเหล็กเสริมขั้นต่ำอยู่แล้ว การเพิ่มขนาดของโครงสร้างจะส่งผลให้ต้องใช้ปริมาณเหล็กเสริมเพิ่มขึ้น เพื่อให้หน้าตัดของโครงสร้างมีปริมาณเหล็กเสริมที่ผ่านเกณฑ์ขั้นต่ำ

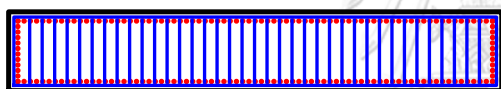
ในกรณีของแรงแผ่นดินไหว การเพิ่มขนาดของโครงสร้างจะทำให้น้ำหนักของอาคารเพิ่มขึ้น ส่งผลให้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออาคารสูงขึ้น หรือการเปลี่ยนแปลงของคุณสมบัติทางพลศาสตร์ เช่น คาบธรรมชาติ (Natural period) อาจส่งผลให้โครงสร้างมีผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงขึ้นได้ ดังนั้นผู้ออกแบบโครงสร้างจึงต้องทำการศึกษาวางแผนในการเพิ่มขนาดของโครงสร้างให้เหมาะสม ไม่ส่งผลให้โครงสร้างมีแรงกระทำที่มากขึ้นและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เพิ่มขึ้น

โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS) ของงานวิจัยนี้ได้เลือกการเพิ่มความหนาของกำแพงรับแรงเฉือนควบคู่กับการเพิ่มขนาดของเสาเพื่อให้โครงสร้างมีการต้านทานทั้งการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่สูงบริเวณชั้นด้านบนของอาคารจากการเสีयरูป Flexural mode ของกำแพงรับแรงเฉือน และการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่สูงบริเวณชั้นด้านล่างของอาคารจากการเสีयरูป Shear mode โดยจะทำการเพิ่มขนาดจนโครงสร้างมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างผ่านเกณฑ์มาตรฐานทั้งแรงลมที่มี Demand-Capacity Ratio ที่ 1.59 และแรงแผ่นดินไหวที่มี Demand-Capacity Ratio ที่ 1.07

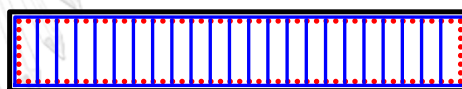
4.6.1 คุณสมบัติของโครงสร้าง

ตารางที่ 26 ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)

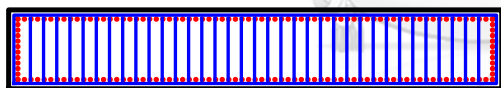
Column	t3 (mm.)	t2 (mm.)	RatioRebar (%)	BarSize (mm.)	BarNum	TieBarSize (mm.)	TieSpacing (mm.)
C1_00-09	3750	600	1.54	16	174	12	100
C1_09-20	3750	600	1.47	16	166	9	200
C1_20-30	3750	600	1.08	16	122	9	200
C1_30-41	3750	600	1	16	112	9	200
C2_00-09	3500	600	1	16	106	9	100
C2_09-20	3500	600	1	16	106	9	350
C2_20-30	3500	600	1	16	106	9	350
C2_30-41	3500	600	1	16	106	9	350



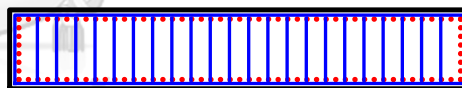
C1_00-09
600x3750
174-DB16
Tie:DB12@100 Link:37-RB9



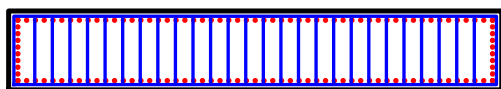
C2_00-09
600x3500
106-DB16
Tie:RB9@100 Link:22-RB9



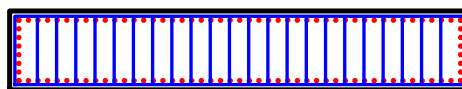
C1_09-20
600x3750
166-DB16
Tie:RB9@200 Link:35-RB9



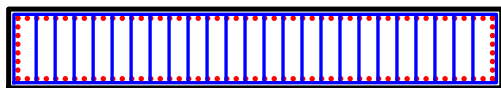
C2_09-20
600x3500
106-DB16
Tie:RB9@350 Link:22-RB9



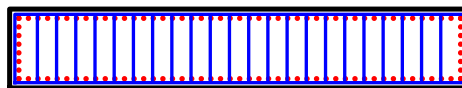
C1_20-30
600x3750
126-DB16
Tie:RB9@200 Link:26-RB9



C2_20-30
600x3500
106-DB16
Tie:RB9@350 Link:22-RB9



C1_30-41
600x3750
114-DB16
Tie:RB9@200 Link:24-RB9



C2_30-41
600x3500
106-DB16
Tie:RB9@350 Link:22-RB9

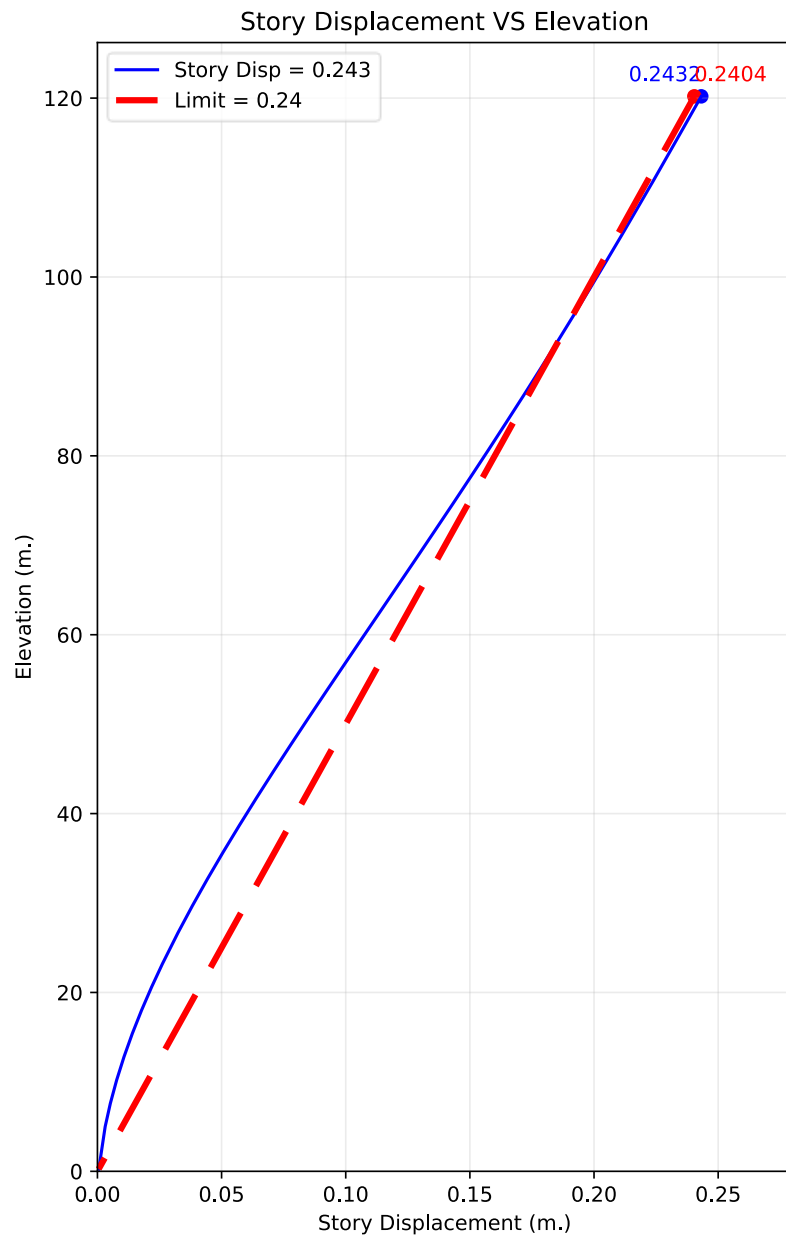
รูปที่ 75 เหล็กเสริมของเสาของโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)

ตารางที่ 27 เหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนโครงสร้าง 2-SCS

Pier	Group	Thk (mm.)	Reinf (%)	BarSize	BarSpacing	TieBarSize	TieSpacing
W001	00-09	550	0.25	16	275	9	75
W001	09-20	550	0.264	16	275	9	75
W001	20-30	550	0.51	16	125	9	75
W001	30-41	550	0.25	16	275	9	75
W002	00-09	550	0.482	16	150	9	75
W002	09-20	550	0.25	16	275	9	75
W002	20-30	550	0.272	16	250	9	75
W002	30-41	550	0.25	16	275	9	75
W003	00-09	550	2.596	28	75	20	75
W003	09-20	550	1.236	20	75	16	75
W003	20-30	550	1.226	20	75	16	75
W003	30-41	550	0.31	16	225	16	100
W004	00-09	550	0.266	16	250	16	100
W004	09-20	550	0.648	16	100	9	75
W004	20-30	550	0.8	16	75	9	75
W004	30-41	550	0.25	16	275	9	75
W005	00-09	550	0.37	16	175	12	75
W005	09-20	550	0.698	16	100	12	125
W005	20-30	550	0.84	16	75	12	100
W005	30-41	550	0.25	16	275	12	100
W006	00-09	550	0.338	16	200	9	75
W006	09-20	550	0.712	16	100	9	75
W006	20-30	550	0.946	16	75	9	75
W006	30-41	550	0.25	16	275	9	75
W007	00-09	550	1.01	20	100	12	100
W007	09-20	550	1.574	25	100	12	100
W007	20-30	550	1.78	25	100	9	75
W007	30-41	550	0.48	16	150	9	75

4.6.2 ผลตอบสนองต่อแรงลม

โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS) จะถูกสมมติให้มีอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) เท่ากับ 0.0075 และมีแรงสถิตเทียบเท่าของแต่ละชั้นของอาคารเท่ากับของโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS) โดยการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารเท่ากับ 0.243 เมตร ซึ่งคิดเป็นอัตราส่วน 1.01 ของค่าที่ยอมให้



รูปที่ 76 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากแรงลม โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)

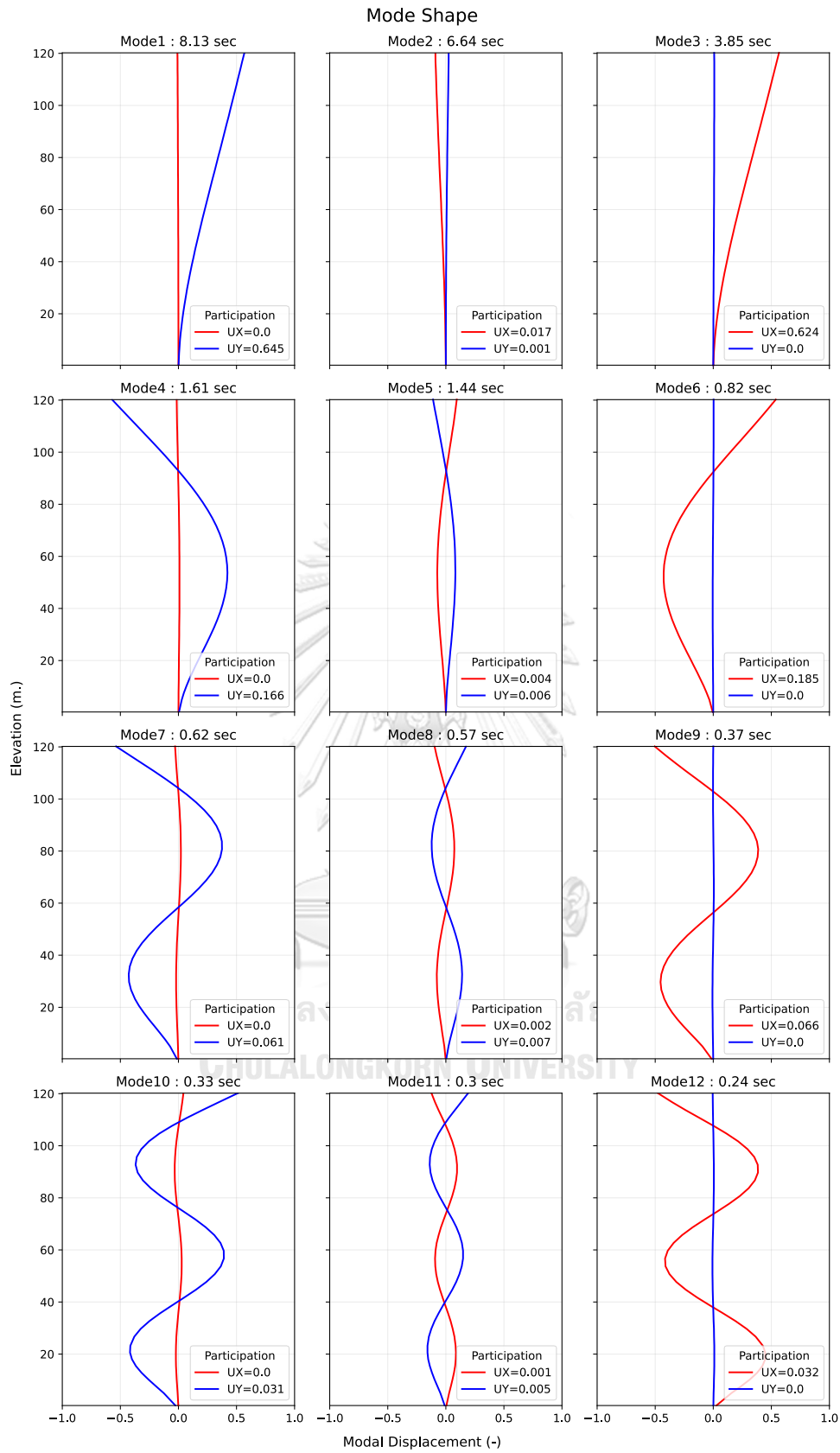
4.6.3 ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว

4.6.3.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้าง

คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS) กำหนดให้อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) มีค่าเท่ากับ 2.5% ตาม มยผ. 1301/1302-61 ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงมากกว่า 60 เมตร คาบธรรมชาติ (Natural period) และ Mass participation ratio โดยแสดงค่าเฉพาะ 12 โหมดแรกที่วิเคราะห์ มีรายละเอียดและ Mode shape ดังแสดง

ตารางที่ 28 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)

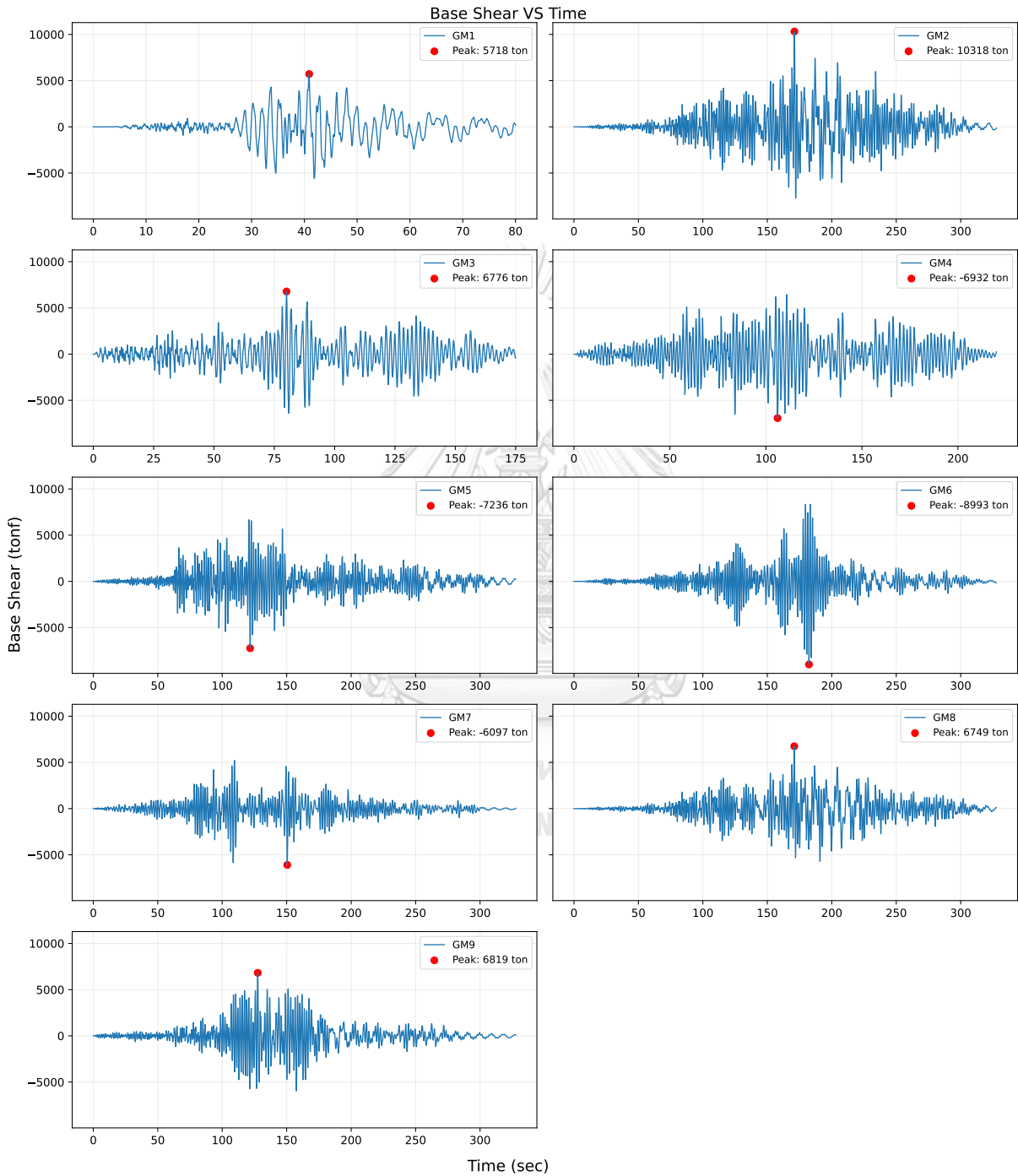
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	8.133	0	0.645	0	0.645	0.001	0.001
2	6.638	0.017	0.001	0.017	0.646	0.635	0.637
3	3.851	0.624	0	0.641	0.646	0.016	0.653
4	1.61	0	0.166	0.641	0.812	0.006	0.658
5	1.442	0.005	0.007	0.645	0.819	0.152	0.81
6	0.822	0.185	0	0.83	0.819	0.005	0.815
7	0.618	0	0.061	0.83	0.88	0.006	0.821
8	0.566	0.002	0.007	0.832	0.886	0.058	0.879
9	0.369	0.066	0	0.898	0.886	0.002	0.881
10	0.327	0	0.031	0.898	0.917	0.005	0.885
11	0.302	0.001	0.005	0.899	0.922	0.03	0.916
12	0.237	0.032	0	0.931	0.922	0.001	0.917



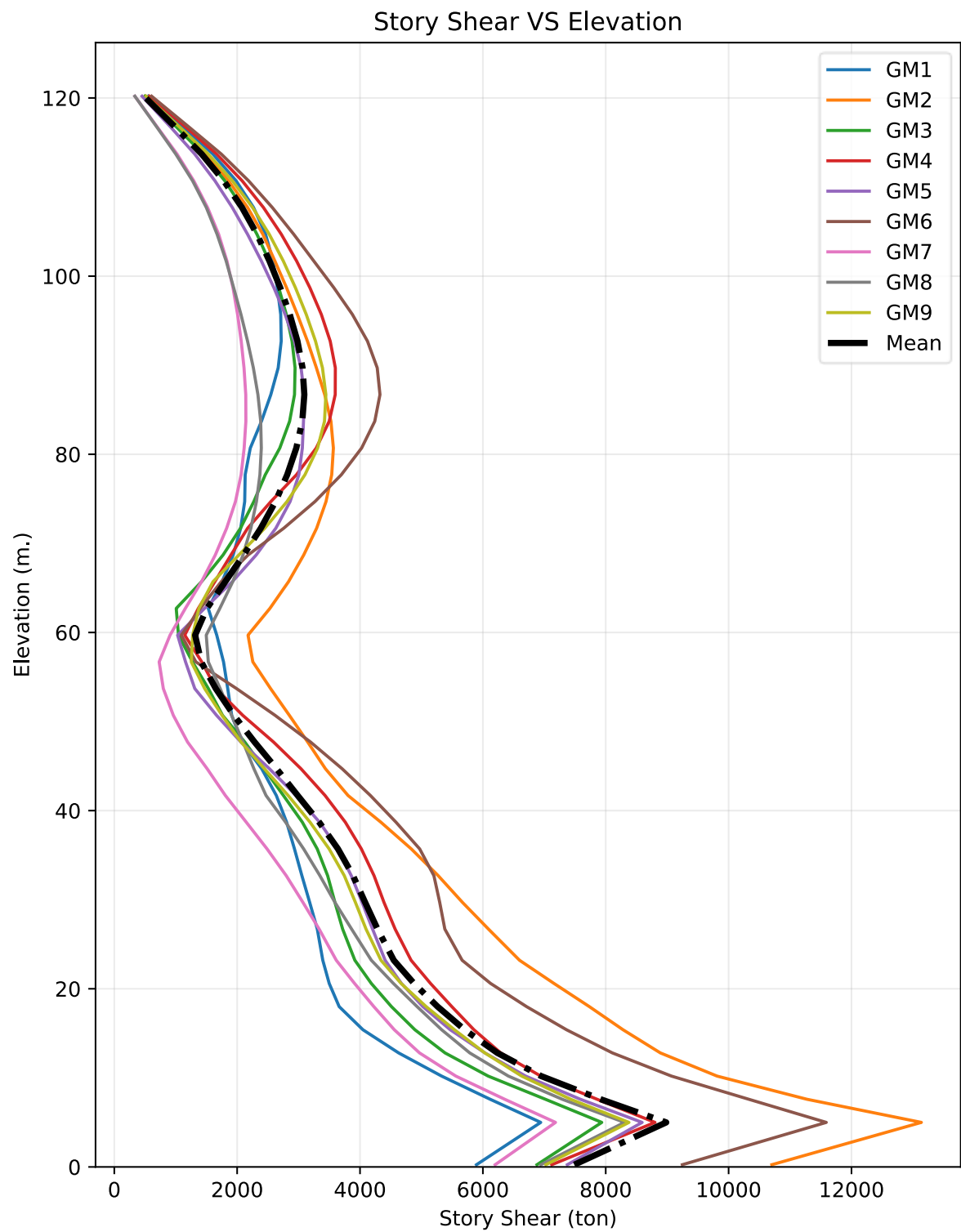
รูปที่ 77 Mode shape โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)

4.6.3.2 ผลตอบสนองของแรงเฉือน

แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการผลการตอบสนองของแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับเวลาและแรงเฉือนที่ชั้น ที่คู่คลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ ดังแสดง



รูปที่ 78 แรงเฉือนที่ฐานโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)

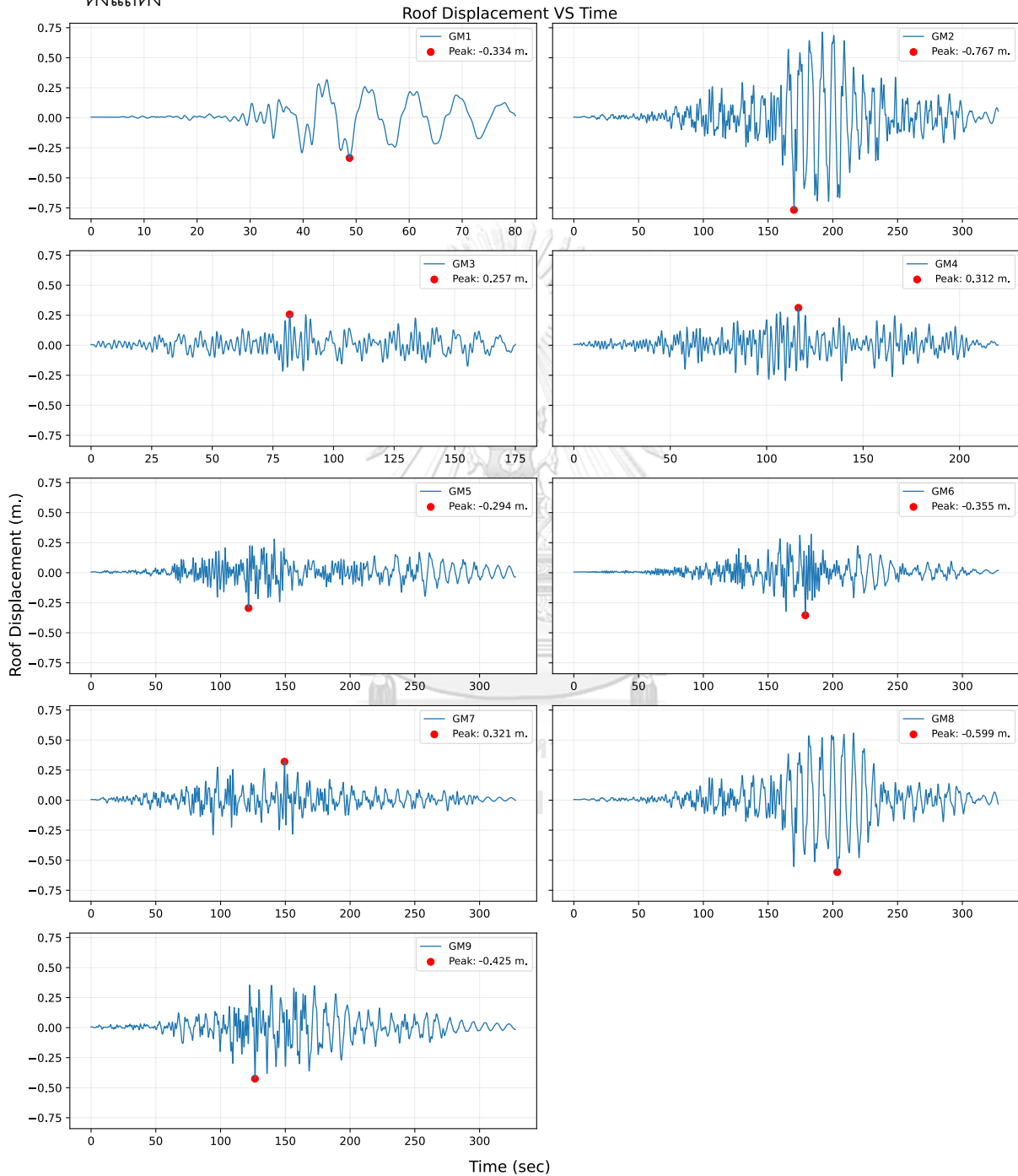


รูปที่ 79 Story shear โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)

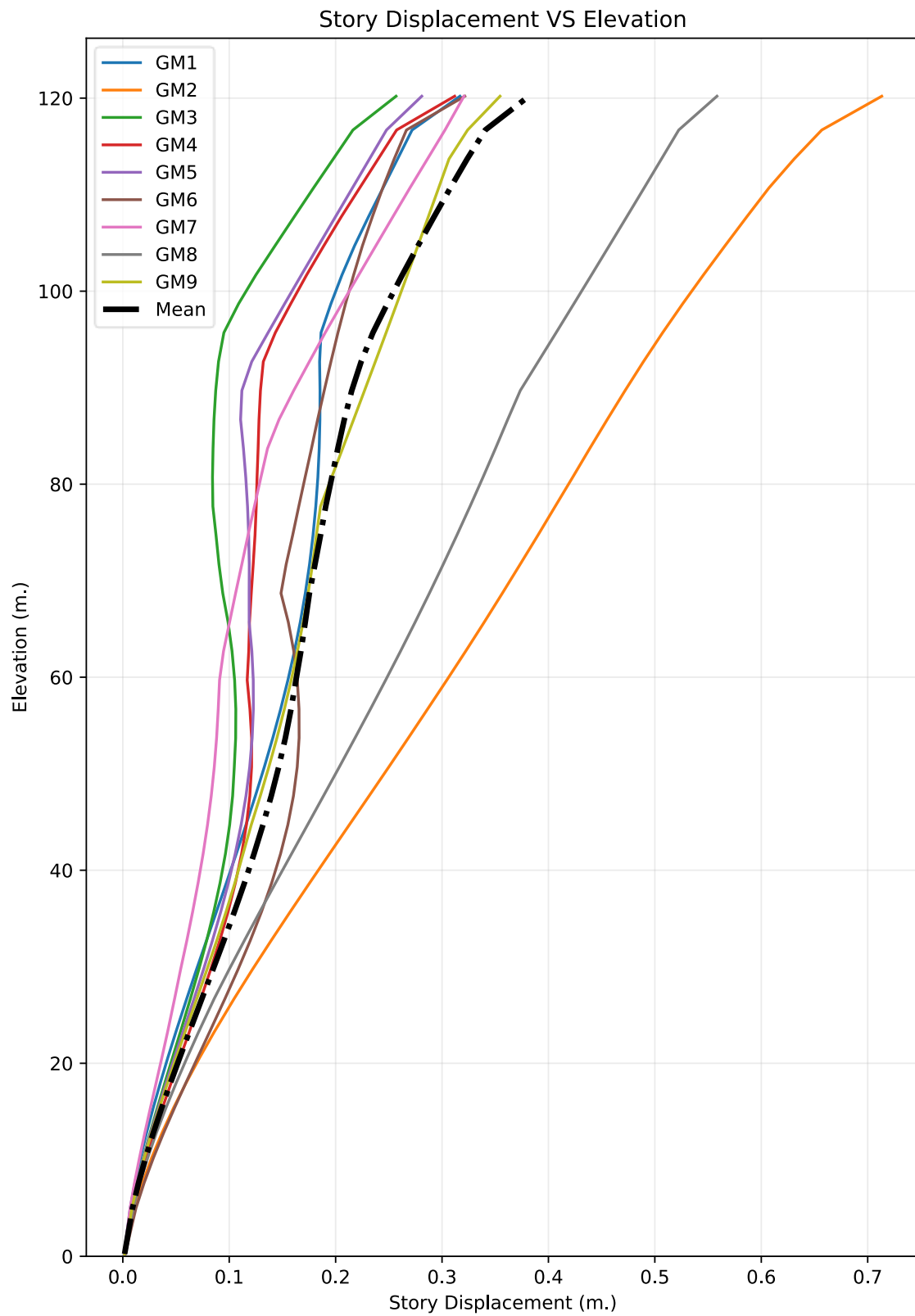
4.6.3.3 ผลตอบสนองของการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง

แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการผลการตอบสนองการเคลื่อนที่ที่ชั้นหลังคาของอาคารกับเวลา การเคลื่อนที่ทางด้านข้างของแต่ละชั้น และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น ที่คู่คลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ

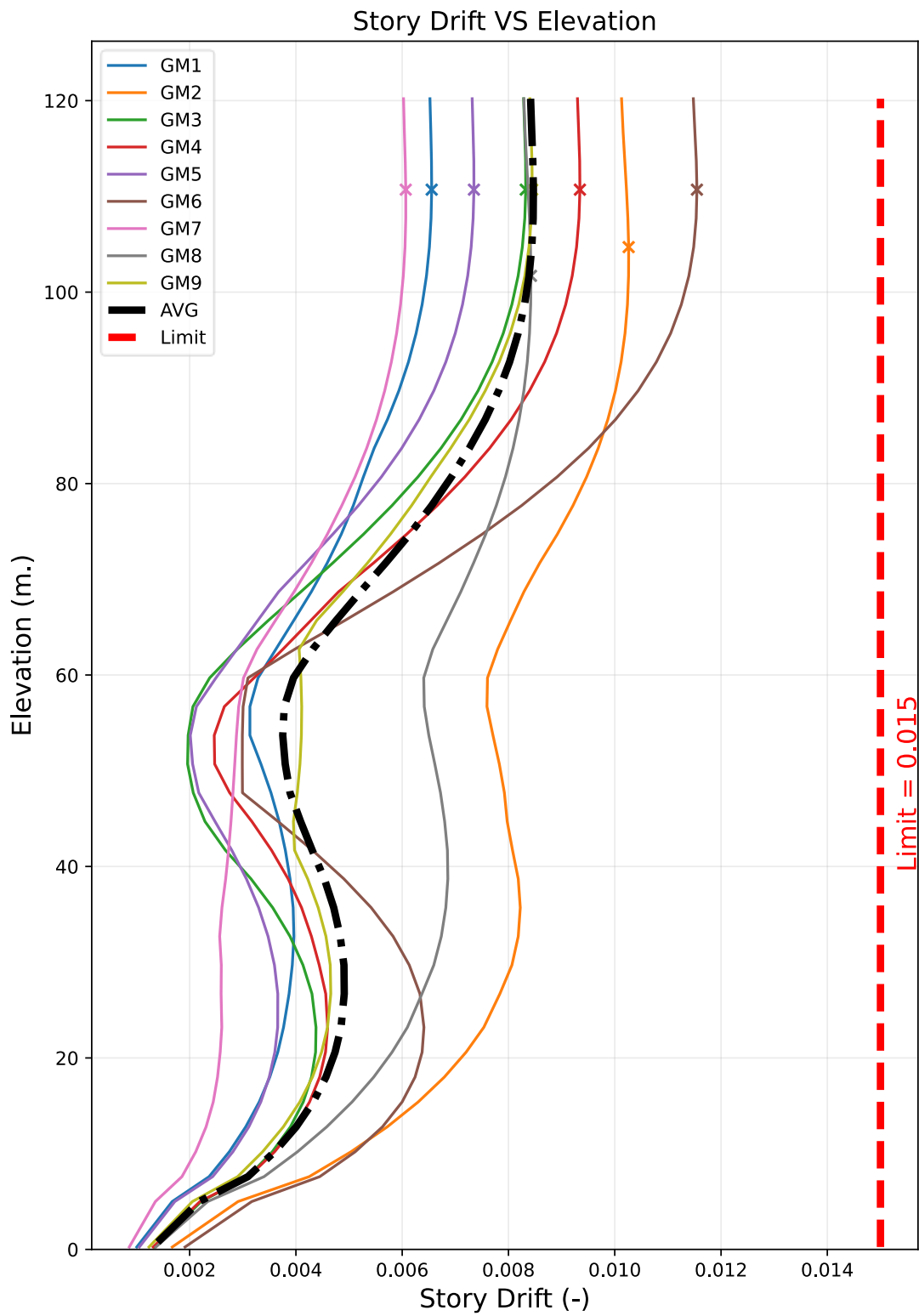
ดังแสดง



รูปที่ 80 การเคลื่อนที่ตัวที่ชั้นหลังคา โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)



รูปที่ 81 การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)

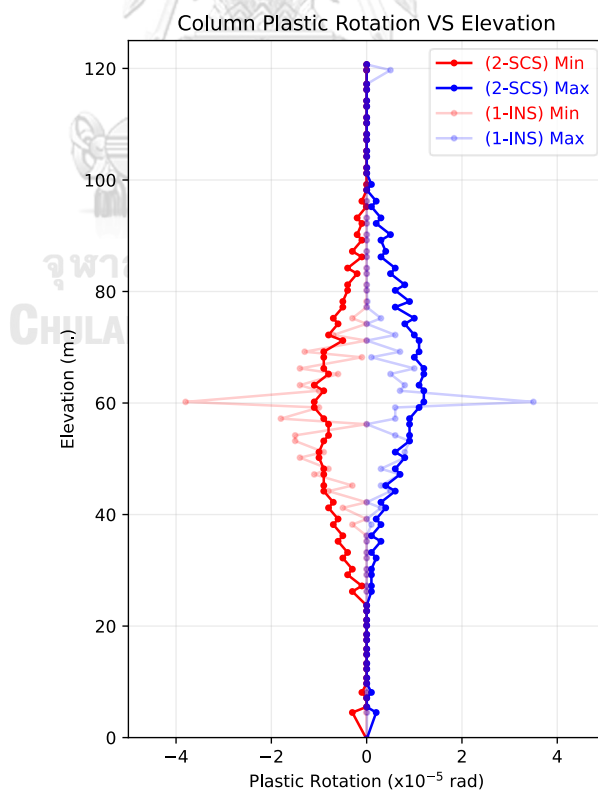


รูปที่ 82 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)

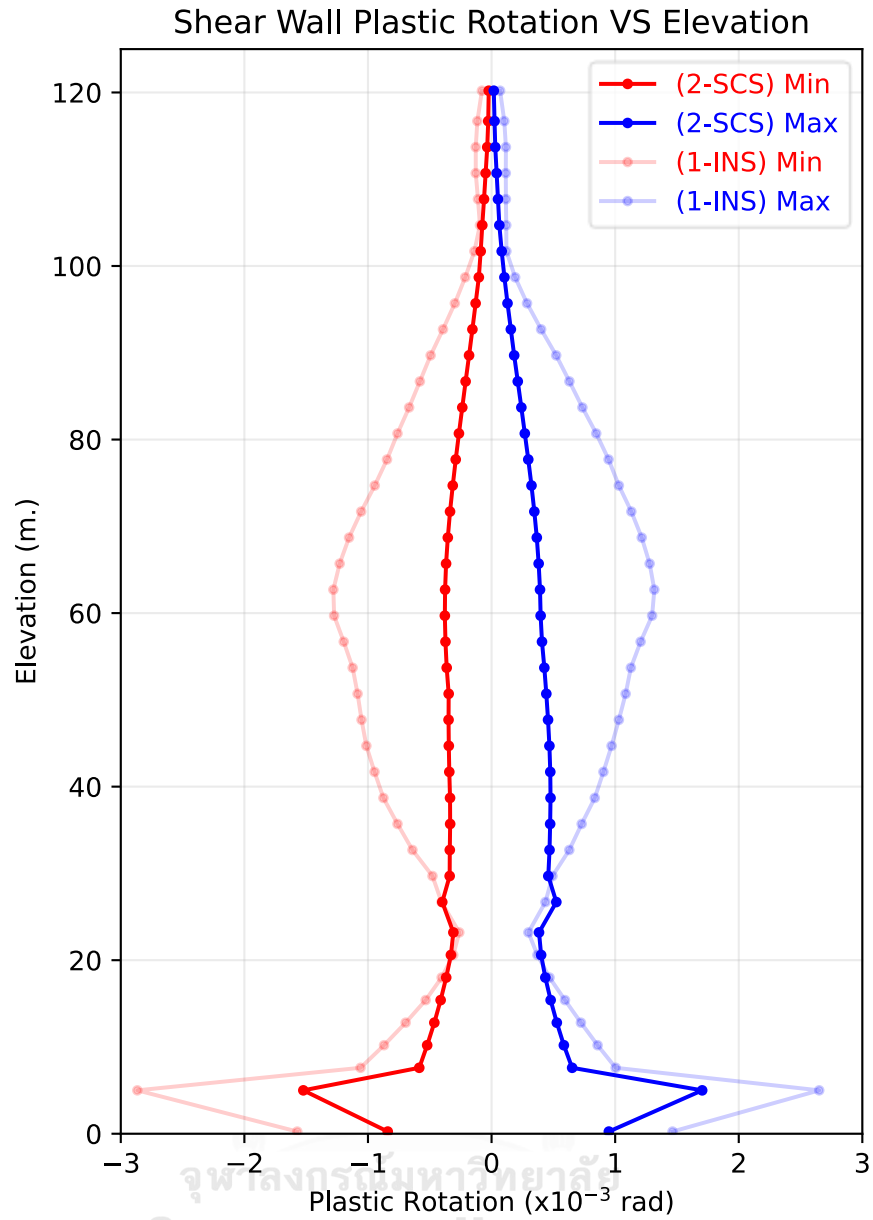
4.6.3.4 ผลตอบสนองไม่เชิงเส้นของเสาและกำแพงรับแรงเฉือน

เสาของโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS) ภายใต้แรงแผ่นดินไหวเกิด Plastic rotation มากในช่วงระดับชั้น 25 ถึง ระดับชั้น 28 สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนช่วงระดับชั้น 2 จะเกิด Plastic rotation มากกว่าบริเวณอื่น เนื่องจากบริเวณดังกล่าวมีความสูงของชั้นเท่ากับ 5 เมตร ซึ่งเป็นบริเวณที่อาคารมีสติเฟโนสที่ต่ำ จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) อยู่ระหว่างจุด B ถึงจุด C ของ Backbone curve เกิดการครากแต่ยังไม่ถึงสภาวะประลัย (Ultimate capacity) ถึงแม้ว่าโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS) จะมีขนาดโครงสร้างที่ใหญ่ แต่แรงด้านข้างมีขนาดสูง เนื่องจากน้ำหนักของโครงสร้างที่เพิ่มขึ้น ทำให้โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS) ยังคงเกิดพฤติกรรมไม่เชิงเส้น Plastic rotation ของเสาและกำแพงรับแรงเฉือนต่ำสุดสูงสุดเมื่อเทียบกับระดับของอาคารดังแสดง

Plastic rotation ของเสาและกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS) เกิดขึ้นสูงสุด 1.5×10^{-5} และ 1.75×10^{-3} เรเดียน ตามลำดับ ซึ่งยังอยู่ในระดับระดับสมรรถนะ (Performance level) เข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy Level, IO)



รูปที่ 83 Plastic rotation ของเสา โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)



รูปที่ 84 Plastic rotation ของกำแพงรับแรงเฉือน โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)

4.6.3.5 สรุปการตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว

กรณีที่ใช้จำนวนคลื่นแผ่นดินไหวไม่น้อยกว่า 7 ชุด มยผ. 1301/1302-61 ได้ให้ใช้ค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นเปรียบเทียบกับเกณฑ์มาตรฐาน โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS) มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดและเฉลี่ยเท่ากับ 0.0115 และ 0.0085 ตามลำดับ ซึ่งการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างเฉลี่ยเทียบกับเกณฑ์มาตรฐานที่ 0.0150 คิดเป็นอัตราส่วน 0.567

ตารางที่ 29 ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS)

GM	Conditioned Period (sec)	BaseShear (ton)		StoryDrift (-)		RoofDisplacement (m.)	
GM1	0.5	5718	5718	0.0066	5718	0.317	0.317
GM2	1.5	10318	8547	0.0103	0.0093	0.713	0.485
GM3		6776		0.0083		0.257	
GM4	2	6932	7315	0.0093	0.0086	0.312	0.309
GM5		7236		0.0074		0.281	
GM6		8993		0.0115		0.321	
GM7		6097		0.0061		0.321	
GM8	3	6749	6784	0.0084	0.0084	0.558	0.457
GM9		6819		0.0084		0.355	
MAX		10318		0.0115		0.713	
MEAN		7293		0.0085		0.382	

4.7 โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)

โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD) จะทำการติดตั้งผนังสลายพลังงานในตำแหน่งและจำนวนที่เหมาะสมเพื่อให้โครงสร้างผ่านเกณฑ์การเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารจากแรงลมและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากแรงลม การติดตั้งผนังสลายพลังงานจะมีข้อได้เปรียบมากกว่าการเพิ่มขนาดของโครงสร้างในแง่ของการเลือกตำแหน่งที่เหมาะสมในการแก้ไขปัญหาการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง เช่น ในกรณีที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีค่าสูงที่บริเวณกึ่งกลางความสูงของอาคาร เนื่องจากการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของโครงสร้างมีส่วนร่วมจากหลายโหมดของพฤติกรรมเชิงพลศาสตร์ การเพิ่มขนาดเสาหรือกำแพงรับแรงเฉือนเฉพาะบริเวณดังกล่าวเพื่อเพิ่มสติเฟนสเฉพาะบริเวณนั้นเป็นวิธีการที่ไม่นิยมทำ จำเป็นจะต้องเพิ่มขนาดเสาหรือกำแพงรับแรงเฉือนตลอดทั้งความสูงที่อยู่ในระดับต่ำลงไปให้มีขนาดไม่น้อยกว่าขนาดของระดับด้านบน แต่การติดตั้งผนังสลายพลังงานสามารถทำได้ขึ้นอยู่กับตำแหน่งที่เหมาะสมในการติดตั้งผนังสลายพลังงาน เช่นติดตั้งเฉพาะบริเวณกึ่งกลางของอาคารเท่านั้น

4.7.1 คุณสมบัติของผนังสลายพลังงานในแบบจำลอง

งานวิจัยนี้ได้เลือกใช้ผนังสลายพลังงานจากบริษัท Dynamic Isolation System โดยมีของเหลวเป็นของเหลวหนืด (Viscous fluid) ที่มีผลทดสอบคุณสมบัติของผนังสลายพลังงานที่น่าเชื่อถือ คุณสมบัติของผนังสลายพลังงานที่ Dynamic Isolation System มีให้เลือกใช้ขึ้นอยู่กับขนาดของผนังสลายพลังงานและจำนวนของใบพัดที่จุ่มอยู่ในของเหลว

Standard Units			Single Vane		Double Vane		α (dimensionless)
DIS VWD	Width (ft)	Height (ft)	K [kip/in]	C [kip-(sec/in) ²]	K [kip/in]	C [k-(sec/in) ²]	
6 x 8	6	8	155	40	310	80	0.5
7 x 8	7	8	185	45	370	90	0.5
8 x 8	8	8	225	55	450	110	0.5
9 x 8	9	8	260	65	520	130	0.5
6 x 9	6	9	170	45	340	90	0.5
7 x 9	7	9	205	55	410	110	0.5
8 x 9	8	9	245	65	490	130	0.5
9 x 9	9	9	285	75	570	150	0.5
6 x 10	6	10	180	50	360	100	0.5
7 x 10	7	10	210	60	420	120	0.5
8 x 10	8	10	255	70	510	140	0.5
6 x 11	6	11	185	55	370	110	0.5
7 x 11	7	11	220	70	440	140	0.5
8 x 11	8	11	265	80	530	160	0.5
6 x 12	6	12	190	65	380	130	0.5
7 x 12	7	12	225	75	450	150	0.5
8 x 12	8	12	270	90	540	180	0.5

รูปที่ 85 คุณสมบัติของผนังสลายพลังงานจากบริษัท Dynamic Isolation System

ผนังสลายพลังงานที่เหมาะสมกับอาคารตัวอย่างคือ 9x9 แบบ Double vane เนื่องจากมีขนาดที่พอดีกับความสูงระหว่างชั้นของอาคาร โดยผนังสลายพลังงาน 9x9 แบบ Double vane มีคุณสมบัติสติฟเนสเท่ากับ 570 kip/in ความหน่วง 150 k-(sec/in)^α และเลขชี้กำลังของความหน่วงเท่ากับ 0.5

4.7.2 แบบจำลองชิ้นส่วนผนังสลายพลังงานในอาคาร

การสร้างแบบจำลองผนังสลายพลังงาน VWD ในอาคาร Dynamic Isolation System ได้แนะนำว่า ให้สร้างแบบจำลองด้วยองค์อาคารไม่เชิงเส้น (Nonlinear Link) โดยใช้ชนิดเป็น Damper – Exponential วางตัวอยู่ในแนวราบระหว่างกึ่งกลางของระดับชั้นของอาคาร โดยชิ้นส่วนมีความยาวโดยประมาณ 15 เซนติเมตร เพื่อเป็นตัวแทนของคุณสมบัติสติฟเนสและความหน่วง ซึ่งแบบจำลองผนังสลายพลังงาน VWD จะมีคุณสมบัติสติฟเนสและความหน่วงตามแนวระนาบของ VWD เท่านั้น คุณสมบัติสติฟเนสและความหน่วงนอกระนาบของ VWD มีค่าน้อยมากจนถือว่าไม่มี จากนั้นให้ใช้องค์อาคาร Rigid Link ที่มีคุณสมบัติยึดแน่น (Fixed) ในทุกระดับความอิสระ (Degree of freedom) ยึดโยงองค์อาคารไม่เชิงเส้น Nonlinear Link ของ VWD เข้ากับระดับของพื้นชั้นด้านบนและด้านล่าง เมื่ออาคารเกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจะเกิดการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นขึ้น การเคลื่อนที่ระหว่างจุดต่อด้านบนและด้านล่างเคลื่อนที่ไม่เท่ากันทำให้ผนังสลายพลังงานเกิดการเสียรูป (Deformation) ส่งผลให้เกิดแรงต้านทานแรงด้านข้างที่มากกระทำ โดยขนาดของแรงต้านทานที่ผนังสลายพลังงานทำได้จะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติเชิงกลของผนังสลายพลังงานได้แก่ สติฟเนส ความหน่วง และเลขชี้กำลังของความหน่วง สำหรับซอฟต์แวร์ ETABS คุณสมบัติในแนวแกนของชิ้นส่วนประเภท Link จะถูกกำหนดด้วยคุณสมบัติภายใต้พารามิเตอร์ U1

Link Property Data

General

Link Property Name: VWD_Expo P-Delta Parameters: Modify/Show...

Link Type: Damper - Exponential Acceptance Criteria: Modify/Show...

Link Property Notes: Modify/Show Notes... None specified

Total Mass and Weight

Mass: 0 kgf-s²/m Rotational Inertia 1: 0 kgf-m-s²

Weight: 0 kgf Rotational Inertia 2: 0 kgf-m-s²

Rotational Inertia 3: 0 kgf-m-s²

Factors for Line and Area Springs

Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: 1 m

Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: 1 m²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All Clear All

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases: Effective Stiffness from Zero, Else Nonlinear

Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping: Initial Stiffness (K0)

Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor: 1

OK Cancel

รูปที่ 86 ชนิดขององค์อาคาร Nonlinear Link, Damper-Exponential ของ VWD

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: VWD_Expo

Direction: U1

Type: Damper - Exponential

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 0 kip/in

Effective Damping: 0 kip-s/in

Nonlinear Properties

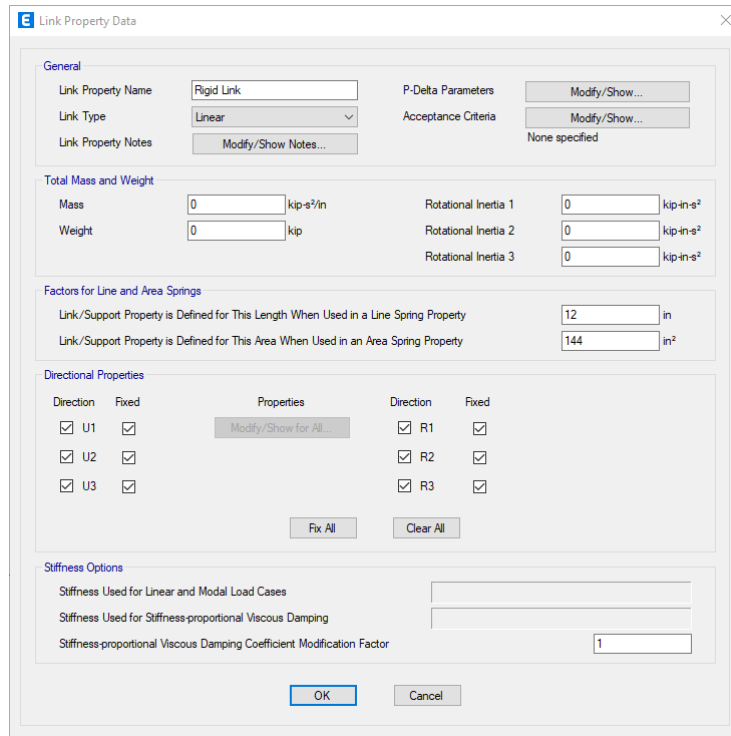
Stiffness: 570 kip/in

Damping: 150 kip*(s/in)^{Cexp}

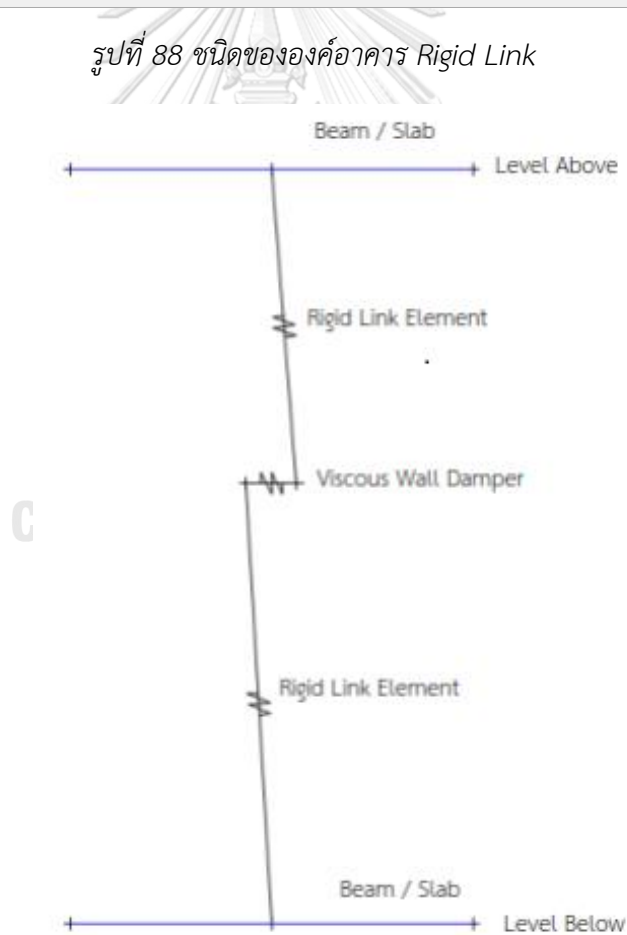
Damping Exponent: 0.5

OK Cancel

รูปที่ 87 คุณสมบัติ stiffness และความหน่วงขององค์อาคาร Nonlinear Link, Damper-Exponential ของ VWD



รูปที่ 88 ชนิดขององค์อาคาร Rigid Link



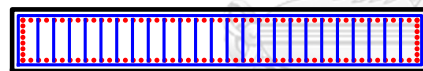
รูปที่ 89 แบบจำลองตัวผนังสลายพลังงาน VWD ในอาคาร

4.7.3 คุณสมบัติของโครงสร้าง

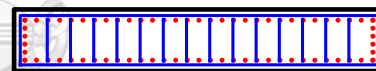
ขนาดของโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง Viscous Wall Damper (3-VWD) จะมีขนาดเท่ากับของโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS) แตกต่างกันเฉพาะจำนวนเหล็กเสริมและผนังสลายพลังงานที่ติดตั้งเพิ่มเติมเท่านั้น

ตารางที่ 30 ขนาดและเหล็กเสริมของเสาโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)

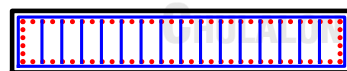
Column	t3 (mm.)	t2 (mm.)	RatioRebar (%)	BarSize (mm.)	BarNum	TieBarSize (mm.)	TieSpacing (mm.)
C1_00-09	2700	400	2.097	16	114	9	100
C1_09-20	2200	400	1.668	16	74	9	300
C1_20-30	1600	400	1.703	16	56	9	75
C1_30-41	1000	400	1.517	16	32	9	125
C2_00-09	2400	400	1.420	16	68	9	250
C2_09-20	2000	400	1	16	40	9	350
C2_20-30	1400	400	1	16	28	9	75
C2_30-41	1000	400	1.520	16	32	9	125



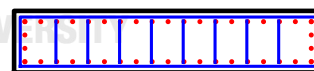
C1_00-09
400x2700
114-DB16
Tie:RB9@100 Link:24-RB9



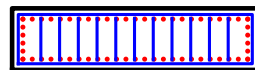
C2_00-09
400x2400
70-DB16
Tie:RB9@250 Link:14-RB9



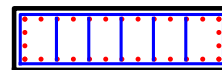
C1_09-20
400x2200
74-DB16
Tie:RB9@300 Link:15-RB9



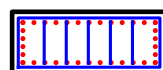
C2_09-20
400x2000
42-DB16
Tie:RB9@350 Link:8-RB9



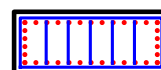
C1_20-30
400x1600
58-DB16
Tie:RB9@75 Link:11-RB9



C2_20-30
400x1400
30-DB16
Tie:RB9@75 Link:5-RB9



C1_30-41
400x1000
34-DB16
Tie:RB9@125 Link:5-RB9



C2_30-41
400x1000
34-DB16
Tie:RB9@125 Link:5-RB9

รูปที่ 90 เหล็กเสริมของเสาของโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)

