

การเพิ่มสมรรถนะด้านแผ่นดินไหวของอาคารเตี้ย
ด้วยกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน



นายอาทิตย์ อัครรักษ์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)
เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository (CUIR)
are the thesis authors' files submitted through the University Graduate School.

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2559
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SEISMIC IMPROVEMENT OF LOW-RISE BUILDING
USING LIGHTWEIGHT CONCRETE FRICTION WALLS

Mr. Athikavee Asvaraksh



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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2016

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การเพิ่มสมรรถนะด้านแผ่นดินไหวของอาคารเตี้ยด้วย
	กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน
โดย	นายอาทิตย์ อัครวิทย์
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโท

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ดร.ณัฐฉัตร รัตนศิริ)

5670582321 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: LIGHTWEIGHT CONCRETE WALL / FRICTION DAMPER / ENERGY DISSIPATION
/ SEISMIC PERFORMANCE / LOW-RISE BUILDING

ATHIKAVEE ASVARAKSH: SEISMIC IMPROVEMENT OF LOW-RISE BUILDING USING
LIGHTWEIGHT CONCRETE FRICTION WALLS. ADVISOR: ASSOC. PROF.TOSPOL
PINKAEW, Ph.D., 170 pp.

Many low-rise buildings have been designed and constructed before seismic code enforcement. Their earthquake resistances are therefore lower than those of the new buildings. Strengthening or increasing energy dissipation to these buildings are not popular due to high cost or negative effect on building service. This research studies the performance of lightweight concrete friction wall which is designed to replace existing walls to enhance seismic resistance of the buildings. The lightweight concrete friction wall consist of two metal plates to create friction surface and light weight concrete wall to generate normal force. The advantages of lightweight concrete friction wall comparing with traditional damper are lower cost, maintenance free and minimal effect on existing architecture. This paper considers a 4-story reinforced concrete low-rise building in Northern Province of Thailand. Its earthquake resistance is enhanced by replacing existing infilled walls by lightweight concrete friction walls. The study employed the nonlinear dynamic analysis of the building subjected to 12 design basis earthquake (DBE) records for 5 levels of friction forces adjusted by varying the wall unit weights. Results show that the building with application of lightweight concrete friction wall exhibits significantly lateral displacement reduction. Story drift of the buildings yields 53% average reduction compared to the building without walls. Damage level in columns can reduce from collapse prevention level (CP) to life safety level (LS) which make lightweight concrete friction wall fulfill minimum requirement of new design standards. Therefore the installation of lightweight concrete friction wall might be an efficient alternative for seismic rehabilitation of existing low-rise buildings.

Department: Civil Engineering

Student's Signature

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature

Academic Year: 2016

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่ให้ความกรุณาเป็นที่ปรึกษา แนะนำเกี่ยวกับทฤษฎี และแนวทางแก้ปัญหาที่เกิดขึ้นระหว่างทำวิจัย อันเป็นประโยชน์ต่อการวิจัยอย่างมากมาโดยตลอด

ขอกราบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์ ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และ อาจารย์ ดร.ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่ให้ความกรุณาแนะนำและตรวจแก้ไขปรับปรุงให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

ข้าพเจ้าขอขอบคุณเพื่อนปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโยธา ในการแลกเปลี่ยนความรู้ งานวิจัยรวมถึงกำลังใจในการทำงานจนวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์

ท้ายที่สุดผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณบิดาและมารดาที่ให้ความอุปการะและเป็นกำลังใจให้แก่ข้าพเจ้าโดยตลอดมา ทำให้งานวิจัยชิ้นนี้สำเร็จลุล่วงเป็นอย่างดี

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฎ
สารบัญรูป.....	ฅ
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย	2
1.3 ขอบเขตงานวิจัย	2
1.4 ประโยชน์ที่ได้รับ.....	2
1.5 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย.....	3
บทที่ 2 งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	4
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1.1 การควบคุมความเสียหายของอาคาร	5
2.1.2 รูปแบบการวิบัติของผนัง.....	10
2.1.3 โครงสร้างที่ติดตั้งตัวหน่วงเสียดทาน	14
2.1.4 ผนังที่มีการติดตั้งตัวหน่วงเสียดทาน	19
2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	26
2.2.1 สมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่มีตัวหน่วงเสียดทาน.....	26
2.2.1.1 ผลการตอบสนองของการสั่นแบบอิสระ (Free vibration).....	27
2.2.1.2 ผลการตอบสนองของการสั่นแบบฮาร์โมนิค	31

2.2.1.3 อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าสำหรับการสั่นแบบอิสระ	34
2.2.1.4 อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าสำหรับการสั่นแบบฮาร์โมนิค	35
2.2.2 การวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างเดิมตามมาตรฐาน ASCE41	37
2.2.2.1 กระบวนการวิเคราะห์	37
2.2.2.2 หลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้ (Acceptance criteria)	39
2.2.2.3 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE41	40
2.2.2.4 วัฏจักรฮิสเทอริติก (Hysteretic Loop).....	41
2.2.2.5 โครงต้านแรงตัดคอนกรีต	43
2.2.2.6 แบบจำลองคานและเสา	45
2.2.3 การจำลองกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน.....	46
2.2.3.1 การจำลองสติฟเนสของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน	46
2.2.3.2 แบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน	48
บทที่ 3 พฤติกรรมของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานต่อการสั่นแบบฮาร์โมนิค	50
3.1 แบบจำลองกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน	51
3.2 ผลการตอบสนองต่อการสั่นแบบฮาร์โมนิค	52
3.2.1 การหาผลตอบสนองของอาคารตัวอย่าง 1 ชั้น	53
3.2.2 การเปรียบเทียบผลตอบสนองของอาคารตัวอย่าง 1 ชั้น	54
บทที่ 4 อาคารพาณิชย์และคลื่นแผ่นดินไหว	59
4.1 อาคารพาณิชย์ตัวอย่าง	59
4.1.1 การจำลองเสา.....	62
4.1.2 การจำลองกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน.....	65
4.1.3 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง.....	66
4.1.4 การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว	68

4.2	คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา.....	69
4.3	การปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหว	82
บทที่ 5	การเสริมประสิทธิภาพอาคารด้วยกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน	84
5.1	พฤติกรรมของอาคารภายใต้การวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น	84
5.2	ผลตอบสนองและความเสียหายของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับออกแบบ	88
5.2.1	ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่าง	89
5.2.1.1	ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979).....	89
5.2.1.2	ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979).....	92
5.2.1.3	ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979).....	95
5.2.1.4	ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)	98
5.2.1.5	ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979).....	101
5.2.1.6	ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984).....	104
5.2.1.7	ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986).....	107
5.2.1.8	ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986)	110
5.2.1.9	ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)	113

5.2.1.10 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987)	116
5.2.1.11 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992).....	119
5.2.1.12 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992)	122
5.2.2 ความเสียหายของอาคารตัวอย่าง.....	125
5.2.2.1 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง.....	125
5.2.2.2 ค่ามอดุลัสพลาสติกในเสา	129
5.2.2.3 ค่าการสลายพลังงานในเสาของอาคารตัวอย่าง	131
5.2.2.4 ค่าแรงเฉือนที่ฐาน.....	136
5.3 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา	138
บทที่ 6 สรุปผลการศึกษา.....	149
รายการอ้างอิง	152
ภาคผนวก ก แบบโครงสร้างอาคารตึกแถวแถวอนุรักษ์ 4 ชั้น.....	156
ภาคผนวก ข การปรับแก้ค่า modal damping ratio ของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระ.....	165
ภาคผนวก ค การเปรียบเทียบผลของการจำลองผนังก่ออิฐในอาคารตัวอย่าง	167
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	170

สารบัญตาราง

ตารางที่ 2.1 การเปรียบเทียบระบบการสลายพลังงานแบบพาสซีฟ.....	9
ตารางที่ 2.2 รูปแบบการวิบัติของอาคารตัวอย่าง Mehrabi และคณะ (1996).....	11
ตารางที่ 2.3 รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อ Murty และ Jain (2000).....	12
ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติและผลการทดสอบ.....	20
ตารางที่ 2.5 รูปแบบที่เป็นไปได้ของพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยการเสียรูปและพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยแรง.....	39
ตารางที่ 2.6 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13.....	44
ตารางที่ 2.7 การแบ่งประเภทของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับการวิเคราะห์ไม่เชิงเส้น ตามผลของแรงเฉือน และรายละเอียดของเหล็กเสริมตามขวาง.....	44
ตารางที่ 2.8 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13.....	45
ตารางที่ 4.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสา.....	62
ตารางที่ 4.2 ค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างจากโปรแกรม Perform3D.....	67
ตารางที่ 4.3 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา.....	69
ตารางที่ 5.1 ผลการวิเคราะห์อาคารด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น.....	86
ตารางที่ 5.2 น้ำหนักอาคารและค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η).....	86
ตารางที่ 5.3 ความเสียหายที่เกิดในเสาอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น.....	88
ตารางที่ 5.4 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979).....	90

ตารางที่ 5.5 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979) 91

ตารางที่ 5.6 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979) 93

ตารางที่ 5.7 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979) 94

ตารางที่ 5.8 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)..... 96

ตารางที่ 5.9 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)..... 97

ตารางที่ 5.10 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)..... 99

ตารางที่ 5.11 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)..... 100

ตารางที่ 5.12 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979)..... 102

ตารางที่ 5.13 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979)..... 103

ตารางที่ 5.14 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984)..... 105

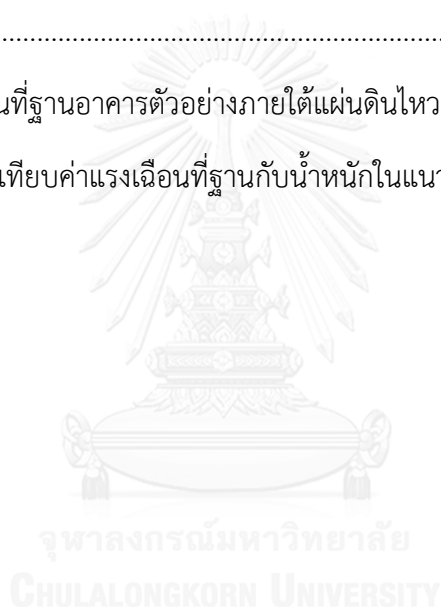
ตารางที่ 5.15 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984) 106

ตารางที่ 5.16 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986)..... 108

ตารางที่ 5.17 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986)..... 109

ตารางที่ 5.18 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986).....	111
ตารางที่ 5.19 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986).....	112
ตารางที่ 5.20 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)	114
ตารางที่ 5.21 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987).....	115
ตารางที่ 5.22 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987)	117
ตารางที่ 5.23 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987).....	118
ตารางที่ 5.24 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992).....	120
ตารางที่ 5.25 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992).....	121
ตารางที่ 5.26 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992).....	123
ตารางที่ 5.27 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992)	124
ตารางที่ 5.28 ค่าระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง	128
ตารางที่ 5.29 ค่ามูมหมุนพลาสติกในเสาของอาคารตัวอย่างที่มีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน.....	129
ตารางที่ 5.30 ค่า $E_{In,col} / E_{Push}$ ของอาคารตัวอย่าง	133
ตารางที่ 5.31 ค่า $E_{In,fw} / E_D$ ของอาคารตัวอย่าง.....	134
ตารางที่ 5.32 ค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับออกแบบ	137

ตารางที่ 5.33 การเปรียบเทียบค่าแรงเฉือนที่ฐานกับน้ำหนักในแนวดิ่ง (DBE).....	138
ตารางที่ 5.34 ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับรุนแรง สูงสุดที่พิจารณา	139
ตารางที่ 5.35 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงสูงสุดที่ พิจารณา.....	144
ตารางที่ 5.36 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรง สูงสุดที่พิจารณา	145
ตารางที่ 5.37 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับรุนแรงสูงสุดที่ พิจารณา.....	146
ตารางที่ 5.38 ค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา ..	148
ตารางที่ 5.39 การเปรียบเทียบค่าแรงเฉือนที่ฐานกับน้ำหนักในแนวดิ่ง (MCE).....	148



สารบัญรูป

รูปที่ 2.1 รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ	10
รูปที่ 2.2 การเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมในการรับแรงด้านข้างอันเนื่องมาจากผลของผนังก่อ.....	11
รูปที่ 2.3 รูปแบบการวิบัติของโครงเฟรมที่มีผนังก่อ: (a) การวิบัติแบบแตกร้าวที่มุม (Corner Crushing) และ การวิบัติแบบแรงอัดในแนวทแยง (Diagonal Compression); (b) การวิบัติด้วยการเลื่อนแบบเฉือน (Sliding Shear), การวิบัติที่โครงเฟรม (Frame Failure) และ การแตกร้าวในแนวทแยง (Diagonal Cracking)	13
รูปที่ 2.4 รูปแบบการวิบัติของผนังก่อภายใต้แรงกระทำด้านข้างโดยพื้นที่สีเทาแสดงส่วนที่ไม่ได้รับแรงอัด (a) การวิบัติด้วยการโยกเนื่องจากแรงดัด (Flexure-Rocking) และการบดอัดที่ปลายแผ่น (Toe-Crushing); (b) การวิบัติด้วยการเลื่อนแบบเฉือน (Sliding Shear); (c) การแตกร้าวในแนวทแยง (Diagonal Cracking)	14
รูปที่ 2.5 ตัวหนังสือเสียดทานต้นแบบ.....	14
รูปที่ 2.6 การติดตั้งอุปกรณ์เพื่อทดสอบตัวหนังสือเสียดทาน.....	15
รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดในคานและมุมหมุนของคาน (a) ไม่มีการติดตั้งตัวหนังสือเสียดทาน (b) มีการติดตั้งตัวหนังสือเสียดทาน	16
รูปที่ 2.8 ผลกระทบของแรงกดที่มีผลต่อพฤติกรรมฮิสเทอริติกของตัวหนังสือเสียดทาน	16
รูปที่ 2.9 รูปแปลนและรูปตัวของอาคารตัวอย่าง	18
รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า R และ η ของอาคารที่มีช่วงคาน 5 เมตร ความสูง 4, 6, 8, 10 และ 12 ชั้น	18
รูปที่ 2.11 รายละเอียดของโครงเฟรมตัวอย่าง	19
รูปที่ 2.12 รายละเอียดของชิ้นส่วน FSF.....	19
รูปที่ 2.13 ตัวหนังสือเสียดทานรูปแบบผนังและการติดตั้งในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก	21
รูปที่ 2.14 แบบจำลองและความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือน-การเคลื่อนที่ของตัวหนังสือเสียดทานรูปแบบผนัง	21
รูปที่ 2.15 โครงเฟรมตัวอย่าง (a) ไม่มีตัวหนังสือ, (b) มีตัวหนังสือ, (c) หน้าตัดเสา.....	21

รูปที่ 2.16 ผลตอบสนองแบบประวัติเวลาของการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุด (a) ไม่มีตัวหน่วง, (b) $F_n = 0.3\text{MPa}$, (c) $=0.37\text{MPa}$, (d) $=0.56\text{MPa}$, (e) $=0.70\text{MPa}$, (f) $=0.93\text{MPa}$	22
รูปที่ 2.17 รูปแบบการจัดวางตัวหน่วงในอาคาร 10 ชั้น (Model A).....	23
รูปที่ 2.18 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุด (Model A).....	23
รูปที่ 2.19 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุด (Model B).....	23
รูปที่ 2.20 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบและรูปตัดของอุปกรณ์สลายพลังงาน.....	24
รูปที่ 2.21 แบบจำลองโครงสร้าง.....	24
รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดสำหรับพฤติกรรมแบบเสียดทาน	25
รูปที่ 2.23 ผลการตอบสนองแบบประวัติเวลาของแรงและการเคลื่อนที่บริเวณจุดบนสุดของผนัง เส้นทึบ(ผลการทดสอบ), เส้นประ(ผลการวิเคราะห์).....	25
รูปที่ 2.24 วงรอบฮิสเทอริติกของแรงและการเคลื่อนที่ ซ้าย(ผลการทดสอบ), ขวา(ผลการวิเคราะห์)	25
รูปที่ 2.25 ลักษณะของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงเสียดทาน.....	26
รูปที่ 2.26 ผลตอบสนองของโครงสร้างภายใต้ค่า γ_f ที่แตกต่างกันโดย (a) มีการเคลื่อนที่เริ่มต้นเท่านั้น (b) มีความเร็วเริ่มต้นเท่านั้น (c) มีทั้งการเคลื่อนที่เริ่มต้นและความเร็วเริ่มต้น.....	30
รูปที่ 2.27 วงรอบฮิสเทอริติกของโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงค่า γ_f สำหรับการสั่นแบบอิสระ	31
รูปที่ 2.28 การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized เมื่อเปลี่ยนแปลงค่า γ_h ในกรณีการสั่นพ้อง.....	33
รูปที่ 2.29 วงรอบฮิสเทอริติกของโครงสร้างที่ทำการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h สำหรับการสั่นแบบฮาร์โมนิค.....	34
รูปที่ 2.30 ค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าเนื่องจากผลการเปลี่ยนแปลง ในการสั่นแบบอิสระ ...	35
รูปที่ 2.31 อัตราส่วนความหน่วงที่การตอบสนองแบบคงตัวโดยการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h	37
รูปที่ 2.32 การแสดงหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับชิ้นส่วนในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป	38
รูปที่ 2.33 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้าง	39
รูปที่ 2.34 ความสัมพันธ์ไม่เชิงเส้นของแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้าง	41

รูปที่ 2.35 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (a) พฤติกรรมแบบ Elastic perfectly plastic แบบไม่มีการเสื่อมถอยของสติฟเนส (b) พฤติกรรมแบบ Trilinear แบบไม่มีการเสื่อมถอยของสติฟเนส.....	42
รูปที่ 2.36 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรที่พิจารณาการเสื่อมถอยของสติฟเนส (Stiffness degradation).....	42
รูปที่ 2.37 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการเสียรูป	43
รูปที่ 2.38 แบบจำลองพฤติกรรมของเสาแบบไร้เชิงเส้นของชิ้นส่วนคานและเสา.....	46
รูปที่ 2.39 แผนภาพ P-M-M สำหรับหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	46
รูปที่ 2.40 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของผนังอิฐที่มีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป (Displacement-Control).....	47
รูปที่ 2.41 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของผนังอิฐที่มีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง (Force-Controlled)	47
รูปที่ 2.42 พฤติกรรมของ Friction-Pendulum Isolator.....	48
รูปที่ 2.43 ชิ้นส่วน Friction-Pendulum.....	48
รูปที่ 3.1 กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน	50
รูปที่ 3.2 รายละเอียดของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน.....	51
รูปที่ 3.3 ชิ้นส่วนภายในกำแพงสลายพลังงานแบบเสียดทาน	51
รูปที่ 3.4 พฤติกรรมของ Friction-Pendulum Isolator.....	52
รูปที่ 3.5 อาคารตัวอย่าง 1 ชั้น.....	52
รูปที่ 3.6 แบบจำลองอาคารตัวอย่างในโปรแกรม Perform3D.....	53
รูปที่ 3.7 แรงฮาร์โมนิกที่กระทำกับอาคารตัวอย่าง.....	54
รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลาของผลเฉลยและ Perform3D (Damping ratio 3%).....	55
รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลาของ Perform3D (Damping 1.4%, 3%).....	56
รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลาของผลเฉลยและ Perform3D (Damping ratio 1.4%).....	57

รูปที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลาของผลเฉลย และ Perform3D (Damping ratio 1.4%, 3%)..... 57

รูปที่ 3.12 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่,ความเร็ว,แรงเสียดทาน กับ เวลาจากโปรแกรม Perform3D 58

รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน ... 58

รูปที่ 4.1 รูปทัศนมิติ..... 59

รูปที่ 4.2 แปลนอาคาร 60

รูปที่ 4.3 รูปด้านอาคาร..... 60

รูปที่ 4.4 แปลนโครงสร้าง เสา คาน พื้น ชั้นที่ 1 61

รูปที่ 4.5 การกำหนดหน้าตัดเสาในโปรแกรม Perform3D..... 63

รูปที่ 4.6 การหาแผนภาพ P-M ในโปรแกรม spColumn..... 63

รูปที่ 4.7 การกำหนดค่าแรงและการเสียรูปของจุดหมุนพลาสติกในโปรแกรม Perform3D..... 64

รูปที่ 4.8 การกำหนด Yield Surface ในเสาของโปรแกรม Perform3D..... 64

รูปที่ 4.9 การรวมพฤติกรรมของเสาในโปรแกรม Perform3D 64

รูปที่ 4.10 การกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานในโปรแกรม Perform3D..... 65

รูปที่ 4.11 การกำหนดระนาบการเลื่อนไถลของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน..... 66

รูปที่ 4.12 การกำหนดน้ำหนักของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานในโปรแกรม Perform3D..... 66

รูปที่ 4.13 โหมดการเคลื่อนตัวในทิศทาง H2 ของอาคารที่ไม่มีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน.. 67

รูปที่ 4.14 โหมดการเคลื่อนตัวในทิศทาง H2 ของอาคารที่มีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน..... 68

รูปที่ 4.15 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979)..... 70

รูปที่ 4.16 คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979) ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง..... 70

รูปที่ 4.17 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979) 71

รูปที่ 4.18 คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979) ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง.....	71
รูปที่ 4.19 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979).....	72
รูปที่ 4.20 คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979) ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง.....	72
รูปที่ 4.21 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979).....	73
รูปที่ 4.22 คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979) ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง.....	73
รูปที่ 4.23 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979).....	74
รูปที่ 4.24 คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979) ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง.....	74
รูปที่ 4.25 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984).....	75
รูปที่ 4.26 คลื่นแผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984) ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง.....	75
รูปที่ 4.27 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986).....	76
รูปที่ 4.28 คลื่นแผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986) ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง.....	76
รูปที่ 4.30 คลื่นแผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986) ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง	77
รูปที่ 4.29 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986).....	77
รูปที่ 4.31 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)....	78
รูปที่ 4.32 คลื่นแผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987) ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง	78
รูปที่ 4.33 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987).....	79

รูปที่ 4.34 คลื่นแผ่นดินไหว Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987) ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง.....	79
รูปที่ 4.35 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992).....	80
รูปที่ 4.36 คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992) ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง.....	80
รูปที่ 4.37 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992).....	81
รูปที่ 4.38 คลื่นแผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992) ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง.....	81
รูปที่ 4.39 สเปกตรัมตอบสนอง SRSS ที่คูณปรับค่าแล้ว	82
รูปที่ 4.40 ค่าเฉลี่ยสเปกตรัมตอบสนอง SRSS	83
รูปที่ 5.1 รูปแบบการให้แรงด้านข้างกับอาคาร.....	85
รูปที่ 5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคาร	85
รูปที่ 5.3 รูปแบบความเสียหายระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (CP) ในเสาอาคารตัวอย่างที่ไม่มีการติดตั้งกำแพง.....	87
รูปที่ 5.4 รูปแบบความเสียหายระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (CP) ในเสาอาคารตัวอย่างที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน	87
รูปที่ 5.5 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979) .	89
รูปที่ 5.6 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979).....	90
รูปที่ 5.7 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979).....	91
รูปที่ 5.8 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979).....	92
รูปที่ 5.9 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979)	93

รูปที่ 5.10 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979).....	94
รูปที่ 5.11 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)	95
รูปที่ 5.12 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979).....	96
รูปที่ 5.13 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979).....	97
รูปที่ 5.14 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)	98
รูปที่ 5.15 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979).....	99
รูปที่ 5.16 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979).....	100
รูปที่ 5.17 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979).....	101
รูปที่ 5.18 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979).....	102
รูปที่ 5.19 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979).....	103
รูปที่ 5.20 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984).....	104
รูปที่ 5.21 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984).....	105
รูปที่ 5.22 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984).....	106

รูปที่ 5.23 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986).....	107
รูปที่ 5.24 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986).....	108
รูปที่ 5.25 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986).....	109
รูปที่ 5.26 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986).....	110
รูปที่ 5.27 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986).....	111
รูปที่ 5.28 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986).....	112
รูปที่ 5.29 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987).....	113
รูปที่ 5.30 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987).....	114
รูปที่ 5.31 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987).....	115
รูปที่ 5.32 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987).....	116
รูปที่ 5.33 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987).....	117
รูปที่ 5.34 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987).....	118
รูปที่ 5.35 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992).....	119

รูปที่ 5.36 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992).....	120
รูปที่ 5.37 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992)	121
รูปที่ 5.38 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992).....	122
รูปที่ 5.39 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992).....	123
รูปที่ 5.40 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992).....	124
รูปที่ 5.41 ความเสียหายในระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (CP) ของอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979)	125
รูปที่ 5.42 ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979).....	126
รูปที่ 5.43 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่มีกำแพงและมีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว.....	127
รูปที่ 5.44 ค่าเฉลี่ยระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง.....	128
รูปที่ 5.45 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามอดุลัสพลาสติกในเสาและค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η).....	130
รูปที่ 5.46 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าพลังงานรวมในโครงสร้างและค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η).....	131
รูปที่ 5.47 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าพลังงานในโครงสร้างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 882 และค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η)	132
รูปที่ 5.48 ความสัมพันธ์ระหว่าง $E_{In,col} / E_{Push}$ และ η	134
รูปที่ 5.49 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในกำแพงและค่าแรงเสียดทานของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน.....	135

รูปที่ 5.50 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานและค่าแรงเสียดทานของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน (DBE)	138
รูปที่ 5.51 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979).....	139
รูปที่ 5.52 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979).....	140
รูปที่ 5.53 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)	140
รูปที่ 5.54 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)	140
รูปที่ 5.55 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979).....	141
รูปที่ 5.56 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984).....	141
รูปที่ 5.57 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986).....	141
รูปที่ 5.58 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986)	142
รูปที่ 5.59 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)	142
รูปที่ 5.60 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987).....	142
รูปที่ 5.61 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992).....	143
รูปที่ 5.62 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992).....	143

รูปที่ 5.63 ค่าการเคลื่อนตัวเฉลี่ยของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา.....	144
รูปที่ 5.64 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เฉลี่ยของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา	145
รูปที่ 5.65 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่มีกำแพงและมีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา.....	147
รูปที่ 5.66 ค่าเฉลี่ยระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา.....	147



บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ประเทศไทยเป็นประเทศหนึ่งที่ได้รับผลกระทบจากภัยแผ่นดินไหว เช่นเหตุการณ์แผ่นดินไหวในวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 เวลา 18.08น. ซึ่งมีขนาด 6.3 ริกเตอร์ศูนย์กลางแผ่นดินไหวอยู่ที่ตำบลจอมหมอกแก้ว อำเภอมะลาว จังหวัดเชียงราย แรงสั่นสะเทือนรู้สึกได้ในพื้นที่จังหวัดเชียงราย เชียงใหม่ ลำพูน ลำปาง น่าน พะเยา รวมถึงจังหวัดเลยและหนองคายในภาคอีสาน และอาคารสูงบางแห่งในกรุงเทพมหานครรู้สึกถึงการสั่นไหว เหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งนี้ส่งผลให้มีผู้เสียชีวิต 1 คน และ บาดเจ็บมากกว่า 100 คน ทำให้บ้านเรือนและสิ่งปลูกสร้างได้รับผลกระทบและเกิดความเสียหายเป็นบริเวณกว้าง โดยมีมูลค่าความเสียหายมากกว่า 700 ล้านบาท ในปัจจุบันการออกแบบอาคารหรือสิ่งก่อสร้างต้องคำนึงถึงผลกระทบของแผ่นดินไหวโดยกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนักความต้านทานความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ.2550 บังคับใช้เมื่อวันที่ 1 ธันวาคม 2550 นอกจากนี้ยังมีมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1303-57) เพื่อใช้สำหรับกาวิเคราะห์ออกแบบเสริมกำลังอาคารเก่าให้มีสมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหว ในการออกแบบอาคารใหม่หรือ เสริมกำลังอาคารที่มีอยู่แล้ว เพื่อรับแรงแผ่นดินไหว วิศวกรส่วนใหญ่มักจะไม่จำลองผนังกอในแบบจำลองโครงสร้างโดยพิจารณาว่าผนังไม่ใช่ส่วนของโครงสร้างที่จะรับแรง ทำให้พฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวแตกต่างไปจากความเป็นจริงมาก

ในอดีตมีงานวิจัยในต่างประเทศหลายชิ้นที่แสดงให้เห็นว่าผนังก้อมีอิทธิพลต่อพฤติกรรมทางแผ่นดินไหวของอาคารอย่างมาก ในงานวิจัยนี้จึงศึกษาแนวทางในการเปลี่ยนแปลงผนังดังกล่าวให้มีคุณสมบัติในการช่วยต้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน ซึ่งเป็นกำแพงที่สามารถควบคุมรูปแบบการวิบัติของกำแพงและมีความสามารถในการสลายพลังงานโดยอาศัยหลักการของตัวหน่วงเสียดทาน กำหนดให้กำแพงเป็นอิสระจากโครงสร้าง (Isolated infill) มีการเว้นช่องว่างด้านข้างของกำแพงคอนกรีตกับเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อหลีกเลี่ยงพฤติกรรมการวิบัติของเสาแบบเสาสั้น (Short column effect) อันเกิดเนื่องมาจากการวิบัติของกำแพงแบบการวิบัติแบบแตกร้าวมุม (Corner crushing) และมีการติดตั้งแผ่นโลหะไว้ด้านล่างของกำแพงเพื่อควบคุมรูปแบบการวิบัติของกำแพงให้เป็นการวิบัติด้วยการเลื่อนแบบ

เฉือนเลื่อน (Sliding shear) และก่อให้เกิดแรงเสียดทานโดยอาศัยน้ำหนักของตัวกำแพงเอง ตัวกำแพงหล่อด้วยวัสดุมวลเบาเพื่อลดน้ำหนักกดและแรงแผ่นดินไหว

การศึกษานี้พิจารณาพฤติกรรมในการรับแรงแผ่นดินไหวของอาคารพาณิชย์ 4 ชั้น โดยเป็นอาคารที่มีลักษณะแพร่หลายในประเทศไทย เพื่อแสดงให้เห็นถึงความเป็นไปได้ในการปรับปรุงประสิทธิภาพอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานเพื่อเสริมความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร โดยศึกษาพฤติกรรมของอาคารด้วยโปรแกรม Perform3-D

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1. เสนอแบบจำลองที่เหมาะสมในการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว
2. ศึกษาพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน
3. ศึกษาความเป็นไปได้ในการใช้กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานในการเสริมความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

1.3 ขอบเขตงานวิจัย

1. พิจารณาสร้างแบบจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน ซึ่งมีการเลื่อนตัวตามสัมประสิทธิ์เสียดทานและน้ำหนักตัวกำแพง
2. ศึกษาพฤติกรรมของตัวอย่างอาคารพาณิชย์คอนกรีตเสริมเหล็ก 4 ชั้น
3. ไม่พิจารณาผลของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำในแนวตั้ง
4. ทำการวิเคราะห์แบบจำลองด้วยโปรแกรม Perform3-D เพื่อพิจารณาผลของแรงกระทำแผ่นดินไหวในแนวแกนหลักของอาคาร
5. พิจารณาพฤติกรรมไม่เชิงเส้นและความเสียหายเฉพาะในส่วนโครงสร้างเสาอาคาร
6. ไม่พิจารณาผลของพฤติกรรมนอกระบบของกำแพง

1.4 ประโยชน์ที่ได้รับ

1. ทราบถึงพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหวในกรณีที่มีการปรับปรุงอาคารด้วยกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน และกรณีไม่มีการปรับปรุงอาคาร

2. ทราบถึงประสิทธิภาพและความเป็นไปได้ในการปรับปรุงอาคารพาณิชย์ให้ต้านทานแผ่นดินไหวด้วยกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน
3. ข้อเสนอแนะในการนำเอาไปประยุกต์ใช้กับอาคารรูปแบบอื่นๆ

1.5 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

1. ศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังก่อ/ตัวผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน/ผนังมวลเบา
2. พัฒนาแบบจำลองโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน
3. วิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารพาณิชย์คอนกรีตเสริมเหล็กตัวอย่างความสูง 4 ชั้น
4. สร้างแบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีและไม่มีการปรับปรุงด้วยกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานด้วยโปรแกรม Perform3-D
5. วิเคราะห์อาคารตัวอย่าง ด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น และ วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นโดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 12 คลื่นที่มีโอกาสในการเกิดซ้ำ 2% ใน 50 ปี
6. ศึกษาอิทธิพลของการปรับปรุงโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีต่อพฤติกรรมอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว และ เปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารที่มีและไม่มีการปรับปรุงด้วยกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน
7. สรุปผลงานวิจัย

บทที่ 2

งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในการพิจารณาความสามารถในการรับแรงต้านข้างของโครงเพรมที่มีกำแพงนั้น ผลของกำแพงอาจช่วยเพิ่มหรือลดความสามารถในการรับแรงต้านข้าง โดยพฤติกรรมดังกล่าวขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย เมื่อมีก่อสร้างกำแพงเข้าไปในโครงเพรมโดยที่ไม่ได้มีการแยกจุดเชื่อมต่อระหว่างกำแพงและโครงเพรม จะทำให้พฤติกรรมของโครงเพรมเปลี่ยนแปลงไปจากที่ผู้ออกแบบได้ตั้งใจไว้ ในการออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวจึงมีความจำเป็นต้องจำลองพฤติกรรมของกำแพงเข้าไปด้วยเพื่อที่จะสามารถอธิบายรูปแบบการวิบัติของอาคารได้อย่างถูกต้อง

Dai และ Sun (2008) ได้ลงพื้นที่สำรวจความเสียหายในเขตเหวินฉวน มณฑลเสฉวน ในเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาด 8.0 Ms โดยสามารถจำแนกประเภทของความเสียหายได้เป็น 6 ประเภทได้แก่ ความเสียหายที่ผนัง, ความเสียหายที่จุดต่อคานเสา, ความเสียหายที่ชั้นดาดฟ้า, ความเสียหายที่ชั้นล่าง และ การพังทลายของอาคาร จากรายงานพบว่าผนังก่อสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก มีความเสียหายบริเวณโคนเสาอันเนื่องมาจากผนังก่อมักเกิดจากการออกแบบที่ผิดพลาด และ ความเสียหายบริเวณช่วงกลางอาคารมักเกิดจากการเปลี่ยนแปลงของสถิติโครงสร้างชั้นนั้นเมื่อเทียบกับชั้นที่อยู่โดยรอบ

Doğangün และคณะ (2013) ทำการศึกษาความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในเมือง Simav ประเทศตุรกี เนื่องจากแผ่นดินไหวขนาด 5.9 M ในปี 2011 ในรายงานกล่าวว่าข้อมูลทางธรณีวิทยาของเมืองนี้เกิดจากดินตะกอนน้ำพา (Alluvial deposits) โดยชั้นดินต่างๆจะประกอบด้วยชั้นดินเหนียวและชั้นทรายจึงคาดการณ์ว่าจะได้รับผลกระทบจากการขยับเคลื่อนเนื่องจากชั้นดินอ่อน โดยมาตรฐานการออกแบบในพื้นที่ดังกล่าวจะใช้ค่าความเร่งในการออกแบบอยู่ที่ 0.4 g ความเสียหายที่พบมากจะเกิดขึ้นบริเวณชั้น 1 เนื่องจากความสูงของชั้นล่างสูงกว่าชั้นอื่นๆ และมีผนังก่อระหว่างเสาน้อยเนื่องจากต้องการพื้นที่เปิดโล่งเพื่อใช้ในการค้าขาย ในงานวิจัยนี้ยังกล่าวไว้ว่าแนวทางการเสริมกำลังที่เหมาะสมที่สุดสำหรับอาคารที่มีปัญหาการมีชั้นที่อ่อนแอ (Weak story) คือการเพิ่มสถิติฟเนสโดยการเพิ่มผนังก่อ ถึงแม้ว่าผนังก่อจะสามารถเพิ่มสถิติฟเนสต้านข้างของอาคารได้ แต่ตัวผนังก็ได้รับความเสียหายเพราะผนังส่วนใหญ่เป็นแบบไม่มีเหล็กเสริมอันจะก่อให้เกิดปัญหาการร่วงหล่นของวัสดุก่อตามมา

Kam และ Pampanin (2011) กล่าวถึงความเสียหายจากแผ่นดินไหวขนาด Mw 6.2 ในเขตศูนย์กลางการเศรษฐกิจ (Central Business District) ของเมือง ไครสต์เชิร์ช ประเทศ นิวซีแลนด์ โดยอาคารส่วนใหญ่ (81%) ใน CBD จะเป็นอาคารสูง 1-2 ชั้น โดยอาคารประเภทโครง เพรมคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังก่อนั้น จัดเป็นอาคารซึ่งพบได้ทั่วไป โดยเป็นผนังอิฐก่อแบบไม่มี เหล็กเสริม พฤติกรรมของโครงเพรมที่มีผนังก่อนั้นซับซ้อนมาก หากไม่มีการแยกจุดต่อระหว่าง โครงเพรมและผนัง จะทำให้โครงเพรมมีพฤติกรรมเหมือนกำแพงรับแรงเฉือนและมีการวิบัติแบบ เปราะ

แม้โดยส่วนใหญ่จะพบว่าผนังก่อนั้นสามารถเพิ่มกำลังรับแรงต้านข้างของโครงเพรม คอนกรีตเสริมเหล็กได้เป็นอย่างดี แต่ผนังก่อนั้นอาจเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติของโครงสร้างที่ ออกแบบไว้จากการวิบัติด้วยแรงคดในโครงเพรมไปเป็นการเฉือนที่หัวเสา เพื่อหลีกเลี่ยงรูปแบบ การวิบัติดังกล่าวงานวิจัยชิ้นนี้จะเสนอการปรับปรุงสมรรถนะอาคารให้ต้านทานแผ่นดินไหวด้วย ผนังคอนกรีตเบาแบบเสียดทานซึ่งมีการเว้นช่อง โดยใช้มวลของผนังที่เบาลงและความเสียดทานที่ เพิ่มความสามารถในการสลายพลังงานการสั่นไหวของอาคาร ทำให้ลดแรงภายในโครงสร้างได้ เป็นอย่างดีอีกด้วย

2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1.1 การควบคุมความเสียหายของอาคาร

อาคารในปัจจุบันที่มีการออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวนั้น แนวทาง ในการออกแบบโครงสร้างจะพิจารณาให้โครงสร้างมีกำลังเพียงพอเพื่อให้อาคารสามารถต้านทาน แผ่นดินไหวในระดับออกแบบและชิ้นส่วนของโครงสร้างมีความเหนียวเพียงพอที่จะสลายพลังงาน ออกจากระบบได้โดยไม่ทำให้อาคารเกิดการพังทลายในกรณีเหตุการณ์แผ่นดินไหวรุนแรง สำหรับ อาคารในอดีตที่ไม่ได้มีการออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวนั้นแนวทางการเสริมกำลัง ของโครงสร้างแบบเดิมจะเป็นการเสริมความสามารถในการรับแรงของโครงสร้างในช่วงอิลาสติก เท่านั้นโดยไม่ได้มีการเพิ่มความเหนียวให้แก่โครงสร้างเลย เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าวแนวทางในการ ควบคุมการสั่นไหวของอาคารในรูปแบบต่างๆจึงถูกเสนอขึ้นและมีการนำไปใช้ในอดีตนานโดย Castaldo (2014) ได้ทำการศึกษาและสรุปแนวทางในการควบคุมการสั่นไหวของอาคารออกเป็น 3 รูปแบบได้แก่ แบบแอคทีฟ (Active control) แบบกึ่งแอคทีฟ (Semi-active control) และ แบบพาสซีฟ (Passive control) โดยการควบคุมการสั่นไหวสองแบบแรกนั้นจำเป็นต้องมีการ ตรวจสอบวัดค่าความเร่งผิวดินที่เกิดขึ้นและการตอบสนองของอาคารก่อนจะ去做การสั่งการระบบ ควบคุมการสั่นไหวของอาคารอีกทีซึ่งจำเป็นต้องใช้พลังงานในการทำงานเป็นอย่างมาก

การควบคุมอาคารแบบพาสซีฟสามารถจำแนกได้เป็น 4 ประเภทได้แก่ Tendon control, Base isolation, Passive aerodynamic control และ Passive damper control โดยการควบคุมอาคารด้วยตัวสลายพลังงานแบบพาสซีฟ (Passive damper control) สามารถจำแนกได้เป็น 4 ประเภทได้แก่ ตัวหน่วงความหนืด (Viscous fluid), ตัวหน่วงแบบ Viscoelastic, ตัวหน่วงแบบ Hysteretic และ ตัวหน่วงเสียดทาน (Friction damper) โดยจุดประสงค์ของการควบคุมอาคารแบบพาสซีฟโดยการใช้อุปกรณ์สลายพลังงานแบบพาสซีฟเพื่อลดความเสียหายต่อโครงสร้างให้ได้มากที่สุดโดยการสลายพลังงานออกไปจากระบบซึ่งการควบคุมอาคารในรูปแบบนี้ไม่ต้องการพลังงานเพื่อควบคุมระบบแต่จะใช้การเคลื่อนตัวของอาคารในการสลายพลังงานแทน หลังจากเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวตัวสลายพลังงานดังกล่าวอาจเกิดความเสียหายเนื่องจากตัวสลายพลังงานทำหน้าที่รับความเสียหายแทนโครงสร้าง หลังจากนั้นจึงต้องมีการเปลี่ยนชิ้นส่วนของตัวสลายพลังงานที่เสียหายทดแทน

Symans และคณะ (2008) ได้ทำการสรุปแนวทางในการใช้งานระบบสลายพลังงานในการเสริมประสิทธิภาพในการต้านทานแผ่นดินไหวในอาคารประเภทโครงเฟรมโดยระบบสลายพลังงานดังกล่าวจะทำหน้าที่ลดความเสียหายจากการสลายพลังงานแทนชิ้นส่วนโครงเฟรมที่ต้องสลายพลังงานจากแผ่นดินไหวด้วยพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในโครงเฟรม โดยระบบสลายพลังงานแบบพาสซีฟที่ใช้ในการป้องกันโครงสร้างจากแรงแผ่นดินไหวที่พบใช้กันอย่างแพร่หลายได้แก่ Viscous fluid damper, Viscoelastic solid damper, Friction damper และ Metallic damper นอกจากนี้ยังมีระบบสลายพลังงานอื่นที่สามารถจัดอยู่ในระบบสลายพลังงานแบบพาสซีฟอื่นได้แก่ Tuned mass damper, Tuned liquid damper, Recentering damper และ Phase transformation damper โดยการสลายพลังงานของระบบสลายพลังงานแบบพาสซีฟนั้นอาจพิจารณาได้จากสมการพลังงานของระบบดังแสดงในสมการที่ 2.1

$$E_I = E_S + E_K + E_D + E_H \quad (2.1)$$

โดย E_I = พลังงานรวมจากแผ่นดินไหว (Input energy)
 E_S = พลังงานความเครียด (Strain energy) ที่สะสมในโครงสร้าง
 E_K = พลังงานจลน์ (Kinetic energy) จากการเคลื่อนที่ของมวล
 E_D = พลังงานรวมจากการหน่วงความหนืด (Viscous damping energy)

E_H = พลังงานรวมจากพฤติกรรมแบบฮิสเทอริติก (Hysteretic energy) จากการสลายพลังงานผ่านจุดหมุนพลาสติกในคานและเสา

ความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างนั้นจะเป็นผลเนื่องมาจากพลังงานจากพฤติกรรมแบบฮิสเทอริติก (E_H) ที่ความต้องการ (Demand) มีค่าสูงกว่าความสามารถที่โครงสร้างจะรับได้ (Capacity) และแนวทางในการเพิ่มความสามารถของโครงสร้างนั้นอาจไม่คุ้มค่าในทางปฏิบัตินัก แนวทางในการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานแบบพาสซีฟจึงเป็นทางเลือกที่เหมาะสมกว่าในการลดภาระให้กับโครงสร้าง การติดตั้งตัวหน่วงความหนืด (Viscous fluid damper) จะช่วยลดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้เนื่องจากการเพิ่มค่าความหน่วงให้แก่โครงสร้าง การใช้ตัวหน่วงโลหะ (Metallic damper) จะช่วยลดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้เนื่องจากการเพิ่มค่าสติเฟนของระบบและมีการสลายพลังงานในตัวอุปกรณ์เอง ซึ่งระบบที่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานแบบพาสซีฟนั้นจะมีการเปลี่ยนแปลงของพจน์ของพลังงานจากการหน่วงและพลังงานจากพฤติกรรมแบบฮิสเทอริติกในสมการที่ 2.1 ดังแสดงในสมการที่ 2.2ก และ 2.2ข ซึ่งมีการเพิ่มผลของการสลายพลังงานของอุปกรณ์สลายพลังงานแบบพาสซีฟ

$$E_D = E_{D,Structure} + E_{D,Devices} \quad (2.2ก)$$

$$E_H = E_{H,Structure} + E_{H,Devices} \quad (2.2ข)$$

โดย $E_{D,Structure}$ = พลังงานจากการหน่วงความหนืดของโครงสร้าง
 $E_{D,Devices}$ = พลังงานจากการหน่วงความหนืดของอุปกรณ์สลายพลังงาน
 $E_{H,Structure}$ = พลังงานจากพฤติกรรมฮิสเทอริติกของโครงสร้าง
 $E_{H,Devices}$ = พลังงานจากพฤติกรรมฮิสเทอริติกของอุปกรณ์สลายพลังงาน

ทำการเปรียบเทียบการควบคุมอาคารแบบพาสซีฟที่นิยมใช้ในการเสริมประสิทธิภาพในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในเขตทวีปอเมริกาเหนือ โดยเปรียบเทียบระหว่างตัวหน่วง 4 ประเภทได้แก่ตัวหน่วงความหนืด (Viscous fluid), ตัวหน่วงแบบ Viscoelastic, ตัวหน่วงแบบ Hysteretic และ ตัวหน่วงเสียดทาน (Friction damper) โดยกล่าวถึงรูปแบบการก่อสร้าง (Basic device construction) แบบจำลองพฤติกรรมแบบฮิสเทอริติกของตัวหน่วง (Idealized

hysteretic behavior) แบบจำลองทางกายภาพ (Physical model) และข้อดี-ข้อเสียของตัวหน่วงในแต่ละรูปแบบดังแสดงในตารางที่ 2.1

ตัวหน่วงเสียดทานจะทำการสลายพลังงานโดยแรงเสียดทานระหว่างพื้นผิวของวัสดุที่เลื่อนโดยมีตัวอย่างตัวหน่วงเสียดทานเช่น ตัวหน่วงที่ใช้แรงกดจากแผ่นเหล็กและสลักเกลียว (Slotted-bolted damper), ตัวหน่วงเสียดทานที่ติดตั้งอยู่บนค้ำยันทะแยงของโครงสร้างโดยควบคุมค่าแรงเสียดทานจากแรงบิดในสลักเกลียว (Cross-bearing friction damper) และ ตัวหน่วงเสียดทานแบบทรงกระบอกซึ่งใช้แผ่นทองแดงในการสร้างแรงเสียดทาน (Cylindrical friction damper) โดยพฤติกรรมของตัวหน่วงเสียดทานจะจำลองโดยใช้แบบจำลองแรงเสียดทานคูลอมป์ (Coulomb model of friction) ดังแสดงในสมการที่ 2.3

$$P = \mu N \operatorname{sgn}(\dot{u}) \quad (2.3)$$

โดย P = แรงเสียดทานที่สร้างโดยตัวหน่วง



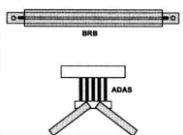
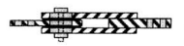
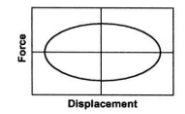
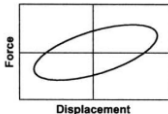
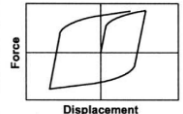
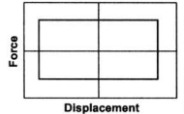
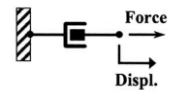
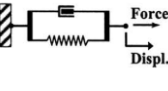
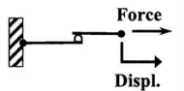
μ = ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน

N = แรงกระทำตั้งฉากกับพื้นผิว

sgn = ฟังก์ชันเครื่องหมาย โดยมีค่าเท่ากับ -1, 0, 1

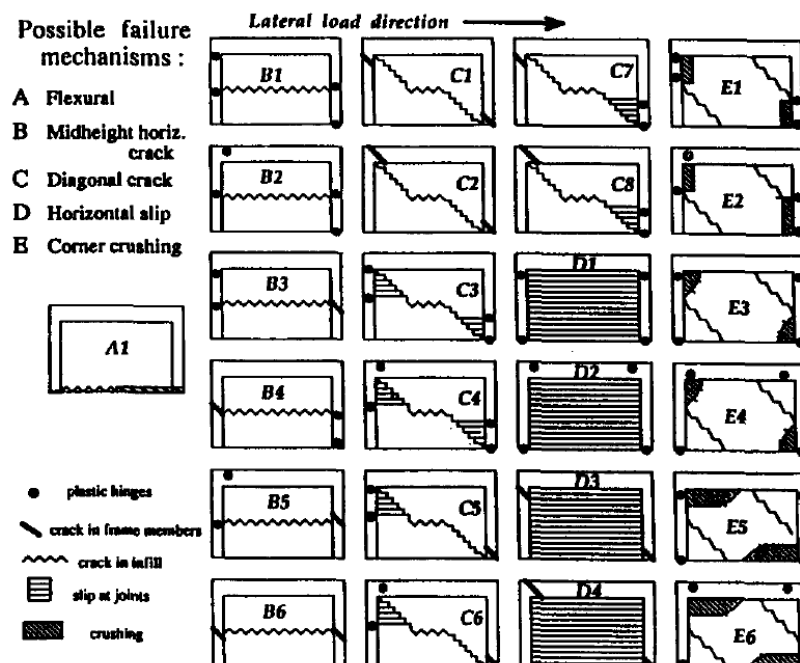
โดยแบบจำลองของตัวหน่วงเสียดทานแสดงในตารางที่ 2.1 โดยแบบจำลองแรงเสียดทานคูลอมป์นั้นจะสมมติให้แรงกระทำและสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานมีค่าคงที่ตลอดระยะเวลาที่พิจารณา โดยผลตอบสนองของตัวหน่วงเสียดทานภายใต้แรงกระทำด้านข้างนั้นในช่วงแรกการเคลื่อนตัวของโครงสร้างจะถูกจำกัดไว้ จนกว่าแรงกระทำด้านข้างมีค่าสูงกว่าค่าแรงเสียดทานของตัวหน่วงจึงจะมีการเลื่อนไถลของหน่วง โดยวงรอบฮิสเทอริติกของตัวหน่วงเสียดทานมีรูปร่างเป็นรูปสี่เหลี่ยม ค่าแรงสูงสุดจะมีค่าเท่ากับค่าแรงเสียดทานของตัวหน่วงแต่มีทิศทางตรงข้ามดังแสดงในตารางที่ 2.1 ตัวหน่วงประเภทนี้จะมีการเพิ่มค่าสติฟเนสเริ่มต้น (Initial stiffness) ให้แก่โครงสร้าง อย่างไรก็ตามหากไม่มีกลไกในการสร้างแรงดึงกลับ (Restoring force mechanism) ตัวหน่วงประเภทนี้อาจมีการเคลื่อนตัวถาวรได้

ตารางที่ 2.1 การเปรียบเทียบระบบการสลายพลังงานแบบพาสซีฟ

	Viscous Damper	Viscoelastic Damper	Metallic Damper	Friction Damper
Basic Constructio				
Hysteretic Behavior				
Physical Model			Idealized Model Not Available	
Advantages	<ul style="list-style-type: none"> Activated at low displacements Minimal restoring force For linear damper, modeling of damper is simplified Properties largely frequency and temperature-independent Proven record of performance in military applications 	<ul style="list-style-type: none"> Activated at low displacements Provides restoring force Linear behavior, therefore modeling of damper is simplified 	<ul style="list-style-type: none"> Stable hysteretic behavior Long-term reliability Insensitivity to ambient temperature Materials and behavior familiar to practicing engineers 	<ul style="list-style-type: none"> Large energy dissipation per cycle Insensitivity to ambient temperature
Disadvantages	<ul style="list-style-type: none"> Possible fluid seal leakage (reliability concern) 	<ul style="list-style-type: none"> Limited deformation capacity Properties are frequency and temperature-dependent Possible debonding and tearing of VE material (reliability concern) 	<ul style="list-style-type: none"> Device damaged after earthquake; may require replacement Non-linear behavior; may require non-linear analysis 	<ul style="list-style-type: none"> Sliding interface conditions may change with time (reliability concern) Strongly non-linear behavior; may excite higher modes and require non-linear analysis Permanent displacements if no restoring force mechanism provided

2.1.2 รูปแบบการวิบัติของผนัง

Mehrabi และคณะ (1996) ได้ทำการศึกษางานวิจัยในอดีตเกี่ยวกับการวิบัติของผนังอิฐก่อในโครงเฟรม โดยได้ทำการศึกษางานวิจัยในช่วงปี 1960 ถึง 1990 ซึ่งทำการทดสอบการวิบัติของผนังอิฐก่อในโครงเฟรมเหล็กและโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยพบว่ารูปแบบการวิบัติของผนังก่ออิฐในโครงเฟรมนั้นมีรูปแบบหลากหลายดังแสดงในรูปที่ 2.1 โดยในงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาอาคารตัวอย่างจำนวน 10 อาคารโดยเปรียบเทียบประเภทของอิฐก่อ สัดส่วนของผนัง และแรงกระทำด้านข้าง โดยรูปแบบการวิบัติของอาคารตัวอย่างสรุปได้ตามตารางที่ 2.2

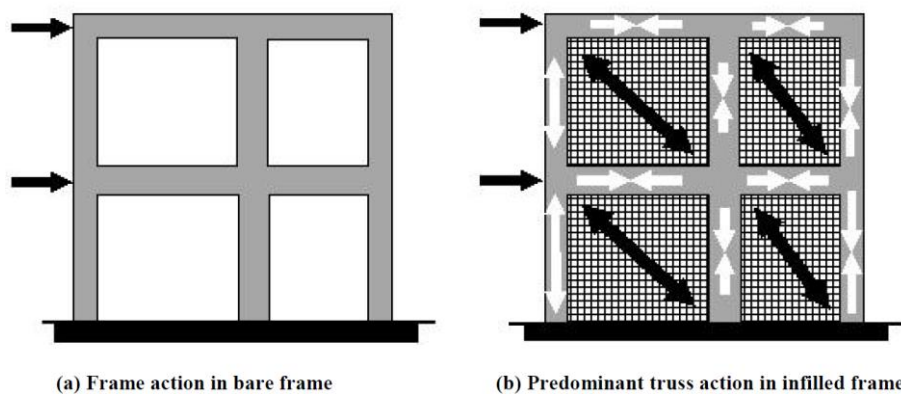


รูปที่ 2.1 รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ

ตารางที่ 2.2 รูปแบบการวิบัติของอาคารตัวอย่าง Mehrabi และคณะ (1996)

Specimen number (1)	Type of frame (2)	Type of masonry units	Panel aspect ratio (h/L)	Lateral load	Vertical distribution (kips)	Failure mechanism
1	weak	no infill	0.67	66	-	Flexural
2	weak-repaired (1)*	hollow	0.67	66	-	D1
3	weak-repaired (2)*	solid	0.67	66	-	C7
4	weak	hollow	0.67	44	22	D1+E3
5	weak	solid	0.67	44	22	C7
6	strong	hollow	0.67	44	22	D1
7	strong	solid	0.67	44	22	E3
8	weak-repaired (4)*	hollow	0.67	44	22	C7+E3
9	weak-repaired (8)*	solid	0.67	44	22	C7
10	weak	hollow	0.48	44	22	D1+E3
11	weak	solid	0.48	44	22	C7
12	weak-repaired (10)*	solid	0.48	44	33	C7

Murty และ Jain (2000) ได้ทำการศึกษาประโยชน์ของผนังอิฐก่อในการเสริมประสิทธิภาพของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กในการรับแรงแผ่นดินไหว โดยการที่มีผนังอิฐก่อภายในโครงเฟรมนั้น ถึงแม้ว่าจะเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างของโครงเฟรม แต่ผนังก่อก็ยังสามารถเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของโครงเฟรมไปด้วย โดยเปลี่ยนจากพฤติกรรมแบบ Frame action ไปเป็นพฤติกรรมแบบ Truss action (รูปที่ 2.2) ซึ่งจะส่งผลให้เสาต้องรับแรงอัดเพิ่มขึ้น



รูปที่ 2.2 การเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมในการรับแรงด้านข้างอันเนื่องมาจากผลของผนังก่อ

เมื่อการก่อสร้างผนังไม่สามารถทำได้เนื่องทั้งอาคาร โดยรูปแบบการถ่ายแรงใน โครงสร้างก็จะเป็นการผสมกันระหว่าง frame action และ truss action ยกตัวอย่างเช่น soft-story effect คือ การที่ชั้นดังกล่าวมีผนังน้อยหรือไม่มีเลยเมื่อเทียบกับชั้นที่อยู่ติดกัน, short-column effect คือการที่มีการก่อผนังไม่เต็มความสูงของชั้นนั้น และ plan-torsion effect คือ การที่แนวผนังบนแปลนไม่ได้สมมาตร โดยพฤติกรรมแบบลูกผสมเหล่านี้จะทำให้แรงไปรวมที่บาง ชั้นส่วนของโครงสร้างมากเกินไปที่ได้ออกแบบไว้ หรือสามารถเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติของ โครงสร้างได้

รูปแบบการวิบัติของผนังก่อนนั้นขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ระหว่างกำลังของโครงเฟรมและ กำลังของผนังก่ออิฐ ดังแสดงในตารางที่ 2.3 โดยค่าความเหนียวของผนังก่อนนั้นนอกจากจะขึ้นกับ ความสัมพันธ์ดังกล่าวข้างต้นแล้วยังขึ้นกับ คุณสมบัติของอิฐก่อ การเสริมเหล็กกับแรงแผ่นดินไหว ในโครงเฟรมและผนัง และ การกระจายตัวของผนังอิฐก่อในอาคารด้วย

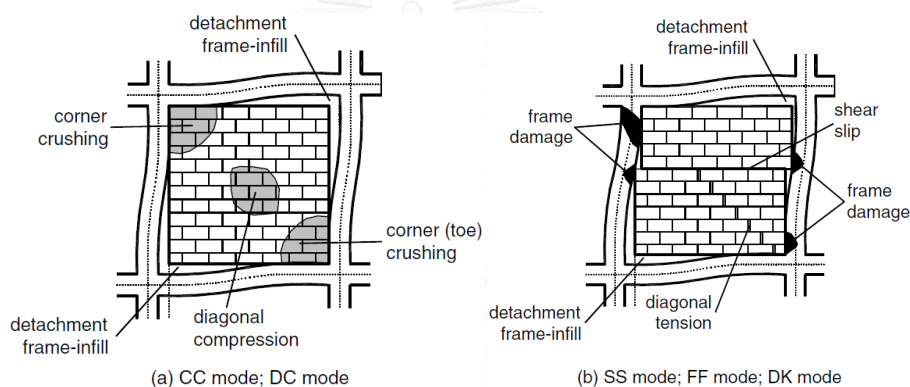
ตารางที่ 2.3 รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อ Murty และ Jain (2000)

	Weak infill	Strong infill
Weak frame	-	<ul style="list-style-type: none"> • Diagonal cracks in infill • Plastic hinges in columns
Frame with weak joints and strong members	<ul style="list-style-type: none"> • Corner crushing of infill • Cracks in beam-column joints 	<ul style="list-style-type: none"> • Diagonal cracks in infill • Cracks in beam-column joints
Strong frame	Horizontal sliding in infill	-

Asteris และคณะ (2011) ได้ทำการศึกษารูปแบบการวิบัติของผนังก่อจากผลการ ทดสอบและผลการวิเคราะห์ในช่วงปี 1950 โดยสามารถจำแนกรูปแบบการวิบัติของผนังก่อได้ เป็น 5 รูปแบบดังนี้

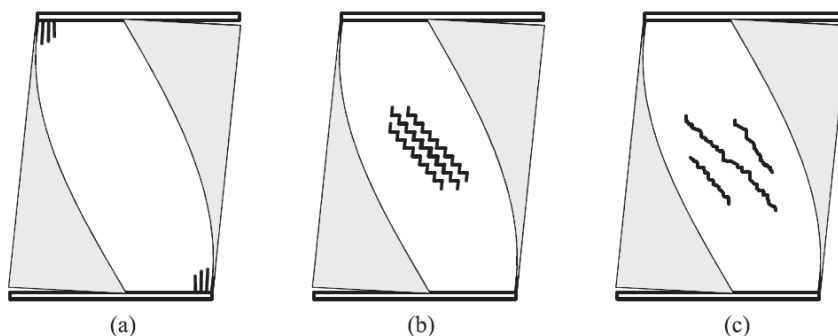
1. การวิบัติแบบแตกร้าวมุม (Corner Crushing) เป็นรูปแบบการวิบัติของผนังก่อที่ เกิดการแตกร้าวมุมที่มีแรงกระทำ ดังแสดงในรูปที่ 2.3(a) โดยรูปแบบการวิบัติ ประเภทนี้จะพบในผนังก่อที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ ที่ล้อมรอบด้วยโครงเฟรมกำลังสูง แต่มีจุดต่อกำลังต่ำ
2. การวิบัติแบบแรงอัดในแนวทแยง (Diagonal Compression) เป็นรูปแบบการวิบัติที่ เกิดการแตกร้าวนบริเวณช่วงกลางของผนัง การวิบัติประเภทนี้เป็นผลมาจากการโก่ง เตะนอกกระนาบ (Out of plane buckling) โดยจะพบในผนังก่อที่มีรูปร่างชะลูด ดัง แสดงในรูปที่ 2.3(a)

3. การวิบัติด้วยการเลื่อนแบบเฉือน (Sliding Shear) พบในโครงสร้างที่ปูนก่อมีกำลังต่ำ และโครงเพรมมีกำลังสูง โดยรูปแบบการวิบัติจะเป็นการเคลื่อนตัวในแนวราบด้วยแรงเฉือนบริเวณจุดต่อของอิฐก่อ ดังแสดงในรูปที่ 2.3(b)
4. การแตกร้าวในแนวทะแยง (Diagonal Cracking) การแตกร้าวในแนวทะแยงตามแนวการรับแรงอัดในผนัง การวิบัติในรูปแบบนี้มักจะพบพร้อมกับการวิบัติด้วยการเลื่อนแบบเฉือน โดยจะพบได้ในโครงสร้างที่มีผนังก่อกำลังสูง กับ โครงเพรมที่มีกำลังต่ำ หรือ โครงเพรมกำลังสูงที่มีจุดต่อกำลังต่ำ ดังแสดงในรูปที่ 2.3(b)
5. การวิบัติที่โครงเพรม (Frame Failure) จะพบในโครงสร้างที่มีผนังก่อกำลังสูง กับ โครงเพรมที่มีกำลังต่ำ หรือ โครงเพรมกำลังสูงที่มีจุดต่อกำลังต่ำ ดังแสดงในรูปที่ 2.3(b) โดยจะพบการวิบัติด้วยจุดหมุนพลาสติกที่เสา หรือจุดต่อระหว่างเสา-คาน



รูปที่ 2.3 รูปแบบการวิบัติของโครงเพรมที่มีผนังก่อ: (a) การวิบัติแบบแตกร้าวที่มุม (Corner Crushing) และ การวิบัติแบบแรงอัดในแนวทะแยง (Diagonal Compression); (b) การวิบัติด้วยการเลื่อนแบบเฉือน (Sliding Shear), การวิบัติที่โครงเพรม (Frame Failure) และ การแตกร้าวในแนวทะแยง (Diagonal Cracking)

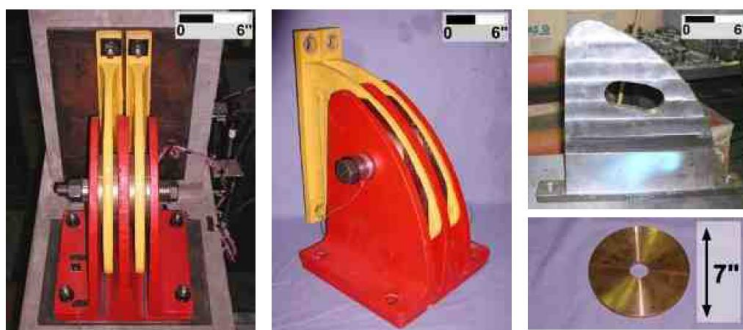
Penna และคณะ (2014) ได้ศึกษาการจำลองอาคารก่ออิฐด้วยแบบจำลองมหภาคโดยใช้ equivalent frame โดยไม่พิจารณาผลของพฤติกรรมนอกระนาบในการจำลองผนังพบว่ารูปแบบการวิบัติเนื่องจากแรงกระทำด้านข้างของผนังจะเป็นการวิบัติด้วยแรงเฉือน และ การวิบัติด้วยแรงดัด รวมไปถึงการวิบัติด้วยแรงเฉือนเนื่องจากการเสียรูปเนื่องจากแรงดัด ดังแสดงในรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 รูปแบบการวิบัติของผนังก่อภายใต้แรงกระทำด้านข้างโดยพื้นที่สีเทาแสดงส่วนที่ไม่ได้รับแรงอัด (a) การวิบัติด้วยการโยกเนื่องจากแรงดัด (Flexure-Rocking) และการบดอัดที่ปลายแผ่น (Toe-Crushing); (b) การวิบัติด้วยการเลื่อนแบบเฉือน (Sliding Shear); (c) การแตกร้าวในแนวทะแยง (Diagonal Cracking)

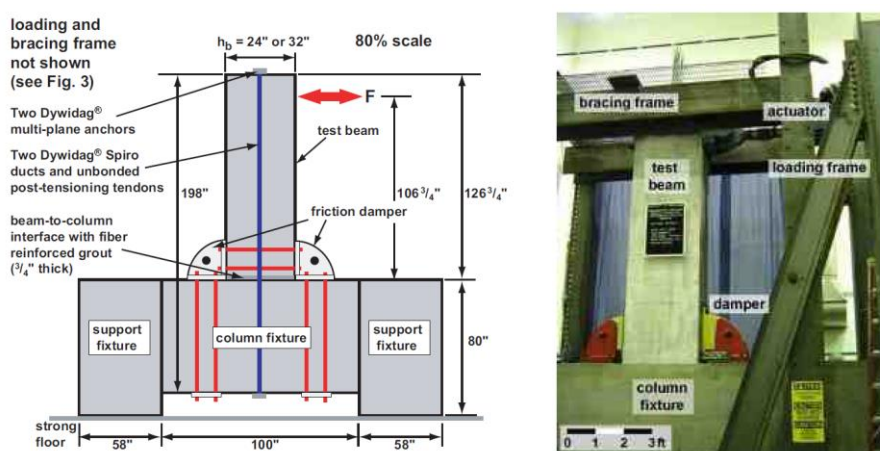
2.1.3 โครงสร้างที่ติดตั้งตัวห่วงเสียดทาน