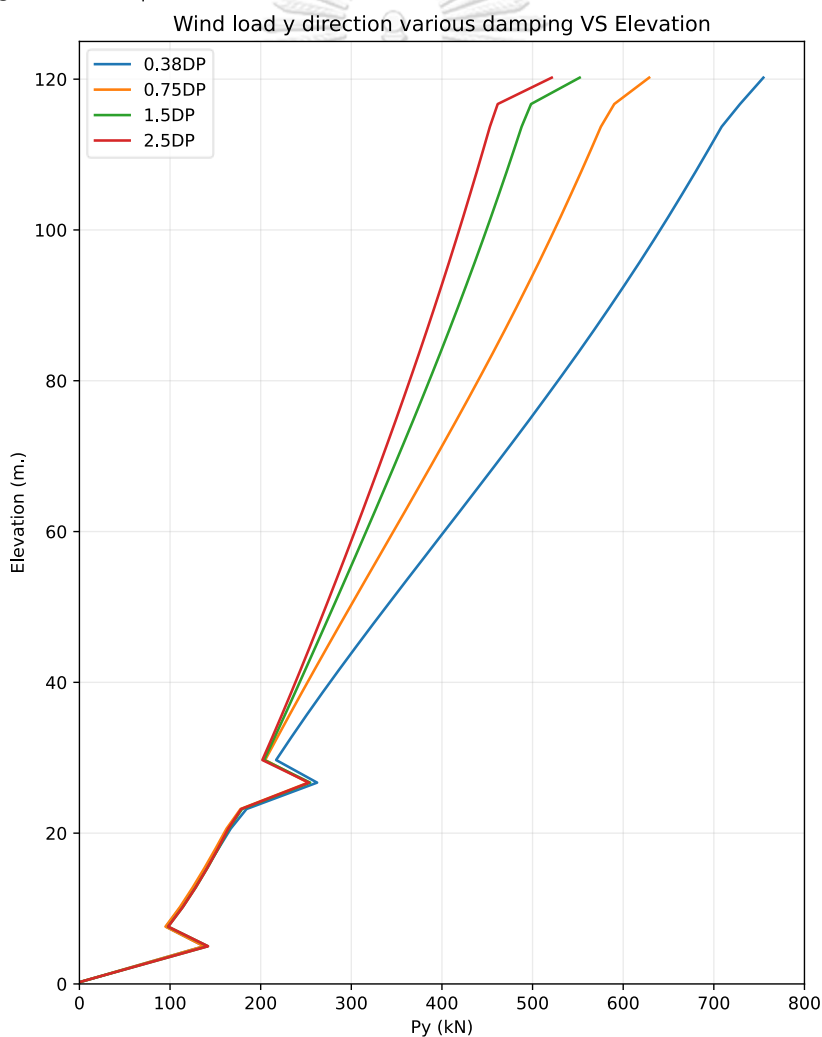
ตารางที่ 31 เหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)

Pier	Group	Thk (mm.)	Reinf (%)	BarSize	BarSpacing	TieBarSize	TieSpacing
W1	00-09	250	0.874	16	175	9	75
W1	09-20	250	4.058	25	75	9	75
W1	20-30	250	4.602	25	75	9	100
W1	30-41	250	0.66	16	225	9	100
W2	00-09	250	2.088	16	75	9	75
W2	09-20	250	5.474	28	75	9	150
W2	20-30	250	5.974	28	75	9	175
W2	30-41	250	0.25	16	350	9	200
W3	00-09	250	4.408	25	75	16	75
W3	09-20	250	2.33	20	100	16	100
W3	20-30	250	2.874	20	75	12	100
W3	30-41	250	0.76	16	200	12	100
W4	00-09	250	0.25	16	350	12	75
W4	09-20	250	1.518	16	100	9	75
W4	20-30	250	2.144	16	75	9	75
W4	30-41	250	0.51	16	300	9	75
W5	00-09	250	0.25	16	350	12	100
W5	09-20	250	1.684	16	75	9	100
W5	20-30	250	2.208	20	100	9	75
W5	30-41	250	0.6	16	250	9	75
W6	00-09	250	0.818	16	175	9	175
W6	09-20	250	1.22	16	125	9	200
W6	20-30	250	2.364	20	100	9	200
W6	30-41	250	0.25	16	350	9	200
W7	00-09	250	1.746	16	75	9	75
W7	09-20	250	1.576	16	100	9	100
W7	20-30	250	2.446	20	100	9	75
W7	30-41	250	0.86	16	175	9	75

4.7.4 แรงลมสถิตเทียบเท่าจากอุโมงค์ลมที่อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ต่างๆ

การหาแรงลมสถิตเทียบเท่าจากผลทดสอบอุโมงค์ลมจำเป็นที่จะต้องทราบอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ของอาคารก่อน ซึ่งการติดตั้งผนังสลายพลังงานจะช่วยเพิ่มอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ของอาคารได้อย่างมาก ส่งผลให้แรงลมสถิตเทียบเท่าที่กระทำต่ออาคารลดลง การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยึดอาคารจะลดลง

การทดสอบอุโมงค์ลมของอาคารตัวอย่างให้ผลทดสอบเฉพาะโครงสร้างที่มีอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) เท่ากับ 0.38%, 0.75%, 1.5% และ 2.5% เท่านั้น งานวิจัยนี้จะใช้ Regression เพื่อหาแรงลมสถิตเทียบเท่าที่กระทำกับโครงสร้างสำหรับแรงลมที่อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) อื่นๆ



รูปที่ 91 แรงลมสถิตเทียบเท่าแต่ละชั้นในทิศทาง Y สำหรับอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ต่างๆ

โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS) มีอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ที่ 0.75% จะเห็นว่าในการเพิ่มอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ของโครงสร้างเป็น 1.5% และ 2.5% จะทำให้โครงสร้างมีแรงกระทำรวมที่ลดลงเหลือเป็นสัดส่วน 0.9 และ 0.858 ตามลำดับ ของโครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS)

ตารางที่ 32 แรงเฉือนที่ฐานทิศทาง Y สำหรับอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ต่างๆ

Damping ratio (%)	BaseShear (kN)	BaseShear Ratio to (1-INS)
0.38	16525	1.173
0.75	14089	1
1.5	12677	0.9
2.5	12085	0.858

การทำให้โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวที่ยืดออกจากระเบียงมาตรฐานโดยการติดตั้งผนังสลายพลังงาน จำเป็นที่จะต้องทราบเป้าหมายของอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ที่เพิ่มขึ้นจากผนังสลายพลังงานเพื่อที่จะลดแรงสถิตเทียบเท่าก่อน จากนั้นจึงทำการเลือกตำแหน่งและจำนวนในการติดตั้งผนังสลายพลังงานที่เหมาะสมเพื่อให้โครงสร้างมีอัตราส่วนความหน่วงรวม (Total damping ratio) ตามที่ต้องการ

จากการทดลองเพิ่มอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) พบว่าการทำให้โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวที่ยืดออกจากระเบียงมาตรฐาน อัตราส่วนความหน่วงจากผนังสลายพลังงาน (Additional damping ratio) ที่จะต้องเพิ่มขึ้นเท่ากับ 2.08% เมื่อรวมอัตราส่วนความหน่วงโดยธรรมชาติของอาคาร (Inherent damping ratio) เท่ากับ 0.75% รวมเป็นอัตราส่วนความหน่วงทั้งหมด (Total damping ratio) เท่ากับ 2.83%

4.7.5 การหาอัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้น (Additional Damping ratio) และการเลือก

ตำแหน่งในการติดตั้งผนังสลายพลังงาน

อัตราส่วนความหน่วงโดยธรรมชาติของอาคาร (Inherent damping ratio) เป็นค่าที่ต้องตรวจวัดจากอาคารจริง ที่เกิดการสลายพลังงานจากการแตกร้าวของหน้าตัด การขีดสีกันของมวลรวมในคอนกรีต การยืดตัวของเหล็กเสริม (Elongation) ซึ่งระดับของพลังงานที่สลายได้ก็จะขึ้นอยู่กับขนาดของแรงที่กระทำด้วย ไม่สามารถคิดคำนวณจากแบบจำลองคอมพิวเตอร์ได้

สำหรับอัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้น (Additional damping ratio) จากอุปกรณ์สลายพลังงานสามารถคำนวณได้จากแบบจำลองคอมพิวเตอร์ (Yang et al., 2020) เสนอวิธีพิจารณาจากสัดส่วนของพลังงานที่เกิดขึ้นในอุปกรณ์สลายพลังงานต่อพลังงานภายในระบบของโครงสร้าง ซึ่งพลังงานภายในระบบของโครงสร้างประกอบไปด้วยพลังงานศักย์ (Potential energy) และพลังงานจลน์ (Kinetic energy) ภายใต้ 1 รอบของการเคลื่อนที่ที่สถานะคงตัว (Steady state) ด้วยแรงกระทำแบบฮาร์มอนิก (Harmonic) ที่คาบของแรงกระทำเท่ากับคาบธรรมชาติของอาคาร

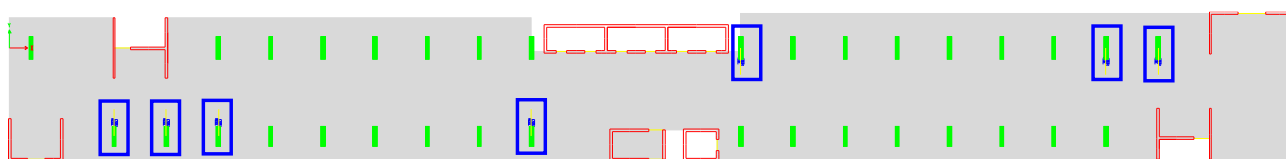
$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} \quad (16)$$

โดย ζ คือ อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio)
 E_D คือ พลังงานที่สลายได้ต่อ 1 รอบ (Dissipated energy)
 E_S คือ พลังงานภายในระบบโครงสร้าง (Total energy)

การเลือกตำแหน่งในการติดตั้งผนังสลายพลังงานจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วนคือ ตำแหน่งทางแปลน และตำแหน่งทางระดับ ผนังสลายพลังงานจะทำงานได้ดีเมื่อผนังสลายพลังงานมีการเสียรูปสูง (Deformation) เมื่อมีการสลายพลังงานที่สูงก็ส่งผลให้อัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้น (Additional damping ratio) สูงขึ้นด้วย

งานวิจัยนี้มีสมมติฐานให้ไดอะแฟรม (Diaphragm) หรือ ระบบโครงสร้างที่วางตัวอยู่ในแนวราบซึ่งคือพื้น เป็นไดอะแฟรมแข็ง (Rigid diaphragm) การเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมจะเป็นการเคลื่อนที่แบบแข็งเกร็ง (Rigid body motion) ไม่มีการเสียรูปเฉพาะบริเวณ (Local deformation) ดังนั้นการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานที่ระดับชั้นเดียวกันภายใต้แรงตรงศูนย์กลางถือว่ามีค่าเท่ากัน

ตำแหน่งทางแปลนของผนังสลายพลังงานจะถูกติดตั้งเป็นจำนวน 7 ตัวต่อชั้นที่ตำแหน่งกริด 4, 5, 6, 12, 13, 20 และ 21 ตำแหน่งกริดละ 1 ตัว ดัง แสดง



รูปที่ 92 แปลนการวางตำแหน่งผนังสลายพลังงาน

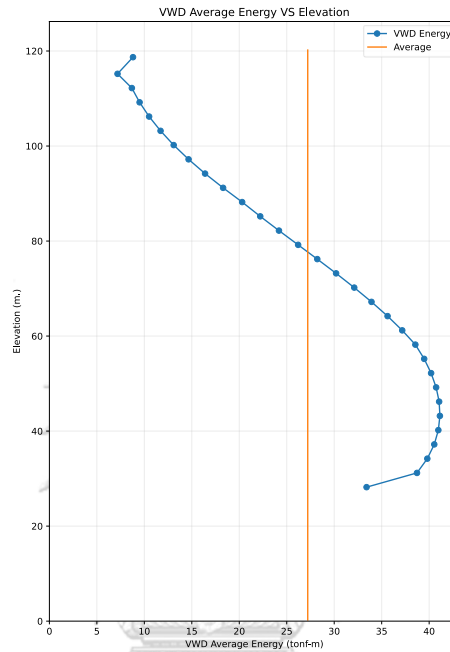
สำหรับการเลือกตำแหน่งติดตั้งผนังสลายพลังงานทางระดับชั้นที่เหมาะสม มีขั้นตอนการศึกษาดังต่อไปนี้

1. ติดตั้งผนังสลายพลังงานทุกระดับชั้นตั้งแต่ชั้น 11 ถึง ชั้น 41 โดยสมมติให้ชั้น 1 ถึง ชั้น 10 เป็นชั้นจอตลอด ไม่สามารถติดตั้งผนังสลายพลังงานได้ เนื่องจากผนังสลายพลังงานอาจเกิดขวางทางจราจรได้
2. วิเคราะห์โครงสร้างด้วยแรงกระทำแบบฮาร์โมนิก (Harmonic) ที่มีคาบของแรงกระทำเท่ากับคาบธรรมชาติโหมดที่ 1 ของอาคาร โดยขนาดของแรงกระทำเป็นสัดส่วนโดยตรงต่อการเคลื่อนที่ของโหมดที่ 1 (Modal displacement) และมีการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารใกล้เคียงกับการเคลื่อนที่จากเกณฑ์มาตรฐานที่ 0.2404 เมตร
3. เฉลี่ยพลังงานภายในระดับชั้นที่ผนังสลายพลังงานทำได้เพื่อนำไปใช้ในการเปรียบเทียบความสามารถในการสลายพลังงานแต่ละชั้น
4. คำนวณอัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้น (Additional damping ratio) จากผนังสลายพลังงานด้วยสัดส่วนของพลังงานที่เกิดขึ้นในอุปกรณ์สลายพลังงาน (Dissipated energy) ต่อพลังงานภายในระบบของโครงสร้าง
5. นำผนังสลายพลังงานในระดับชั้นที่สลายพลังงานได้น้อยกว่าในระดับอื่นออกจากแบบจำลองเพื่อให้เหลือแต่ผนังสลายพลังงานที่ทำงานได้มีประสิทธิภาพ
6. หยุดการลดจำนวนของผนังสลายพลังงานเมื่อแบบจำลองมีอัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้น (Additional damping ratio) ได้ถึงเป้าหมายที่ 2.08%

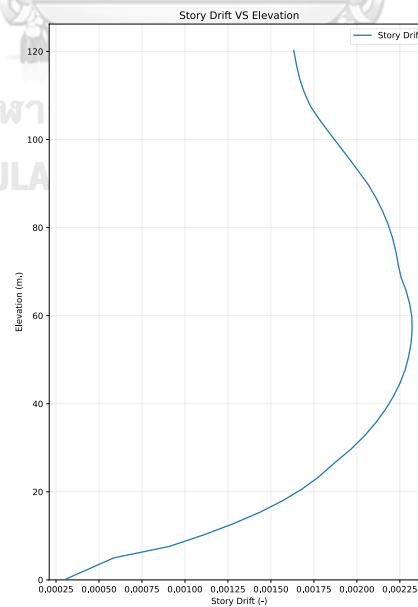
CHULALONGKORN UNIVERSITY

จากการศึกษาตำแหน่งในการติดตั้งผนังสลายพลังงานทางระดับที่เหมาะสม เริ่มต้นด้วยจำนวนผนังสลายพลังงานเท่ากับ 217 ตัว ประกอบไปด้วยชั้นละ 7 ตัว จำนวน 31 ชั้น ด้วยหลักการข้างต้นพบว่า ผนังสลายพลังงานทำงานได้มากกว่าค่าเฉลี่ยในระดับชั้น 11 ถึง ชั้น 27 (ระดับ 29.7 เมตร ถึง 77.7 เมตร) และมีค่าลดลงน้อยกว่าค่าเฉลี่ยในระดับชั้น 28 ถึง ชั้น 41 (ระดับ 80.7 เมตร ถึงระดับ 120.2 เมตร) ซึ่งตำแหน่งของผนังสลายพลังงานที่สลายพลังงานได้สูงมีความสอดคล้องกับตำแหน่งที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่สูง ซึ่งเป็นตำแหน่งที่คาดว่าผนังสลายพลังงานมีการเสียรูป (Deformation) ที่สูงจึงสามารถสลายพลังงานได้สูง {Fujita, 2010 #24}

เพื่อความสะดวกในการศึกษา งานวิจัยนี้มีสมมุติฐานในการเลือกตำแหน่งในการติดตั้งที่ชั้นติดกันเท่านั้น อัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้น (Additional damping ratio) จากผนังสลายพลังงาน ในจำนวนผนังสลายพลังงานที่เท่ากัน สามารถมีค่าที่สูงขึ้นได้จากที่งานวิจัยนี้คำนวณที่ 2.08% โดยการกระจายการติดตั้งในระดับชั้นที่มีการสลายพลังงานสูง



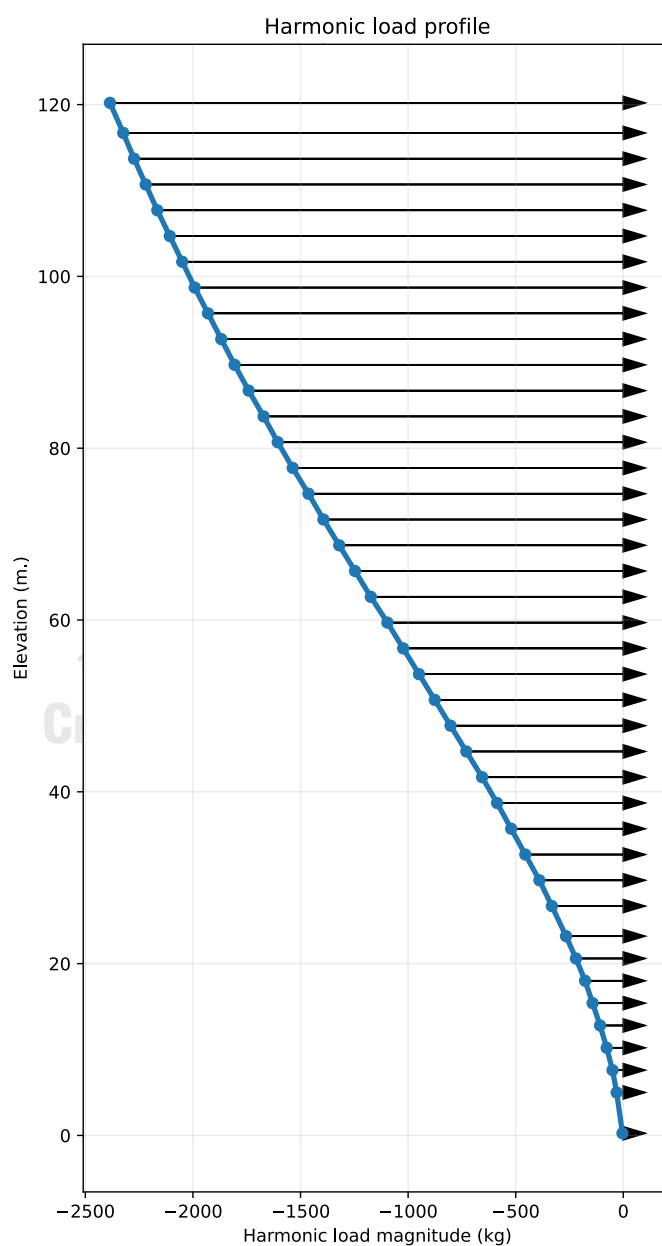
รูปที่ 93 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานที่ระดับชั้นต่างๆ



รูปที่ 94 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

งานวิจัยนี้ได้เลือกติดตั้งผนังสลายพลังงานจำนวน 4 ชั้น ที่ระดับชั้น 17 ถึงชั้น 20 (ระดับ 47.7 เมตร ถึงระดับ 56.7 เมตร) เนื่องจากเป็นระดับชั้นที่มีการสลายพลังงานได้สูงสุด และมีอัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้น (Additional damping ratio) ได้ถึงเป้าหมายที่ 2.08%

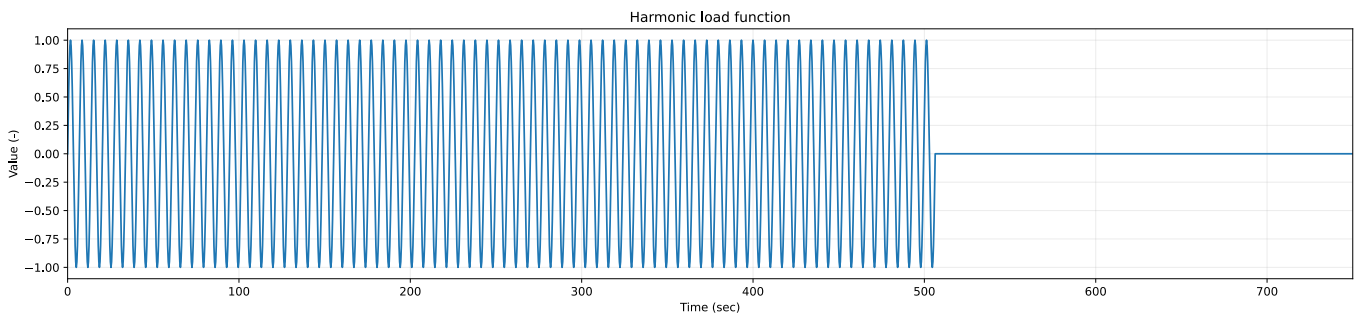
แรงกระทำกับโครงสร้างเป็นแรงพลศาสตร์ที่มีลักษณะเป็นฮาร์มอนิก (Harmonic) มีคาบการกระทำเท่ากับคาบธรรมชาติโหมดที่ 1 ของโครงสร้างที่ 6.751 วินาที เป็นแบบจำลองที่หน้าตัดไม้แตกร้าว (Uncracked section) และมี profile สอดคล้องกับ Modal displacement ของโหมดที่ 1



รูปที่ 95 Harmonic load profile

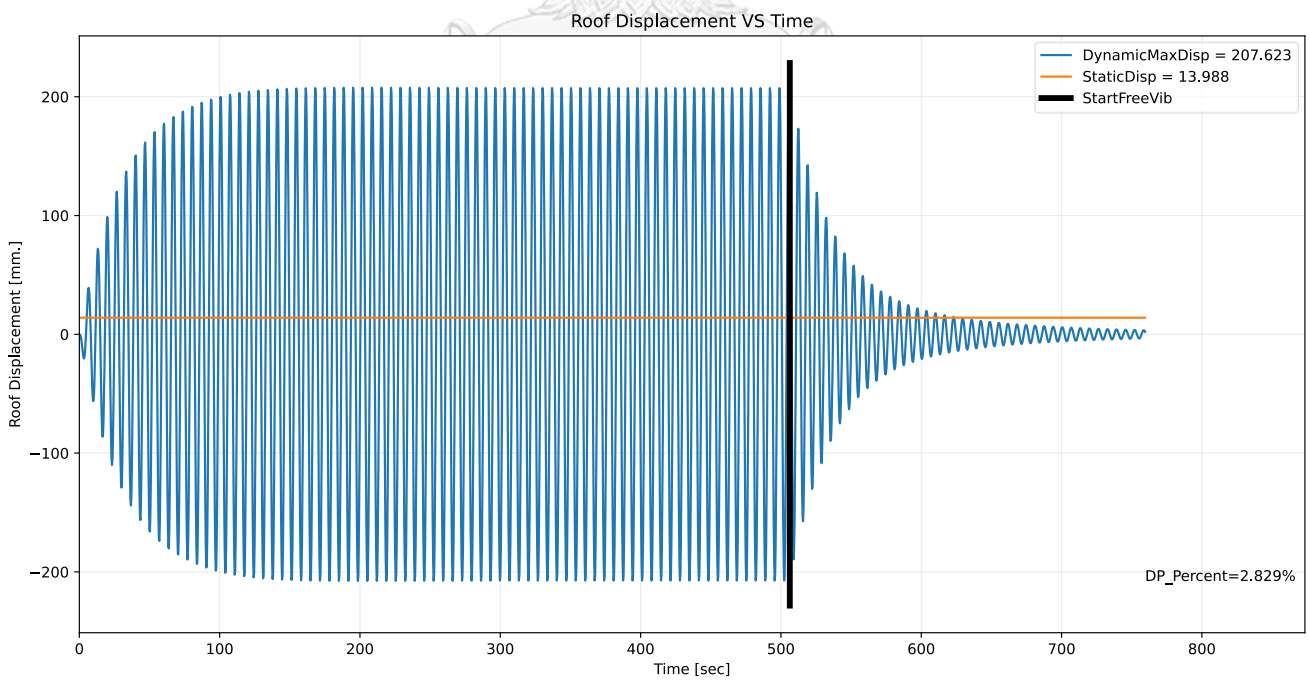
ตารางที่ 33 Harmonic load ที่กระทำกับโครงสร้างสำหรับคำนวณอัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้น
(Additional damping ratio)

Elev (m.)	Py (kg)	Elev (m.)	Py (kg)
120.2	-2385.48	56.7	-1022.9
116.7	-2323.72	53.7	-949.56
113.7	-2273.54	50.7	-876.22
110.7	-2219.5	47.7	-802.88
107.7	-2165.46	44.7	-729.54
104.7	-2107.56	41.7	-656.2
101.7	-2049.66	38.7	-586.72
98.7	-1991.76	35.7	-521.1
95.7	-1930	32.7	-455.48
92.7	-1868.24	29.7	-389.86
89.7	-1806.48	26.7	-331.96
86.7	-1740.86	23.2	-266.34
83.7	-1671.38	20.6	-220.02
80.7	-1605.76	18	-177.56
77.7	-1536.28	15.4	-142.82
74.7	-1462.94	12.8	-108.08
71.7	-1393.46	10.2	-77.2
68.7	-1320.12	7.6	-50.18
65.7	-1246.78	5	-30.88
62.7	-1173.44	0.25	-3.86
59.7	-1096.24		



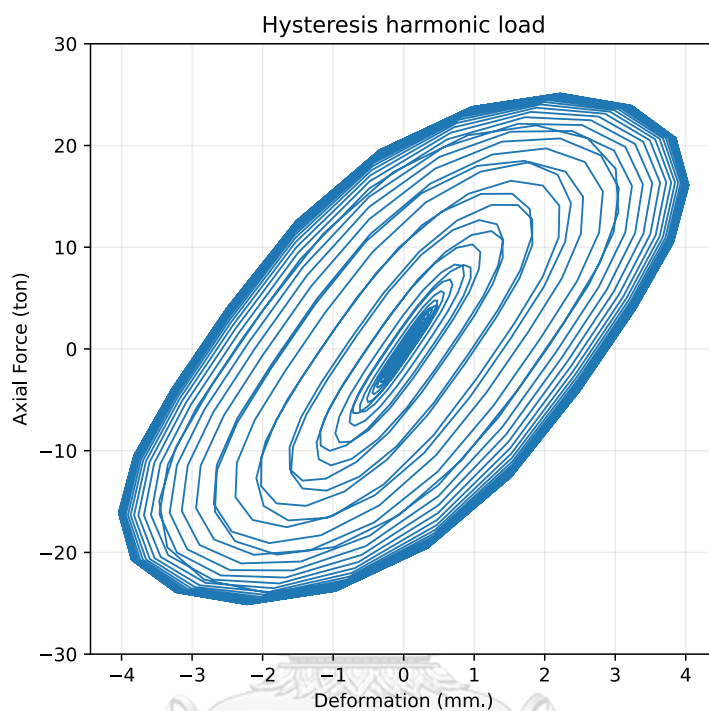
รูปที่ 96 Harmonic load function

เมื่อโครงสร้างได้รับแรงกระทำแบบฮาร์มอนิก (Harmonic) ที่มีคาบของแรงกระทำเท่ากับคาบธรรมชาติโหมดที่ 1 ของอาคาร โดยขนาดของแรงกระทำเป็นสัดส่วนโดยตรงต่อการเคลื่อนที่ของโหมดที่ 1 (Modal displacement) โครงสร้างจะมีการตอบสนองแบบ Resonance และจะเข้าสู่สภาวะ Steady state โดยโครงสร้างที่มีอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ที่สูงจะเข้าสู่สภาวะ Steady state ได้เร็วกว่าโครงสร้างที่มีอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ที่ต่ำกว่า



รูปที่ 97 การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารจาก Harmonic load

เมื่อให้แรงพลศาสตร์ (Dynamic load) ผนังสลายพลังงานจะเริ่มทำงาน โดยพลังงานที่สลายได้จากผนังสลายพลังงานแต่ละชั้นเกิดจากพื้นที่ภายในวงปิดของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงภายในและการเสียรูปของผนังสลายพลังงาน (Hysteresis loop) จะรวมกันเป็นพลังงานที่สลายได้ (Dissipated energy) ของทั้งโครงสร้างเพื่อนำไปใช้ในการคำนวณอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio)

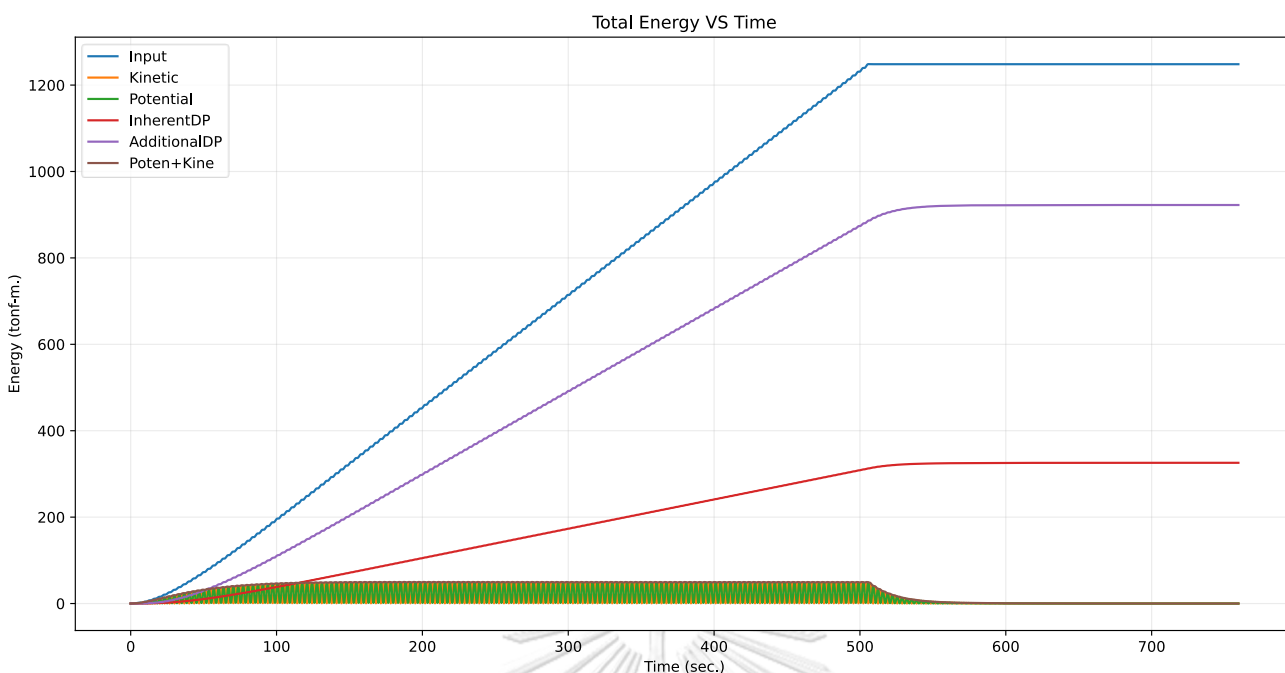


รูปที่ 98 Hysteresis loop จาก Harmonic load

เมื่อมีแรงกระทำกับโครงสร้างจะเกิดพลังงานขึ้น (Input energy) พลังงานที่เกิดขึ้นจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วนคือ พลังงานที่สะสมในโครงสร้างและพลังงานที่ถูกสลายไป

ตารางที่ 34 พลังงานที่สะสมในโครงสร้างและพลังงานที่ถูกสลาย

พลังงานที่สะสมในโครงสร้าง	พลังงานที่ถูกสลาย
พลังงานศักย์ (Potential energy)	ความหน่วงโดยธรรมชาติของโครงสร้าง (Inherent damping)
พลังงานจลน์ (Kinematic energy)	ความหน่วงโดยอุปกรณ์สลายพลังงาน (Additional damping)
	การแตกร้าวของหน้าตัดและการครากของเหล็กเสริมจาก แบบจำลองไม่เชิงเส้น (Nonlinear hysteresis damping)



รูปที่ 99 พลังงานที่สะสมในโครงสร้างและพลังงานที่ถูกสลายจาก Harmonic load

ตารางที่ 35 พลังงานที่สะสมในโครงสร้างและพลังงานที่ถูกสลายจาก Harmonic load ใน 1 รอบของการสั่นแบบ Resonance

Cycle	Input Energy	Kinetic Energy	Potential Energy	Inherent Damping Energy	Additional Damping Energy	Inherent Damping Ratio	Additional Damping Ratio	Total Damping Ratio
1	354.48	0.52	48.8	79.16	225.97	0.74	2.08	2.83
2	372.08	0.51	48.87	83.74	238.92			

เมื่อคำนวณอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) จากสมการ (16) พบว่าอัตราส่วนความหน่วงโดยธรรมชาติของอาคาร (Inherent damping ratio) เท่ากับ 0.74% ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ให้ในแบบจำลองที่ 0.75% และอัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้น (Additional damping ratio) เท่ากับ 2.08% รวมเป็นอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง (Total damping ratio) เท่ากับ 2.83% ได้เท่ากับที่ตั้งเป้าหมายไว้

Modal Damping

Modal Damping Type

- Constant Damping for all Modes
- Interpolated Damping by Period or Frequency
- Mass and Stiffness Proportional Damping by Coefficient

Constant Modal Damping

Constant Damping for all Modes:

Modal Damping Overwrites

Mode	Damping
1	0

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

รูปที่ 100 อัตราส่วนความหน่วงโดยธรรมชาติของอาคาร (Inherent damping ratio) เท่ากับ 0.75%

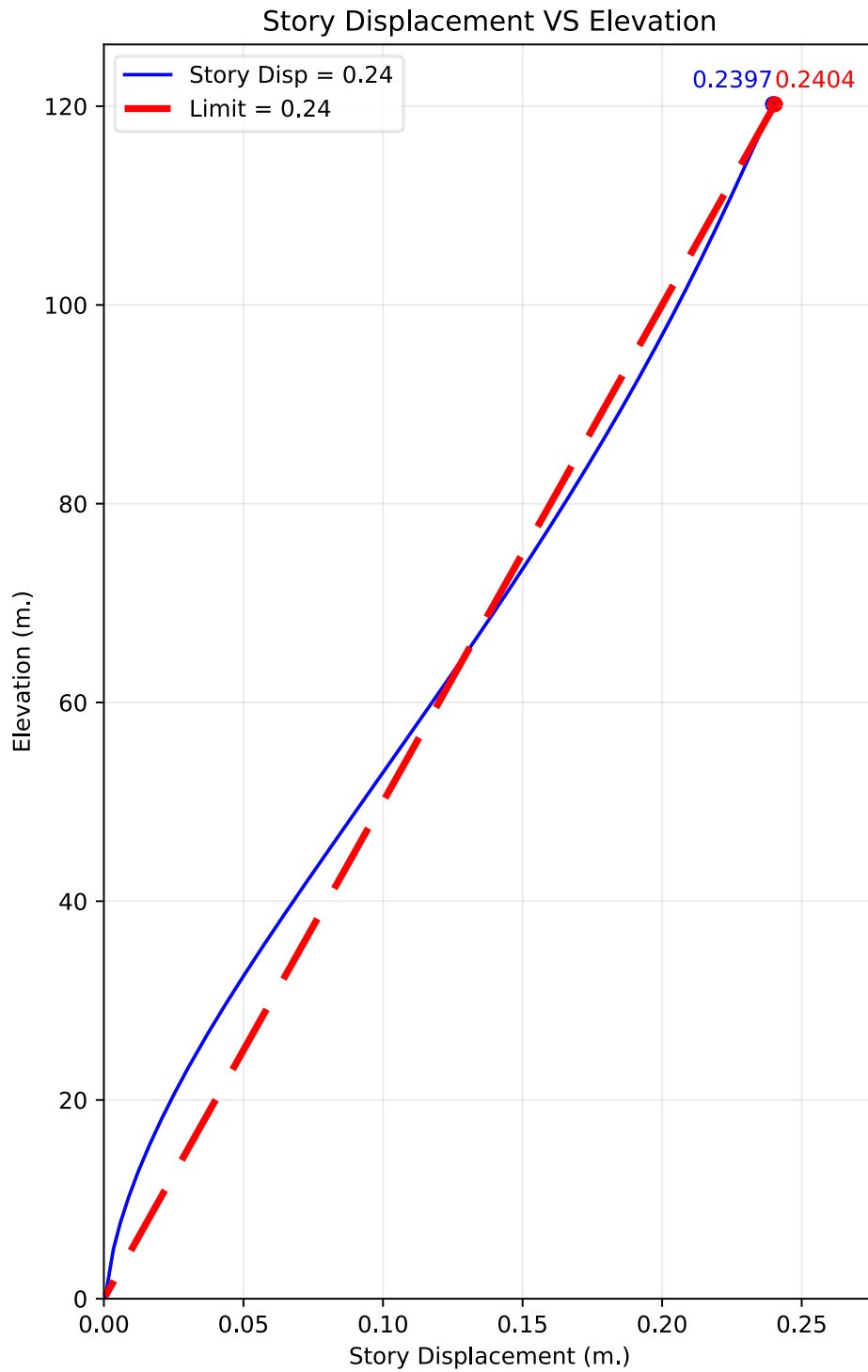
4.7.6 ผลตอบสนองต่อแรงลม

จากการติดตั้งผนังสลายพลังงานทั้งหมด 28 ตัว ทำให้โครงสร้างมีอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง (Total damping ratio) เท่ากับ 2.83% โดยมาจากอัตราส่วนความหน่วงโดยธรรมชาติของอาคาร (Inherent damping ratio) 0.75% และอัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้น (Additional damping ratio) เท่ากับ 2.08% ทำให้แรงสถิตเทียบเท่ารวมในทิศทางแกน Y เหลือ 12013 กิโลนิวตัน จาก 14090 กิโลนิวตัน จากโครงสร้างรับแรงแนวดิ่ง (1-INS) ที่มีอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง (Total damping ratio) เท่ากับ 0.75% โดยมาจากอัตราส่วนความหน่วงโดยธรรมชาติของอาคาร (Inherent damping ratio) ทั้งหมด

เมื่อลดแรงลมสถิตเทียบเท่าที่กระทำต่ออาคารเนื่องจากเพิ่มอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง (Total damping ratio) เป็น 2.83% พบว่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารลดลง เป็น 0.2397 เมตร ผ่านเกณฑ์มาตรฐานที่ 0.2404 เมตร

ตารางที่ 36 แรงลมที่อัตราส่วนความหน่วง 0.0283 โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)

Elev. (m)	Px (kN)	Py (kN)	Rz (kN-m)	Elev. (m)	Px (kN)	Py (kN)	Rz (kN-m)
120.2	-23	517	1565	56.7	-11	291	881
116.7	-22	458	1451	53.7	-11	281	847
113.7	-21	450	1423	50.7	-10	272	814
110.7	-21	442	1401	47.7	-10	262	781
107.7	-20	435	1380	44.7	-9	252	748
104.7	-20	428	1354	41.7	-9	242	715
101.7	-19	420	1332	38.7	-8	232	682
98.7	-19	412	1306	35.7	-8	222	650
95.7	-18	405	1281	32.7	-7	211	617
92.7	-18	397	1252	29.7	-7	201	584
89.7	-17	388	1226	26.7	-7	252	742
86.7	-17	380	1196	23.2	-5	178	522
83.7	-16	372	1167	20.55	-5	163	479
80.7	-16	363	1137	17.95	-5	152	445
77.7	-15	355	1108	15.35	-4	140	410
74.7	-15	346	1075	12.75	-4	128	372
71.7	-14	337	1044	10.15	-3	113	330
68.7	-13	328	1012	7.55	-3	97	283
65.7	-13	319	980	4.95	-4	141	411
62.7	-12	310	947	0.25	-1	0	1
59.7	-12	300	914				



รูปที่ 101 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากแรงลม โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)

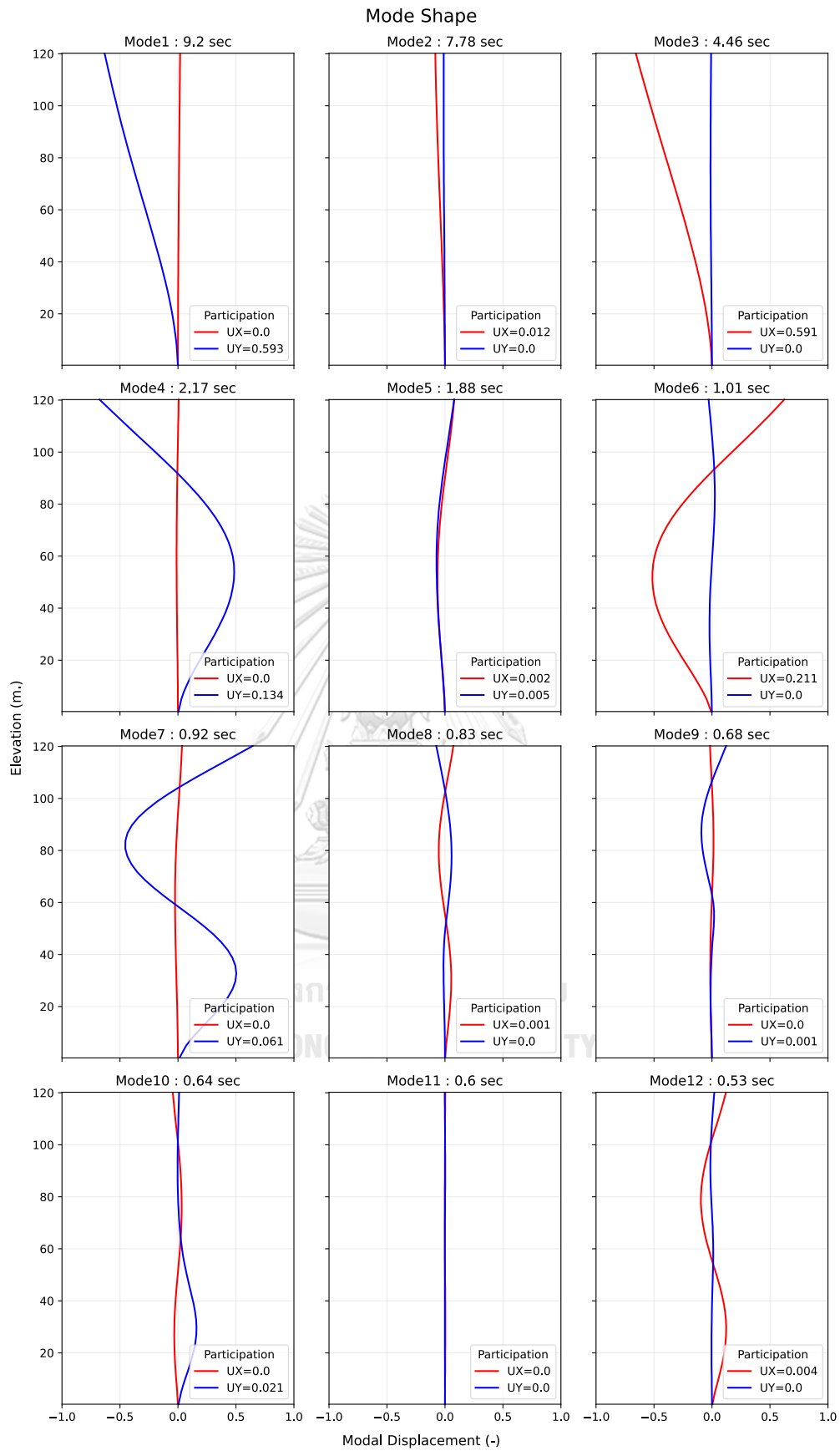
4.7.7 ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว

4.7.7.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้าง

คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD) ผนังสลายพลังงานจำนวน 28 ตัว มีอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง (Total damping ratio) เป็น 2.83% คาบธรรมชาติ (Natural period) และ Mass participation ratio โดยแสดงค่าเฉพาะ 12 โหมดแรกที่วิเคราะห์ มีรายละเอียดและ Mode shape ดังแสดง

ตารางที่ 37 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)

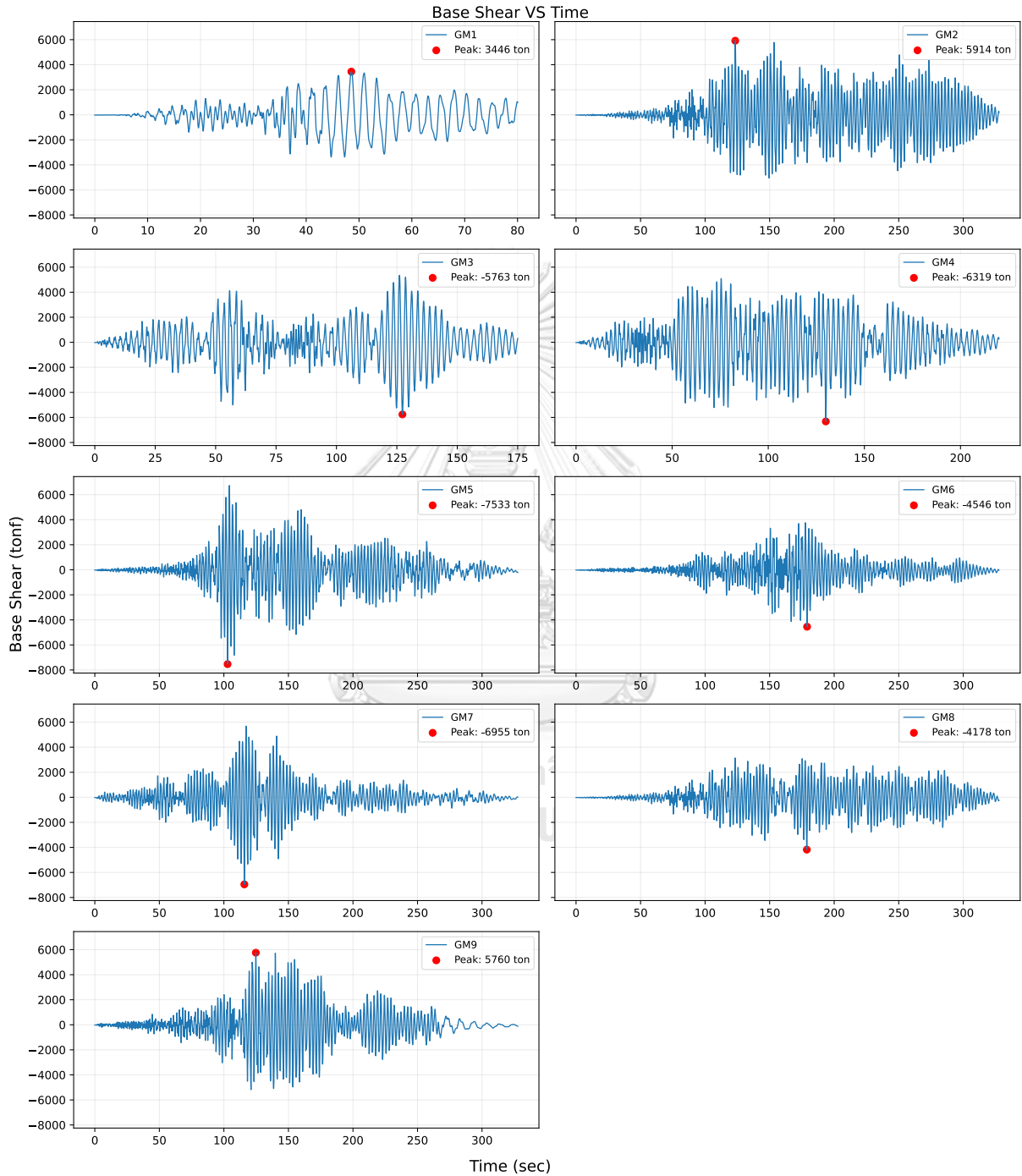
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	9.203	0.0004	0.5934	0.0004	0.5934	3.89E-06	3.89E-06
2	7.775	0.0118	0.0003	0.0122	0.5937	0.5975	0.5975
3	4.464	0.5908	0.0005	0.6031	0.5942	0.0102	0.6077
4	2.173	0.0002	0.1337	0.6033	0.7279	1.16E-05	0.6077
5	1.884	0.0024	0.0052	0.6057	0.7332	0.149	0.7567
6	1.015	0.2106	3.78E-05	0.8163	0.7332	0.0019	0.7586
7	0.918	0.0004	0.0608	0.8167	0.794	0.005	0.7637
8	0.826	0.0006	0.0004	0.8173	0.7944	0.0475	0.8112
9	0.676	0.0001	0.0013	0.8174	0.7956	0.0013	0.8125
10	0.641	0.0001	0.0208	0.8175	0.8165	0.063	0.8755
11	0.601	2.61E-06	0	0.8175	0.8165	3.26E-06	0.8755
12	0.527	0.0042	5.41E-07	0.8217	0.8165	0.0001	0.8756



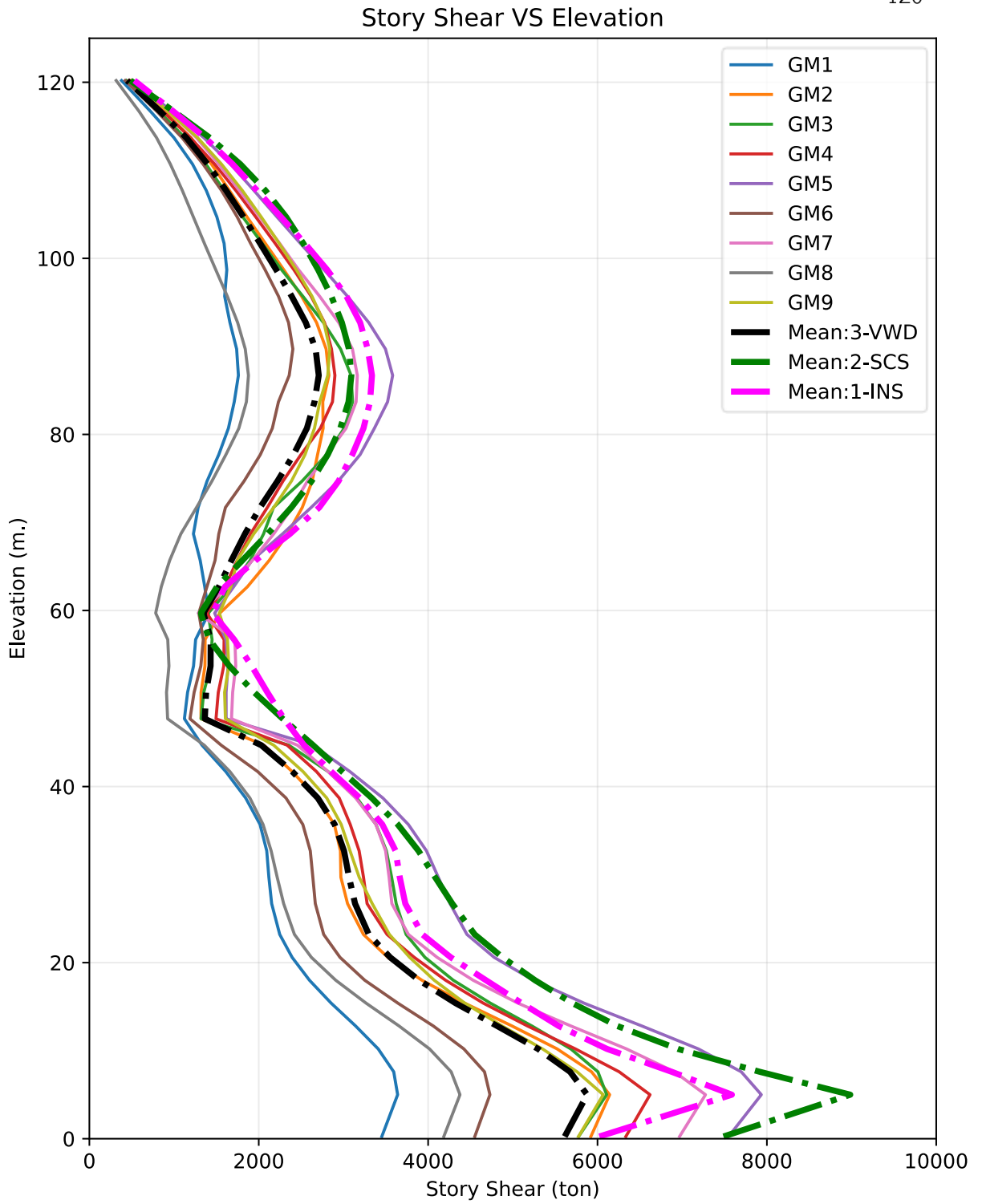
รูปที่ 102 Mode shape โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)

4.7.7.2 ผลตอบสนองของแรงเฉือน

แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการผลการตอบสนองของแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับเวลาและแรงเฉือนที่ชั้น ที่คู่คลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ ดังแสดง



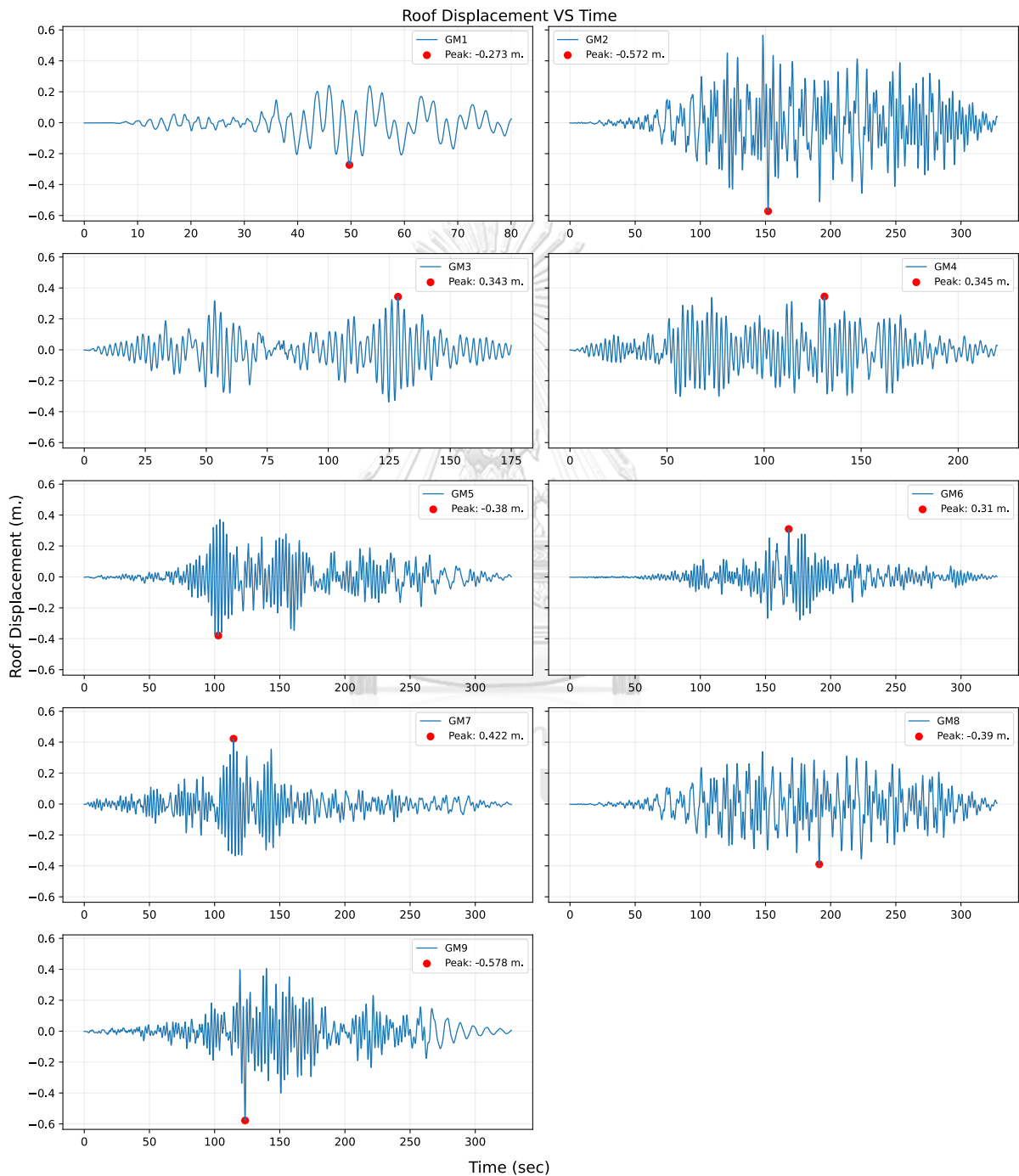
รูปที่ 103 แรงเฉือนที่ฐานโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)