Morgen และ Kurama (2004) ทำการเสนอผลการทดสอบและการวิเคราะห์ตัวห่วงเสียดทานเพื่อใช้ในโครงเฟรมรับแรงดัดที่ใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จแบบอัดแรงภายหลังชนิดไม่มีแรงยึดเหนี่ยว (Unbonded post-tensioned precast concrete building moment frame structure) โดยโครงสร้างดังกล่าวมักมีการเคลื่อนตัวของอาคารสูงกว่าที่ยอมรับโดยข้อกำหนดการออกแบบเนื่องจากมีความสามารถในการสลายพลังงานต่ำ งานวิจัยนี้จึงเสนอแนวทางในการลดค่าการเคลื่อนตัวของอาคารโดยการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานต้นแบบที่เสนอขึ้นโดยตัวห่วงเสียดทานดังกล่าวทำงานโดยอาศัยการเสียดทานระหว่างพื้นผิวโลหะสองชนิดในการสลายพลังงาน โดยในงานวิจัยนี้ใช้แผ่นโลหะกลมซึ่งมีส่วนผสมของตะกั่ว-ทองสัมฤทธิ์และแผ่นเหล็กกล้าไร้สนิมที่เชื่อมต่อกับคานและเสา โดยมีแรงกดจากสลักเกลียวที่ไขผ่านแผ่นโลหะทั้งหมดเป็นตัวสร้างแรงกดโดยมีรายละเอียดตามรูปที่ 2.5 ตัวห่วงเสียดทานจะถูกติดตั้งไว้บริเวณจุดต่อระหว่างคานและเสาโดยติดตั้งไว้ด้านบนและล่างของคาน



รูปที่ 2.5 ตัวห่วงเสียดทานต้นแบบ

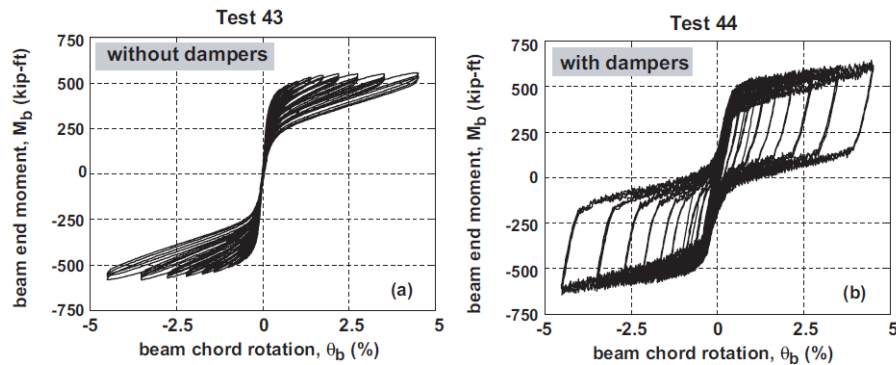
ทำการทดสอบโดยจำลองชั้นส่วนคานและเสาจากอาคารตัวอย่างที่ทำการศึกษา โดยเป็นอาคารสำนักงานสูงหกชั้น ออกแบบให้อยู่ในเขตที่มีความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวสูง และประเภทของชั้นดินเป็นแบบปานกลาง โดยแบบจำลองที่ทำการทดสอบมีขนาด 80% ของขนาดโครงสร้างจริงทำการทดสอบพฤติกรรมของโครงสร้างที่มีการติดตั้ง และไม่มีการติดตั้งตัวหน่วงเสียดทาน โดยให้แรงกระทำแบบวัฏจักร ในรูปที่ 2.6 แสดงการติดตั้งอุปกรณ์เพื่อทำการทดสอบคานคอนกรีตหล่อสำเร็จ โดยคานจะวางตัวในแนวตั้ง เสาและจตุรรองรับวางตัวอยู่ในแนวราบ จุดต่อระหว่างคานและเสาเชื่อมต่อกันด้วยลวดอัดแรงระบบไม่มีการยึดเหนี่ยว



รูปที่ 2.6 การติดตั้งอุปกรณ์เพื่อทดสอบตัวหน่วงเสียดทาน

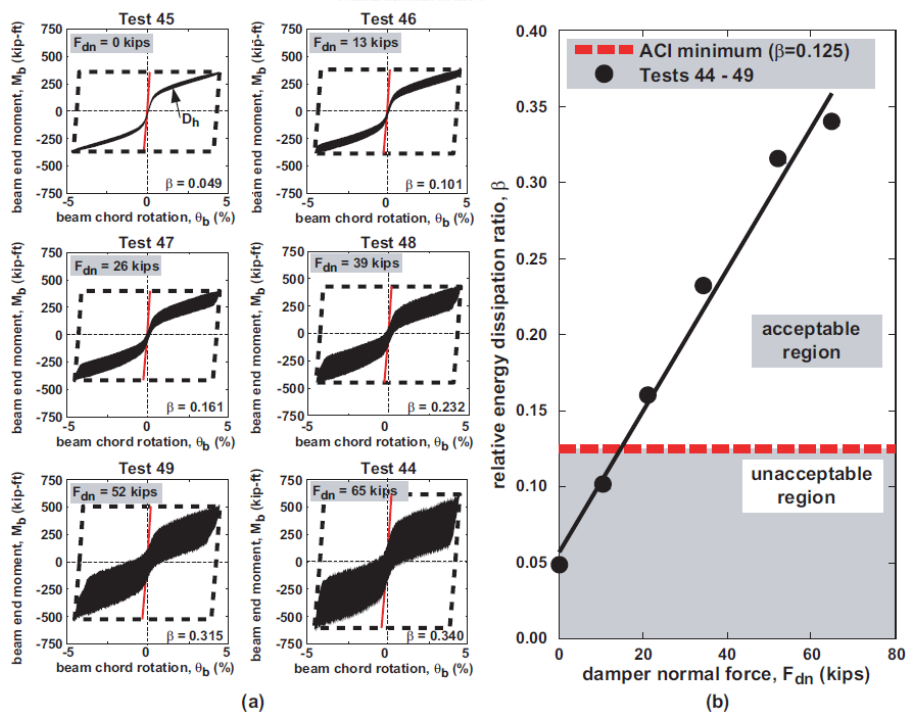
รูปแบบการเสียรูปของโครงสร้างจะเริ่มจากการขยับตัวของรอยต่อระหว่างคานและเสา ซึ่งในขั้นตอนนี้ชิ้นส่วนโครงสร้างจะยังไม่ได้รับความเสียหาย ซึ่งตัวหน่วงเสียดทานที่ทำการศึกษาก็จะใช้การเคลื่อนตัวนี้ในการสลายพลังงานออกไปจากระบบ จากผลการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรนั้นได้ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดในคานและมุมหมุนของคานดังแสดงในรูปที่ 2.7 โดยพบว่าคานตัวอย่างที่ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วงสลายพลังงานนั้นจะมีค่าการสลายพลังงานที่น้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับคานตัวอย่างที่มีการติดตั้งตัวหน่วงเสียดทาน นอกจากนั้นการติดตั้งตัวหน่วงเสียดทานนั้นยังส่งผลให้ความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดของคานมีค่าสูงขึ้นด้วย โดยรูปที่ 2.7 (a) นั้นเป็นคานที่มีความลึกคาน 32 นิ้ว ซึ่งมีความสามารถในการรับโมเมนต์สูงสุดใกล้เคียงกับคานในรูป (b) ซึ่งเป็นคานที่มีการติดตั้งตัวหน่วงเสียดทานโดยมีความลึกของคาน 24 นิ้ว

เมื่อทำการศึกษาค่าแรงกดในตัวหน่วงเสียดทาน (F_{dn}) โดยพิจารณาพฤติกรรมฮิสเทอรีติกของคานตัวอย่าง 6 คาน โดยคานทั้งหมดมีค่าแรงดิ่งในลวดเท่ากันและใช้พื้นผิววัสดุที่ก่อให้เกิดแรงเสียดทานเดียวกัน แต่มีการทดสอบพฤติกรรมของคานภายใต้ค่าแรงกด 6 ค่า



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คดในคานและมุมหมุนของคาน
 (a) ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วงเสียดทาน (b) มีการติดตั้งตัวหน่วงเสียดทาน

จากผลการทดสอบแสดงในรูปที่ 2.8 (a) พบว่าค่าการสลายพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในแต่ละวงรอบนั้นสามารถคำนวณได้จากการหาพื้นที่ปิดล้อมในแต่ละวงรอบ (D_h) โดยพื้นที่ดังกล่าวจะมีขนาดใหญ่ขึ้นเมื่อค่าแรงกดของตัวหน่วงเสียดทานมีค่าสูงขึ้น เมื่อพิจารณาตามมาตรฐาน ACI T1.1-01 กำหนดให้ค่าอัตราส่วนการสลายพลังงานสัมพันธ์ (Relative energy dissipation ratio, β) มีค่าไม่น้อยกว่า 0.125 โดยค่า β คำนวณจากการหาอัตราส่วนของพื้นที่ปิดล้อมในแต่ละวงรอบ (D_h) หารด้วยพื้นที่สี่เหลี่ยมด้านขนานที่ล้อมรอบวงรอบฮิสเทอริติก (แสดงด้วยเส้นประในรูปที่ 2.8 (a))



รูปที่ 2.8 ผลกระทบของแรงกดที่มีผลต่อพฤติกรรมฮิสเทอริติกของตัวหน่วงเสียดทาน

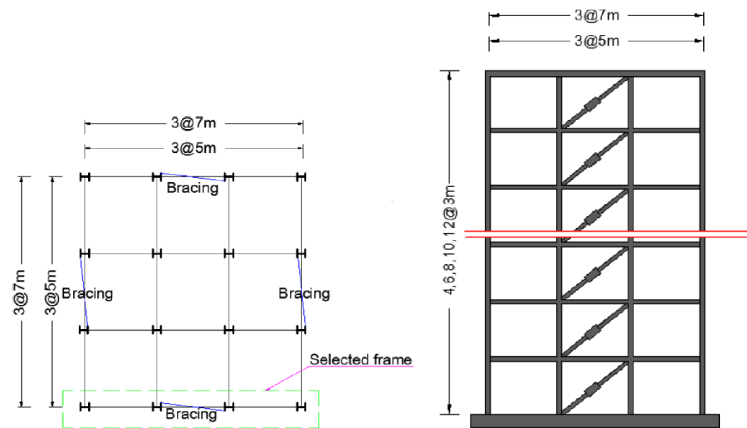
โดยโครงเพรมที่มีค่า β น้อยกว่า 0.125 จะถือว่ามีความหน่วงของโครงเพรมไม่เพียงพอ เมื่อโครงสร้างอยู่ภายใต้การสั่นไหวเนื่องจากแผ่นดินไหว โครงสร้างจะคงสภาพการสั่นไหวของโครงสร้างไปอีกระยะเวลาหนึ่ง ซึ่งจะทำให้เกิดปัญหาเรื่องความล้าของโครงสร้างและเกิดการเคลื่อนตัวที่สูงเกินไป

รูปที่ 2.8 (b) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดและค่า β โดยพบว่าคานตัวอย่างที่ไม่มีตัวหน่วงเสียดทาน (ค่าแรงกด, F_{dn} เท่ากับ 0) มีค่า β ต่ำกว่า 0.125 ซึ่งต่ำกว่าที่มาตรฐานกำหนดไว้ เมื่อพิจารณาจากความสัมพันธ์ในรูปพบว่าเมื่อมีการเพิ่มค่าแรงกดค่า β จะเพิ่มตามไปด้วย โดยค่าแรงกดของตัวหน่วงเสียดทานที่ให้ค่า β อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้มีค่าแรงกดสูงกว่า 20 kips

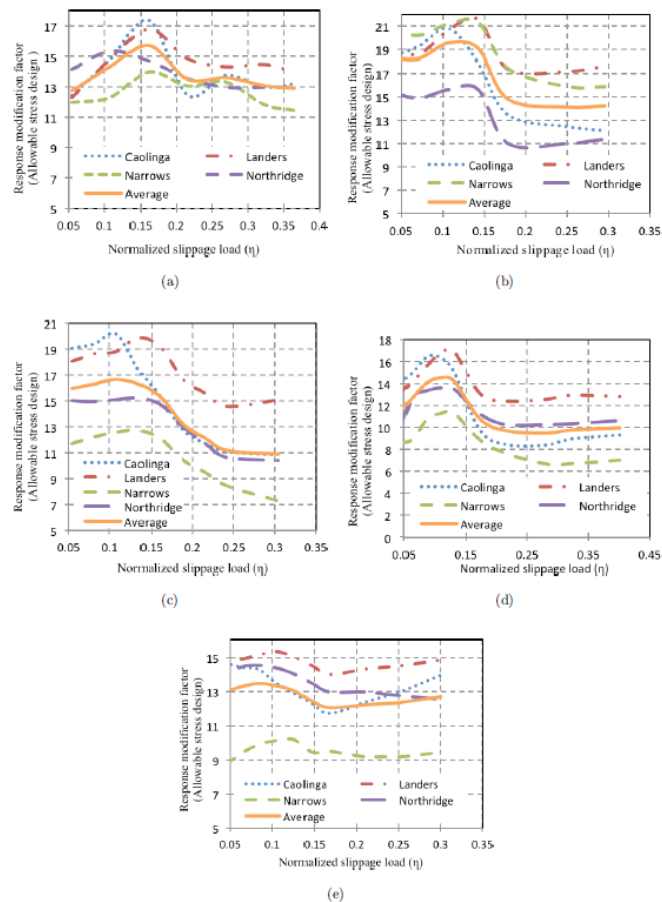
Samani และคณะ (2015) ได้ทำการศึกษาผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงค่าแรงเลื่อนไถล (Slippage load) ในตัวหน่วงเสียดทาน ที่ส่งผลต่อค่า R (Reponse modification factor) ของโครงเพรมเหล็ก โดยทำการศึกษาอาคารตัวอย่างซึ่งเป็นโครงเพรม 2 มิติดังแสดงในรูปที่ 2.9 โดยอาคารตัวอย่างที่ทำการศึกษาที่มีความสูง 4, 6, 8, 10 และ 12 ชั้น โดยศึกษาโครงเพรมที่มีช่วงความยาวคาน 5 เมตร และ 7 เมตร ที่มีการติดตั้งตัวหน่วงเสียดทานรูปทรงกระบอกในบริเวณช่วงกลางของอาคารดังแสดงในรูปที่ 2.9 การวิเคราะห์โครงสร้างทำโดยการสร้างแบบจำลองในโปรแกรม OpenSees โดยทำการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของคานและเสาด้วยแบบจำลองแบบไฟเบอร์ (Fiber element) และตัวหน่วงเสียดทานถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนที่ไม่มี ความยาว (Zero-length element) ซึ่งติดตั้งอยู่บริเวณกึ่งกลางของค้ำยันในช่วงกลางอาคารโดยพฤติกรรมของตัวหน่วงเสียดทานจะถูกกำหนดด้วยความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป ค่าแรงเลื่อนไถลในตัวหน่วงเสียดทานนั้นจะถูกกระจายไปในแต่ละชั้นโดยกระจายตัวตามค่าแรงเฉือนในแต่ละชั้นและตามโหนดการสั่นพื้นฐานโหนดแรก โดยการกระจายค่าแรงเลื่อนไถลในตัวหน่วงเสียดทานในรูปแบบดังกล่าวจะมีความเหมาะสมในทางเศรษฐศาสตร์มากกว่าการใช้ค่าแรงเลื่อนไถลในตัวหน่วงเสียดทานเท่ากันทั้งอาคาร จากนั้นทำการวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 4 คลื่น

ผลตอบสนองของอาคารที่มีช่วงคาน 5 เมตรผู้วิจัยนำเสนอในรูปของความสัมพัทธ์ระหว่างค่า R และค่าแรงเลื่อนไถลในรูปมาตรฐาน (Normalize slippage load, η) โดยค่าแรงเลื่อนไถลในรูปมาตรฐานหาได้จากอัตราส่วนของค่าแรงเลื่อนไถลในตัวหน่วงเสียดทานของชั้นที่ 1หารด้วยน้ำหนักรวมของทั้งโครงสร้าง ($\eta = f_{s1}/w$) จากการศึกษาพบว่าอาคารที่มีความสูง 4 ชั้นค่า η ที่ทำให้ค่า R มีค่าสูงสุดอยู่ที่ 0.16 โดยเมื่อความสูงของอาคารสูงสุด ค่า η ที่ทำให้ค่า R สูงสุดจะลดลงตามลำดับโดยอยู่ที่ 0.14, 0.11, 0.12, 0.09 ตามลำดับ โดยอาคารที่มีความสูงมาก

ชั้นจุดเหมาะสมของค่าแรงเลื่อนไถลก็จะลดลงตามไปด้วย สำหรับผลการศึกษาค่าแรงเลื่อนไถลที่เหมาะสมของอาคารที่มีช่วงคาน 5 เมตรอยู่ในช่วง $0.08 \leq \eta \leq 0.16$ และสำหรับอาคารที่มีช่วงคาน 7 เมตรอยู่ในช่วง $0.09 \leq \eta \leq 0.20$ หรือคิดเป็นค่าแรงเลื่อนไถลของตัวผนังเสียดทานอยู่ในช่วง 8-20% ของน้ำหนักอาคาร



รูปที่ 2.9 รูปแปลนและรูปตัวของอาคารตัวอย่าง

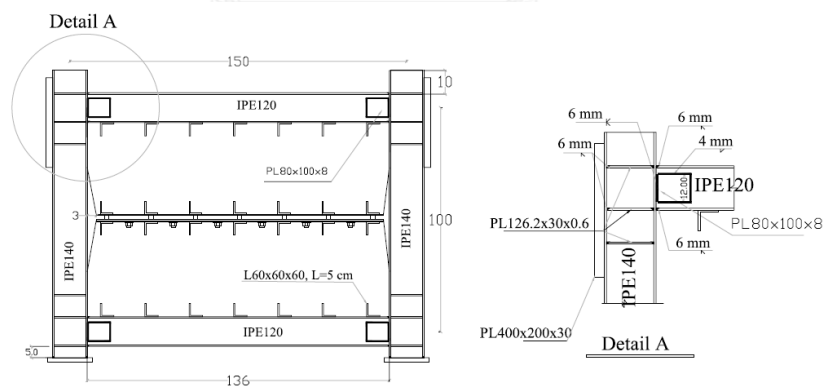


รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า R และ η ของอาคารที่มีช่วงคาน 5 เมตร ความสูง 4, 6, 8, 10 และ 12 ชั้น

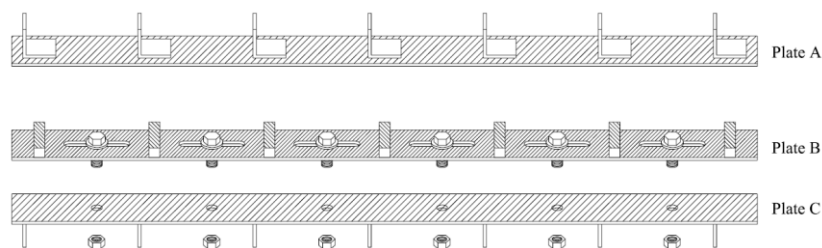
2.1.4 ผนังที่มีการติดตั้งตัวหน่วงเสียดทาน

Mohammadi และ Akrami (2010) ทำการทดสอบพฤติกรรมในการรับแรงด้านข้างแบบวัฏจักรของผนังในโครงเฟรมเหล็กรูปพรรณ โดยผนังประกอบด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กซึ่งมีการติดตั้งฟิวส์เสียดทาน (Frictional sliding fuses, FSFs) ไว้บริเวณกึ่งกลางความสูงของผนัง ดังแสดงในรูปที่ 2.11 ฟิวส์เสียดทานประกอบไปด้วยแผ่นเหล็ก 3 แผ่นดังรูปที่ 2.12 โดยแผ่น A และ แผ่น B จะยึดติดเข้าด้วยกันและติดตั้งกับผนังที่อยู่ด้านบน แผ่น C จะถูกออกแบบให้เลื่อนตัวได้โดยอาศัยการเลื่อนตัวผ่านช่องเปิดในแผ่น B ซึ่งช่องเปิดนี้จะช่วยให้ผนังมีการเลื่อนตัวในแนวระนาบของผนังได้แต่ป้องกันการเลื่อนตัวของผนังในแนวอนุกรณาบ ชิ้นส่วนทั้งหมดจะยึดติดกันด้วยสลักเกลียวโดยการควบคุมแรงบิดในสลักเกลียวจะทำให้สามารถควบคุมกำลังในการรับแรงของฟิวส์เสียดทานได้โดยค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของพื้นผิวโลหะในงานวิจัยนี้มีค่าเท่ากับ 0.3

ในงานวิจัยนี้ทำการทดสอบผนังตัวอย่างจำนวน 3 ตัวอย่างได้แก่ EIF-0.35, EIF-0.5 และ EIF-Cabled โดยค่าตัวเลขที่อยู่ด้านหลังตัวอย่างสองชิ้นแรกสื่อถึงกำลังของฟิวส์เสียดทานที่เทียบเท่ากับกำลังที่ได้จากการคำนวณความสามารถในการรับแรงประลัยของโครงเฟรมที่มีผนังก่อ โดยกำลังของฟิวส์เสียดทานคิดเป็น 35% และ 50% ของโครงเฟรมที่มีผนังก่อตามลำดับ ผนังตัวอย่าง EIF-Cabled จะเป็นการใช้สายเคเบิลในการสร้างแรงกดให้ฟิวส์เสียดทานแทนการใช้การใส่สลักเกลียวโดยผนังตัวอย่างนี้ออกแบบให้มีกำลังเท่ากับ 35% ของโครงเฟรมที่มีผนังก่อ



รูปที่ 2.11 รายละเอียดของโครงเฟรมตัวอย่าง



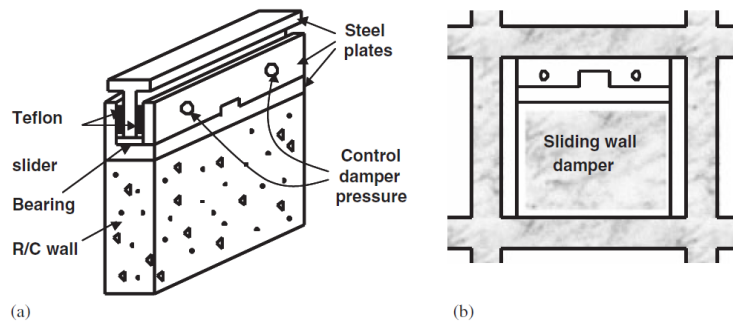
รูปที่ 2.12 รายละเอียดของชิ้นส่วน FSF

จากการทดสอบพบว่าชิ้นงานที่ใช้สายเคเบิลเกิดการเลื่อนตัวของพิวส์เสียดทานตั้งแต่เริ่มการทดสอบเนื่องจากแรงดึงในสายเคเบิลไม่ได้กระทำกับผิวเสียดทานโดยตรง สำหรับผนังตัวอย่างอีก 2 ผนังนั้นพบว่าเมื่อมีการเพิ่มแรงกระทำที่กระทำต่อโครงเฟรมจะพบรอยแตกบริเวณหน้าสัมผัสของผนัง (Interface cracking) จากนั้นจะเริ่มมีพบรอยแตกในแนวทแยงบริเวณผนัง (Infill cracking) และเกิดการเลื่อนตัวของพิวส์เสียดทานตามลำดับโดยรายละเอียดของค่ากำลังและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของโครงเฟรมแสดงในตารางที่ 2.4 จากการคำนวณค่ากำลังในการรับแรงประลัยของโครงเฟรมที่มีผนังก่อนนั้นสามารถรับแรงได้ 145 kN แต่จากผลการทำสอบกำลังในการรับแรงประลัยของโครงเฟรมที่มีผนังก่อติดตั้งพิวส์เสียดทานนั้นอยู่ที่ 210.7 kN, 267.6 kN และ 314.7 kN สำหรับตัวอย่าง EIF-Cabled, EIF-0.35 และ EIF-0.5 ตามลำดับซึ่งค่ากำลังรับแรงที่ต่ำที่สุดมีค่าสูงกว่าโครงเฟรมที่ไม่มีพิวส์เสียดทานอยู่ถึง 45% และค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่จุดที่โครงเฟรมวิบัตินั้นมีค่าสูงกว่า 2.5% ซึ่งสูงกว่าโครงเฟรมที่มีผนังก่อทั่วไปอย่างน้อย 5 เท่า

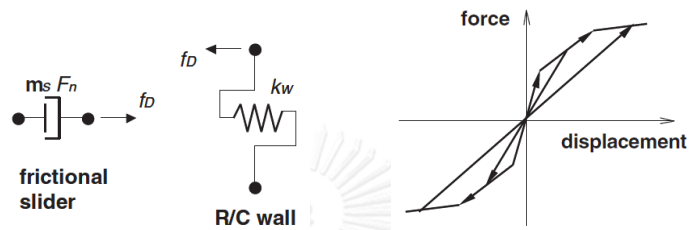
ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติและผลการทดสอบ

Specimen	FSF sliding strength (kN)	Initial Stiffness (kN/mm)	FSF sliding		Interface cracking		Infill cracking		Ultimate	
			Strength (kN)	Drift (%)	Strength (kN)	Drift (%)	Strength (kN)	Drift (%)	Strength (kN)	Drift (%)
EIF-0.35	51	24.3	80.28	0.389	30	0.15	50	0.214	267.6	2.5
EIF-0.5	73	31.86	136.9	0.53	25	0.13	60	0.2	314.7	3.5
EIF-Cabled	Assumed: 51 Practically: 0	13.96	From the Beginning		<20	-	57	0.58	210.7	4

Cho และ Kwon (2004) ได้ทำการเสนอตัวห่วงเสียดทานรูปแบบผนังเพื่อใช้ในการเสริมสมรรถนะในการรับแรงด้านข้างของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยตัวห่วงเสียดทานรูปแบบผนังมีส่วนประกอบ 3 ส่วนได้แก่ ผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก เหล็กรูปตัวยู (U-shape) และเหล็กรูปตัวที (T-shape) ดังแสดงในรูปที่ 2.13 โดยเหล็กรูปตัวยูจะติดตั้งอยู่บนกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กและเหล็กรูปตัวทีจะติดตั้งบริเวณท้องคานด้านบน ตัวห่วงเสียดทานรูปแบบผนังจะมีพื้นผิวที่สร้างแรงเสียดทานบริเวณขาของเหล็กรูปตัวยู ในพื้นผิวสัมผัสดังกล่าวจะมีการติดตั้งแผ่นเทฟลอน (Teflon) เพื่อสร้างแรงเสียดทานโดยแผ่นเทฟลอนในการศึกษานี้สมมุติให้มีสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานเท่ากับ 0.1193 และมีอุปกรณ์ควบคุมแรงกดด้วยโหลดเซลล์ไฮดรอลิกเพื่อใช้ในการควบคุมแรงเสียดทานในตัวห่วง โดยแบบจำลองของผนังใช้ชิ้นส่วนประเภทสปริงรับแรงเฉือนโดยพิจารณาเฉพาะพฤติกรรมในการรับแรงเฉือนของผนังในแนวราบในทิศทางตามความยาวของผนังเท่านั้น โดยมีแบบจำลองและความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่แสดงตามรูปที่ 2.14

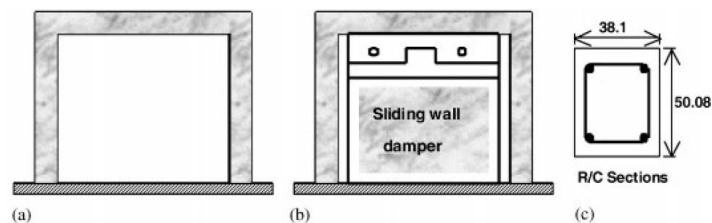


รูปที่ 2.13 ตัวหน่วงเสียดทานรูปแบบผนังและการติดตั้งในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

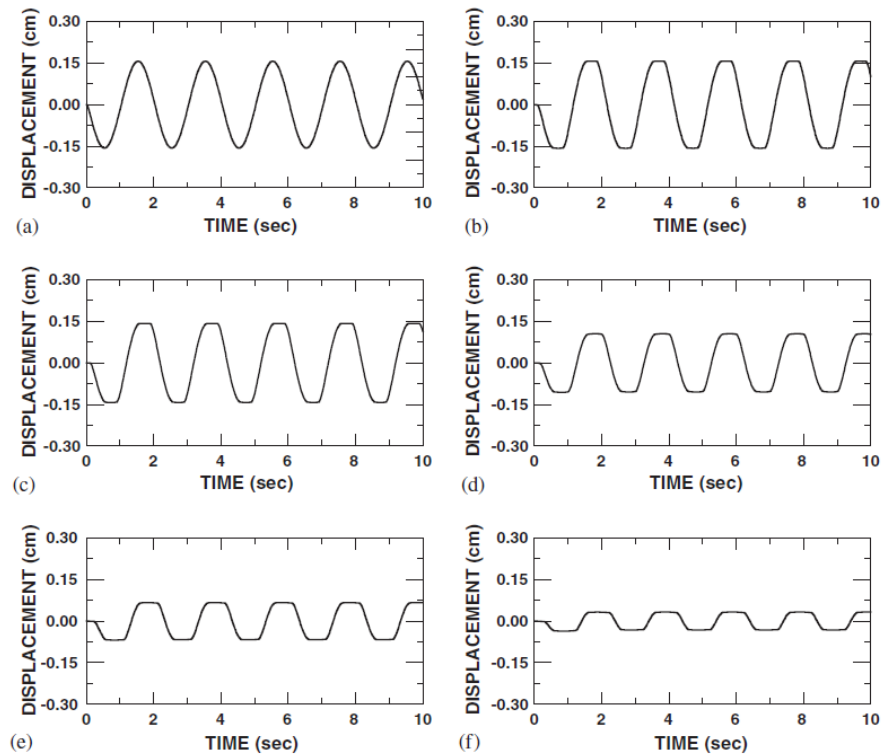


รูปที่ 2.14 แบบจำลองและความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือน-การเคลื่อนที่ของตัวหน่วงเสียดทานรูปแบบผนัง

ทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรม PC-ANSR โดยทำการทดสอบพฤติกรรมของตัวหน่วงเสียดทานรูปแบบผนังด้วยการวิเคราะห์โครงเฟรมชั้นเดียวตามรูปที่ 2.15 โดยให้แรงกระทำต่อโครงสร้างเป็นความเร่งแบบฮาร์โมนิกที่มีความเร่งสูงสุดเท่ากับ 0.4g และทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมของโครงสร้างในกรณีที่ไม่มีตัวหน่วงเสียดทานรูปแบบผนังและกรณีที่มีตัวหน่วงเสียดทานรูปแบบผนังโดยเปรียบเทียบค่าแรงกด (F_n) ที่กระทำต่อแผ่นเทพลอนจำนวน 5 ค่าโดยมีค่าเท่ากับ 0.30, 0.37, 0.56, 0.70 และ 0.90 MPa จากผลการศึกษาพบว่า การเพิ่มแรงเสียดทานส่งผลให้การเคลื่อนตัวของโครงสร้างมีค่าลดลงดังแสดงในรูปที่ 2.16

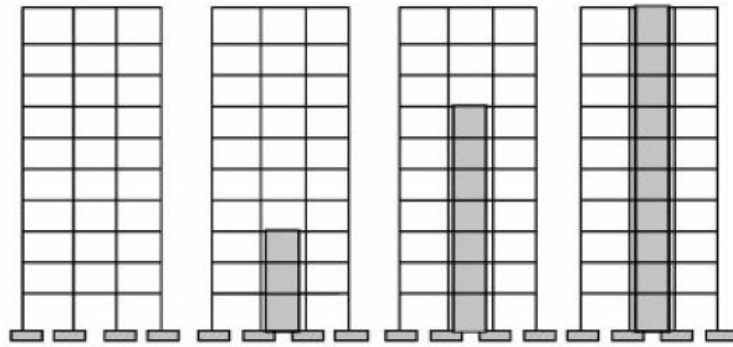


รูปที่ 2.15 โครงเฟรมตัวอย่าง (a) ไม่มีตัวหน่วง, (b) มีตัวหน่วง, (c) หน้าตัดเสา

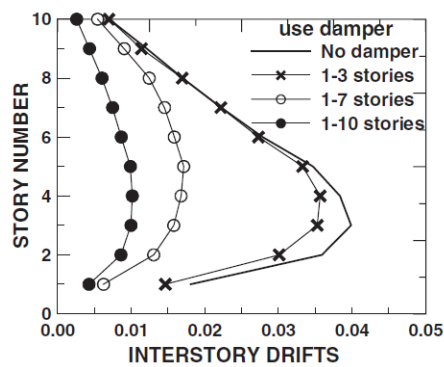


รูปที่ 2.16 ผลตอบสนองแบบประวัติเวลาของการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุด (a) ไม่มีตัวหน่วง, (b) $F_n=0.3MPa$, (c) $=0.37MPa$, (d) $=0.56MPa$, (e) $=0.70MPa$, (f) $=0.93MPa$

จากนั้นทำการศึกษาผลตอบสนองของอาคารสูงสิบชั้นโดยศึกษาแบบการจัดวางตัวหน่วงในอาคาร (Model A) โดยศึกษาเปรียบเทียบกับอาคารที่ไม่มีตัวหน่วงและมีมีการติดตั้งตัวหน่วงที่บริเวณชั้นที่ 1-3, 1-7 และ 1-10 ดังแสดงในรูปที่ 2.17 โดยในการศึกษานี้ใช้คลื่นแผ่นดินไหว 1940 El Centro โดยมีการคูณปรับค่าความเร่งสูงสุดของคลื่นแผ่นดินไหวให้มีค่าเท่ากับ 0.84g เพื่อใช้การกระทำกับอาคาร มีค่าแรงกด (F_n) เท่ากับ 0.93 MPa โดยจากการศึกษาพบว่าค่าการเคลื่อนตัวของอาคารที่ไม่มีตัวหน่วงจากการวิเคราะห์มีค่าใกล้เคียงกับผลที่ได้จากการศึกษาก่อนหน้านี้ ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารที่การติดตั้งตัวหน่วงมีค่าลดลงเมื่อแรงเสียดทานมีค่าสูงขึ้นโดยมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดคิดเป็น 0.88, 0.43 และ 0.27 เท่าเมื่อเทียบกับอาคารที่ไม่มีมีการติดตั้งตัวหน่วงโดยค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดแสดงในรูปที่ 2.18 เมื่อเปรียบเทียบความเสียหายของอาคารเมื่อเกิดจุดหมุนพลาสติกในโครงสร้างพบว่าแบบจำลองที่ไม่ได้ติดตั้งตัวหน่วงและติดตั้งตัวหน่วงบริเวณชั้น 1-3 พบจุดหมุนพลาสติกในเสา เมื่อมีการติดตั้งตัวหน่วงตั้งแต่ 7 ชั้นขึ้นไปจะไม่พบจุดหมุนพลาสติกในเสาเลย

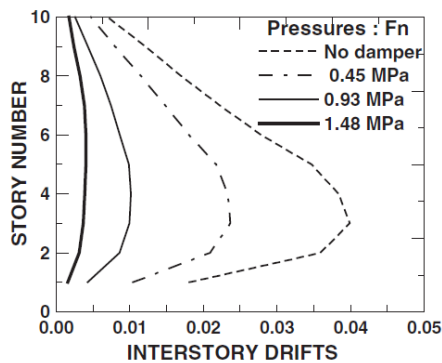


รูปที่ 2.17 รูปแบบการจัดวางตัวหน่วงในอาคาร 10 ชั้น (Model A)



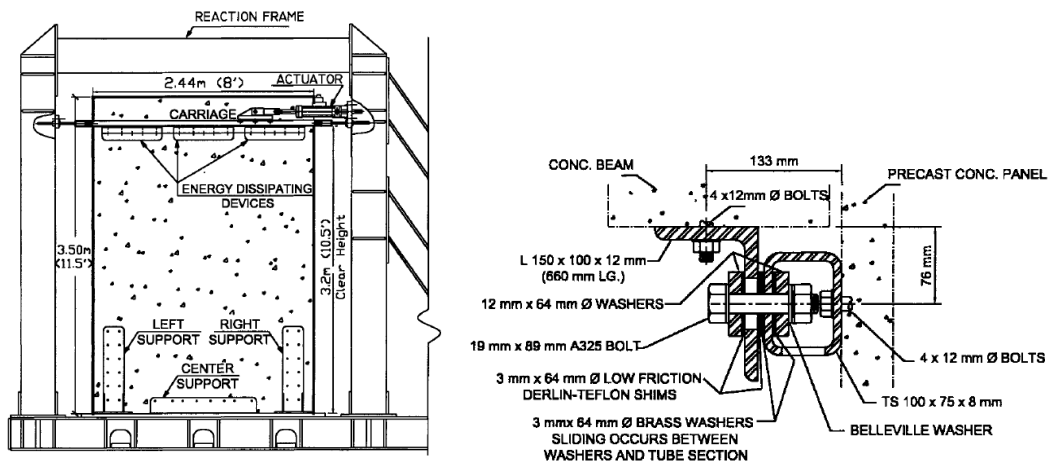
รูปที่ 2.18 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุด (Model A)

ทำการทดสอบผลการตอบสนองของอาคารเดิมอีกครั้งโดยทำการศึกษาผลของการเปลี่ยนแปลงค่าแรงกดในตัวหน่วง โดยอาคารตัวอย่าง (Model B) จะมีการติดตั้งตัวหน่วงทุกชั้น ตลอดความสูงของอาคารโดยมีการแปรค่าแรงกด (η) ของตัวหน่วงจำนวน 3 ค่า มีค่าเท่ากับ 0.45, 0.93 และ 1.48 MPa โดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารลดลงเมื่อมีการเพิ่มค่าแรงเสียดทาน



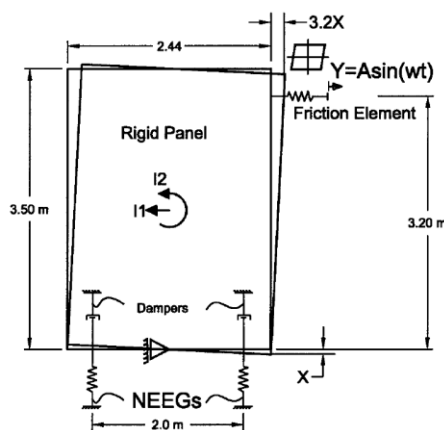
รูปที่ 2.19 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุด (Model B)

Sasani และ Popov (2001) ได้เสนอแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่อทำการวิเคราะห์ผลตอบสนองของผนังคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยงานวิจัยนี้จะทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับผลการทดลองที่ได้ทำการทดสอบเมื่อปี 1997 ซึ่งมีผนังตัวอย่างในการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 2.20 โดยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กจะถูกติดตั้งเข้ากับโครงเฟรมเหล็กด้วยสลักเกลียวบริเวณฐาน และมีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานแบบเสียดทาน 3 จุด บริเวณด้านบนของผนังโดยรายละเอียดของอุปกรณ์สลายพลังงานแสดงใน รูปที่ 2.20

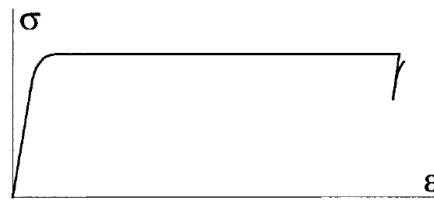


รูปที่ 2.20 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบและรูปตัดของอุปกรณ์สลายพลังงาน

แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2.21 โดยประกอบไปด้วย ชั้นส่วนผนัง ชั้นส่วนอุปกรณ์สลายพลังงานแบบเสียดทานและ ชั้นส่วน NEEG (Nonlinear element with expandable gap) เพื่อใช้ศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อบริเวณฐานของผนังในกรณีที่ไม่มีการยึดรอยต่อด้วยกาวอีพ็อกซี่ ชั้นส่วนสองชั้นหลังใช้แบบจำลองของ Bouc และ Wen ในการจำลองพฤติกรรมฮิสเตอร์ิติกของชั้นส่วน โดยมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของอุปกรณ์สลายพลังงานแบบเสียดทานดังแสดงในรูปที่ 2.22

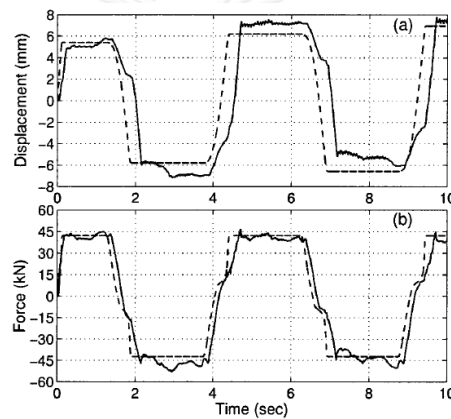


รูปที่ 2.21 แบบจำลองโครงสร้าง



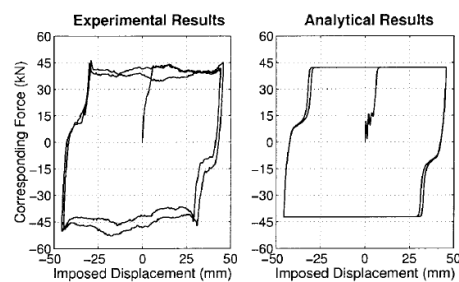
รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดสำหรับพฤติกรรมแบบเสียดทาน

จากผลการวิเคราะห์ผลตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์โมนิกโดยอุปกรณ์สลายพลังงานแบบเสียดทานมีการทำงานเพียง 1 ตัวและกำหนดให้จุดต่อบริเวณฐานเป็นแบบยึดแน่นโดยมีการยึดสลักเกลียวด้วยกาวอีพ็อกซี่ เมื่อเปรียบเทียบผลการทดสอบและผลการวิเคราะห์พบว่าข้อมูลการเคลื่อนตัวและแรงในโครงสร้างแบบประวัติเวลาที่มีความสอดคล้องกันดังแสดงในรูปที่ 2.23 และ รูปที่ 2.24



รูปที่ 2.23 ผลการตอบสนองแบบประวัติเวลาของแรงและการเคลื่อนที่บริเวณจุดบนสุดของผนัง

เส้นทึบ(ผลการทดสอบ), เส้นประ(ผลการวิเคราะห์)



รูปที่ 2.24 วงรอบฮิสเทอริติกของแรงและการเคลื่อนที่

ซ้าย(ผลการทดสอบ), ขวา(ผลการวิเคราะห์)

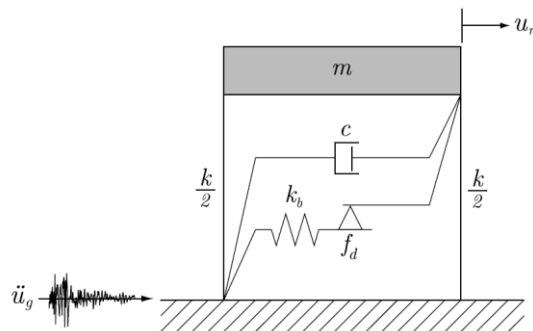
2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.2.1 สมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่มีตัวหน่วงเสียดทาน

Seong และคณะ (2012) ได้ทำการศึกษาเชิงวิเคราะห์พฤติกรรมในการควบคุมการสั่นไหวของโครงสร้างที่มีหนึ่งองศาอิสระ (Single degree of freedom, SDOF) ภายใต้แรงกระทำด้านข้าง โดยโครงสร้างมีการติดตั้งตัวหน่วงเสียดทานระหว่างชั้นเพื่อลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของโครงสร้าง โดยตัวหน่วงเสียดทานจะทำงานโดยใช้หลักการของ Coulomb damping โดยการใช้แรงเสียดทานในการสลายพลังงานจลน์ออกไปในรูปแบบของพลังงานความร้อน แรงเสียดทานจะถูกสร้างขึ้นจากการเสียดสีระหว่างผิวสัมผัสระหว่างพื้นผิวโดยมีทิศทางของแรงเสียดทานตรงข้ามตามรูปที่ 2.25 เพื่อทำการเสนอผลเฉลยรูปแบบปิด (Closed form solution) สำหรับสมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว (Dynamic equation of motion) ที่มีพจน์ของแรงเสียดทานหรือแรงเลื่อนไถล (Slip load) โดยสมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างหลังจากการเลื่อนไถล (Slip motion) สามารถเขียนอยู่ในรูปอย่างง่ายได้ดังแสดงในสมการที่ 2.4 โดยสมการไม่พิจารณาผลของสติฟเนสของตัวค้ำยัน (Bracing stiffness, k_b)

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku + f_d \operatorname{sgn}(\dot{u}) = F(t) \quad (2.4)$$

โดยที่โครงสร้างมีมวล m , ค่าคงที่การหน่วง c และสติฟเนส k พจน์ของตัวหน่วงเสียดทานอธิบายด้วยค่าแรงเสียดทาน f_d ค่าแรงเสียดทานจะถูกออกแบบให้มีค่าน้อยเมื่อเทียบกับแรงที่กระทำต่อโครงสร้างเพื่อให้การสลายพลังงานของตัวหน่วงเสียดทานสามารถทำงานได้อย่างต่อเนื่อง u , \dot{u} และ \ddot{u} คือการเคลื่อนที่สัมพัทธ์, ความเร็วสัมพัทธ์ และความเร่งสัมพัทธ์ของโครงสร้างตามลำดับ โดยพิจารณาเทียบกับการเคลื่อนที่ของผิวดิน $\operatorname{sgn}(\dot{u})$ เป็นฟังก์ชันเครื่องหมาย (Sign function) โดยมีค่าเป็น -1 , 0 และ 1 โดยสัมพันธ์กับทิศทางของความเร็ว $\dot{u} < 0$, $\dot{u} = 0$ และ $\dot{u} > 0$ ตามลำดับ $F(t)$ คือ แรงภายนอกสามารถเขียนในรูป $-m\ddot{u}_g$ โดย \ddot{u}_g คือ ความเร่งที่ผิวดิน



รูปที่ 2.25 ลักษณะของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงเสียดทาน

โดยงานวิจัยนี้จะนำเสนอผลตอบสนองของการสั่นแบบอิสระ (Free vibration), ผลการตอบสนองของการสั่นแบบฮาร์โมนิก (Harmonic vibration) และการหาค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่า (Equivalent viscous damping ratio) ในรูปของอัตราส่วนแรงเสียดทาน (Friction force ratio, γ_f)

2.2.1.1 ผลการตอบสนองของการสั่นแบบอิสระ (Free vibration)

ผลการตอบสนองของโครงสร้างเนื่องจากการสั่นแบบอิสระจะมีสมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างโดยการแทนค่า $F(t)$ เท่ากับศูนย์ ในสมการที่ 2.5 โดยทิศทางของแรงเสียดทานจะมีทิศทางตรงข้ามกับความเร็วของโครงสร้างเสมอ ทำให้มีคำตอบของสมการเชิงอนุพันธ์สองคำตอบ คือ คำตอบสำหรับการเคลื่อนที่ไปในทิศทางหนึ่ง และคำตอบสำหรับการเคลื่อนที่กลับไปในทิศทางตรงข้าม โดยเครื่องหมายของทิศทางเคลื่อนที่ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขเริ่มต้น (Initial condition) โดยผลเฉลยรูปแบบปิดของ $u(t)$ ที่มีเงื่อนไขเริ่มต้นคือ $u(0) = u_i$ และ $\dot{u}(0) = \dot{u}_i$ ผลเฉลยมาตรฐาน (Normalized form) ของการเคลื่อนที่ที่สามารถแสดงได้ตามสมการที่ 2.5

$$\bar{u}(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[(\bar{u}_i + \gamma_f) \cos \omega_D t + \left(\frac{\dot{u}_i + \xi\omega_n(\bar{u}_i + \gamma_f)}{\omega_D} \right) \sin \omega_D t \right] - \gamma_f \quad (2.5)$$

โดย $\bar{u}(t) = \frac{u(t)}{\mu}$, $\mu = u_i + \frac{\dot{u}_i}{\omega_n}$, $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$, $\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$, $\bar{u}_i = \frac{u_i}{\mu}$, $\frac{\dot{u}_i}{\mu}$ และค่าอัตราส่วนแรงเสียดทาน $\gamma_f = \frac{f_d}{\mu k}$

สำหรับผลเฉลยมาตรฐานของความเร็ว ($\dot{\bar{u}}(t)$) สามารถหาได้ดังแสดงในสมการที่ 2.6

$$\dot{\bar{u}}(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left\{ \dot{u}_i \cos \omega_D t - [\alpha \dot{u}_i + (\xi\alpha\omega_n + \omega_D)(\bar{u}_i + \gamma_f)] \sin \omega_D t \right\} \quad (2.6)$$

โดยที่ $\alpha = \frac{\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}}$

เวลาที่ทำให้เกิดค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในรอบถัดไป (t_p) สามารถหาได้จากการให้สมการที่ 2.6 มีค่าเท่ากับศูนย์ เมื่อ $\dot{\bar{u}}_i$ มีค่าเป็นบวกจะหา t_p ได้ตามสมการที่ 2.7

$$t_p = \frac{1}{\omega_D} \tan^{-1} \left(\frac{\dot{u}_i}{\alpha \dot{u}_i + (\xi\omega_n \alpha + \omega_D)(\bar{u}_i + \gamma_f)} \right) \quad (2.7)$$

สมมติให้การเคลื่อนที่และความเร็วเริ่มต้นมีค่าเป็นบวก ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในรอบถัดไปที่ถูกทำให้อยู่ในรูปมาตรฐานด้วยค่า μ เมื่อเวลาเท่ากับ t_p สามารถหาได้จากการแทนค่า $t = t_p$ ลงในสมการที่ 2.5

$$\bar{u}_0 = e^{-\alpha\beta} \left[(\bar{u}_i + \gamma_f) \cos \beta + \left(\frac{\dot{\bar{u}}_i + \xi\omega_n(\bar{u}_i + \gamma_f)}{\omega_D} \right) \sin \beta \right] - \gamma_f \quad (2.8)$$

$$\text{โดย} \quad \beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{\dot{\bar{u}}_i}{\alpha\dot{\bar{u}}_i + (\xi\omega_n\alpha + \omega_D)(\bar{u}_i + \gamma_f)} \right\}$$

หลังจากโครงสร้างเคลื่อนที่มาถึง \bar{u}_0 แล้วการเคลื่อนที่ตัวของโครงสร้างจะมีลักษณะเหมือนกับการเคลื่อนที่ด้วยการสั่นแบบอิสระด้วยเงื่อนไขการเคลื่อนที่เริ่มต้นเท่ากับ \bar{u}_0 จนกว่าทิศทางการเคลื่อนที่จะมีทิศกลับข้าง เมื่อโครงสร้างมีการกลับทิศของการเคลื่อนที่เงื่อนไขเริ่มต้นของการเคลื่อนที่ในรอบถัดไปจะเป็น $\dot{\bar{u}}_i = 0$ และ $\bar{u}_i = \bar{u}_0$ หลังจากเวลาเท่ากับ t_p โครงสร้างจะเคลื่อนที่กลับและเริ่มไถลด้วยความเร็ว $\dot{\bar{u}} < 0$ โดยช่วงเวลานี้เริ่มต้นที่ $\tau_1 = t_p$ จนกระทั่งถึงจุดสูงสุดถัดไปซึ่งตรงกับเวลาที่ $\tau_2 = t_p + \frac{\pi}{\omega_D}$ ดังนั้นจะได้ผลเฉลยมาตรฐานของการเคลื่อนที่ในช่วงเวลา $\tau_1 \leq t \leq \tau_2$ ตามสมการที่ 2.9

$$\bar{u}(t) = (\bar{u}_0 - \gamma_f) e^{-\xi\omega_n(t-\tau_1)} \left[\cos \omega_D(t-\tau_1) + \alpha \sin \omega_D(t-\tau_1) \right] + \gamma_f \quad (2.9)$$

ผลเฉลยมาตรฐานของการเคลื่อนที่ในช่วงถัดไปก็จะมีลักษณะสมการคล้ายกับสมการที่ 2.9 ดังนั้นจะได้ผลเฉลยมาตรฐานของการเคลื่อนที่ในช่วงเวลา $\tau_2 \leq t \leq \tau_3$ ตามสมการที่ 2.10

$$\bar{u}(t) = (\bar{u}_1 + \gamma_f) e^{-\xi\omega_n(t-\tau_2)} \left[\cos \omega_D(t-\tau_2) + \alpha \sin \omega_D(t-\tau_2) \right] - \gamma_f \quad (2.10)$$

$$\text{โดย} \quad \tau_3 = t_p + \frac{2\pi}{\omega_D} \text{ และค่า } \bar{u}_1 = \bar{u}(\tau_2) \text{ สามารถหาได้จากสมการที่ 2.9}$$

จากสมการที่ 2.9 และ สมการที่ 2.10 สามารถเขียนให้อยู่ในรูปทั่วไปสำหรับครึ่งรอบที่ n ($\tau_n \leq t \leq \tau_{n+1}$) ได้ตามสมการที่ 2.11

$$\bar{u}(t) = \left[\bar{u}_{n-1} + (-1)^n \gamma_f \right] e^{-\xi\omega_n(t-\tau_n)} \left[\begin{array}{l} \cos \omega_D(t-\tau_n) \\ + \alpha \sin \omega_D(t-\tau_n) \end{array} \right] + (-1)^{n-1} \gamma_f \quad (2.11)$$

$$\text{โดย} \quad \tau_n = t_p + (n-1) \frac{\pi}{\omega_D} \text{ และ } \bar{u}_{n-1} = \frac{u_{n-1}}{\mu}$$

ค่า u_{n-1} คือ ค่าสูงสุดของการเคลื่อนที่ที่จุดยอดหรือจุดต่ำสุดของรอบการสั่นก่อนหน้า โดยถ้า n เป็นเลขคี่จะได้ค่าการเคลื่อนที่ที่จุดสูงสุด และถ้า n เป็นเลขคู่จะได้ค่าการเคลื่อนที่ที่จุดต่ำสุด จากสมการที่ 2.11 จำเป็นที่จะต้องรู้ค่าของ \bar{u}_{n-1} ซึ่งจะเป็นเงื่อนไขการเคลื่อนที่เริ่มต้นของครึ่งรอบที่ n เพื่อที่จะหาค่า $\bar{u}(t)$ ดังนั้นจะสามารถหาค่าของการเคลื่อนที่สูงสุดและต่ำสุดได้จากสมการที่ 2.12

$$\bar{u}_n = (-1)^n \bar{u}_0 e^{-n\alpha\pi} + \frac{(-1)^{n-1} \gamma_f (e^{-\alpha\pi} + 1)(e^{-n\alpha\pi} - 1)}{(e^{-\alpha\pi} - 1)} \quad (2.12)$$

สุดท้ายแล้วผลเฉลยรูปแบบปิดของการตอบสนองของโครงสร้างที่มีหนึ่งองศาอิสระ ภายใต้การสั่นแบบอิสระสามารถแสดงได้ด้วยสมการที่ 2.11 และสมการที่ 2.12

ถึงแม้ว่าแรงดึงกลับ (Restoring force) จะมีค่าน้อยกว่าแรงเสียดทาน แต่โครงสร้างจะยังคงสั่นกลับไปมาด้วยผลของแรงเฉื่อยอยู่ เพราะโครงสร้างยังคงมีความเร็วอยู่ ($\dot{u} \neq 0$) แต่โครงสร้างจะหยุดการสั่นก็ต่อเมื่อโครงสร้างเคลื่อนที่ไปที่ระยะทางมากที่สุดซึ่งเป็นจุดที่ความเร็วเท่ากับศูนย์และแรงดึงกลับภายในสปริง ณ จุดนั้นมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับแรงเสียดทาน $u_n k \leq f_d$ ซึ่งสามารถแสดงอยู่ในรูปของค่าอัตราส่วนแรงเสียดทาน $\bar{u}_n / \gamma_f \leq 1$ เมื่อแทนสมการที่ 2.12 ลงใน $\bar{u}_n / \gamma_f \leq 1$ จะได้ว่า

$$\frac{(-1)^n \bar{u}_0 e^{-n\alpha\pi}}{\gamma_f} + \frac{(-1)^{n-1} (e^{-\alpha\pi} + 1)(e^{-n\alpha\pi} - 1)}{(e^{-\alpha\pi} - 1)} \leq 1 \quad (2.13)$$

จากสมการที่ 2.13 เราจะสามารถหาจำนวนครึ่งรอบที่โครงสร้างจะหยุดการเคลื่อนที่ (N_f) ได้จากสมการที่ 2.14a และ 2.14b

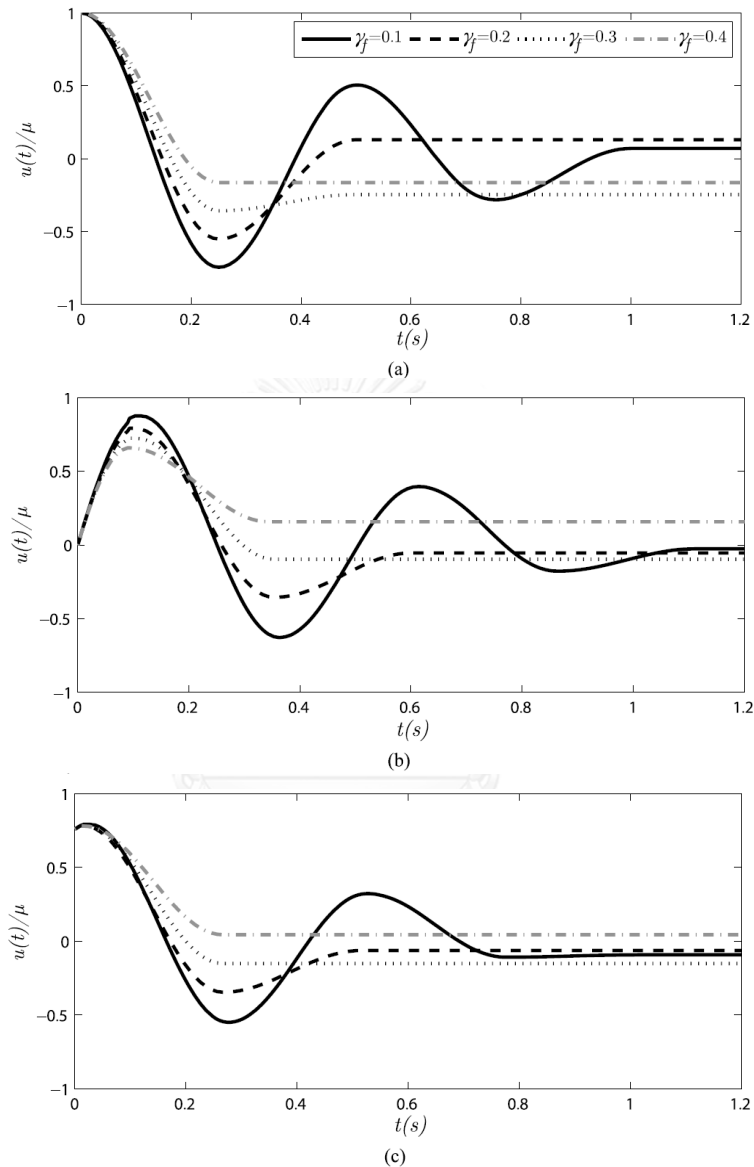
$$\lambda_f \leq N_f < \lambda_f + 1 \quad (2.14a)$$

$$\lambda_f = \frac{1}{\alpha\pi} \ln \left[\frac{1}{2} (e^{-\alpha\pi} - 1) \left(1 - \frac{\bar{u}_0}{\gamma_f} \right) - 1 \right] \quad (2.14b)$$

สมการที่ 2.14b แสดงให้เห็นว่า ตัวแปรที่สำคัญที่ส่งผลต่อจำนวนรอบที่โครงสร้างจะหยุดเคลื่อนไหว คือค่าอัตราส่วนแรงเสียดทาน (γ_f) ซึ่งเป็นตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับแรงเสียดทาน และค่า α ซึ่งเป็นค่าตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับอัตราส่วนความหน่วง

หลังจากได้ผลเฉลยรูปแบบปิดของการตอบสนองของการสั่นแบบอิสระแล้วผู้ทำวิจัยได้ทำการคำนวณการตอบสนองของโครงสร้างที่มี $\xi = 0.03$, $\omega_n = 2$ rad/s โดยทำการเปลี่ยนแปลงเงื่อนไขเริ่มต้น และค่าของ γ_f ทั้งหมด 4 ค่า คือ 0.1, 0.2, 0.3 และ 0.4 ดังแสดงใน

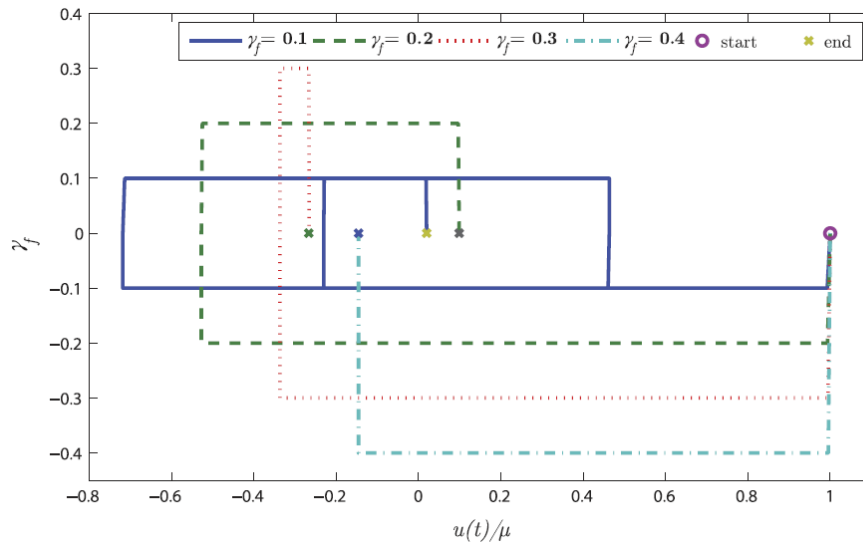
รูปที่ 2.26 ซึ่งจะเห็นว่า การเคลื่อนที่ของโครงสร้างจะลดลงเมื่อค่าของ γ_f มากขึ้น และที่ตำแหน่งสุดท้ายของโครงสร้างหลังจากที่ไม่เกิดการเคลื่อนที่แล้วจะขยับจากศูนย์มาเพียงเล็กน้อย เนื่องจากผลของแรงสปริงภายในโครงสร้างน้อยกว่าแรงเสียดทานทำให้โครงสร้างไม่สามารถเคลื่อนที่ต่อได้



รูปที่ 2.26 ผลตอบสนองของโครงสร้างภายใต้ค่า γ_f ที่แตกต่างกันโดย (a) มีการเคลื่อนที่เริ่มต้นเท่านั้น (b) มีความเร็วเริ่มต้นเท่านั้น (c) มีทั้งการเคลื่อนที่เริ่มต้นและความเร็วเริ่มต้น

พลังงานที่ใส่ให้กับโครงสร้างด้วยแรงภายนอกจะถูกสลายพลังงานออก จากการเคลื่อนไถลกลับไปมาของตัวห่วงเสียดทานซึ่งสามารถวิเคราะห์ได้จากวงรอบฮิสเทอริติก (Hysteretic loop) ระหว่างค่าแรงเสียดทานกับการเคลื่อนที่จนกระทั่งหยุดการเคลื่อนที่ โดยพื้นที่ของแต่ละรอบในวงรอบฮิสเทอริติก จะแสดงถึงการสลายพลังงานของระบบ เมื่อทดสอบกับโครงสร้างเดิมที่

ให้การเคลื่อนที่เริ่มต้นเท่ากันแต่เปลี่ยนแปลงค่า γ_f จะได้ผลตามรูปที่ 2.27 จะเห็นว่าจุดสุดท้ายของวงรอบจะไม่เท่ากันและวงรอบที่มีค่า γ_f น้อยจะมีจำนวนรอบในการไหลที่มากกว่า



รูปที่ 2.27 วงรอบฮิสเทอริติกของโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงค่า γ_f สำหรับการสั่นแบบอิสระ

2.2.1.2 ผลการตอบสนองของการสั่นแบบฮาร์โมนิก

การหาผลเฉลยเชิงวิเคราะห์ (Analytical solution) สำหรับการหาผลตอบสนองของโครงสร้างที่มีตัวหน่วงเสียดทานภายใต้แรงกระทำแบบสุมเช่นแผ่นดินไหวนั้นทำได้ยาก โดยจะทำการสมมติให้โครงสร้างที่แรงเสียดทานมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับขนาดของแรงฮาร์โมนิก (Amplitude of harmonic loading) โครงสร้างจะมีผลตอบสนองในสถานะอยู่ตัว (Steady-state response) เป็นรูปแบบฮาร์โมนิก หากแรงเสียดทานมีค่ามากเมื่อเทียบกับแรงฮาร์โมนิกจะทำให้ผลตอบสนองของโครงสร้างมีรูปแบบสตอปโมชัน (Stop motion) ซึ่งจำเป็นต้องใช้ระเบียบวิธีเชิงตัวเลข (Numerical procedure) ในการหาผลตอบสนองของโครงสร้าง ซึ่งมีขั้นตอนที่ยุงยากกว่าและผลเฉลยที่ได้ออกมาก็ไม่แสดงถึงพฤติกรรมในการสั่นไหวของโครงสร้าง ดังนั้นงานวิจัยชิ้นนี้จึงไม่พิจารณาถึงกรณีดังกล่าว การหาผลตอบสนองรูปแบบปิด (Closed-form solution) ในงานวิจัยนี้จะสมมุติว่าแรงเสียดทานของตัวหน่วงเสียดทานมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับขนาดของแรงฮาร์โมนิกเท่านั้น เพื่อหลีกเลี่ยงพฤติกรรมแบบสตอปโมชัน

ในกรณีของการสั่นพ้องเรายังสามารถแบ่งช่วงการคำนวณตามทิศทางของความเร็ว เหมือนกับการหาผลเฉลยของการสั่นอิสระในหัวข้อก่อนหน้า ดังนั้นการหาผลเฉลยแบบปิดของการตอบสนองจะหาได้ทั้งการตอบสนองแบบชั่วคราว (Transient response) และการตอบสนองในสถานะอยู่ตัว (Steady state response) โดยการแทน $F(t) = -m\ddot{u}_g$ ด้วย $F(t) = F_0 \sin \omega t$

ลงในสมการที่ 2.4 โดยค่า ω จะมีค่าเท่ากับค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural frequency) ของโครงสร้าง (ω_n) ดังนั้นผลเฉลยมาตรฐานรูปแบบปิดของการเคลื่อนที่สำหรับช่วงเวลาแรก ($0 \leq t \leq \pi / \omega$) ภายใต้แรงฮาร์โมนิกที่มีเงื่อนไขเริ่มต้นเป็นศูนย์ เป็นดังสมการที่ 2.15

$$\bar{x}(t) = \left[\frac{1}{2\xi} + \gamma_h \right] e^{-\xi\omega(t-T_1)} \left[\cos \omega_D(t-T_1) + \alpha \sin \omega_D(t-T_1) \right] - \frac{1}{2\xi} \cos \omega(t-T_1) - \gamma_h \quad (2.15)$$

โดยที่ $\gamma_h = f_d / F_0$, $\bar{x} = x / x_{st}$, $x_{st} = F_0 / k$

x_{st} คือ การเคลื่อนที่จากแรงสถิต (static response)