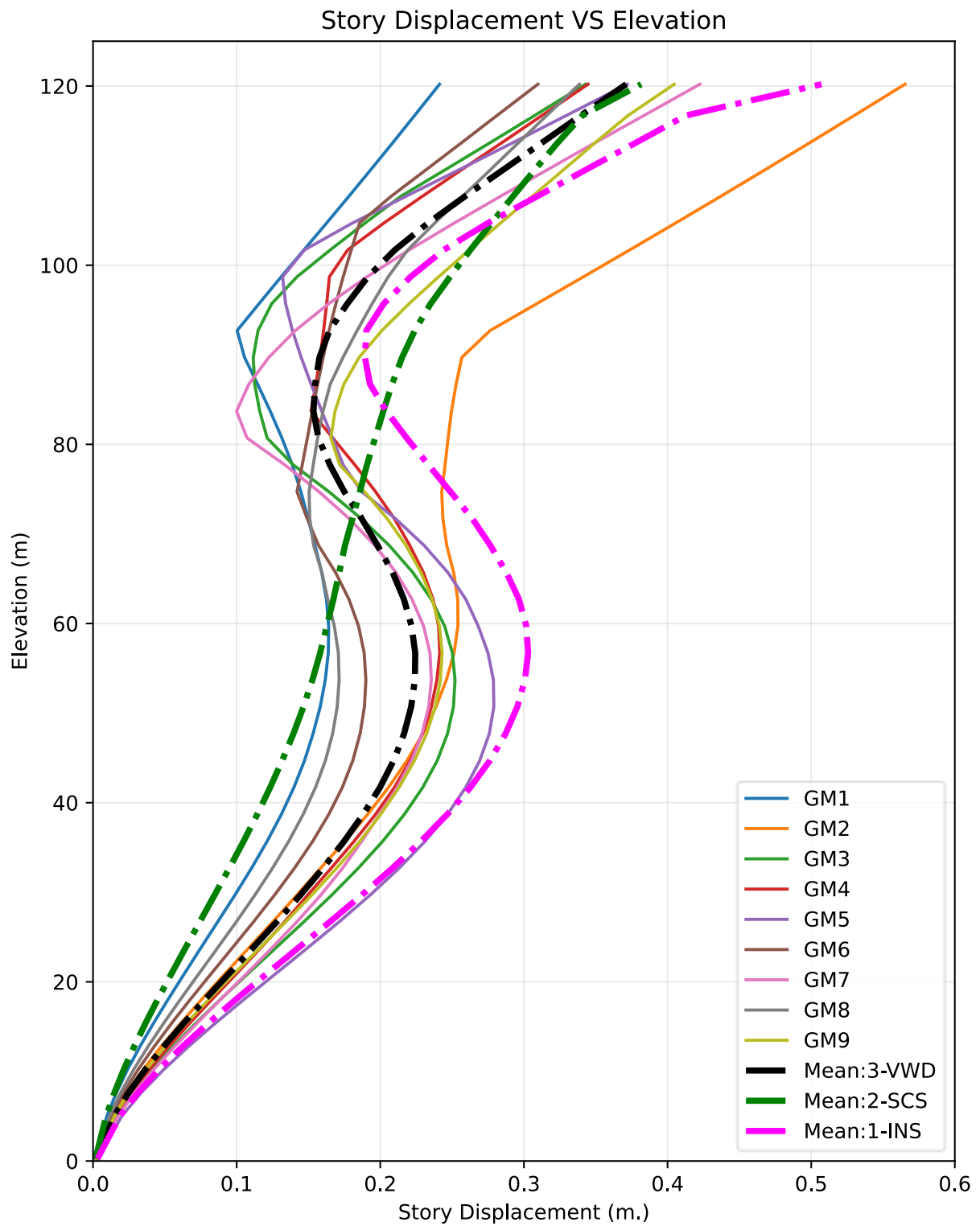
รูปที่ 104 Story shear โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)

4.7.7.3 ผลตอบสนองของการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง

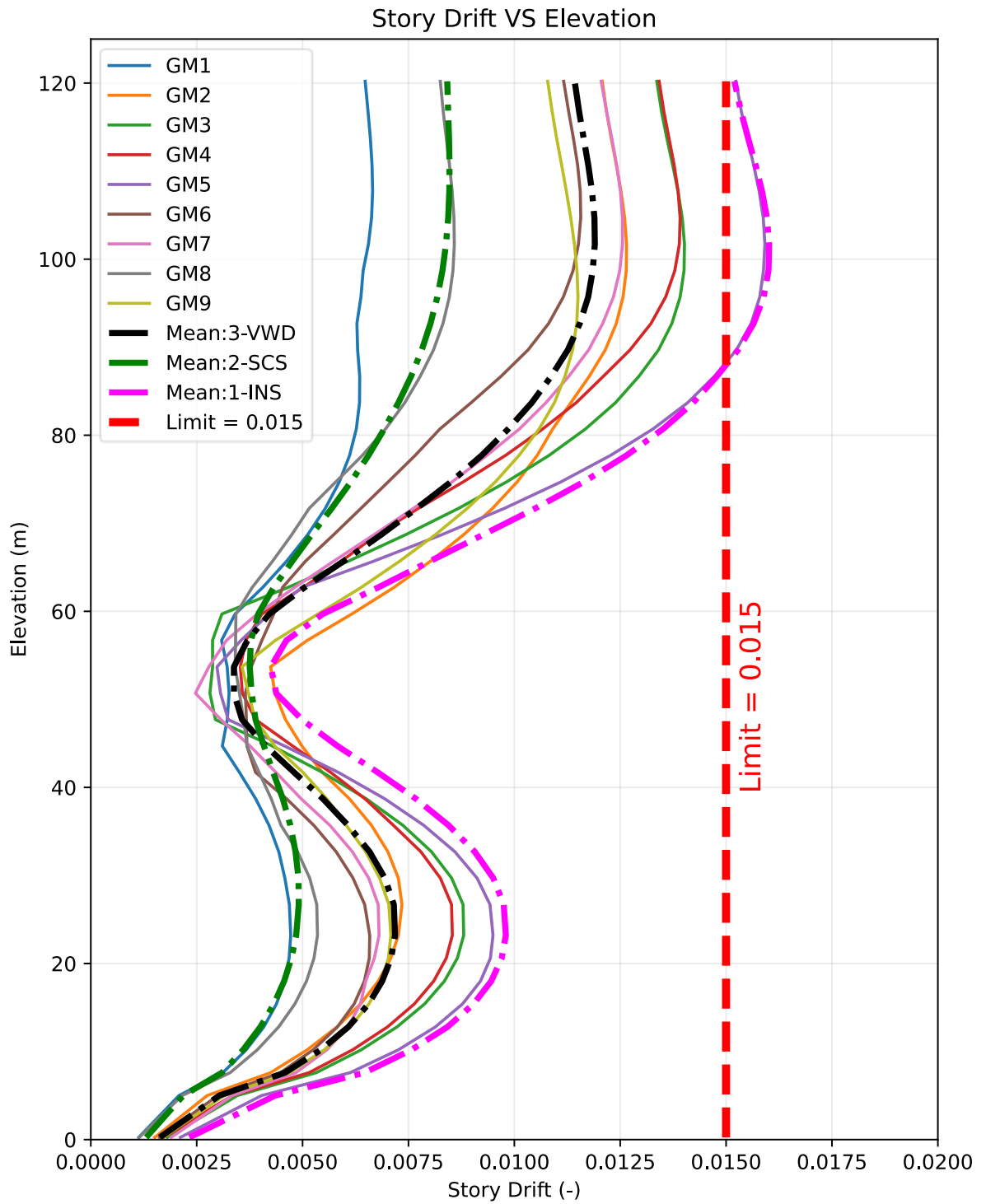
แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการผลการตอบสนองการเคลื่อนที่ที่ชั้นหลังคาของอาคารกับเวลา การเคลื่อนที่ทางด้านข้างของแต่ละชั้น และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น ที่คู่คลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ ดังแสดง



รูปที่ 105 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)



รูปที่ 106 การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)

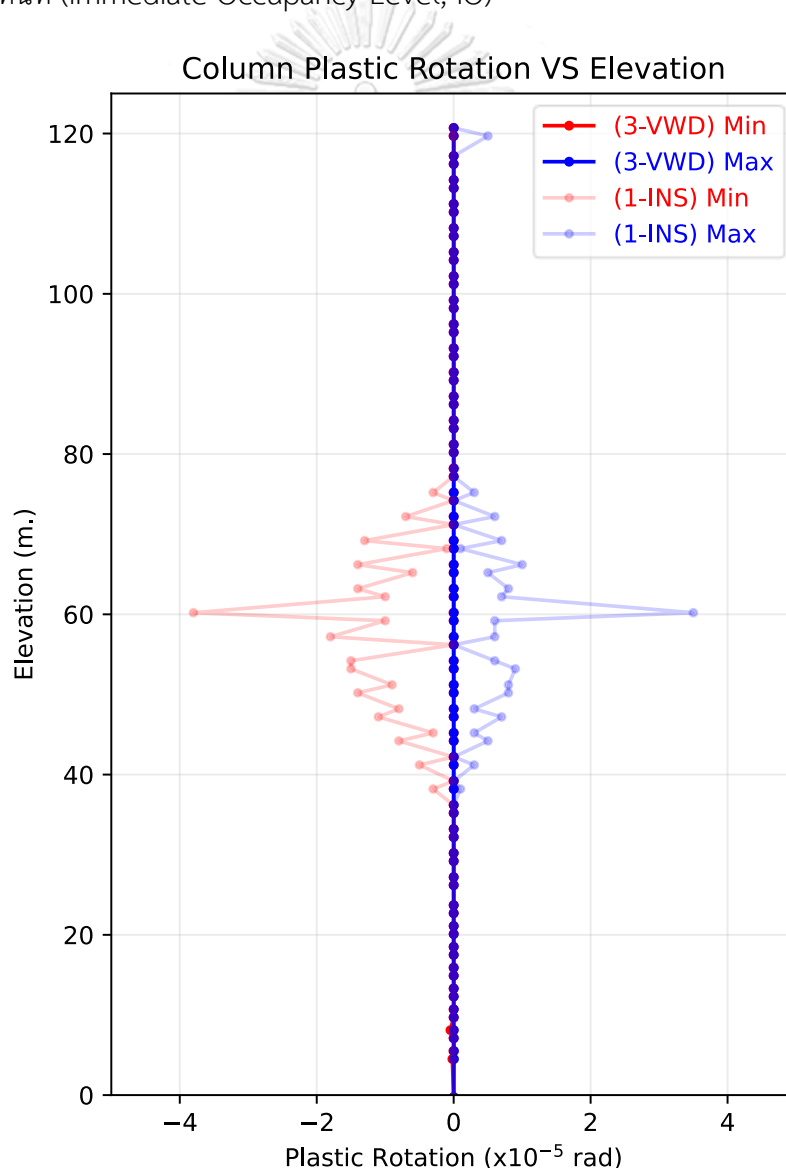


รูปที่ 107 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)

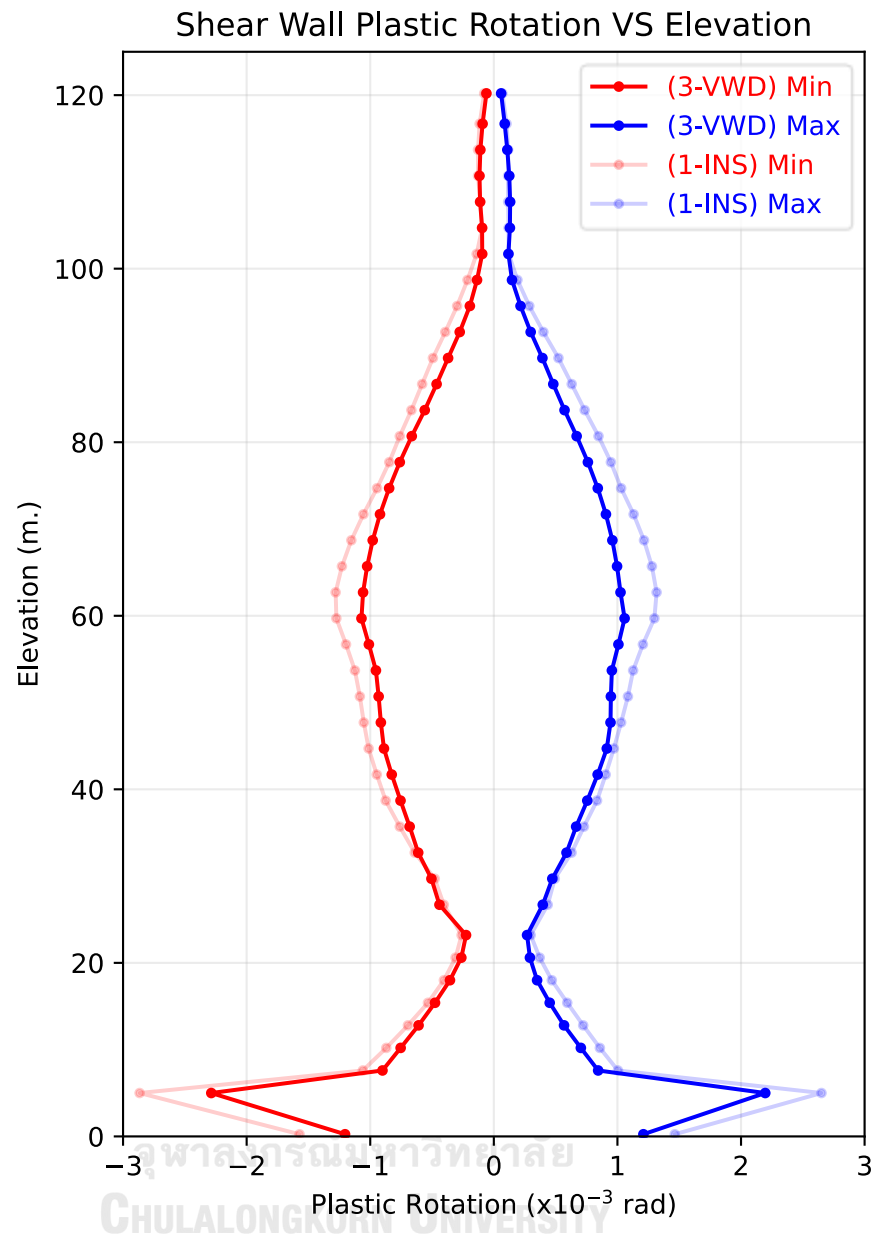
4.7.7.4 ผลตอบสนองไม่เชิงเส้นของเสาและกำแพงรับแรงเฉือน

เสาของโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD) ไม่เกิด Plastic rotation ขึ้น เนื่องจากมีผนังสลายพลังงานช่วยลดแรงกระทำต่อโครงสร้าง ทำให้โครงสร้างเสายังอยู่ในช่วงเชิงเส้น แต่โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนยังคงเกิด Plastic rotation ขึ้น Plastic rotation ของเสาและกำแพงรับแรงเฉือนต่ำสุดสูงสุดเมื่อเทียบกับระดับของอาคารดังแสดง

Plastic rotation ของกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD) เกิดขึ้นสูงสุด 2.2×10^{-3} เรเดียน ซึ่งยังอยู่ในระดับระดับสมรรถนะ (Performance level) เข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy Level, IO)



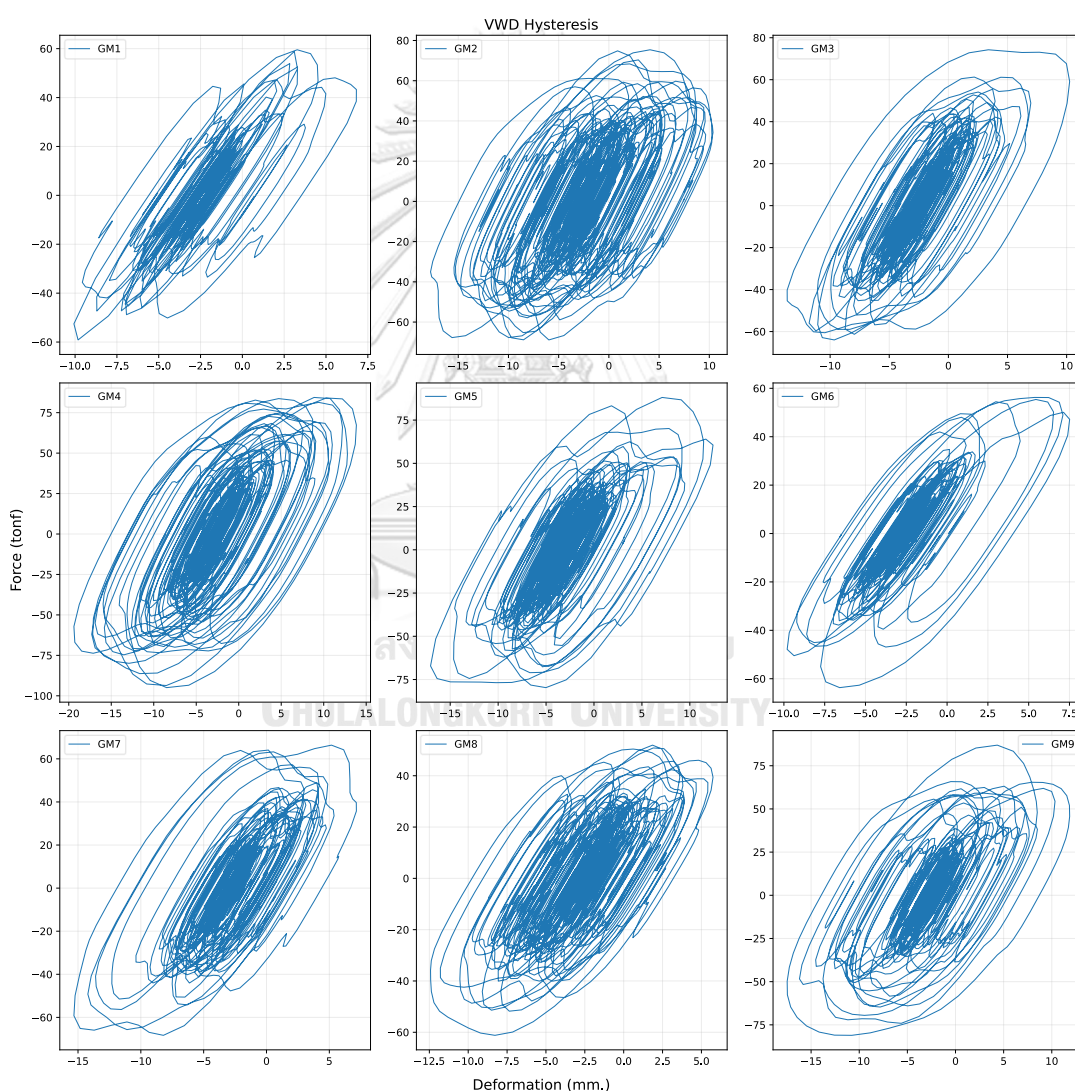
รูปที่ 108 Plastic rotation ของเสา โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)



รูปที่ 109 Plastic rotation ของกำแพงรับแรงเฉือน โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)

4.7.7.5 Hysteresis loop ของคลื่นแผ่นดินไหว

เมื่อคลื่นแผ่นดินไหวกระทำกับอาคาร อาคารจะเกิดการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้น ใบพัด (Vane) ที่จุ่มอยู่ในของเหลวจะพยายามเคลื่อนตัวผ่านของเหลว เกิดเป็นแรงต้านจากผนังสลายพลังงาน การวัดพลังงานที่ผนังสลายพลังงานทำได้หาจากพื้นที่ใต้กราฟของความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (Hysteresis loop) ในผนังสลายพลังงาน โดยจะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (Hysteresis loop) ของผนังสลายพลังงานตัวอย่างที่ชั้น 20 ที่กริด 4 ของคลื่นแผ่นดินไหว 9 คู่คลื่น



รูปที่ 110 Hysteresis loop ของผนังสลายพลังงาน 9 คู่คลื่นแผ่นดินไหว

4.7.7.6 สรุปการตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว

กรณีที่ใช้จำนวนคลื่นแผ่นดินไหวไม่น้อยกว่า 7 ชุด มยผ. 1301/1302-61 ได้ให้ใช้ค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นเปรียบเทียบกับเกณฑ์มาตรฐาน โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD) มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดและเฉลี่ยเท่ากับ 0.0159 และ 0.0119 ตามลำดับ ซึ่งการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างเฉลี่ยเทียบกับเกณฑ์มาตรฐานที่ 0.0150 คิดเป็นอัตราส่วน 0.793

ตารางที่ 38 ผลตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD)

GM	Conditioned Period (sec)	BaseShear (ton)		StoryDrift (-)		RoofDisplacement (m.)	
GM1	0.5	3446	3446	0.0067	3446	0.241	0.241
GM2	1.5	5914	5839	0.0127	0.0134	0.565	0.454
GM3		5763		0.014		0.343	
GM4	2	6319	6339	0.0139	0.0135	0.345	0.363
GM5		7533		0.0159		0.372	
GM6		4546		0.0116		0.31	
GM7		6955		0.0126		0.422	
GM8	3	4178	4969	0.0086	0.0101	0.339	0.372
GM9		5760		0.0115		0.405	
MAX		7533		0.0159		0.565	
MEAN		5601		0.0119		0.371	

4.8 เปรียบเทียบผลตอบสนองของโครงสร้างรูปแบบต่างๆ

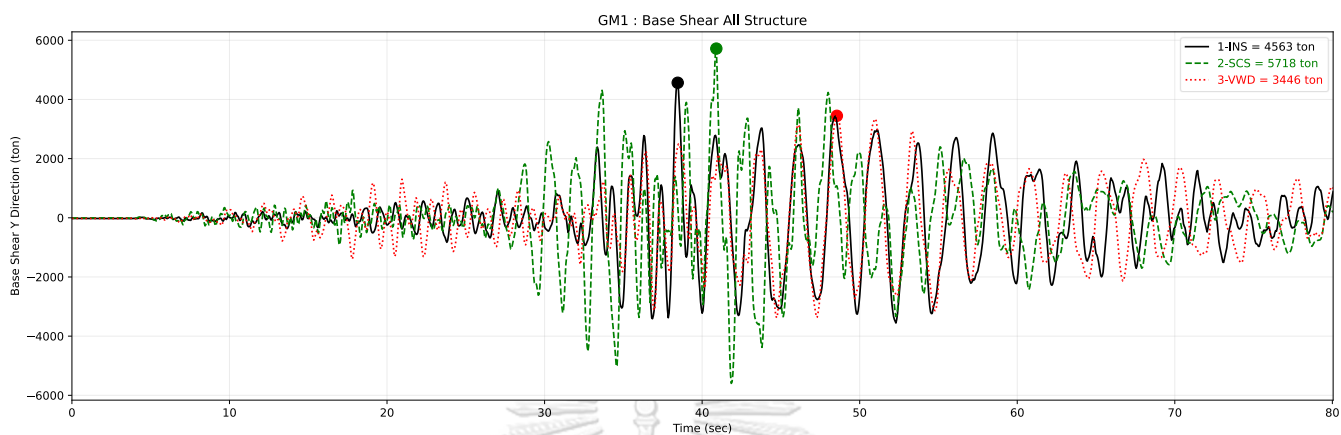
จากปัญหาการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคารตัวอย่างที่ถูกออกแบบให้รองรับเฉพาะน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง หรือโครงสร้างรับแรงแนวดิ่ง (1-INS) พบว่ามีการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารเนื่องจากแรงลมเท่ากับ 0.3822 เมตร ซึ่งเกินจากค่าที่ยอมให้ที่ 0.240 เมตร เป็นอัตราส่วน 1.59 และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นเท่ากับ 0.0161 ซึ่งเกินจากค่าที่ยอมให้ที่ 0.015 เป็นอัตราส่วน 1.073 งานวิจัยนี้ได้เลือกใช้วิธีการแก้ไขปัญหา 2 วิธีคือ การเพิ่มขนาดของเสาและกำแพงเดือหรือโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเดือ (2-SCS) และการติดตั้งผนังสลายพลังงานหรือโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD) โดยมีรายละเอียดเปรียบเทียบผลตอบสนองของโครงสร้างรูปแบบต่างๆดังนี้

ตารางที่ 39 เปรียบเทียบผลตอบสนองของโครงสร้าง

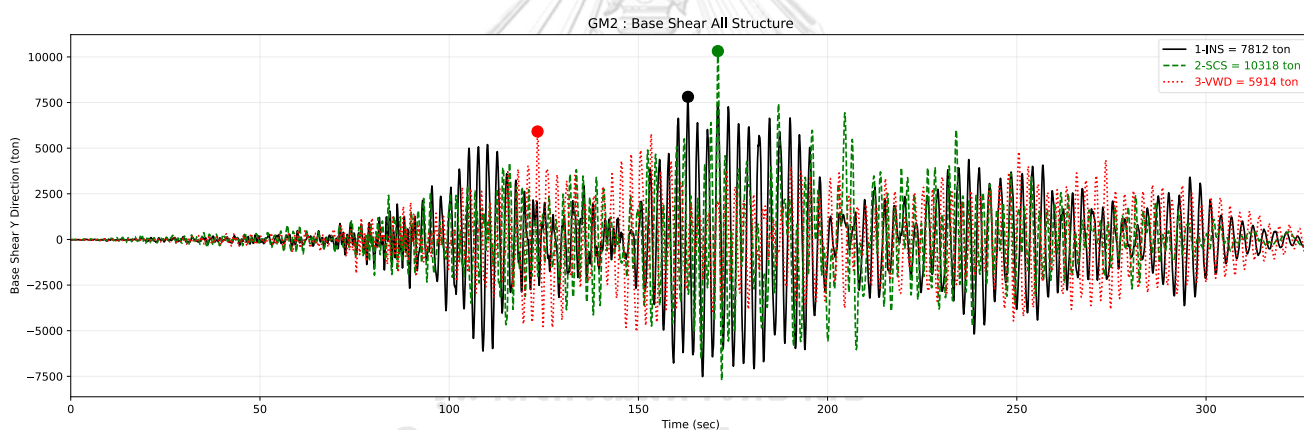
Response	List	Structure				
		1-INS	2-SCS		3-VWD	
		Value	Value	Ratio to 1-INS	Value	Ratio to 1-INS
Properties	อัตราส่วนความหน่วงทั้งหมด, Total damping ratio (%)	0.75	0.75	1	2.83	3.773
Wind	แรงสถิตเทียบเท่ารวมที่ฐาน, Base shear (kN)	14090	14090	1	12013	0.853
Wind	การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร, Roof displacement (m.)	0.3822	0.2432	0.636	0.2397	0.627
Seismic	แรงเดือเฉลี่ยที่ฐาน, Average base shear (kN)	5923	7293	1.231	5601	0.946
Seismic	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์เฉลี่ย, Average story drift (-)	0.0161	0.0085	0.528	0.0119	0.739
Seismic	การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร, Roof displacement (m.)	0.507	0.382	0.753	0.371	0.732

4.8.1 แรงเฉือนที่ฐานจากแรงแผ่นดินไหว

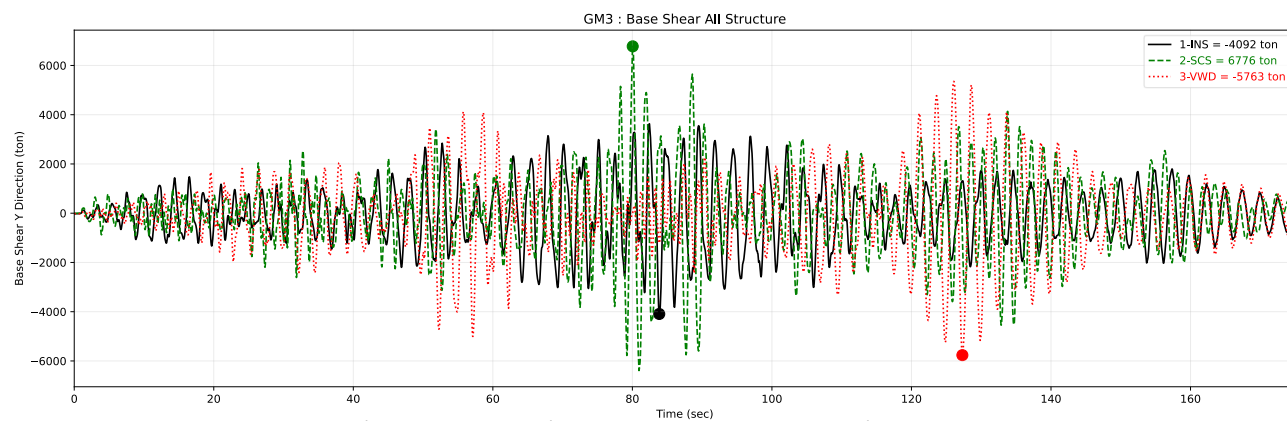
เปรียบเทียบประวัติเวลาของแรงเฉือนที่ฐานในทิศทางแกน Y ของโครงสร้าง จากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด 9 คลื่น ดังแสดง



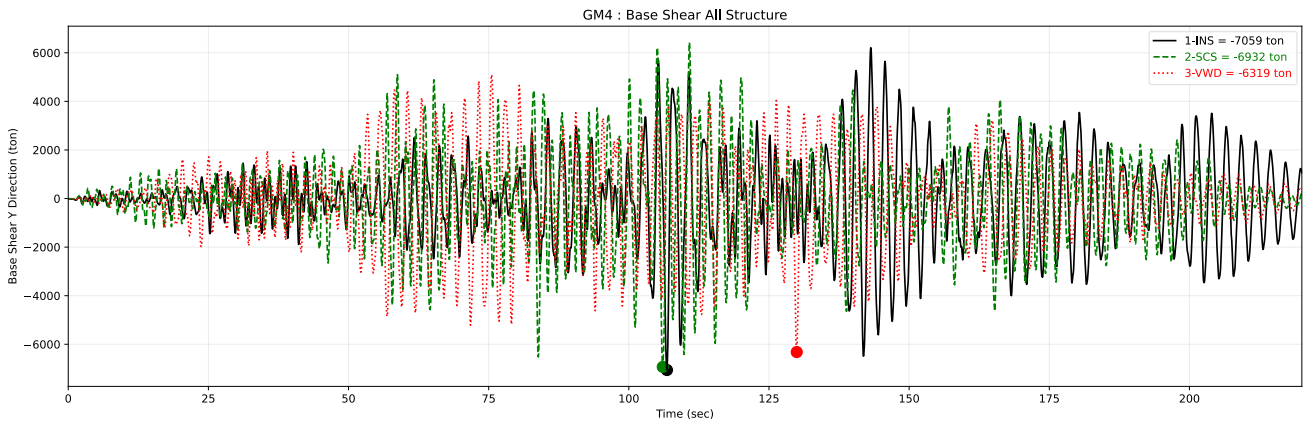
รูปที่ 111 แรงเฉือนที่ฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM1



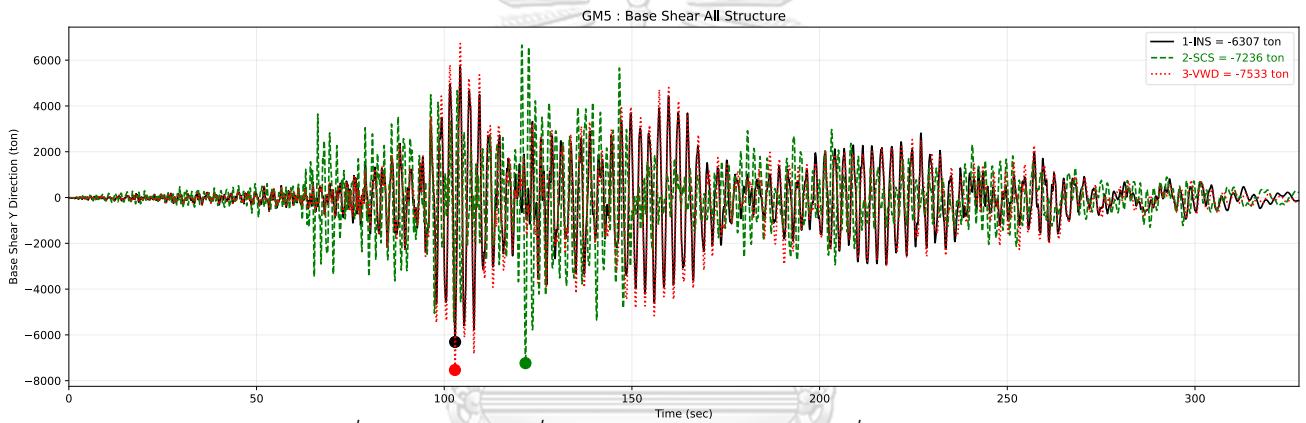
รูปที่ 112 แรงเฉือนที่ฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM2



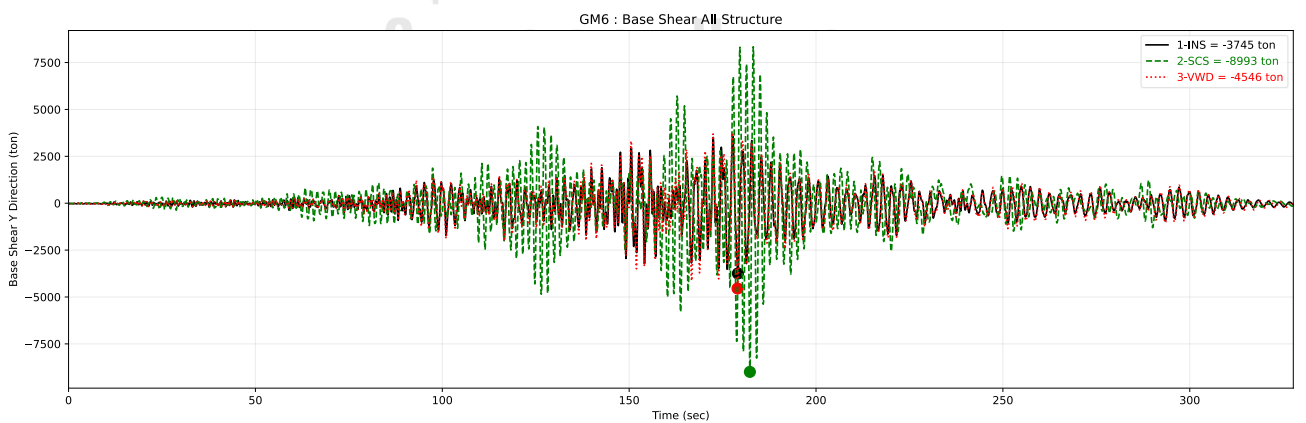
รูปที่ 113 แรงเฉือนที่ฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM3



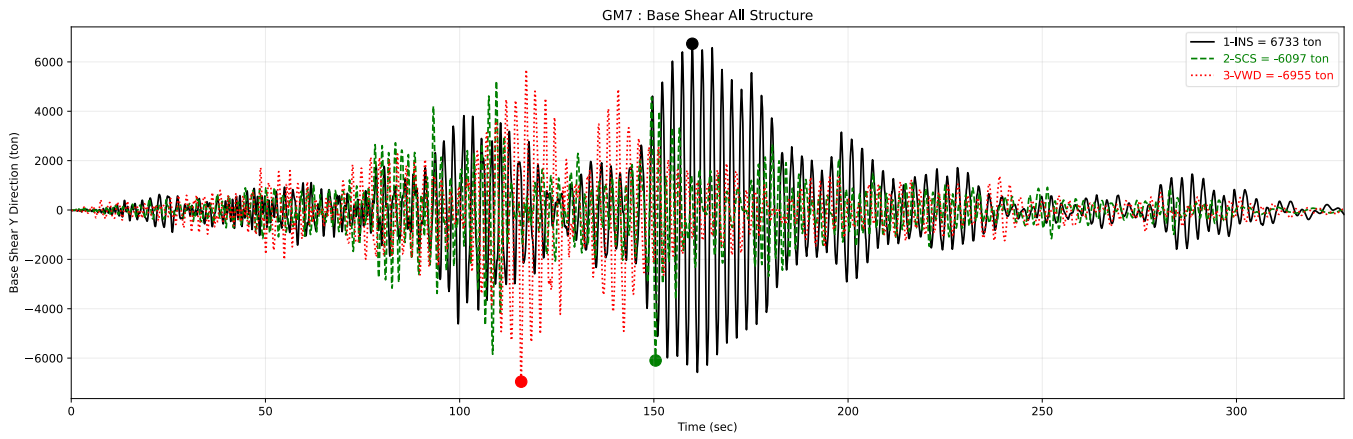
รูปที่ 114 แรงเฉือนที่ฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM4



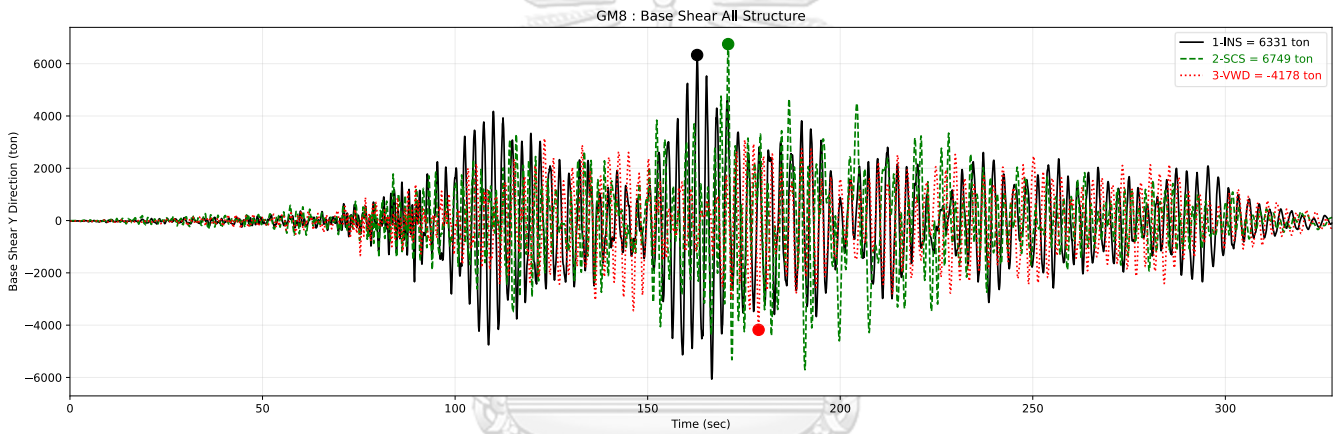
รูปที่ 115 แรงเฉือนที่ฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM5



รูปที่ 116 แรงเฉือนที่ฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM6

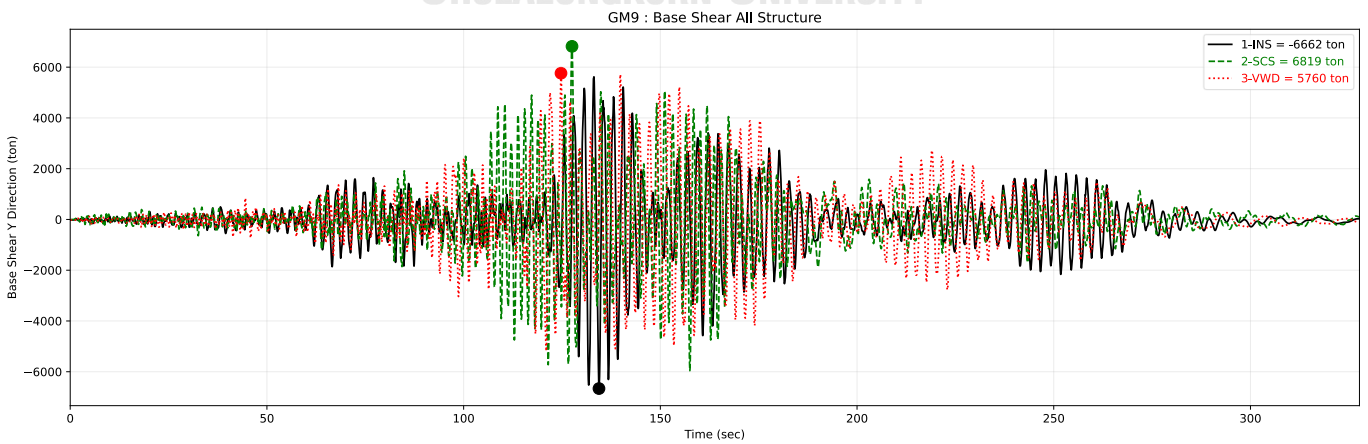


รูปที่ 117 แรงเฉือนที่ฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM7



รูปที่ 118 แรงเฉือนที่ฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM8

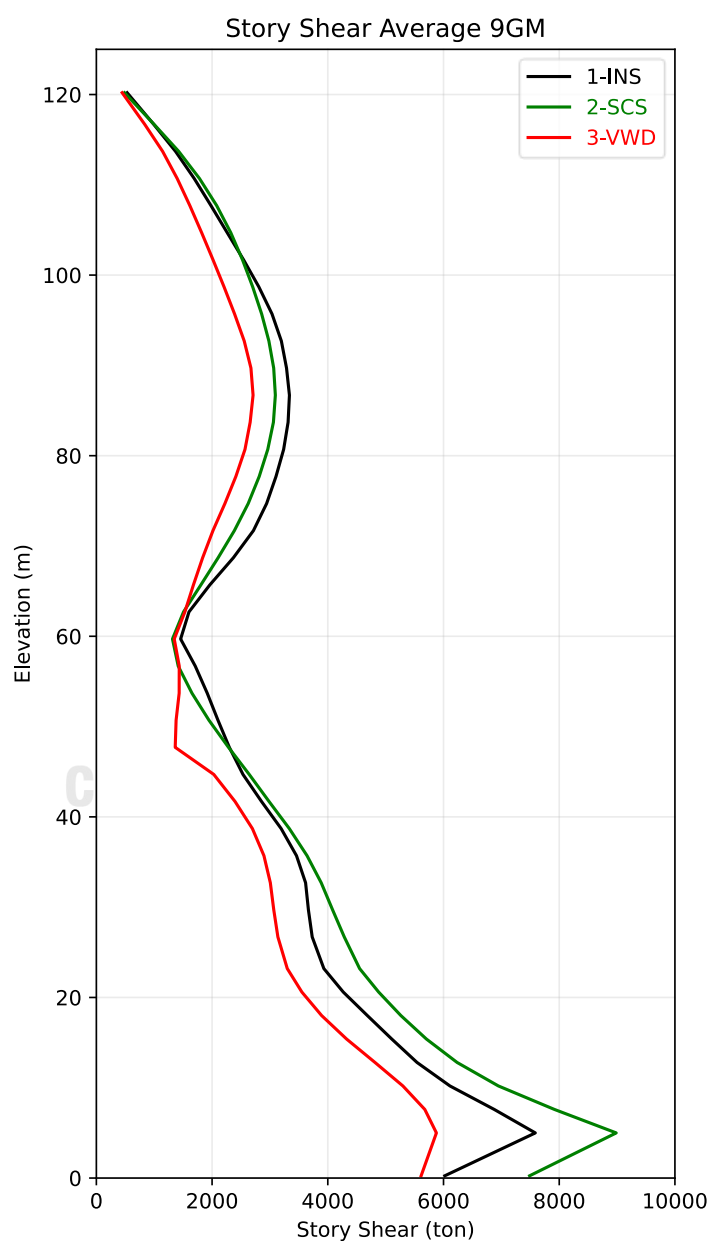
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY



รูปที่ 119 แรงเฉือนที่ฐานในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM9

4.8.2 แรงเฉือนที่ขึ้นจากแรงแผ่นดินไหว

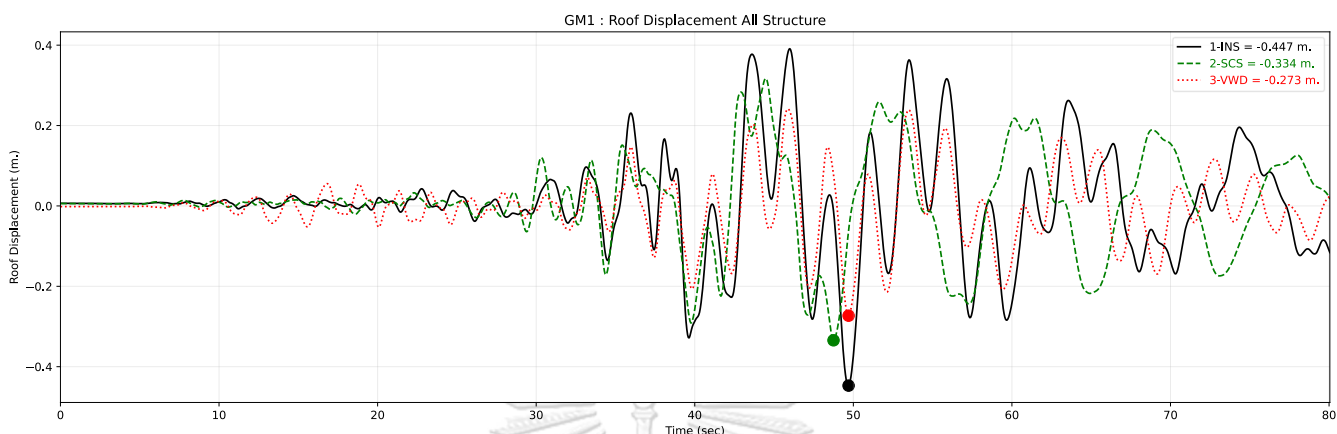
เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ขึ้น (Story shear) ในทิศทางแกน Y ของโครงสร้างแต่ละรูปแบบ โดยเฉลี่ยผลตอบสนองจากคลื่นแผ่นดินไหว 9 ชุด โดยจะเห็นได้ว่าถึงแม้โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS) จะมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างผ่านเกณฑ์มาตรฐานเนื่องจากสติเฟเนสทางด้านข้างที่มากขึ้น แต่แรงเฉือนที่ฐาน (Base shear) มีขนาดที่สูงขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของโครงสร้างที่เพิ่มขึ้น ส่งผลให้กระทบต่อการออกแบบฐานรากรับแรงด้านข้างอีกด้วย



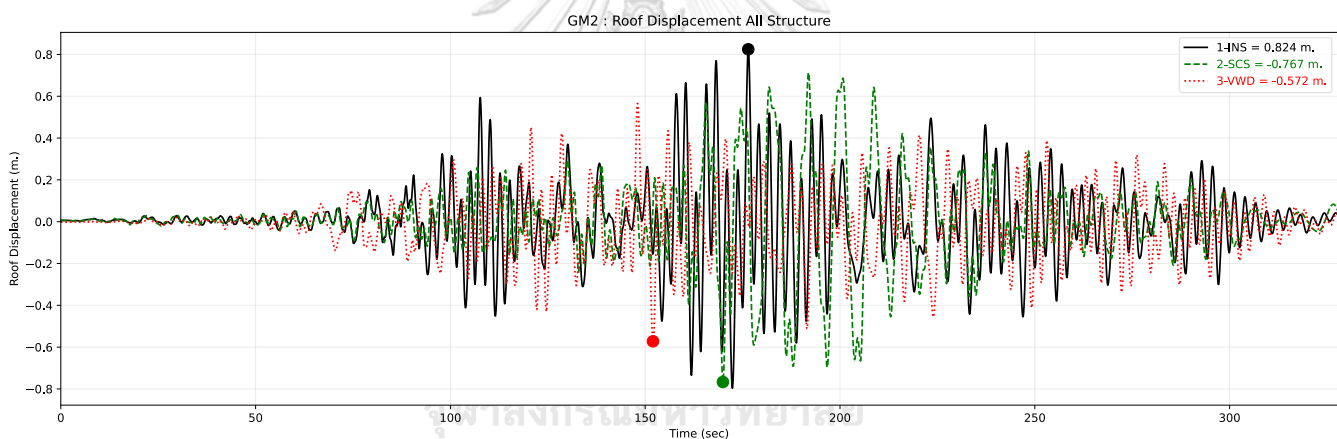
รูปที่ 120 แรงเฉือนที่ระดับชั้นในทิศทาง Y เฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหว 9 ชุด

4.8.3 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารจากแรงแผ่นดินไหว

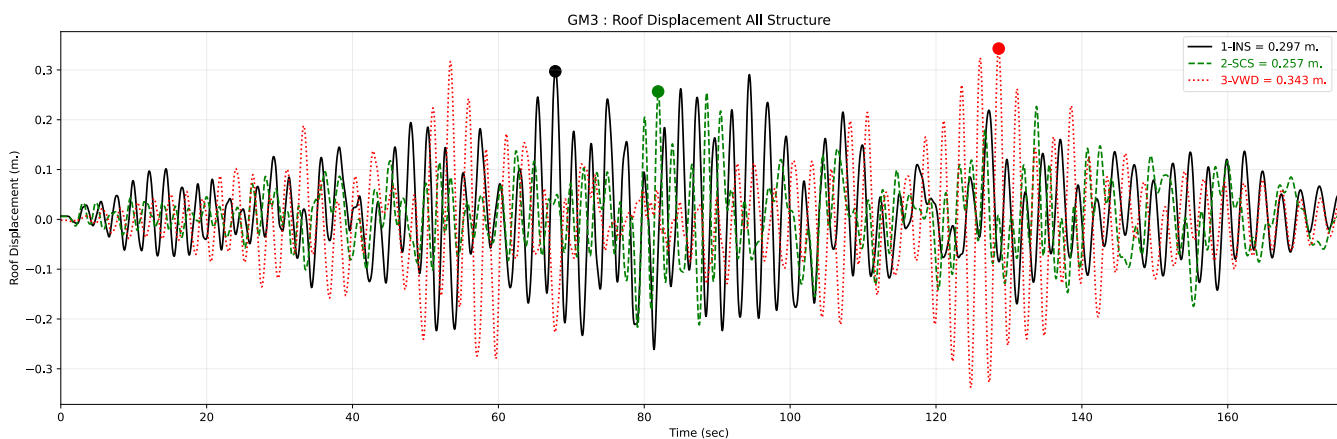
เปรียบเทียบประวัติเวลาของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของโครงสร้างจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด 9 คลื่น ดังแสดง



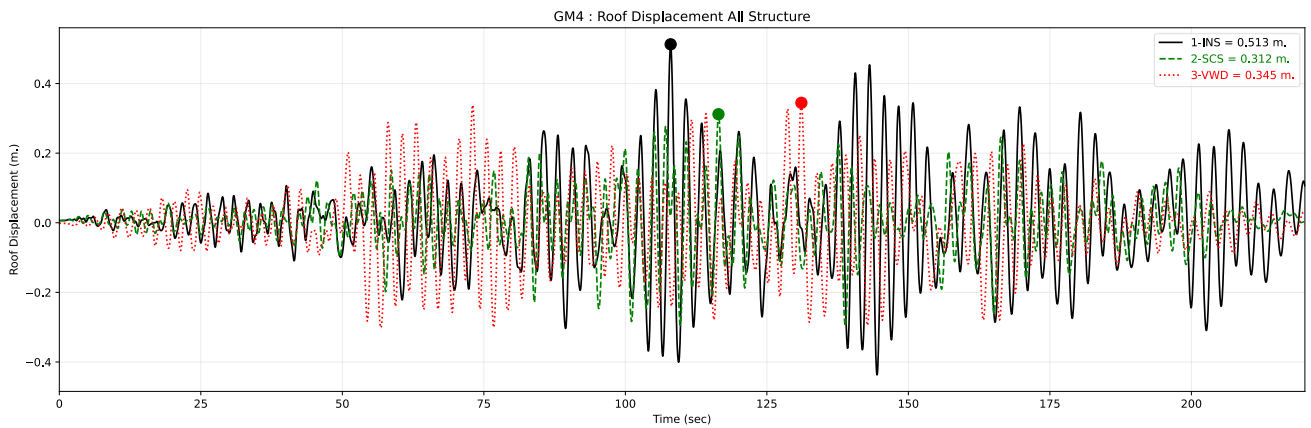
รูปที่ 121 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM1



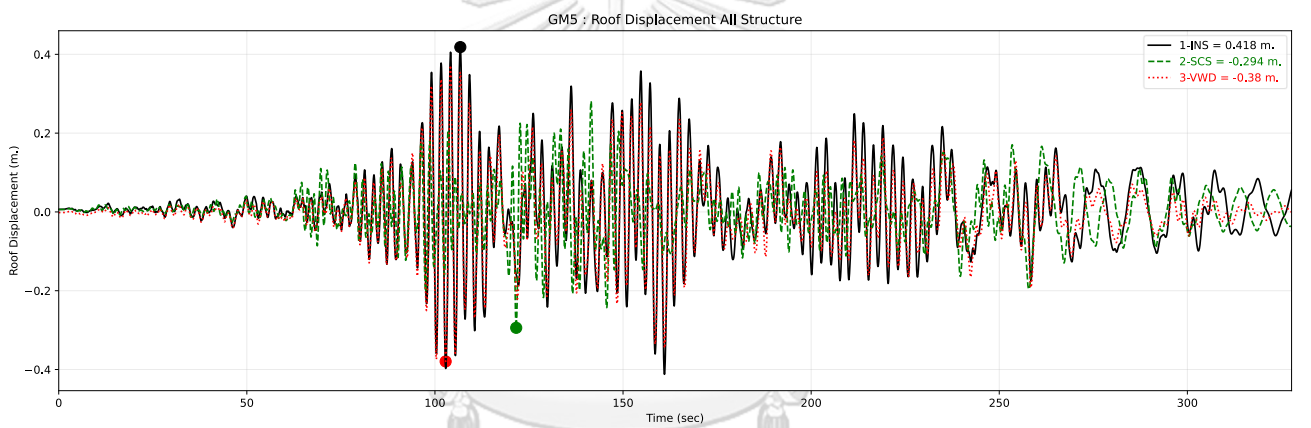
รูปที่ 122 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM2



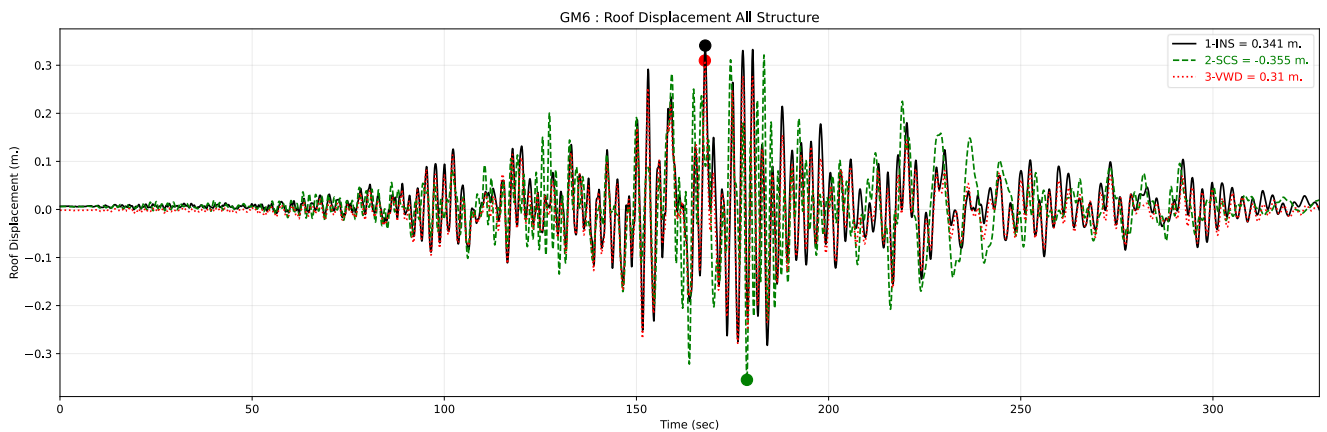
รูปที่ 123 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM3



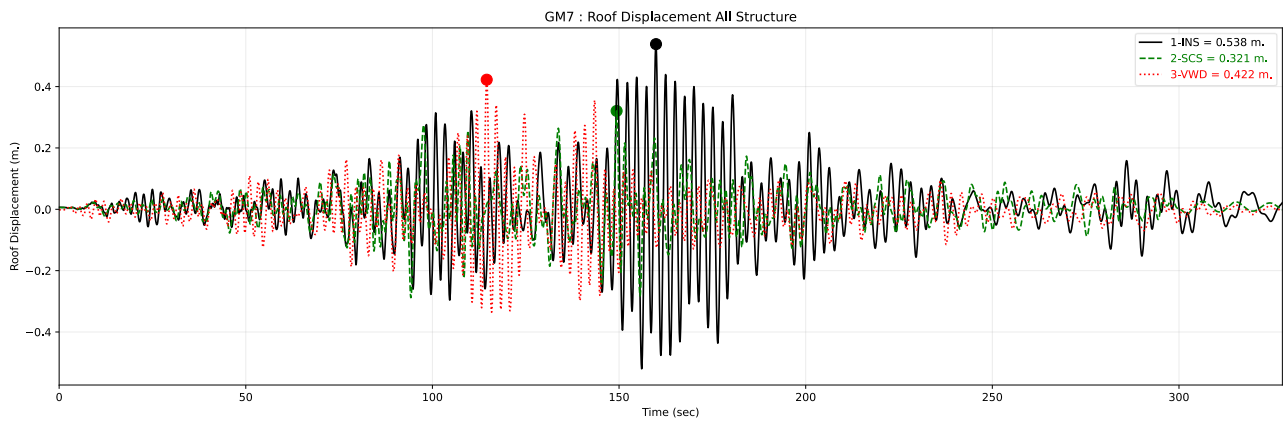
รูปที่ 124 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM4



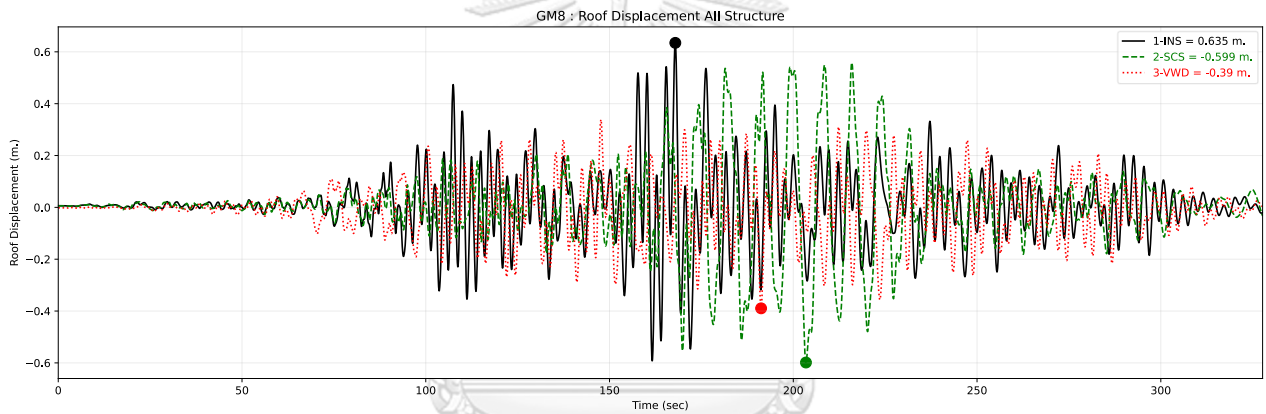
รูปที่ 125 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM5