T_1 คือ เวลาเริ่มต้นของช่วงเวลาที่สนใจ สำหรับช่วงเวลานี้มีค่าเท่ากับ ศูนย์

หลังจากเวลา π / ω ทิศทางการเคลื่อนที่หรือแรงเสียดทานจะมีทิศทางตรงกันข้าม ดังนั้นจะหาการตอบสนองของโครงสร้างในช่วงเวลาถัดไป ($\pi / \omega \leq t \leq 2\pi / \omega$) ได้จากสมการที่ 2.16

$$\bar{x}(t) = \left[\bar{x}_1 - \frac{1}{2\xi} - \gamma_h \right] e^{-\xi\omega(t-T_2)} \left[\cos \omega_D(t-T_2) + \alpha \sin \omega_D(t-T_2) \right] + \frac{1}{2\xi} \cos \omega(t-T_2) + \gamma_h \quad (2.16)$$

โดยที่ T_2 คือเวลาเริ่มต้นของช่วงเวลาที่สนใจ สำหรับช่วงเวลานี้มีค่าเท่ากับ π / ω

จากสมการที่ 2.15 และ 2.16 จะได้ผลเฉลยมาตรฐานรูปแบบปิดสำหรับการเคลื่อนที่ในรอบที่ n ซึ่งอยู่ในช่วงเวลา $T_n \leq t \leq T_{n+1}$ ได้จากสมการที่ 2.17 โดยมีเงื่อนไขเริ่มต้นของแต่ละรอบคือการเคลื่อนที่สูงสุดที่จุดตัดกลับเท่านั้น เนื่องจากที่การเคลื่อนที่สูงสุดความเร็วของโครงสร้างจะเป็นศูนย์

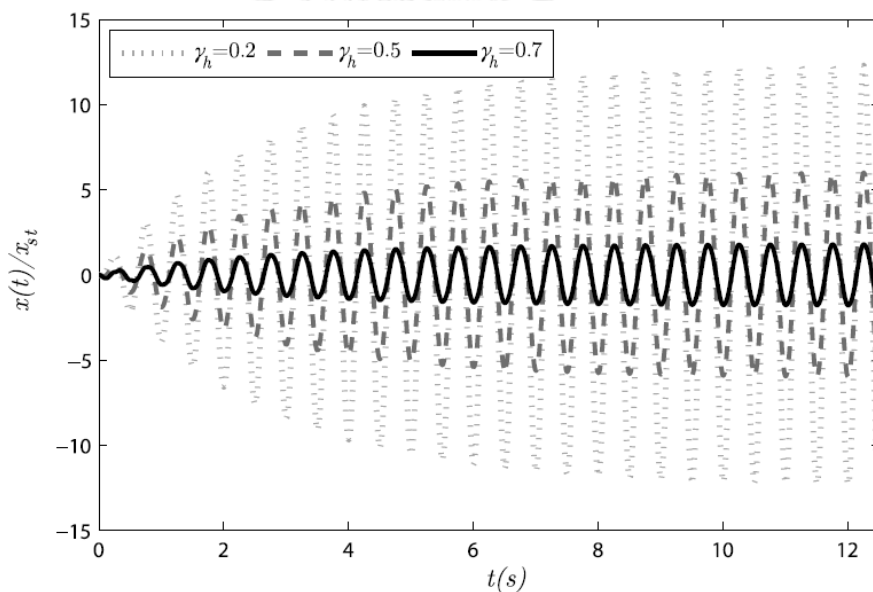
$$\bar{x}(t) = \left[\bar{x}_{n-1} + \frac{(-1)^{n-1}}{2\xi} + (-1)^{n-1} \gamma_h \right] e^{-\xi\omega(t-T_n)} \times [\cos \omega_D(t-T_n) + \alpha \sin \omega_D(t-T_n)] + \frac{(-1)^n}{2\xi} \cos \omega(t-T_n) + (-1)^n \gamma_h \quad (2.17)$$

โดยที่ $\bar{x}_{n-1} = x_{n-1} / x_{st}$ และ $T_n = (n-1)\pi / \omega$

จากสมการที่ 2.17 จะเห็นว่า การเคลื่อนที่มาตรฐานจะขึ้นอยู่กับค่าอัตราส่วนความหน่วง (ξ) และค่า γ_h เพื่อที่จะได้ผลเฉลยรูปแบบปิดสำหรับแต่ละรอบนั้นจำเป็นต้องคำนวณค่า \bar{x}_{n-1} ซึ่งเป็นค่าการเคลื่อนที่สูงสุดหรือต่ำสุดของรอบก่อนหน้า โดยค่าการเคลื่อนที่สูงสุดหรือต่ำสุดของแต่ละรอบหาได้จากสมการ 2.18

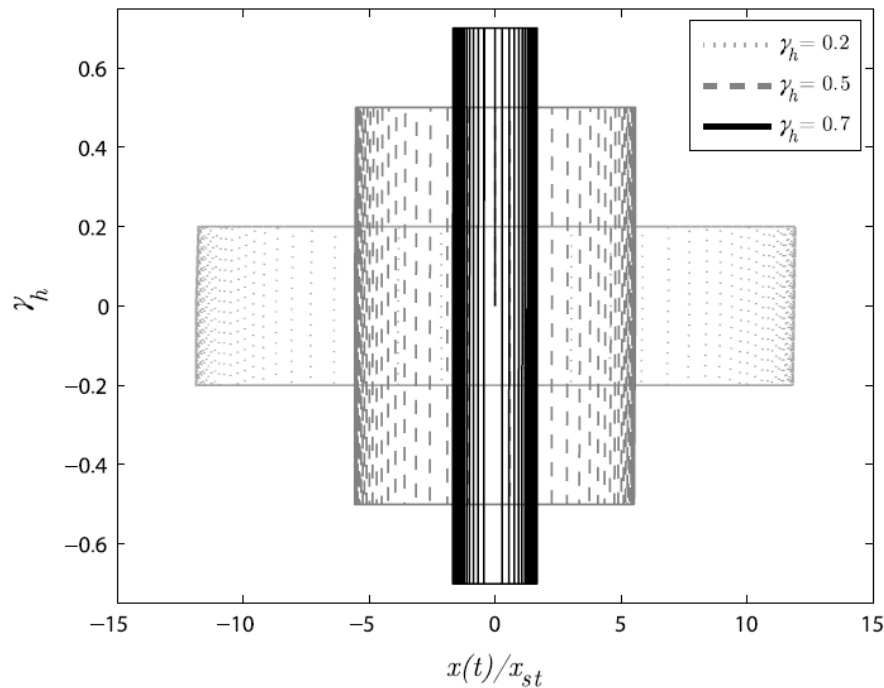
$$\bar{x}_n = \frac{(-1)^n (e^{-n\xi\pi} - 1)}{(e^{-\xi\pi} - 1)} \times \left[(e^{-\xi\pi} + 1)\gamma_h + \frac{(e^{-\xi\pi} - 1)}{2\xi} \right] \quad (2.18)$$

เมื่อแทนสมการที่ 2.18 ลงในสมการที่ 2.17 จะได้การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized โดยไม่ต้องทำการวิเคราะห์หุ้กรอบการเคลื่อนที่ ผู้วิจัยได้ทำการหาผลตอบสนองของโครงสร้างที่มีค่า $m=5102$ kg, $\xi=0.03$ และ $\omega_n=12.57$ rad/s โดยการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h เพื่อแสดงให้เห็นว่าแอมพลิจูดของการตอบสนองในสถานะอยู่ตัวเมื่อเกิดการสั่นพ้องขึ้นอยู่กับค่า γ_h อย่างมาก ดังแสดงในรูปที่ 2.28 จะเห็นว่าเมื่อค่า γ_h เพิ่มมากขึ้น แอมพลิจูดของการตอบสนองจะลดลง แสดงว่า γ_h มีผลต่ออัตราส่วนความหน่วงโดยตรง



รูปที่ 2.28 การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized เมื่อเปลี่ยนแปลงค่า γ_h ในกรณีการสั่นพ้อง

วงรอบฮิสเทอริติกของการสั่นพ้องที่มีการเปลี่ยนแปลงค่า โดยมีเงื่อนไขเริ่มต้นที่ศูนย์ แสดงดังรูปที่ 2.29 ซึ่งแต่ละรอบของวงรอบฮิสเทอริติกจะแสดงถึงการสลายพลังงานของตัวหน่วงเสียดทาน



รูปที่ 2.29 วงรอบฮิสเทอริติกของโครงสร้างที่ทำการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h สำหรับการสั่นแบบฮาร์โมนิค

2.2.1.3 อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าสำหรับการสั่นแบบอิสระ

อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าสามารถหาได้จากการสลายพลังงานของโครงสร้างตั้งแต่เริ่มการเคลื่อนที่จนกระทั่งโครงสร้างหยุดเคลื่อนที่ ซึ่งการสั่นแบบอิสระสามารถประมาณจำนวนรอบที่โครงสร้างหยุดเคลื่อนที่ได้ (N_f) จากสมการที่ 2.14a และ 2.14b ดังนั้นจะสามารถหาการสลายพลังงานของโครงสร้างได้จากสมการที่ 2.19

$$\int_0^{\tau_{N_f+1}} [m\ddot{u} + c\dot{u} + ku + f_d \operatorname{sgn}(\dot{u})] \dot{u} d\tau = 0 \quad (2.19)$$

การสลายพลังงานของตัวหน่วงเสียดทานและตัวหน่วงของโครงสร้าง สามารถหาได้จากสมการที่ 2.20

$$\int_0^{\tau_{N_f+1}} [c\dot{u} + f_d \operatorname{sgn}(\dot{u})] \dot{u} d\tau = \frac{1}{2} k(u_0^2 - u_{N_f}^2) \quad (2.20)$$

โดยที่ u_{N_f} คือ ผลการตอบสนองของครึ่งรอบที่ N_f ซึ่งหาได้จากการแทนค่า N_f ลงในสมการที่ 2.12 แล้วคูณด้วยค่า μ

จากสมการที่ 2.20 สามารถเขียน u_{N_f} ให้อยู่ในรูปของตัวแปรอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่า (ξ_{eq}) ได้ตามสมการที่ 2.21

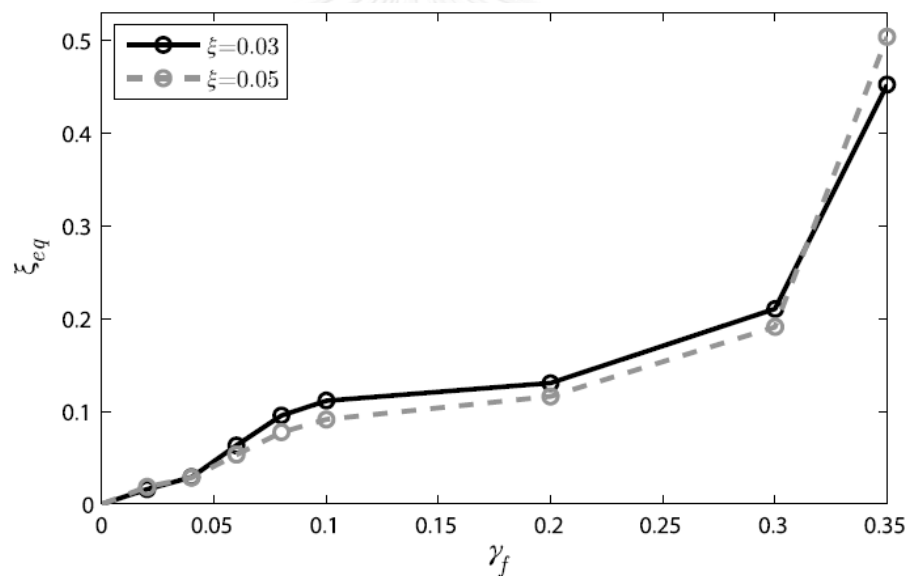
$$\frac{1}{2}ku_0^2(1-e^{-2\pi N_f \xi_{eq}/\sqrt{1-\xi_{eq}^2}}) \approx \frac{1}{2}ku_0^2(1-e^{-2\pi N_f \xi_{eq}}) \quad (2.21)$$

โดยที่ ξ_{eq} เมื่อเทียบกับ 1 มีค่าน้อยมาก

ดังนั้นจะสามารถประมาณอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าได้จากสมการที่ 2.22 โดยการให้พจน์ทางด้านขวาของสมการที่ 2.20 เท่ากับ สมการที่ 2.21

$$\xi_{eq} = -\frac{1}{\pi N_f} \ln(\bar{u}_{N_f}) \quad (2.22)$$

เนื่องจากค่าของ \bar{u}_{N_f} คือ การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized และมีค่าน้อยกว่า 1 เสมอ ขึ้นอยู่กับค่า \bar{u}_{N_f} และ N_f ซึ่งทั้งสองค่ามีผลมาจากอัตราส่วนความหน่วง และ ดังนั้นผู้ทำวิจัย จึงทำการหาอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าด้วยการเปลี่ยนแปลง หลายค่าแสดงในรูปที่ 2.30 จะเห็นว่าค่าของ ξ_{eq} มีผลโดยตรงกับอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่า



รูปที่ 2.30 ค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าเนื่องจากผลการเปลี่ยนแปลง ในการสั่นแบบอิสระ

2.2.1.4 อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าสำหรับการสั่นแบบฮาร์โมนิก

ผลเฉลยแบบปิดของการสั่นพ้องแบบฮาร์โมนิกได้ถูกพิสูจน์ไปแล้วในหัวข้อก่อน โดยผลการตอบสนองของโครงสร้างจะมีลักษณะ คือ จะมีการเพิ่มแอมพลิจูดของการเคลื่อนที่ขึ้นในช่วงการตอบสนองแบบชั่วคราว เนื่องจากพลังงานที่ใส่เข้าไปในโครงสร้างจากแรงภายนอกแบบฮาร์โมนิกที่ทำให้เกิดการสั่นพ้องนั้นมากกว่าการสลายพลังงานของตัวหน่วงเสียดทาน แต่ช่วงการตอบสนองแบบคงตัวพลังงานที่ใส่เข้าไปในโครงสร้างจะเท่ากับพลังงานที่สลายออก

กำหนดให้ N_h คือ จำนวนครั้งที่โครงสร้างมีผลการตอบสนองแบบคงตัว จะสามารถหาการสลายพลังงานได้ตามสมการที่ 2.23

$$\int_{x_{N_h}}^{x_{N_h+2}} [c\dot{x} + f_d \operatorname{sgn}(\dot{x})] dx = 2\pi\xi k x_{N_h}^2 + 4f_d x_{N_h} \quad (2.23)$$

โดยที่ x_{N_h} คือ ผลการตอบสนองเมื่อโครงสร้างเข้าสู่ช่วงผลการตอบสนองแบบคงตัวซึ่งหาได้โดยนำ \bar{x}_{N_h} คูณด้วย x_{st}

จากสมการที่ 2.23 สามารถรวมผลของการสลายพลังงานของโครงสร้างและตัวหน่วงเสียดทานได้เป็นค่าความหน่วงเทียบเท่า c_{eq} ดังนั้นสมการที่ 2.23 สามารถเขียนใหม่ได้เป็นสมการที่ 2.24 คือ

$$\int_{x_{N_h}}^{x_{N_h+2}} c_{eq} \dot{x} dx = \int_{T_{N_h}}^{T_{N_h+2}} c_{eq} \dot{x}^2 dt = 2\pi\xi_{eq} k x_{N_h}^2 \quad (2.24)$$

โดยที่ ξ_{eq} คือ อัตราส่วนความหน่วงที่สัมพันธ์กับ c_{eq}

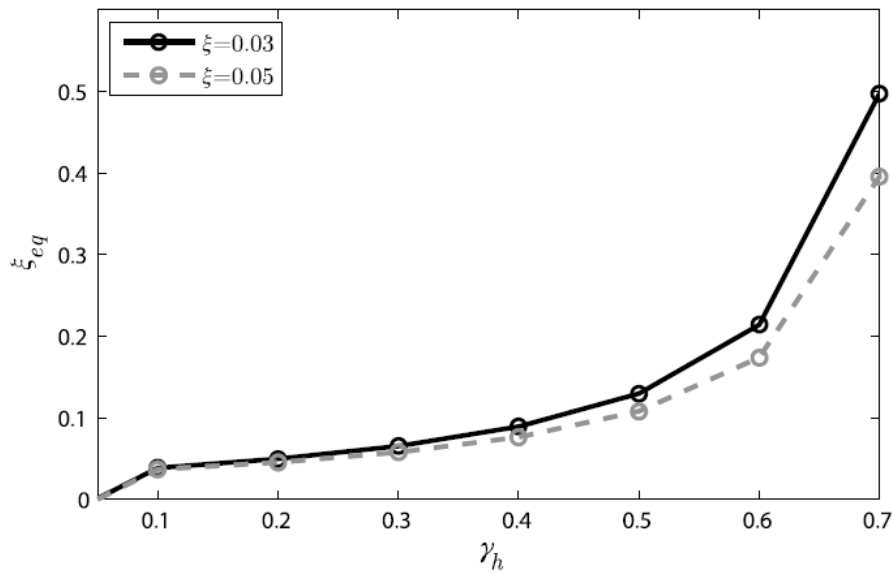
จากสมการที่ 2.23 และ สมการที่ 2.24 จะสามารถหา ξ_{eq} ได้จากสมการที่ 2.25

$$\xi_{eq} = \xi + \frac{2}{\pi} \frac{\gamma_h}{\bar{x}_{N_h}} \quad (2.25)$$

จากสมการที่ 2.25 จะเห็นว่า อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าจะขึ้นกับค่า γ_h และแอมพลิจูดผลการตอบสนองที่ช่วงการตอบสนองแบบคงตัว ตามสมการที่ 2.18 ในบางครั้งค่า N_h อาจจะมีค่ามากเนื่องจากพจน์พจน์ของเอกซ์โพเนนเชียลมีค่าใกล้ศูนย์ ทำให้การประมาณค่าของ ξ_{eq} ต้องใช้สมการที่ 2.26

$$\begin{aligned} \xi_{eq} &= \xi + \frac{2\gamma_h (e^{-\xi\pi} - 1)}{\left[(e^{-\xi\pi} + 1)\gamma_h + \frac{(e^{-\xi\pi} - 1)}{2\xi} \right] (e^{-2N_h\xi\pi} - 1)\pi} \\ &\cong \xi + \frac{2\gamma_h (1 - e^{-\xi\pi})}{\left[(e^{-\xi\pi} + 1)\gamma_h + \frac{(e^{-\xi\pi} - 1)}{2\xi} \right] \pi} \end{aligned} \quad (2.26)$$

จากรูปที่ 2.31 แสดงค่าอัตราส่วนเทียบเท่า ξ_{eq} ที่ได้จากการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h และจะเห็นว่า เมื่อเพิ่มค่า γ_h จะทำให้ค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าเพิ่มขึ้นเช่นกัน



รูปที่ 2.31 อัตราส่วนความหน่วงที่การตอบสนองแบบคงตัวโดยการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h

ผลเฉลยรูปแบบปิดของการสั่นแบบอิสระและการสั่นแบบฮาร์โมนิกที่มีตัวหน่วงเสียดทานถูกทำให้อยู่ในรูปของตัวแปรใหม่ คือ อัตราส่วนแรงเสียดทาน (γ_f, γ_h) และจำนวนรอบของจุดสูงสุดและต่ำสุดของการเคลื่อนที่ งานวิจัยนี้ยังสามารถหาผลการตอบสนองของโครงสร้างในช่วงผลการตอบสนองแบบชั่วคราวและผลการตอบสนองแบบคงตัว โดยหามาจากผลเฉลยรูปแบบปิดในกรณีของการสั่นพ้อง สุดท้ายแล้วจะหาอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าที่อยู่ในรูปของอัตราส่วนแรงเสียดทานสำหรับการสั่นแบบอิสระและการสั่นแบบฮาร์โมนิกได้

2.2.2 การวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างเดิมตามมาตรฐาน ASCE41

ตามมาตรฐาน ASCE41 (2013) การจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนโครงสร้างนั้นสามารถแสดงได้ด้วยความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (F-D relationship) โดยความสัมพันธ์ดังกล่าวเรียกว่า backbone curve ซึ่งจะเป็นการระบุกำลังของโครงสร้างเปรียบเทียบกับ การเสียรูปที่สัมพันธ์กับแรงกระทำดังกล่าว เช่น การเคลื่อนที่หรือการหมุน โดยในเส้นโค้งนี้จะระบุค่าต่างๆในจุดที่สำคัญต่อพฤติกรรมของโครงสร้างเช่น จุดคราก หรือ จุดวิบัติ เป็นต้น

2.2.2.1 กระบวนการวิเคราะห์

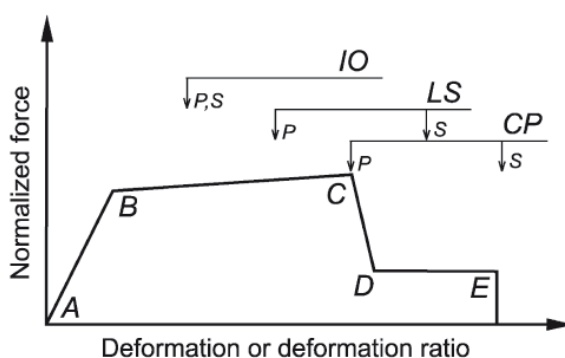
การวิเคราะห์อาคารจะต้องกระทำเพื่อวิเคราะห์หาแรงและการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง (deformation) ที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วน (component) ต่างๆในอาคารอันเนื่องมาจากการสั่นไหวซึ่ง

สอดคล้องกับระดับความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหว (earthquake hazard level) ที่กำหนดไว้ โดยกระบวนการวิเคราะห์จะต้องเลือกใช้จากกระบวนการหนึ่งกระบวนการใดดังต่อไปนี้

1. กระบวนการเชิงเส้น (Linear analysis) ซึ่งได้แก่ กระบวนการสถิตยศาสตร์เชิงเส้น (Linear Static Procedure, LSP) หรือกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamic Procedure, LDP)

2. กระบวนการไร้เชิงเส้น (nonlinear analysis) ซึ่งได้แก่ กระบวนการสถิตยศาสตร์ไร้เชิงเส้น (Nonlinear Static Procedure, NSP), กระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure, NDP)

นอกจากนี้ผลการวิเคราะห์ก็ยังจะต้องมีความสอดคล้องกับหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้ที่มีความเหมาะสม (Applicable acceptance criteria) โดยรูปที่ 2.32 แสดงถึงเส้นโค้งโดยทั่วไประหว่างแรงและการเสียรูป (Generalized force versus deformation curve) ที่ใช้ในมาตรฐานนี้ โดยใช้ในการกำหนดหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้ของชิ้นส่วน (Component acceptance criteria) สำหรับพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยการเสียรูป (Deformation-controlled action)



รูปที่ 2.32 การแสดงหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้สำหรับชิ้นส่วนในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป

โดยที่ P คือ ส่วนประกอบโครงสร้างที่ทำหน้าที่ต้านแรงแผ่นดินไหว (Primary component) และ S คือ ส่วนประกอบโครงสร้างที่ไม่ได้ทำหน้าที่ต้านแรงแผ่นดินไหว (Secondary component)

โมเดลพารามิเตอร์และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้ (modeling parameters and acceptance criteria) ขององค์อาคาร (elements), ชิ้นส่วน (components), ระบบและวัสดุต่างๆ ของโครงสร้างซึ่งไม่ได้มีการกำหนดให้ไว้ในมาตรฐานนี้ ผู้ประเมินสามารถหาค่าดังกล่าว ได้จากการทดลองเพื่อให้ได้มาซึ่งคุณลักษณะการตอบสนองแบบวัฏจักร (cyclic response characteristics) ของชิ้นส่วนต่างๆ โดยใช้หลักเกณฑ์ตามที่ระบุไว้ในหัวข้อนี้

2.2.2.2 หลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้ (Acceptance criteria)

สำหรับชิ้นส่วนที่ถูกวิเคราะห์โดยใช้กระบวนการเชิงเส้น (Linear procedures) และกระบวนการไร้เชิงเส้น (Nonlinear procedures) จะต้องสอดคล้องกับข้อกำหนดที่ระบุอยู่ในหัวข้อนี้ ซึ่งก่อนที่จะทำการเลือกหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้ของชิ้นส่วน (Component acceptance criteria) ชิ้นส่วนดังกล่าวควรจะต้องถูกจำแนกเป็นชิ้นส่วนหลักหรือรองและพฤติกรรมควรจะถูกจำแนกเป็นพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยการเสียรูปหรือพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยแรงดังแสดงในตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.5 รูปแบบที่เป็นไปได้ของพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยการเสียรูปและพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยแรง

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

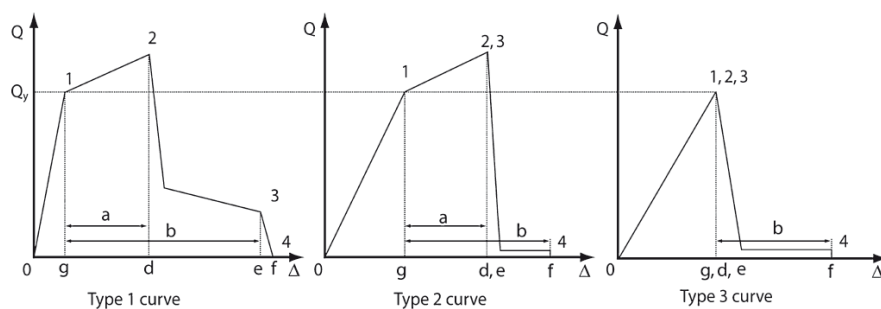
Component	Deformation-Controlled Action	Force-Controlled Action
Moment frames		
• Beams	Moment (M)	Shear (V)
• Columns	—	Axial load (P), V
• Joints	—	V^a
Shear walls	M, V	P
Braced frames		
• Braces	P	—
• Beams	—	P
• Columns	—	P
• Shear link	V	P, M
Connections	P, V, M^b	P, V, M
Diaphragms	M, V^c	P, V,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

^aShear may be a deformation-controlled action in steel moment frame construction.

^bAxial, shear, and moment may be deformation-controlled actions for certain steel and wood connections.

^cIf the diaphragm carries lateral loads from vertical-force-resisting elements above the diaphragm level, then M and V shall be considered force-controlled actions.

การจำแนกประเภทของชิ้นส่วนโครงสร้างว่า เป็นพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยการเสียรูปหรือพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยแรง สามารถพิจารณาได้จากค่าความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้แรงกระทำ โดยพิจารณาว่าชิ้นส่วนโครงสร้างไหนมีความเหนียวได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของโครงสร้างดังรูปที่ 2.33



รูปที่ 2.33 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้าง

กราฟเส้นโค้งที่ 1 ถ้าชั้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมตามกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรง-การเสียรูปนี้มีระยะ $d \geq 2g$ จะถือว่าชั้นส่วนโครงสร้างมีพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยการเสียรูป นอกนั้นจะถือว่าไม่มีพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยแรง

กราฟเส้นโค้งที่ 2 ถ้าชั้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมตามกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรง-การเสียรูปนี้มีระยะ $e \geq 2g$ จะถือว่าชั้นส่วนโครงสร้างมีพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยการเสียรูป นอกนั้นจะถือว่าไม่มีพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยแรง

กราฟเส้นโค้งที่ 3 ถ้าชั้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมตามกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรง-การเสียรูปนี้จะถือว่าชั้นส่วนโครงสร้างมีพฤติกรรมที่ควบคุมด้วยแรง

2.2.2.3 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE41

ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง คือ ค่าที่แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของโครงสร้างในขณะที่ได้รับแรงแผ่นดินไหว และความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ตามมาตรฐาน ASCE41 แบ่งสมรรถนะของโครงสร้างออกเป็น 4 ระดับดังต่อไปนี้

1.ระดับใช้อาคารได้ตามปกติ (Operational) เกิดความเสียหายโดยรวมน้อยมาก โครงสร้างไม่เกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ค้ำค่าง ไม่สูญเสียสติฟเนสและกำลัง อาจเกิดรอยร้าวขนาดเล็กในโครงสร้าง ฝ้าเพดาน ผนังชั่วคราว แต่ระบบที่สำคัญในอาคารทั้งหมดเช่นระบบไฟฟ้า ระบบลิฟต์ ระบบป้องกันไฟไหม้ ยังคงทำงานได้เป็นปกติความเสียหายโดยรวมน้อยมาก

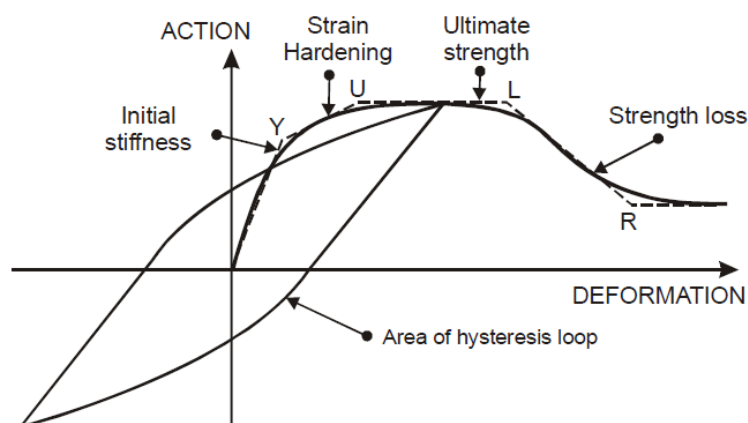
2.ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate occupancy, IO) เกิดความเสียหายโดยรวมน้อย โครงสร้างไม่เกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ค้ำค่าง ไม่สูญเสียสติฟเนสและกำลัง อาจเกิดรอยร้าวขนาดเล็กในโครงสร้าง ฝ้าเพดาน ผนังชั่วคราว ระบบที่สำคัญในอาคารเช่น ระบบไฟฟ้า ระบบลิฟต์ ระบบป้องกันไฟไหม้ อาจหยุดทำงานแต่สามารถเริ่มทำงานใหม่ได้หลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว ความเสียหาย โดยรวมน้อย

3.ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life safety, LS) เกิดความเสียหายโดยรวมระดับปานกลาง โครงสร้างเกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ค้ำค่างเล็กน้อย สูญเสียกำลังและสติฟเนสแต่ยังสามารถรับ น้ำหนักทั้งหมดได้ ต้องทำการซ่อมแซมอาคารก่อนเข้าใช้งานอีกครั้ง

4.ระดับเกิดความเสียหายรุนแรงเกือบพังทลาย (Collapse prevention, CP) เกิดความเสียหายโดยรวมระดับรุนแรง แต่โครงสร้างยังไม่พังทลาย เกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ค้ำค่างมาก เหลือกำลังและสติฟเนสเล็กน้อย ผนังชั่วคราวและกระจกในอาคารอาจเกิดการร่วงหล่น

2.2.2.4 วัฏจักรฮิสเทอริติก (Hysteretic Loop)

พฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร ซึ่งเป็นลักษณะของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้าง ความสัมพันธ์ของแรงและการเปลี่ยนรูปของชิ้นส่วน รวมถึงวัฏจักรฮิสเทอริติกที่เกิดจากแรงกระทำแบบวัฏจักร แสดงดังรูปที่ 2.34



รูปที่ 2.34 ความสัมพันธ์ไม่เชิงเส้นของแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้าง

โดยที่ ตำแหน่ง Y, First yield point คือ จุดที่ชิ้นส่วนเริ่มเกิดการครากทำให้ชิ้นส่วนเริ่มพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก

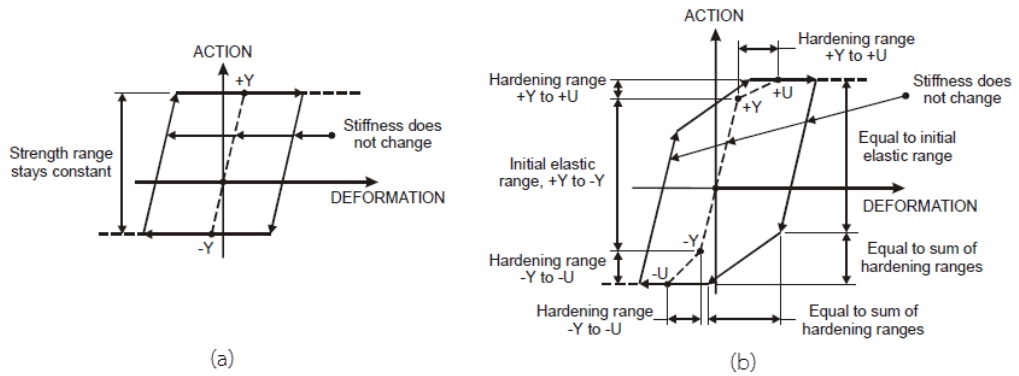
ตำแหน่ง U, Ultimate strength point คือ จุดที่ชิ้นส่วนสามารถรับกำลังได้สูงสุด

ตำแหน่ง L, Ductile limit point คือ จุดที่ชิ้นส่วนเริ่มมีการสูญเสียของกำลัง เมื่อมีการรับแรงมากขึ้น

ตำแหน่ง R, Residual strength point คือ จุดที่แสดงกำลังคงค้างของชิ้นส่วน เมื่อรับกำลังได้ลดลง

สำหรับพื้นที่ใต้กราฟ Hysteretic loop ที่เกิดจากแรงกระทำแบบวัฏจักร แสดงถึงพลังงานที่ถูกสลายไปของชิ้นส่วนโครงสร้าง

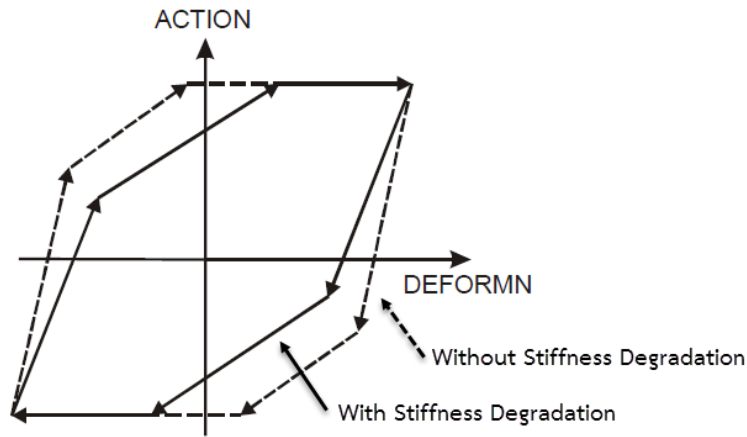
สำหรับชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมที่ปราศจากการเสื่อมถอยของสติเฟเนสหรือพลังงานภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร วัฏจักรฮิสเทอริติก จะถูกแสดงดังรูปที่ 2.35



รูปที่ 2.35 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป

(a) พฤติกรรมแบบ Elastic perfectly plastic แบบไม่มีการเสื่อมถอยของสติฟเนส

(b) พฤติกรรมแบบ Trilinear แบบไม่มีการเสื่อมถอยของสติฟเนส



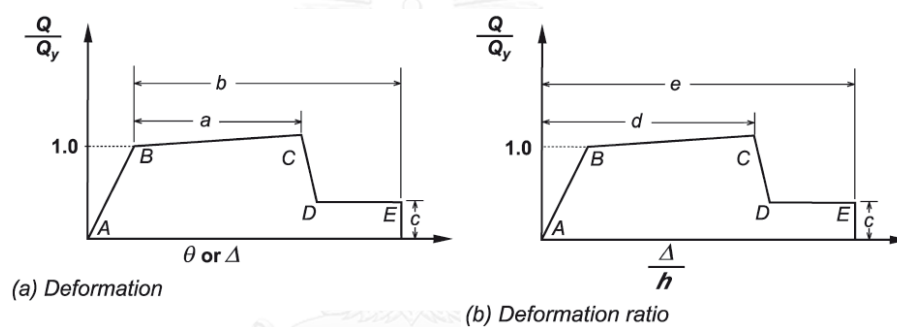
รูปที่ 2.36 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรที่พิจารณาการเสื่อมถอยของสติฟเนส (Stiffness degradation)

จากรูปที่ 2.36 แสดงวัฏจักรฮิสเทอเรซิสจำนวน 2 วัฏจักร ที่คิดผลและไม่คิดผลของการเสื่อมถอยของสติฟเนส ซึ่งการเสื่อมถอยของสติฟเนสจะมีความสามารถในการรับกำลังของชิ้นส่วนน้อยลง อันเป็นผลมาจากคุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนที่เปลี่ยนแปลงไป พฤติกรรมดังกล่าวอาจเกิดจากผลของการแตกร้าวในคอนกรีต หรือเกิดการโก่งเดาะในเหล็กเสริม เป็นต้น เมื่อเปรียบเทียบพื้นที่ใต้กราฟซึ่งแสดงการสลายพลังงานของชิ้นส่วนโครงสร้างพบว่าการคิดผลของการเสื่อมถอยของสติฟเนสจะมีการสลายพลังงานที่น้อยกว่า

2.2.2.5 โครงต้านแรงดัดคอนกรีต

โครงข้อแข็งต้านแรงดัดจะประกอบไปด้วยชิ้นส่วนเบื้องต้น ได้แก่ ชิ้นส่วนแนวนราบ (คานพื้น) ชิ้นส่วนแนวตั้ง (เสา) และจุดเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนแนวนราบและชิ้นส่วนแนวตั้ง โดยชิ้นส่วนเหล่านี้จะถูกออกแบบให้สามารถรับแรงกระทำด้านข้างเพียงลำพัง หรือสามารถรับแรงร่วมกับผนังรับแรงเฉือน (Shear walls) โครงยึดตั้ง (Braced frame) หรือชิ้นส่วนอื่นๆ

สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure, NDP) แต่ละชิ้นส่วนจะถูกจำลองให้มีพฤติกรรมแบบฮิสเทอริติก (Hysteretic behavior) การจำลองพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการเสียรูป (Generalized load-deformation relation) ดังรูปที่ 2.37 ถูกนำมาวิเคราะห์ โดยการลดแรงและเพิ่มแรง จะแสดงถึงความเสื่อมถอยของสติฟเนสและกำลังของโครงสร้าง



รูปที่ 2.37 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการเสียรูป

จากรูปที่ 2.37 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการเสียรูป (Generalized load-deformation relation) จะมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นจาก จุด A (Unloaded component) ถึงจุด B ซึ่งเป็นตำแหน่งที่เกิดการคราก หลังจากนั้นที่จุด B ถึง จุด C ชิ้นส่วนจะมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นโดยที่ค่าสติฟเนสลดลง เหลือประมาณ 0-10% ของสติฟเนสเริ่มต้น เนื่องจากเกิด Strain hardening ของเหล็กเสริมในคอนกรีตและความต้านทานแรงด้านข้างจะลดลงอย่างฉับพลันเมื่อถึงจุด D หลังจากนั้นการตอบสนองที่ความต้านทานต่ำลงจะคงที่ถึงจุด E

สำหรับคานและเสา การเสียรูปของชิ้นส่วนตามรูปที่ 2.37 เป็นการเสียรูปของการหมุนของคอร์ต หรือการหมุนของจุดหมุนพลาสติก สำหรับรอยต่อของระบบคาน-เสา การเสียรูป คือ ความเครียดจากแรงเฉือน โดยค่าที่ตำแหน่ง B, C และ D เป็นค่าที่ได้จากการทดลองหรือการวิเคราะห์ โดยคิดผลจากแรงดัด, แรงตามแนวแกน และแรงเฉือนเข้าด้วยกัน โดยสามารถหาค่าพารามิเตอร์นี้ได้จากตารางที่ 2.6 ถึงตารางที่ 2.8

ตารางที่ 2.6 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง
คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

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. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
ρ_{bal}								
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_p) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

ตารางที่ 2.7 การแบ่งประเภทของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับการวิเคราะห์ที่ไม่เชิงเส้น ตามผลของแรงเฉือน และรายละเอียดของเหล็กเสริมตามขวาง

Table 10-11. Transverse Reinforcement Details: Condition to Be Used for Columns in Table 10-8

Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i ^a	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

^aTo qualify for condition i, a column should have $A_s/b_w s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

ตารางที่ 2.8 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างเสา
คอนกรีตเสริมเหล็กที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13

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								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 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								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 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 ^c								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 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

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

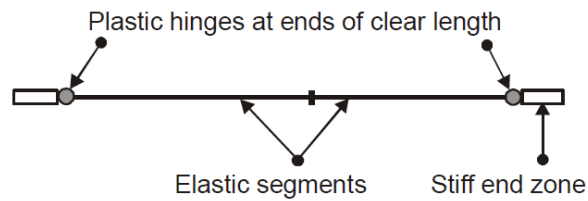
^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

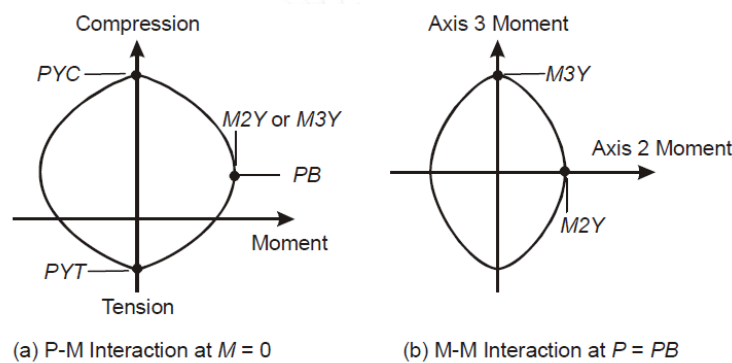
2.2.2.6 แบบจำลองคานและเสา

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการสร้างแบบจำลองโครงสร้างคานและเสาภายใต้แรงกระทำด้านข้างที่มีพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น ดังรูปที่ 2.38 โดยกำหนดปลายคานและเสา ซึ่งเป็นบริเวณที่เกิดโมเมนต์สูงกว่าบริเวณอื่นๆ จำลองให้เกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ขึ้น โดยตำแหน่งอื่นๆยังคงเป็นคุณสมบัติแบบอิลาสติก โดยที่จุดเชื่อมต่อระหว่างคานและเสา ซึ่งวัดจากจุดกึ่งกลางของคานมายังปลายเสาจำลองให้มีพฤติกรรมแบบอิลาสติก และมีค่าสตีเฟนสูง



รูปที่ 2.38 แบบจำลองพฤติกรรมของเสาแบบไร้เชิงเส้นของชิ้นส่วนคานและเสา

จุดต่อของการหมุนแบบพลาสติกของเสา จะคิดผลทั้งแรงในแนวแกนและแรงดัด ในแกนอ่อน จาก 2ทิศทาง (P-M-M hinge) เมื่อจุดต่อการหมุนคราก จะเกิดการเปลี่ยนรูปทั้งการยืดหดในแนวแกนและการหมุน กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์การดัด ดังรูปที่ 2.39

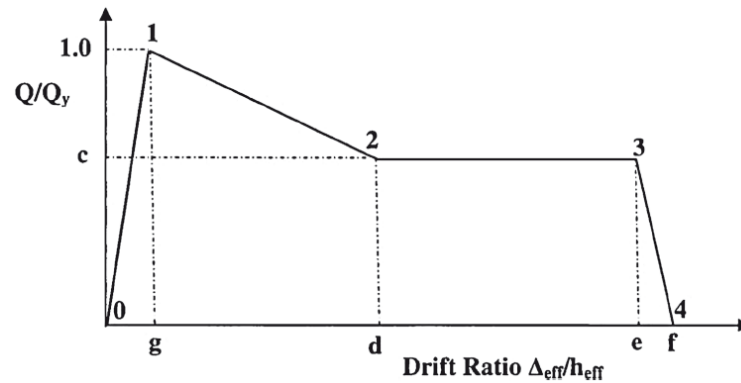


รูปที่ 2.39 แผนภาพ P-M-M สำหรับหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

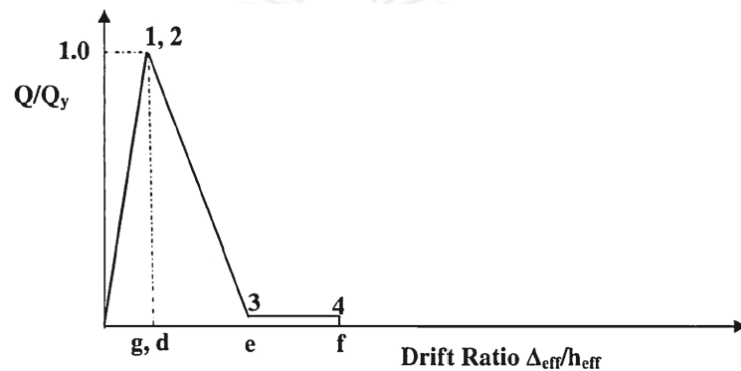
2.2.3 การจำลองกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

2.2.3.1 การจำลองสติฟเนสของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

การจำลองค่าสติฟเนสของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานนั้นจะใช้ตามการจำลองสติฟเนสของผนังก่อตามมาตรฐาน ASCE41 (2013) พฤติกรรมของผนังอิฐก่อที่รับแรงในระนาบนั้นอาจจำแนกได้เป็น 2 ประเภทคือพฤติกรรมที่ถูกรักษาควบคุมโดยการเสียรูป (Displacement-Control) และ พฤติกรรมที่ถูกรักษาควบคุมโดยแรง (Force-Control) ดังแสดงในรูปที่ 2.40 และรูปที่ 2.41 โดยพฤติกรรมที่ควบคุมโดยการเสียรูปจะมีการวิบัติแบบ rocking และ bed joint sliding บริเวณจุดต่อด้านบนและด้านล่างของผนัง พฤติกรรมที่ควบคุมโดยแรงจะมีการวิบัติแบบ toe crushing บริเวณด้านบนและล่างของผนัง diagonal tension ซึ่งทำให้เกิดรอยแตกในแนวทแยงของผนัง และการวิบัติเนื่องจากแรงอัดตามแนวตั้ง (Vertical compression)



รูปที่ 2.40 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของผนังอิฐที่มีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป (Displacement-Control)



รูปที่ 2.41 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของผนังอิฐที่มีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง (Force-Controlled)

ในการศึกษานี้จะจำลองสติฟเนสของกำแพงที่รับแรงแผ่นดินไหวในแนวราบตามการเสียรูปเนื่องจากแรงดัดและแรง ซึ่งจะทำให้การจำลองสติฟเนสสำหรับกำแพง โดยสามารถจำลองค่าสติฟเนส k ดังแสดงในสมการที่ 2.27

$$k = \frac{1}{\frac{h_{eff}^3}{3E_m I_g} + \frac{h_{eff}}{A_v G_m}} \quad (2.27)$$

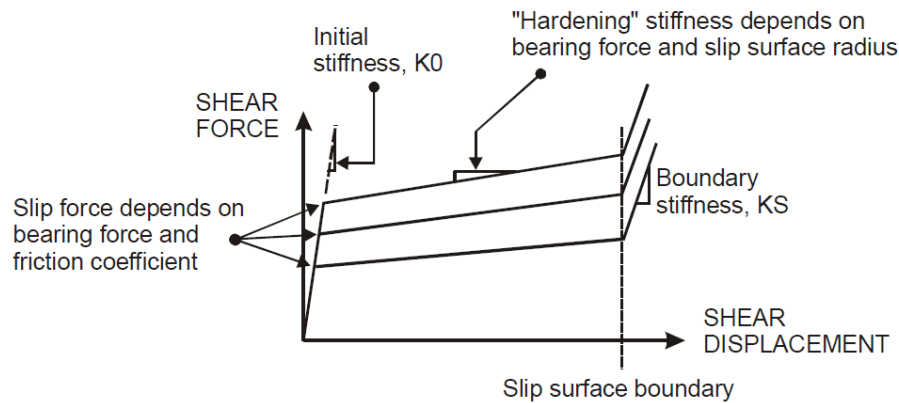
โดยที่ h_{eff} = ความสูงของกำแพง
 A_v = พื้นที่รับแรงเฉือน
 I_g = โมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของกำแพง
 โดยพิจารณาให้หน้าตัดยังไม่เกิดการแตกร้าว

E_m = โมดูลัสความยืดหยุ่นของกำแพง

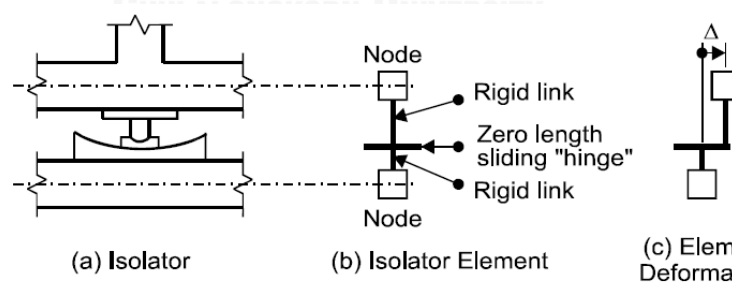
G_m = โมดูลัสเฉือนของกำแพง

2.2.3.2 แบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

ในการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานนั้นจะใช้ชิ้นส่วน Isolator ประเภท Friction pendulum ชิ้นส่วนดังกล่าวจะมีพฤติกรรมเหมือนสปริงรับแรงเฉือนในแนวราบ สำหรับการรับแรงในแนวตั้งชิ้นส่วนนี้จะมีสติเฟนส์ในการรับแรงอัดในแนวตั้งสูงมาก แต่จะไม่มีพฤติกรรมในการรับแรงดึงในแนวตั้งโดยหากเกิดการยกตัวของโครงสร้าง ชิ้นโปรแกรม Perform-3D จะพิจารณาให้ไม่มีแรงเสียดทานในชิ้นส่วนดังกล่าว โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของ Friction pendulum แสดงได้ดังรูปที่ 2.42



รูปที่ 2.42 พฤติกรรมของ Friction-Pendulum Isolator



รูปที่ 2.43 ชิ้นส่วน Friction-Pendulum

พฤติกรรมในการรับแรงเฉือนของ Friction pendulum มีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

1) ก่อนที่ชิ้นส่วนจะเกิดการเลื่อนไถลจะมีค่าสติเฟเนสเริ่มต้นเท่ากับ K_0 ซึ่งค่าของสติเฟเนสไม่ควรมากเกินไปจนเกินความเป็นจริง เนื่องจากในความเป็นจริงชิ้นส่วนสามารถเสียรูปได้ก่อนเกิดการเลื่อนไถล

2) แรงเลื่อนไถลขึ้นอยู่กับแรงกดแบกทานและสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน ดังนั้นถ้าเกิดการยกตัวของโครงสร้างขึ้น โปรแกรมจะพิจารณาให้แรงเสียดทานเป็นศูนย์

3) ค่า Hardening stiffness มีค่าเท่ากับแรงกดแบกทานขณะนั้นหารด้วยรัศมีความโค้งของผิวไถล

4) เนื่องจากสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของวัสดุนั้นขึ้นกับอัตราการเลื่อนไถล ดังนั้นโปรแกรมจึงสามารถกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเลื่อนไถลและสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานได้ โดยให้ความสัมพันธ์เป็นแบบ Multi-linear

5) ถ้าการเคลื่อนตัวของชิ้นส่วนมากกว่าขอบเขตการเลื่อนไถล (ระยะ DS) สติเฟเนสจะถูกเพิ่มขึ้นเป็น KS โดยเป็นการพิจารณาผลของสติเฟเนสที่ขอบเพิ่มเข้าไป

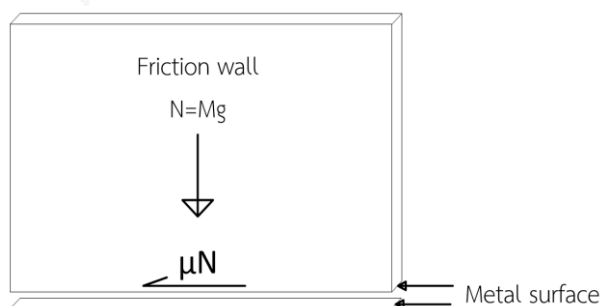
6) Friction-Pendulum isolator นอกจากจะเคลื่อนที่ในแนวราบแล้วยังสามารถเคลื่อนที่ในแนวตั้งได้เนื่องจากแนวการไถลเป็นเส้นโค้ง แต่ในการศึกษานี้การเคลื่อนที่ในแนวตั้งจะไม่ถูกพิจารณา จะพิจารณาเฉพาะผลของการเคลื่อนที่ในแนวราบด้วยการพิจารณาผลของ $P-\Delta$ เท่านั้น

บทที่ 3

พฤติกรรมของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานต่อการสั่นแบบฮาร์โมนิก

กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานอาศัยการสลายพลังงานโดยใช้แรงเสียดทานระหว่างพื้นผิวของวัสดุโลหะเพื่อสลายพลังงาน โดยออกแบบให้กำแพงไม่มีการเลื่อนตัวเมื่อรับแรงด้านข้างอื่นๆเช่นแรงลม แต่จะทำงานเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวกระทำสูงกว่าค่าแรงเสียดทานที่กำหนดไว้เพื่อให้รอยต่อเกิดการเลื่อนตัวและมีการสลายพลังงานออกมาในรูปของเสียงและความร้อนจากการเสียดสี พฤติกรรมการสลายพลังงานโดยอาศัยแรงเสียดทานนั้นจะมีรูปแบบของวงรอบฮิสเทอริติกเป็นรูปสี่เหลี่ยมคล้ายกับพฤติกรรมแบบอีลาสโตพลาสติก โดยพฤติกรรมในการสลายพลังงานจะไม่ขึ้นกับความเร็ว แต่จะแปรผันตามแรงและทิศทางการเคลื่อนที่ของกำแพง

กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานถูกออกแบบบนพื้นฐานของหลักเสียดทาน โดยอาศัยการออกแบบค่าแรงเสียดทาน โดยอาศัยแรงกดจากน้ำหนักของตัวกำแพงที่กดลงบนแผ่นโลหะเสียดทานซึ่งมีสัมประสิทธิ์การเสียดทาน (Friction coefficient, μ) ที่เหมาะสมเพื่อทำหน้าที่สลายพลังงานของอาคารเมื่อมีการเคลื่อนที่จากแผ่นดินไหวตามรูปที่ 3.1 โดยในงานวิจัยนี้จะสมมุติให้ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่างพื้นผิวโลหะมีค่าเท่ากับ 0.42 และน้ำหนักของตัวกำแพงจะเป็นตัวแปรที่ทำการแปรค่าในงานวิจัยขึ้นนี้โดยหน่วยน้ำหนักต่ำสุดที่ศึกษาอยู่ที่ 500 กก./ลบ.ม. ซึ่งใกล้เคียงกับหน่วยน้ำหนักของอิฐมวลเบา และค่าหน่วยน้ำหนักสูงสุดที่ทำการศึกษาอยู่ที่ 2500 กก./ลบ.ม. ซึ่งใกล้เคียงกับหน่วยน้ำหนักของคอนกรีต



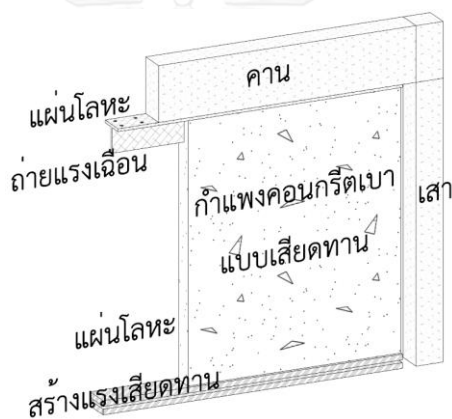
รูปที่ 3.1 กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

มีการเว้นช่องว่างบริเวณโดยรอบกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานเป็นระยะ 10 เซนติเมตรดังแสดงในรูปที่ 3.2 เพื่อควบคุมรูปแบบการวิบัติของกำแพงให้เป็นไปตามที่ออกแบบไว้ โดยควบคุมให้การวิบัติเป็นแบบการเลื่อนแบบเฉือนที่บริเวณผิวโลหะบริเวณฐานของกำแพงที่ติดตั้งไว้



รูปที่ 3.2 รายละเอียดของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

รอยต่อระหว่างคานด้านบนของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานจะเชื่อมต่อกันด้วยแผ่นโลหะดังแสดงในรูปที่ 3.3 เพื่อถ่ายเทแรงเฉือนระหว่างโครงสร้างโดยสมมุติให้การถ่ายเทแรงระหว่างจุดเชื่อมต่อนี้จะถ่ายเทเฉพาะแรงเฉือนเท่านั้น

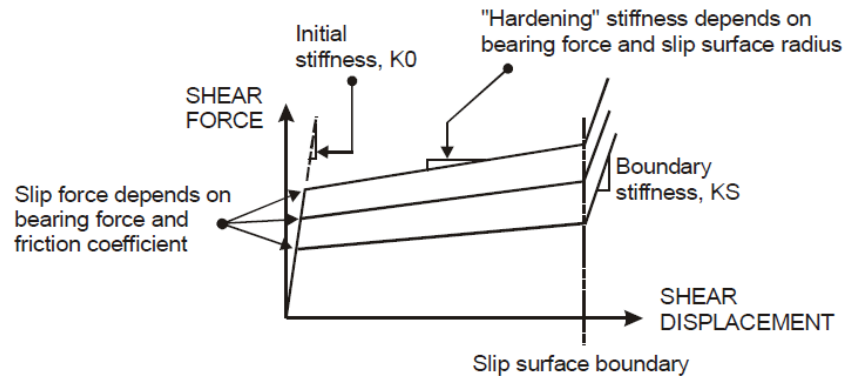


รูปที่ 3.3 ชิ้นส่วนภายในกำแพงสลายพลังงานแบบเสียดทาน

3.1 แบบจำลองกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานใช้ชิ้นส่วน Isolator element ประเภทลูกตุ้มเสียดทาน (Friction pendulum) ของโปรแกรม Perform3D ในการสร้างแบบจำลอง ซึ่งมีพฤติกรรมการรับแรงเฉือนตามรูปที่ 3.4 ดังนี้

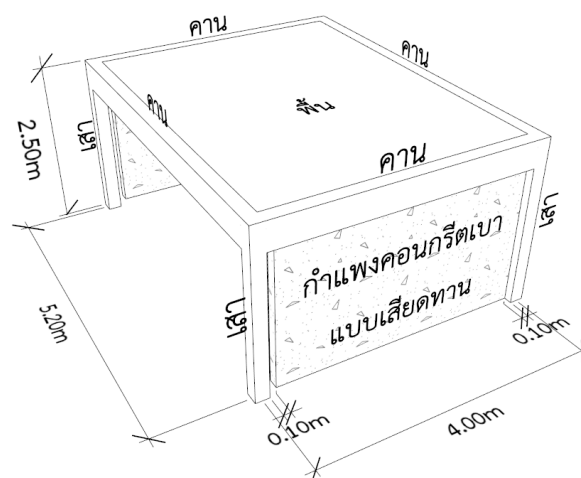
1. ค่าสติเฟนสของชิ้นส่วนก่อนไถลจะมีค่าเท่ากับ K_0
2. ค่าแรงไถล (Slip load) จะขึ้นอยู่กับน้ำหนักตัวกำแพงที่เป็นแรงกดและค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน โดยในการศึกษานี้จะสมมุติค่าเท่ากับ 0.42
3. ถ้าการเคลื่อนตัวมากกว่าระยะขอบเขตพื้นผิวไถล สติเฟนสจะเพิ่มขึ้นเท่ากับ K_S โดยในงานวิจัยนี้จะไม่พิจารณาผลของการเพิ่มสติเฟนสดังกล่าว



รูปที่ 3.4 พฤติกรรมของ Friction-Pendulum Isolator

3.2 ผลการตอบสนองต่อการสั่นแบบฮาร์โมนิก

ทำการศึกษเปรียบเทียบพฤติกรรมของโครงสร้างอาคาร 1 ชั้นที่มีหนึ่งองศาอิสระโดยเปรียบเทียบระหว่างผลการตอบสนองจากงานวิจัยของ Seong และคณะ (2012) และการจำลองคุณสมบัติของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานด้วยชิ้นส่วนประเภทลูกตุ้มเสียดทาน (Friction pendulum) ในโปรแกรม Perform3D โดยทำการศึกษาผลตอบสนองของอาคารตัวอย่าง 1 ชั้น ในรูปที่ 3.5 โดยอาคารมีความกว้าง 5.20 เมตร ยาว 4.00 เมตร สูง 2.80 เมตร กำแพงอัดประลัยของคอนกรีต เท่ากับ 280 กก./ตร.ซม. พื้นคอนกรีตหน้า 0.15 เมตร เสามีขนาด 0.20x0.20 เมตร เสริมเหล็ก 4 DB16 และเหล็กปลอก RB9@0.20 คานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 0.20x0.40 เมตร เสริมเหล็ก 3DB16 ทั้งด้านบนและด้านล่างตลอดความยาวคาน โดยมีเหล็กปลอกขนาด RB9@0.15 กำหนดให้กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีความหนา 0.10 เมตร โดยมีแผ่นโลหะที่ทำหน้าที่เป็นตัวหน่วงเสียดทานอยู่ฐานของกำแพง สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของแผ่นโลหะมีค่าเท่ากับ 0.42

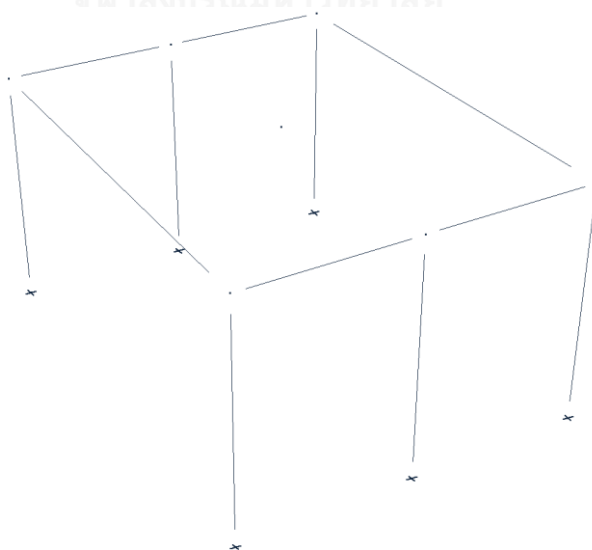


รูปที่ 3.5 อาคารตัวอย่าง 1 ชั้น

3.2.1 การหาผลตอบสนองของอาคารตัวอย่าง 1 ชั้น

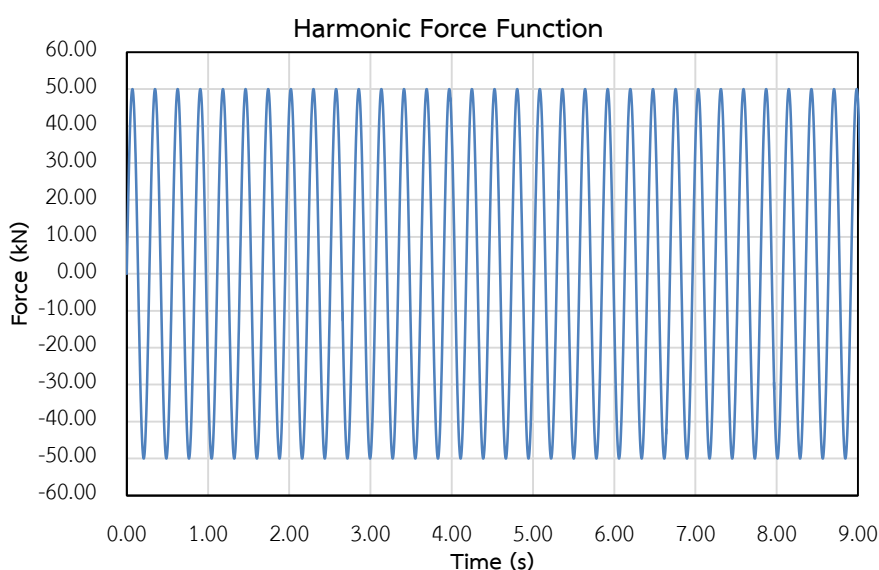
การจำลองพฤติกรรมของอาคารตัวอย่างในโปรแกรม Perform3D ทำการจำลองโครงสร้างโดยประกอบไปด้วยชิ้นส่วนเสา, คาน และกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานโดยกำหนดค่าตัวแปรต่างๆดังต่อไปนี้

1. โครงสร้างมีหนึ่งองศาอิสระโดยทำการรวมมวลของโครงสร้างทั้งหมดไว้ที่จุดศูนย์กลางมวลของแผ่นพื้น โดยกำหนดให้โครงสร้างทั้งหมดมีมวลเท่ากับ 159.42 kN
2. เสาและคานของโครงสร้างกำหนดให้เป็นชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาดหน้าตัดตามจริงโดยกำหนดให้มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น, E เท่ากับ 2.503×10^7 kN/m² ค่าอัตราส่วนปัวซอง, ν เท่ากับ 0.2 และค่าโมดูลัสแรงเฉือน, G เท่ากับ 1.043×10^7 kN/m² ในชิ้นส่วนเสาและคานจะไม่มีผลการพิจารณาผลของพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วน
3. กำหนดให้ค่าอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง, ξ เท่ากับ 3%
4. กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานใช้ชิ้นส่วนประเภทลูกตุ้มเสียดทานโดยกำหนดให้ค่าสติเฟนเสริมต้น, K_0 เท่ากับ 8.986×10^5 kN/m² น้ำหนักของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานเท่ากับ 20.341 kN ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานเท่ากับ 0.42 จากค่าดังกล่าวจะได้ค่าแรงเสียดทานเท่ากับ 8.513 kN



รูปที่ 3.6 แบบจำลองอาคารตัวอย่างในโปรแกรม Perform3D

จากการวิเคราะห์หาผลตอบสนองด้วยโปรแกรม Perform3D จะได้ความถี่ของอาคารในทิศทางของกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทาน, ω_n เท่ากับ 22.55 rad/s ซึ่งจะใช้ความถี่ดังกล่าวในการหาผลตอบสนองของอาคารภายใต้การสั่นแบบฮาร์โมนิก ในกรณีที่คลื่นมีความถี่สัมพันธ์กับความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างโดยกำหนดให้ขนาดของคลื่นมีค่าสูงสุดเท่ากับ 50kN โดยมีแรงฮาร์โมนิกดังแสดงในรูปที่ 3.7



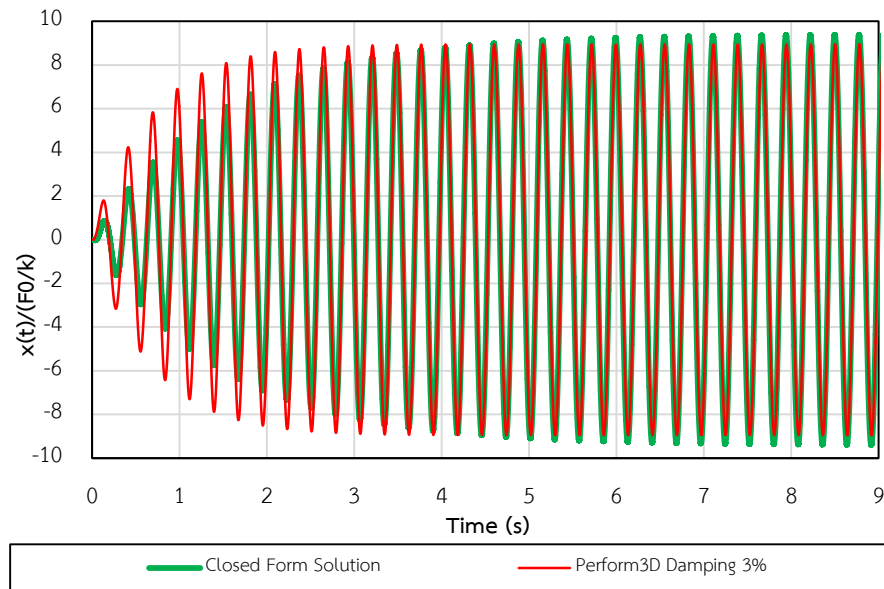
รูปที่ 3.7 แรงฮาร์โมนิกที่กระทำกับอาคารตัวอย่าง

จากนั้นทำการหาผลตอบสนองจากผลเฉลยตามงานวิจัยของ Seong และคณะ (2012) โดยพิจารณาผลตอบสนองของโครงสร้างที่มีความถี่, ω_n เท่ากับ 22.55 rad/s ค่าอัตราส่วนความหน่วง, ξ เท่ากับ 3% ค่าอัตราส่วนแรงเสียดทาน γ_h เท่ากับ 0.3417 โดยหาผลการตอบสนองในรูปมาตรฐานของการเคลื่อนที่ของโครงสร้างเพื่อทำการเปรียบเทียบกับผลการตอบสนองจากโปรแกรม Perform3D

3.2.2 การเปรียบเทียบผลตอบสนองของอาคารตัวอย่าง 1 ชั้น

จากการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่ $\bar{x}(t)$ จากผลเฉลยรูปแบบปิดและค่าการเคลื่อนที่ในรูปมาตรฐานของอาคารตัวอย่างจากโปรแกรม Perform3D สามารถแสดงได้ในรูปที่ 3.8 โดยพบว่าค่าการเคลื่อนที่ในรูปมาตรฐานของอาคารในช่วงสถานะอยู่ตัว (Steady response) จากการวิเคราะห์ผลเฉลยรูปแบบปิดได้ค่าเท่ากับ 9.41 และจากโปรแกรม Perform3D ได้ค่าเท่ากับ 9.03 โดยแตกต่างกันอยู่ 4.04% แต่ว่าผลการตอบสนองในช่วงการตอบสนองชั่วคราว (Transient response) ค่าที่ได้จากโปรแกรม Perform3D จะให้ค่าผลการตอบสนองที่มากกว่าเนื่องจาก

โปรแกรม Perform3D คัดการสลายพลังงานจากค่าอัตราส่วนความหน่วงที่ใส่เข้าไปและการสลายพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในโครงสร้างด้วย ซึ่งในอาคารตัวอย่างจะมีแต่ผลของการสลายพลังงานจากกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานเท่านั้นที่เพิ่มเข้ามา



รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลาของผลเฉลยและ Perform3D (Damping ratio 3%)

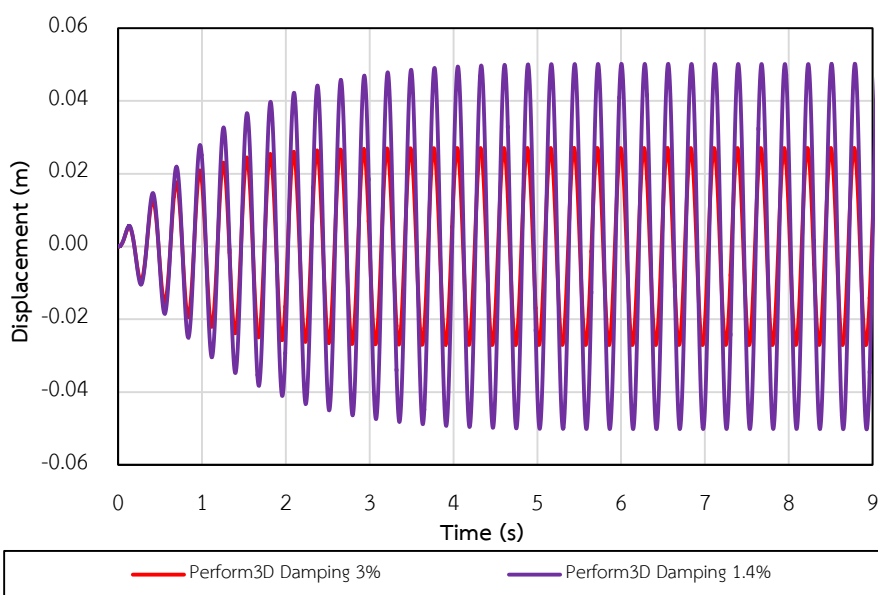
เนื่องจากการสลายพลังงานมีผลมาจากสองส่วนคือผลจากค่าอัตราส่วนความหน่วงและผลจากตัวหน่วงเสียดทาน จึงทำการหาค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่า, ξ_{eq} ซึ่งรวมผลจากการสลายพลังงานทั้งสองส่วนแล้ว โดยกำหนดให้ค่า ξ_{eq} เท่ากับ 0.03 แล้วทำการหาค่า ξ เพื่อปรับแก้ค่าอัตราส่วนความหน่วงในโปรแกรม Perform3D โดยสมการในการปรับแก้ค่าอัตราส่วนความหน่วงจากงานวิจัยของ Seong และคณะ (2012) สามารถแสดงได้ตามสมการที่ 3.1

$$\xi_{eq} \cong \xi + \frac{2\gamma_h(1-e^{-\xi\pi})}{\left[(e^{-\xi\pi} + 1)\gamma_h + \frac{(e^{-\xi\pi} - 1)}{2\xi} \right] \pi} \quad (3.1)$$

สามารถหาค่า ξ เพื่อทำการปรับแก้ค่าในโปรแกรม Perform3D ได้เท่ากับ 0.014 โดยผลตอบสนองของอาคารเปรียบเทียบกรณีค่าอัตราส่วนความหน่วง 3% และ 1.4% ได้ตามรูปที่ 3.9 โดยพบว่าค่าการเคลื่อนที่ของอาคารตัวอย่างที่มีค่าอัตราส่วนความหน่วงต่ำกว่าจะมีค่ามากกว่า ซึ่งสอดคล้องกับผลเฉลยของการตอบสนองของอาคารในช่วงสถานะอยู่ตัว (Steady state response) ดังสมการที่ 3.2 แสดงให้เห็นว่าในกรณีที่โครงสร้างเกิดการสั่นพ้องจะได้

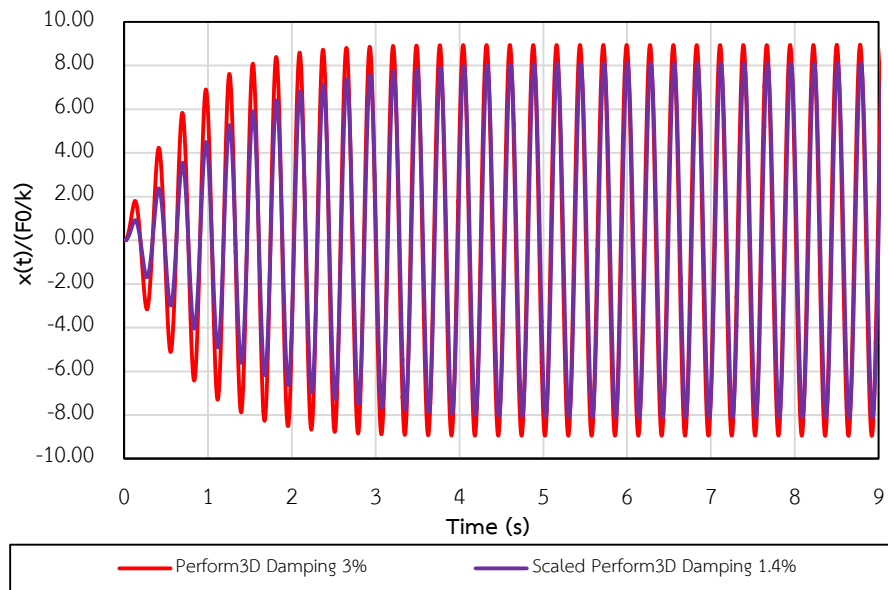
ความสัมพันธ์ของค่า $\beta = \Omega/\omega = 1$ ซึ่งสามารถแสดงได้ว่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างแปรผกผันกับค่าอัตราส่วนความหน่วง

$$\begin{aligned} x(t) &= \frac{F_0}{k} \frac{1}{\sqrt{[1-\beta^2]^2 + [2\xi\beta]^2}} \sin(\Omega t - \phi_p) \\ &= \frac{F_0}{k} \frac{1}{2\xi} \sin(\Omega t - \phi_p) \\ &\propto \frac{1}{\xi} \end{aligned} \quad (3.2)$$

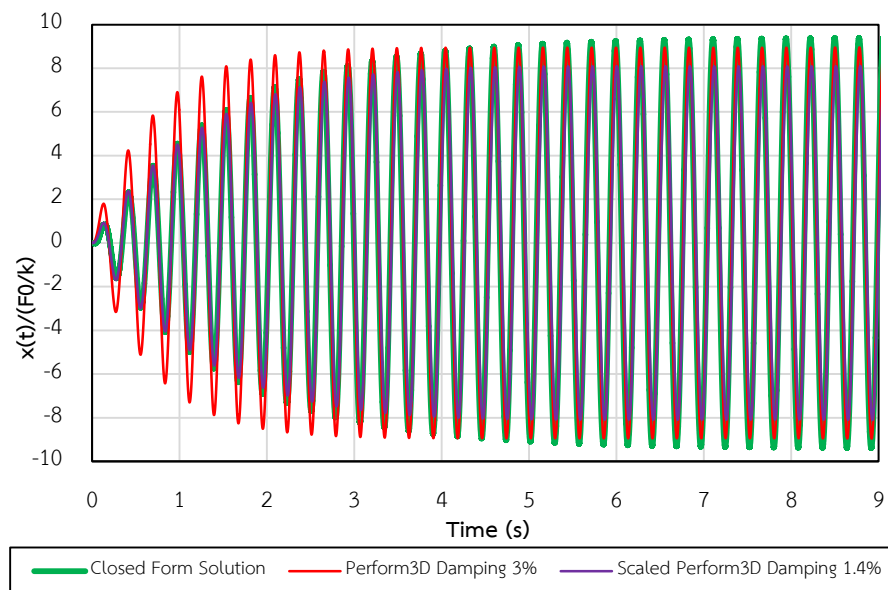


รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลาของ Perform3D (Damping 1.4%, 3%)

ทำการคูณปรับแก้ค่าการเคลื่อนที่ข้างต้นด้วยค่า ξ_2/ξ_1 เพื่อทำการปรับลดค่าการเคลื่อนที่ในกรณี $\xi = 1.4\%$ ลงมาเพื่อให้ใกล้เคียงกับกรณี $\xi = 3\%$ ดังรูปที่ 3.10 จากนั้นทำการเปรียบเทียบกับผลเฉลยสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 3.11 จากกราฟแสดงให้เห็นผลตอบสนองในช่วงการตอบสนองชั่วคราว (Transient response) ที่ใกล้เคียงกับผลเฉลยรูปแบบปิดมากขึ้น พบว่าค่าการตอบสนองในช่วงสถานะอยู่ตัว (Steady state response) มีค่า 8.15 โดยมีค่าน้อยกว่าผลตอบสนองรูปมาตรฐานจากผลเฉลยรูปแบบปิดอยู่ 13.39% โดยรูปที่ 3.11 แสดงการเปรียบเทียบผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างจากผลเฉลยรูปแบบปิด โปรแกรม Perform3D ในกรณีค่าอัตราส่วนความหน่วง 3% แล้วค่าอัตราส่วนความหน่วง 1.4% ที่ปรับแก้ค่าแล้ว โดยแนวทางในการปรับแก้ค่าอัตราส่วนความหน่วงนี้จะใช้ในการศึกษาอาคารตัวอย่าง 4 ชั้นต่อไป

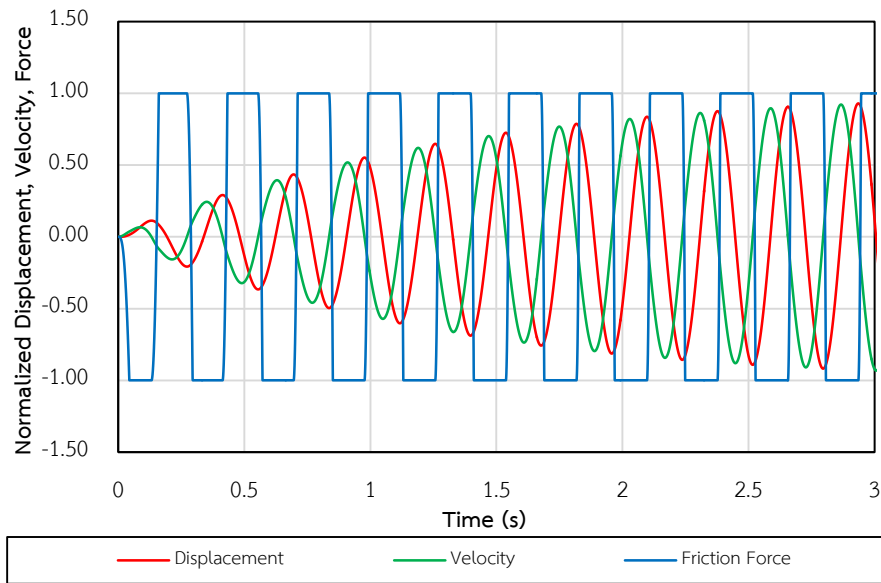


รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลาของผลเฉลยและ Perform3D
(Damping ratio 1.4%)



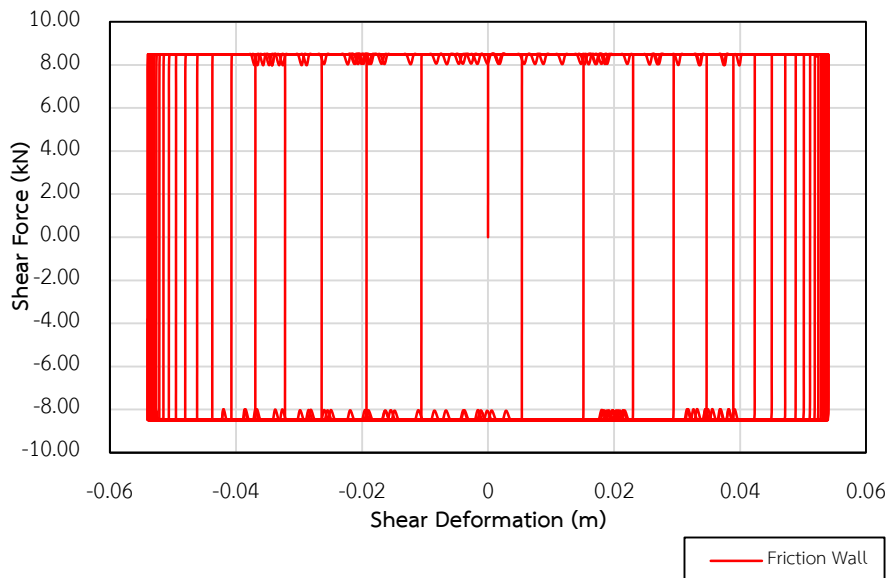
รูปที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลาของผลเฉลย และ Perform3D
(Damping ratio 1.4%, 3%)

ความสัมพันธ์ในช่วงเวลาต่างๆของการเคลื่อนที่, ความเร็ว และแรงเฉื่อยในกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานสามารถแสดงได้ในรูปที่ 3.12 จากรูปแสดงให้เห็นว่าค่าแรงเสียดทานมีทิศทางของแรงตรงข้ามกับความเร็วโดยจุดที่ความเร็วมีค่าสูงสุดแรงเสียดทานก็จะมีค่าสูงสุดตามไปด้วยแต่อยู่ในทิศทางตรงกันข้าม ความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่กับความเร็วนั้นพบว่าเมื่อค่าการเคลื่อนที่มีค่าสูงสุดความเร็วของโครงสร้างจะมีค่าเป็นศูนย์



รูปที่ 3.12 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่, ความเร็ว, แรงเสียดทาน กับ เวลาจากโปรแกรม Perform3D

ค่าแรงเฉือนในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถอ่านค่าได้สูงสุดอยู่ที่ 8.492 kN โดยแตกต่างจากค่าที่ป้อนให้โปรแกรมที่ 8.543 kN อยู่ 0.59% โดยสามารถแสดงความสัมพันธ์ของแรงเฉือนและการเสียรูปในรูปแบบของวงรอบฮิสเทอริติกได้ดังรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

บทที่ 4

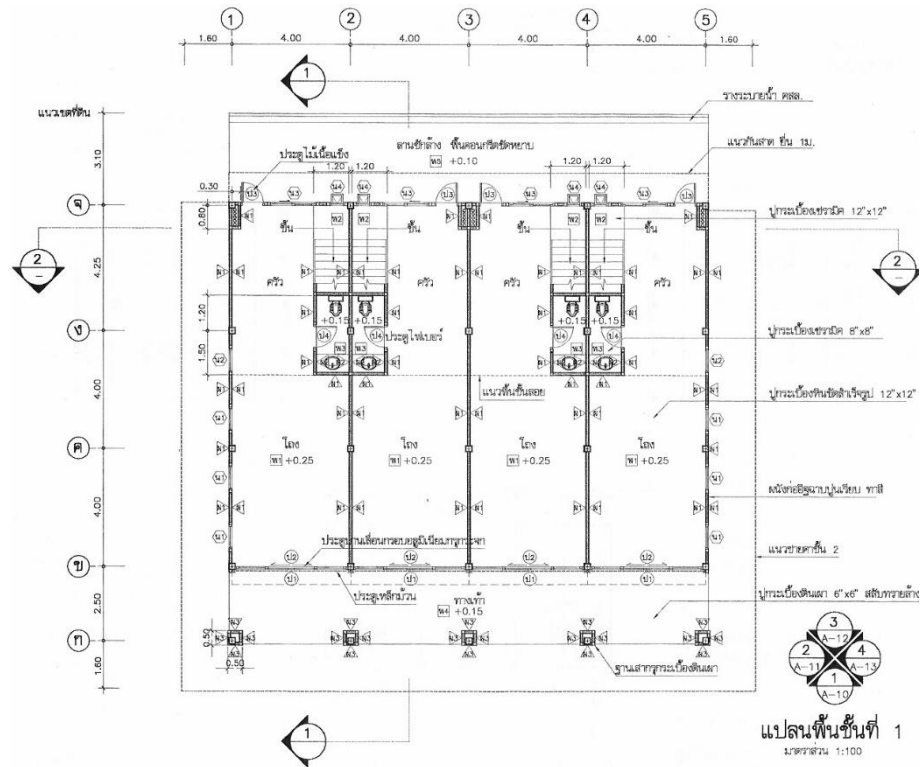
อาคารพาณิชย์และคลื่นแผ่นดินไหว

4.1 อาคารพาณิชย์ตัวอย่าง

งานวิจัยชิ้นนี้สนใจศึกษาผลกระทบของอาคารพาณิชย์ที่อยู่ในพื้นที่เขตภาคเหนือ จึงสมมุติว่าอาคารตั้งอยู่ในเขตจังหวัดเชียงราย จึงนำอาคารตัวอย่างจากโครงการแบบบ้านเพื่อประชาชน เป็นแบบอาคารตึกแถวไทยอนุรักษ์ไทย ภาคเหนือ 4 ชั้น ของกรมโยธาธิการและผังเมือง เป็นอาคารพาณิชย์สูง 4 ชั้น แต่ละคูหากว้าง 4 เมตร (รูปที่ 4.1) กลุ่มอาคารที่นำมาวิเคราะห์ หน้ากว้าง 16 เมตร ลึก 14.5 เมตร สูง 17 เมตร (รูปที่ 4.2 และรูปที่ 4.3) โครงสร้างอาคารเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก มาตรฐานวัสดุที่ใช้มีดังนี้ กำลังแรงอัดของคอนกรีต (f'_c) 200 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร เหล็กกลมใช้เกรด SR24 เหล็กข้ออ้อยใช้เกรด SD40 เนื่องจากก่อสร้างในเขตพื้นที่ภาคเหนือจึงสมมุติว่ากำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของดินมากกว่า 10 ตันต่อตารางเมตร ในรายการประกอบแบบกำหนดให้ใช้เป็นฐานรากแผ่ โครงสร้างอาคารเป็นระบบเสา-คาน โดยมีระบบพื้นเป็นแบบหล่อในที่และพื้นคอนกรีตสำเร็จรูปซึ่งสามารถรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยได้ไม่น้อยกว่า 300 กิโลกรัมต่อตารางเมตร ระบบโครงสร้างหลังคาใช้เป็นโครงสร้างเหล็กรูปพรรณ อาคารมีกำแพงกั้นในแนวเดียวคือแนวที่แยกแต่ละคูหาออกจากกัน รายละเอียดแบบอาคารแสดงในภาคผนวก ก



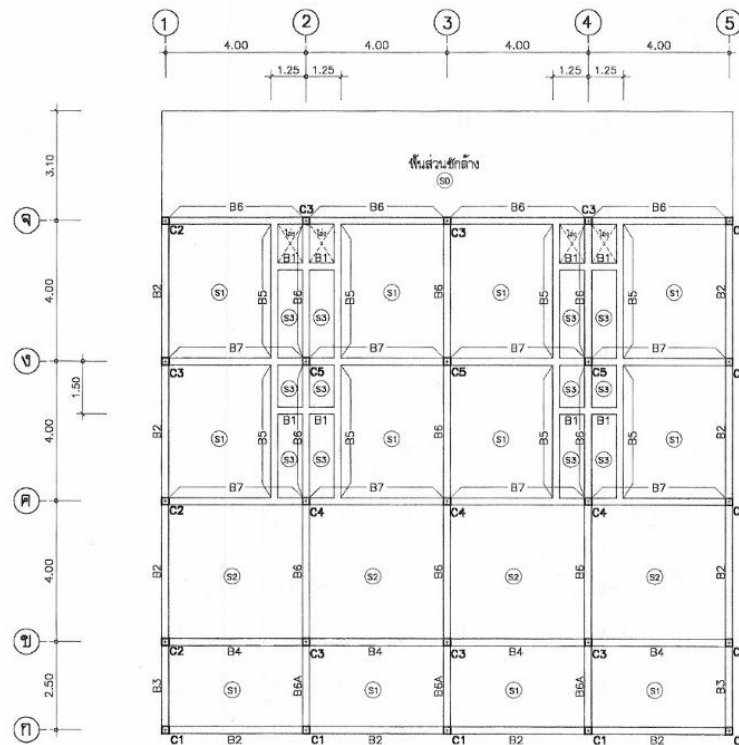
รูปที่ 4.1 รูปทัศนมิติ



รูปที่ 4.2 แปลนอาคาร



รูปที่ 4.3 รูปด้านอาคาร



รูปที่ 4.4 แพลนโครงสร้าง เสา คาน พื้น ชั้นที่ 1

เสาโครงสร้างในอาคารตัวอย่างมี 5 ประเภท โดยมีรูปแบบการวางตัวของเสาชั้นที่ 1 ดังแสดงในรูปที่ 4.4 เสาโครงสร้างจะมีการลดขนาดและปริมาณเหล็กเสริมในบริเวณชั้นที่สูงขึ้น โดยขนาดหน้าตัดเสาและปริมาณเหล็กเสริมสามารถสรุปได้ตามตารางที่ 4.1 โดยมีเหล็กเสริมหลักขนาด DB16 และ DB20 สำหรับเหล็กปลอกมีขนาดเท่ากันในเสาทุกต้นโดยใช้เหล็กปลอก RB6 โดยมีจำนวนปลอกแตกต่างกัน ในระดับชั้นตั้งแต่ชั้น 3 ขึ้นไปจะมีการลดขนาดหน้าตัดไปจนเหลือหน้าตัดเดียวกันหมดคือ 0.2x0.2 ม. โดยเสริมเหล็ก 4DB16 ในเสา C1, C2 และ 4DB20 ในเสา C3, C4 และ C5

งานวิจัยนี้ไม่ได้การพิจารณาพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในชิ้นส่วนคานและพื้น โดยกำหนดให้ชิ้นส่วนคานมีขนาดหน้าตัดคอนกรีตตามที่แบบโครงสร้างกำหนด แต่ไม่ได้พิจารณาปริมาณเหล็กเสริมเนื่องจากไม่ได้พิจารณาผลของจุดหมุนพลาสติกในคาน แผ่นพื้นสำเร็จและพื้นหล่อในที่จะทำการคิดมวลไปรวมกับศูนย์กลางมวลของชั้นเท่านั้น ไม่มีการจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างเข้าไปในแบบจำลอง โครงสร้างหลังคาทั้งหมดจะทำการคิดมวลลงมารวมในส่วนของคานรับหลังคาเท่านั้น ไม่มีการจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างเข้าไปในแบบจำลองเช่นกัน

ตารางที่ 4.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสา

เสา	ช่วงชั้น	หน้าตัด (ม.ขม.)	เหล็กเสริม	เหล็กปลอก
C1	F-4	0.20x0.20	4DB16	RB6@0.20
C2	F-M	0.30x0.20	8DB16	2-RB6@0.20
	2	0.25x0.20	4DB16	RB6@0.20
	3-4	0.20x0.20	4DB16	RB6@0.20
C3	F	0.35x0.20	8DB20	2-RB6@0.20
	1-M	0.30x0.20	6DB20	2-RB6@0.20
	2	0.25x0.20	4DB20	RB6@0.20
	3-4	0.20x0.20	4DB20	RB6@0.20
C4	F	0.40x0.20	10DB20	2-RB6@0.20
	1-M	0.30x0.20	6DB20	2-RB6@0.20
	2	0.25x0.20	4DB20	RB6@0.20
	3-4	0.20x0.20	4DB20	RB6@0.20
C5	F	0.45x0.30	10DB20	2-RB6@0.20
	1	0.45x0.20	10DB20	2-RB6@0.20
	M	0.35x0.20	8DB20	2-RB6@0.20
	2	0.25x0.20	6DB20	2-RB6@0.20
	3-4	0.20x0.20	4DB20	RB6@0.20

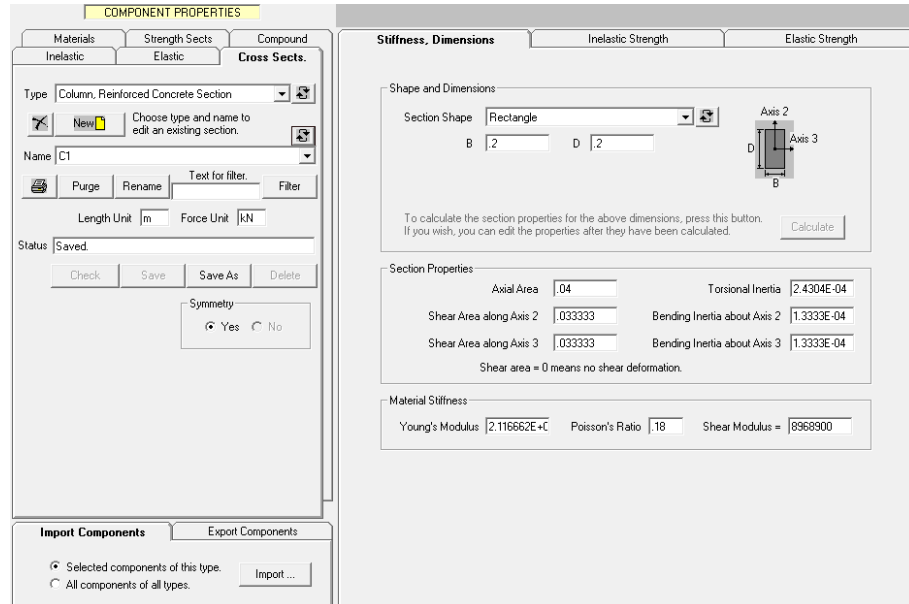
4.1.1 การจำลองเสา

แบบจำลองเสาประกอบด้วยส่วนประกอบ 3 ส่วน ได้แก่ จุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและคานจะเป็นส่วนปลายแข็งเกร็ง (Rigid end zone) ส่วนที่ปลายทั้งสองข้างของเสาเป็นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกโดยจะใส่จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) และส่วนกลางเสาจะเป็นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติก

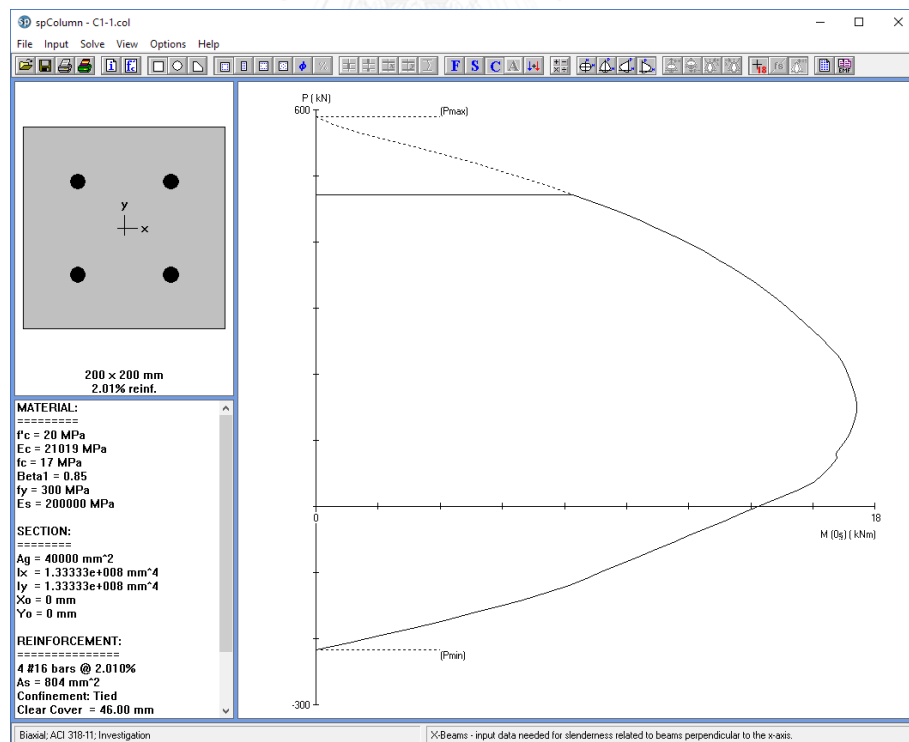
ส่วนของเสาที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกเริ่มจากการกำหนดหน้าตัดของเสา กำหนดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวร์ซอง จากนั้นโปรแกรม Perform3D จะคำนวณคุณสมบัติของหน้าตัดให้ดังรูปที่ 4.5

พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นในเสา ค่ากำลังรับแรงตามแนวแกนและแรงดัดของจุดหมุนพลาสติกจะพิจารณาจากค่า P-M Diagram ซึ่งคำนวณมาจากขนาดของหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมในเสาโดยค่าต่างๆจะทำการคำนวณจากโปรแกรม spColumn ดังรูปที่ 4.6 จากนั้นนำค่าดังกล่าวมาใส่ในโปรแกรม Perform3D ดังแสดงรูปที่ 4.7 และรูปที่ 4.8 หลังจากนั้นกำหนดค่า

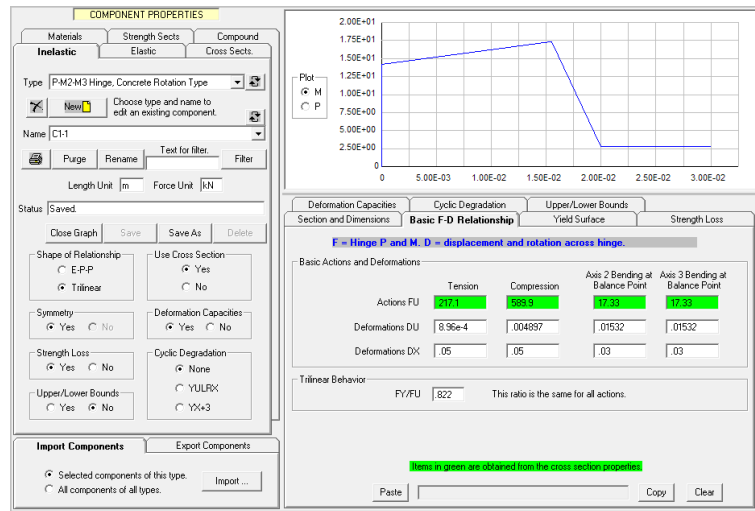
ระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE41-13 แล้วจึงทำการรวม 3 ส่วนของเสาเข้าด้วยกัน ดังรูปที่ 4.9



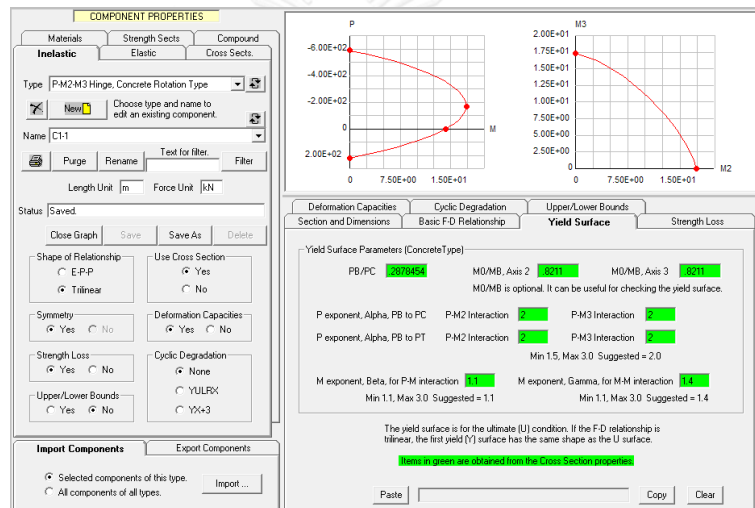
รูปที่ 4.5 การกำหนดหน้าตัดเสานในโปรแกรม Perform3D



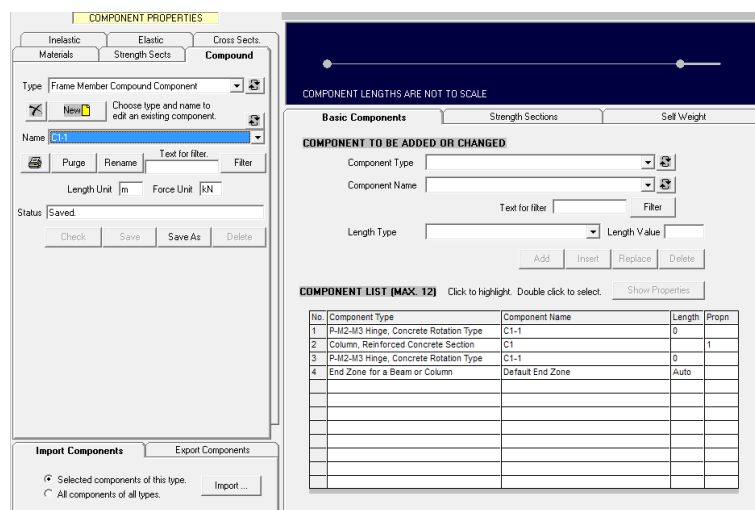
รูปที่ 4.6 การหาแผนภาพ P-M ในโปรแกรม spColumn



รูปที่ 4.7 การกำหนดค่าแรงและการเสียรูปของจุดหมุนพลาสติกในโปรแกรม Perform3D



รูปที่ 4.8 การกำหนด Yield Surface ในเสาของโปรแกรม Perform3D



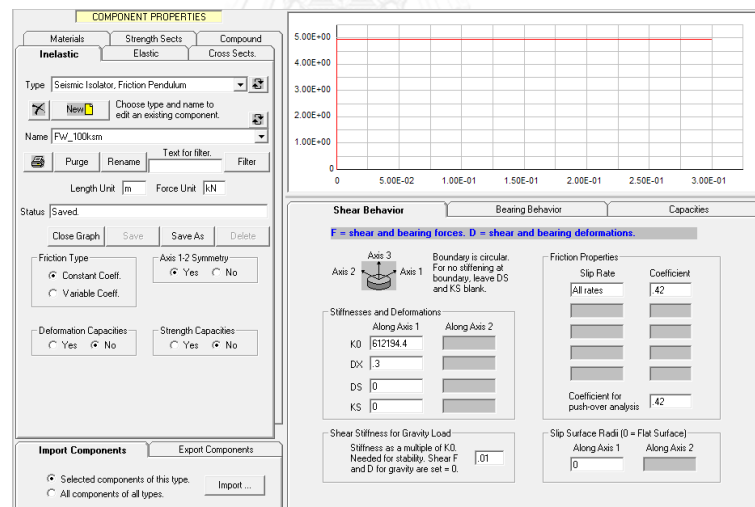
รูปที่ 4.9 การรวมพฤติกรรมของเสาในโปรแกรม Perform3D

4.1.2 การจำลองกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทาน

การจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทาน ทำโดยใช้ชิ้นส่วนประเภทลูกตุ้มเสียดทาน (Friction pendulum) โดยคำนวณค่าสติฟเนสของกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานตามสมการที่ 4.1 โดยกำหนดให้วัสดุเป็นคอนกรีตมีค่า E เท่ากับ 2.11×10^7 , ν เท่ากับ 0.18 กำหนดให้กำแพงสูง 3 เมตร ยาว 4 เมตร หนา 0.1 เมตร โดยสามารถคำนวณค่า K_0 เท่ากับ 61294.4 kN/m ดังแสดงในรูปที่ 4.10 และกำหนดให้ระนาบที่ชิ้นส่วนเกิดการเลื่อนนไถลอยู่บริเวณฐานของชิ้นส่วนดังแสดงในรูปที่ 4.11

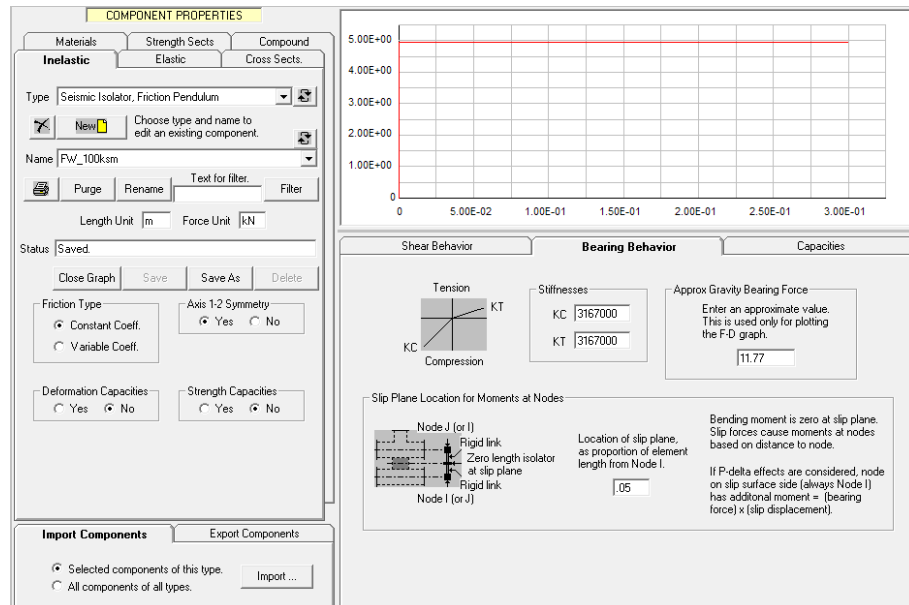
$$k = \frac{1}{\frac{h_{eff}^3}{3E_m I_g} + \frac{h_{eff}}{A_v G_m}} \quad (4.1)$$

กำหนดให้ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของกำแพงมีค่าเท่ากับ 0.42 และค่าน้ำหนักของตัวกำแพงกำหนดให้เป็นแรงในแนวตั้งกระทำบนชิ้นส่วนโดยสมมติให้หน่วยน้ำหนักของกำแพงมีค่าเท่ากับ 1000 กก./ลบ.ม. สามารถคำนวณน้ำหนักของกำแพงแต่ละแผ่นมีค่าเท่ากับ 11.77 kN ดังแสดงในรูปที่ 4.12 และ

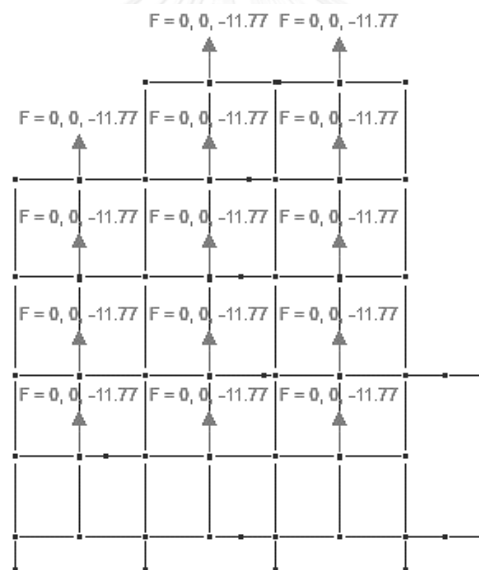


รูปที่ 4.10 การกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานในโปรแกรม

Perform3D



รูปที่ 4.11 การกำหนดระนาบการเลื่อนไถลของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน



รูปที่ 4.12 การกำหนดน้ำหนักของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานในโปรแกรม Perform3D

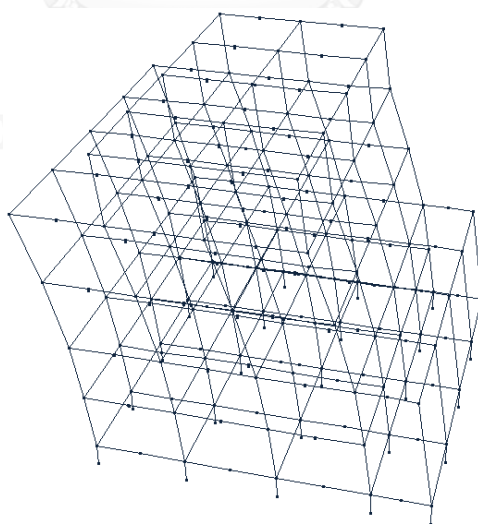
4.1.3 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง

อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาสามารถแบ่งได้เป็นสองประเภทตามแนวทางในการสร้างแบบจำลองคืออาคารแบบโครงเฟรมที่มีการจำลองชิ้นส่วนเสาและคาน ชิ้นส่วนโครงสร้างอื่นๆคิดเป็นมวลและน้ำหนักที่กระทำต่อชิ้นส่วนต่างๆเท่านั้น กำหนดให้โครงสร้างมีอัตราส่วนความหน่วง, ξ เท่ากับ 2% และอีกอาคารหนึ่งซึ่งมีการจำลองกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานไปในโครงสร้างด้วย โดยอาคารนี้จะมีการคิดอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่า, ξ_{eq} เท่ากับ 1.19%

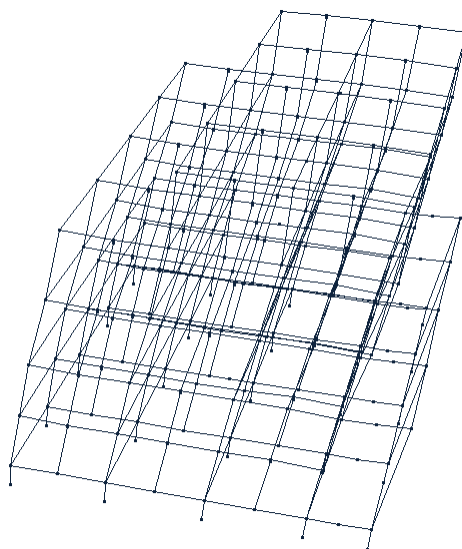
ค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างทั้งสองที่คำนวณได้จากโปรแกรม Perform3D แสดงได้ตามตารางที่ 4.2 โดยทิศทางที่สนใจในงานวิจัยนี้คือคาบการสั่นไหวในทิศทาง H2 โดยอาคารที่ไม่มีกำแพงมีคาบเท่ากับ 0.9696 วินาที และอาคารที่มีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีคาบเท่ากับ 0.4749 วินาที โดยการเคลื่อนตัวในโหมดการเคลื่อนที่ในทิศทาง H2 ของอาคารที่ไม่มีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานแสดงในรูปที่ 4.13 และการเคลื่อนตัวในโหมดการเคลื่อนที่ในทิศทาง H2 ของอาคารที่มีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานแสดงในรูปที่ 4.14

ตารางที่ 4.2 ค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างจากโปรแกรม Perform3D

อาคาร	โหมดการสั่น	คาบ (วินาที)	ทิศทางหลัก	Mass Participation (%)	
				H1	H2
ไม่มี กำแพง	1	1.218	โหมดการเคลื่อนตัวในแนว H1	61.85	0
	2	0.9696	โหมดการเคลื่อนตัวในแนว H2	0	59.59
	3	0.859	โหมดการบิด	5.20	0
มีกำแพง	1	1.088	โหมดการเคลื่อนตัวในแนว H1	67.89	0
	2	0.4942	โหมดการบิด	0.79	0
	3	0.4749	โหมดการเคลื่อนตัวในแนว H2	0	67.71



รูปที่ 4.13 โหมดการเคลื่อนตัวในทิศทาง H2 ของอาคารที่ไม่มีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน



รูปที่ 4.14 โหมดการเคลื่อนตัวในทิศทาง H2 ของอาคารที่มีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

4.1.4 การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

เมื่อทำการสร้างแบบจำลองเรียบร้อยแล้ว จึงทำการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารตัวอย่าง ทั้ง 2 หลังด้วยวิธีสถิตศาสตร์ไร้เชิงเส้น และ พลศาสตร์ไร้เชิงเส้น โดยจะใช้ผลรวมแรงในการวิเคราะห์ตามมาตรฐาน ASCE41 (2013) คือ $1.0D+0.25L+E$ โดยที่ D คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ L คือ น้ำบรรทุกจร และ E คือ แรงแผ่นดินไหว โดยแรงแผ่นดินไหวจะใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ทำการปรับขนาดความรุนแรงตามสเปกตรัมผลตอบสนองตามมาตรฐานมยผ.1302 (2552) โดยจะพิจารณา 2 ระดับความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวคือแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum considered earthquake, MCE) โดยมีความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับที่พิจารณา (Probability of exceedance) เท่ากับร้อยละ 2 ในช่วงเวลา 50 ปี และอีก ระดับความรุนแรงคือแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ (Design basis earthquake, DBE) โดยมีระดับความรุนแรงเป็น 2 ใน 3 ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา ในการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวในหนึ่งคลื่นจะใส่คลื่นแผ่นดินไหวเข้าไปกระทำกับโครงสร้างทิศทางเดียว คือ ทิศทางแกน H2 โดยจะเลือกคลื่นส่วนประกอบในแวนอนของแต่ละคลื่นที่มีค่าความเร่งผิวดินสูงสุด (Peak ground acceleration, PGA) ที่มากที่สุดเข้าทางแกนที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานให้กับอาคารคือ แกน H2 ในการวิเคราะห์กำหนดให้โครงสร้างที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีอัตราส่วนความหน่วง, ξ เท่ากับ 2% และอีกอาคารหนึ่งซึ่งมีการจำลองกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานไปในโครงสร้างอาคารตัวอย่างด้วย โดยอาคารนี้จะมีการคิดค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่า, ξ_{eq} เท่ากับ 1.19% และได้เลือกใช้ความละเอียดในการวิเคราะห์ (Time step) ทุกๆ 0.0005 วินาที

4.2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

ในการวิเคราะห์โครงสร้างวิธีพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นตามมาตรฐาน ASCE41 (2013) กำหนดว่าถ้าทำการวิเคราะห์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวน้อยกว่า 7 คลื่น ค่าการตอบสนองสูงสุดของโครงสร้างที่ทำการวิเคราะห์จากทุกคลื่นจะถูกนำมาใช้ในการพิจารณาออกแบบ แต่ถ้าทำการวิเคราะห์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวมากกว่าหรือเท่ากับ 7 คลื่น ค่าการตอบสนองของโครงสร้างที่ทำการวิเคราะห์จากทุกคลื่นจะถูกนำเฉลี่ยเพื่อใช้ในการพิจารณาออกแบบ

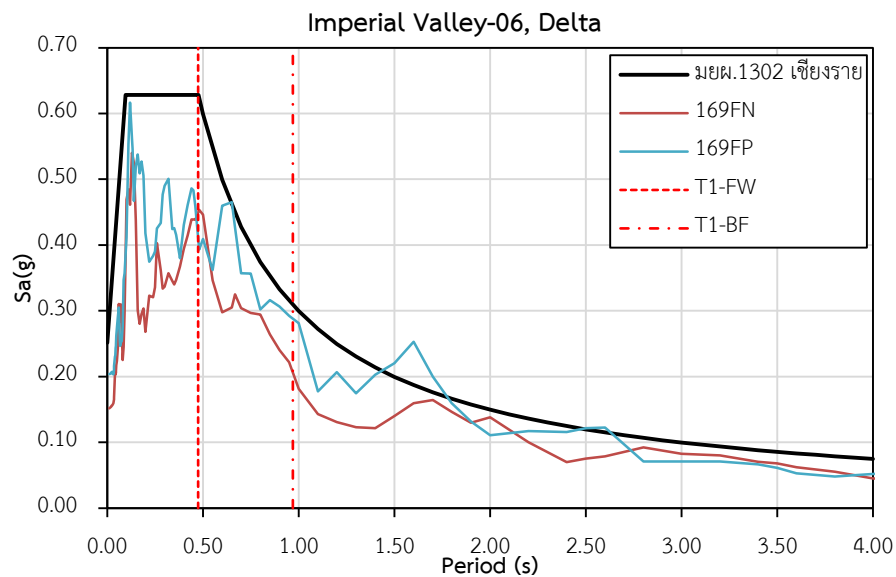
งานวิจัยชิ้นนี้จึงเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้จากแผ่นดินไหวในอดีตจากฐานข้อมูลของ PEER (Pacific earthquake engineering research center) จำนวน 12 คลื่น โดยคลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกพยายามให้มีความสอดคล้องกับสเปกตรัมตอบสนองของอาคารตัวอย่างดังแสดงในตารางที่ 4.3 ในแต่ละคลื่นประกอบไปด้วยคลื่นในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อน (FN) และขนานกับรอยเลื่อน (FP) หากคลื่นในแกนใดมีความเร่งสูงสุดของ พื้นดิน (Peak ground acceleration-PGA) มากกว่า กำหนดให้นำคลื่นนั้นมากระทำกับอาคารในแกนที่จำลองกำแพงซึ่งเป็นแกนหลัก

ตารางที่ 4.3 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

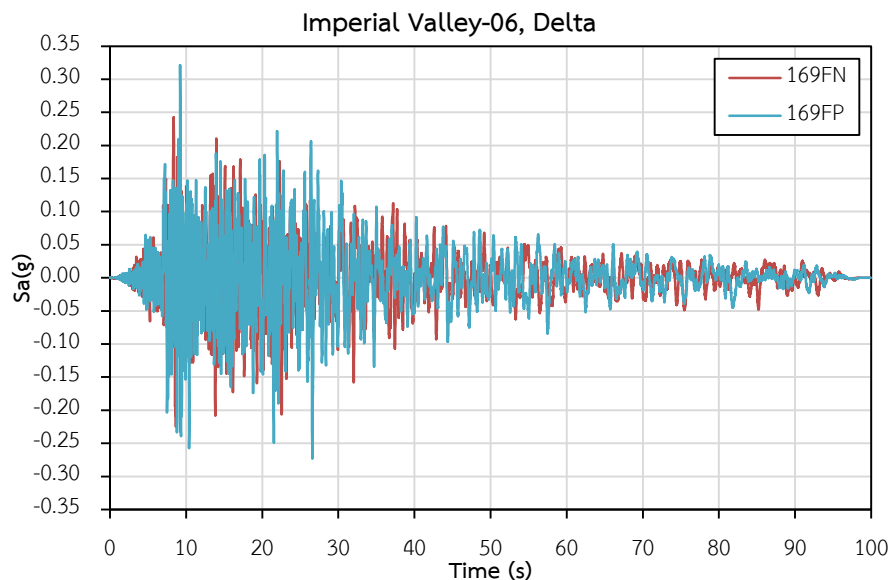
NGA No.	เหตุการณ์แผ่นดินไหว	ปี	สถานีรับวัด	Mw	ระยะทาง (km)	Vs30 (m/s)	PGA (g)
169	Imperial Valley-06	1979	Delta	6.53	22.0	274.5	0.32
175	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #12	6.53	17.9	196.9	0.14
186	Imperial Valley-06	1979	Niland Fire Station	6.53	35.6	207.5	0.09
187	Imperial Valley-06	1979	Parachute Test Site	6.53	12.7	348.7	0.19
189	Imperial Valley-06	1979	SAHOP Casa Flores	6.53	9.6	338.6	0.46
457	Morgan Hill	1984	Gilroy Array #3	6.19	13.0	349.9	0.26
548	Chalfant Valley-02	1986	Benton	6.19	21.6	271.4	0.20
549	Chalfant Valley-02	1986	Bishop-LADWP South St	6.19	14.4	271.4	0.23
718	Superstition Hills-01	1987	Wildlife Liquef. Array	6.22	17.6	207.5	0.15
719	Superstition Hills-02	1987	Brawley Airport	6.54	17.0	208.7	0.16
880	Landers	1992	Mission Creek Fault	7.28	27.0	345.4	0.13
882	Landers	1992	North Palm Springs	7.28	26.8	345.4	0.13

1. คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979)

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ประเทศสหรัฐอเมริกา มีความรุนแรงระดับ 6.53 ตามมาตราโมเมนต์แมกนิจูด โดยเกิดขึ้นเป็นระยะเวลาานาน 100 วินาที มีความเร่งที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.32g สเปกตรัมและความถี่ของคลื่นแสดงใน รูปที่ 4.15 และรูปที่ 4.16



รูปที่ 4.15 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979)

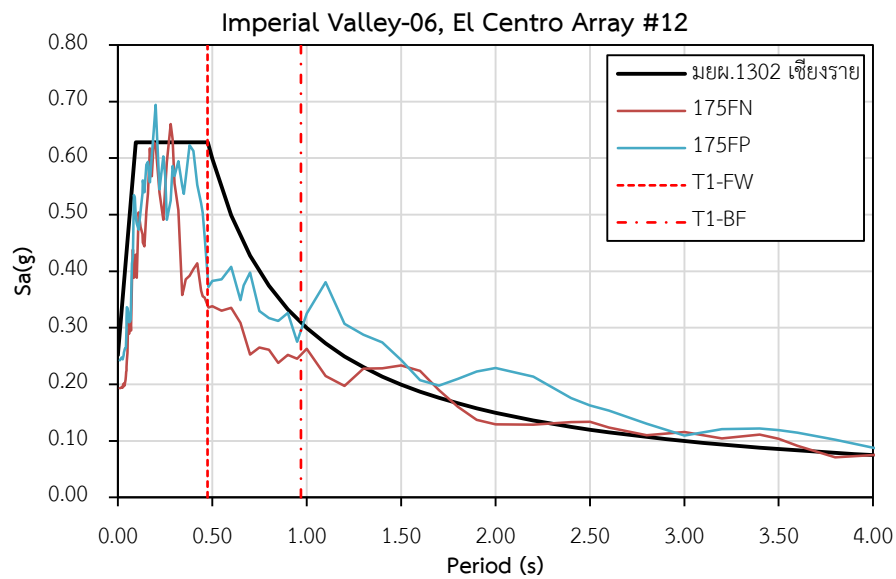


รูปที่ 4.16 คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979)

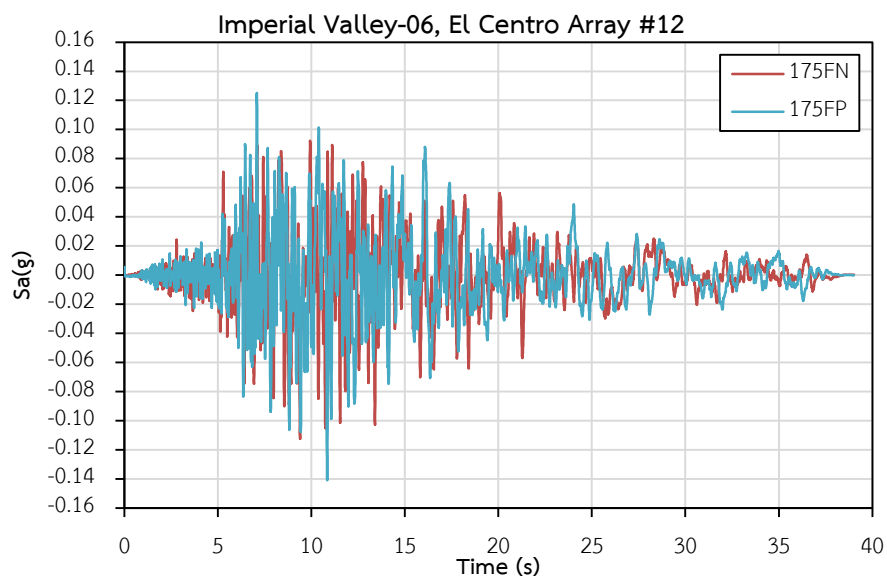
ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง

2. คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979)

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ประเทศสหรัฐอเมริกา มีความรุนแรงระดับ 6.53 ตามมาตราโมเมนต์แมกนิจูด โดยเกิดขึ้นเป็นระยะเวลาานาน 39 วินาที มีความเร่งที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.14g สเปกตรัมและความถี่ของคลื่นแสดงในรูปที่ 4.17 และรูปที่ 4.18



รูปที่ 4.17 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979)

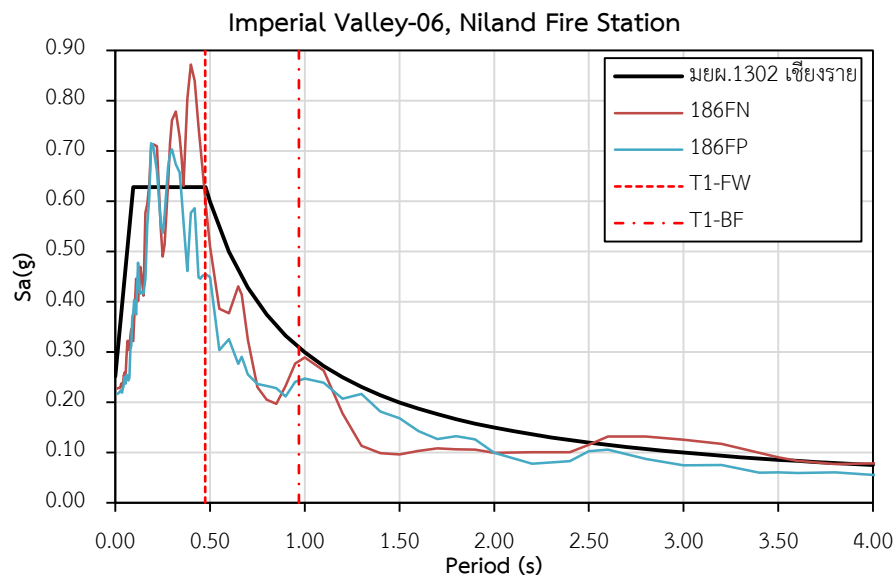


รูปที่ 4.18 คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979)

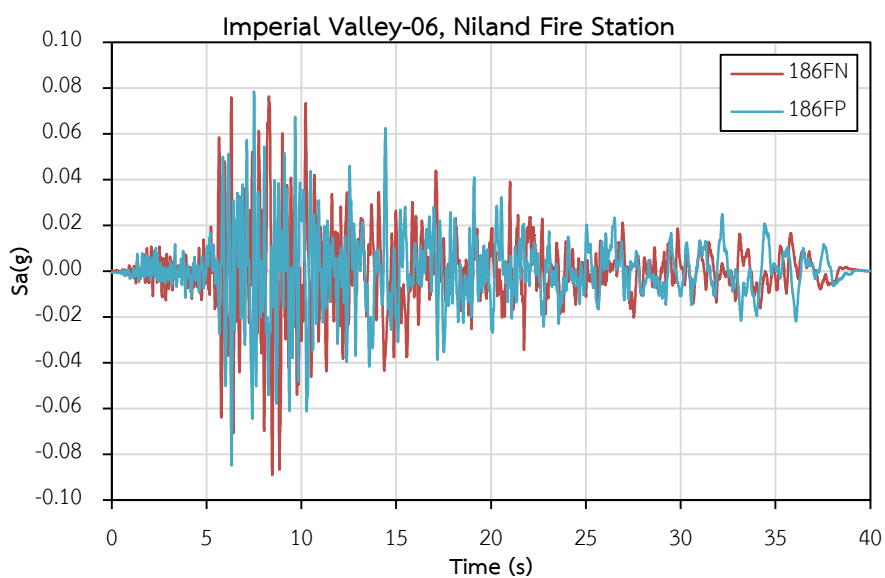
ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง

3. คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ประเทศสหรัฐอเมริกา มีความรุนแรงระดับ 6.53 ตามมาตราโมเมนต์แมกนิจูด โดยเกิดขึ้นเป็นระยะเวลาานาน 40 วินาที มีความเร่งที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.09g สเปกตรัมและความถี่ของคลื่นแสดงในรูปที่ 4.19 และรูปที่ 4.20



รูปที่ 4.19 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)

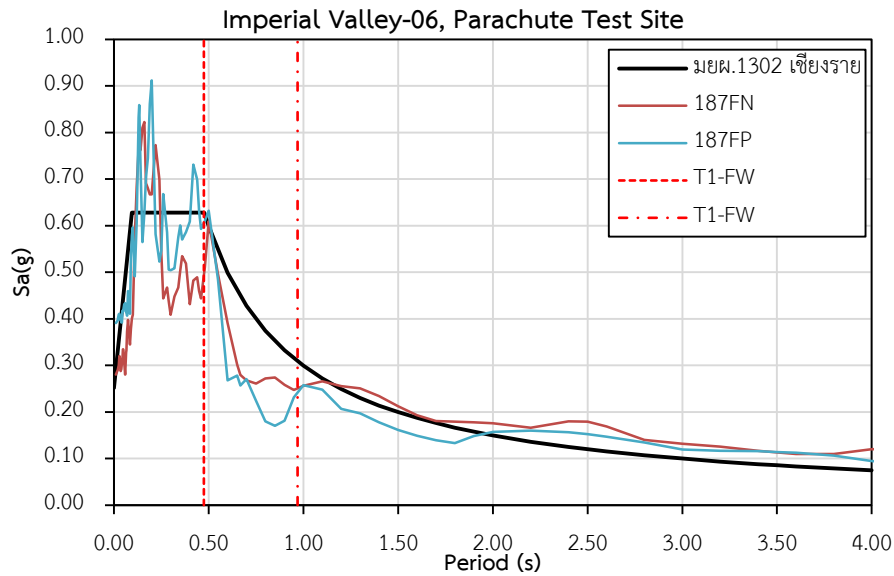


รูปที่ 4.20 คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)

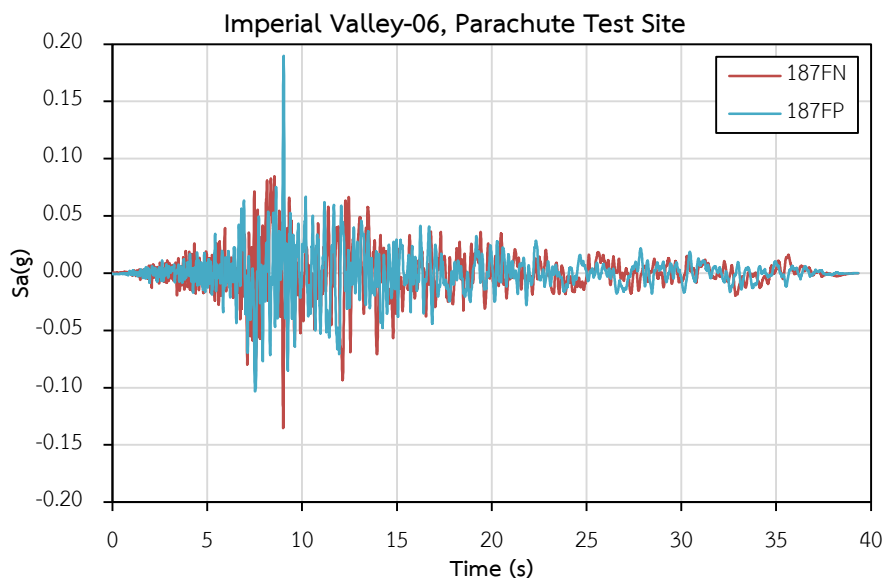
ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง

4. คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ประเทศสหรัฐอเมริกา มีความรุนแรงระดับ 6.53 ตามมาตราโมเมนต์แมกนิจูด โดยเกิดขึ้นเป็นระยะเวลาานาน 40 วินาที มีความเร่งที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.09g สเปกตรัมและความถี่ของคลื่นแสดงในรูปที่ 4.21 และรูปที่ 4.22



รูปที่ 4.21 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)

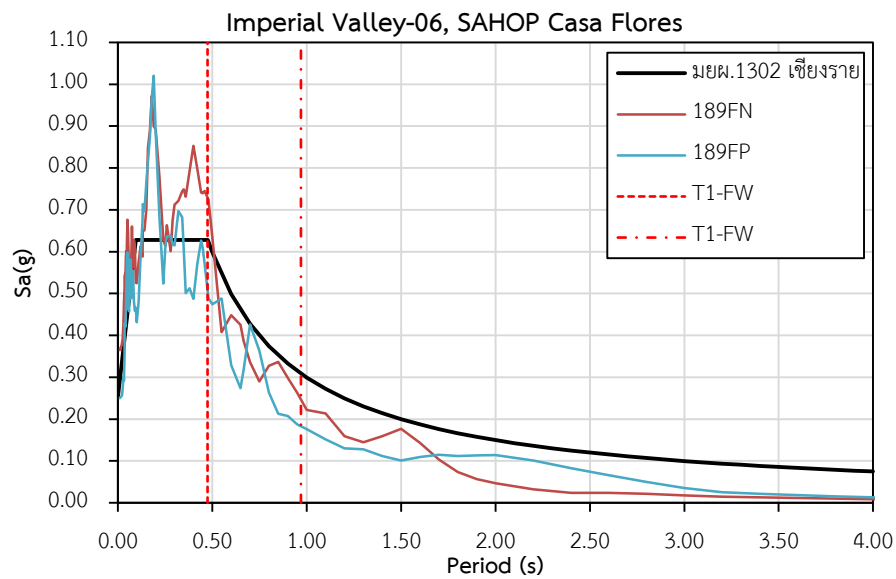


รูปที่ 4.22 คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)

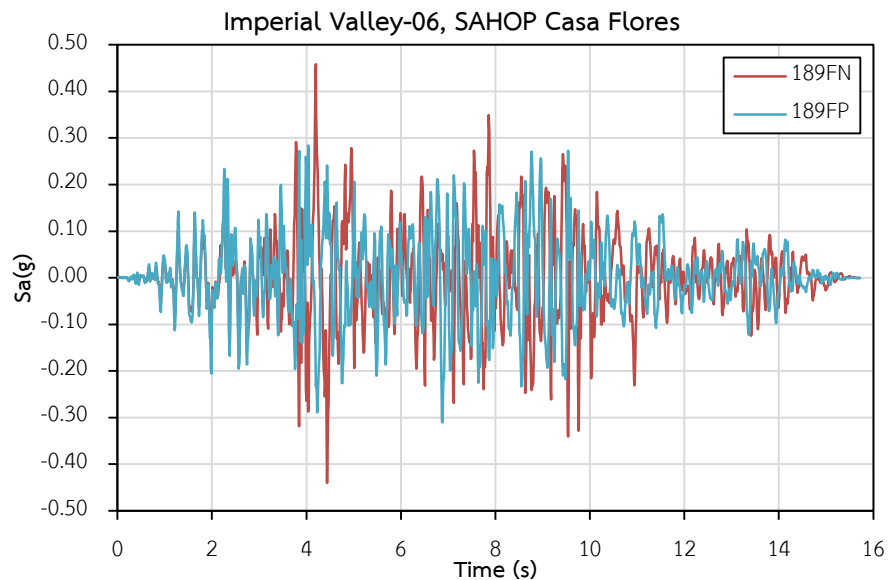
ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง

5. คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979)

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ประเทศสหรัฐอเมริกา มีความรุนแรงระดับ 6.53 ตามมาตราโมเมนต์แมกนิจูด โดยเกิดขึ้นเป็นระยะเวลาสั้น 15.71 วินาที มีความเร่งที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.19g สเปกตรัมและความถี่ของคลื่นแสดงในรูปที่ 4.23 และรูปที่ 4.24



รูปที่ 4.23 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979)

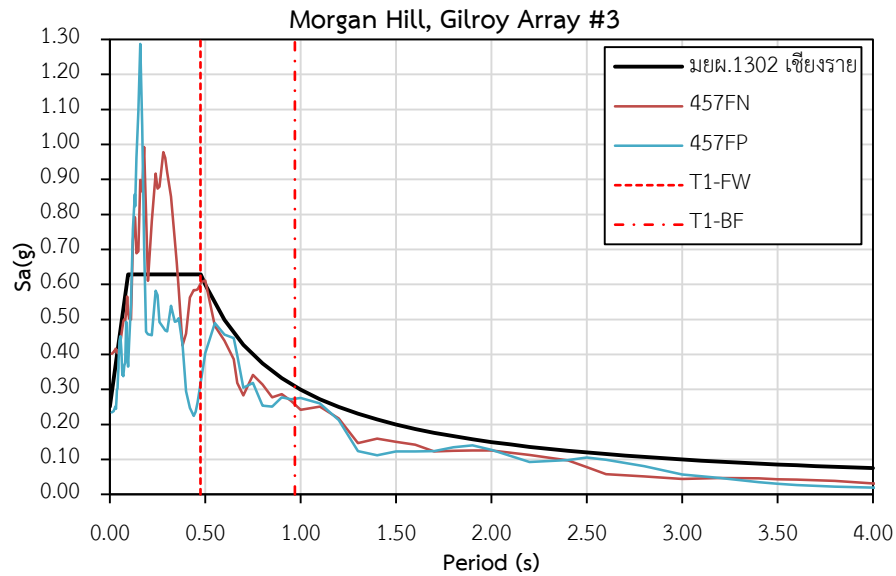


รูปที่ 4.24 คลื่นแผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979)

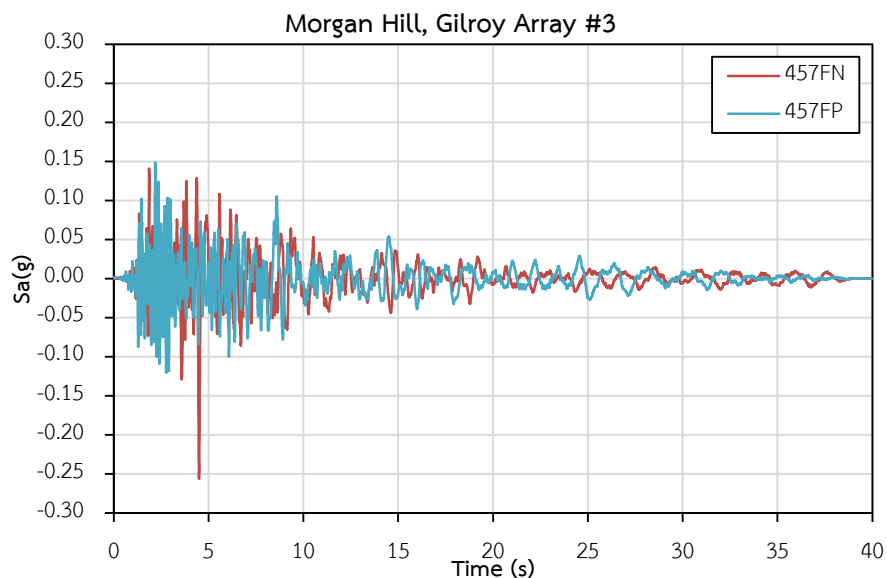
ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง

6. คลื่นแผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984)

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ประเทศสหรัฐอเมริกา มีความรุนแรงระดับ 6.19 ตามมาตราโมเมนต์แมกนิจูด โดยเกิดขึ้นเป็นระยะเวลาานาน 40 วินาที มีความเร่งที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.26g สเปกตรัมและความถี่ของคลื่นแสดงในรูปที่ 4.25 และรูปที่ 4.26



รูปที่ 4.25 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984)

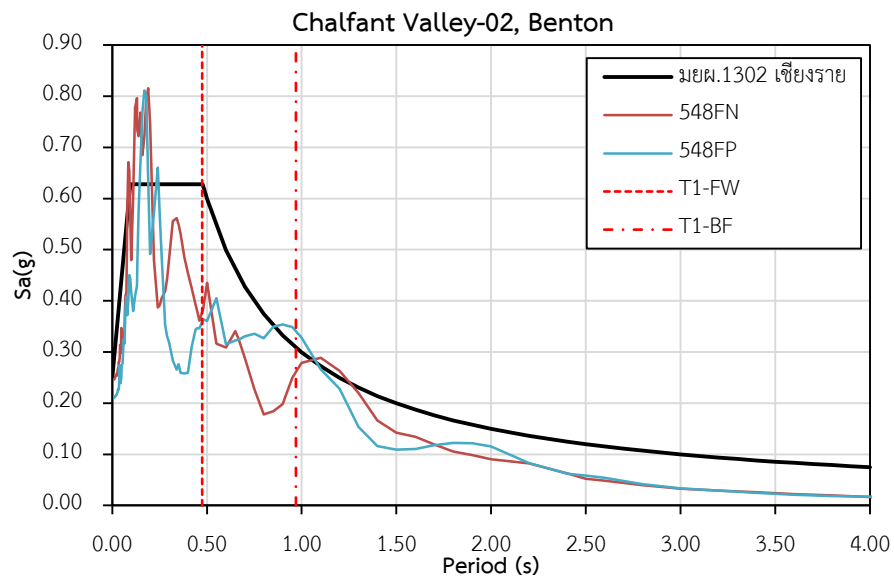


รูปที่ 4.26 คลื่นแผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984)

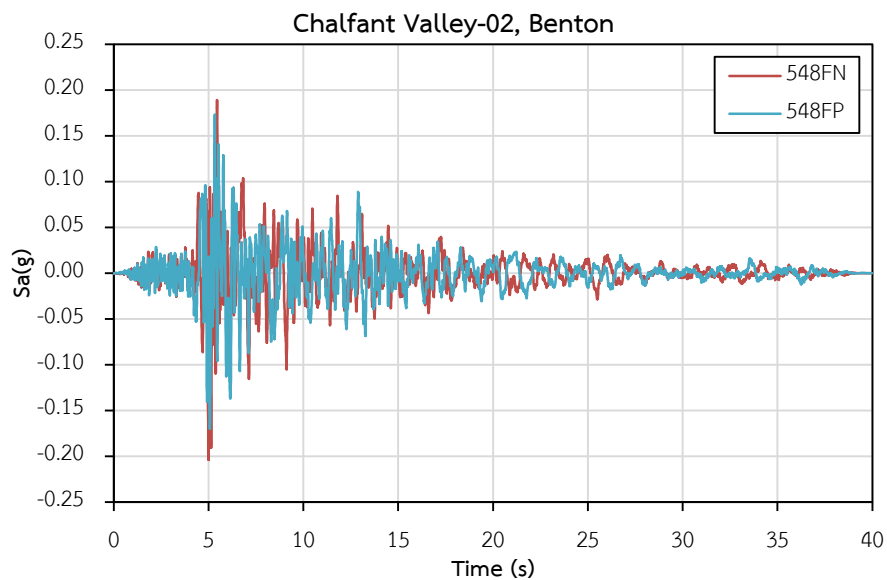
ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง

7. คลื่นแผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986)

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ประเทศสหรัฐอเมริกา มีความรุนแรงระดับ 6.19 ตามมาตราโมเมนต์แมกนิจูด โดยเกิดขึ้นเป็นระยะเวลาานาน 40 วินาที มีความเร่งที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.20g สเปกตรัมและความถี่ของคลื่นแสดงในรูปที่ 4.27 และรูปที่ 4.28



รูปที่ 4.27 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986)

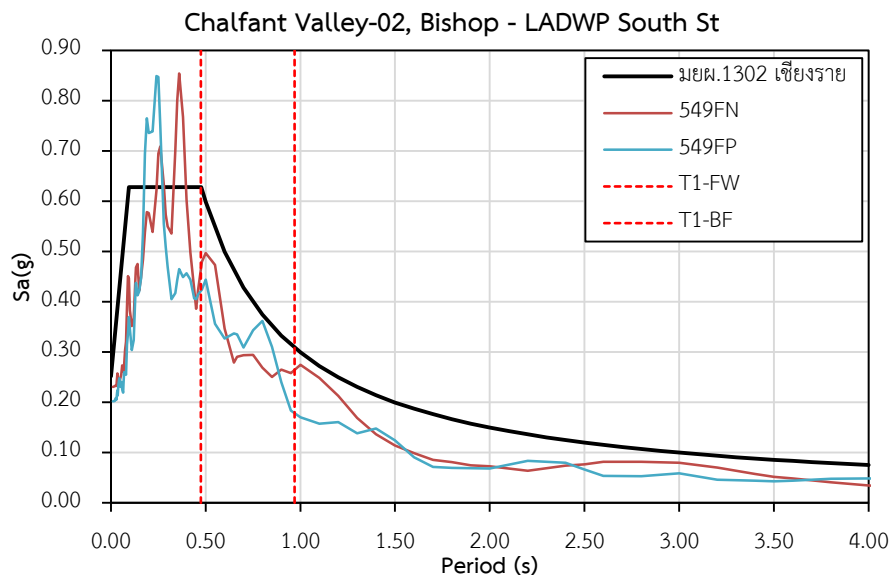


รูปที่ 4.28 คลื่นแผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986)

ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง

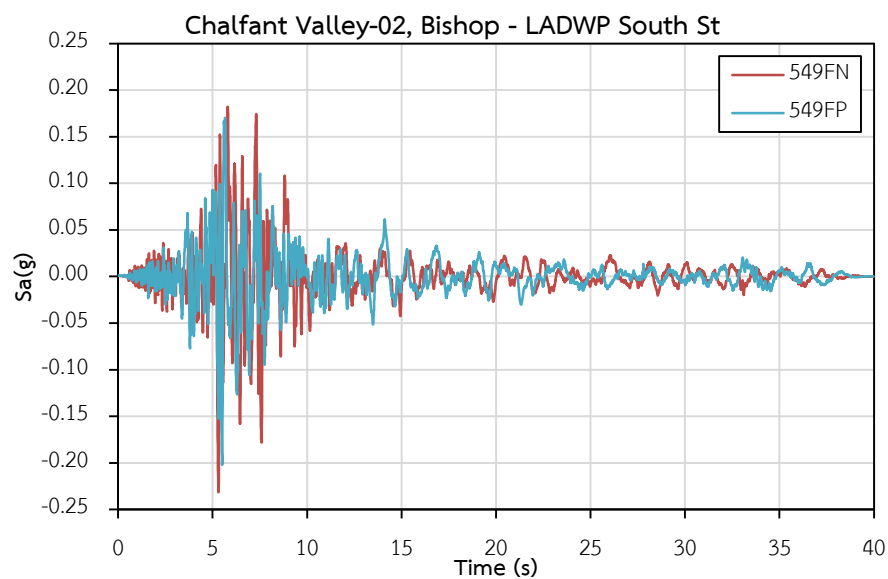
8. คลื่นแผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986)

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ประเทศสหรัฐอเมริกา มีความรุนแรงระดับ 6.19 ตามมาตราโมเมนต์แมกนิจูด โดยเกิดขึ้นเป็นระยะเวลาานาน 40 วินาที มีความเร่งที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.23g สเปกตรัมและความถี่ของคลื่นแสดงในรูปที่ 4.29 และรูปที่ 4.30



รูปที่ 4.29 คลื่นแผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986)

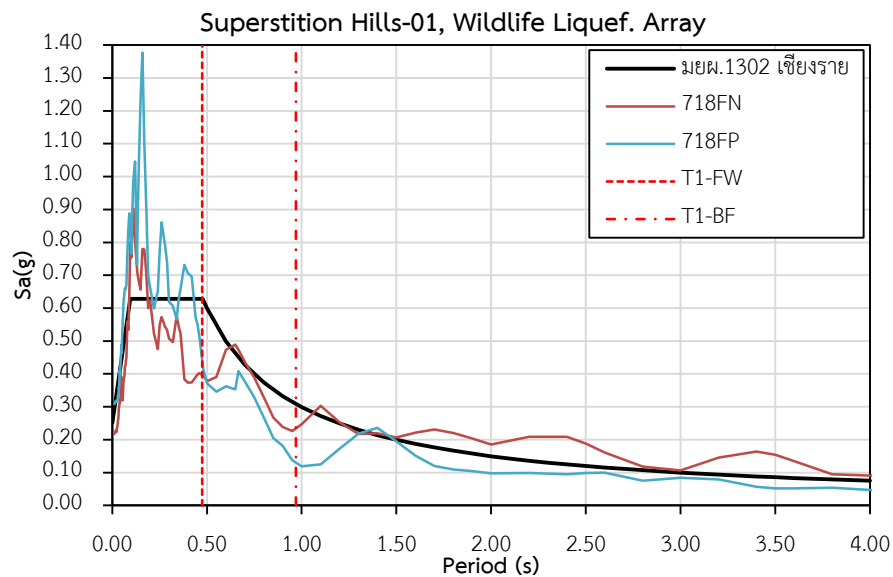
ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง



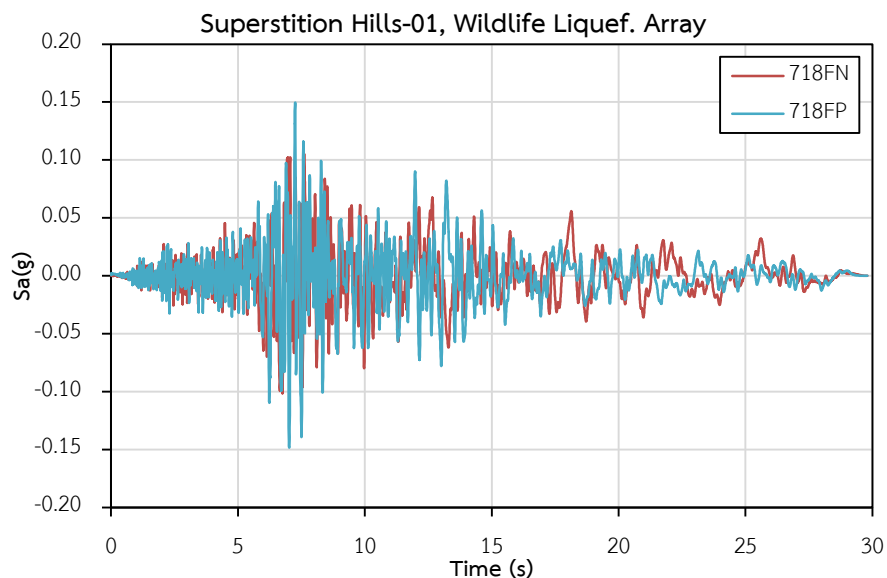
รูปที่ 4.30 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986)

9. คลื่นแผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ประเทศสหรัฐอเมริกา มีความรุนแรงระดับ 6.22 ตามมาตราโมเมนต์แมกนิจูด โดยเกิดขึ้นเป็นระยะเวลาานาน 30 วินาที มีความเร่งที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.15g สเปกตรัมและความถี่ของคลื่นแสดงในรูปที่ 4.31 และรูปที่ 4.32



รูปที่ 4.31 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)

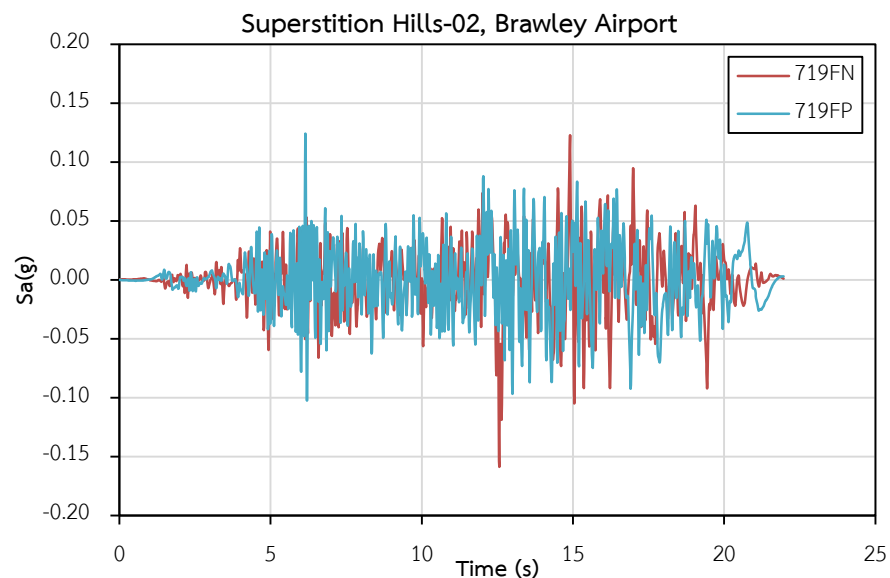
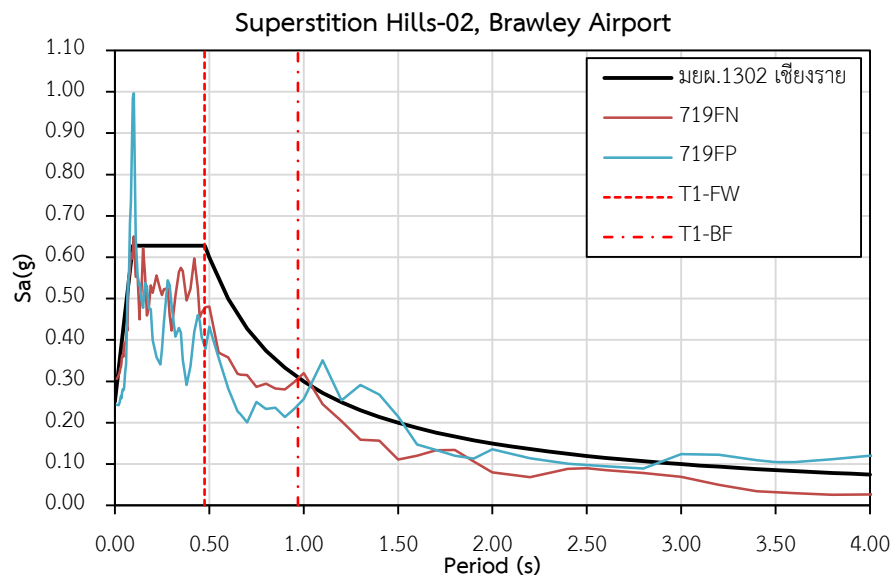


รูปที่ 4.32 คลื่นแผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)

ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง

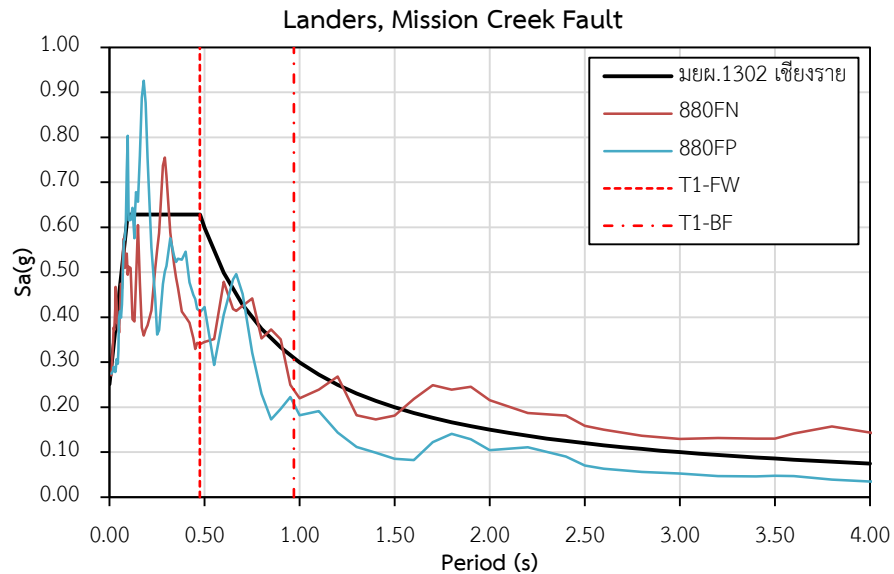
10. คลื่นแผ่นดินไหว Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987)

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ประเทศสหรัฐอเมริกา มีความรุนแรงระดับ 6.54 ตามมาตราโมเมนต์แมกนิจูด โดยเกิดขึ้นเป็นระยะเวลา 22 วินาที มีความเร่งที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.16g สเปกตรัมและความถี่ของคลื่นแสดงในรูปที่ 4.33 และรูปที่ 4.34

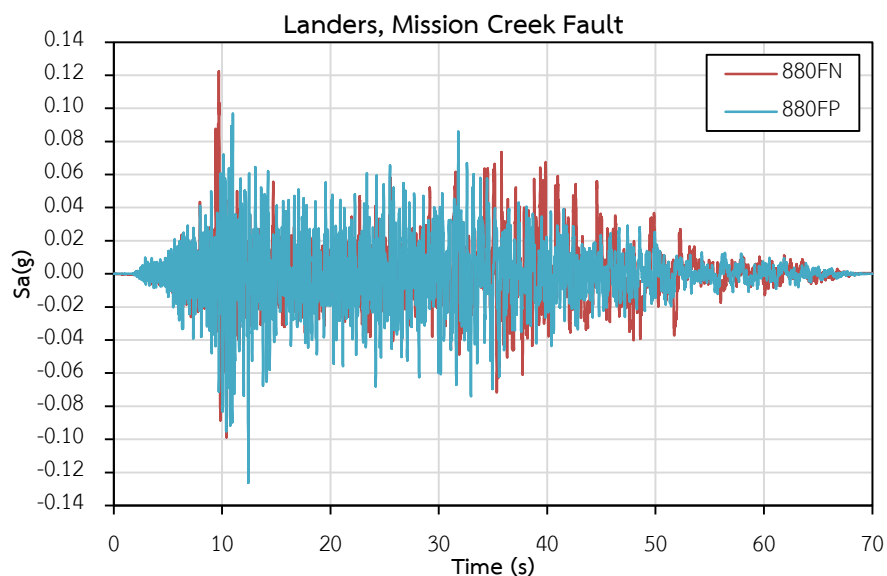


11. คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992)

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ประเทศสหรัฐอเมริกา มีความรุนแรงระดับ 7.28 ตามมาตราโมเมนต์แมกนิจูด โดยเกิดขึ้นเป็นระยะเวลาานาน 70 วินาที มีความเร่งที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.13g สเปกตรัมและความถี่ของคลื่นแสดงในรูปที่ 4.35 และรูปที่ 4.36



รูปที่ 4.35 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992)

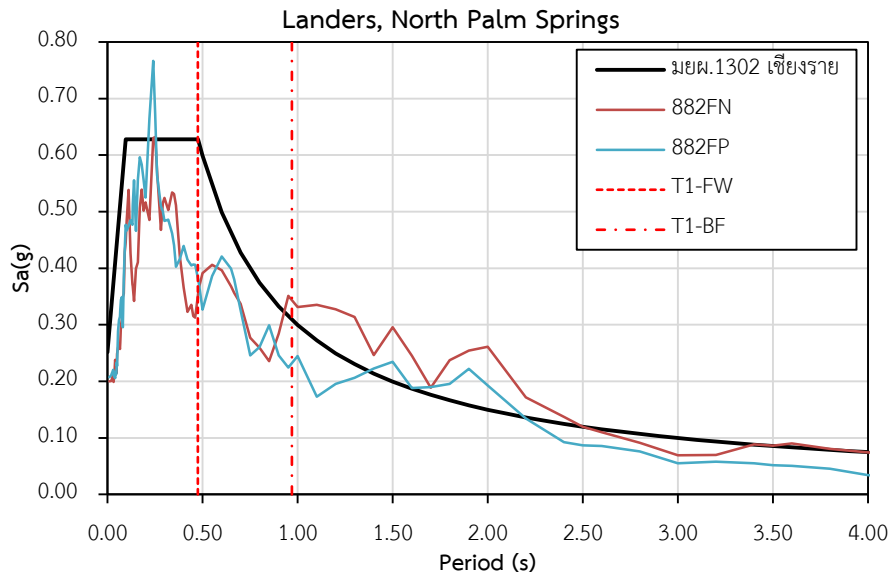


รูปที่ 4.36 คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992)

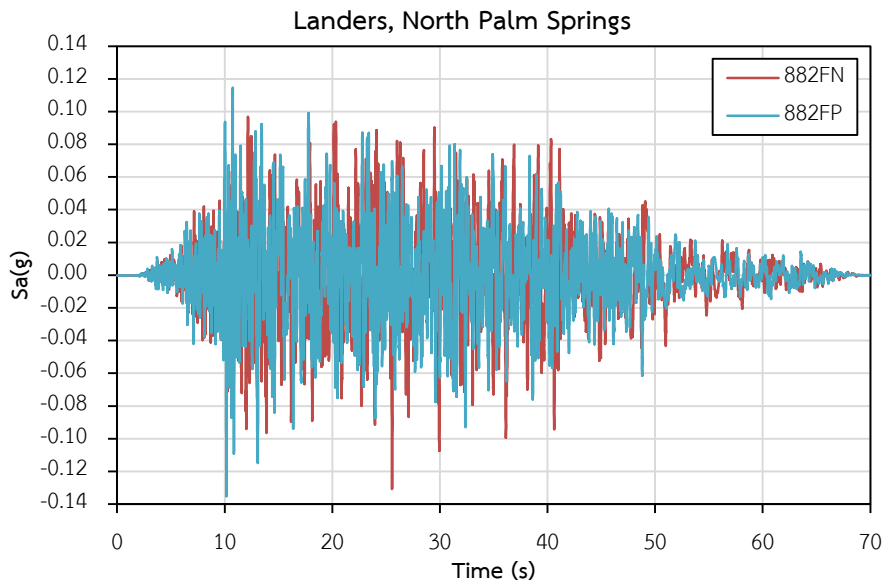
ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง

12. คลื่นแผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992)

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ประเทศสหรัฐอเมริกา มีความรุนแรงระดับ 7.28 ตามมาตราโมเมนต์แมกนิจูด โดยเกิดขึ้นเป็นระยะเวลาานาน 70 วินาที มีความเร่งที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.13g สเปกตรัมและความถี่ของคลื่นแสดงในรูปที่ 4.37 และรูปที่ 4.38



รูปที่ 4.37 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992)

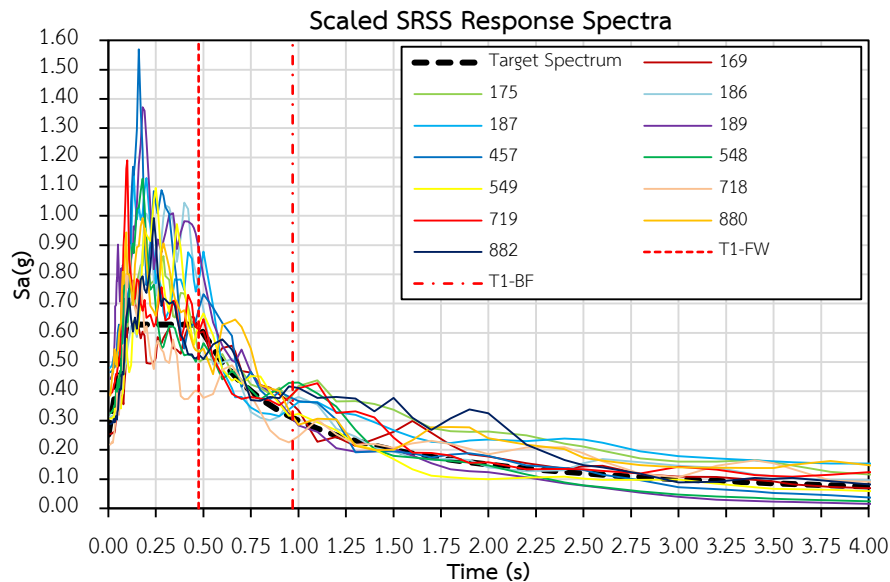


รูปที่ 4.38 คลื่นแผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992)

ในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง

4.3 การปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหว

การเลือกชุดข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วย วิธีวิเคราะห์การตอบสนองแบบประวัติเวลาตามมาตรฐาน ASCE41-13 กำหนดให้ทำการวิเคราะห์ด้วยชุดข้อมูลคลื่นความเร่งผิวดินไม่ต่ำกว่า 3 ชุด โดยในแต่ละชุดประกอบไปด้วยคลื่นในแนวราบ 2 ทิศทาง การปรับขนาดคลื่นแผ่นดินไหวกระทำโดยการหาสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแนวราบข้างต้น โดยพิจารณาให้มีความหน่วง 5% จากนั้นทำการหาผลรวมของสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นในแนวราบ 2 คลื่นดังกล่าวโดยวิธีการรวมผลด้วยการคำนวณค่ารากที่สองของผลรวมค่ายกกำลังสอง (SRSS) จากนั้นทำการหาค่าตัวคูณปรับค่า (Scaled factor) ที่ทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัมตอบสนอง SRSS ของข้อมูลทั้งหมดที่ทำการพิจารณามีค่าสูงกว่าสเปกตรัมเป้าหมาย (Target response spectrum) ในทุกช่วงคาบของสเปกตรัมการตอบสนองตั้งแต่ $0.2T_1$ จนถึง $1.5T_1$ โดย T_1 เป็นค่าคาบพื้นฐานของอาคารที่พิจารณา การกำหนดสเปกตรัมเป้าหมายในงานวิจัยนี้ กำหนดให้สเปกตรัมเป้าหมายมีค่าตามค่าสเปกตรัมตอบสนองของพื้นที่ อ.เมือง จ.เชียงราย ตามมาตรฐาน มยพ. 1302 โดยเป็นความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวสำหรับออกแบบ (Design basis earthquake, DBE)

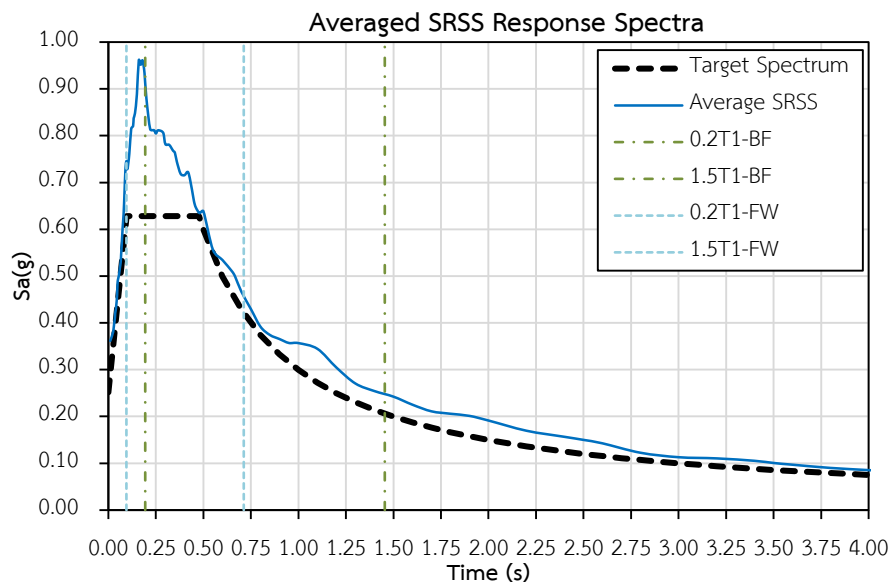


รูปที่ 4.39 สเปกตรัมตอบสนอง SRSS ที่คูณปรับค่าแล้ว

ในงานวิจัยนี้ทำการศึกษาอาคารตัวอย่าง 2 อาคารคืออาคารแบบโครงเฟรมและอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานโดยอาคารทั้งสองมีคาบพื้นฐานในทิศทางที่พิจารณาเท่ากับ 0.97 วินาที และ 0.47 วินาทีตามลำดับ เมื่อทำการคูณปรับค่าผลตอบสนองในแนวราบของแต่ละชุดข้อมูลและทำการหาค่าผลตอบสนองแบบ SRSS ของแต่ละชุดข้อมูล

สามารถแสดงสเปกตรัมตอบสนอง SRSS ของชุดข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่พิจารณาทั้งหมดได้ดังรูปที่ 4.39

เมื่อทำการหาค่าเฉลี่ยสเปกตรัมตอบสนอง SRSS ที่คุณปรับค่าแล้วของชุดข้อมูลทั้งหมดพบว่า ค่าเฉลี่ยสเปกตรัมตอบสนองของชุดข้อมูลทั้งหมดที่พิจารณามีค่าสูงกว่าสเปกตรัมเป้าหมายในช่วงคาบ $0.2T_1$ จนถึง $1.5T_1$ ในทุกคาบพื้นฐานของอาคารทั้ง 2 ดังแสดงในรูปที่ 4.40



รูปที่ 4.40 ค่าเฉลี่ยสเปกตรัมตอบสนอง SRSS

บทที่ 5

การเสริมประสิทธิภาพอาคารด้วยกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

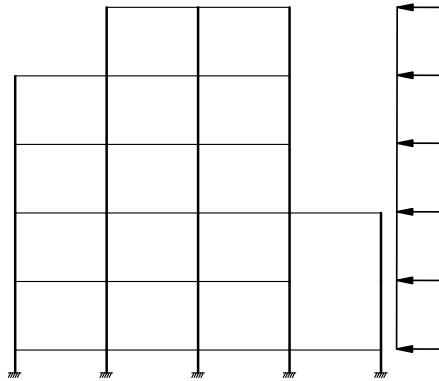
การวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างใช้โปรแกรม Perform3D เพื่อทำการศึกษาประสิทธิภาพในการเสริมสมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหวของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน โดยทำการศึกษาพฤติกรรมของอาคารด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear static procedure) ด้วยวิธีการวิเคราะห์ผลึกอาคาร (Push over analysis) และวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear dynamic analysis) แบบประวัติเวลา (Time history analysis)

ในการออกแบบกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานนั้นมีคุณสมบัติที่สามารถปรับได้อยู่ 2 ค่าคือค่าสัมประสิทธิ์การเสียดทานระหว่างพื้นผิวโลหะโดยในงานวิจัยนี้จะสมมุติให้สัมประสิทธิ์การเสียดทานมีค่าคงที่เท่ากับ 0.42 และค่าหน่วยน้ำหนักของกำแพง การพิจารณาพฤติกรรมของอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานจะทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารตัวอย่างที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงและติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานโดยมีการเปลี่ยนค่าแรงเสียดทานในกำแพงทั้งหมด 5 ค่า โดยกำหนดให้ค่าแรงเสียดทานมีค่าแปรเปลี่ยนตามหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 500, 1000, 1500, 2000 และ 2500 กก./ลบ.ม.ตามลำดับ ในการศึกษาผลกระทบของค่าแรงเสียดทานที่มีผลต่อพฤติกรรมของอาคารตัวอย่างนั้น ไม่ได้พิจารณาการเปลี่ยนแปลงมวลของโครงสร้างเนื่องจากกำแพง โดยสมมุติมวลของโครงสร้างคงคิดจากกรณีกำแพงมีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 1000 กก./ลบ.ม.

5.1 พฤติกรรมของอาคารภายใต้การวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น

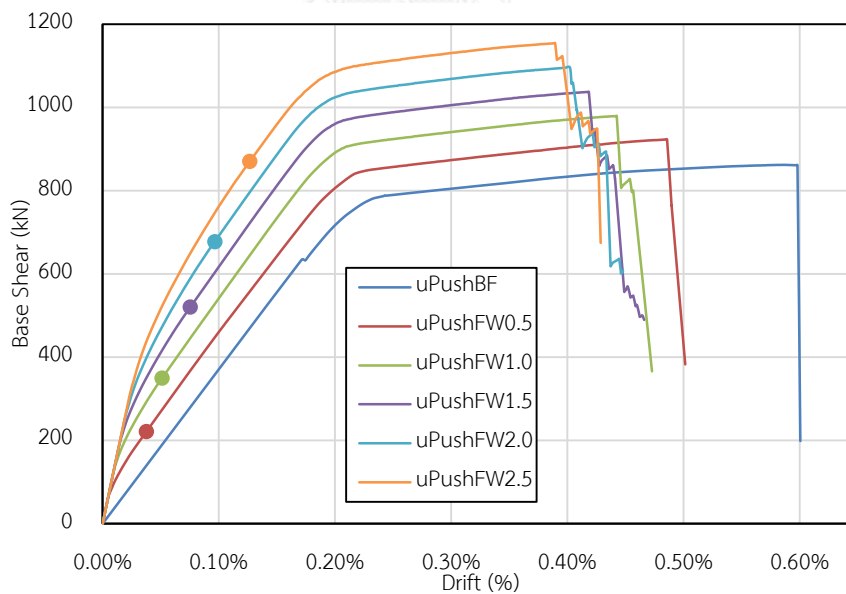
ในการวิเคราะห์แบบ Push over งานวิจัยนี้ให้แรงกระทำกับโครงสร้างในทิศทางตามแนวกำแพง โดยมีรูปแบบการกระจายแรงแบบคงที่ตลอดความสูง ดังแสดงในรูปที่ 5.1 โดยกำหนดให้โปรแกรม Perform3D หยุดทำการวิเคราะห์เมื่อค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงกว่า 5%

ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 5.2 โดยแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคาร พบว่าในช่วงเริ่มต้นอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานจะมีค่าสติฟเนสเริ่มต้น (Initial stiffness) สูงกว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานเนื่องจากอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งกำแพงไม่ได้พิจารณาผลของสติฟเนสของกำแพงอาคารในการวิเคราะห์ หลังจากการวิเคราะห์ผ่านไปจนถึงจุดที่กำแพงเกิดการเคลื่อนตัว พบว่าค่าสติฟเนสของอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าลดลงจนมีค่าใกล้เคียงกับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งกำแพงโดยค่าสติฟเนสของอาคารสามารถสรุปได้ตามตารางที่ 5.1



รูปที่ 5.1 รูปแบบการให้แรงด้านข้างกับอาคาร

ค่าแรงเฉือนที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคาร ณ จุดที่กำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานเกิดการเลื่อนตัว สามารถพิจารณาได้จากความสัมพันธ์ในรูปที่ 5.2 เมื่อค่าสติเฟนสของอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานมีค่าใกล้เคียงกับ ค่าสติเฟนสของอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงเนื่องจากสติเฟนสของกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานหลังการเลื่อนตัวมีค่าเข้าใกล้ 0 โดยจุดที่ค่าสติเฟนสที่ค่าใกล้เคียงกันแสดงได้ตามรูปที่ 5.2 โดยพบว่าค่าแรงเฉือนที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารมีค่าสูงขึ้นโดยแปรผันตามค่าแรงเสียดทานที่ออกแบบไว้



รูปที่ 5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคาร

ค่าแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดของอาคารมีค่าเพิ่มสูงขึ้นโดยแปรผันตามค่าแรงเสียดทานแต่ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดจะลดลงโดยแปรผกผันกับค่าแรงเสียดทาน โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานจะมีค่าแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดสูงกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงในทุกค่าแรงเสียดทาน และค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานจะมีค่าต่ำกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงในทุกค่าแรงเสียดทาน โดยสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 5.1

ตารางที่ 5.1 ผลการวิเคราะห์อาคารด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น

	สติฟเนส (kN/m)		เมื่อเกิดการเคลื่อนตัว		แรงเฉือนสูงสุด	
	เริ่มต้น	หลังเลื่อนตัว	แรงเฉือน (kN)	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (%)	แรงเฉือน (kN)	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (%)
ไม่มีกำแพง	5.33E+06	5.33E+06	-	-	862.32	0.59%
Self-weight 0.5	1.62E+07	5.84E+06	221.57	0.04%	923.43	0.49%
Self-weight 1.0	1.42E+07	5.92E+06	350.18	0.05%	979.71	0.44%
Self-weight 1.5	1.51E+07	5.92E+06	520.67	0.08%	1037.53	0.42%
Self-weight 2.0	1.53E+07	5.92E+06	677.99	0.10%	1096.13	0.40%
Self-weight 2.5	1.54E+07	5.75E+06	870.84	0.13%	1154.73	0.39%

การตรวจสอบน้ำหนักของอาคารโดยการหาค่าแรงปฏิกิริยาที่ฐานของอาคารตัวอย่างในทุกกรณีแสดงในตารางที่ 5.2 โดยน้ำหนักของอาคารมีค่าเพิ่มขึ้นโดยแปรผันตามแรงกดที่กระทำบนกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน เพื่อให้สอดคล้องกับงานวิจัยในอดีตของ Samani และคณะ (2015) จึงทำการกำหนดค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (Normalize friction force, η) ดังสมการที่ 5.1

$$\eta = \frac{f_{s1}}{w} \quad (5.1)$$

โดย f_{s1} = ผลรวมของค่าแรงเสียดทานในกำแพงในชั้นที่ 1

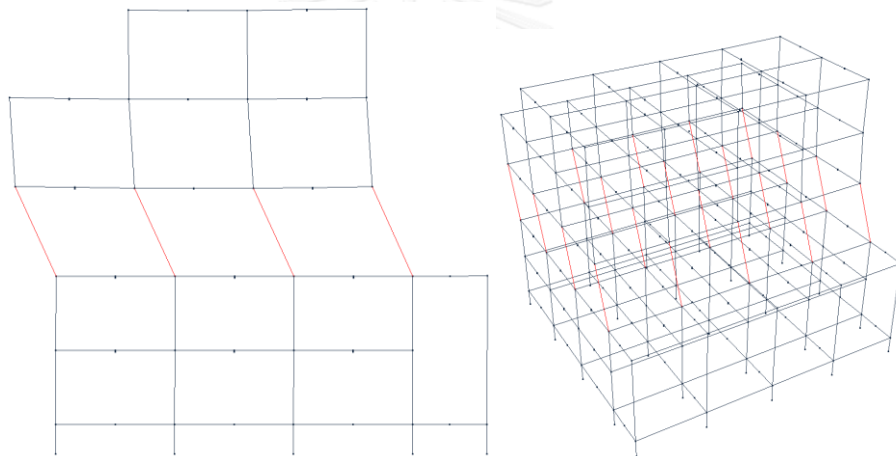
w = น้ำหนักของอาคาร

ค่า η ของอาคารตัวอย่างสามารถแสดงได้ตามตารางที่ 5.2

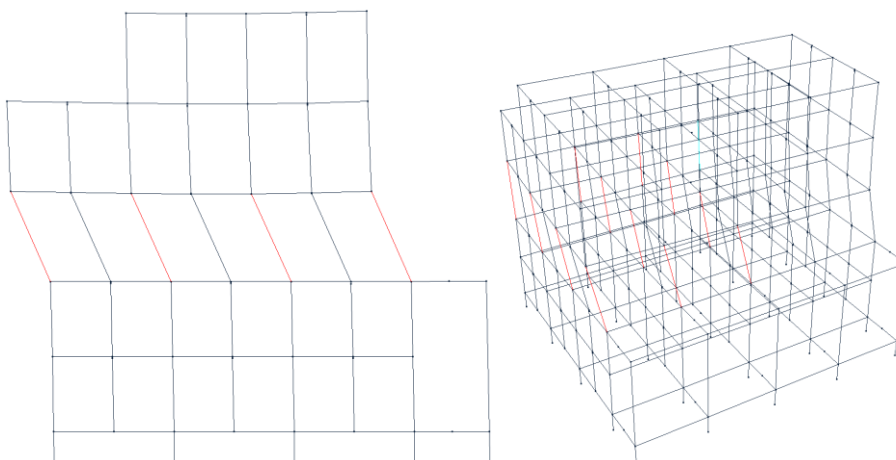
ตารางที่ 5.2 น้ำหนักอาคารและค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η)

	ไม่มีกำแพง	Self-weight 0.5	Self-weight 1.0	Self-weight 1.5	Self-weight 2.0	Self-weight 2.5
น้ำหนักอาคาร (kN)	5940	5294	5624	5953	6283	6612
η	-	0.017	0.031	0.044	0.056	0.067

ลักษณะการวิบัติในเสาจากการวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้นพบว่าในทุกอาคารเกิดการวิบัติในเสาบริเวณชั้น 2 ดังแสดงในรูปที่ 5.3 และรูปที่ 5.4 โดยเสามีความเสียหายถึงระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (Collapse prevention, CP) โดยพบว่าเสาจะเริ่มเสียหายจากบริเวณเสาต้นริมอาคารและกระจายตัวไปจนทั่วทั้งชั้นที่เกิดความเสียหาย อาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงจะมีความเสียหายถึงระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (CP) ในเสาบริเวณชั้นที่ 2 ทุกต้น ในขณะที่อาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานจะมีปริมาณเสาที่เกิดความเสียหายต่ำกว่าโดย เสาทุกต้นในชั้นที่ 2 มีขนาด 0.2×0.25 ม. ปริมาณเหล็กเสริมและจำนวนเสาที่เกิดความเสียหายสามารถสรุปได้ตามตารางที่ 5.3 โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานที่สูงขึ้นทำให้ปริมาณความเสียหายระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (CP) ในเสาอาคารตัวอย่างลดลง โดยการเพิ่มแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η) ให้สูงกว่า 0.056 (Slip load 2.0) อาจไม่มีความแตกต่างในประสิทธิภาพในการต้านทานแผ่นดินไหวของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมากนัก



รูปที่ 5.3 รูปแบบความเสียหายระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (CP) ในเสาอาคารตัวอย่างที่ไม่มีการติดตั้งกำแพง



รูปที่ 5.4 รูปแบบความเสียหายระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (CP) ในเสาอาคารตัวอย่างที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

ตารางที่ 5.3 ความเสียหายที่เกิดในเสาอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น

	C2	C3	C4	C5	% เสาที่เสียหาย
เหล็กเสริมหลัก	4DB16	4DB20	4DB20	6DB20	
% เหล็กเสริม	1.61%	2.51%	2.51%	3.77%	
ไม่มีกำแพง	6	8	3	3	100%
Slip load 0.5	3	5	2	2	60%
Slip load 1.0	3	5	2	2	60%
Slip load 1.5	3	4	1	1	45%
Slip load 2.0	3	3	1	1	40%
Slip load 2.5	3	3	1	1	40%

5.2 ผลตอบสนองและความเสียหายของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับออกแบบ

ในการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างโดยโปรแกรม Perform3D ด้วยวิธีการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear dynamic procedure) โดยใช้วิธีแบบประวัติเวลา (Time history analysis) ทำการคำนวณผลการตอบสนองของอาคารตัวอย่างที่ทุกช่วงระยะเวลา ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 12 คลื่น โดยเลือกใช้ความละเอียดในการวิเคราะห์ (Time step) เท่ากับ 0.0005 วินาที ซึ่งเป็นค่าที่เหมาะสมในการลดความคลาดเคลื่อนของผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติก และพิจารณาผลของพฤติกรรมแบบ $P-\Delta$ จากน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งรวมเข้าไปในการวิเคราะห์ด้วย

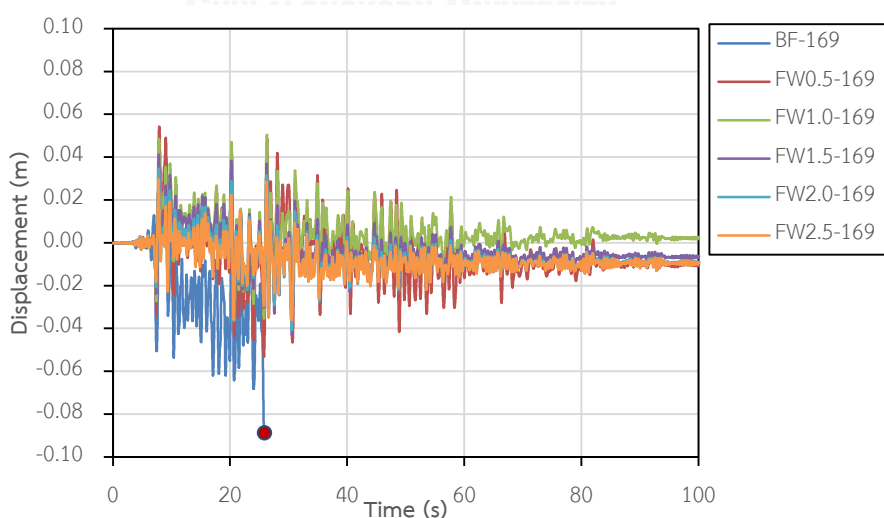
ศึกษาโดยให้แผ่นดินไหวกระทำกับโครงสร้างในแกนเดียวคือทิศทาง H2 ซึ่งเป็นทิศทางที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน ทำการเปรียบเทียบผลตอบสนองของอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพง และอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานโดยมีการเพิ่มค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน โดยกำหนดให้ค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η) มีค่าเท่ากับ 0.017, 0.031, 0.044, 0.056 และ 0.067 ตามลำดับ

5.2.1 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่าง

5.2.1.1 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979)

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979) โดยคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration) หลังจากคูณปรับค่าแล้วอยู่ที่ 0.20g พบว่าการเพิ่มค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ โดยพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงมีความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย ในขณะที่อาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายในเสาลงมาได้ โดยไม่มีเสาที่มีความเสียหายถึงระดับพังทลาย

ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5.5 โดยพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงเกิดการพังทลายของอาคารโดยค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาอยู่ที่ 89.6 มิลลิเมตร โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา การเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารลดลง สำหรับอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta=0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาได้มากที่สุดอยู่ที่ 59.71% ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาสูงสุดของทุกอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 5.4



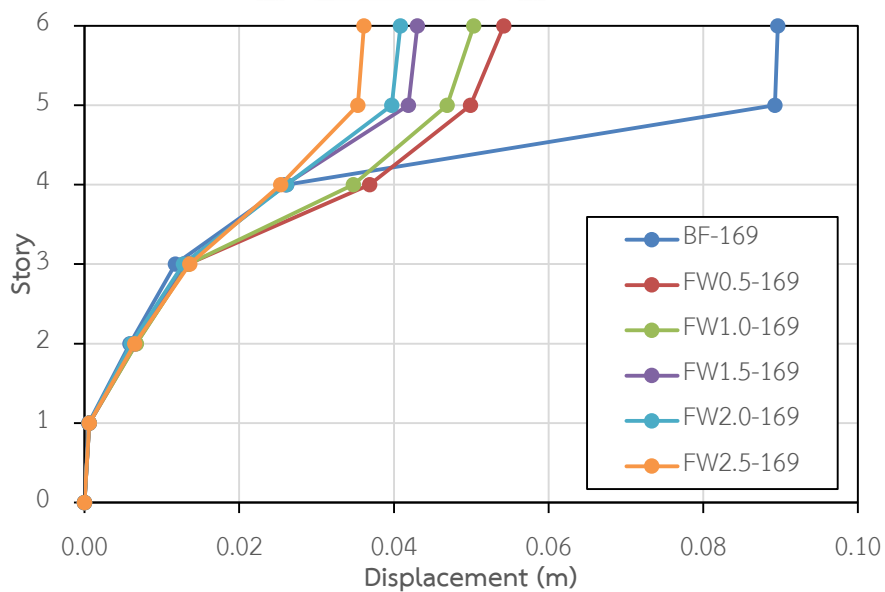
รูปที่ 5.5 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Delta (1979)

ตารางที่ 5.4 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว

Imperial Valley-06, Delta (1979)

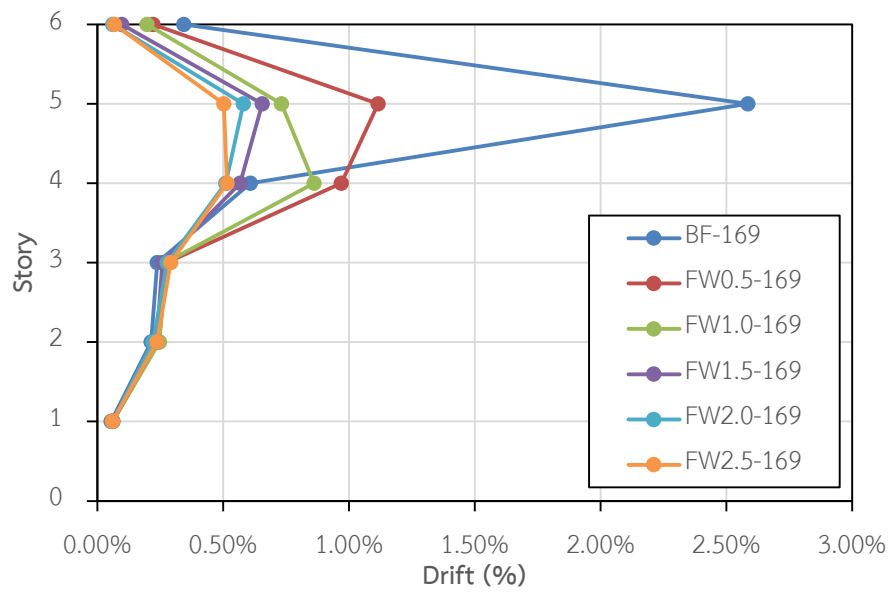
Cases	Roof Displacement (m)	Reduction (%)
BF-169	0.0896	
FW0.5-169	0.0542	39.52
FW1.0-169	0.0503	43.87
FW1.5-169	0.0430	52.00
FW2.0-169	0.0409	54.42
FW2.5-169	0.0361	59.71

รูปที่ 5.6 และรูปที่ 5.7 แสดงค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างตามลำดับโดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวบริเวณพื้นชั้นที่ 4 (Story 3) มีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารสูงที่สุด เนื่องจากเสามีการลดขนาดลงเหลือ 0.2x0.2ม. ทุกต้นตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3 ขึ้นไป และมีการลดปริมาณเหล็กเสริมลง โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานที่สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารลดลงตามลำดับ โดยอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 2.59% โดยพบบริเวณพื้นชั้นที่ 4 สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารอยู่ที่ 0.52% ถึง 1.12% ดังแสดงตามตารางที่ 5.5 โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารได้มากที่สุดโดยสามารถลดลงได้ 80.07%



รูปที่ 5.6 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

Imperial Valley-06, Delta (1979)



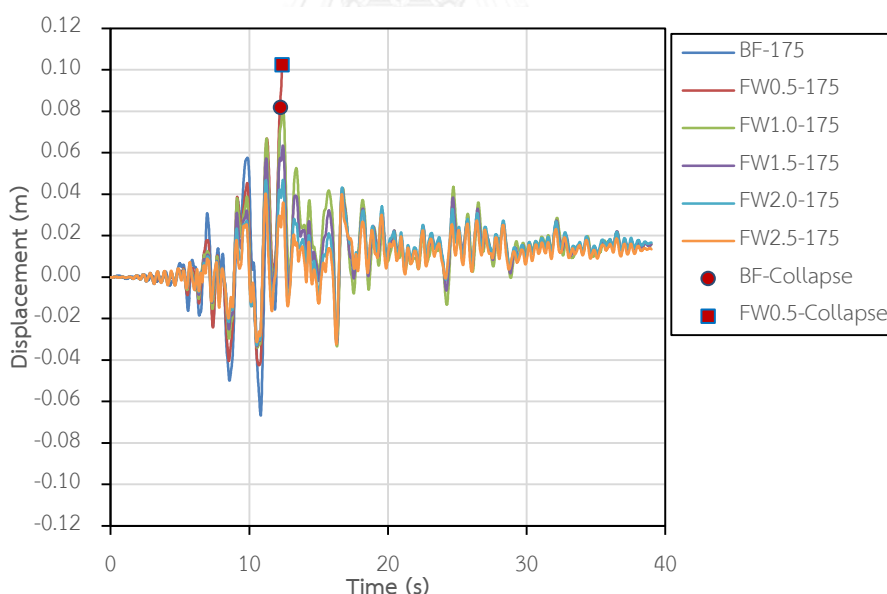
รูปที่ 5.7 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Delta (1979)

ตารางที่ 5.5 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Delta (1979)

Cases	Story Drift (%)	Reduction (%)
BF-169	2.59	
FW0.5-169	1.12	56.82
FW1.0-169	0.86	66.65
FW1.5-169	0.66	74.63
FW2.0-169	0.58	77.53
FW2.5-169	0.52	80.07

5.2.1.2 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979)

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979) โดยคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration) หลังจากคูณปรับค่าแล้วอยู่ที่ 0.24g พบว่าการเพิ่มค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ โดยพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงมีความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย ในขณะที่อาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายในเสาลงมาได้ โดยไม่มีเสาที่มีความเสียหายถึงระดับพังทลาย ยกเว้นอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเทียบเท่ากับ 500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.017$) พบว่ามีความเสียหายถึงระดับพังทลาย เนื่องจากอาคารตัวอย่างที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีการสั่นของอาคารที่ต่ำกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพง และสเปคตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวในช่วงคาบของอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าความเร่งที่สูงกว่าเมื่อเทียบอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพง



รูปที่ 5.8 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979)

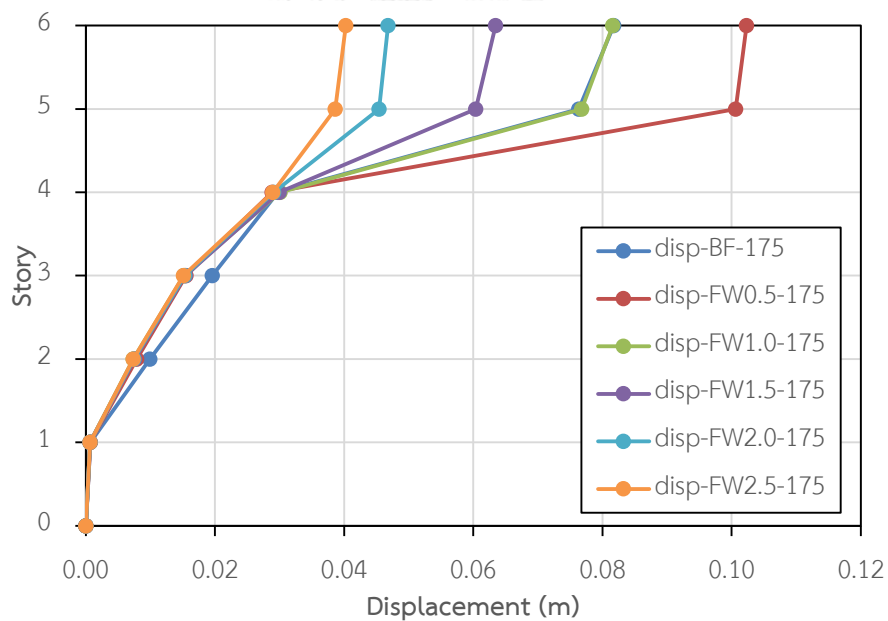
ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5.8 โดยพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงเกิดการพังทลายของอาคารโดยค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาอยู่ที่ 81.7 มิลลิเมตร โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัว

ที่ชั้นหลังคา การเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารลดลง สำหรับอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta=0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาได้มากที่สุดอยู่ที่ 50.73% ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาสูงสุดของทุกอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 5.6

ตารางที่ 5.6 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว

Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979)

Cases	Roof Displacement (m)	Reduction (%)
BF-175	0.0817	
FW0.5-175	0.1023	-25.19
FW1.0-175	0.0816	0.15
FW1.5-175	0.0635	22.35
FW2.0-175	0.0468	42.71
FW2.5-175	0.0403	50.73

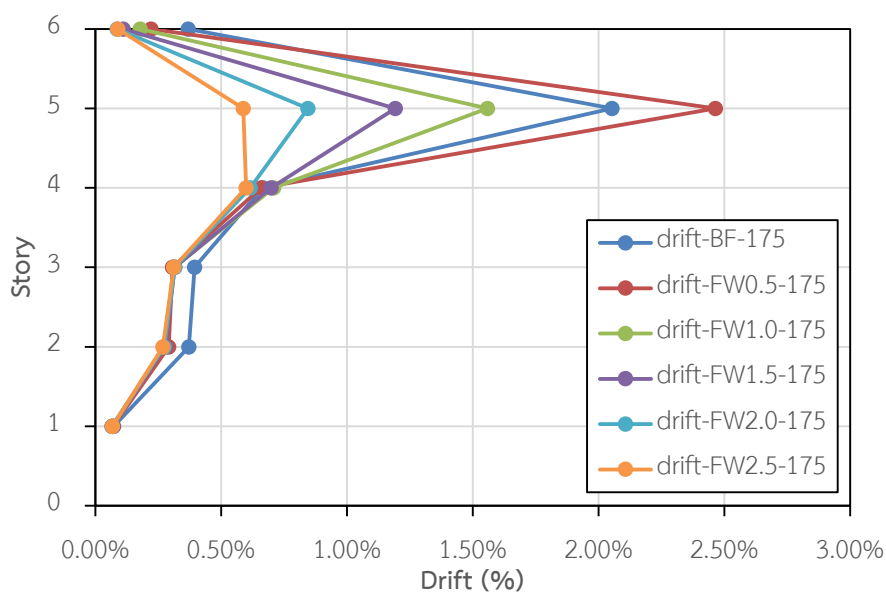


รูปที่ 5.9 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979)

รูปที่ 5.9 และรูปที่ 5.10 แสดงค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างตามลำดับโดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวบริเวณพื้นที่ชั้นที่ 4 (Story 3) มีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารสูงที่สุด เนื่องจากเสามีการลดขนาดลงเหลือ 0.2x0.2ม. ทุกต้นตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3

ขึ้นไป และมีการลดปริมาณเหล็กเสริมลง โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานที่สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารลดลงตามลำดับ โดยอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 2.05% โดยพบบริเวณพื้นชั้นที่ 4 สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารอยู่ที่ 0.60% ถึง 2.46% ดังแสดงตามตารางที่ 5.7 ตารางที่ 5.5 โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารได้มากที่สุดโดยสามารถลดลงได้ 70.79%



รูปที่ 5.10 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979)

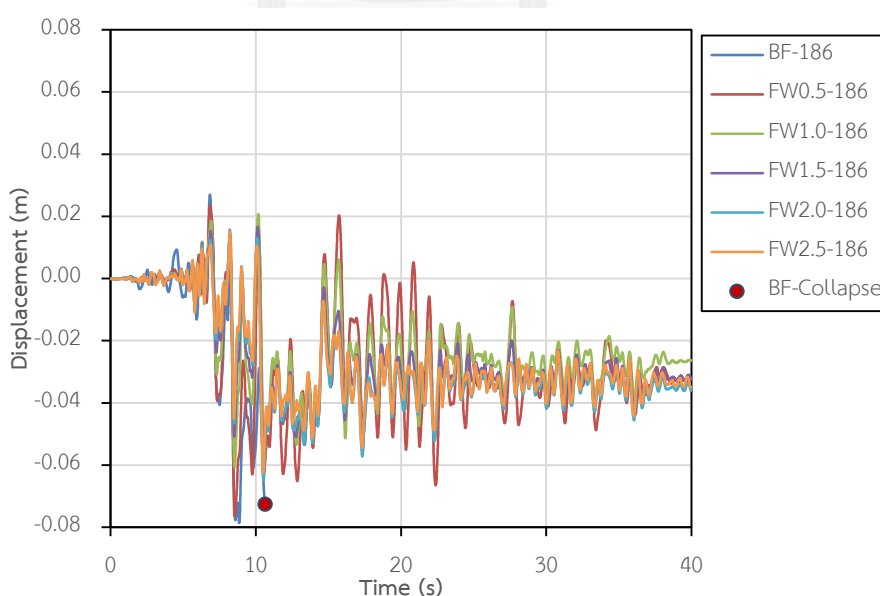
ตารางที่ 5.7 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979)

Cases	Story Drift (%)	Reduction (%)
BF-175	2.05	
FW0.5-175	2.46	19.98
FW1.0-175	1.56	24.08
FW1.5-175	1.19	41.91
FW2.0-175	0.84	58.88
FW2.5-175	0.60	70.79

5.2.1.3 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979) โดยคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration) หลังจากคูณปรับค่าแล้วอยู่ที่ 0.23g พบว่าการเพิ่มค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ โดยพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงมีความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย ในขณะที่อาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายในเสาลงมาได้ โดยไม่มีเสาที่มีความเสียหายถึงระดับพังทลาย

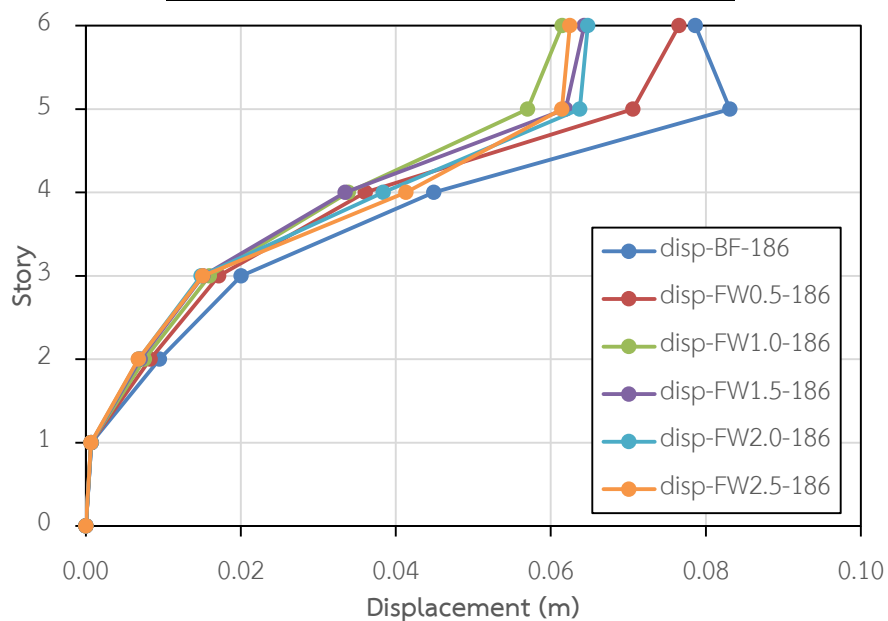
ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5.11 โดยพบว่าอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงเกิดการพังทลายของอาคาร โดยค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาอยู่ที่ 78.7 มิลลิเมตร โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา การเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารลดลง สำหรับอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta=0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาได้มากที่สุดอยู่ที่ 20.59% ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาสูงสุดของทุกอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 5.8



รูปที่ 5.11 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)

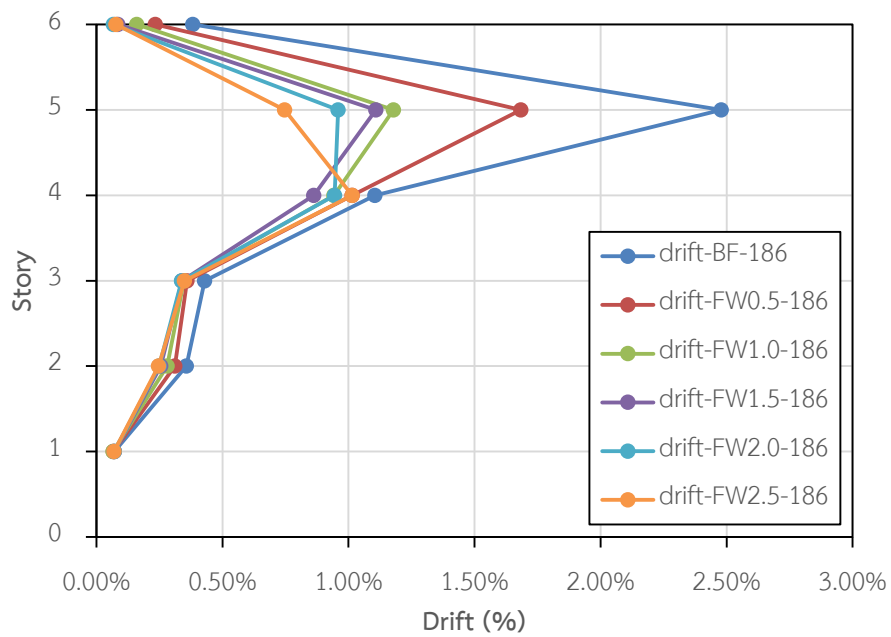
ตารางที่ 5.8 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)

Cases	Roof Displacement (m)	Reduction (%)
BF-186	0.0787	
FW0.5-186	0.0765	2.71
FW1.0-186	0.0615	21.84
FW1.5-186	0.0643	18.21
FW2.0-186	0.0648	17.64
FW2.5-186	0.0625	20.59



รูปที่ 5.12 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)

รูปที่ 5.12 และรูปที่ 5.13 แสดงค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างตามลำดับโดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวบริเวณพื้นที่ชั้นที่ 4 (Story 3) มีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารสูงที่สุด เนื่องจากเสามีการลดขนาดลงเหลือ 0.2×0.2 ม. ทุกต้นตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3 ขึ้นไป และมีการลดปริมาณเหล็กเสริมลง โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานที่สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารลดลงตามลำดับ โดยอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 2.48% โดยพบบริเวณพื้นที่ชั้นที่ 4 สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารอยู่ที่ 0.96% ถึง 1.68% ดังแสดงตามตารางที่ 5.9 โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารได้มากที่สุดโดยสามารถลดลงได้ 59.08%



รูปที่ 5.13 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)

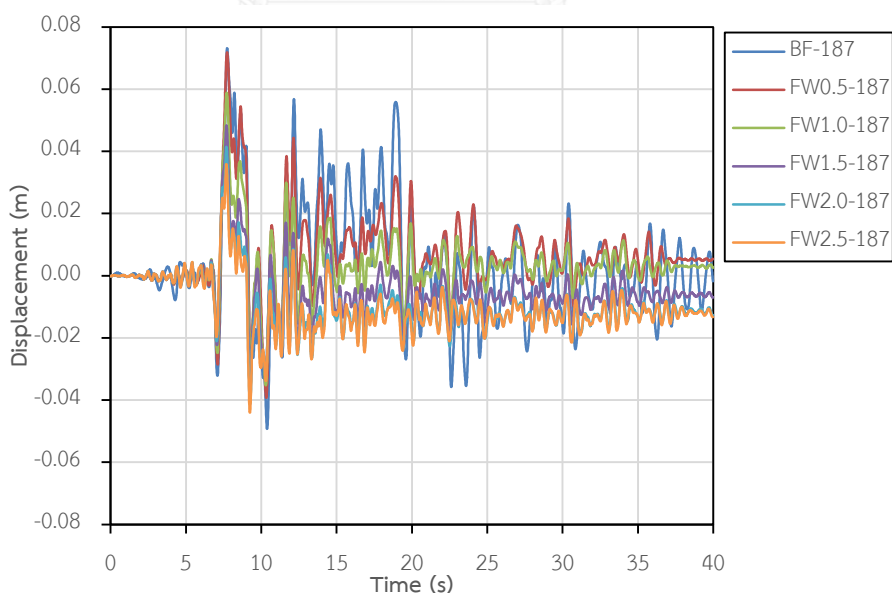
ตารางที่ 5.9 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)

Cases	Story Drift (%)	Reduction (%)
BF-186	2.48	
FW0.5-186	1.68	32.06
FW1.0-186	1.18	52.47
FW1.5-186	1.11	55.27
FW2.0-186	0.96	61.31
FW2.5-186	1.01	59.08

5.2.1.4 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979) โดยคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration) หลังจากคูณปรับค่าแล้วอยู่ที่ 0.39g พบว่าอาคารตัวอย่างทั้งหมดไม่มีความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย การเพิ่มค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้ โดยการเพิ่มค่าแรงเสียดทานจะส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารลดลง

ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5.14 โดยพบว่าอาคารตัวอย่างทั้งสองไม่เกิดความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย โดยอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาอยู่ที่ 73.1 มิลลิเมตร สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา การเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารลดลง สำหรับอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาได้มากที่สุดอยู่ที่ 39.85% ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาสูงสุดของทุกอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 5.10



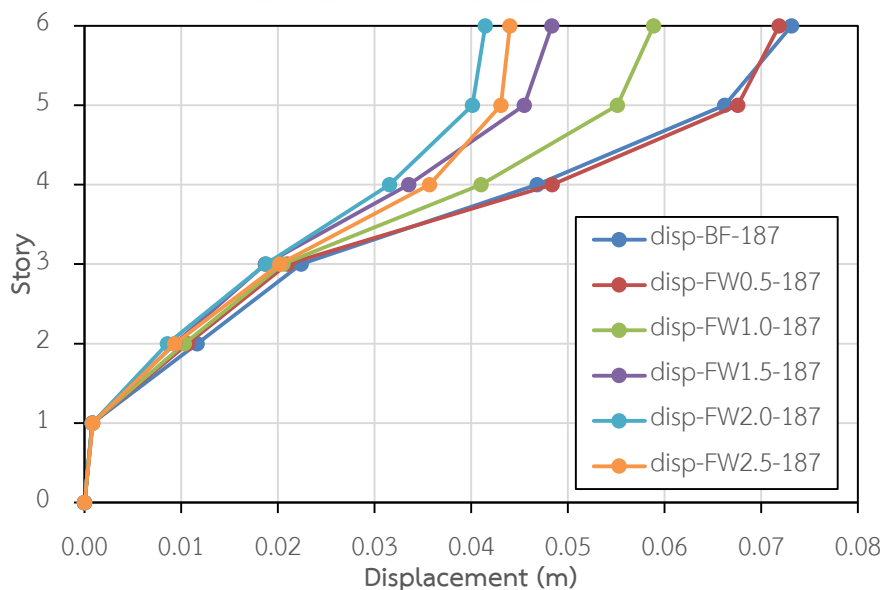
รูปที่ 5.14 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)

ตารางที่ 5.10 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว

Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)

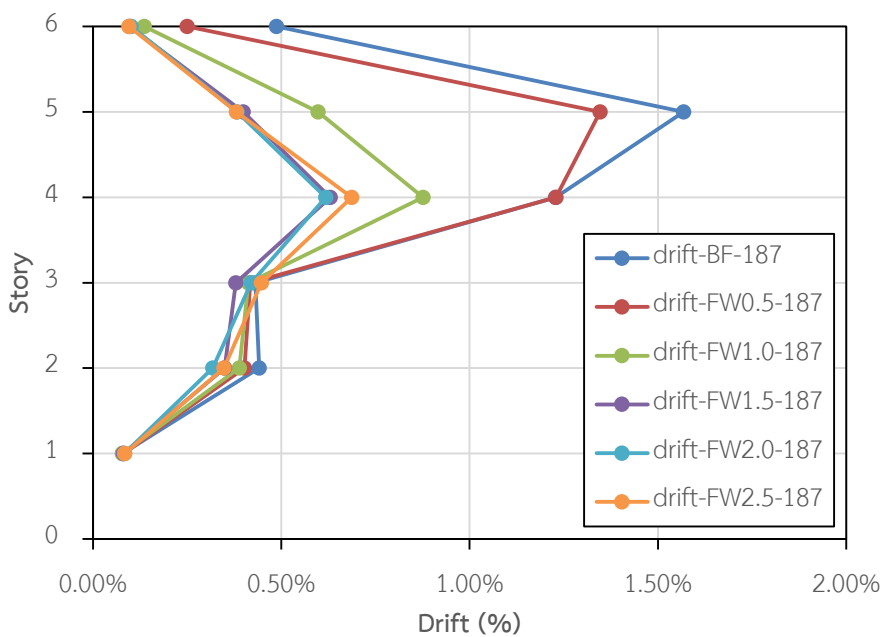
Cases	Roof Displacement (m)	Reduction (%)
BF-187	0.0731	
FW0.5-187	0.0718	1.75
FW1.0-187	0.0589	19.49
FW1.5-187	0.0483	33.88
FW2.0-187	0.0414	43.33
FW2.5-187	0.0440	39.85

รูปที่ 5.15 และรูปที่ 5.16 แสดงค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างตามลำดับโดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวบริเวณพื้นที่ชั้นที่ 4 (Story 3) มีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารสูงที่สุด เนื่องจากเสามีการลดขนาดลงเหลือ 0.2×0.2 ม. ทุกต้นตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3 ขึ้นไป และมีการลดปริมาณเหล็กเสริมลง โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานที่สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารลดลงตามลำดับ โดยอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 1.57% โดยพบบริเวณพื้นที่ชั้นที่ 4 สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารอยู่ที่ 0.22% ถึง 1.35% ดังแสดงตามตารางที่ 5.11 โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารได้มากที่สุดโดยสามารถลดลงได้ 56.17%



รูปที่ 5.15 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)



รูปที่ 5.16 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)

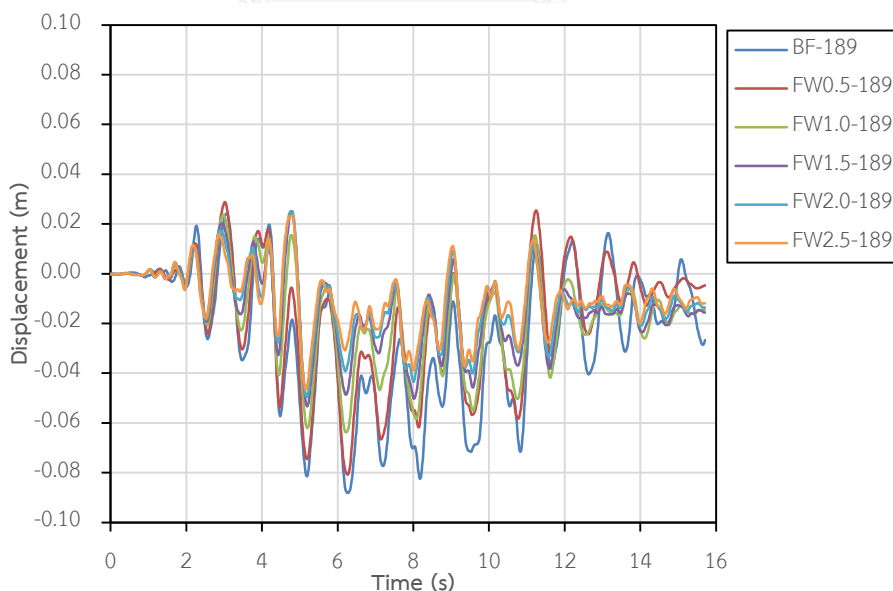
ตารางที่ 5.11 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)

Cases	Story Drift (%)	Reduction (%)
BF-187	1.57	
FW0.5-187	1.35	14.15
FW1.0-187	0.88	44.09
FW1.5-187	0.63	59.83
FW2.0-187	0.62	60.56
FW2.5-187	0.69	56.17

5.2.1.5 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979)

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979) โดยคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration) หลังจากคูณปรับค่าแล้วอยู่ที่ 0.36g พบว่าอาคารตัวอย่างทั้งหมดไม่มีความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย การเพิ่มค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้ โดยการเพิ่มค่าแรงเสียดทานจะส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารลดลง

ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 4.19 โดยพบว่าอาคารตัวอย่างทั้งสองไม่เกิดความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย โดยอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาอยู่ที่ 88.0 มิลลิเมตร สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา การเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารลดลง สำหรับอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาได้มากที่สุดอยู่ที่ 47.20% ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาสูงสุดของทุกอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 5.12



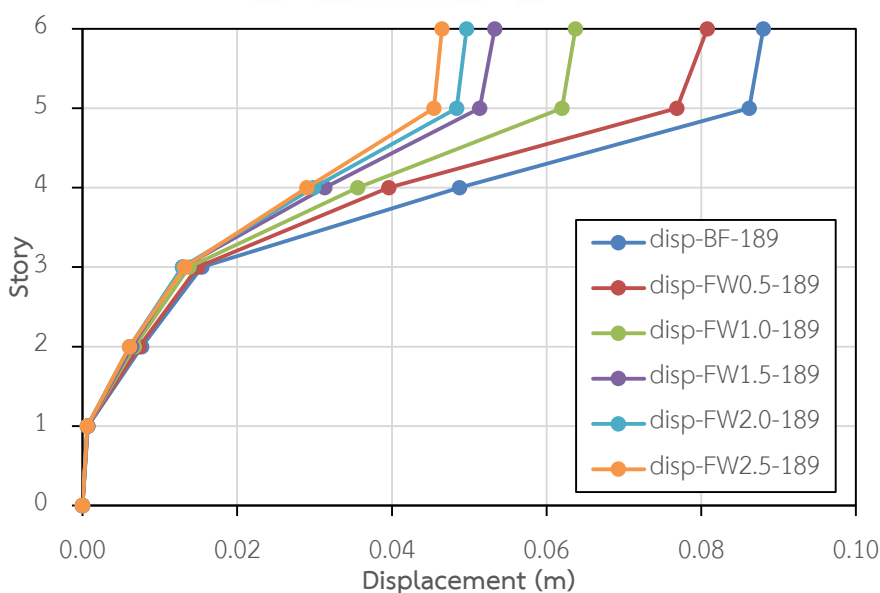
รูปที่ 5.17 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979)

ตารางที่ 5.12 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว

Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979)

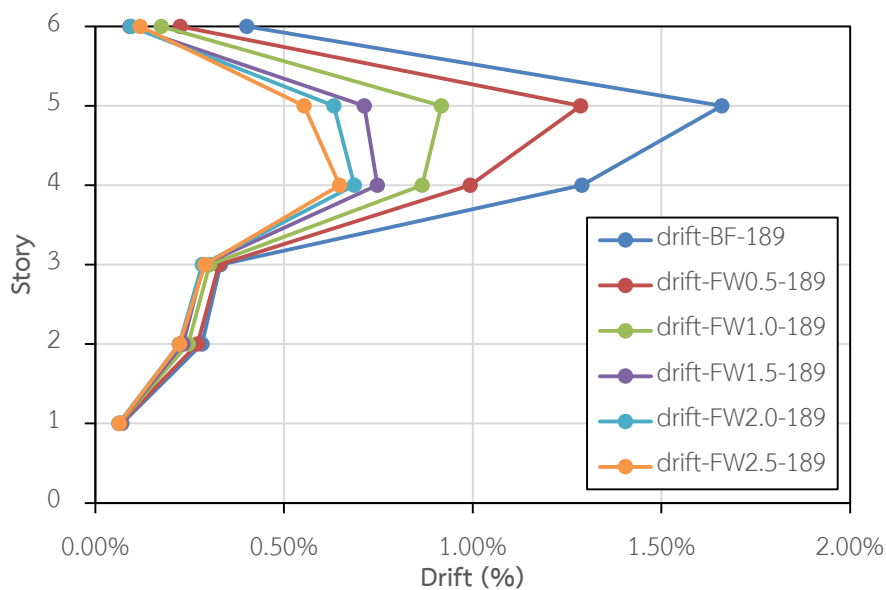
Cases	Roof Displacement (m)	Reduction (%)
BF-189	0.0880	
FW0.5-189	0.0808	8.23
FW1.0-189	0.0637	27.59
FW1.5-189	0.0533	39.45
FW2.0-189	0.0496	43.61
FW2.5-189	0.0465	47.20

รูปที่ 5.18 และรูปที่ 5.19 แสดงค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างตามลำดับโดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวบริเวณพื้นชั้นที่ 4 (Story 3) มีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารสูงที่สุด เนื่องจากเสามีการลดขนาดลงเหลือ 0.2x0.2ม. ทุกต้นตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3 ขึ้นไป และมีการลดปริมาณเหล็กเสริมลง โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานที่สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารลดลงตามลำดับ โดยอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 1.66% โดยพบบริเวณพื้นชั้นที่ 4 สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารอยู่ที่ 0.65% ถึง 1.29% ดังแสดงตามตารางที่ 5.13 โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta=0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารได้มากที่สุดโดยสามารถลดลงได้ 61.00%



รูปที่ 5.18 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979)



รูปที่ 5.19 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979)

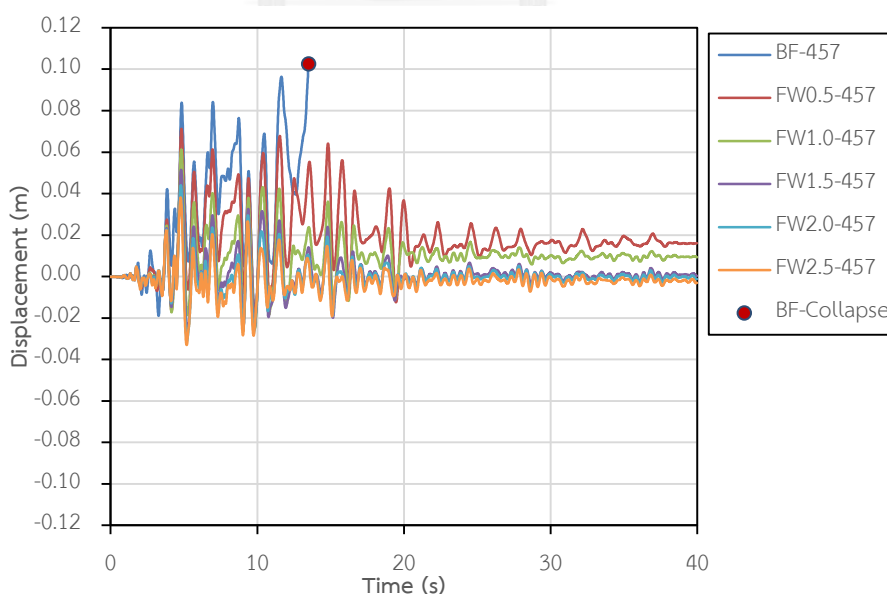
ตารางที่ 5.13 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979)

Cases	Story Drift (%)	Reduction (%)
BF-189	1.66	
FW0.5-189	1.29	22.56
FW1.0-189	0.92	44.78
FW1.5-189	0.75	54.98
FW2.0-189	0.69	58.64
FW2.5-189	0.65	61.00

5.2.1.6 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984)

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984) โดยคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration) หลังจากคูณปรับค่าแล้วอยู่ที่ 0.40g พบว่าการเพิ่มค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ โดยพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงมีความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย ในขณะที่อาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายในเสาลงมาได้ โดยไม่มีเสาที่มีความเสียหายถึงระดับพังทลาย

ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5.20 โดยพบว่าอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงเกิดการพังทลายของอาคาร โดยค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาอยู่ที่ 102.6 มิลลิเมตร โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา การเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารลดลง สำหรับอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta=0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาได้มากที่สุดอยู่ที่ 62.73% ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาสูงสุดของทุกอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 5.14



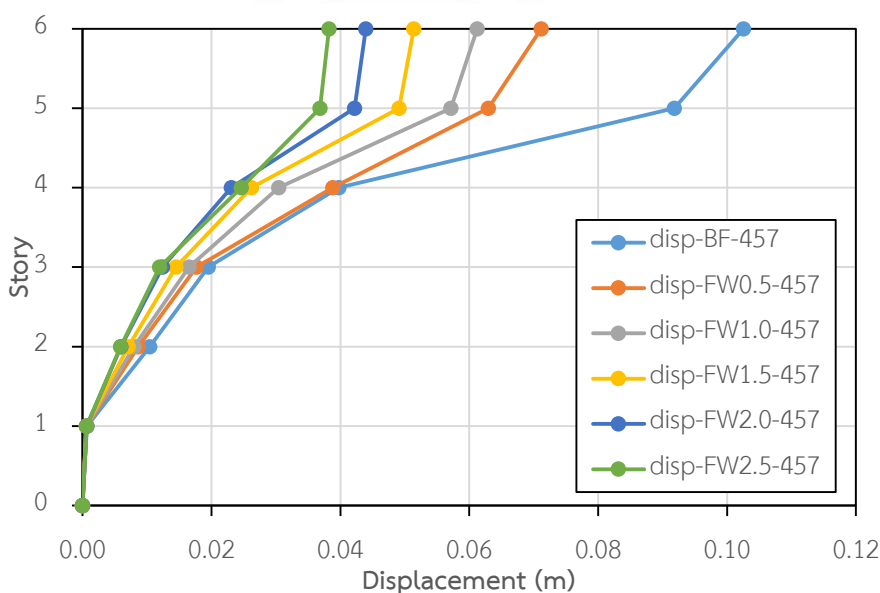
รูปที่ 5.20 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984)

ตารางที่ 5.14 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว

Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984)

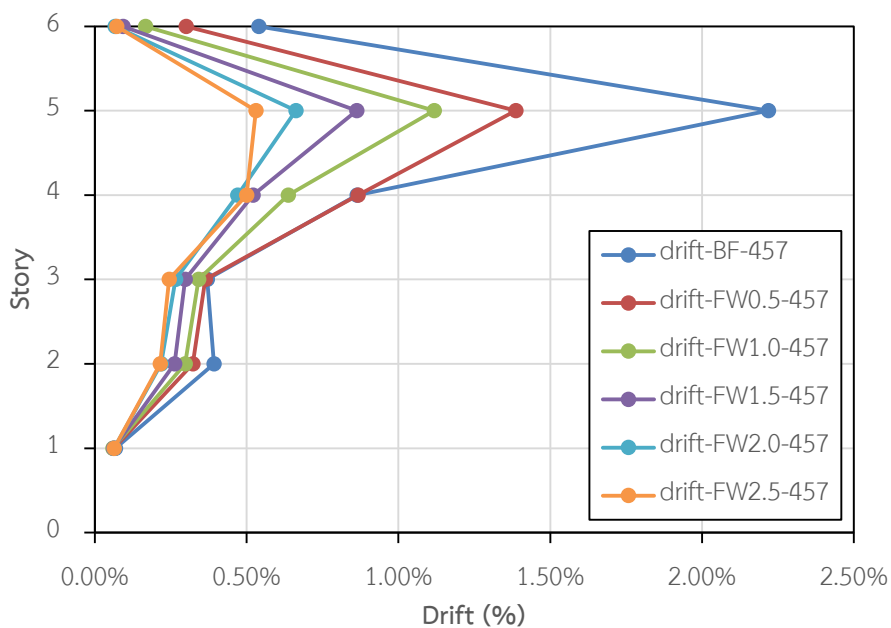
Cases	Roof Displacement (m)	Reduction (%)
BF-457	0.1026	
FW0.5-457	0.0712	30.59
FW1.0-457	0.0612	40.28
FW1.5-457	0.0514	49.89
FW2.0-457	0.0440	57.13
FW2.5-457	0.0382	62.73

รูปที่ 5.21 และ รูปที่ 5.22 แสดงค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างตามลำดับโดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวบริเวณพื้นชั้นที่ 4 (Story 3) มีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารสูงที่สุด เนื่องจากเสามีการลดขนาดลงเหลือ 0.2x0.2ม. ทุกต้นตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3 ขึ้นไป และมีการลดปริมาณเหล็กเสริมลง โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานที่สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารลดลงตามลำดับ โดยอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 2.22% โดยพบบริเวณพื้นชั้นที่ 4 สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารอยู่ที่ 0.53% ถึง 1.39% ดังแสดงตามตารางที่ 5.15 โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารได้มากที่สุดโดยสามารถลดลงได้ 76.09%



รูปที่ 5.21 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984)



รูปที่ 5.22 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984)

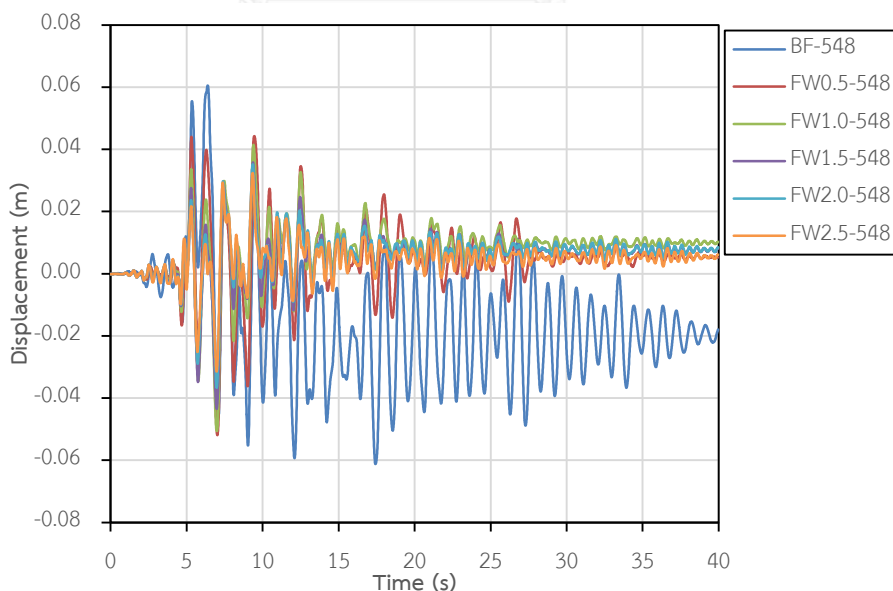
ตารางที่ 5.15 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984)

Cases	Story Drift (%)	Reduction (%)
BF-457	2.22	
FW0.5-457	1.39	37.49
FW1.0-457	1.12	49.62
FW1.5-457	0.86	61.10
FW2.0-457	0.66	70.16
FW2.5-457	0.53	76.09

5.2.1.7 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986)

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986) โดยคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration) หลังจากคูณปรับค่าแล้วอยู่ที่ 0.25g พบว่าอาคารตัวอย่างทั้งหมดไม่มีความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย การเพิ่มค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้ โดยการเพิ่มค่าแรงเสียดทานจะส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารลดลง

ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5.23 โดยพบว่าอาคารตัวอย่างทั้งสองไม่เกิดความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย โดยอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานสูงสุดที่ชั้นหลังคาอยู่ที่ 61.2 มิลลิเมตร สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา การเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารลดลง สำหรับอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาได้มากที่สุดอยู่ที่ 47.08% ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาสูงสุดของทุกอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 5.16



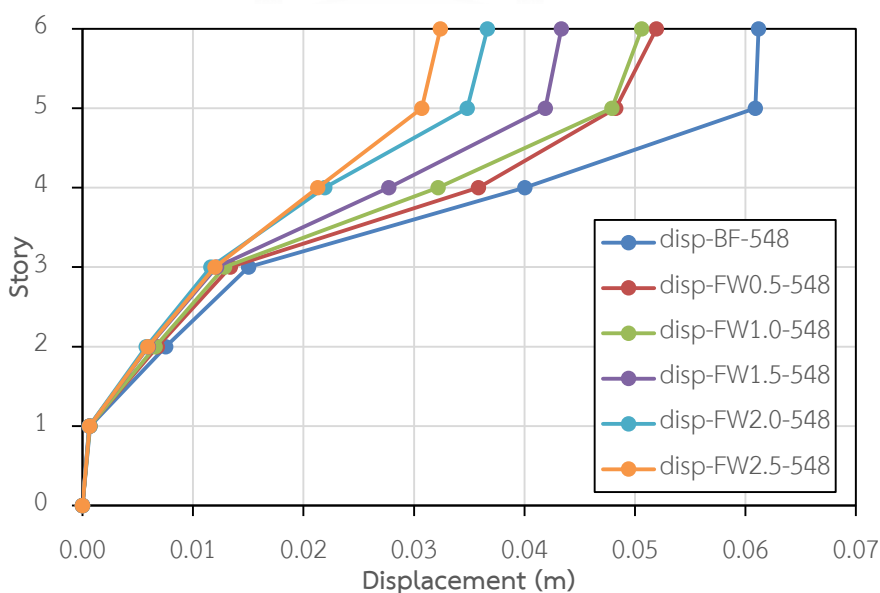
รูปที่ 5.23 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Benton (1986)

ตารางที่ 5.16 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว

Chalfant Valley-02, Benton (1986)

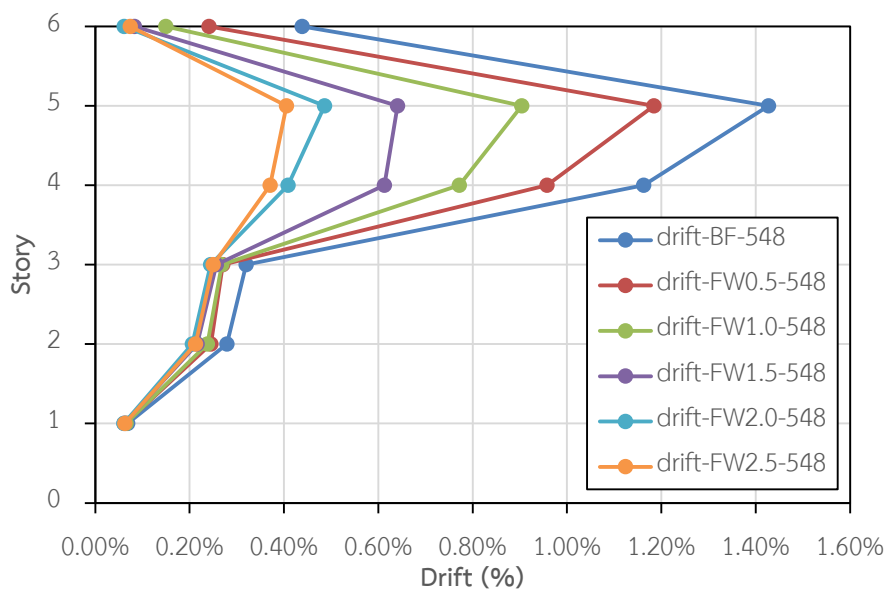
Cases	Roof Displacement (m)	Reduction (%)
BF-548	0.0612	
FW0.5-548	0.0519	15.13
FW1.0-548	0.0506	17.30
FW1.5-548	0.0434	29.15
FW2.0-548	0.0366	40.10
FW2.5-548	0.0324	47.08

รูปที่ 5.24 และรูปที่ 5.25 แสดงค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างตามลำดับโดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวบริเวณพื้นที่ชั้นที่ 4 (Story 3) มีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารสูงที่สุด เนื่องจากเสามีการลดขนาดลงเหลือ 0.2x0.2ม. ทุกต้นตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3 ขึ้นไป และมีการลดปริมาณเหล็กเสริมลง โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานที่สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารลดลงตามลำดับ โดยอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 1.43% โดยพบบริเวณพื้นที่ชั้นที่ 4 สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารอยู่ที่ 0.41% ถึง 1.18% ดังแสดงตามตารางที่ 5.17 โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta=0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารได้มากที่สุดโดยสามารถลดลงได้ 71.60%



รูปที่ 5.24 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

Chalfant Valley-02, Benton (1986)



รูปที่ 5.25 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Chalfant Valley-02, Benton (1986)

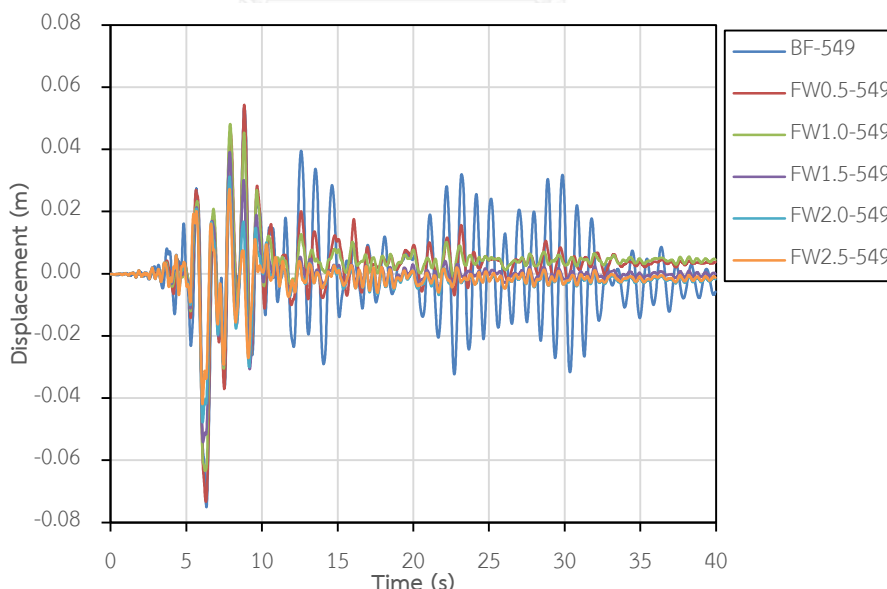
ตารางที่ 5.17 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Chalfant Valley-02, Benton (1986)

Cases	Story Drift (%)	Reduction (%)
BF-548	1.43	
FW0.5-548	1.18	17.01
FW1.0-548	0.90	36.65
FW1.5-548	0.64	55.08
FW2.0-548	0.49	65.92
FW2.5-548	0.41	71.60

5.2.1.8 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986)

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986) โดยคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration) หลังจากคูณปรับค่าแล้วอยู่ที่ 0.23g พบว่าอาคารตัวอย่างทั้งหมดไม่มีความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย การเพิ่มค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้ โดยการเพิ่มค่าแรงเสียดทานจะส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารลดลง

ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5.26 โดยพบว่าอาคารตัวอย่างทั้งสองไม่เกิดความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย โดยอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาอยู่ที่ 75.1 มิลลิเมตร สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา การเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารลดลง สำหรับอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาได้มากที่สุดอยู่ที่ 44.07% ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาสูงสุดของทุกอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 5.18



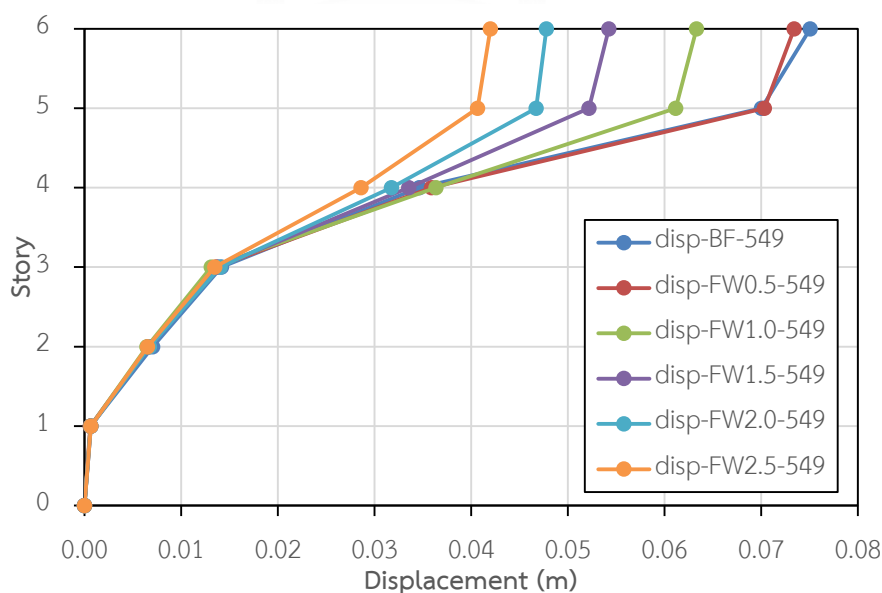
รูปที่ 5.26 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986)

ตารางที่ 5.18 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว

Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986)

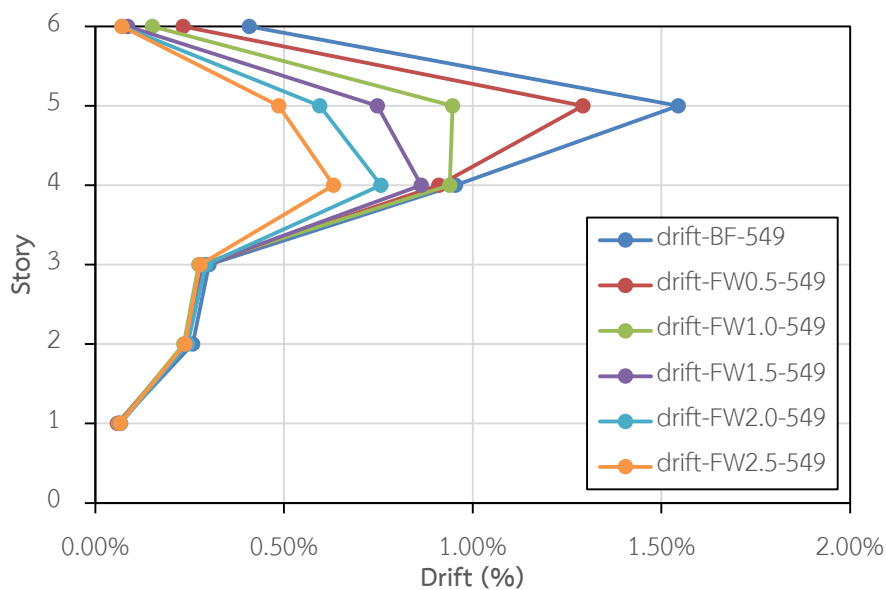
Cases	Roof Displacement (m)	Reduction (%)
BF-549	0.0751	
FW0.5-549	0.0734	2.23
FW1.0-549	0.0633	15.64
FW1.5-549	0.0542	27.74
FW2.0-549	0.0478	36.35
FW2.5-549	0.0420	44.07

รูปที่ 5.27 และรูปที่ 5.28 แสดงค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างตามลำดับโดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวบริเวณพื้นที่ชั้นที่ 4 (Story 3) มีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารสูงที่สุด เนื่องจากเสามีการลดขนาดลงเหลือ 0.2x0.2ม. ทุกต้นตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3 ขึ้นไป และมีการลดปริมาณเหล็กเสริมลง โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานที่สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารลดลงตามลำดับ โดยอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 1.54% โดยพบบริเวณพื้นที่ชั้นที่ 4 สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารอยู่ที่ 0.63% ถึง 1.29% ดังแสดงตามตารางที่ 5.19 โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta=0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารได้มากที่สุดโดยสามารถลดลงได้ 59.11%



รูปที่ 5.27 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986)



รูปที่ 5.28 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986)

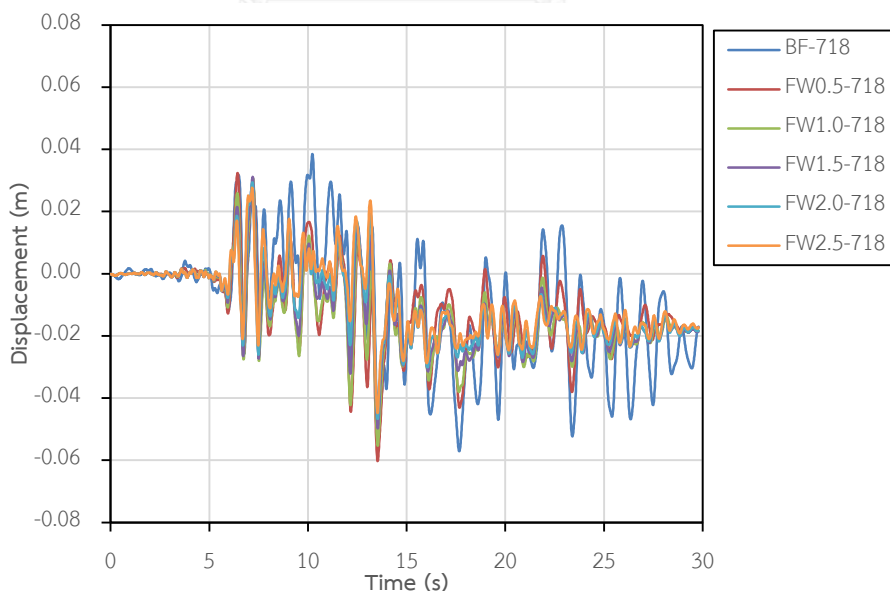
ตารางที่ 5.19 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986)

Cases	Story Drift (%)	Reduction (%)
BF-549	1.54	
FW0.5-549	1.29	16.38
FW1.0-549	0.95	38.72
FW1.5-549	0.86	44.10
FW2.0-549	0.76	51.02
FW2.5-549	0.63	59.11

5.2.1.9 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987) โดยคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration) หลังจากคูณปรับค่าแล้วอยู่ที่ 0.31g พบว่าอาคารตัวอย่างทั้งหมดไม่มีความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย การเพิ่มค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้ โดยการเพิ่มค่าแรงเสียดทานจะส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารลดลง

ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5.29 โดยพบว่าอาคารตัวอย่างทั้งสองไม่เกิดความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย โดยอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาอยู่ที่ 57.1 มิลลิเมตร สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา การเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารลดลง สำหรับอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาได้มากที่สุดอยู่ที่ 21.45% ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาสูงสุดของทุกอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 5.20



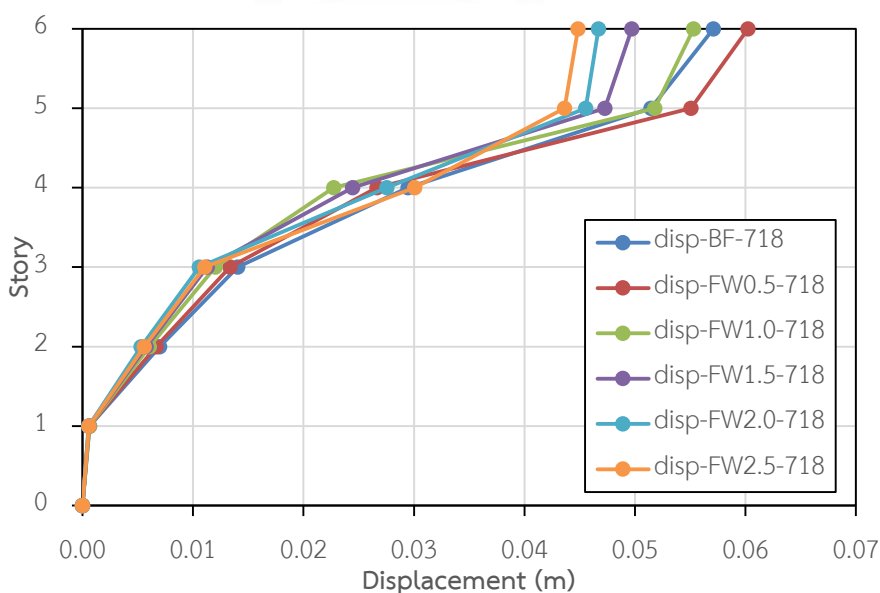
รูปที่ 5.29 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)

ตารางที่ 5.20 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว

Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)

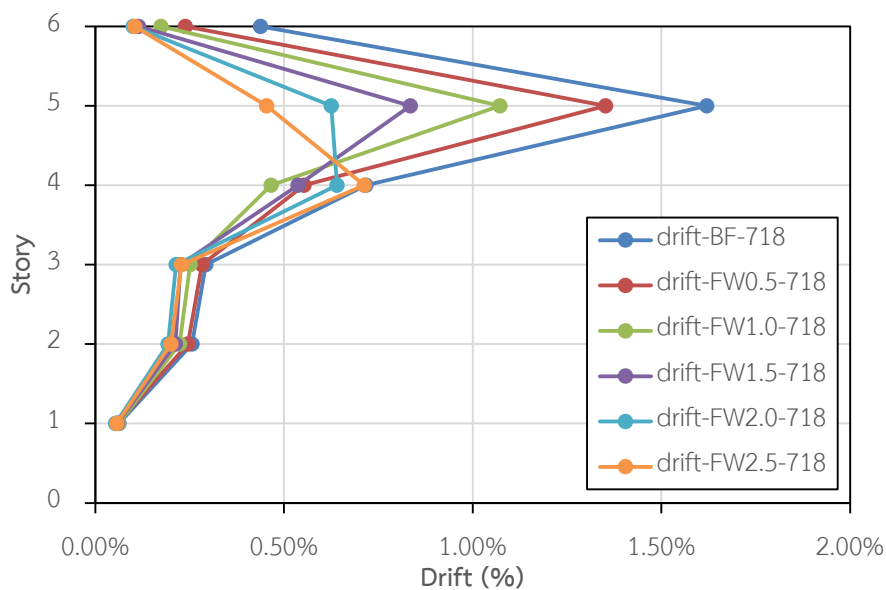
Cases	Roof Displacement (m)	Reduction (%)
BF-718	0.0571	
FW0.5-718	0.0602	-5.46
FW1.0-718	0.0553	3.16
FW1.5-718	0.0497	12.92
FW2.0-718	0.0467	18.19
FW2.5-718	0.0448	21.45

รูปที่ 5.30 และรูปที่ 5.31 แสดงค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างตามลำดับโดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวบริเวณพื้นชั้นที่ 4 (Story 3) มีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารสูงที่สุด เนื่องจากเสามีการลดขนาดลงเหลือ 0.2x0.2ม. ทุกต้นตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3 ขึ้นไป และมีการลดปริมาณเหล็กเสริมลง โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานที่สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารลดลงตามลำดับ โดยอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 1.62% โดยพบบริเวณพื้นชั้นที่ 4 สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารอยู่ที่ 0.64% ถึง 1.35% ดังแสดงตามตารางที่ 5.21 โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta=0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารได้มากที่สุดโดยสามารถลดลงได้ 55.99%



รูปที่ 5.30 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)



รูปที่ 5.31 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)

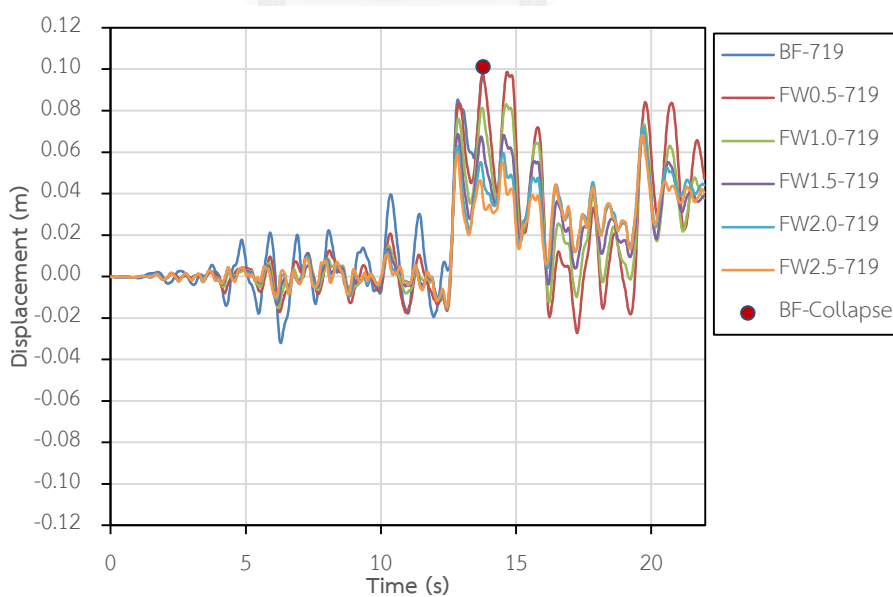
ตารางที่ 5.21 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)

Cases	Story Drift (%)	Reduction (%)
BF-718	1.62	
FW0.5-718	1.35	16.54
FW1.0-718	1.07	33.80
FW1.5-718	0.83	48.49
FW2.0-718	0.64	60.46
FW2.5-718	0.71	55.99

5.2.1.10 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987)

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987) โดยคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration) หลังจากคูณปรับค่าแล้วอยู่ที่ 0.31g พบว่าการเพิ่มค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ โดยพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงมีความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย ในขณะที่อาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายในเสาลงมาได้ โดยไม่มีเสาที่มีความเสียหายถึงระดับพังทลาย

ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5.32 โดยพบว่าอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงเกิดการพังทลายของอาคาร โดยค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาอยู่ที่ 101.2 มิลลิเมตร โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา การเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารลดลง สำหรับอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาได้มากที่สุดอยู่ที่ 32.44% ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาสูงสุดของทุกอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 5.22



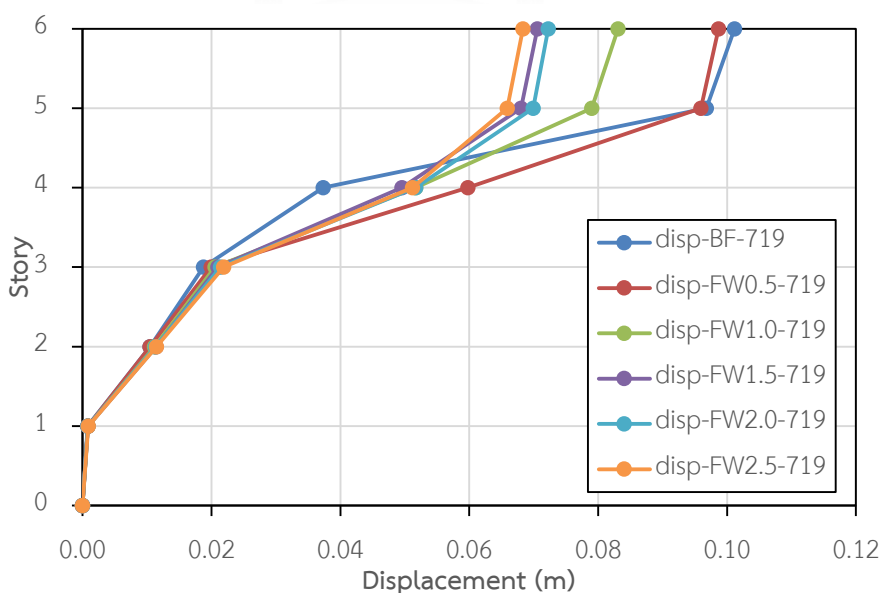
รูปที่ 5.32 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987)

ตารางที่ 5.22 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว

Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987)

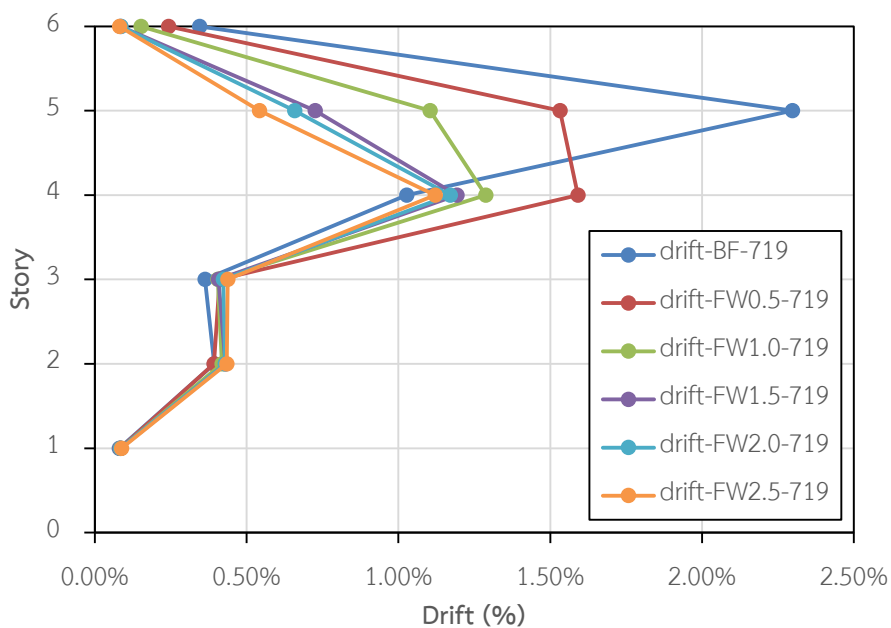
Cases	Roof Displacement (m)	Reduction (%)
BF-719	0.1012	
FW0.5-719	0.0987	2.46
FW1.0-719	0.0831	17.87
FW1.5-719	0.0705	30.27
FW2.0-719	0.0723	28.56
FW2.5-719	0.0684	32.44

รูปที่ 5.32 และ รูปที่ 5.33 แสดงค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างตามลำดับโดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวบริเวณพื้นชั้นที่ 4 (Story 3) มีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารสูงที่สุด เนื่องจากเสามีการลดขนาดลงเหลือ 0.2x0.2ม. ทุกต้นตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3 ขึ้นไป และมีการลดปริมาณเหล็กเสริมลง โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานที่สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารลดลงตามลำดับ โดยอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 2.30% โดยพบบริเวณพื้นชั้นที่ 4 สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารอยู่ที่ 1.12% ถึง 1.59% ดังแสดงตามตารางที่ 5.23 โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารได้มากที่สุดโดยสามารถลดลงได้ 51.19%



รูปที่ 5.33 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987)



รูปที่ 5.34 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987)

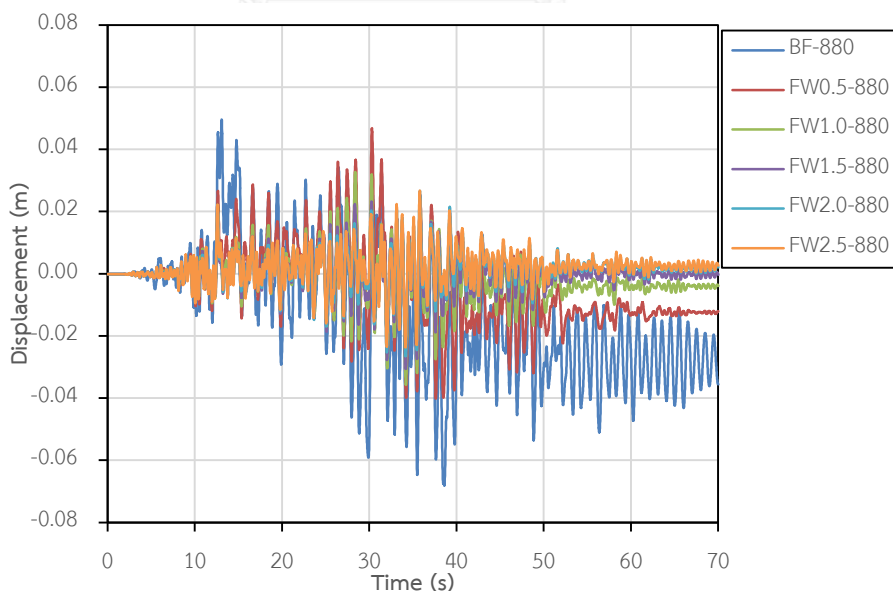
ตารางที่ 5.23 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987)

Cases	Story Drift (%)	Reduction (%)
BF-719	2.30	
FW0.5-719	1.59	30.72
FW1.0-719	1.29	43.93
FW1.5-719	1.19	48.10
FW2.0-719	1.17	49.05
FW2.5-719	1.12	51.19

5.2.1.11 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992)

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992) โดยคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration) หลังจากคูณปรับค่าแล้วอยู่ที่ 0.27g พบว่าอาคารตัวอย่างทั้งหมดไม่มีความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย การเพิ่มค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้ โดยการเพิ่มค่าแรงเสียดทานจะส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารลดลง

ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5.35 โดยพบว่าอาคารตัวอย่างทั้งสองไม่เกิดความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย โดยอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาอยู่ที่ 68.1 มิลลิเมตร สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา การเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารลดลง สำหรับอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาได้มากที่สุดอยู่ที่ 60.78% ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาสูงสุดของทุกอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 5.24



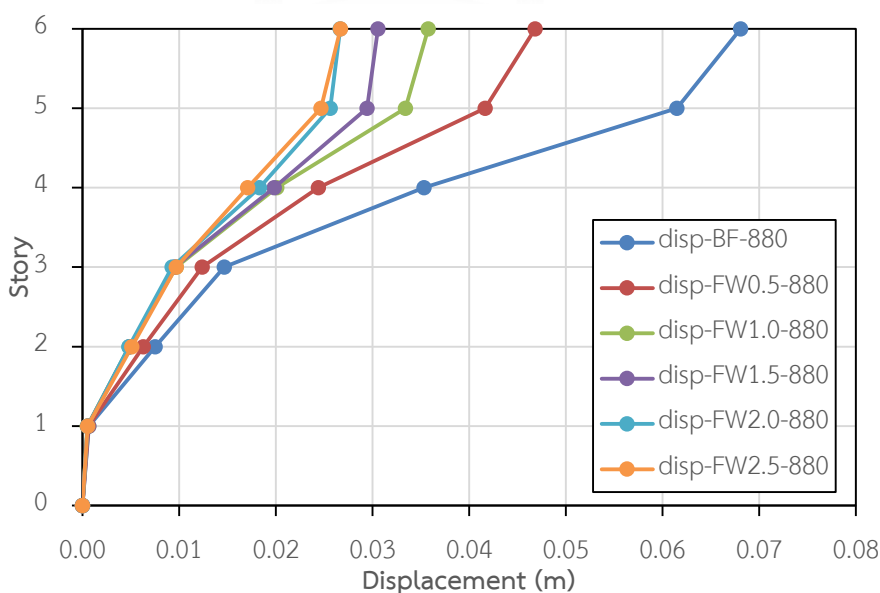
รูปที่ 5.35 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Landers, Mission Creek Fault (1992)

ตารางที่ 5.24 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว

Landers, Mission Creek Fault (1992)

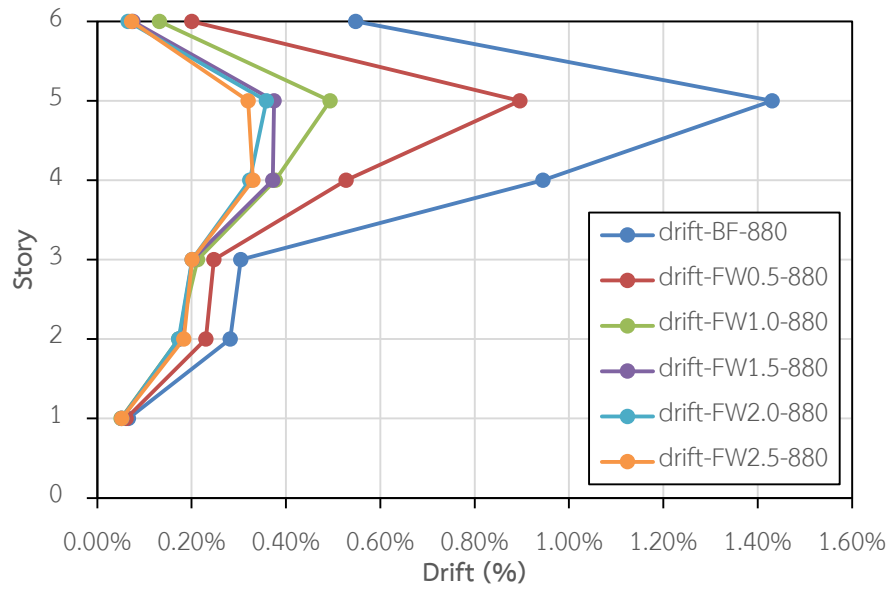
Cases	Roof Displacement (m)	Reduction (%)
BF-880	0.0681	
FW0.5-880	0.0468	31.21
FW1.0-880	0.0358	47.45
FW1.5-880	0.0306	55.08
FW2.0-880	0.0267	60.84
FW2.5-880	0.0267	60.78

รูปที่ 5.36 และรูปที่ 5.37 แสดงค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างตามลำดับโดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวบริเวณพื้นชั้นที่ 4 (Story 3) มีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารสูงที่สุด เนื่องจากเสามีการลดขนาดลงเหลือ 0.2x0.2ม. ทุกต้นตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3 ขึ้นไป และมีการลดปริมาณเหล็กเสริมลง โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานที่สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารลดลงตามลำดับ โดยอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 1.43% โดยพบบริเวณพื้นชั้นที่ 4 สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารอยู่ที่ 0.33% ถึง 0.90% ดังแสดงตามตารางที่ 5.25 โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta=0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารได้มากที่สุดโดยสามารถลดลงได้ 76.92%



รูปที่ 5.36 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

Landers, Mission Creek Fault (1992)



รูปที่ 5.37 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Landers, Mission Creek Fault (1992)

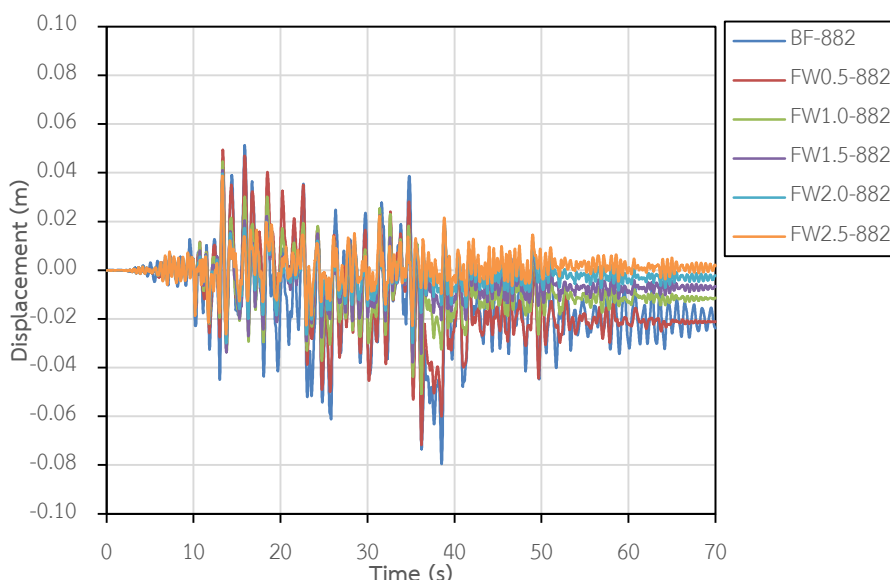
ตารางที่ 5.25 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Landers, Mission Creek Fault (1992)

Cases	Story Drift (%)	Reduction (%)
BF-880	1.43	
FW0.5-880	0.90	37.40
FW1.0-880	0.49	65.52
FW1.5-880	0.37	73.81
FW2.0-880	0.36	74.97
FW2.5-880	0.33	76.92

5.2.1.12 ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992)

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992) โดยคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration) หลังจากคูณปรับค่าแล้วอยู่ที่ 0.21g พบว่าอาคารตัวอย่างทั้งหมดไม่มีความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย การเพิ่มค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้ โดยการเพิ่มค่าแรงเสียดทานจะส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารลดลง

ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5.38 โดยพบว่าอาคารตัวอย่างทั้งสองไม่เกิดความเสียหายในเสาถึงระดับพังทลาย โดยอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงมีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาอยู่ที่ 79.6 มิลลิเมตร สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา การเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารลดลง สำหรับอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta = 0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาได้มากที่สุดอยู่ที่ 51.31% ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาสูงสุดของทุกอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 5.26



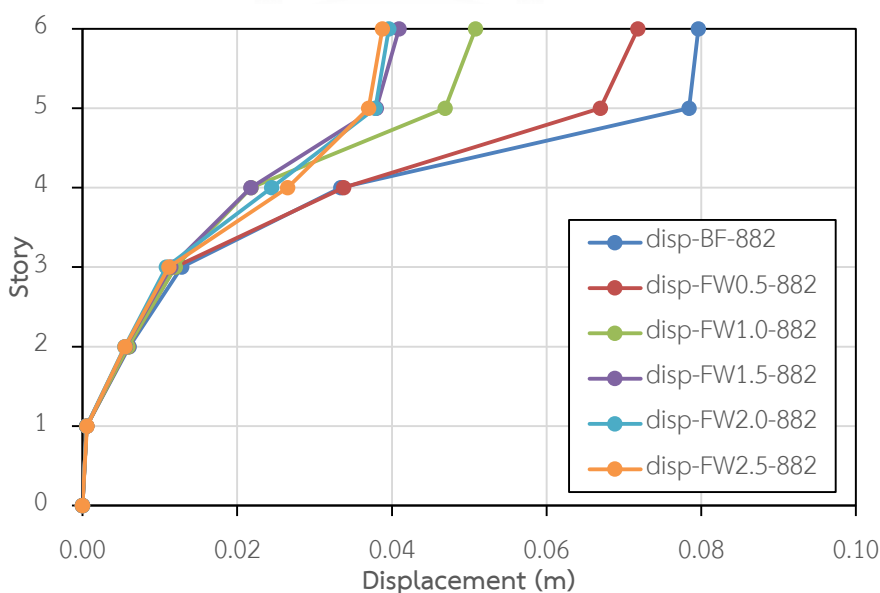
รูปที่ 5.38 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992)

ตารางที่ 5.26 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว

Landers, North Palm Springs (1992)

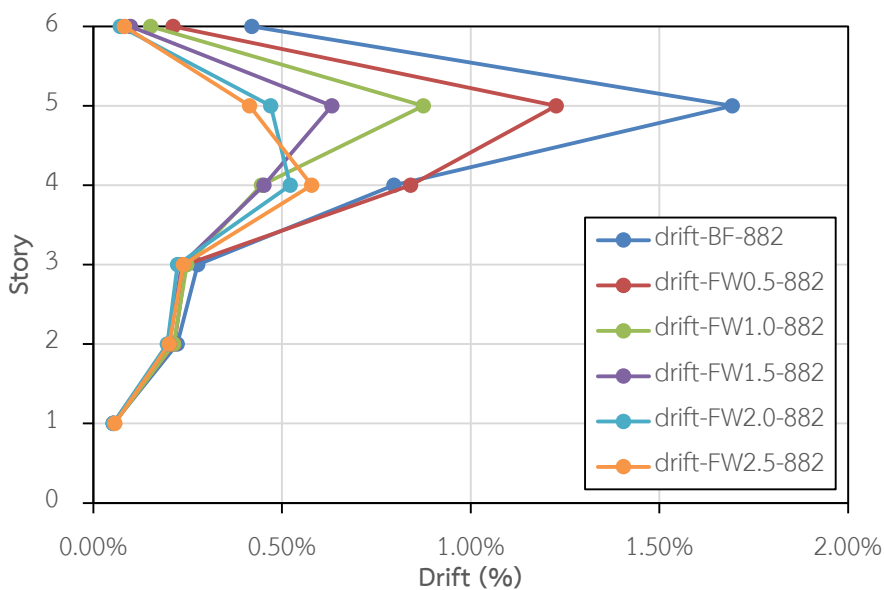
Cases	Roof Displacement (m)	Reduction (%)
BF-882	0.0796	
FW0.5-882	0.0718	9.80
FW1.0-882	0.0508	36.15
FW1.5-882	0.0409	48.59
FW2.0-882	0.0396	50.23
FW2.5-882	0.0388	51.31

รูปที่ 5.39 และรูปที่ 5.40 แสดงค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างตามลำดับโดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวบริเวณพื้นชั้นที่ 4 (Story 3) มีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารสูงที่สุด เนื่องจากเสามีการลดขนาดลงเหลือ 0.2x0.2ม. ทุกต้นตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3 ขึ้นไป และมีการลดปริมาณเหล็กเสริมลง โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานที่สูงขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารลดลงตามลำดับ โดยอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 1.69% โดยพบบริเวณพื้นชั้นที่ 4 สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารอยู่ที่ 0.52% ถึง 1.23% ดังแสดงตามตารางที่ 5.27 โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม. ($\eta=0.067$) สามารถลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารได้มากที่สุดโดยสามารถลดลงได้ 65.18%



รูปที่ 5.39 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

Landers, North Palm Springs (1992)



รูปที่ 5.40 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Landers, North Palm Springs (1992)

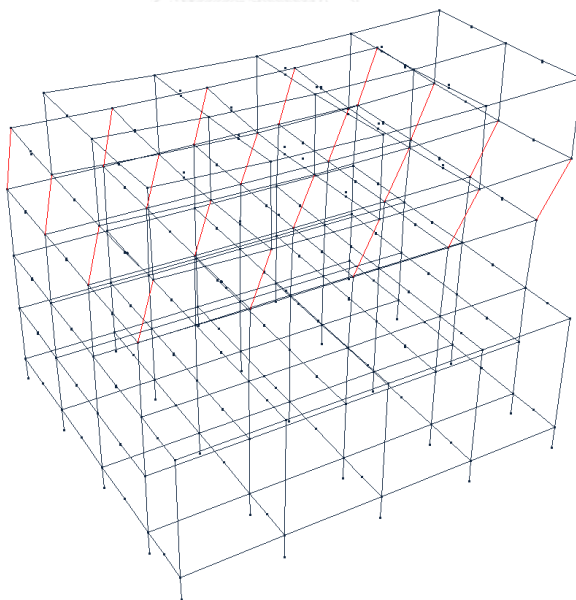
ตารางที่ 5.27 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว
Landers, North Palm Springs (1992)

Cases	Story Drift (%)	Reduction (%)
BF-882	1.69	
FW0.5-882	1.23	27.54
FW1.0-882	0.87	48.35
FW1.5-882	0.63	62.65
FW2.0-882	0.52	69.16
FW2.5-882	0.58	65.81

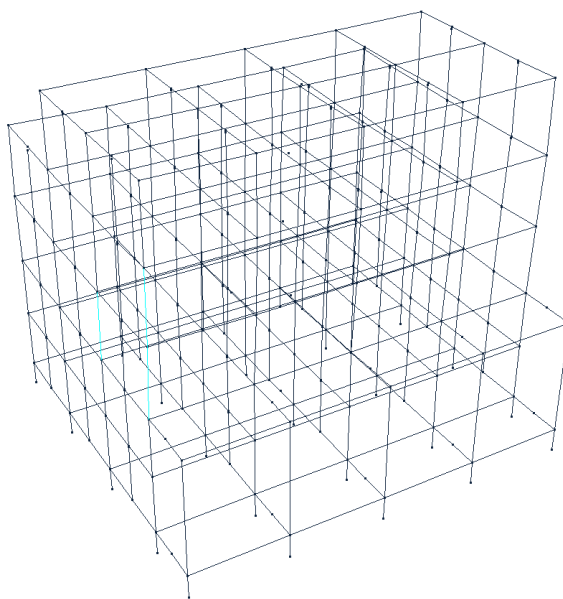
5.2.2 ความเสียหายของอาคารตัวอย่าง

5.2.2.1 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง

จากการวิเคราะห์ผลตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหวที่ความรุนแรงระดับ ออกแบบ (DBE) พบว่าอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงเกิดการวิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 5 คลื่น ได้แก่คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 169, 175, 186, 457 และ 719 โดยพบความเสียหายในระดับ รุนแรงเกือบพังทลาย (CP) บริเวณเสาชั้นที่ 3 ความเสียหายของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว หมายเลข 169 แสดงในรูปที่ 5.41 โดยเสาจะเริ่มมีความเสียหายที่เสาบริเวณริมอาคารก่อนแล้ว กระจายตัวไปทั้งชั้นจนกระทั่งเกิดการพังทลายของอาคาร สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพง คอนกรีตแบบเสียดทานจะสามารถลดความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาลงมาอยู่ที่ระดับความ ปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ดังแสดงในรูปที่ 5.42 โดยมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ 0.65LS, 0.48LS, 0.32LS, 0.29LS และ 0.27LS ในอาคารที่มีค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η) เท่ากับ 0.017, 0.031, 0.044, 0.056 และ 0.067 ตามลำดับ โดยมีรายละเอียดดังแสดงในรูปที่ 5.43 และมีค่า ของระดับสมรรถนะแสดงในตารางที่ 5.28



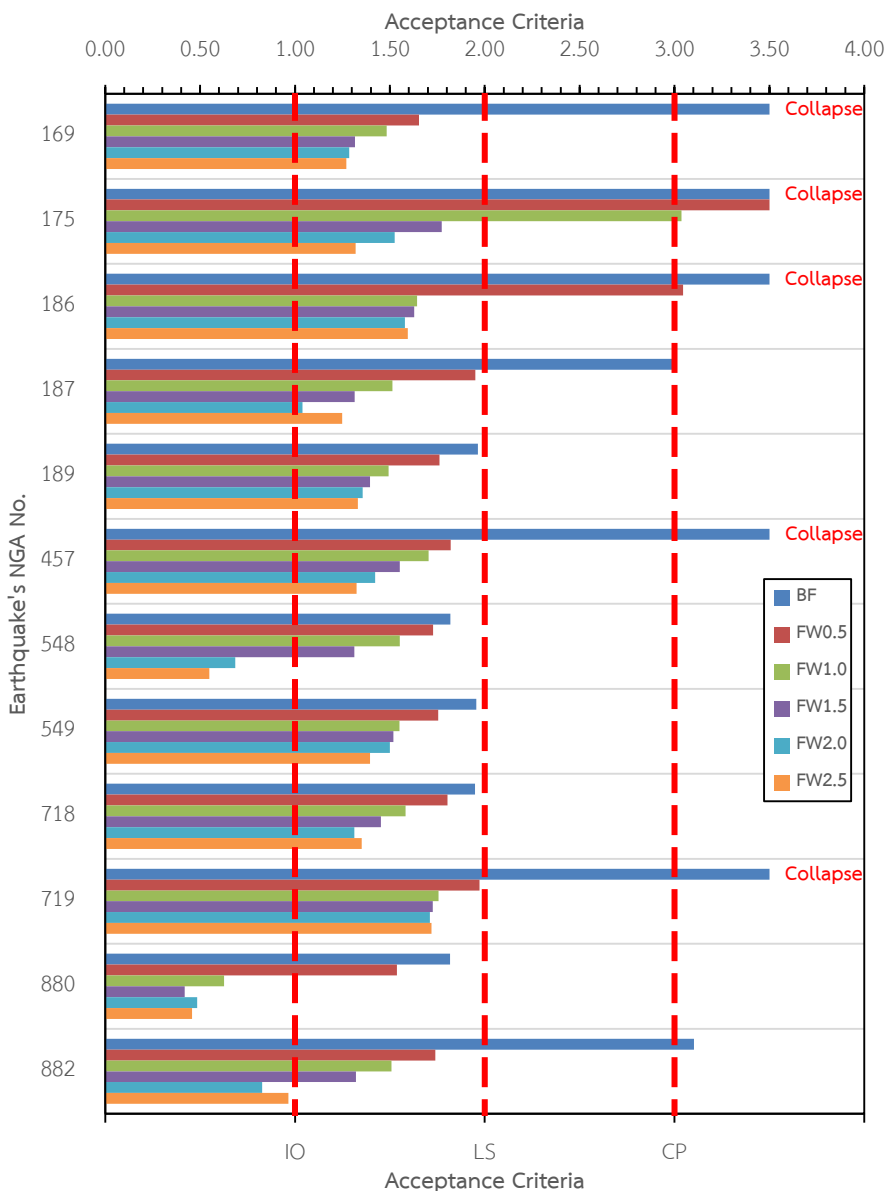
รูปที่ 5.41 ความเสียหายในระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (CP) ของอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Delta (1979)



รูปที่ 5.42 ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979)

จากข้อมูลระดับสมรรถนะในอาคารตามรูปที่ 5.43 พบว่าโดยภาพรวมพบว่าการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดระดับความเสียหายของอาคารลงมาได้ โดยอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงที่มีการพังทลายของอาคาร หรือมีค่าระดับสมรรถนะอยู่ในระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (CP) การติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานจะสามารถลดระดับความเสียหายของอาคารลงมาให้อยู่ในระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (LS) สำหรับอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงที่มีความเสียหายอยู่ในระดับที่น้อยกว่าที่กล่าวไปข้างต้น การติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานจะสามารถลดความเสียหายของอาคารลงมาอยู่ที่ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (LS) หรือ ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO)

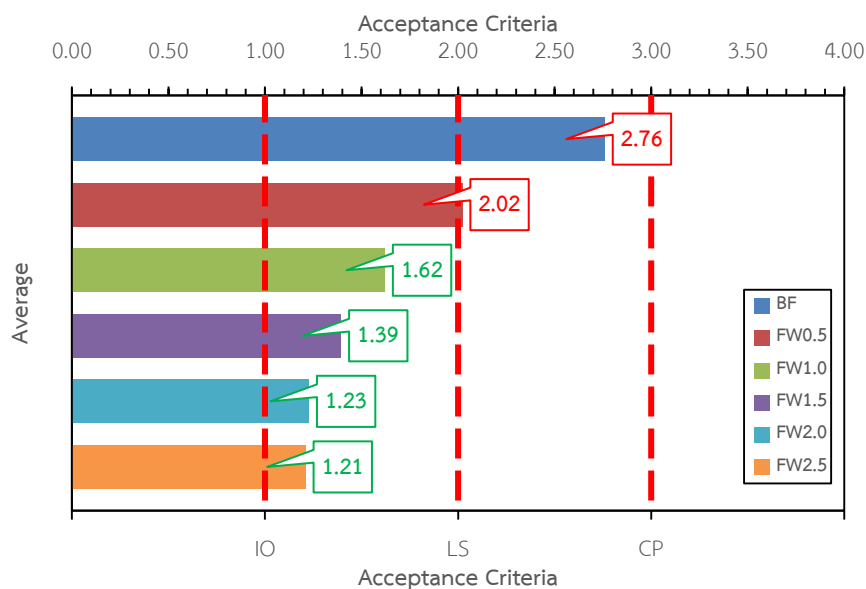
เนื่องจากอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีคาบของอาคารที่ต่ำกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงจึงส่งผลอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานรับแรงแผ่นดินไหวมากกว่า โดยพบว่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 175 อาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่า η เท่ากับ 0.017 นั้นยังพบการพังทลายของอาคารอยู่ถึงแม้จะมีการเพิ่มค่า η ไปจนถึง 0.031 ระดับความเสียหายของอาคารก็ยังเกินระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (CP) โดยมีค่าอยู่ที่ 0.04CP เมื่อเพิ่มค่า η ไปจนสูงกว่า 0.044 ความเสียหายของอาคารก็จะลดลงไปอยู่ในระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (LS) โดยพฤติกรรมนี้จะใกล้เคียงกับกรณีคลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 186 เช่นกันแต่จะพบความเสียหายในระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (CP) เฉพาะกรณีที่มีค่า η เท่ากับ 0.017 เท่านั้น



รูปที่ 5.43 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่มีกำแพงและกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

ค่าเฉลี่ยระดับสมรรถนะของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 12 คลื่นสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 5.44 โดยพบว่าอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงจะมีค่าระดับสมรรถนะอยู่ที่ 0.76CP สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน จะมีค่าระดับสมรรถนะของอาคารเท่ากับ 0.02CP, 0.62LS, 0.39LS, 0.23LS และ 0.21LS ในอาคารตัวอย่างที่มีค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η) เท่ากับ 0.017, 0.031, 0.044, 0.056 และ 0.067 ตามลำดับ โดยการเพิ่มค่า η ให้สูงกว่า 0.044 นั้นไม่พบว่าประสิทธิภาพของอาคารเปลี่ยนแปลงไปจากเดิมมากนักและในทางปฏิบัติแล้วการเพิ่มหน่วยน้ำหนักของกำแพงให้สูงกว่ากำแพงก่ออิฐเดิมจะเป็นการเพิ่มภาระใน

การรับน้ำหนักในแนวตั้งของโครงสร้างเสาและคานของอาคารเดิมทำให้เกิดความยุ่งยากในการ ออกแบบและติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานเข้าไปในโครงสร้างที่มีอยู่เดิม



รูปที่ 5.44 ค่าเฉลี่ยระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง

ตารางที่ 5.28 ค่าระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง

NGA No.	BF	FW0.5	FW1.0	FW1.5	FW2.0	FW2.5
169	3.50	1.65	1.48	1.32	1.29	1.27
175	3.50	3.50	3.04	1.77	1.53	1.32
186	3.50	3.05	1.64	1.63	1.58	1.59
187	3.01	1.95	1.51	1.31	1.04	1.25
189	1.96	1.76	1.49	1.40	1.36	1.33
457	3.50	1.82	1.71	1.55	1.42	1.32
548	1.82	1.73	1.55	1.31	0.69	0.55
549	1.96	1.76	1.55	1.52	1.50	1.40
718	1.95	1.80	1.58	1.45	1.31	1.35
719	3.50	1.97	1.76	1.73	1.71	1.72
880	1.82	1.54	0.63	0.42	0.48	0.46
882	3.10	1.74	1.51	1.32	0.83	0.97
Average	2.76	2.02	1.62	1.39	1.23	1.21

5.2.2.2 ค่ามูมหมุนพลาสติกในเสา

ในหัวข้อนี้จะทำการพิจารณาผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบ (DBE) โดยพิจารณาค่ามูมหมุนพลาสติกสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาของอาคารตัวอย่างที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานเท่านั้น โดยทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 12 คลื่น และค่าแรงเสียดทาน 5 ค่า โดยแสดงรายละเอียดของค่ามูมหมุนพลาสติกสูงสุดในเสาและค่าแรงเสียดทานในตารางที่ 5.29 โดยพบว่าค่ามูมหมุนพลาสติกในเสาจะมีค่าลดลงเมื่อมีการเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นโดยค่าเฉลี่ยของมูมหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นภายใต้แผ่นดินไหวทั้ง 12 คลื่นมีค่าเท่ากับ 0.0144 rad, 0.0096 rad, 0.0072 rad, 0.0061 rad และ 0.0056 rad ในอาคารที่มีค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η) เท่ากับ 0.017, 0.031, 0.044, 0.056 และ 0.067 ตามลำดับ

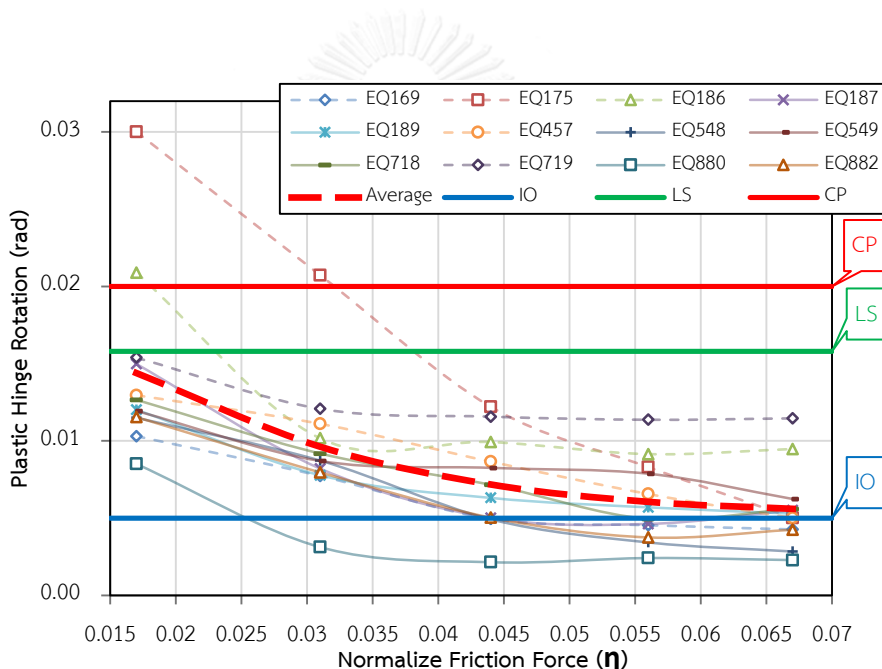
ตารางที่ 5.29 ค่ามูมหมุนพลาสติกในเสาของอาคารตัวอย่างที่มีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

	NGA No.	Normalize Friction Force (η)				
		0.017	0.031	0.044	0.056	0.067
Plastic hinge rotation (rad)	EQ169	0.0103	0.0077	0.0050	0.0045	0.0043
	EQ175	0.0300	0.0207	0.0122	0.0083	0.0050
	EQ186	0.0209	0.0102	0.0099	0.0091	0.0095
	EQ187	0.0150	0.0082	0.0050	0.0046	0.0055
	EQ189	0.0120	0.0078	0.0063	0.0057	0.0053
	EQ457	0.0130	0.0111	0.0087	0.0066	0.0050
	EQ548	0.0115	0.0087	0.0049	0.0034	0.0028
	EQ549	0.0119	0.0087	0.0083	0.0079	0.0062
	EQ718	0.0127	0.0092	0.0072	0.0050	0.0056
	EQ719	0.0154	0.0121	0.0116	0.0114	0.0115
	EQ880	0.0085	0.0031	0.0022	0.0024	0.0023
	EQ882	0.0115	0.0080	0.0050	0.0038	0.0043
	Average	0.0144	0.0096	0.0072	0.0061	0.0056

ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามูมหมุนพลาสติกในเสาและค่าแรงเสียดทานสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 5.45 โดยเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่พบการพังทลายของอาคารในกรณีที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงอันได้แก่แผ่นดินไหวหมายเลข 169, 175, 186, 457 และ 719 นั้นพบว่าค่ามูมหมุนพลาสติกมีแนวโน้มที่จะมีค่าสูงกว่ากรณีอื่นๆดังแสดงด้วยเส้นประดังแสดงใน รูปที่ 5.45 โดยพบว่าค่ามูมหมุนพลาสติกในเสามีค่าลดลงเมื่อมีการเพิ่มค่าแรงเสียดทาน และเริ่มมีค่ามูมหมุนพลาสติกในเสาใกล้เคียงกันเมื่อมีค่า η สูงกว่า 0.044

ในกรณีของคลื่นแผ่นดินไหวที่มีค่ามมุนพลาสต์คสูงกว่าค่าเฉลี่ยมากนั้นได้แก่คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 175 และ 186 โดยคลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 175 อาคารเกิดการพังทลายในกรณีที่มีค่า η เท่ากับ 0.017 และมีความเสียหายเกินกว่าระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (1.04CP) ในกรณีที่มีค่า η เท่ากับ 0.031 สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 186 พบความเสียหายเกินกว่าระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (1.05CP) ในกรณีที่มีค่า η เท่ากับ 0.017

สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 880 ซึ่งมีค่ามมุนพลาสต์คต่ำกว่าค่าเฉลี่ยมากนั้นพบว่าอาคารมีระดับสมรรถนะของอาคารอยู่ในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) สำหรับอาคารที่ไม่มีกำแพง และติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่า η เท่ากับ 0.017 และเมื่อมีการเพิ่มค่า η ให้สูงกว่า 0.031 พบว่า อาคารมีระดับสมรรถนะของอาคารอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO)

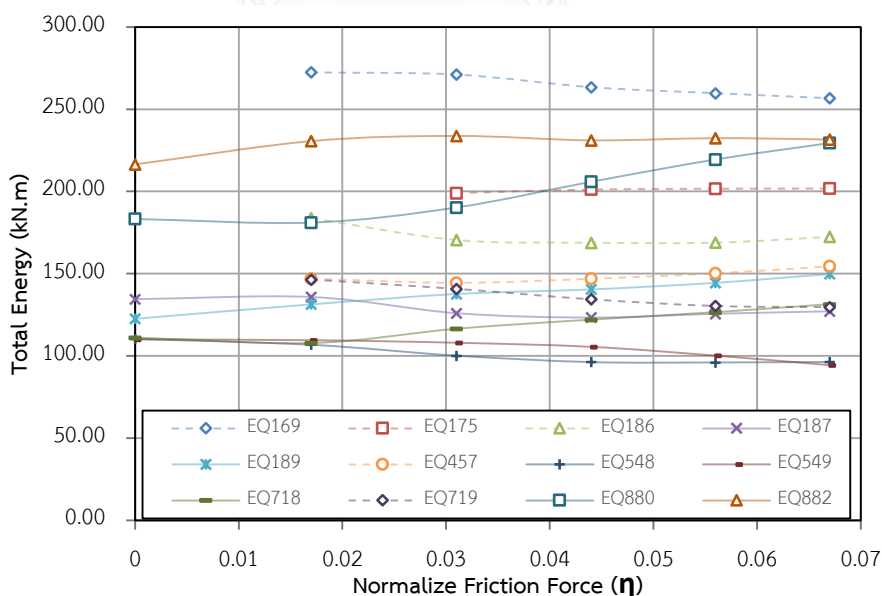


รูปที่ 5.45 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามมุนพลาสต์คในเสาและค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η)

จากการพิจารณาค่ามมุนพลาสต์คในเสายังคงได้ข้อสรุปเช่นเดียวกับหัวข้อก่อนหน้าคือค่าแรงเสียดทานที่เหมาะสมในการออกแบบกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานเท่ากับค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน η เท่ากับ 0.044

5.2.2.3 ค่าการสลายพลังงานในเสาของอาคารตัวอย่าง

ค่าการสลายพลังงานของโครงสร้างที่ได้จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ด้วยโปรแกรม Perform-3D นั้นสามารถจำแนกได้ออกเป็น 4 ประเภทคือ พลังงานจลน์ (Kinetic energy, E_K), พลังงานความเครียด (Strain energy, E_S), พลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้น (Inelastic energy, E_{In}) และพลังงานความหนืด (Viscous energy, E_D) เพื่อพิจารณาความเสียหายของโครงสร้างในรูปแบบของค่าพลังงานในชิ้นส่วนต่างๆนั้น จะทำการพิจารณาพลังงานที่เกิดจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนโครงสร้างมาเปรียบเทียบกัน โดยชิ้นส่วนโครงสร้างในอาคารตัวอย่างที่มีการพิจารณาผลของพฤติกรรมไม่เชิงเส้นนั้นมี 2 ชิ้นส่วนได้แก่ เสาและกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน ซึ่งตัวกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานนั้นถูกออกแบบให้สามารถสลายพลังงานได้โดยไม่เกิดความเสียหายในตัวกำแพง เมื่อพิจารณาค่าพลังงานรวมภายในโครงสร้างอาคารตัวอย่าง ($E_T = E_S + E_K + E_D + E_{In}$) ที่ถูกใส่เข้าไปในโครงสร้างตามรูปที่ 5.46 พบว่าเมื่อพิจารณาอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวคลื่นใดคลื่นหนึ่ง พบว่าการเปลี่ยนแปลงค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η) ไม่ส่งผลต่อค่าพลังงานรวมที่โครงสร้างรับไว้ โดยความแตกต่างของพลังงานรวมที่เข้าสู่โครงสร้างมีค่าน้อยมากเนื่องจากอาคารตัวอย่างทั้ง 5 ตัวอย่างมีคุณสมบัติทางพลศาสตร์ที่เหมือนกัน แต่ตัวแปรที่แตกต่างกันคือความสามารถในการสลายพลังงานของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

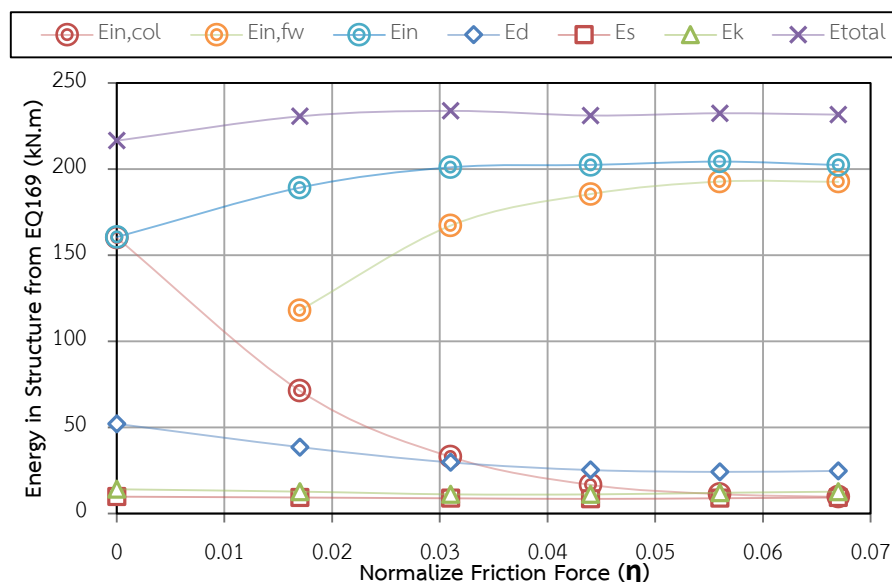


รูปที่ 5.46 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าพลังงานรวมในโครงสร้างและค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η)

เมื่อทำการแจกแจงค่าพลังงานโดยละเอียดโดยรูปที่ 5.47 แสดงค่าพลังงานรวม (E_T) พลังงานจลน์ (Kinetic energy, E_K), พลังงานความเครียด (Strain energy, E_S), พลังงานความ

หนืด (Viscous energy, E_D) และพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้น (Inelastic energy, E_{In}) โดยพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในการศึกษานี้จะประกอบไปด้วยพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในเสา ($E_{In,col}$) และพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน ($E_{In,fw}$) ซึ่งแสดงด้วยเส้นประในรูปที่ 5.47

จากความสัมพันธ์ในรูปที่ 5.47 พบว่าการเพิ่มค่า η ส่งผลให้ความเสียหายในเสาลดลง โดยพิจารณาจากค่า $E_{In,col}$ ที่มีแนวโน้มลดลงเมื่อค่า η สูงขึ้น ในทางกลับกันการเพิ่มค่า η ทำให้กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถรับความเสียหายที่จะเกิดขึ้นแทนได้ โดยพิจารณาจากค่า $E_{In,fw}$ ที่มีแนวโน้มสูงขึ้น เมื่อค่า η มีค่าเพิ่มขึ้น



รูปที่ 5.47 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าพลังงานในโครงสร้างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 882 และค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η)

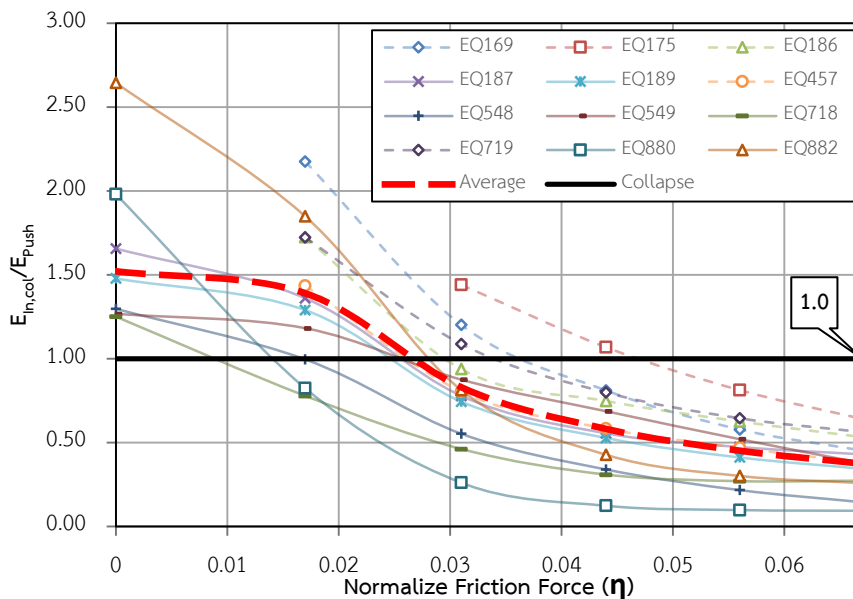
ในการเปรียบเทียบค่าพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในเสา ($E_{In,col}$) จะทำการเปรียบเทียบกับค่าพลังงานจากการวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น (E_{Push}) โดยการหาพื้นที่ใต้กราฟในรูปที่ 5.2 โดยค่าที่ได้สามารถแสดงได้ดังตารางที่ 5.30 โดยค่าที่สูงกว่า 1 แสดงให้เห็นว่าค่าพลังงานในเสาของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าสูงกว่าค่าพลังงานจากการวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้นจนเกิดการพังทลาย ซึ่งแสดงถึงปริมาณพลังงานที่เกี่ยวข้องเนื่องกับการวิบัติพังทลายของอาคาร เมื่อพิจารณาค่าเฉลี่ยภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 12 คลื่น พบว่าเมื่อค่า η สูงกว่า 0.031 ค่าเฉลี่ยของค่า $E_{In,col}/E_{Push}$ จะมีค่าน้อยกว่า 1 ซึ่งแปลว่าพลังงานที่เสาต้องแบกรับไว้มีค่าต่ำกว่ากรณีที่เกิดการพังทลายภายใต้การวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น

ตารางที่ 5.30 ค่า $E_{In,col}/E_{Push}$ ของอาคารตัวอย่าง

	NGA No.	Normalize Friction Force (η)					
		0	0.017	0.031	0.044	0.056	0.067
$E_{In,col}/E_{Push}$	EQ169	1.37	2.17	1.20	0.81	0.58	0.45
	EQ175	1.37	1.34	1.44	1.07	0.81	0.64
	EQ186	1.43	1.73	0.94	0.75	0.63	0.53
	EQ187	1.66	1.36	0.78	0.56	0.47	0.43
	EQ189	1.48	1.29	0.74	0.53	0.41	0.34
	EQ457	1.79	1.44	0.80	0.58	0.47	0.38
	EQ548	1.30	1.00	0.55	0.34	0.22	0.15
	EQ549	1.27	1.18	0.88	0.69	0.52	0.38
	EQ718	1.25	0.78	0.46	0.31	0.27	0.27
	EQ719	0.72	1.72	1.09	0.80	0.65	0.56
	EQ880	1.98	0.82	0.26	0.12	0.10	0.09
	EQ882	2.64	1.85	0.81	0.43	0.30	0.26
	Average	1.52	1.39	0.83	0.58	0.45	0.37

รูปที่ 5.48 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $E_{In,col}/E_{Push}$ และค่า η โดยกรณีคลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข 169, 175, 186, 457 และ 719 เป็นกรณีที่พบการพังทลายของอาคารในกรณีที่ไม่ได้มีการเสริมสมรรถนะของอาคารด้วยกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน โดยจะแสดงความสัมพันธ์ของกรณีคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวด้วยเส้นประ ค่า $E_{In,col}/E_{Push}$ ของข้อมูลในกลุ่มนี้จะมีค่าสูงกว่ากรณีคลื่นแผ่นดินไหวอื่นๆ โดยค่า η ที่ทำให้ค่า $E_{In,col}/E_{Push}$ มีค่าต่ำกว่า 1 ของข้อมูลในกลุ่มนี้อยู่ที่ $\eta \geq 0.044$ แต่เมื่อพิจารณาค่าเฉลี่ยของกลุ่มข้อมูลทั้งหมดจะพบว่าต้องการค่า $\eta \geq 0.031$ ในการทำให้ค่า $E_{In,col}/E_{Push}$ มีค่าต่ำกว่า 1

ในกรณีของคลื่นแผ่นดินไหวที่หมายเลข 175 อาคารเกิดการพังทลายในกรณีที่มีค่า η เท่ากับ 0.017 และเป็นกรณีเดียวที่พบการวิบัติของอาคารในกรณีที่มีการเสริมกำลังด้วยการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน โดยพบว่าอาคารวิบัติไปในวินาทีที่ 12.37 จากคลื่นความยาวคลื่นทั้งหมด 40 วินาที จึงเป็นเหตุผลให้ค่าพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในเสามีค่าต่ำกว่ากรณีศึกษาอื่นๆ เนื่องจากค่าพลังงานเป็นค่าที่ทำการคำนวณสะสมตลอดการวิเคราะห์ ถ้าหากโครงสร้างมีการวิบัติไปก่อนจึงไม่มีการคำนวณค่าพลังงานต่อ



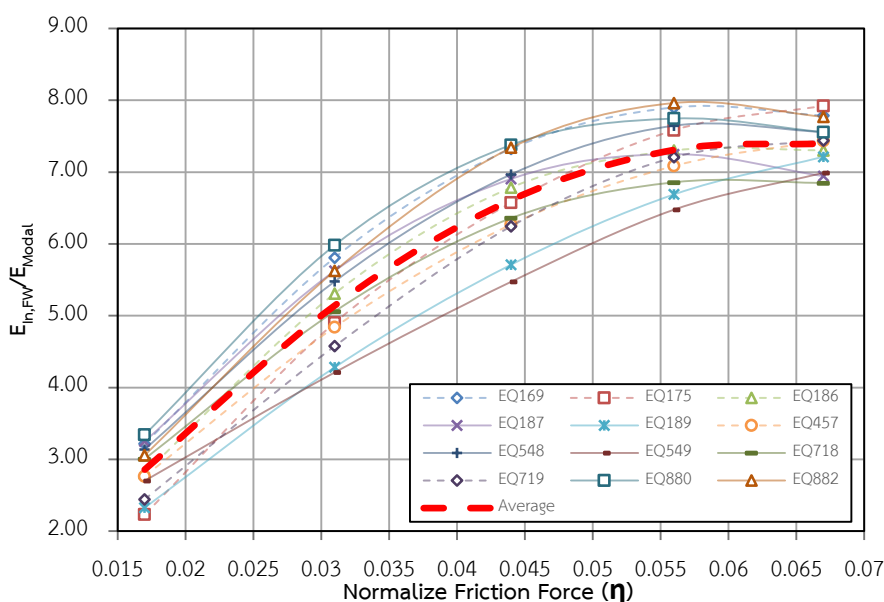
รูปที่ 5.48 ความสัมพันธ์ระหว่าง $E_{In,col}/E_{Push}$ และ η

เมื่อเปรียบเทียบระหว่างค่าพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน ($E_{In,fw}$) และค่าพลังงานความหนืด (E_D) เพื่อทำการเปรียบเทียบว่ากำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถเพิ่มประสิทธิภาพในการการสลายพลังงานให้แก่โครงสร้างอย่างไร โดยค่าที่ได้แสดงได้ตามตารางที่ 5.31

ตารางที่ 5.31 ค่า $E_{In,fw}/E_D$ ของอาคารตัวอย่าง

	NGA No.	Normalize Friction Force (η)				
		0.017	0.031	0.044	0.056	0.067
$E_{In,fw}/E_D$	EQ169	3.22	5.81	7.33	7.90	7.79
	EQ175	2.23	4.90	6.58	7.58	7.92
	EQ186	2.81	5.31	6.78	7.30	7.30
	EQ187	3.25	5.63	6.91	7.25	6.94
	EQ189	2.33	4.28	5.71	6.69	7.21
	EQ457	2.77	4.84	6.27	7.09	7.44
	EQ548	3.14	5.48	6.97	7.65	7.56
	EQ549	2.70	4.21	5.47	6.48	6.99
	EQ718	3.01	5.06	6.36	6.86	6.85
	EQ719	2.44	4.58	6.25	7.21	7.44
	EQ880	3.34	5.98	7.38	7.74	7.56
	EQ882	3.06	5.62	7.34	7.96	7.77
	Average		2.86	5.14	6.61	7.31

รูปที่ 5.48 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $E_{In, fw}/E_D$ และค่า η พบว่าเมื่อมีการเพิ่มค่า η ในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานส่งผลให้ตัวกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีความสามารถในการสลายพลังงานสูงขึ้นเนื่องจากวงรอบฮิสเทอริติกของชิ้นส่วนมีวงรอบที่กว้างขึ้นจึงส่งผลให้ค่าพลังงานที่โครงสร้างรับได้มีค่าสูงขึ้นตามค่า η ที่เพิ่มขึ้นตามรูปที่ 5.49 โดยพบว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวมีรูปแบบสอดคล้องกับงานวิจัยของ Samani และคณะ (2015) โดยพบว่าเมื่อค่า η มีค่าสูงกว่า 0.056 นั้นความชันของเส้นโค้งเริ่มมีค่าลดลงซึ่งแสดงให้เห็นว่าประสิทธิภาพของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานอาจมีแนวโน้มที่ลดลง ถึงแม้ว่าค่า η ที่ทำการศึกษาในงานวิจัยชิ้นนี้จะต่ำกว่าการศึกษาในอดีต แต่ก็พบว่าค่า η ในช่วงที่ทำการศึกษาสามารถป้องกันความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้นได้เป็นอย่างดี



รูปที่ 5.49 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในกำแพงและค่าแรงเสียดทานของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

จากการพิจารณาค่าพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในเสาได้ข้อสรุปเช่นเดียวกับหัวข้อก่อนหน้าคือค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (μ) ที่เหมาะสมในการออกแบบกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานเท่ากับ 0.044 เนื่องจากการเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงกว่านี้ประสิทธิภาพของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานไม่ได้เพิ่มขึ้นมากนัก และการเพิ่มค่าแรงเสียดทานจะทำให้น้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งของกำแพงมีค่าสูงกว่าน้ำหนักของกำแพงก่ออิฐ ซึ่งจะเป็นการเพิ่มภาระให้กับโครงสร้างเสาและคานโครงสร้างที่มีอยู่เดิม

5.2.2.4 ค่าแรงเหวี่ยงพื้นฐาน

จากการวิเคราะห์ผลตอบแทนของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับออกแบบ ค่าแรงเหวี่ยงพื้นฐานสูงสุดในทิศทาง H2 ของอาคารตัวอย่างมีค่าดังแสดงในตารางที่ 5.32 โดยพบว่าการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานส่งผลให้ค่าแรงเหวี่ยงพื้นฐานมีค่าเปลี่ยนแปลงไปเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ไม่มีการติดตั้งกำแพง โดยค่าแรงเหวี่ยงพื้นฐานมีทั้งค่าที่เพิ่มขึ้นและลดลง เมื่อค่าแรงเสียดทานในกำแพงมีค่าน้อยค่าแรงเหวี่ยงพื้นฐานของอาคารตัวอย่างที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีแนวโน้มที่จะมีค่าต่ำกว่าอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพง ในทางกลับกันเมื่อค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่ามากค่าแรงเหวี่ยงพื้นฐานของอาคารตัวอย่างที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีแนวโน้มที่จะมีค่าสูงกว่าอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพง

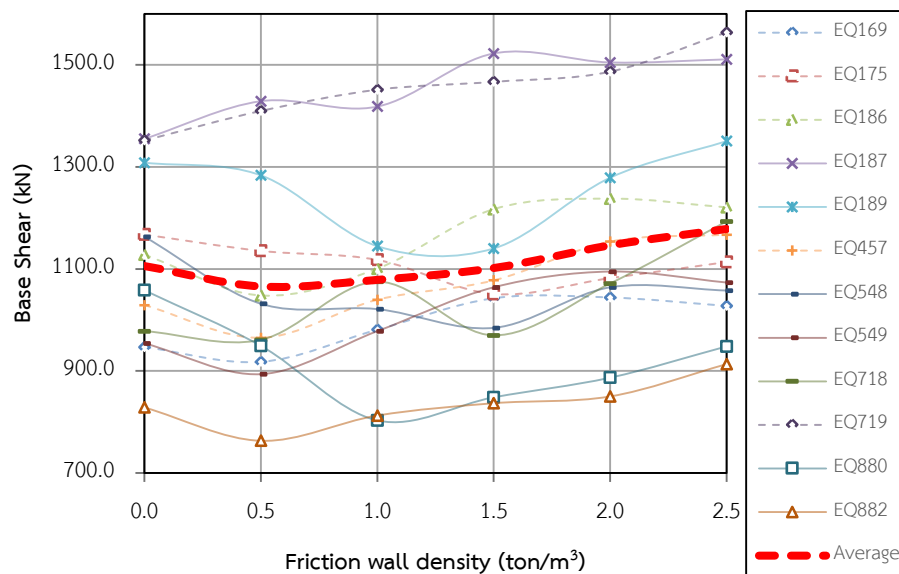
โดยความแตกต่างของค่าแรงเหวี่ยงแสดงในวงเล็บ เมื่อหาค่าเฉลี่ยความแตกต่างของค่าแรงเหวี่ยงพื้นฐาน 12 คลื่นแผ่นดินไหวพบว่า อาคารตัวอย่างที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานเทียบเท่ากับกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 500 กก./ลบ.ม.มีค่าแรงเหวี่ยงพื้นฐานต่ำกว่าอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงอยู่ที่ -3.6% และค่าความแตกต่างมีค่าสูงขึ้นเมื่อค่าแรงเสียดทานมีค่าเพิ่มขึ้นโดยในกรณีที่มีค่าแรงเหวี่ยงเท่ากับ 2500 กก./ลบ.ม.ค่าความแตกต่างอยู่ที่ +6.6%

ค่าความแตกต่างสูงสุดของแรงเหวี่ยงของอาคารตัวอย่างที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานอยู่ที่ +22.0% และ -24.1% ในกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหวที่ทำการศึกษาในงานวิจัยชิ้นนี้ ซึ่งหากมีการนำกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานไปใช้ในการเสริมความต้านทานแผ่นดินไหวในอนาคตจำเป็นต้องพิจารณาความสามารถในการต้านทานแรงเหวี่ยงของโครงสร้างพื้นฐานของอาคารไว้ด้วย

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงเหวี่ยงพื้นฐานและค่าแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่เปลี่ยนไปดังแสดงในรูปที่ 5.50 พบว่าค่าแรงเหวี่ยงพื้นฐานของอาคารตัวอย่างจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อค่าแรงเสียดทานในกำแพงมีค่าสูงขึ้น

ตารางที่ 5.32 ค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับออกแบบ

NGA No.	Design Basis Earthquake					
	Base Shear (kN)					
	Friction Wall Density (ton/m ³)					
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
EQ169	946.7	917.7 (-3.1%)	980.8 (+3.6%)	1042.4 (+10.1%)	1043.9 (+10.3%)	1027.5 (+8.5%)
EQ175	1167.3	1135.3 (-2.7%)	1117.6 (-4.3%)	1050.8 (-10.0%)	1081.9 (-7.3%)	1113.4 (-4.6%)
EQ186	1127.7	1047.9 (-7.1%)	1100.6 (-2.4%)	1217.2 (+7.9%)	1237.8 (+9.8%)	1220.7 (+8.2%)
EQ187	1355.1	1428.9 (+5.4%)	1418.3 (+4.7%)	1522.5 (+12.4%)	1504.9 (+11.1%)	1510.9 (+11.5%)
EQ189	1308.3	1283.5 (-1.9%)	1144.6 (-12.5%)	1140.1 (-12.9%)	1278.8 (-2.3%)	1350.5 (+3.2%)
EQ457	1029.0	964.9 (-6.2%)	1039.5 (+1.0%)	1077.5 (+4.7%)	1153.6 (+12.1%)	1167.1 (+13.4%)
EQ548	1163.1	1031.7 (-11.3%)	1021.1 (-12.2%)	984.3 (-15.4%)	1063.9 (-8.5%)	1057.6 (-9.1%)
EQ549	954.0	893.6 (-6.3%)	977.9 (+2.5%)	1063.9 (+11.5%)	1094.8 (+14.8%)	1073.3 (+12.5%)
EQ718	978.1	960.9 (-1.8%)	1074.9 (+9.9%)	969.7 (-0.9%)	1071.4 (+9.5%)	1193.1 (+22.0%)
EQ719	1351.9	1409.7 (+4.3%)	1451.4 (+7.4%)	1466.8 (+8.5%)	1486.8 (+10.0%)	1563.9 (+15.7%)
EQ880	1058.0	949.1 (-10.3%)	802.8 (-24.1%)	848.2 (-19.8%)	886.7 (-16.2%)	948.0 (-10.4%)
EQ882	828.2	762.9 (-7.9%)	812.4 (-1.9%)	836.6 (+1.0%)	849.9 (+2.6%)	913.2 (+10.3%)
Average	1105.6	1065.5 (-3.6%)	1078.5 (-2.5%)	1101.7 (-0.4%)	1146.2 (+3.7%)	1178.3 (+6.6%)
Maximum		(+5.4%)	(+9.9%)	(+12.4%)	(+14.8%)	(+22.0%)
Minimum		(-11.3%)	(-24.1%)	(-19.8%)	(-16.2%)	(-10.4%)



รูปที่ 5.50 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานและค่าแรงเสียดทานของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน (DBE)

ค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารที่ได้จากการวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบทั้งหมดนั้น พบว่าเมื่อทำการหาสัดส่วนของแรงเฉือนที่ฐานของอาคารเฉลี่ยพบว่ามีความสัมพันธ์ที่ฐานประมาณ 19% ของน้ำหนักที่กระทำในแนวตั้งดังแสดงในตารางที่ 5.33

ตารางที่ 5.33 การเปรียบเทียบค่าแรงเฉือนที่ฐานกับน้ำหนักในแนวตั้ง (DBE)

	Friction Wall Density (ton/m ³)					
	0	0.5	1	1.5	2	2.5
Vertical Load (kN)	5940.0	5294.7	5624.3	5953.8	6283.4	6613.0
Average Base Shear (kN)	1105.6	1065.5	1078.5	1101.7	1146.2	1178.3
Base Shear Coefficient (g)	0.19	0.20	0.19	0.19	0.18	0.18

5.3 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา

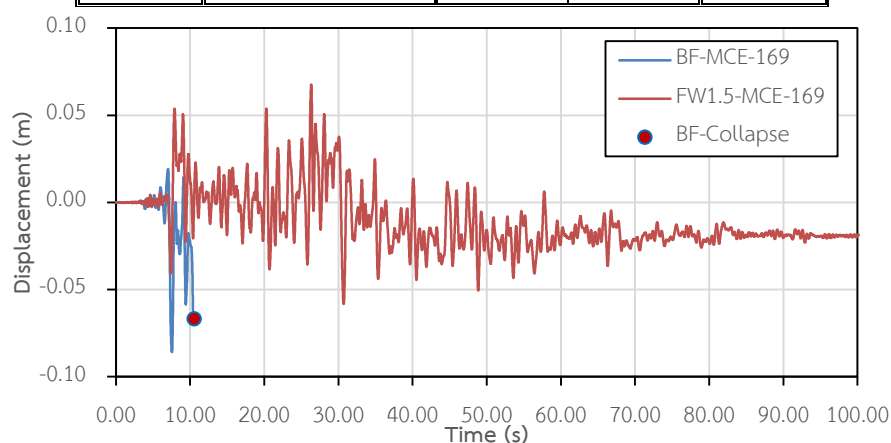
ทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารตัวอย่างจำนวน 2 อาคาร ได้แก่อาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพง และ อาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐานเท่ากับ $=0.044$ ภายใต้แผ่นดินไหวในระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum considered earthquake, MCE) โดยทำการคูณเพิ่มค่าความเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวขึ้นไปอีก 1.5 เท่าจากแผ่นดินไหวระดับออกแบบ (Design basis earthquake, DBE)

จากการศึกษาพบว่า ภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (MCE) อาคารตัวอย่างที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงพบการพังทลายของอาคาร 11 ใน 12 คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำ

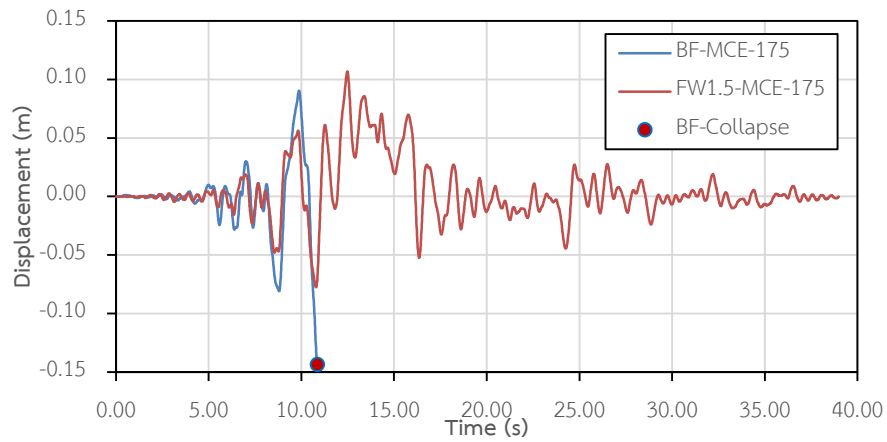
การพิจารณา โดยมีค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาเฉลี่ยอยู่ที่ 0.109 เมตร เมื่อเปรียบเทียบกับอาคารตัวอย่างที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานพบว่า เมื่อมีการติดตั้งกำแพงจำนวนคลื่นที่ทำให้เกิดการพังทลายของอาคารลดเหลือ 2 ใน 12 คลื่นแผ่นดินไหวที่การพิจารณา โดยมีค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาเฉลี่ยอยู่ที่ 0.086 เมตร โดยอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารลงได้ 21.18% เมื่อเทียบกับอาคารที่ไม่มี การติดตั้งกำแพง โดยมีรายละเอียดดังแสดงตามตารางที่ 5.34 และมีค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหวแสดงได้ตามรูปที่ 5.51 ถึงรูปที่ 5.62

ตารางที่ 5.34 ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา

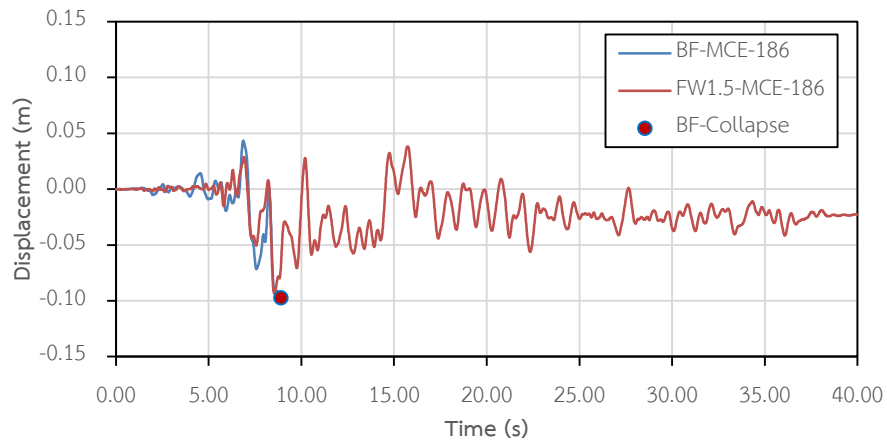
	Building Collapse		Roof Displacement (m)		% Reduction
	BF	FW	BF	FW	
MCE-169	Yes	No	0.086	0.068	21.41
MCE-175	Yes	No	0.144	0.107	25.66
MCE-186	Yes	No	0.102	0.094	7.85
MCE-187	Yes	No	0.122	0.089	27.07
MCE-189	Yes	No	0.111	0.094	15.46
MCE-457	Yes	No	0.131	0.096	27.06
MCE-548	Yes	No	0.082	0.069	16.37
MCE-549	Yes	Yes	0.125	0.109	13.19
MCE-718	No	No	0.091	0.073	18.96
MCE-719	Yes	Yes	0.148	0.115	21.85
MCE-880	Yes	No	0.076	0.054	28.56
MCE-882	Yes	No	0.090	0.062	30.75
Average			0.109	0.086	21.18



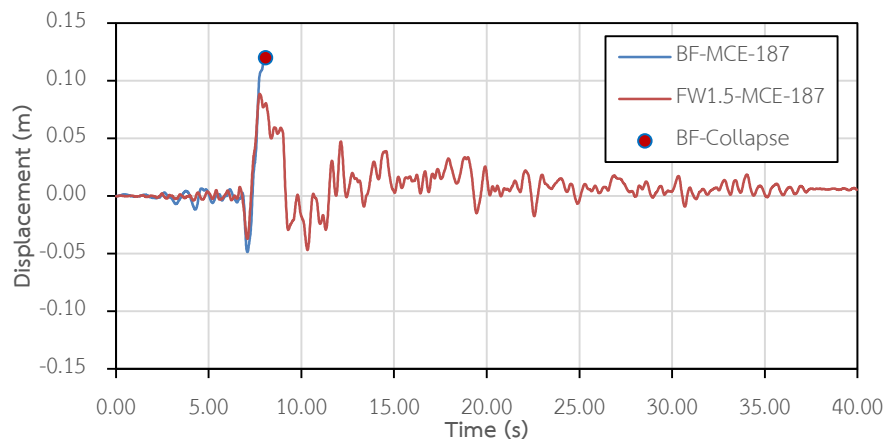
รูปที่ 5.51 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Delta (1979)



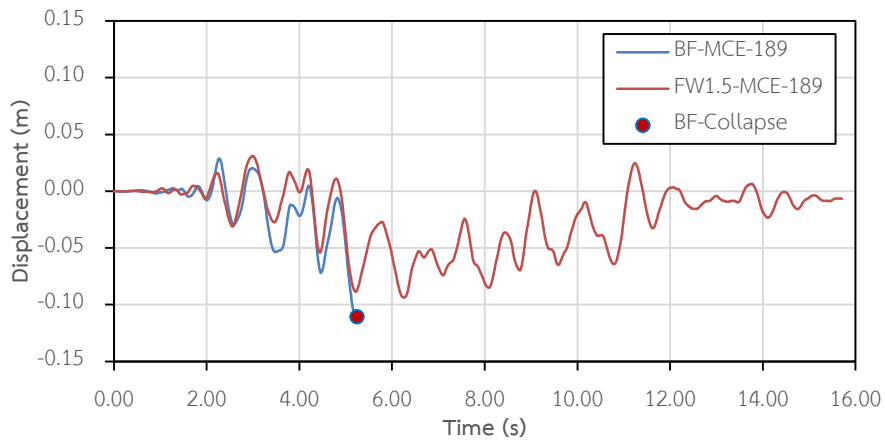
รูปที่ 5.52 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, El Centro Array #12 (1979)



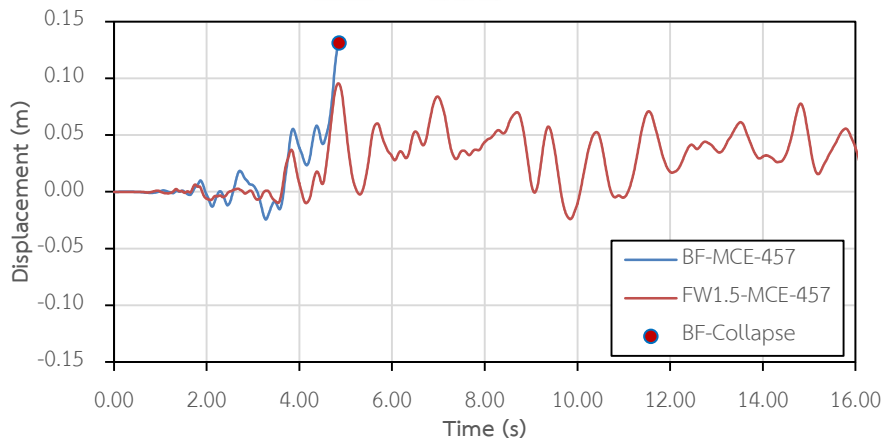
รูปที่ 5.53 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)



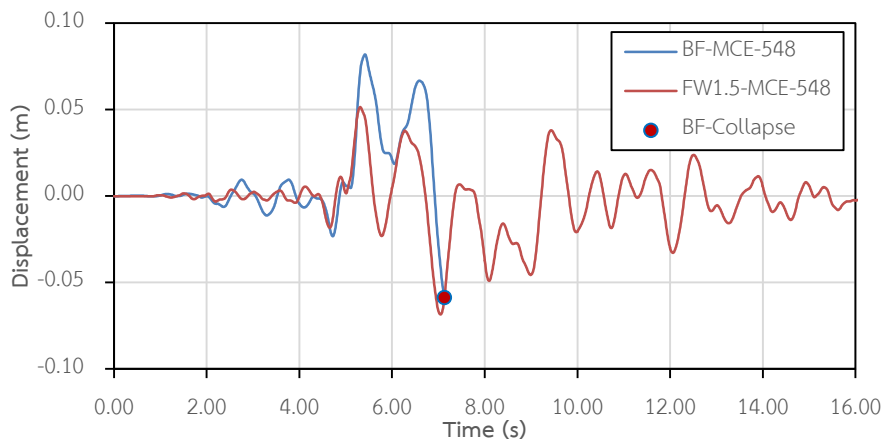
รูปที่ 5.54 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)



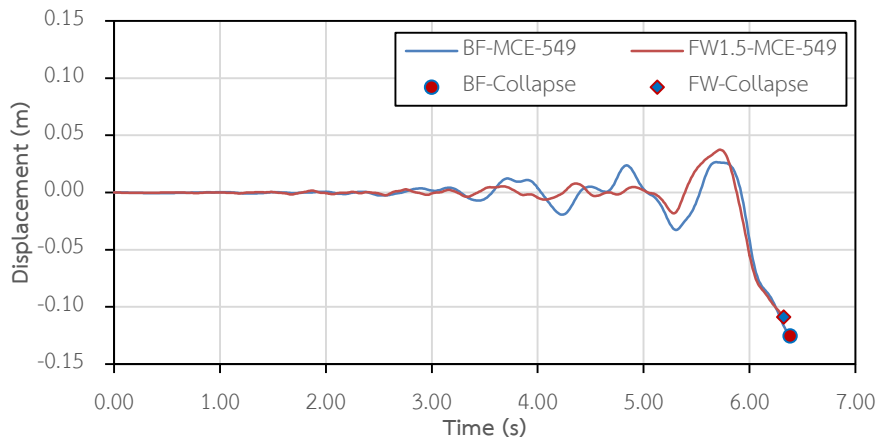
รูปที่ 5.55 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, SAHOP Casa Flores (1979)



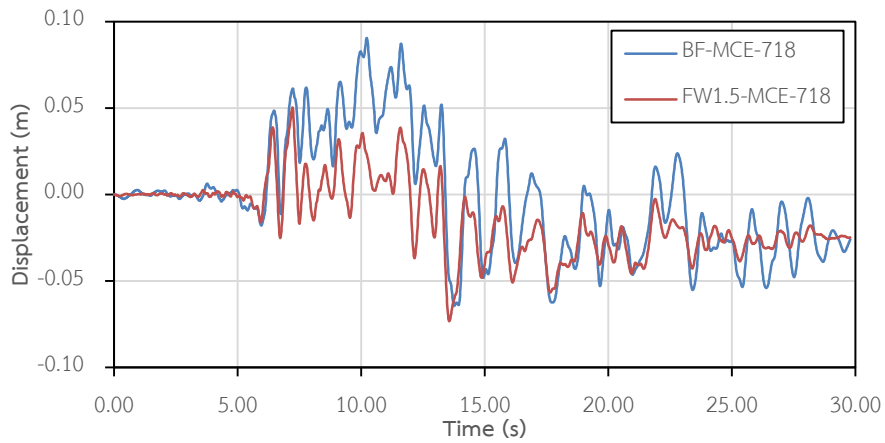
รูปที่ 5.56 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984)



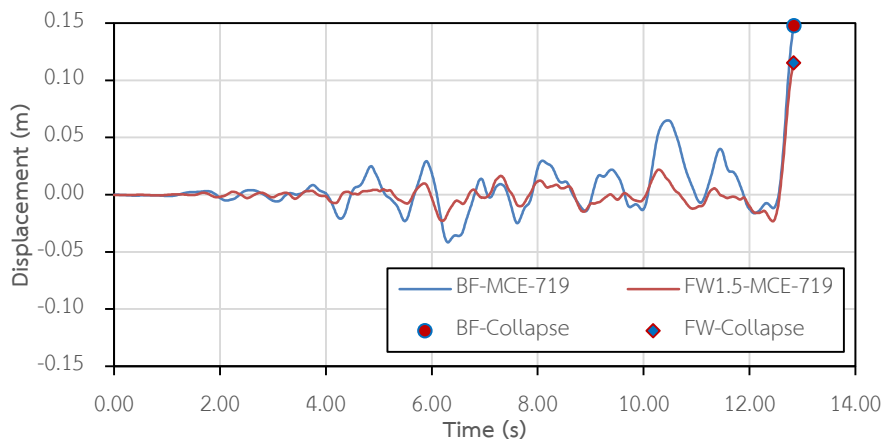
รูปที่ 5.57 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Chalfant Valley-02, Benton (1986)



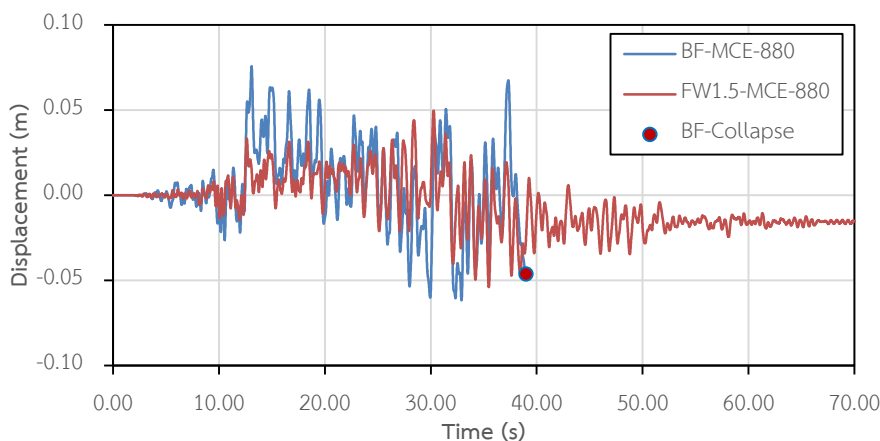
รูปที่ 5.58 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Chalfant Valley-02, Bishop-LADWP South St (1986)



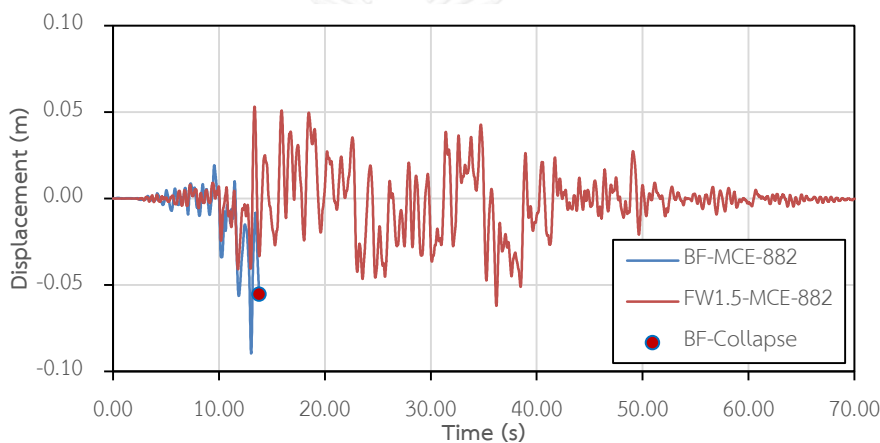
รูปที่ 5.59 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1987)



รูปที่ 5.60 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Superstition Hills-02, Brawley Airport (1987)

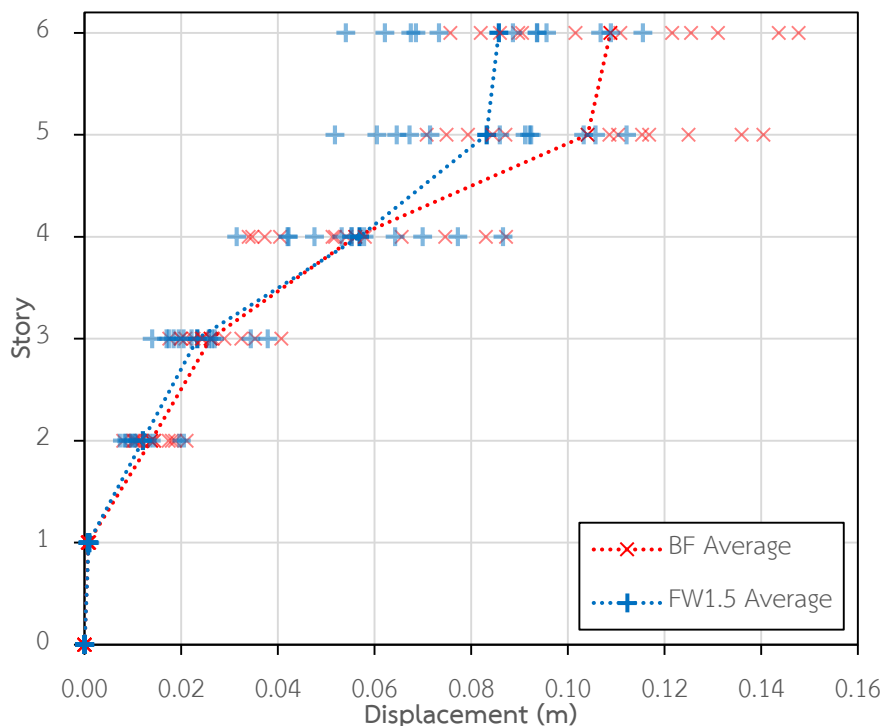


รูปที่ 5.61 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Landers, Mission Creek Fault (1992)



รูปที่ 5.62 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Landers, North Palm Springs (1992)

ค่าการเคลื่อนตัวในแต่ละระดับชั้นของอาคารสามารถแสดงได้ตามรูปที่ 5.63 โดยพบว่าอาคารตัวอย่างทั้ง 2 มีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารสูงสุดอยู่บริเวณชั้นหลังคา (Story 6) และ ชั้นที่ 4 (Story 5) เนื่องจากการลดขนาดเสาตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3 (Story 4) ขึ้นไป จึงทำให้เสาในชั้นที่ 3 เป็นต้นไปมีการเสียรูปของโครงสร้างมากกว่าชั้นอื่นๆ โดยมีค่าการเคลื่อนตัวเฉลี่ยของอาคารเท่ากับ 0.104 เมตรและ 0.109 เมตรสำหรับชั้นที่ 4 และชั้นหลังคาตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทาน (μ) เท่ากับ 0.044 พบว่าค่าการเคลื่อนตัวเฉลี่ยของอาคารลดลงเหลือ 0.083 เมตร (ลดลง 20.08%) และ 0.086 เมตร (ลดลง 21.24%) สำหรับชั้นที่ 4 และชั้นหลังคาตามลำดับ โดยมีรายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 5.35

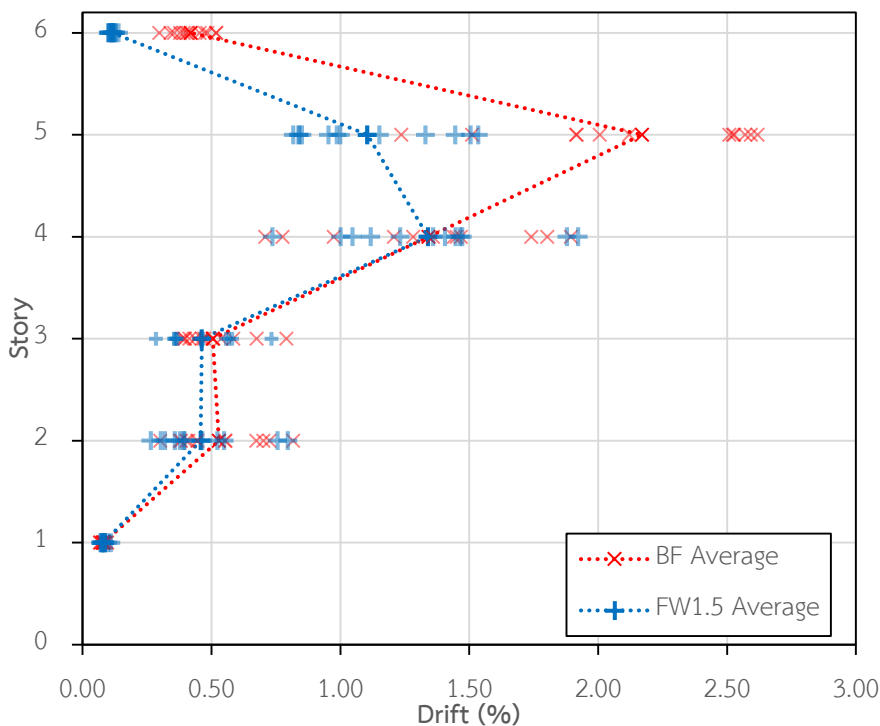


รูปที่ 5.63 ค่าการเคลื่อนตัวเฉลี่ยของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา

ตารางที่ 5.35 ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา

		Story					
		1	2	3	4	5	6
Average Displacement (m)	BF	0.001	0.014	0.026	0.056	0.104	0.109
	FW1.5	0.001	0.012	0.023	0.057	0.083	0.086
Difference (%)		-3.09	12.42	10.59	-1.57	20.08	21.24

ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแต่ละระดับชั้นของอาคารสามารถแสดงได้ตามรูปที่ 5.64 โดยพบว่าอาคารตัวอย่างทั้ง 2 มีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารสูงกว่า 1% บริเวณชั้นที่ 3 (Story 4) และ ชั้นที่ 4 (Story 5) เนื่องจากมีการลดขนาดเสาตั้งแต่บริเวณชั้นที่ 3 (Story 4) ขึ้นไป จึงทำให้เสาในชั้นที่ 3 เป็นต้นไปมีการเสียรูปของโครงสร้างมากกว่าชั้นอื่นๆ โดยมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เฉลี่ยเท่ากับ 1.34% และ 2.17% สำหรับชั้นที่ 3 และชั้นที่ 4 ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน เท่ากับ 0.044 พบว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เฉลี่ยของอาคารลดลงเหลือ 1.34% (ลดลง 0.12%) และ 1.10% (ลดลง 49.11%) สำหรับชั้นที่ 3 และชั้นที่ 4 ตามลำดับ โดยมีรายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 5.35



รูปที่ 5.64 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เฉลี่ยของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา

ตารางที่ 5.36 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา

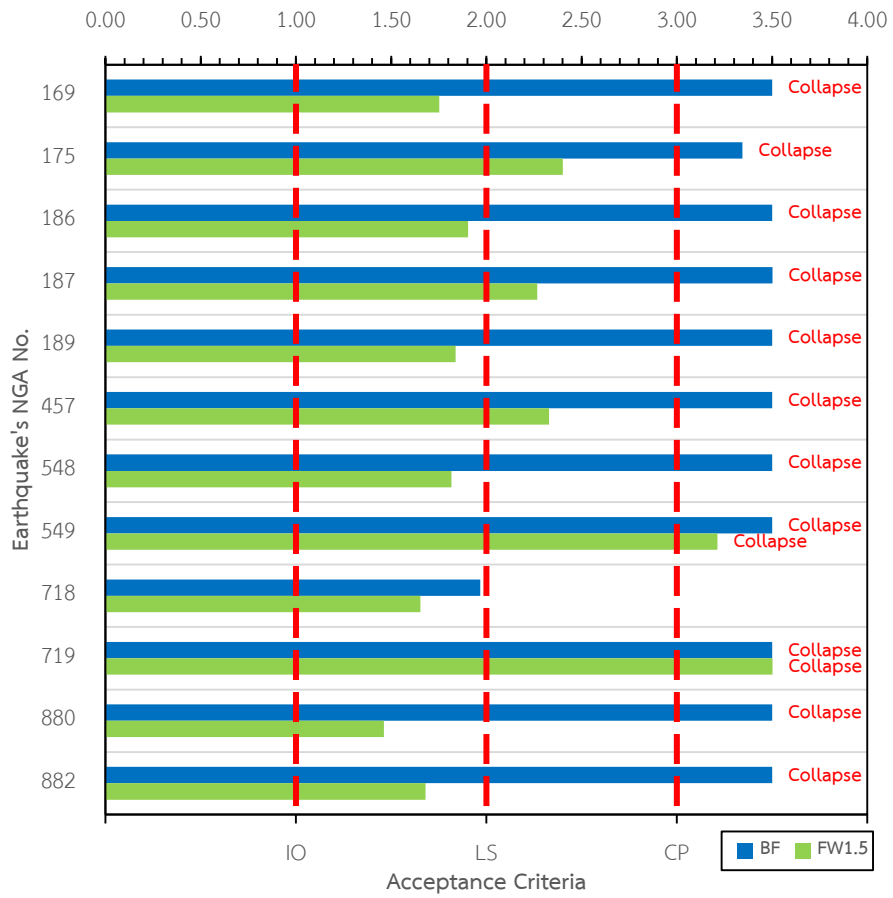
		Story					
		1	2	3	4	5	6
Average Drift (%)	BF	0.081	0.529	0.505	1.342	2.170	0.419
	FW1.5	0.083	0.458	0.463	1.341	1.104	0.115
Difference (%)		-3.09	13.29	8.37	0.12	49.11	72.43

การวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (MCE) ตามมาตรฐานมยพ.1302 จำนวน 12 คลื่นพบว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงพบการพังทลายของอาคาร 11 ใน 12 คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำการศึกษาดังแสดงในรูปที่ 5.65 โดยพบความเสียหายในเสาบริเวณชั้นที่ 3 มากที่สุดเนื่องจากการลดขนาดหน้าตัดเสาและปริมาณเหล็กเสริมหลัก ค่าระดับสมรรถนะของอาคารแสดงได้ตามตารางที่ 5.37 โดยระดับเข้าใช้งานได้ทันที (Immediate occupancy, IO) มีค่าอยู่ในช่วง 0.00-1.00 ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life safety, LS) มีค่าอยู่ในช่วง 1.00-2.00 และระดับรุนแรงเกือบพังทลาย (Collapse prevention, CP) มีค่าอยู่ในช่วง 2.00-3.00 ค่าระดับสมรรถนะของอาคารเฉลี่ยภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 12 คลื่นมีค่าเท่ากับ 3.36 หรือ 1.36CP

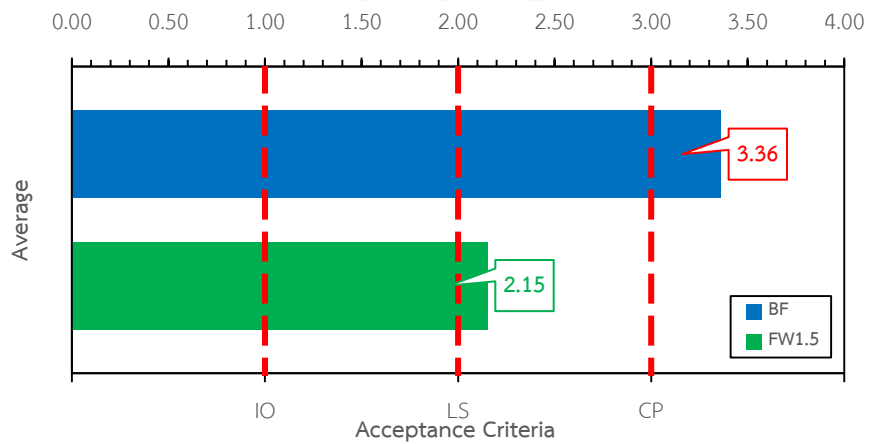
สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐานเท่ากับ $=0.044$ นั้นพบว่าสามารถลดระดับความเสียหายของอาคารลงมาได้โดยพบว่ามีการเคลื่อนแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดการพังทลายของอาคารลดลงเหลือ 2 ใน 12 คลื่นแผ่นดินไหวสามารถลดระดับความเสียหายของอาคารลงมาเหลือระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ได้ 3 ใน 12 คลื่น และลดระดับความเสียหายในเสาเหล็กระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ได้ในคลื่นแผ่นดินไหวที่เหลือทั้งหมด (7 ใน 12 คลื่น) โดยมีรายละเอียดแสดงในรูปที่ 5.65 ค่าระดับสมรรถนะของอาคารเฉลี่ยภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 12 คลื่นมีค่าเท่ากับ 2.15 หรือ 0.15CP รูปที่ 5.66 แสดงค่าเฉลี่ยของระดับสมรรถนะเปรียบเทียบระหว่างอาคารที่ไม่มีกำแพงและอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน

ตารางที่ 5.37 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา

NGA No.	BF	FW1.5
169	3.50	1.75
175	3.35	2.40
186	3.50	1.90
187	3.50	2.27
189	3.50	1.84
457	3.50	2.33
548	3.50	1.82
549	3.50	3.21
718	1.97	1.65
719	3.50	3.50
880	3.50	1.46
882	3.50	1.68
Average	3.36	2.15



รูปที่ 5.65 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่มีกำแพงและมีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา



รูปที่ 5.66 ค่าเฉลี่ยระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา

จากการวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาพบว่าค่าแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดในทิศทาง H2 ของอาคารตัวอย่างมีค่าดังแสดงในตารางที่ 5.38 โดยพบว่าการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานส่งผลให้ค่าแรงเฉือนที่ฐานมีแนวโน้มที่มีค่าสูงกว่าอาคารที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงโดยมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ +5.9% สำหรับกรณีที่เลวร้ายที่สุดค่าความแตกต่างของแรงเฉือนของอาคารตัวอย่างที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานอยู่ที่ +44.4% สำหรับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหวที่ทำการศึกษาในงานวิจัยชิ้นนี้

ตารางที่ 5.38 ค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา

NGA No.	Maximum Considerated Earthquake		Difference (%)
	Base Shear (kN)		
	BF	FW1.5	
EQ169	1249.0	1249.8	0.1%
EQ175	1376.2	1489.3	8.2%
EQ186	1479.4	1544.0	4.4%
EQ187	1391.0	2009.2	44.4%
EQ189	1791.7	1820.3	1.6%
EQ457	1286.4	1482.2	15.2%
EQ548	1506.0	1377.1	-8.6%
EQ549	1119.8	1244.0	11.1%
EQ718	1452.2	1452.2	0.0%
EQ719	1700.6	1765.0	3.8%
EQ880	1403.0	1157.6	-17.5%
EQ882	1068.8	1152.8	7.9%
Average	1402.0	1478.6	5.9%
Maximum			44.4%
Minimum			-17.5%

ค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารที่ได้จากการวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับรุนแรงสูงสุดที่พิจารณานั้น พบว่าเมื่อทำการหาสัดส่วนของแรงเฉือนที่ฐานของอาคารเฉลี่ยเปรียบเทียบกับแรงกระทำในแนวตั้งพบว่ามีความค่าแรงเฉือนที่ฐานประมาณ 25% ของน้ำหนักที่กระทำในแนวตั้งดังแสดงในตารางที่ 5.39

ตารางที่ 5.39 การเปรียบเทียบค่าแรงเฉือนที่ฐานกับน้ำหนักในแนวตั้ง (MCE)

	BF	FW1.5
Vertical Load (kN)	5940.0	5953.8
Average Base Shear (kN)	1402.0	1478.6
Base Shear Coefficient (g)	0.24	0.25

บทที่ 6

สรุปผลการศึกษา

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาประสิทธิภาพในการเสริมสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวให้แก่อาคารพาณิชย์ตัวอย่างสูง 4 ชั้นด้วยการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน โดยกำแพงดังกล่าวเป็นกำแพงคอนกรีตเพื่อให้สามารถควบคุมคุณภาพของการก่อสร้างได้สะดวกและสามารถควบคุมหน่วยน้ำหนักของตัวกำแพงได้ มีการออกแบบช่องว่างด้านข้างกำแพงเพื่อป้องกันมิให้กำแพงมีการเชื่อมต่อกับเสาโครงสร้างเพื่อทำหน้าที่ควบคุมรูปแบบการวิบัติที่มุมของตัวกำแพงเอง และช่วยป้องกันการวิบัติด้วยแรงเฉือนในเสาอันเนื่องมาจากเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมในการรับแรงของอาคารที่เปลี่ยนแปลงไปภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานออกแบบให้มีการเสีรูปของกำแพงด้วยการเฉือนโดยทำการติดตั้งแผ่นเหล็กบริเวณฐานของกำแพงเพื่อทำการควบคุมการเลื่อนตัวของกำแพง นอกจากนี้แผ่นเหล็กดังกล่าวยังทำหน้าที่ในการสลายพลังงานโดยใช้หลักการของตัวหน่วงเสียดทานในการสลายพลังงานโดยการเสียดสีของแผ่นเหล็กออกมาในรูปของความร้อนและเสียง

จากการวิเคราะห์ผลตอบสนองด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นด้วยวิธีประวัติเวลา ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบ (DBE) และ แผ่นดินไหวระดับรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (MCE) ตามมาตรฐานมยผ.1302 ในพื้นที่บริเวณ อ.เมือง จ.เชียงราย เมื่อทำการเปรียบเทียบผลตอบสนองของอาคารที่ไม่มีกำแพงกับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน พบว่ากำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถทำหน้าที่ป้องกันความเสียหายและการวิบัติพังทลายของโครงสร้างได้เป็นอย่างดี โดยงานวิจัยนี้ศึกษาถึงผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงค่าแรงเสียดทานที่ส่งผลประสิทธิภาพในการสลายพลังงานของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน โดยได้ทำการศึกษาค่าแรงเสียดทาน 5 ค่า โดยให้มีค่าแปรผันตามหน่วยน้ำหนักของกำแพงโดยมีค่าเท่ากับ 500 ($\eta = 0.017$), 1000 ($\eta = 0.031$), 1500 ($\eta = 0.044$), 2000 ($\eta = 0.056$) และ 2500 ($\eta = 0.067$) กก./ลบ.ม. ซึ่งจากการศึกษาได้ข้อสรุปสำคัญดังนี้

1. ผลการศึกษาแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนถึงความเป็นไปได้ในการเพิ่มประสิทธิภาพในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้อาคารโดยการเปลี่ยนผนังปกติเป็นกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทาน
2. พบว่าการเพิ่มค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η) ในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานให้สูงขึ้นในช่วงน้ำหนักของคอนกรีตเบาที่สามารถก่อสร้างได้ด้วยเทคโนโลยี

ปกติ เช่นการใช้มวลรวมเบาหรือการเติมฟองอากาศ ส่งผลให้ความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารสูงขึ้นตามไปด้วย

3. ผลตอบสนองของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบนั้นพบว่าอาคารมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดบริเวณพื้นชั้นที่ 4 เนื่องจากอาคารตัวอย่างมีการลดขนาดเสาลงมาเรื่อยๆตามความสูงของชั้นและลดลงเหลือขนาดหน้าตัดเสาเล็กที่สุดตั้งแต่พื้นชั้นที่ 3 ขึ้นไปโดยมีปริมาณเหล็กเสริมหลักอยู่ที่ 2% ของพื้นที่หน้าตัดเสาและไม่มีการเสริมเหล็กปลอกต้านทานแรงแผ่นดินไหว จากผลการศึกษาพบว่ากำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารได้เฉลี่ย 35%, 45%, 58%, 63% และ 65% สำหรับกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานโดยค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η) เท่ากับ 0.017, 0.031, 0.044, 0.056 และ 0.067 ตามลำดับ

4. ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบพบว่าอาคารมีแนวโน้มพังทลายโดยพบว่ามีคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 5 ใน 12 คลื่นทำให้อาคารวิบัติ เมื่อเปรียบเทียบกับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานพบว่าสามารถลดความเสียหายของอาคารลงได้อย่างมีนัยสำคัญ โดยการเพิ่มค่าแรงเสียดทานให้สูงขึ้นส่งผลให้ความเสียหายของอาคารลดลง ยิ่งไปกว่านั้นพบว่าเมื่อค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η) สูงกว่า 0.044 ขึ้นไปจะไม่พบระดับความเสียหายของอาคารตัวอย่างที่สูงกว่าระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (LS) เลยในทุกคลื่นแผ่นดินไหวที่พิจารณา

5. เมื่อทำการวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างซ้ำอีกรอบภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดพิจารณา โดยทำการเปรียบเทียบระหว่างอาคารที่ไม่ติดตั้งกำแพงและอาคารที่ติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η) เท่ากับ 0.044 พบว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงจะเกิดการพังทลายภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 11 ใน 12 คลื่น ในขณะที่อาคารที่มีกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานจะเกิดการพังทลายลดลงเหลือ 2 ใน 12 คลื่นแผ่นดินไหว โดยอาคารตัวอย่างทั้งสองมีระดับสมรรถนะของอาคารเฉลี่ยอยู่ที่ 1.36CP สำหรับอาคารที่ไม่มีกำแพง และลดลงเหลือเพียง 0.15CP สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η) เท่ากับ 0.044

6. จากการศึกษาเปรียบเทียบค่าแรงเสียดทานที่แตกต่างกันของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานนั้นพบว่า ค่าการสลายพลังงานรวมของโครงสร้างนั้นมีค่าใกล้เคียงกันแต่กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานจะทำหน้าที่แบ่งเบาภาระในการสลาย

พลังงานจากโครงสร้างอาคารแทน โดยพบว่าค่าแรงเสียดทานในรูปมาตรฐาน (η) เท่ากับ 0.044 จะทำให้ค่าพลังงานที่ถูกสลายโดยโครงสร้างเนื่องจากเกิดความเสียหายมีค่าลดลงประมาณ 61.7 % ทำให้อาคารได้รับความเสียหายน้อยลงอย่างมีนัยสำคัญ

7. ค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าเปลี่ยนแปลงไปจากอาคารปกติ โดยพบว่าค่าแรงเฉือนที่ฐานมีแนวโน้มที่จะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อแรงเสียดทานในกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าเพิ่มขึ้น ทั้งนี้ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำการพิจารณาจำนวน 12 คลื่นพบว่าค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างที่มีการติดตั้งกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานมีค่าเพิ่มสูงขึ้น 22.0% ในการวิเคราะห์ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบ และ 44.4% ในการวิเคราะห์ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับรุนแรงเกือบพังทลายจึงควรพิจารณาถึงความสามารถในการต้านทานแรงของฐานรากอาคารด้วย

ผลการศึกษาในงานวิจัยนี้แสดงให้เห็นถึงความเป็นไปได้ในการประยุกต์ใช้กำแพงในอาคารและการใช้ตัวห่วงเสียดทานในการเสริมประสิทธิภาพในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไปที่ไม่ได้มีการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว โดยการเสริมประสิทธิภาพของอาคารด้วยกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานนั้นสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ ลดความเสียหายที่จะเกิดแก่เสาโครงสร้างและสามารถป้องกันการพังทลายของอาคารได้ในหลายกรณีที่ทำการศึกษา อย่างไรก็ตามแนวทางในการใช้กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานนั้นมีข้อจำกัดในการนำไปประยุกต์ใช้งานจริง เพราะยังจำกัดผลการศึกษาเฉพาะบางลักษณะอาคารและรูปแบบของแผ่นดินไหว ยังไม่มีการผลิตกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานตัวอย่างจริงเพื่อทำการทดสอบพฤติกรรมในการรับแรงของกำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานในห้องปฏิบัติการหรือการทดสอบอาคารจริง จึงควรมีการศึกษาในประเด็นเหล่านี้เพิ่มเติมเพื่อให้สามารถนำไปใช้กับอาคารจริงได้อย่างมีประสิทธิภาพต่อไป

รายการอ้างอิง

1. ASCE41 (2013), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*: American Society of Civil Engineers.
2. Asteris, P., Antoniou, S., Sophianopoulos, D. and Chrysostomou, C. (2011) 'Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art', *Journal of Structural Engineering*, 137(12), pp. 1508-1517.
3. Castaldo, P. (2014) *Integrated seismic design of structure and control systems*. Springer.
4. Cho, C.-G. and Kwon, M. (2004) 'Development and modeling of a frictional wall damper and its applications in reinforced concrete frame structures', *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33(7), pp. 821-838.
5. Dai, J. and Sun, B. 'Seismic Damage of R/C Frame Structures in Ms8.0 Wenchuan Earthquake'. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
6. Doğançün, A., Ural, A., Sezen, H., Güney, Y. and Firat, F. (2013) 'The 2011 Earthquake in Simav, Turkey and Seismic Damage to Reinforced Concrete Buildings', *Buildings*, 3(1), pp. 173.
7. Kam, W. Y. and Pampanin, S. (2011) 'The seismic performance of RC buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake', *Structural Concrete*, 12(4), pp. 223-233.
8. Mehrabi, A., Benson Shing, P., Schuller, M. and Noland, J. (1996) 'Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames', *Journal of Structural Engineering*, 122(3), pp. 228-237.
9. Mohammadi, M. and Akrami, V. (2010) 'An engineered infilled frame: Behavior and calibration', *Journal of Constructional Steel Research*, 66(6), pp. 842-849.

10. Morgen, B. G. and Kurama, Y. C. (2004) 'A friction damper for post-tensioned precast concrete moment frames', *Pci Journal*, 49(4), pp. 112-133.
11. Murty, C. and Jain, S. K. 'Beneficial influence of masonry infill walls on seismic performance of RC frame buildings'. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper*.
12. Penna, A., Lagomarsino, S. and Galasco, A. (2014) 'A nonlinear macroelement model for the seismic analysis of masonry buildings', *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(2), pp. 159-179.
13. PERFORM-3D (2011), *Components and Elements for PERFORM-3D and PERFORM-COLLAPSE*: Computers and Structures, Inc.
14. PERFORM-3D (2011), *User Guide PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures*: Computers and Structures, Inc.
15. Samani, H. R., Mirtaheri, M. and Rafiee, M. (2015) 'The effects of various slippage loads on the response modification factor of steel structures equipped with frictional dampers', *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 15(06), pp. 1450080.
16. Sasani, M. and Popov, E. P. (2001) 'Seismic Energy Dissipators for RC Panels: Analytical Studies', *Journal of Engineering Mechanics*, 127(8), pp. 835-843.
17. Seong, J.-Y., Min, K.-W. and Kim, J.-C. (2012) 'Analytical investigation of an SDOF building structure equipped with a friction damper', *Nonlinear Dynamics*, 70(1), pp. 217-229.
18. Symans, M., Charney, F., Whittaker, A., Constantinou, M., Kircher, C., Johnson, M. and McNamara, R. (2008) 'Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments', *Journal of structural engineering*, 134(1), pp. 3-21.
19. Wongdee, A. (2014) *Behaviors of reinforced concrete buildings under Tsunami and Flood loads*. Master, Chulalongkorn University.

20. มยผ.1302 (2552), มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทานการสั่นสะเทือน
ของแผ่นดินไหว: กรมโยธาธิการและผังเมือง.

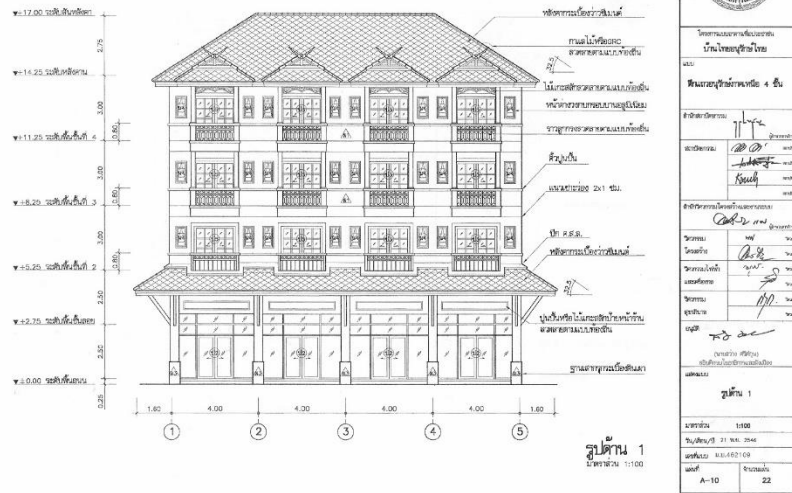




ภาคผนวก

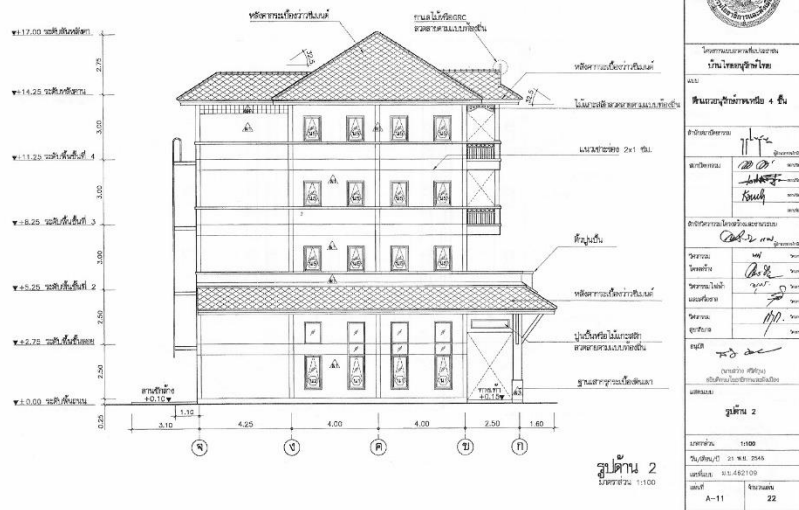
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

ภาคผนวก ก
แบบโครงสร้างอาคารตึกแถวแถวอนุรักษ์ 4 ชั้น



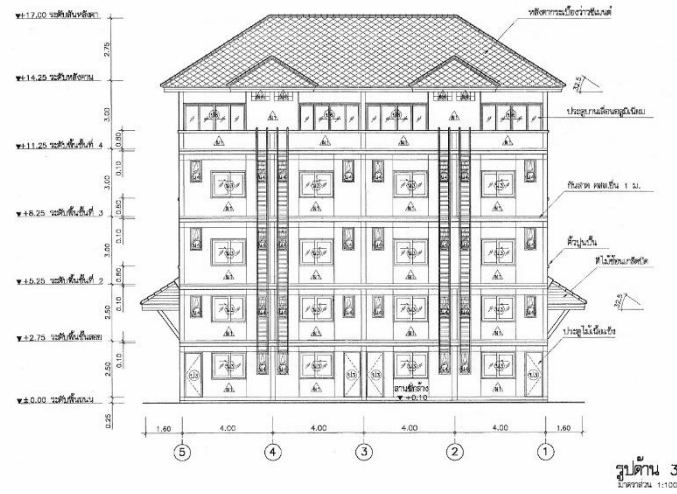
หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่ในนี้เป็นการก่อสร้าง เพื่อให้แสดงผลทางด้านหน้าเท่านั้น สำหรับแบบที่ใช้ขออนุญาตก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแบบบ้าน

รูป ก-1 รูปด้านอาคาร 1



หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่ในนี้เป็นการก่อสร้าง เพื่อให้แสดงผลทางด้านหน้าเท่านั้น สำหรับแบบที่ใช้ขออนุญาตก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแบบบ้าน

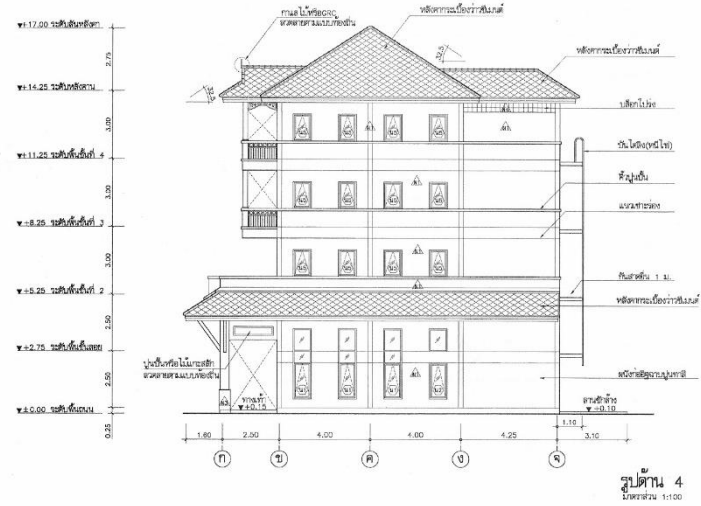
รูป ก-2 รูปด้านอาคาร 2



	
โครงการอนุรักษ์และปรับปรุง บ้านไทยยุคใหม่	
ประเภทอาคารพาณิชย์ 4 ชั้น	
01/2565 02/2565 03/2565 04/2565 05/2565 06/2565 07/2565 08/2565 09/2565 10/2565 11/2565 12/2565	01/2565 02/2565 03/2565 04/2565 05/2565 06/2565 07/2565 08/2565 09/2565 10/2565 11/2565 12/2565
อนุมัติ 3	
1:100 21 พ.ค. 2566 01-402193 A-12	22

หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่นี้ได้รับการขออนุมัติ เพื่อใช้แสดงเฉพาะทางเท่านั้น สำหรับแบบที่จะอนุญาตก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแบบบ้าน

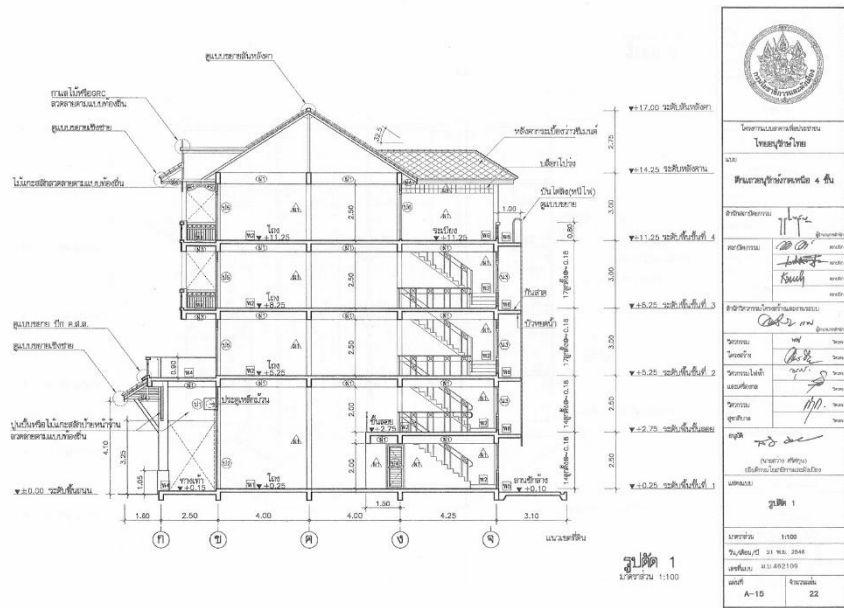
รูป ก-3 รูปด้านอาคาร 3



	
โครงการอนุรักษ์และปรับปรุง บ้านไทยยุคใหม่	
ประเภทอาคารพาณิชย์ 4 ชั้น	
01/2565 02/2565 03/2565 04/2565 05/2565 06/2565 07/2565 08/2565 09/2565 10/2565 11/2565 12/2565	01/2565 02/2565 03/2565 04/2565 05/2565 06/2565 07/2565 08/2565 09/2565 10/2565 11/2565 12/2565
อนุมัติ 4	
1:100 21 พ.ค. 2566 01-402193 A-13	22

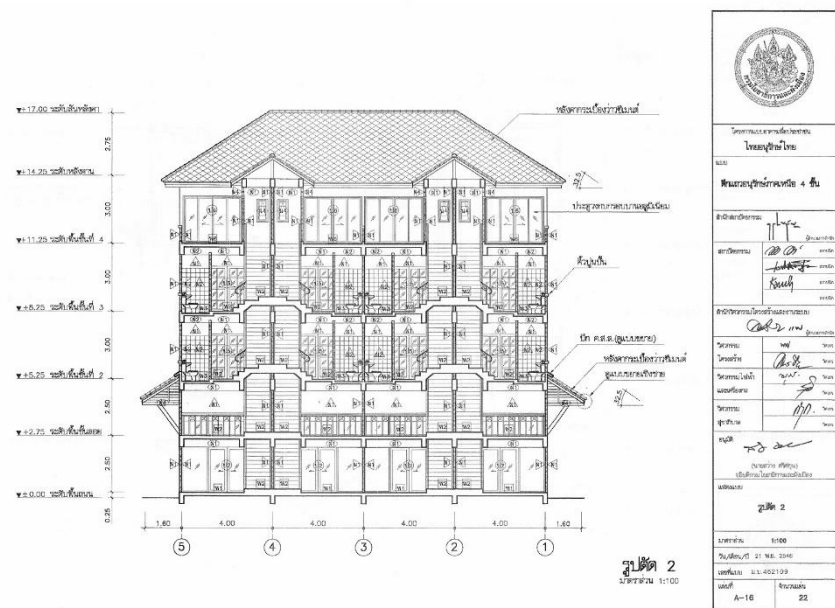
หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่นี้ได้รับการขออนุมัติ เพื่อใช้แสดงเฉพาะทางเท่านั้น สำหรับแบบที่จะอนุญาตก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแบบบ้าน

รูป ก-4 รูปด้านอาคาร 4



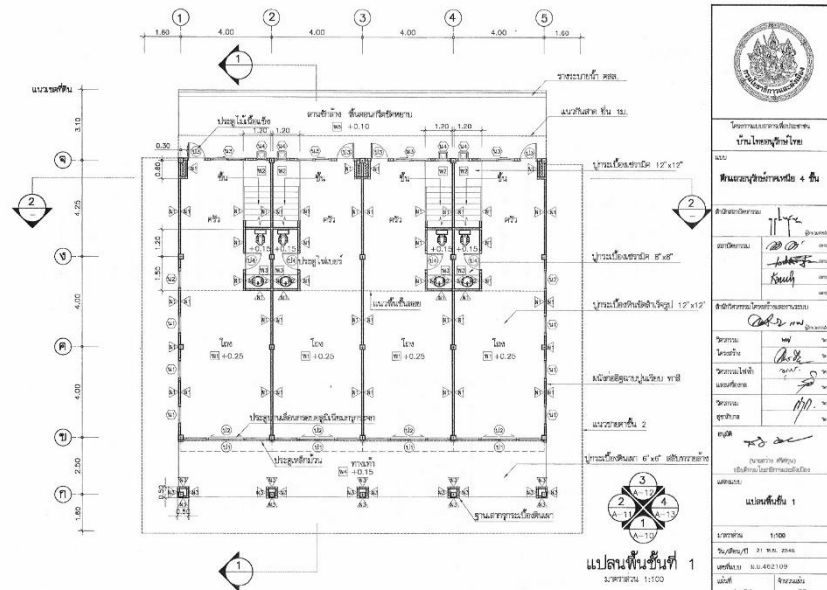
หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่นี้ได้รับการขออนุมัติ เพื่อใช้แสดงผลงานทางเทคนิค สำหรับแบบที่จะขออนุญาตก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแนบมา

รูป ก-5 รูปตัดอาคาร 1



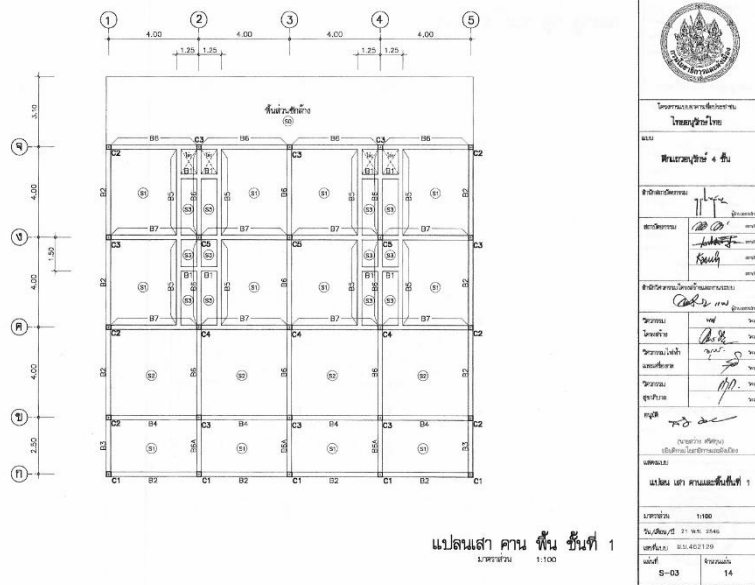
หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่นี้ได้รับการขออนุมัติ เพื่อใช้แสดงผลงานทางเทคนิค สำหรับแบบที่จะขออนุญาตก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแนบมา

รูป ก-6



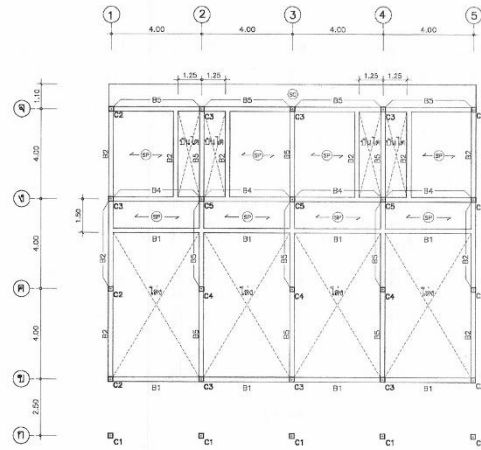
หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่ในใบบังการขอส่วน เพื่อใช้แสดงเลขาทางน่างเท่านั้น สำหรับแบบที่ใช้ขออนุญาตก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแบบบ้าน

รูป ก-7 แปลนสถาปัตยกรรม



หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่ในใบบังการขอส่วน เพื่อใช้แสดงเลขาทางน่างเท่านั้น สำหรับแบบที่ใช้ขออนุญาตก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแบบบ้าน

รูป ก-8 แปลนเสา คานและพื้นชั้นที่ 1

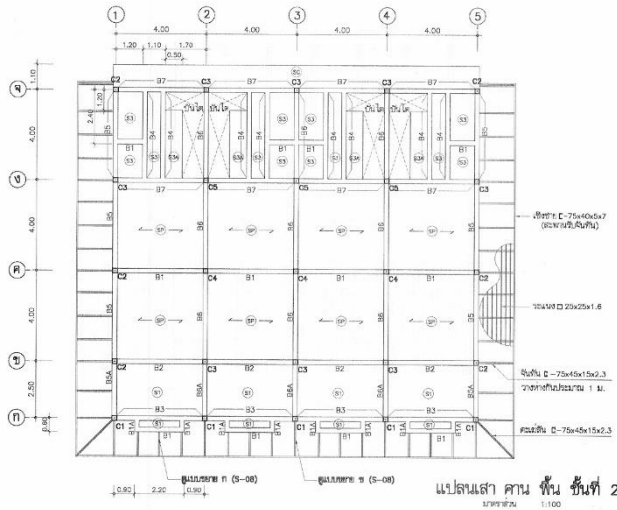


แปลนเสา คาน พื้น ชั้นลอย
มาตราส่วน 1:100

หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่ในนี้เป็นการขอเสนอ เพื่อให้แสดงแนวทางเท่านั้น สำหรับแบบที่จะออกนุฏภาคก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแบบบ้าน

รูป ก-9 แปลนเสา คานและพื้นชั้นลอย

 วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ไทยยุคใหม่	
พัฒนาชุมชน 4 คน	
วิศวกรโครงการ 	วิศวกร ควบคุม 
วิศวกรโครงสร้าง 	วิศวกร ควบคุม 
วิศวกร ควบคุม 	วิศวกร ควบคุม 
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	

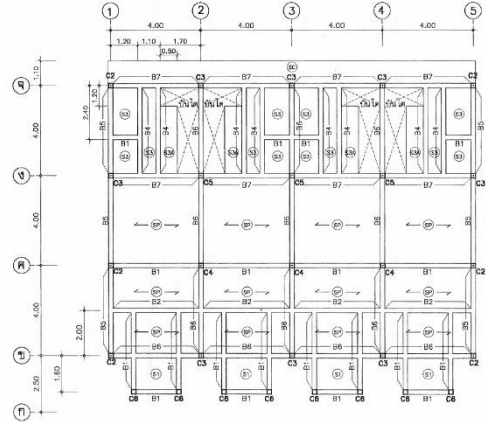


แปลนเสา คาน พื้น ชั้นที่ 2
มาตราส่วน 1:100

หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่ในนี้เป็นการขอเสนอ เพื่อให้แสดงแนวทางเท่านั้น สำหรับแบบที่จะออกนุฏภาคก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแบบบ้าน

รูป ก-10 แปลนเสา คานและพื้นชั้นที่ 2

 วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ไทยยุคใหม่	
พัฒนาชุมชน 4 คน	
วิศวกรโครงการ 	วิศวกร ควบคุม 
วิศวกรโครงสร้าง 	วิศวกร ควบคุม 
วิศวกร ควบคุม 	วิศวกร ควบคุม 
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	
วิศวกร ควบคุม 	



แปลนเสา คาน พื้น ชั้นที่ 3
มาตราส่วน 1:100

หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่นี้ได้รับการขอส่วน เพื่อใช้แสดงสภาพหน้างานเท่านั้น สำหรับแบบที่จะขออนุญาตก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแบบบ้าน

รูป ก-11 แปลนเสา คานและพื้นชั้นที่ 3



โครงการอาคารพาณิชย์
โครงการ
อาคารพาณิชย์ 4 ชั้น

ชื่อผู้ประกอบการ: *[Signature]*
สถาปนิก: *[Signature]*
วิศวกร: *[Signature]*
ช่างเขียน: *[Signature]*

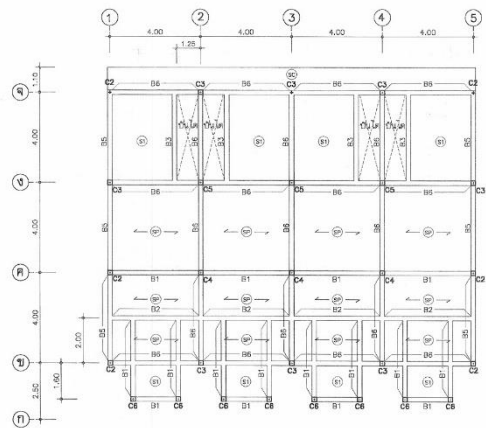
ชื่อผู้ประกอบการ: *[Signature]*

วิศวกร: *[Signature]*
สถาปนิก: *[Signature]*
ช่างเขียน: *[Signature]*
ช่างสำรวจ: *[Signature]*

ผู้รับ: *[Signature]*
(ในฐานะ ผู้รับใช้)
เป็นตัวแทน/รับใช้ตามข้อบังคับ

แปลน
แปลน เสา คานและพื้นชั้นที่ 3

มาตราส่วน	1:100
รูป/ชนิด/ก/1	21 ก.ค. 2548
เลขที่แบบ	บ.บ.402/123
แผ่นที่	4 จาก 14
S-06	14



แปลนเสา คาน พื้น ชั้นที่ 4
มาตราส่วน 1:100

หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่นี้ได้รับการขอส่วน เพื่อใช้แสดงสภาพหน้างานเท่านั้น สำหรับแบบที่จะขออนุญาตก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแบบบ้าน

รูป ก-12 แปลนเสา คานและพื้นชั้นที่ 4



โครงการอาคารพาณิชย์
โครงการ
อาคารพาณิชย์ 4 ชั้น

ชื่อผู้ประกอบการ: *[Signature]*
สถาปนิก: *[Signature]*
วิศวกร: *[Signature]*
ช่างเขียน: *[Signature]*

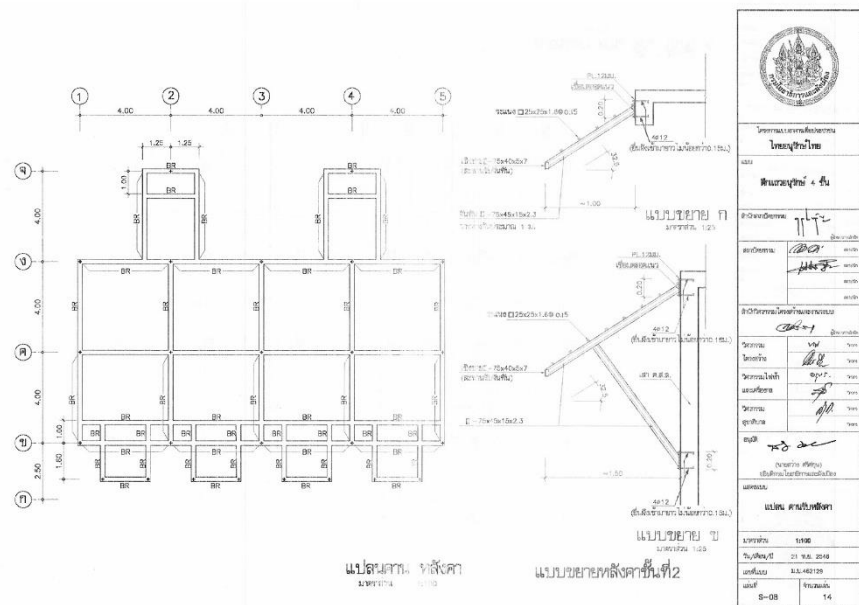
ชื่อผู้ประกอบการ: *[Signature]*

วิศวกร: *[Signature]*
สถาปนิก: *[Signature]*
ช่างเขียน: *[Signature]*
ช่างสำรวจ: *[Signature]*

ผู้รับ: *[Signature]*
(ในฐานะ ผู้รับใช้)
เป็นตัวแทน/รับใช้ตามข้อบังคับ

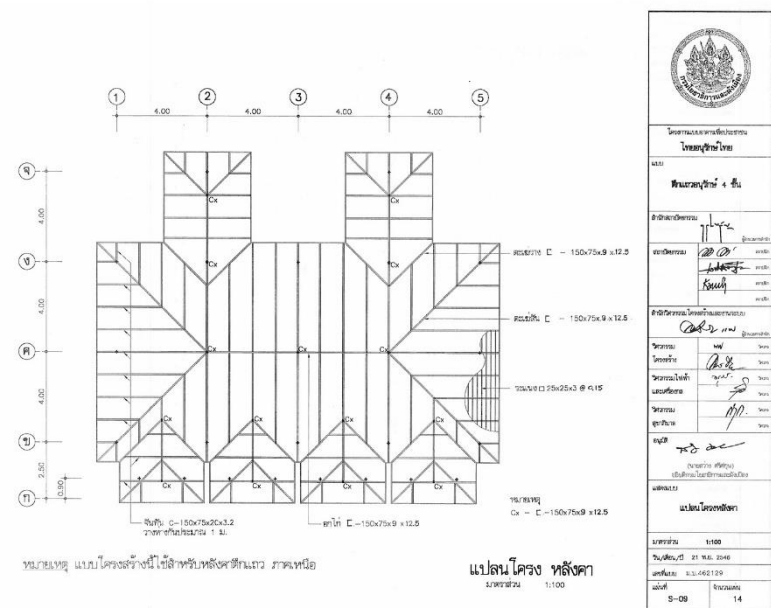
แปลน
แปลน เสา คานและพื้นชั้นที่ 4

มาตราส่วน	1:100
รูป/ชนิด/ก/1	21 ก.ค. 2548
เลขที่แบบ	บ.บ.402/123
แผ่นที่	4 จาก 14
S-07	14



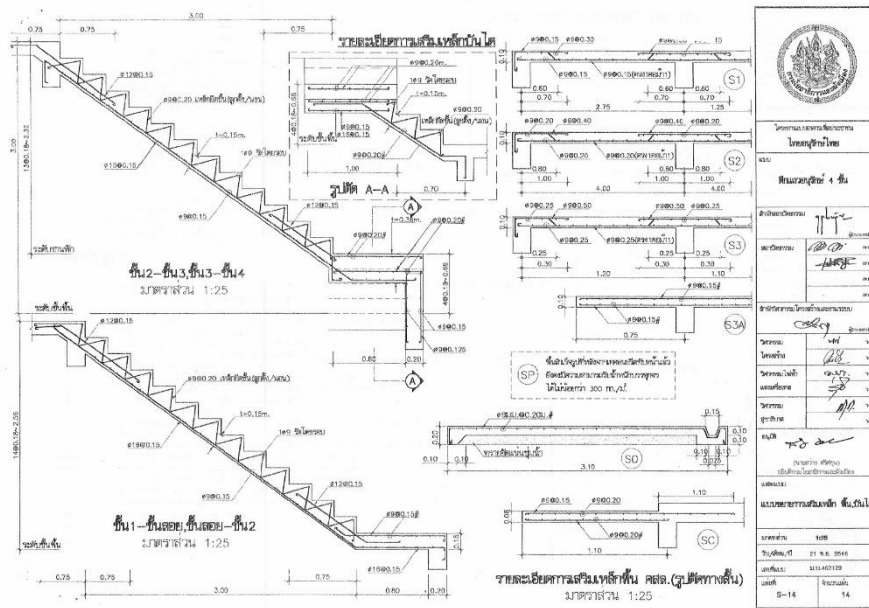
หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่นี้ได้รับการขอส่วน เพื่อใช้แสดงสถาพทางหน้าเท่านั้น สำหรับแบบที่จะอนุญาตก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแบบบ้าน

รูป ก-13 แพลนเสา คานชั้นหลังคา



หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่นี้ได้รับการขอส่วน เพื่อใช้แสดงสถาพทางหน้าเท่านั้น สำหรับแบบที่จะอนุญาตก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแบบบ้าน

รูป ก-14 แพลนหลังคา



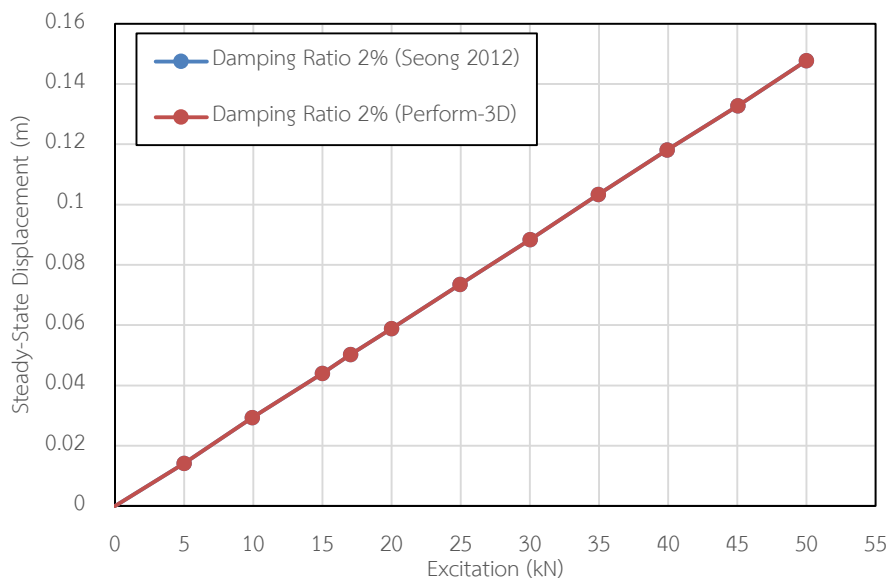
หมายเหตุ แบบที่แสดงอยู่ได้รับการขอส่วน เพื่อใช้แสดงเลขาทางนังเท่านั้น สำหรับแบบที่ใช้จะอนุญาตก่อสร้าง ให้ถ่ายสำเนาจากหนังสือแบบบ้าน

รูป ก-17 แบบขยายการเสริมพื้น, ชั้นใด

ภาคผนวก ข

การปรับแก้ค่า modal damping ratio ของโครงสร้างหนึ่งองค์อิสระ

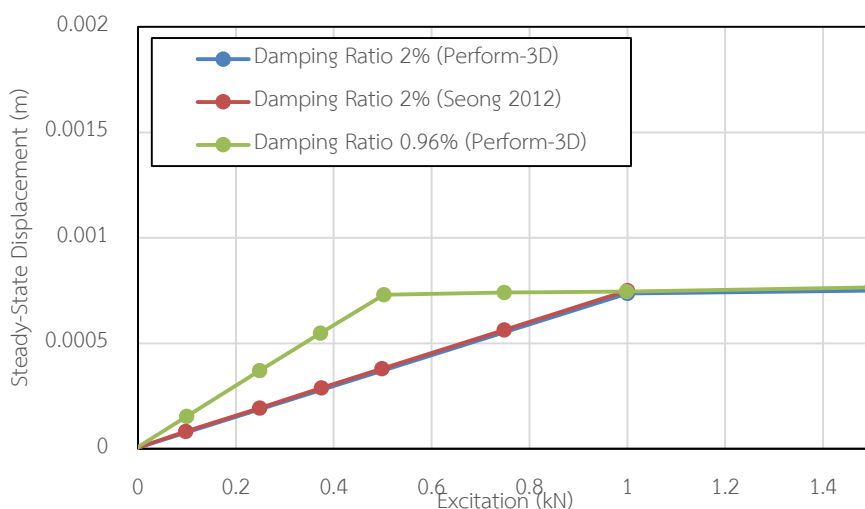
ตรวจสอบความถูกต้องในการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PERFORM-3D ของโครงสร้างหนึ่งองค์อิสระที่ไม่มีตัวหน่วงแบบเสียดทานภายใต้แรงแบบฮาร์มอนิกที่มีความถี่โครงสร้างเกิดการสั่นพ้อง โดยทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนที่แบบคงตัว (Steady state) ที่วิเคราะห์ได้จากโปรแกรม PERFORM-3D กับผลเฉลยแบบปิดของ Seong และคณะ (2012) จะทำการเพิ่มค่าแรงฮาร์มอนิกจนกระทั่งมีแอมพลิจูดเท่ากับ 50 kN พบว่า ผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม PERFORM-3D มีค่าเท่ากับผลการวิเคราะห์จากผลเฉลยรูปแบบปิดดังกล่าว ตามรูปที่ ข.1



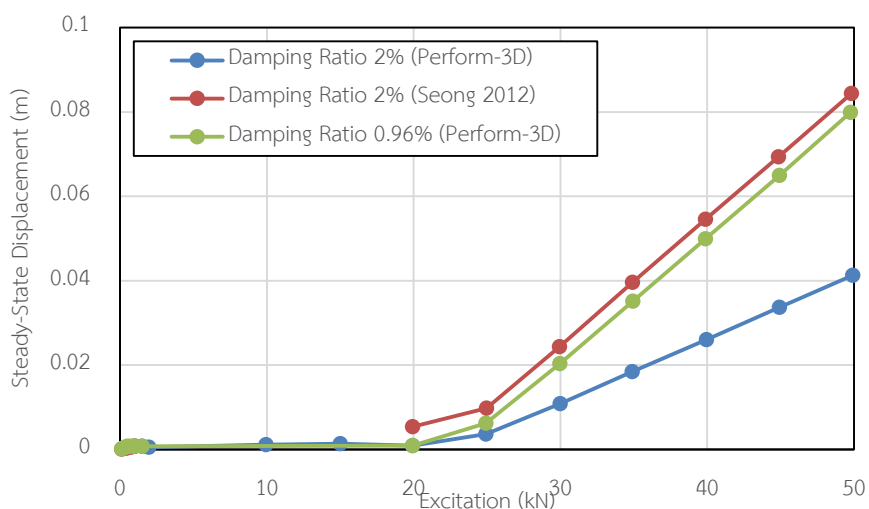
รูป ข-1 ค่าการเคลื่อนที่แบบคงตัวสูงสุดของโครงสร้างหนึ่งองค์อิสระ

หลังจากนั้นทำการวิเคราะห์โครงสร้างหนึ่งองค์อิสระที่มีตัวหน่วงแบบเสียดทานด้วยโปรแกรม PERFORM-3D เปรียบเทียบกับผลเฉลยรูปแบบปิดของ Seong และคณะ (2012) โดยให้แรงฮาร์มอนิกแบบเดียวกันกับโครงสร้างที่ไม่มีตัวหน่วงแบบเสียดทาน จากที่กล่าวในข้างต้น โปรแกรม PERFORM-3D นั้นจะไม่ทำการคำนวณแรงตัวหน่วงความหนืด (Viscous damping forces) ใหม่ หลังจากมีการเปลี่ยนแปลงสติฟเนสของโครงสร้าง จึงทำการปรับแก้ค่า modal damping ratio ของโครงสร้างหนึ่งองค์อิสระ โดยรูป ข-2 พบว่าเมื่อโครงสร้างหนึ่งองค์อิสระยังไม่เกิดการไกลการใส่ค่า modal damping ratio ในโปรแกรม PERFORM-3D เท่ากับการวิเคราะห์ตามผลเฉลยรูปแบบปิดนั้นจะได้รับการเคลื่อนที่ที่เท่ากัน แต่หลังจากที่โครงสร้างเกิดการไกลแล้ว (เมื่อแรงกระทำมีค่ามากกว่า 20 kN) โครงสร้างที่ใส่ค่า modal damping ratio ในโปรแกรม PERFORM-3D เท่ากับการวิเคราะห์ตามผลเฉลยรูปแบบปิด ($\xi = 2\%$) นั้นจะได้ค่าการเคลื่อนที่

น้อยกว่ามาก โดยมีการคลาดเคลื่อนถึง 51%-61% ตามรูปที่ ข.3 แต่เมื่อทำการปรับแก้ค่า modal damping ratio นั้นจะพบว่า ค่าการเคลื่อนที่จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PERFORM-3D จะมีค่าใกล้เคียงกับการเคลื่อนที่ที่วิเคราะห์ด้วยผลเฉลยรูปแบบปิด ส่วนช่วงระหว่างค่าแรง 1 kN ถึง 20 kN ในโปรแกรม PERFORM-3D พบว่าเกิดการไถลเกิดขึ้น แต่ไม่สามารถทำการวิเคราะห์ด้วยผลเฉลยรูปแบบปิดได้เนื่องจากค่าแรงที่กระทำต่อโครงสร้างมีค่าน้อยกว่าแรงเสียดทานซึ่งแสดงว่าโครงสร้างไม่เกิดการไถลทำให้ขัดต่อสมมติฐานของผลเฉลยรูปแบบปิด



รูป ข-2 ค่าการเคลื่อนที่แบบคงตัวสูงสุดของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงแบบเสียดทานในช่วงที่ยังไม่เกิดการไถล



รูป ข-3 ค่าการเคลื่อนที่แบบคงตัวสูงสุดของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงแบบเสียดทาน

ภาคผนวก ค

การเปรียบเทียบผลของการจำลองผนังก่ออิฐในอาคารตัวอย่าง

เปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารตัวอย่างระหว่างอาคารที่ไม่มีกำแพงและอาคารที่ทำการจำลองกำแพงด้วยชิ้นส่วนประเภท Infill panel, shear model โดยคิดค่าสติเฟนของกำแพงก่ออิฐตามสมการ ค1

$$k = \frac{1}{\frac{h_{eff}^3}{3E_m I_g} + \frac{h_{eff}}{A_v G_m}} \quad (ค1)$$

การจำลองความสามารถในการรับแรงเฉือนของกำแพงสมมติให้กำแพงมีรูปแบบการวิบัติเนื่องจากการเลื่อนแบบเฉือนบริเวณปูนก่อประสาน โดยกำลังรับแรงเฉือนตามมาตรฐาน ASCE41 (2013) สามารถแสดงได้ดังสมการ ค2

$$V_{ine} = A_{ni} f_{vie} \quad (ค2)$$

A_{ni} = พื้นที่หน้าตัดของปูนก่อตลอดความยาวกำแพง

f_{vie} = กำลังรับแรงเฉือนของปูนก่อ

โดยใช้ค่าคุณสมบัติของกำแพงอิฐก่อจากการศึกษาของ Wongdee (2014) ดังแสดงในตาราง ค1

ตาราง ค1 คุณสมบัติของกำแพงอิฐก่อ

	W1
Masonry type	Brick
Wall thickness, t_w	5.5 cm
Prism compressive strength, f'_m	7.4 MPa
Mortar compressive strength, f'_j	21 MPa
Elastic modulus, E_w	2138 MPa
Shear modulus, G_w	855 MPa
Mode of failure	Shear sliding

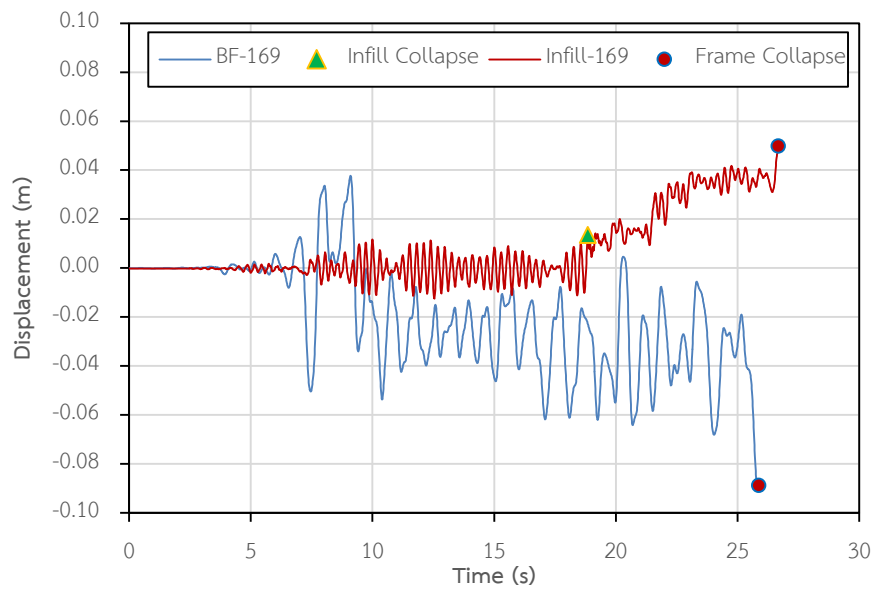
โดยกำลังรับแรงเฉือนของปูนก่อ (f_{vie}) มีค่าเท่ากับ $0.04 f'_m$ จากข้อมูลข้างต้นสามารถหาค่าสติเฟนของกำแพงอิฐก่อได้ 60006 kN/m และค่ากำลังรับแรงเฉือนของกำแพงได้

118.4 kN (กำแพงคอนกรีตเบาแบบเสียดทานที่ใช้ในการศึกษามีค่าสติเฟนสเท่ากับ 612194 kN/m และค่าแรงเสียดทานเท่ากับ 4.9 kN)

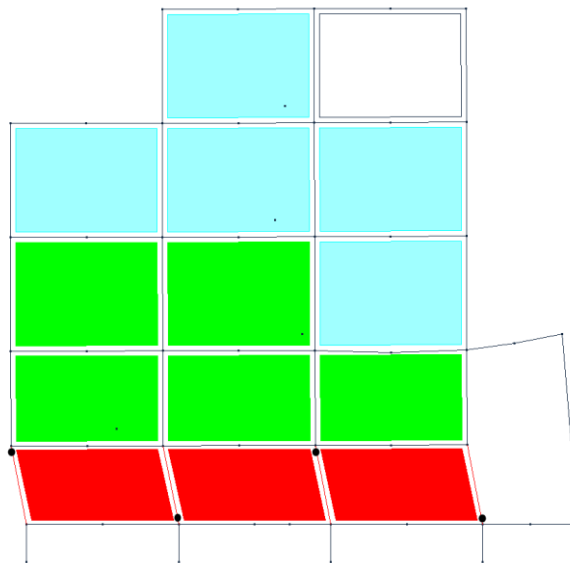
จากการศึกษาผลตอบสนองของอาคารพบว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงมีคาบของอาคารอยู่ที่ 0.97 วินาที และอาคารที่มีการจำลองกำแพงก่ออิฐมีคาบของอาคารอยู่ที่ 0.29 วินาทีซึ่งคาบอาคารที่ลดลงเนื่องจากการคิดสติเฟนสของกำแพงก่ออิฐเพิ่มเข้าไป

เนื่องจากสติเฟนสของอาคารที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่าการเคลื่อนตัวของอาคารมีค่าลดลงดังแสดงในรูป ค1 ถึงแม้ว่าอาคารที่มีการจำลองกำแพงก่ออิฐจะมีค่าการเคลื่อนตัวของอาคารที่ต่ำกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพง แต่ว่าจะพบความเสียหายในกำแพงก่ออิฐในระดับรุนแรงเกือบพังทลายก่อนที่จะเกิดความเสียหายในเสาดังแสดงในรูป ค1 จากนั้นอาคารจะเริ่มมีการเสีรูปร่างเพิ่มขึ้นเรื่อยๆจนเกิดการวิบัติแต่ค่าการเสีรูปร่างสุดท้ายนั้นจะมีค่าที่ต่ำกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงก่ออิฐเนื่องจากกำแพงก่ออิฐที่เกิดการวิบัตินั้นจะไม่ได้เกิดการวิบัติทั้งอาคาร จึงทำให้มีกำแพงก่ออิฐบางส่วนช่วยรับแรงอยู่ดังแสดงในรูป ค2 ซึ่งแสดงให้เห็นถึงระดับความเสียหายในอาคาร โดยพบว่ากำแพงในบริเวณชั้น 1 เกิดความเสียหายทั้งหมดและระดับความเสียหายในกำแพงจะลดลงตามระดับความสูง เมื่อกำแพงก่ออิฐในชั้นที่ 1 เกิดการพังทลายทั้งหมดนั้นเสาของอาคารยังไม่เกิดความเสียหายจากนั้นจะเริ่มเกิดความเสียหายเพิ่มขึ้นเรื่อยๆจนเกิดการพังทลายโดยมีค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาอยู่ที่ 0.050 ม. และ 0.089 ม. สำหรับอาคารที่มีการจำลองกำแพงก่ออิฐและไม่มีการจำลองกำแพงตามลำดับ การพังทลายของอาคารตัวอย่างที่มีการจำลองพฤติกรรมของกำแพงก่ออิฐก่อภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ทำการศึกษานั้น พบการพังทลาย 11 จาก 12 คลื่น เมื่อเปรียบเทียบกันแล้วอาคารที่ไม่มีกำแพงพบการพังทลาย 5 จาก 12 คลื่นแผ่นดินไหว

จะเห็นได้ว่าการจำลองพฤติกรรมของอาคารที่มีกำแพงก่ออิฐก่อนนั้น ในช่วงแรกค่าการเคลื่อนตัวของอาคารจะมีค่าน้อยกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพง จนกระทั่งกำแพงเกิดการวิบัติค่าการเคลื่อนตัวของอาคารจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนเกิดการพังทลายในเสาอาคาร โดยค่าการเคลื่อนตัวสุดท้ายของอาคารที่มีกำแพงจะมีค่าต่ำกว่า เนื่องจากกำแพงก่ออิฐมีการพังทลายเพียงบางส่วนเท่านั้นทำให้สติเฟนสโดยรวมของอาคารยังมีค่าสูงกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพง แต่ในบริเวณที่มีการพังทลายของกำแพงนั้นเสาโครงสร้างจะมีพฤติกรรมเหมือนอาคารที่ไม่มีกำแพง และเกิดการพังทลายในเวลาใกล้เคียงกัน ดังนั้นเพื่อความสะดวกในการศึกษา จะสมมติให้แรงแผ่นดินไหวทำให้เกิดการวิบัติของกำแพงก่ออิฐทั้งหมด จึงใช้แบบจำลองอาคารที่ไม่มีกำแพงก่ออิฐในการจำลองพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารเดิม



รูป ค1 ค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Delta (1979)



รูป ค2 ระดับสมรรถนะของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว
Imperial Valley-06, Delta (1979)

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายอาทิตย์ อัครักษ์ เกิดเมื่อวันที่ 2 เมษายน พ.ศ. 2526 ที่กรุงเทพมหานคร เป็นบุตรของนายเทียม อัครักษ์ และ นางสุภาณี อัครักษ์ เข้ารับการศึกษาระดับประถมศึกษาที่โรงเรียนเซนต์จอห์น ระดับมัธยมศึกษาตอนต้นที่โรงเรียนอัสสัมชัญ มัธยมศึกษาตอนปลายที่โรงเรียนเตรียมอุดมศึกษา จากนั้นเข้าศึกษาต่อระดับปริญญาตรีในภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย โดยสำเร็จการศึกษาในปีการศึกษา 2549 และเข้าศึกษาต่อระดับปริญญาโทในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2556