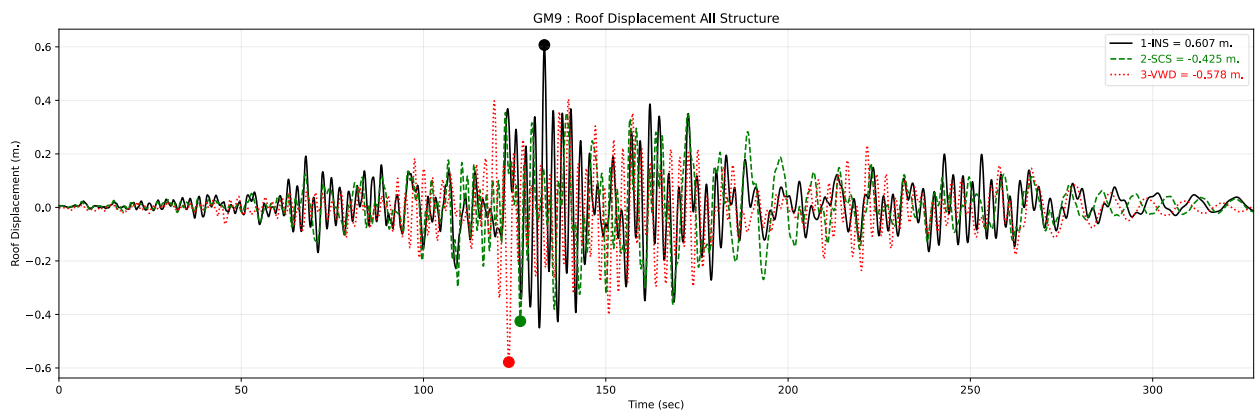
รูปที่ 126 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM6



รูปที่ 127 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM7

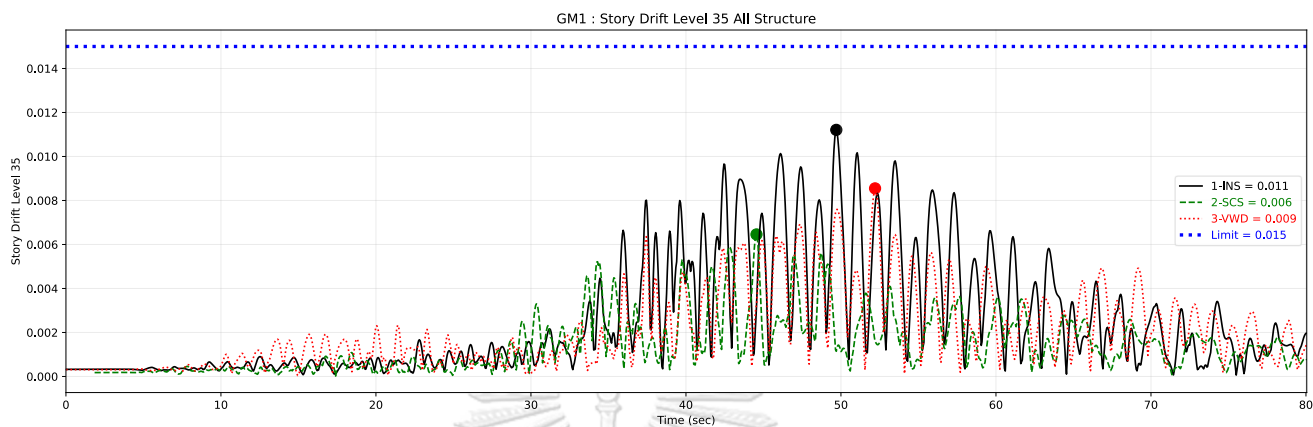


รูปที่ 128 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM8

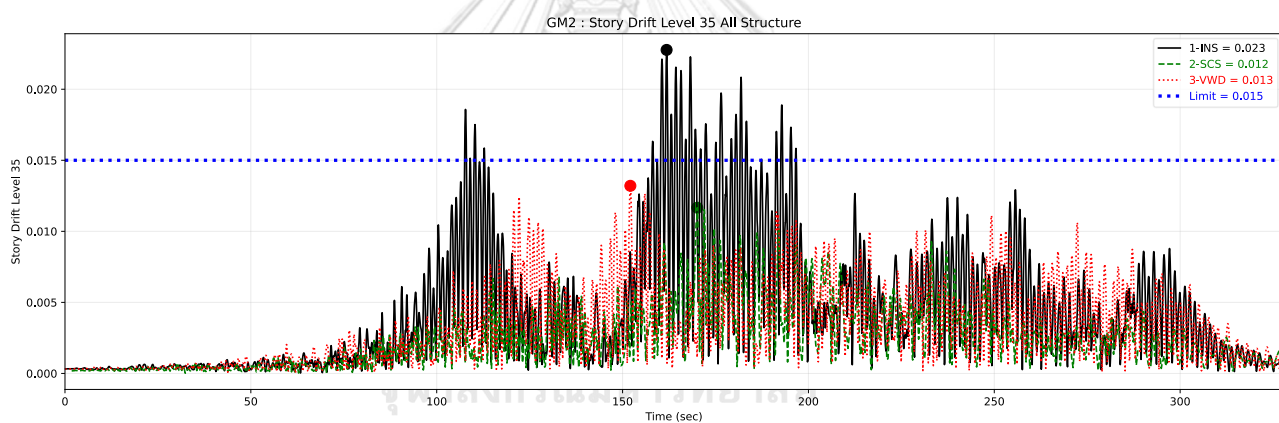


รูปที่ 129 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ยอดอาคารในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM9

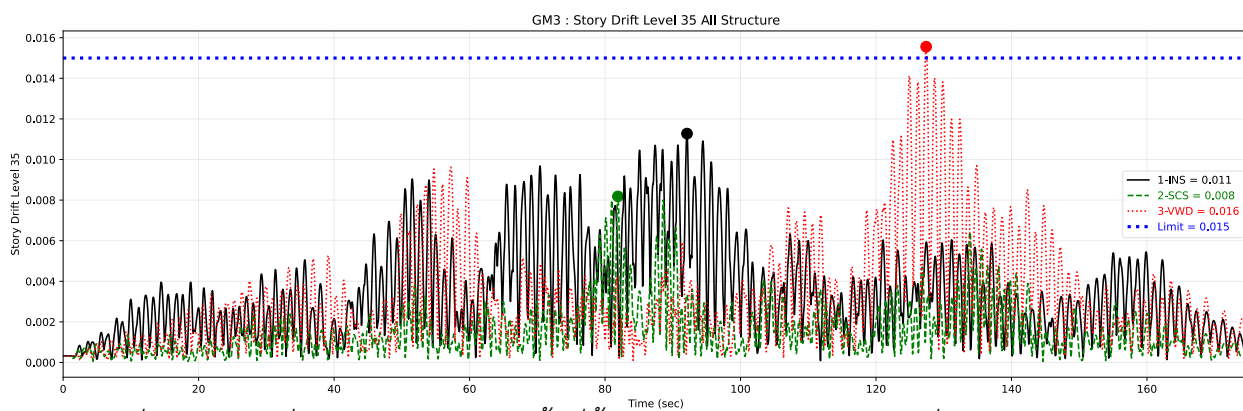
เปรียบเทียบประวัติเวลาของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ระดับชั้น 35 ซึ่งเป็นระดับชั้น
ที่มีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดในทิศทางแกน Y ของโครงสร้าง จากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด 9 คลื่น
ดังแสดง



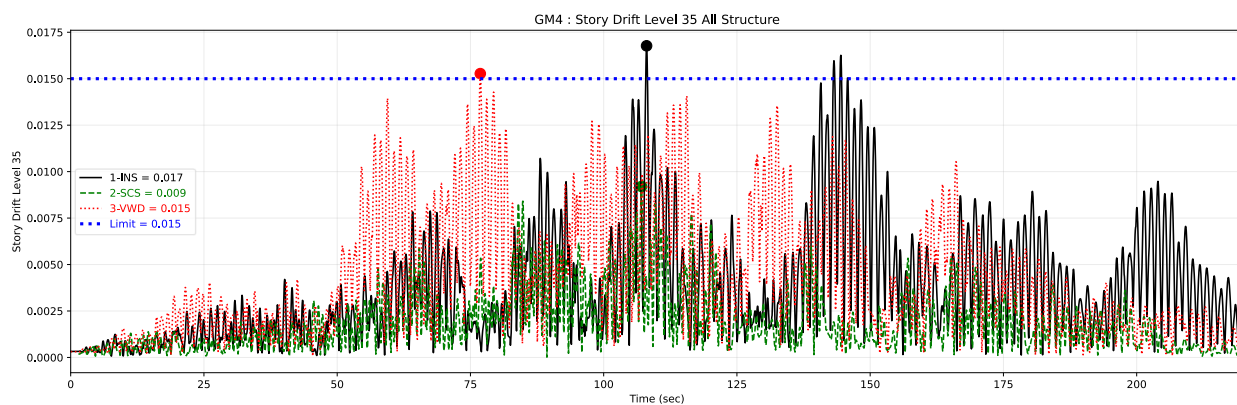
รูปที่ 130 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM1



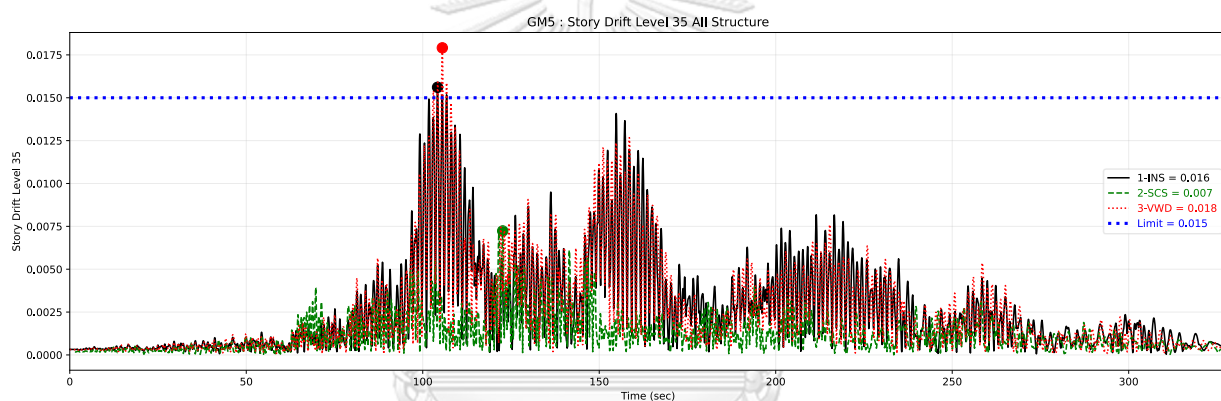
รูปที่ 131 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM2



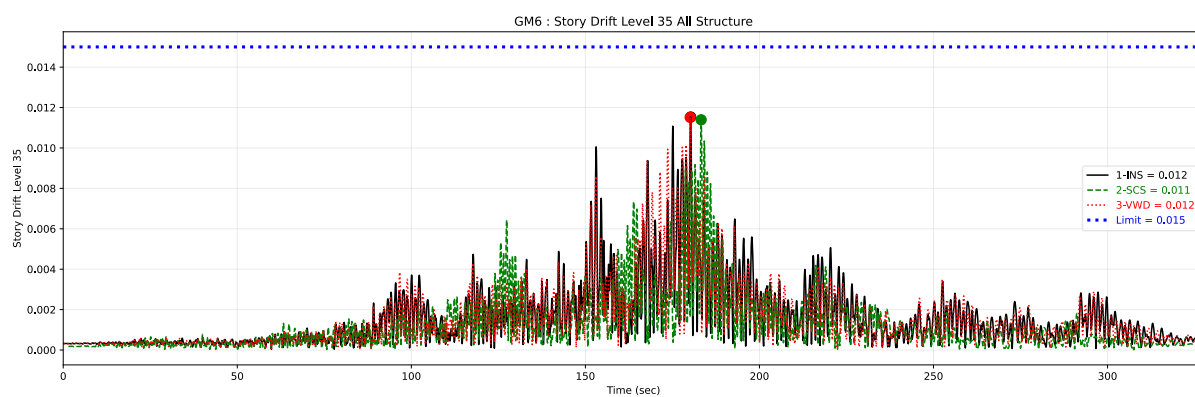
รูปที่ 132 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM3



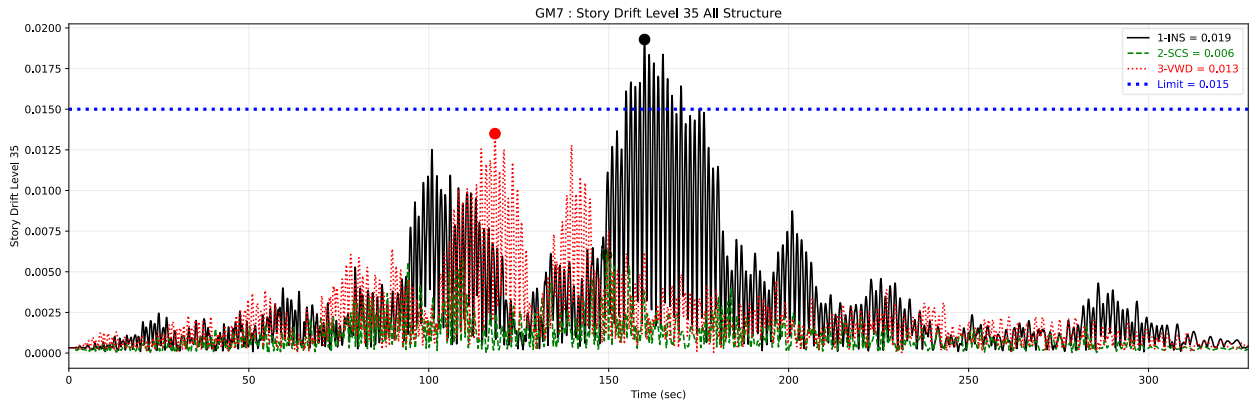
รูปที่ 133 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM4



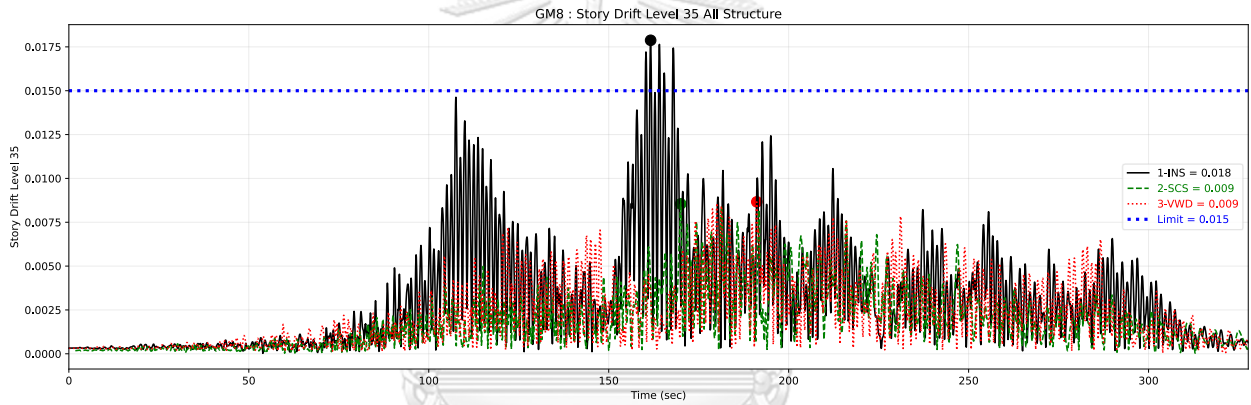
รูปที่ 134 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM5



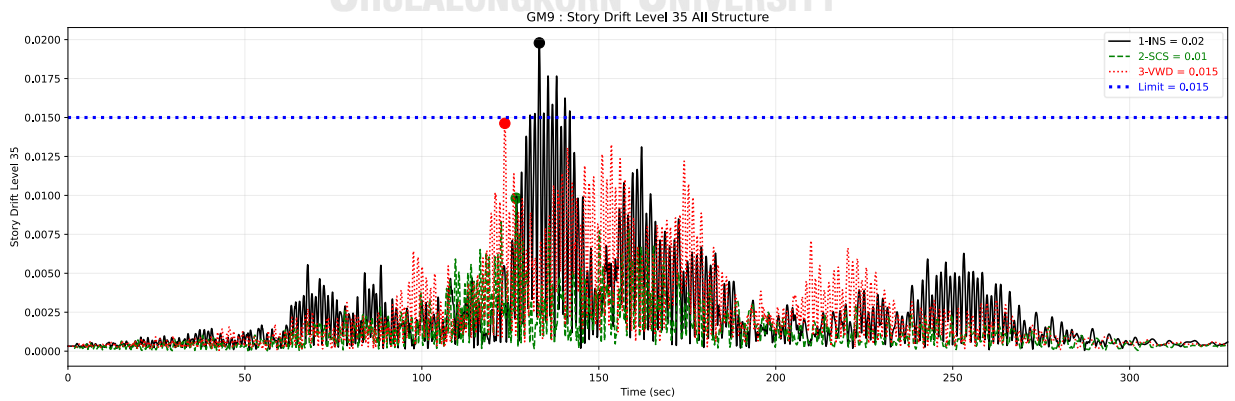
รูปที่ 135 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM6



รูปที่ 136 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM7



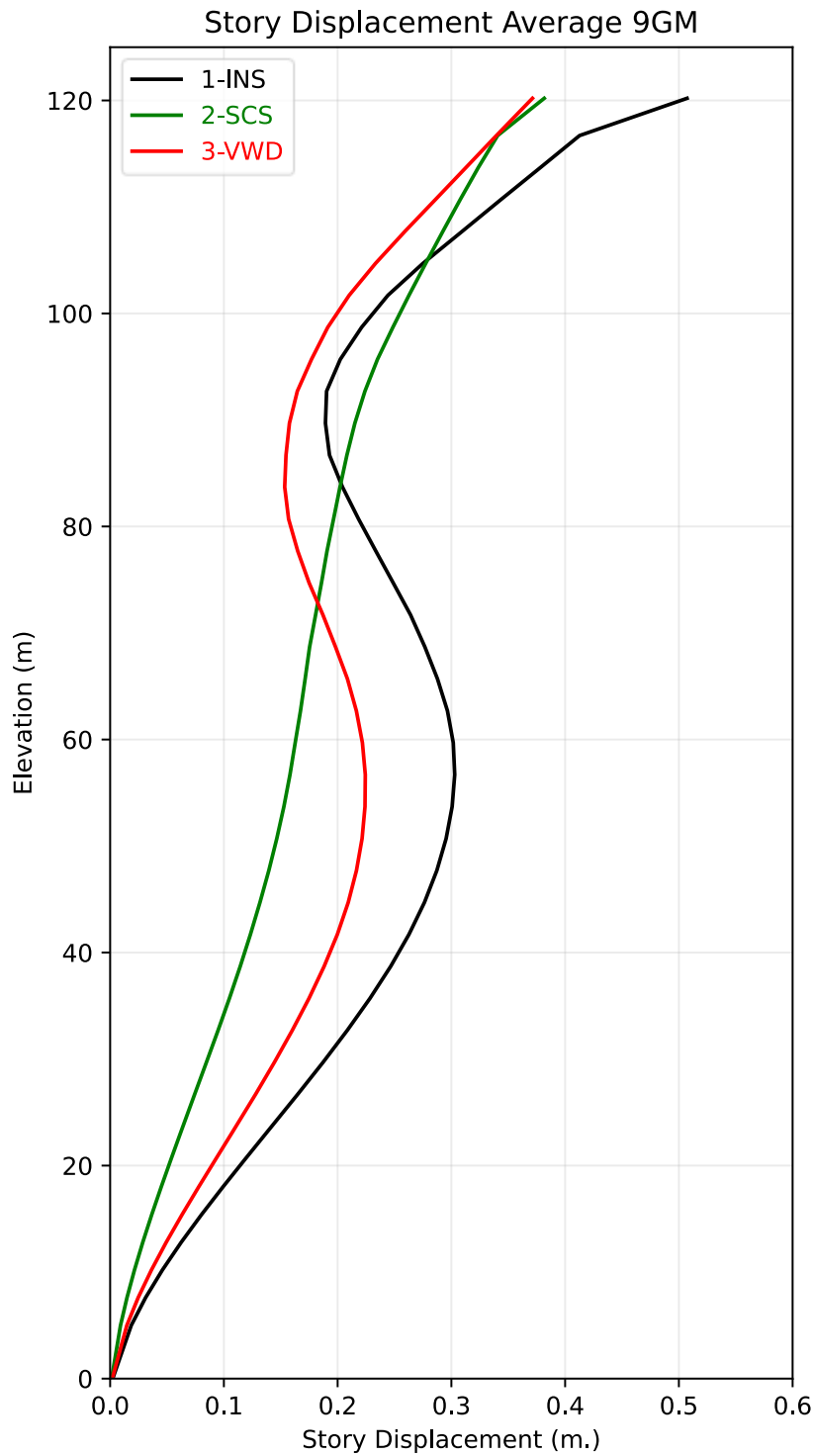
รูปที่ 137 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM8



รูปที่ 138 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 35 ในทิศทางแกน Y ของคลื่นแผ่นดินไหว GM9

4.8.4 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากแรงแผ่นดินไหว

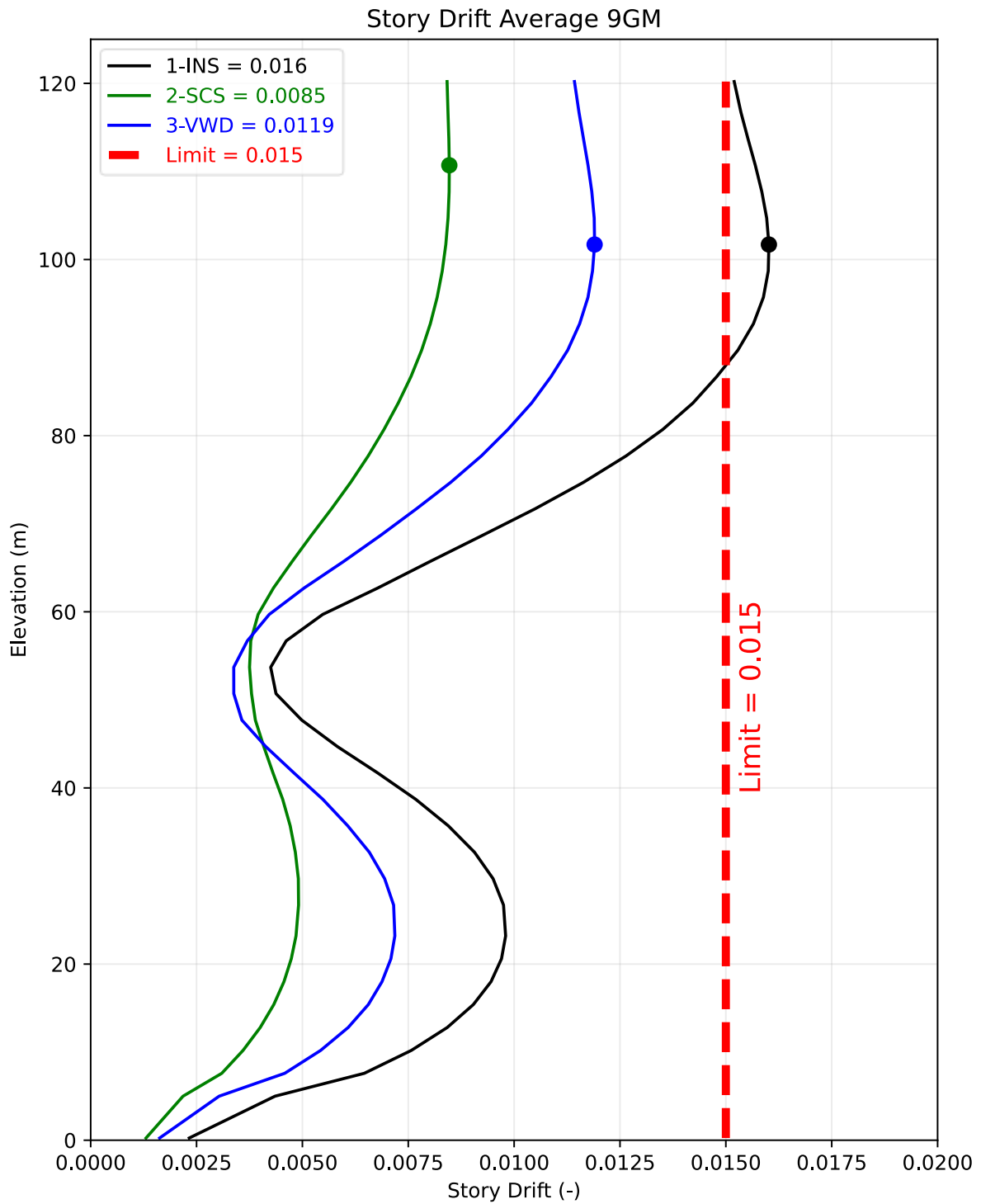
เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างแต่ละชั้น (Story displacement) ในทิศทางแกน Y ของโครงสร้างแต่ละรูปแบบ โดยเฉลี่ยผลตอบสนองจากคลื่นแผ่นดินไหว 9 ชุด



รูปที่ 139 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างทิศทาง Y เฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหว 9 ชุด

4.8.5 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากแรงแผ่นดินไหว

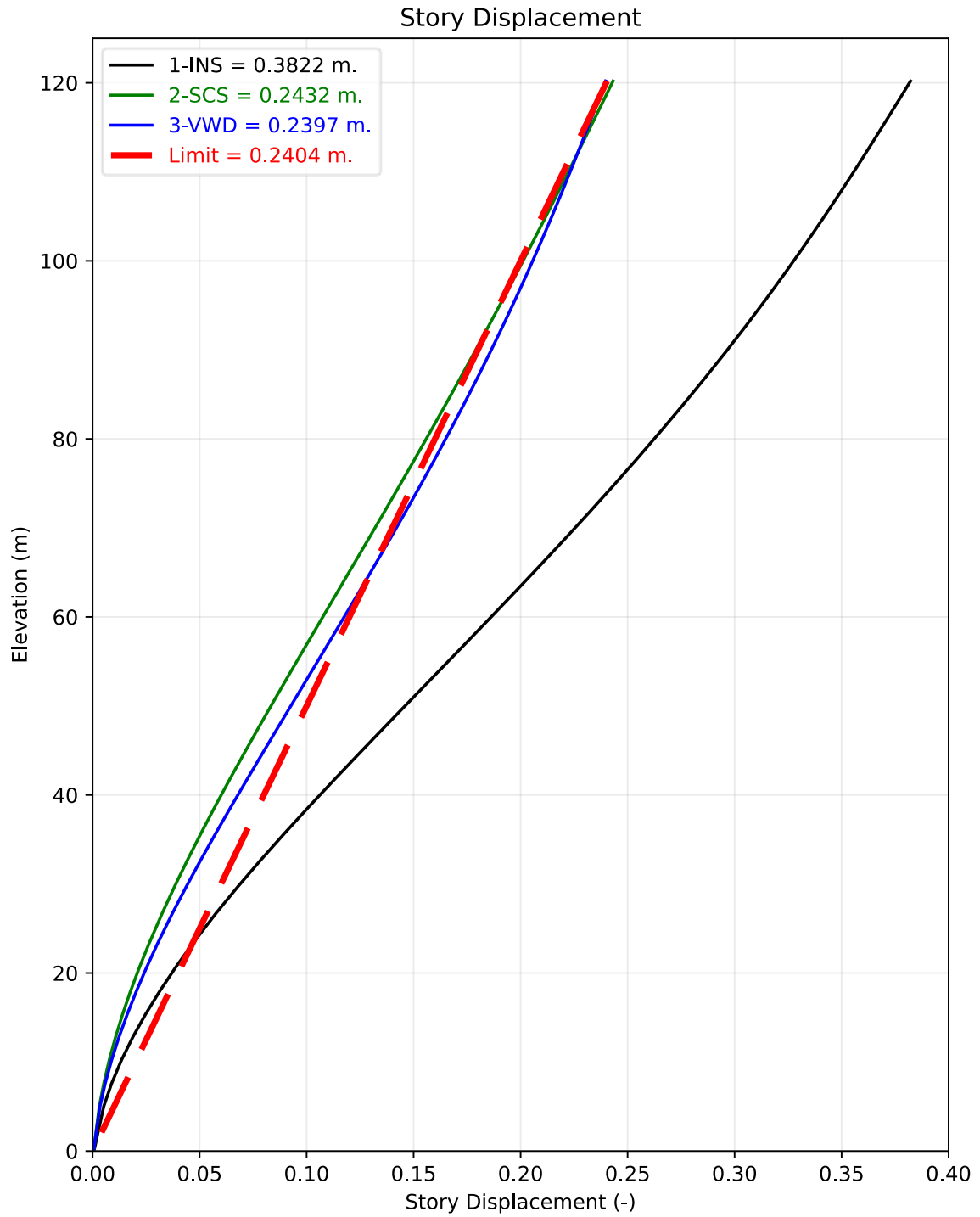
เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story drift) ในทิศทางแกน Y ของโครงสร้างแต่ละรูปแบบ โดยเฉลี่ยผลตอบสนองจากคลื่นแผ่นดินไหว 9 ชุด



รูปที่ 140 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นทิศทาง Y เฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหว 9 ชุด

4.8.6 การเคลื่อนที่ยอดอาคารจากแรงลม

เปรียบเทียบการเคลื่อนที่ทางด้านข้างแต่ละระดับชั้นเนื่องจากแรงลม ในทิศทางแกน Y ของโครงสร้างแต่ละรูปแบบ



รูปที่ 141 การเคลื่อนที่ที่ทางด้านข้างแต่ละระดับชั้นเนื่องจากแรงลม

4.9 เปรียบเทียบต้นทุนของโครงสร้างรูปแบบต่างๆ

สำหรับวิศวกรออกแบบโครงสร้าง ความมั่นคงแข็งแรงของอาคาร ความปลอดภัยของผู้ใช้งาน อาคารเป็นเป้าหมายที่วิศวกรโครงสร้างต้องคำนึงถึงเป็นอย่างแรก แต่อีกปัจจัยที่สำคัญที่ต้องคำนึงถึงคือค่าใช้จ่ายในงานก่อสร้าง เนื่องจากโครงการจะไม่สามารถเกิดขึ้นได้หากมีต้นทุนในการก่อสร้างที่สูงจนเกินไป

จากอาคารตัวอย่างซึ่งเป็นอาคารสูง 41 ชั้น จะเห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเนื่องจากแรงลมและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากแรงแผ่นดินไหว เป็นปัญหาที่เพิ่มขึ้นมาจากอาคารขนาดเล็กที่ผลของแรงด้านข้างมีไม่มาก คำนึงถึงแต่แรงในแนวตั้ง (Gravity load) ก็เพียงพอ ปัญหาดังกล่าวจำเป็นต้องใช้ทรัพยากรในการแก้ไขปัญหา ทั้งปริมาณวัสดุคอนกรีต เหล็กเสริม และอุปกรณ์สลายพลังงาน ในหัวข้อนี้จะเปรียบเทียบต้นทุนเบื้องต้นในการแก้ไขปัญหาด้วยวิธี Size enlargement of columns and shear walls (2-SCS) กับ วิธี Viscous Wall Damper (3-VWD) เพื่อเป็นทางเลือกในการแก้ไขปัญหา โดยมีสมมติฐานในการประเมินต้นทุนดังนี้

1. เปรียบเทียบปริมาณคอนกรีตและเหล็กเสริม เฉพาะเสาและกำแพงรับแรงเฉือนเท่านั้น
2. ไม่คำนึงถึงค่าใช้จ่ายที่เพิ่มขึ้นจากปริมาณเสาเข็มและขนาดฐานราก จากน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นจากขนาดโครงสร้าง
3. ต้นทุนคอนกรีต 2,885 บาทต่อลูกบาศก์เมตร เป็นค่าวัสดุ 2,400 บาทต่อลูกบาศก์เมตร และค่าแรง 485 บาทต่อลูกบาศก์เมตร
4. ต้นทุนเหล็กเสริม 24,655 บาทต่อตัน เป็นค่าวัสดุ 24,000 บาทต่อตัน และค่าแรง 655 บาทต่อตัน
5. ผนังสลายพลังงาน (3-VWD) 710,000 บาทต่ออัน เป็นค่าวัสดุ 680,000 บาทต่ออัน และค่าขนส่ง 30,000 บาทต่ออัน

ตารางที่ 40 เปรียบเทียบต้นทุนของโครงสร้างแต่ละรูปแบบ

		Structure Type		
		1-INS	2-ISS	3-VWD
1. Material and equipment	Concrete (m ³)	6838	17773	6838
	Reinforcement (ton)	559	2621	1559
	Number of VWD (-)	0	0	28
2. Cost	Concrete (x10 ⁶ Bath)	19.7	51.3	19.7
	Reinforcement (x10 ⁶ Bath)	13.8	64.6	38.4
	VWD (x10 ⁶ Bath)	0	0	19.88
	Total (x10 ⁶ Bath)	33.5	115.9	77.98
3. Wind response	Roof displacement (m.)	0.382	0.243	0.239
	Roof displacement D.C. ratio (-)	1.59	1.01	0.99
4. Seismic response	Story drift (-)	0.016	0.0085	0.0119
	Story drift D.C. ratio (-)	1.07	0.57	0.79

ต้นทุนในส่วนของคนกรีตและเหล็กเสริมของเสาและกำแพงรับแรงเฉือน โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS) ที่ถูกออกแบบให้รองรับเฉพาะน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งเท่ากับ 33.5 ล้านบาท แต่เมื่อต้องออกแบบอาคารให้ผ่านเกณฑ์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากแรงลมและแรงแผ่นดินไหวพบว่าต้นทุนสูงขึ้นเป็น 115.9 ล้านบาท ของโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-ISS) ซึ่งคิดเป็นต้นทุนที่เพิ่มขึ้น 246% และต้นทุนสูงขึ้นเป็น 77.98 ล้านบาท ของโครงสร้าง Viscous Wall Damper (3-3-VWD) ซึ่งคิดเป็นต้นทุนที่เพิ่มขึ้น 132% แสดงให้เห็นว่าต้นทุนค่าใช้จ่ายที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากผลของแรงต้านข้างมีนัยยะสำคัญอย่างมากในอาคารสูง ดังนั้นวิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างอาคารสูงจะต้องคำนึงถึงระบบโครงสร้างต้านทานแรงต้านข้างเป็นลำดับต้นๆ

บทที่ 5 สรุปผลการวิจัย

ในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาแนวทางในการลดการเคลื่อนตัวที่ยึดอาคารจากแรงลมและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากแรงแผ่นดินไหวของอาคารสูง 41 ชั้น ในพื้นที่จังหวัดกรุงเทพมหานคร โดยใช้โปรแกรม ETABS ในการสร้างแบบจำลองสำหรับการศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหว ที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นตามมาตรฐาน ASCE41 เพื่อวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear time history analysis) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 9 คู่คลื่น โดยใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจาก มยผ. 1301/1302-61 ในพื้นที่ Zone5 และใช้แบบจำลองเชิงเส้นสำหรับการศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงลม โดยใช้ข้อมูลแรงลมจากผลทดสอบอุโมงค์ลม (Wind tunnel)

โดยจะเปรียบเทียบวิธีการแก้ไขปัญหาการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคารสูง 2 วิธี เพื่อเปรียบเทียบวิธีที่มีประสิทธิภาพและความประหยัดคุ่มค่า คือ โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS) ในการเพิ่มสติฟเนสต้านทานแรงด้านข้าง เปรียบเทียบกับโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD) ในการสลายพลังงานจากคลื่นแผ่นดินไหว และเพิ่มอัตราส่วนความหน่วง (Additional damping ratio)

โครงสร้างรับแรงแนวตั้ง (1-INS) มีต้นทุนของคอนกรีตและเหล็กเสริมของเสาและกำแพงรับแรงเฉือนเท่ากับ 33.5 ล้านบาท พบว่าอาคารมีการเคลื่อนตัวที่ยึดอาคารจากแรงลมเท่ากับ 0.382 เมตร ซึ่งเกินจากค่าที่ยอมให้คือระดับยอดอาคารต่อ 500 เท่ากับ 0.2404 เมตร คิดเป็น Demand capacity ratio เท่ากับ 1.59 ซึ่งถือว่าเป็นค่าที่สูงมาก อาคารอาจจะเกิดการแตกร้าวเสียหายจากแรงลมในสภาวะใช้งานที่คาบเวลากลับ 10 ปี (Return period) มีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 9 คู่คลื่น สูงสุดเท่ากับ 0.016 ซึ่งเกินจากค่าที่ยอมให้เท่ากับ 0.015 คิดเป็น Demand capacity ratio เท่ากับ 1.07 แสดงให้เห็นว่าแรงด้านข้างมีความสำคัญต่ออาคารสูงอย่างมาก

แนวทางของโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS) คือการเพิ่มสติฟเนสเพื่อต้านทานแรงด้านข้าง ซึ่งเป็นวิธีที่วิศวกรโครงสร้างมักคุ้นเคย เนื่องจากเป็นวิธีที่ทำได้ง่าย เมื่อเพิ่มขนาดโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนจนผ่านเกณฑ์มาตรฐานพบว่าต้นทุนของคอนกรีต

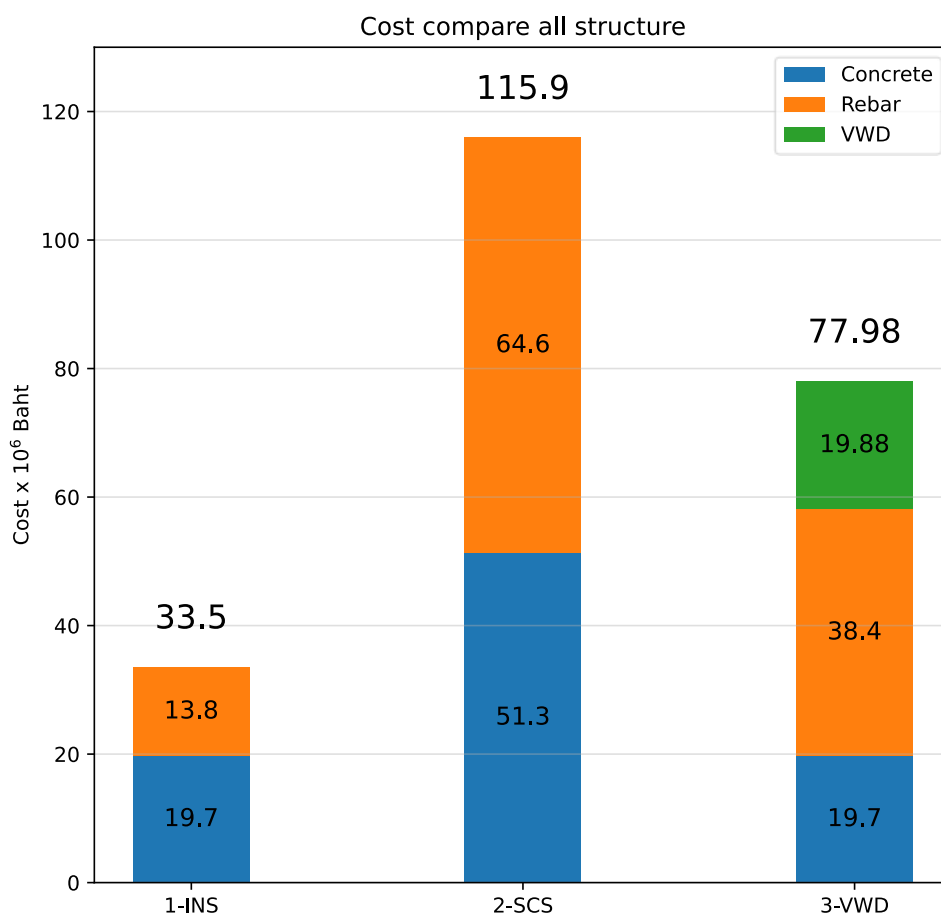
และเหล็กเสริมของเสาและกำแพงรับแรงเฉือนเท่ากับ 115.9 ล้านบาท ซึ่งคิดเป็นต้นทุนที่เพิ่มขึ้นถึง 246% ของส่วนโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือน สำหรับงานวิจัยนี้ โครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS) ยังไม่ได้คำนึงถึงขนาดของโครงสร้างที่เหมาะสมที่สุด (Optimal) เป็นหนึ่งในรูปแบบการเพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือนให้มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างผ่านเกณฑ์มาตรฐานเท่านั้น หากคำนึงถึงประเด็นดังกล่าวจะสามารถลดต้นทุนของโครงสร้างที่เพิ่มขนาดเสาและกำแพงรับแรงเฉือน (2-SCS) ได้

แนวทางของโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD) คือการสลายพลังงานจากการเคลื่อนที่ของใบพัด (Vane) ที่จุ่มอยู่ในของเหลวหนืด เมื่ออาคารเกิดการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ใบพัด (Vane) จะพยายามเคลื่อนที่ผ่านของเหลวหนืดทำให้เกิดแรงต้านขึ้น พบว่าต้องติดตั้งผนังสลายพลังงานทั้งหมด 28 ตัว เพื่อให้โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างผ่านเกณฑ์มาตรฐาน โดยติดตั้งชั้นละ 7 ตัว ตั้งแต่ชั้น 17 ถึงชั้น 20 สำหรับผนังสลายพลังงานจากบริษัท Dynamic Isolation System (DIS) ประเทศสหรัฐอเมริกา พบว่าต้องใช้ต้นทุนของคอนกรีตเหล็กเสริมของเสาและกำแพงรับแรงเฉือน รวมกับผนังสลายพลังงานจำนวน 28 ตัว เท่ากับ 77.98 ล้านบาท เมื่อพิจารณาการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานพบว่า การสลายพลังงานจะมากในช่วงชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นมาก เนื่องจากผนังสลายพลังงานมีการเสียรูปที่สูง ผนังสลายพลังงานสามารถทำงานได้เต็มประสิทธิภาพ ดังนั้นการติดตั้งผนังสลายพลังงานควรจะต้องศึกษาพฤติกรรมของอาคารก่อน เพื่อที่จะหาตำแหน่งในการติดตั้งที่มีประสิทธิภาพสูงสุด คุ่มค่ากับต้นทุน

ด้วยเหตุผลที่กล่าวมาข้างต้น จึงสามารถสรุปได้ว่าการติดตั้งผนังสลายพลังงานช่วยลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากแรงลมและแรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ สามารถเลือกตำแหน่งในการติดตั้งที่เหมาะสมได้ ไม่กระทบกับพื้นที่ใช้สอยและความสวยงามของอาคาร เนื่องจากสามารถติดตั้งในแนวผนังกันห้องที่เป็นกำแพงก่ออิฐได้ มีความคุ้มค่าในการติดตั้ง เมื่อเปรียบเทียบกับ การเพิ่มขนาดของโครงสร้างที่กระทบกับพื้นที่ใช้สอยและยังเป็นการเพิ่มภาระน้ำหนักให้กับฐานรากอีกด้วย นอกจากนี้การติดตั้งผนังสลายพลังงานยังสามารถติดตั้งกับอาคารที่ก่อสร้างแล้วเสร็จ (Retrofit) ที่มีปัญหาเกี่ยวกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างได้ ซึ่งการเพิ่มขนาดของโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนจะทำได้โดยยาก

5.1 ต้นทุนของโครงสร้างแต่ละรูปแบบ

งานวิจัยนี้ได้ประเมินต้นทุนของโครงสร้างในแต่ละรูปแบบ เพื่อศึกษาความเป็นไปได้ในการเลือกใช้ผนังสลายพลังงานในการแก้ไขปัญหาการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคาร โดยคำนึงเฉพาะปริมาณคอนกรีต เหล็กเสริมของเสาและกำแพงรับแรงเฉือนเท่านั้น ไม่รวมค่าใช้จ่ายในส่วนของฐานรากทั้งขนาดและจำนวนเสาเข็มที่เกิดจากน้ำหนักของเสาและกำแพงรับแรงเฉือน

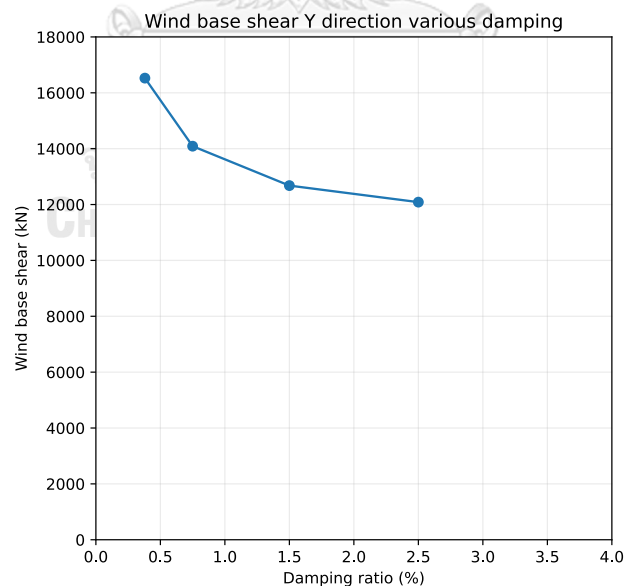


รูปที่ 142 เปรียบเทียบต้นทุนคอนกรีตและเหล็กเสริมของโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือน ในโครงสร้างรูปแบบต่างๆ

5.2 ข้อคำนึงในการใช้ผนังสลายพลังงาน

วิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างที่เลือกใช้ผนังสลายพลังงานในการแก้ไขปัญหาการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคาร เพื่อเพิ่มอัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้น (Additional damping ratio) จำเป็นที่จะต้องศึกษาคุณสมบัติของอาคาร เช่น ผลทดสอบแรงลมที่อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ต่างๆ จากอุโมงค์ลม, ตำแหน่งของชั้นที่เกิดการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นสูงสุด เพื่อให้การติดตั้งผนังสลายพลังงานมีความคุ้มค่า ผนังสลายพลังงานสามารถทำงานได้อย่างเต็มประสิทธิภาพ

สำหรับผลทดสอบอุโมงค์ลมในอาคารตัวอย่างพบว่าการเพิ่มอัตราส่วนความหน่วงทั้งหมด (Total damping ratio) จะช่วยลดแรงสถิตเทียบเท่าที่กระทำต่อโครงสร้างได้เป็นอย่างดีในช่วง 0.38% ถึง 1.5% หลังจากช่วงที่โครงสร้างมีอัตราส่วนความหน่วงทั้งหมด (Total damping ratio) เกินกว่า 1.5% จะช่วยลดแรงสถิตเทียบเท่าที่กระทำต่อโครงสร้างได้ในอัตราที่น้อยลง อาคารตัวอย่างในงานวิจัยนี้ต้องการอัตราส่วนความหน่วงทั้งหมด (Total damping ratio) เท่ากับ 2.83% ถึงจะมีการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารเนื่องจากแรงลมผ่านเกณฑ์มาตรฐาน อย่างไรก็ตามในกรณีที่อาคารต้องการอัตราส่วนความหน่วงทั้งหมด (Total damping ratio) มากกว่า 3% ควรจะพิจารณาแนวทางการแก้ไขปัญหาการเคลื่อนตัวทางด้านข้างโดยวิธีอื่น เช่น การเพิ่มขนาดของโครงสร้างเสา และกำแพงรับแรงเฉือนควบคู่ไปกับการติดตั้งผนังสลายพลังงาน จึงจะเกิดประสิทธิภาพสูงสุด



รูปที่ 143 ผลตอบสนองแรงเฉือนที่ฐานจากแรงลมสถิตเทียบเท่าในทิศทาง Y ที่อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ต่างๆ

5.3 ผนังสลายพลังงานทางเลือก

โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD) ในหัวข้อที่กล่าวมา ใช้ผนังสลายพลังงานที่มีขายอยู่ในบริษัท Dynamic Isolation System ในสหรัฐอเมริกา ซึ่งมีราคาสูงถึง 700,000 บาทต่อตัว เพราะมีขนาดใหญ่และมีน้ำหนักมาก ทำให้ต้องเสียค่าขนส่งและภาษีนำเข้าที่ค่อนข้างสูง หากประเทศไทยสามารถผลิต Viscous Wall Damper ที่มีประสิทธิภาพได้เอง ก็สามารถลดต้นทุนค่าใช้จ่ายลงได้อย่างมีนัยสำคัญ ตัวอย่างเช่น หากสามารถนำผลการศึกษาของฐิติพงศ์ เจริญสุข (2020) ซึ่งศึกษาการใช้ของเหลวชนิด Polyisobutene (PIB) มาพัฒนาเป็นผลิตภัณฑ์เชิงพาณิชย์ได้ ก็จะทำให้โครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (4-VWD) ได้ผลตอบแทนที่ใกล้เคียงกับกรณีของโครงสร้างที่ติดตั้ง Viscous Wall Damper (3-VWD) ดังแสดงในตารางที่ 41 และ 42 โดยลดค่าใช้จ่ายลงได้อย่างมาก อันจะทำให้การประยุกต์ใช้งาน VWD ในประเทศไทยมีความน่าสนใจในเชิงการเงินด้วยต่อไป

ตารางที่ 41 เปรียบเทียบคุณสมบัติผนังสลายพลังงาน 3-VWD และ 4-VWD

VWD Model	K (kip/in)	C (k-(sec/in) ^a)	α (-)
3-VWD	570	150	0.5
4-VWD	926	1207	0.84

ตารางที่ 42 เปรียบเทียบผลตอบแทนของผนังสลายพลังงาน 3-VWD และ 4-VWD

Response	List	3-VWD	4-VWD
Properties	อัตราส่วนความหน่วงทั้งหมด, Total damping ratio (%)	2.83	3.22
Wind	แรงสถิตเทียบเท่ารวมที่ฐาน, Base shear (kN)	12013	11137
Wind	การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร, Roof displacement (m.)	0.2397	0.2314
Seismic	แรงเฉือนเฉลี่ยที่ฐาน, Average base shear (kN)	5601	5584
Seismic	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์เฉลี่ย, Average story drift (-)	0.01194	0.01193
Seismic	การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร, Roof displacement (m.)	0.371	0.365

บรรณานุกรม

- Chopra, A. K. (2020). *DYNAMICS OF STRUCTURES*. Pearson.
- Dilsiz, A., Mohammed, M., Özüygür, A., & Moustafa, M. (2018). EVALUATION OF WALL DAMPER EFFECTIVENESS ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF BUILDINGS. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, (2013).
- Engineers, A. S. o. C. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. In: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.
- Hidayaty, E., Setio, H. D., Surahman, A., & Moestopo, M. (2018). Numerical analysis of viscous wall dampers on steel frame. *MATEC Web of Conferences*,
- Kamatchi, P., Deepiya, R., & Kumar, K. (2019). Performance of frame with Viscoelastic Dampers as an Alternative to Coupled Shear Wall.
- Lago, A., Faridani, H. M., & Trabucco, D. (2018). Damping Technologies for Tall Buildings. *CTBUH Journal*(3).
- Najam, F. A. (2021). *Nonlinear Modelling and Analysis of RC Buildings using ETABS*.
- Nasab, M. S. E., & Kim, J. (2020). Seismic Retrofit of Structures Using Hybrid Steel Slit–Viscoelastic Dampers. *Journal of Structural Engineering*, 146(11), 04020238.
- Newell, J., Love, J., Sinclair, M., Chen, Y.-N., & Kasalanati, A. (2011). Seismic design of a 15 story hospital using viscous wall dampers. *Structures Congress 2011*,
- Pant, D. R., Montgomery, M., & Christopoulos, C. (2019). Full-scale testing of a viscoelastic coupling damper for high-rise building applications and comparative evaluation of different numerical models. *Journal of Structural Engineering*, 145(2), 04018242.
- Shen, K., Soong, T., Chang, K., & Lai, M. (1995). Seismic behaviour of reinforced concrete frame with added viscoelastic dampers. *Engineering Structures*, 17(5), 372-380.
- Vijay, U., Rajkumar, P. K., & Ravichandran, P. (2015). Seismic response control of RC structure using viscoelastic dampers. *Indian Journal of science and technology*, 8(28).
- Yang, P., Xue, S., Xie, L., & Cao, M. (2020). Damping Estimation of an Eight-Story Steel Building Equipped with Oil Dampers. *Applied Sciences*, 10(24), 8989.

มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว, (2018).

ฐิติพงศ์ เจริญสุข. (2020). การพัฒนาผนังสลายพลังงานแบบวิสโคอีลาสติก Chulalongkorn University].

ณัฐดนัย อมรปฏิเวธ. (2011). การเพิ่มสมรรถนะต้านแผ่นดินไหวของอาคารด้วยผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน Chulalongkorn University].

นรรฐกานต์ วิบูลย์จันทร์ (2016). การปรับปรุงสมรรถนะต้านแผ่นดินไหวของอาคารเรียนด้วยผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน Chulalongkorn University].



ภาคผนวก



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

ภาคผนวก ก เสาและกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้างรูปแบบต่างๆ

เปรียบเทียบขนาดและเหล็กเสริมของโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้างรูปแบบต่างๆ โดยโครงสร้างรูปแบบ 1-INS ที่ถูกออกแบบให้รองรับเฉพาะแรงในแนวตั้งและโครงสร้างรูปแบบ 3-VWD จะมีขนาดโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือนที่เท่ากัน โดยในอาคารตัวอย่างนี้จะให้เสาและกำแพงรับแรงเฉือนจัดกลุ่มการออกแบบทุก 10 ชั้น

ตารางที่ 43 เปรียบเทียบปริมาณน้ำหนักวัสดุคอนกรีตและเหล็กเสริมของโครงสร้างรูปแบบต่างๆ

Element	Material (ton)	1-INS	2-SCS	3-VWD
Column	Concrete	7116	22238	7116
	Rebar	347	1115	487
Shear Wall	Concrete	8816	19396	8816
	Rebar	212	1505	1072
Total	Concrete	15932	41634	15932
	Rebar	559	2620	1559

ตารางที่ 44 เปรียบเทียบขนาดเสาและปริมาณเหล็กเสริมของโครงสร้างรูปแบบต่างๆ

Column	t3 (mm.)			t2 (mm.)			RatioRebar (%)		
	1-INS	2-SCS	3-VWD	1-INS	2-SCS	3-VWD	1-INS	2-SCS	3-VWD
C1_00-09	2700	3750	2700	400	600	400	2.01	1.54	2.1
C1_09-20	2200	3750	2200	400	600	400	1	1.47	1.67
C1_20-30	1600	3750	1600	400	600	400	1	1.08	1.7
C1_30-41	1000	3750	1000	400	600	400	1	1	1.52
C2_00-09	2400	3500	2400	400	600	400	1.93	1	1.42
C2_09-20	2000	3500	2000	400	600	400	1	1	1
C2_20-30	1400	3500	1400	400	600	400	1	1	1
C2_30-41	1000	3500	1000	400	600	400	1	1	1.52

โครงสร้าง 1-INS และ 3-VWD จะมีความหนาของกำแพงรับแรงเฉือนทุกหมายเลขและทุกระดับชั้นเท่ากับ 250 มิลลิเมตร ส่วนโครงสร้าง 2-SCS จะมีความหนาของกำแพงรับแรงเฉือนทุกหมายเลขและทุกระดับชั้นเท่ากับ 550 มิลลิเมตร

ตารางที่ 45 เปรียบเทียบเหล็กเสริมกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้างรูปแบบต่างๆ

Pier	Story	Rebar (%)			Pier	Story	Rebar (%)		
		1-INS	2-SCS	3-VWD			1-INS	2-SCS	3-VWD
W1	00-09	0.25	0.25	0.874	W5	00-09	0.25	0.37	0.25
W1	09-20	0.25	0.264	4.058	W5	09-20	0.25	0.698	1.684
W1	20-30	0.25	0.51	4.602	W5	20-30	0.25	0.84	2.208
W1	30-41	0.25	0.25	0.66	W5	30-41	0.25	0.25	0.6
W2	00-09	0.25	0.482	2.088	W6	00-09	0.25	0.338	0.818
W2	09-20	0.25	0.25	5.474	W6	09-20	0.25	0.712	1.22
W2	20-30	0.25	0.272	5.974	W6	20-30	0.25	0.946	2.364
W2	30-41	0.25	0.25	0.25	W6	30-41	0.25	0.25	0.25
W3	00-09	0.25	2.596	4.408	W7	00-09	0.25	1.01	1.746
W3	09-20	0.25	1.236	2.33	W7	09-20	0.25	1.574	1.576
W3	20-30	0.25	1.226	2.874	W7	20-30	0.25	1.78	2.446
W3	30-41	0.25	0.31	0.76	W7	30-41	0.25	0.48	0.86
W4	00-09	0.25	0.266	0.25					
W4	09-20	0.25	0.648	1.518					
W4	20-30	0.25	0.8	2.144					
W4	30-41	0.25	0.25	0.51					

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-สกุล	นายภัทรพงศ์ พงษ์ภัทรา
วัน เดือน ปี เกิด	12 สิงหาคม 2538
สถานที่เกิด	กรุงเทพมหานคร
ที่อยู่ปัจจุบัน	82/24 ถ.เทศบาล 3 ซ.4 ต. ปากเพรียว อ.เมือง จ.สระบุรี 18000



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY