



การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตึกแถวในประเทศไทย

นายนฤเทพ เพียงสุวรรณ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร  
ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา  
คณะวิศวกรรมศาสตร์  
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี  
ปีการศึกษา 2557

การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตึกแถวในประเทศไทย

นายณฤเทพ เพ็งสุวรรณ วศ.บ. (วิศวกรรมโยธา)

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร  
วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา  
คณะวิศวกรรมศาสตร์  
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี  
ปีการศึกษา 2557

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....	ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์
(ผศ. ดร.อภิชาติ อึ้งกุล)	
.....	กรรมการและที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์
(รศ. ดร.สุทัศน์ ติลาทวิวัฒน์)	
.....	กรรมการ
(รศ. ดร.ไพบุลย์ ปัญญาคะโป)	

ลิขสิทธิ์ของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตึกแถว ในประเทศไทย
หน่วยกิต	12
ผู้เขียน	นายนฤเทพ เพียงสุวรรณ
อาจารย์ที่ปรึกษา	รศ. ดร.สุทัศน์ ติลาทวิวัฒน์
หลักสูตร	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา
คณะ	วิศวกรรมศาสตร์
ปีการศึกษา	2557

#### บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตึกแถวตัวอย่าง ที่เป็นตัวแทนกลุ่มอาคารตึกแถว ที่ก่อสร้างจริงและพบเห็นได้ทั่วไปในประเทศ การศึกษาใช้การวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover Analysis) และการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Time History Analysis) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่ระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum Considered Earthquake) โดยแบ่งระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวออกเป็นสามระดับ คือ ระดับรุนแรงน้อยถึงปานกลาง ใช้คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับ อ.เมือง จ.กำแพงเพชร เป็นตัวแทน ระดับรุนแรงปานกลางถึงสูง ใช้คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับ อ.เมือง จ.กาญจนบุรี เป็นตัวแทน และระดับรุนแรงสูงถึงสูงมาก ใช้คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับ อ.วังชิ้น จ.แพร่ เป็นตัวแทน ผลการวิเคราะห์พบว่า ความเสียหายที่เกิดขึ้นที่ทุกระดับความรุนแรงจะมีรูปแบบคล้ายคลึงกัน กล่าวคือผนังกำแพงอิฐก่อจะเกิดความเสียหายก่อนเป็นอันดับแรก จากนั้นเสาชั้นล่างจะเกิดความเสียหายขึ้นในรูปแบบชั้นอ่อน (Soft Story) โดยคอนกรีตในเสาจะมีค่าความเครียดเกินค่าความเครียดวิบัติ ซึ่งมีสาเหตุมาจากการที่เสามีขนาดแรงในแนวแกนสูงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (Gravity Load) เมื่อเทียบกับขนาดหน้าตัด ทำให้มีความสามารถในการเสีรูปต่ำ

คำสำคัญ: การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร, การวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น, การวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา

Thesis Title	Seismic Evaluation of Existing Commercial Buildings in Thailand
Thesis Credits	12
Candidate	Mr. Naruthep Piangsuwan
Thesis Advisor	Assoc.Prof.Dr. Sutat Leelataviwat
Program	Master of Engineering
Field of Study	Civil Engineering
Department	Civil Engineering
Faculty	Engineering
Academic Year	2014

### Abstract

Seismic evaluation of a typical row commercial building, which represents commercial building structures commonly found in Thailand, was carried out in this research. Nonlinear static pushover and nonlinear time history analyses were performed. The structure was analyzed using the maximum considered earthquake (MCE) ground motions for three different earthquake intensity levels. The small-to-moderate, moderate-to-strong, and strong-to-very-strong earthquake intensity levels were represented by ground motions from Kumpangpetch, Kanchanaburi, and Prae provinces, respectively. The analysis results indicated a similar damage pattern in all the areas. The damage initiated in the infill walls was followed by the damage in the first story columns in the form of a soft story mechanism. The strain in the columns was found to be greater than the specified crushing strain. The reason for low deformation capacity of the structure was the relatively high axial force ratio of the columns in the first story due to gravity loads leading to limited column ductility.

Keywords: Seismic Evaluation, Nonlinear Static Pushover Analysis, Nonlinear Time History Analysis

## กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ต้องขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.สุทัศน์ ลิลาทวิวัฒน์ ที่ให้ความกรุณาเป็นที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ และช่วยให้คำปรึกษา คำแนะนำ แนวความคิดที่เป็นประโยชน์ ตลอดจนทางการแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นระหว่างทำงานวิจัย รวมทั้งตรวจสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนสำเร็จเรียบร้อยสมบูรณ์

ขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อภิชาติ อึ้งกุล อาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี และรองศาสตราจารย์ ดร.ไพบูรณ์ ปัญญาคะโป มหาวิทยาลัยศรีปทุม ที่กรุณาให้เกียรติมาเป็นกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และให้คำแนะนำ ตลอดจนแนวทางในการปรับปรุงงานวิจัย

สุดท้ายนี้ขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา และเพื่อนๆ พี่ๆ ทุกคน และบุคคลอีกหลายท่านที่ได้ให้ความช่วยเหลือซึ่งมิได้กล่าวนามไว้ ณ ที่นี้ ที่ช่วยสนับสนุนและเป็นกำลังใจจนกระทั่งทำงานวิจัยนี้ได้สำเร็จ

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ข
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	ค
กิตติกรรมประกาศ	ง
สารบัญ	จ
รายการตาราง	ช
รายการรูปภาพ	ฅ
รายการสัญลักษณ์	ฉ
<b>บทที่</b>	
<b>1. บทนำ</b>	<b>1</b>
1.1 ความสำคัญและที่มาของงานวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์	2
1.3 ขอบเขตการศึกษา	2
1.4 วิธีการศึกษา	2
<b>2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง</b>	<b>4</b>
2.1 ลักษณะโครงสร้างตึกแถวในประเทศไทย	4
2.2 พฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ	5
2.3 คุณสมบัติอิฐก่อในประเทศไทย	7
2.4 แบบจำลองคุณสมบัติของอิฐก่อ	11
2.5 แบบจำลองผนังอิฐก่อ	13
2.6 พฤติกรรมอาคารคอนกรีตที่มีผนังอิฐก่อในประเทศไทย	15
<b>3. อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา</b>	<b>16</b>
3.1 อาคารตัวอย่างที่ใช้ศึกษา	16
3.1.1 ผลการสำรวจลักษณะอาคาร	16
3.1.2 รูปแบบทางสถาปัตยกรรม	17

	หน้า
3.1.3 รูปแบบทางโครงสร้าง	19
<b>4. การวิเคราะห์โครงสร้าง</b>	<b>35</b>
4.1 การจัดทำแบบจำลองโครงสร้าง	35
4.2 การกำหนดพฤติกรรมและการเลือกรูปสำหรับแบบจำลองเสา-คาน	37
4.3 แบบจำลองผนังอิฐก่อ	40
4.3.1 แบบจำลองคุณสมบัติไร้เชิงเส้นของผนังอิฐก่อ	40
4.3.2 การจำลองสติฟเนสค้ำยันของผนังอิฐก่อ	41
4.4 การปรับแก้แบบจำลอง	42
4.5 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ	45
4.6 แบบจำลองและการวิเคราะห์ผล	54
<b>5. ผลการวิเคราะห์</b>	<b>57</b>
5.1 โหมดการสั่น	57
5.2 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น	60
5.3 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา	64
<b>6. สรุปผลการวิเคราะห์</b>	<b>71</b>
6.1 สรุปผลการวิเคราะห์	71
<b>เอกสารอ้างอิง</b>	<b>73</b>
<b>ภาคผนวก</b>	<b>75</b>
ภาคผนวก ก การคำนวณความกว้างของค้ำยันของกำแพงอิฐก่อ	75
ภาคผนวก ข การทดสอบปริซึมอิฐก่อ	77
<b>ประวัติผู้วิจัย</b>	<b>90</b>

## รายการตาราง

ตาราง	หน้า
2.3.1 กำลังรับแรงอัดของปรีชี่มอิฐก่อนขนาดจริง	8
2.3.2 กำลังรับแรงอัดของมอดาร์สำหรับก่อผนัง	9
2.3.3 กำลังรับแรงอัดของมอดาร์สำหรับฉาบผนัง	9
3.1 ลักษณะทางสถาปัตยกรรมของกลุ่มอาคารตัวอย่าง	18
3.2 ดัชนีทางโครงสร้างคานของกลุ่มอาคารตัวอย่าง	22
3.3 ดัชนีทางโครงสร้างเสาของกลุ่มอาคารตัวอย่าง	23
3.4 ดัชนีโครงสร้างของเสา	24
3.5 ดัชนีโครงสร้างของคาน	24
4.1 รายการคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัตเวลาไม่เชิงเส้นแบบ 3 มิติ ระดับรุนแรงน้อยถึงปานกลาง ตัวอย่างที่ อ.เมือง จ.กำแพงเพชร	46
4.2 รายการคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัตเวลาไม่เชิงเส้น แบบ 3 มิติ ระดับรุนแรงปานกลางถึงสูง ตัวอย่างที่ อ.เมือง จ.กาญจนบุรี	47
4.3 รายการคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัตเวลาไม่เชิงเส้น แบบ 3 มิติ ระดับรุนแรงสูงถึงสูงมาก ตัวอย่างที่ อ.วังจั่น จ.แพร่	48
5.1 โหมดการสั่นของโครงสร้างด้วยโปรแกรม Perform 3D	57
ข1 ผลการทดสอบการรับแรงของปรีชี่มอิฐก่อ	83

## รายการรูปประกอบ

รูป	หน้า
1 ภาพความเสียหายของอาคารตึกแถวจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว จ.เชียงราย ปี พ.ศ. 2557	1
2.2-1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างและการเคลื่อนตัวด้านข้าง	6
2.2-2 รูปแบบการวิบัติของ โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อของ Merhrabi	7
2.3-1 การทดสอบหน่วยแรงอัดของปรีซึมอิฐก่อ	8
2.3-2 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของปรีซึมอิฐก่อกับค่าอิลาสติก โมดูลัสของปรีซึมอิฐก่อในประเทศไทย	10
2.3-3 พฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ	11
2.3-4 ตัวอย่างสำหรับศึกษาพฤติกรรมของอิฐก่อสำหรับรับแรงในทิศทางต่างๆ	11
2.4-1 ผลการทดสอบปรีซึมอิฐก่อเพื่อหาค่าอิลาสติก โมดูลัส	12
2.4-2 ผลการทดสอบปรีซึมอิฐก่อที่ระดับความแข็งแรงของมอร์ต้าที่แตกต่างกัน	12
2.4-3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความหน่วยแรง กับความเครียดของปรีซึมอิฐก่อที่ระดับความแข็งแรงของมอร์ต้าที่แตกต่างกัน	13
2.5-1 ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่ารับแรงอัดเพียงอย่างเดียว (Equivalent compression strut)	14
3.1-1 ลักษณะทั่วไปของอาคารตัวอย่าง	17
3.1-2 ลักษณะของอาคารตัวอย่าง	26
3.1-3 แปลน โครงสร้างอาคารตัวอย่าง	27
3.1-3 แปลน โครงสร้างอาคารตัวอย่าง (ต่อ)	28
3.1-3 แปลน โครงสร้างอาคารตัวอย่าง (ต่อ)	29
3.1-3 แปลน โครงสร้างอาคารตัวอย่าง (ต่อ)	30
3.1-3 แปลน โครงสร้างอาคารตัวอย่าง (ต่อ)	31
3.1-3 แปลน โครงสร้างอาคารตัวอย่าง (ต่อ)	32
3.1-4 รูปตัวอย่างหน้าตัดเสาและคานของอาคารตัวอย่าง	33
3.1-4 รูปตัวอย่างหน้าตัดเสาและคานของอาคารตัวอย่าง (ต่อ)	34
4.1-1 พฤติกรรมของวัสดุซึ่งเป็นส่วนประกอบของหน้าตัด	35
4.1-2 แบบจำลองแบบ Lumped Plasticity Model	36
4.1-3 พฤติกรรมของผนังอิฐก่อภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง (Paulay and Priestley 1992)	36
4.2-1 การจำลองหน้าตัด	37
4.2-2 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง-ความเครียดของคอนกรีต	38

	หน้า
4.2-3 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง-ความเครียดของเหล็กเสริม	39
4.2-4 แบบจำลองคานและเสาใน โครงอาคาร	39
4.3-1 แบบจำลองไร้เชิงเส้นของกำแพงอิฐก่อ	41
4.3-2 ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่ารับแรงอัดเพียงอย่างเดียว (Equivalent compression strut)	42
4.4-1 ตัวอย่างการทดสอบ	43
4.4-2 ผลการทดสอบ โครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงสลับทิศ	43
4.4-3 การทดสอบ โครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงสลับทิศ	44
4.4-4 แบบจำลองค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่รับแรงอัด ได้เพียงอย่างเดียวแบบค้ำยันเดี่ยว	44
4.4-5 การเปรียบเทียบค่าระหว่างผลการทดสอบกับค่าจากแบบจำลอง	45
4.5-1 สเปกตรัมผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง อาคารตัวอย่าง	49
4.5-1 สเปกตรัมผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง อาคารตัวอย่าง (ต่อ)	50
4.5-2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้สำหรับ อ.วังหิน จ.แพร่	51
4.5-3 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้สำหรับ อ.เมือง จ.กาญจนบุรี	52
4.5-4 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้สำหรับ อ.เมือง จ.กำแพงเพชร	53
4.6-1 แบบจำลองโครงสร้างของอาคารตัวอย่าง	54
4.6-1 แบบจำลองโครงสร้างของอาคารตัวอย่าง (ต่อ)	55
5.1-1 รูปแบบการสั่นของโครงสร้างในโหมดการสั่นต่างๆ	57
5.1-1 รูปแบบการสั่นของโครงสร้างในโหมดการสั่นต่างๆ (ต่อ)	58
5.1-1 รูปแบบการสั่นของโครงสร้างในโหมดการสั่นต่างๆ (ต่อ)	59
5.2-1 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นของอาคาร	60
5.2-2 กราฟการเคลื่อนที่สัมพันธ์แสดงผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น	61
5.2-3 ลำดับความเสียหายของอาคารจากการวิเคราะห์แสดงความเสียหายที่กำแพงอิฐก่อ	62
5.2-4 ลำดับความเสียหายของอาคารจากการวิเคราะห์แสดงตำแหน่งการครากที่เหล็กเสริม ในเสาอาคาร	62
5.2-5 ลำดับความเสียหายของอาคารจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover Analysis) อาคารเกิดการวิบัติ	63
5.2-6 ภาพความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้น	63
5.2-7 ตัวอย่างภาพตัดขวางอาคารแสดงลักษณะความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้น	63

5.3-1	ค่าผลตอบแทนของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เฉลี่ยระหว่างชั้นของอาคาร อ.เมือง จ.กำแพงเพชร	64
5.3-2	ค่าผลตอบแทนของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เฉลี่ยระหว่างชั้นของอาคาร อ.เมือง จ.กาญจนบุรี	65
5.3-3	ค่าผลตอบแทนของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เฉลี่ยระหว่างชั้นของอาคาร อ.วังชิ้น จ.แพร่	66
5.3-4	ค่าความเครียดกับเวลาของเสาอาคารจากการวิเคราะห์โครงสร้าง	67
5.3-4	ค่าความเครียดกับเวลาของเสาอาคารจากการวิเคราะห์โครงสร้าง (ต่อ)	68
5.3-5	ตำแหน่งความเสียหายของค่อม ตัวอย่าง อ.วังชิ้น จ.แพร่	68
5.3-6	ภาพแสดงตำแหน่งความเสียหายของค่อมเนื่องจากแรงเฉือน	69
ข.1	ตัวอย่างอิฐมอญปั้นมือที่นำมาใช้ในการทดสอบ	78
ข.2	รูปตัวอย่างการทดสอบ	79
ข.3	รูปตัวอย่างที่จะใช้ในการทดสอบ	79
ข.4	การเตรียมตัวอย่างทดสอบ	80
ข.5	การตัดตัวอย่างทดสอบให้ได้มุม และขนาดที่กำหนด	80
ข.6	ตัวอย่างทดสอบ	81
ข.7	การเตรียมการทดสอบ	82
ข.8	การผลทดสอบปริซึมอิฐก่อเทียบกับผลการรวบรวมข้อมูลของ ชนิภา เนตรรัตน์	83
ข.9	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของปริซึมอิฐก่อที่มุมรับแรง 90 องศา	84
ข.10	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของปริซึมอิฐก่อที่มุมรับแรง 45 องศา	84
ข.10	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของปริซึมอิฐก่อที่มุมรับแรง 45 องศา (ต่อ)	85
ข.11	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของปริซึมอิฐก่อที่มุมรับแรง 35 องศา	85
ข.11	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของปริซึมอิฐก่อที่มุมรับแรง 35 องศา (ต่อ)	86
ข.12	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของปริซึมอิฐก่อที่มุมรับแรง 25 องศา	86
ข.12	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของปริซึมอิฐก่อที่มุมรับแรง 25 องศา (ต่อ)	87
ข.13	ภาพความเสียหายที่เกิดขึ้นภายหลังการทดสอบ	88
ข.14	ลักษณะการแยกตัวกันของปูนฉาบกับปริซึมอิฐก่อ	89

## รายการสัญลักษณ์

$A_g$	=	พื้นที่หน้าตัดของเสา
$A_v$	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน
$a$	=	ช่วงแรงเฉือน หาได้จากระยะครึ่งหนึ่งของช่วงความยาวระหว่างชั้นส่วน องค์อาคาร
$a$	=	ความกว้างประสิทธิผลของค้ำยันแนวทแยง
$b_w$	=	ความกว้างของหน้าตัด
$b''$	=	ความกว้างของหน้าตัดเสาที่ระยะระหว่างศูนย์กลางเหล็กปลอกที่ตั้งฉาก กับทิศที่มีแรงมากระทำ
$d$	=	ความลึกประสิทธิผล
$d_m$	=	ความยาวตามแนวทแยงของผนังอิฐก่อ
$E_c$	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต
$E_f$	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของโครงสร้าง
$E_i$	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของผนังอิฐก่อ
$E_s$	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก
$E_{me}$	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของผนังอิฐก่อ
$f_{yt}$	=	กำลังครากที่คาดหมายของเหล็กเสริม
$f'_c$	=	กำลังอัดประลัยแบบทรงกระบอกของคอนกรีต
$h$	=	ความลึกของหน้าตัดองค์อาคาร
$h_{col}$	=	ความสูงของเสาจากศูนย์กลางคานถึงศูนย์กลางคาน
$h_m$	=	ความสูงของผนังก่ออิฐ
$M_n$	=	กำลังต้านทาน โมเมนต์
$V_a$	=	ค่าแรงเฉือนของเสาที่ทำให้เกิดการวิบัติ
$V_c$	=	กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต
$V_n$	=	กำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคาร
$V_s$	=	กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม
$s$	=	ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน
$t$	=	ความหนาของผนังอิฐก่อ

- $\rho_s$  = อัตราส่วนปริมาตรของเหล็กปลอก คำนวณโดยนำปริมาตรของเหล็กปลอกทั้งหมดในหนึ่งชั้นหารด้วยปริมาตรของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดภายในเหล็กปลอก
- $\theta$  = มุมของความยาวแนวทแยง

## บทที่ 1 บทนำ

### 1.1 ความสำคัญและที่มาของงานวิจัย

จากการศึกษาวิจัยผลกระทบของแรงแผ่นดินไหวกับโครงสร้างอาคาร และเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในประเทศไทยที่ผ่านมา ทำให้หน่วยงานต่างๆ ทั้งของภาครัฐและเอกชน ตลอดจนบุคคลทั่วไป ได้ตระหนักถึงภัยจากแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นในประเทศไทยหรือในบริเวณใกล้เคียง เช่น ความเสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่จังหวัดเชียงราย แสดงในรูปที่ 1 มาตรการที่เชื่อว่ามีประสิทธิภาพในการบรรเทาผลกระทบที่อาจเกิดขึ้นจากภัยพิบัตินี้ได้แก่ (1) กำหนดให้มีการออกแบบก่อสร้างอาคารและสิ่งปลูกสร้างใหม่ให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ในระดับที่เหมาะสม (2) ประเมินสมรรถนะและปรับปรุงอาคารที่มีอยู่ในปัจจุบันที่อ่อนแอให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้โดยไม่เกิดความเสียหายรุนแรง และ (3) เตรียมพร้อมรับสถานการณ์ฉุกเฉินภายหลังเกิดภัยพิบัติ



รูปที่ 1 ภาพความเสียหายของอาคารตึกแถวจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว จ.เชียงราย ปี พ.ศ. 2557

ในส่วนการออกแบบก่อสร้างอาคารใหม่ให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ในระดับที่เหมาะสม มีการออกกฎกระทรวงและมาตรฐานการให้รายละเอียดโครงสร้างซึ่งมีผลบังคับใช้แล้วในปัจจุบัน กฎกระทรวงและมาตรฐานนี้จะทำให้อาคารมีความปลอดภัยและสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างเพียงพอเมื่อนำไปใช้อย่างถูกต้อง การศึกษานี้จึงเน้นไปที่ความสามารถในการทนต่อแรง

แผ่นดินไหวของอาคารที่มีอยู่ในปัจจุบันซึ่งไม่ได้ออกแบบและระดับความเสียหายที่เกิดขึ้น รวมทั้งความปลอดภัยต่อชีวิตและทรัพย์สินของผู้ใช้อาคาร เป็นการศึกษาวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองคอมพิวเตอร์เพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร ซึ่งมีลักษณะเหมือนกับอาคารตึกแถวที่ก่อสร้างจริงและมีอยู่เป็นจำนวนมากในประเทศและมีความสำคัญต่อสาธารณะชน

## 1.2 วัตถุประสงค์โครงการ

ประเมินขีดความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารประเภทตึกแถว และประเมินความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหว สำหรับระดับความรุนแรงต่างๆ ที่เหมาะสมกับประเทศไทย

## 1.3 ขอบเขตการศึกษา

1. อาคารที่ใช้ในการศึกษาจะเป็นตัวแทนของอาคารที่มีอยู่เป็นจำนวนมากในประเทศ คืออาคารอาคารตึกแถว 4 ชั้น โดยมีลักษณะโครงสร้างเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก
2. การประเมินสมรรถนะอาคารจะใช้การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover Analysis) และการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Time History Analysis) โดยจะพิจารณาระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวสามระดับ คือ ระดับรุนแรงน้อยถึงปานกลาง อาศัยคลื่นแผ่นดินไหว อ.เมือง จ.กำแพงเพชร เป็นตัวแทน ระดับรุนแรงปานกลางถึงสูง อาศัยคลื่นแผ่นดินไหว อ.เมือง จ.กาญจนบุรี เป็นตัวแทน และระดับรุนแรงสูงถึงสูงมาก อาศัยคลื่นแผ่นดินไหว อ.วังชิ้น จ.แพร่ เป็นตัวแทน

## 1.4 วิธีการศึกษา

1. คัดเลือกรูปแบบทางสถาปัตยกรรมและทางโครงสร้างของอาคารตึกแถว 4 ชั้น เพื่อนำมาเป็นอาคารตัวแทนในการศึกษา
2. พัฒนาแบบจำลองโครงสร้างเชิงคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อให้สอดคล้องกับพฤติกรรมการทดสอบในห้องปฏิบัติการ
3. สร้างแบบจำลองอาคารตัวอย่างด้วยโปรแกรม Perform-3D
4. วิเคราะห์และประเมินความเสียหายจากแผ่นดินไหวของอาคารตึกแถว 4 ชั้น ด้วยวิธีวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover Analysis) และการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Time History Analysis) การวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาจะอาศัยข้อมูลประวัติเวลาของคลื่นแผ่นดินไหวสูงสุดที่พิจารณา (Maximum

Considered Earthquake) ในรูปของความเร่งของพื้นดินที่เวลาต่างๆ กระทำที่ฐานของโครงสร้างอาคาร โดยพิจารณาระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวสามระดับ คือ ระดับรุนแรงน้อยถึงปานกลาง อาศัยคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับ อ.เมือง จ.กำแพงเพชร เป็นตัวแทน ระดับรุนแรงปานกลางถึงสูง อาศัยคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับ อ.เมือง จ.กาญจนบุรี เป็นตัวแทน และระดับรุนแรงสูงถึงสูงมาก อาศัยคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับ อ.วังชัน จ.แพร่ เป็นตัวแทน

5. ศึกษารูปแบบความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้น
6. สรุปผลการศึกษา

## บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

โดยทั่วไปการออกแบบระบบโครงสร้าง ในประเทศจะให้รับน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง (Gravity Load) เป็นหลัก โดยไม่ได้พิจารณาการออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว ดังนั้นระบบโครงสร้างจึงอาจมีลักษณะที่มีปัจจัยเสี่ยงต่อแผ่นดินไหว ในรูปแบบต่างๆ เช่น มีลักษณะชั้นอ่อน (Soft Story) โดยเฉพาะในชั้นล่าง เนื่องจากชั้นล่างมีลักษณะเปิดโล่ง หรือมีกำแพงอิฐก่อที่ก่อไม่เต็มช่องผนังมาค้ำด้านข้าง เหล่านี้เป็นต้น

นอกจากนี้โครงสร้างของอาคารมากมายทั้งในอดีตและปัจจุบันนิยมใช้ผนังอิฐก่อร่วมกับโครงสร้างหลักของอาคาร เนื่องจากก่อสร้างได้ง่าย มีราคาไม่แพง เป็นวัสดุภายในท้องถิ่นซึ่งหาได้ง่าย มีความสวยงามทางสถาปัตยกรรม เป็นต้น อย่างไรก็ตามถ้าพิจารณาในแง่การออกแบบโครงสร้าง ผนังอิฐก่อไม่ได้เป็นโครงสร้างที่รับแรงใด ๆ เหมือนดังเช่น เสา คาน ผนัง ผนังรับแรงเฉือน ผนังอิฐก่อเป็นเพียงน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ชนิดหนึ่งในการออกแบบโครงสร้างเท่านั้น แต่จากการศึกษาจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริง การทดสอบในห้องปฏิบัติการ และการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ พบว่าโครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อและไม่ผนังอิฐก่อ (Masonry Infilled Walls) จะมีพฤติกรรมของโครงสร้างที่แตกต่างกัน งานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องกับการศึกษานี้ สามารถสรุปได้ดังนี้

### 2.1 ลักษณะโครงสร้างตึกแถวในประเทศไทย

ปี พ.ศ.2554 อภิชาติ รักษา [1] ทำการศึกษาเรื่องการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวในระดับความรุนแรงต่างๆ ในพื้นที่ประเทศไทย โดยทำการเก็บรวบรวมข้อมูลอาคารตึกแถว ประเภทอาคารพาณิชย์ และ/หรือ ที่พักอาศัยที่มีการใช้งานทั่วไปในเขตกรุงเทพมหานครและจังหวัดอื่นๆ ซึ่งมีลักษณะทั่วไปเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ความสูงโดยประมาณ 3-4 ชั้น มีลักษณะเป็นคูหาหลายๆ คูหาเรียงติดต่อกัน อาคารลักษณะนี้มีรูปแบบระบบโครงสร้างทั่วไปเป็นแบบ โครงคาน-เสา (Beam – Column Frame) ผนังอาคารเป็นแผ่นพื้นคอนกรีตสำเร็จหนา 5-10 ซม. ยกเว้นพื้นห้องน้ำเป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ ในแต่ละคูหาจะมีการก่อกำแพงอิฐครึ่งแผ่นสามด้าน ยกเว้นด้านหน้าและด้านหลังอาคารที่มีมีการเจาะช่องหน้าต่างและประตูบางส่วน การศึกษาซึ่งได้รวบรวมข้อมูลอาคารที่มีความสูง 4 ชั้น มีลักษณะใกล้เคียงทั้งหมด 16 อาคาร พบว่าอาคารดังกล่าวมีปัจจัยเสี่ยงต่อแผ่นดินไหว ในรูปแบบต่างๆ เช่น มีลักษณะชั้นอ่อน (Soft Story) โดยเฉพาะในชั้นล่าง เนื่องจากชั้นล่างมีลักษณะเปิดโล่ง หรือความสูงของเสาชั้นล่างสูงมากเป็นพิเศษเมื่อเทียบกับชั้นถัดไป มีลักษณะความไม่สม่ำเสมอในผังอาคาร (Plan Irregularity) เนื่องจากผนังอิฐก่อ หรือมีกำแพงอิฐก่อที่ก่อไม่เต็ม

ช่องผนังมาค้ำด้านข้าง ข้อมูลที่รวบรวมโดย อภิชาติ รักษา [1] จะนำมาใช้ในการกำหนดรูปแบบอาคารต้นแบบโดยมีรายละเอียดในบทที่ 3

## 2.2 พฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ

ผนังอิฐก่อเป็นสิ่งก่อสร้างพื้นฐานที่นิยมใช้อย่างทั่วไป ในอดีตที่ผ่านมามีการก่อสร้างโครงสร้างผนังอิฐก่อมากมายโดยปราศจากข้อมูลจากการศึกษาวิจัย และการออกแบบที่ถูกต้องอย่างเพียงพอ พฤติกรรมของผนังอิฐก่อ มีส่วนช่วยให้โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีความแข็งแรง (Strength) ค่าสติฟเนส (Stiffness) และความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว แต่ในขณะเดียวกัน อาจจะทำให้เกิดปฏิสัมพันธ์ที่ทำให้รูปแบบการเสียรูปหรือการวิบัติที่เปลี่ยนไป

ปี ค.ศ.1996 Merhrabi และคณะ [2] ได้ทำการสรุปรูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ โดยทำการทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมด้วยการให้แรงแบบทิศทางเดียว (Monotonic) และแบบวัฏจักร (Cyclic) เพื่อสังเกตการเพิ่มขึ้นของกำลังและสติฟเนสเนื่องจากผนังอิฐก่อ โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำการทดสอบมีสองประเภทคือ โครงข้อแข็ง ที่ไม่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว และโครงข้อแข็งที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว ผลการทดสอบตัวอย่างภายใต้แรงแบบทิศทางเดียว พบว่าโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อจะมีสติฟเนสมากขึ้น และสามารถรับแรงด้านข้างได้มากขึ้น การเคลื่อนตัวด้านข้างจะลดน้อยลง ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างและการเคลื่อนที่ด้านข้างเมื่อรับแรงทางเดียว แสดงในรูปที่ 2.2-1 และนอกจากนี้ยังพบว่ากำแพงอิฐก่อส่งผลให้รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งเปลี่ยนไป Mehrabi et al [2] ได้ทำการสรุปรูปแบบการวิบัติหลักไว้ดังรูปที่ 2.2-2 ดังนี้

**แบบ A** คือ การวิบัติเนื่องจากแรงคัดล้วน โดยเกิดการคัดทั้งโครงอาคารและผนังอิฐก่อ พฤติกรรมนี้ปรากฏขึ้นเมื่อโครงอาคารกับผนังอิฐก่อไม่เกิดการแยกตัว การวิบัติลักษณะนี้เกิดขึ้นได้น้อยมาก ยกเว้นในโครงอาคารที่มีความชะลูดมากและมีเหล็กเสริมรับแรงคัดที่น้อยมาก

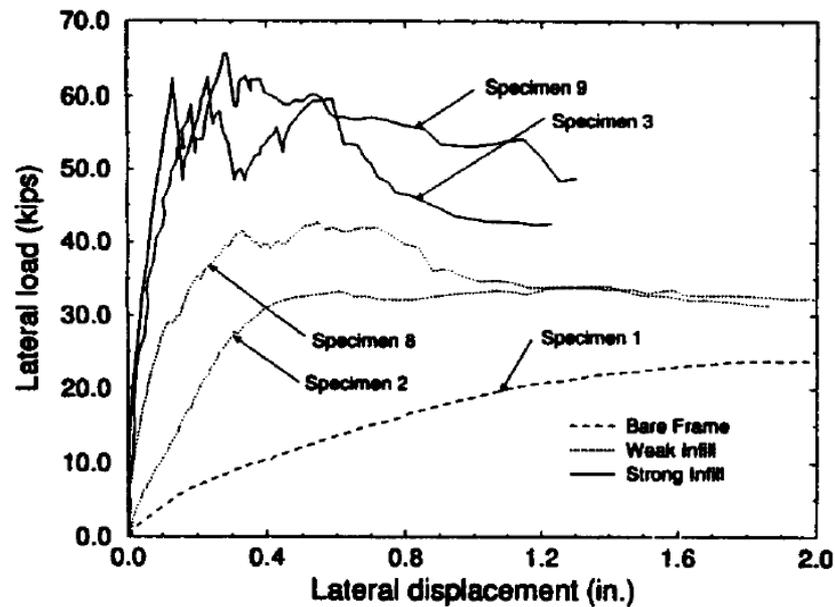
**แบบ B** คือ การวิบัติที่ปรากฏรอยร้าวลื่นไถลในแนวนอน (Horizontal sliding crack) ที่ระดับความสูงบริเวณกึ่งกลางของผนังอิฐก่อ ทำให้เกิดรูปการวิบัติแบบเสาสั้นและไม่เป็นที่ต้องการ

**แบบ C** คือ เกิดรอยร้าวในแนวทแยงมุม และบางครั้งจะเกิดรอยร้าวในแนวนอนที่กึ่งกลางผนังอิฐก่อร่วมด้วย ในกรณีนี้ผนังอิฐก่อสามารถเกิดกลไกการค้ำยันในแนวทแยง (Diagonal strut mechanism) โดยในท้ายที่สุดสามารถเกิดการแตกหักขึ้นที่มุมของผนังอิฐก่อและเกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) หรือการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่ชั้นส่วนโครงสร้าง

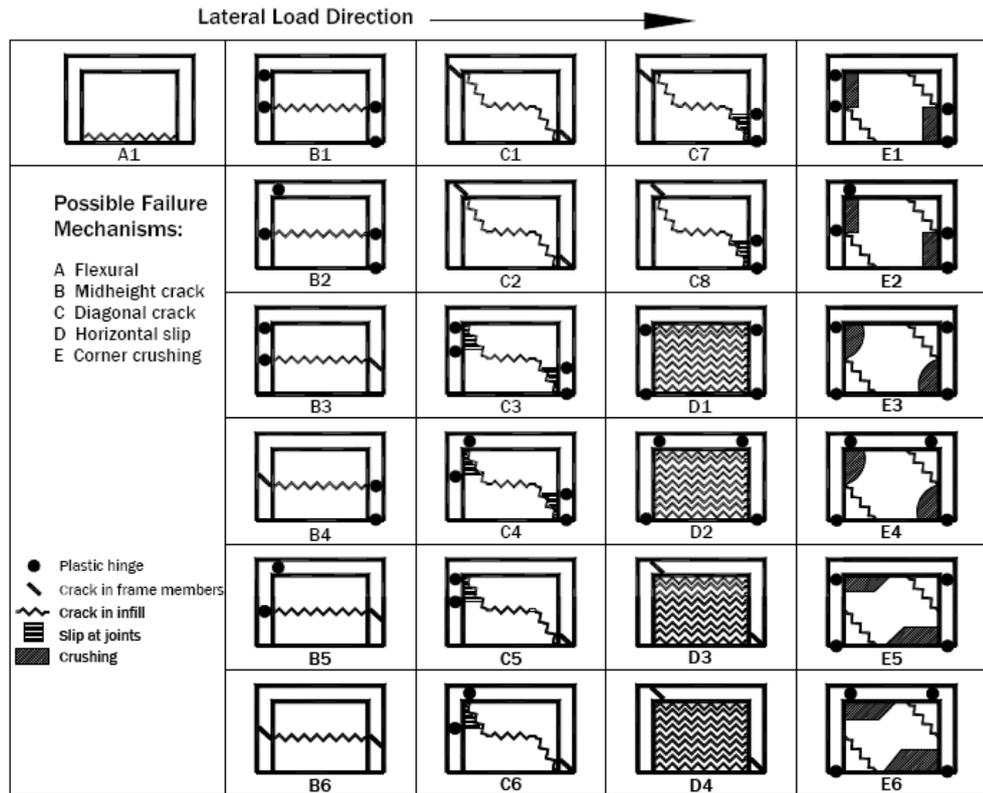
แบบ D คือ การวิบัติจากการลื่นไถลของรอยต่อหลาย ๆ รอยในแนวนอนของผนังอิฐก่อ ซึ่งมักเกิดขึ้นเพราะความไม่แข็งแรงของรอยต่อมอร์ตาร์ (Mortar joints) ในผนังอิฐก่อ

แบบ E คือ การแสดงกลไกการค้ำยันในแนวทแยง (Diagonal strut mechanism) อย่างชัดเจนของสองรอยร้าวที่ขนานกัน ซึ่งมักเกิดการแตกหักของผนังอิฐก่อที่มุม

จากการทดสอบ โครงข้อแข็งที่มีผนัง มีรูปแบบการวิบัติเป็นแบบการแตกร้าวในแนวทแยง (C7) การแยกในแนวนอนระหว่างรอยต่ออิฐ (D1) และแตกร้าวที่มุม (E3) และเกิดการเกิดจุดหมุนพลาสติกในโครงข้อแข็ง ในส่วน โครงข้อแข็งที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรง พบว่ารูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งอ่อนผนังส่วนใหญ่เป็นการแตกร้าวแบบแนวทแยง (C7)



รูปที่ 2.2-1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างและการเคลื่อนตัวด้านข้าง [2]



รูปที่ 2.2-2 รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ  
ของ Merhrabi [2]

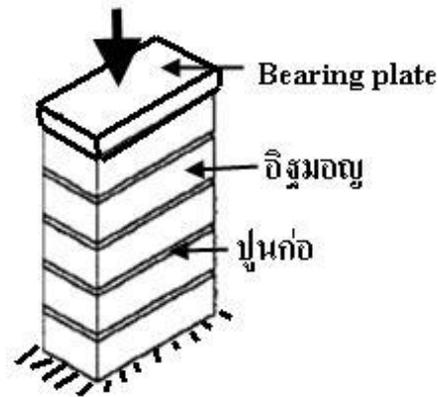
ถึงแม้ว่าการศึกษาที่ผ่านมาจะให้ข้อมูลเกี่ยวกับภาพรวมของพฤติกรรม โครงอาคารที่มีผนังอิฐก่อ แต่ผนังอิฐก่อมีคุณสมบัติที่หลากหลายขึ้นอยู่กับวิธีการผลิตในแต่ละประเทศ การประเมินอาคารในประเทศไทยจึงจำเป็นต้องอาศัยการศึกษาเกี่ยวกับคุณสมบัติของอิฐก่อในประเทศไทย การศึกษาต่างๆ ที่เกี่ยวข้องมีดังต่อไปนี้

### 2.3 คุณสมบัติอิฐก่อในประเทศไทย

วัสดุที่ใช้ในการก่อผนังในแต่ละประเทศนั้นมีความแตกต่างกัน แม้แต่ภายในประเทศเดียวกันก็ยังมี การใช้วัสดุที่แตกต่างกันในแต่ละพื้นที่ สำหรับงานวิจัยนี้ จะมุ่งเน้นเฉพาะผนังอิฐมอญของประเทศไทย ซึ่งเป็นวัสดุที่นิยมใช้ในประเทศ

ในปี พ.ศ.2553 เกริกฤทธิ พรหมดวง [4] ทดสอบ โครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ ภายใต้แรงสลับทิศ พร้อมเก็บรวบรวมข้อมูลของอิฐมอญภายในประเทศ อิฐมอญแบบปกติทั่วไปมีลักษณะเป็นรูปสี่เหลี่ยมมุมฉากตัน ไม่มีลวดลาย ทำมาจากดินเหนียวที่ผ่านการขึ้นรูปและอบให้แห้ง อิฐมอญที่ใช้ในการก่อสร้างโดยทั่วไปมีขนาดประมาณประมาณ 6 x 14 x 3 เซนติเมตร

ค่าหน่วยแรงอัดประลัยของปริซึมอิฐก่อสามารถหาได้โดยทำการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM-C1314-07 [10] โดยการนำอิฐมอญจำนวน 5 ก้อน มาก่อเป็นแท่งปริซึมดังแสดงในรูปที่ 2.3-1 จากนั้นนำไปกดทดสอบ เมื่ออายุ 28 วัน ซึ่งได้ผลดังที่แสดงในตารางที่ 2.3-1



รูปที่ 2.3-1 การทดสอบหน่วยแรงอัดของปริซึมอิฐก่อ [10]

ตารางที่ 2.3-1 กำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อขนาดจริง [4]

ตัวอย่างที่	แรงอัด (kN)	พื้นที่รับแรง (cm <sup>2</sup> )	หน่วยแรงอัด (kN/cm <sup>2</sup> )	หน่วย แรงอัด (kg/cm <sup>2</sup> )
1	129	168	0.76	77.47
2	133	180	0.74	75.43
3	130	174	0.75	76.45
<b>เฉลี่ย</b>	<b>130</b>	<b>174</b>	<b>0.75</b>	<b>76.45</b>

การทดสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบมีผนัง จำเป็นต้องพิจารณากำลังรับแรงอัดของมอร์ต้า 2 ส่วน คือ มอร์ต้าของปูนก่อ และมอร์ต้าของปูนที่ฉาบผนัง โดยมีอัตราส่วนระหว่างซีเมนต์และทราย เป็น 1:3 และ 1:2.75 ตามลำดับ อัตราส่วนนี้เป็นอัตราส่วนที่ใช้กันโดยทั่วไปในการก่ออิฐและฉาบปูน ในประเทศไทย เกริกฤทธิ พรหมดวง [4] ได้ทำการทดสอบลูกปูนมอาร์ท้าตามมาตรฐาน ASTM C109M-02 [11] ปรากฏผลดังแสดงในตารางที่ 2.3-2 และ ตารางที่ 2.3-3

ตารางที่ 2.3-2 กำลังรับแรงอัดของมอดาร์สำหรับก่อผนัง [4]

ตัวอย่างที่	แรงอัด (kN)	พื้นที่รับแรง (cm <sup>2</sup> )	หน่วยแรงอัด (kN/cm <sup>2</sup> )	หน่วย แรงอัด (kg/cm <sup>2</sup> )
1	33.53	25	1.34	136.72
2	31.98	25	1.28	130.40
3	32.82	25	1.31	133.84
<b>เฉลี่ย</b>	<b>32.77</b>	<b>25</b>	<b>1.31</b>	<b>133.65</b>

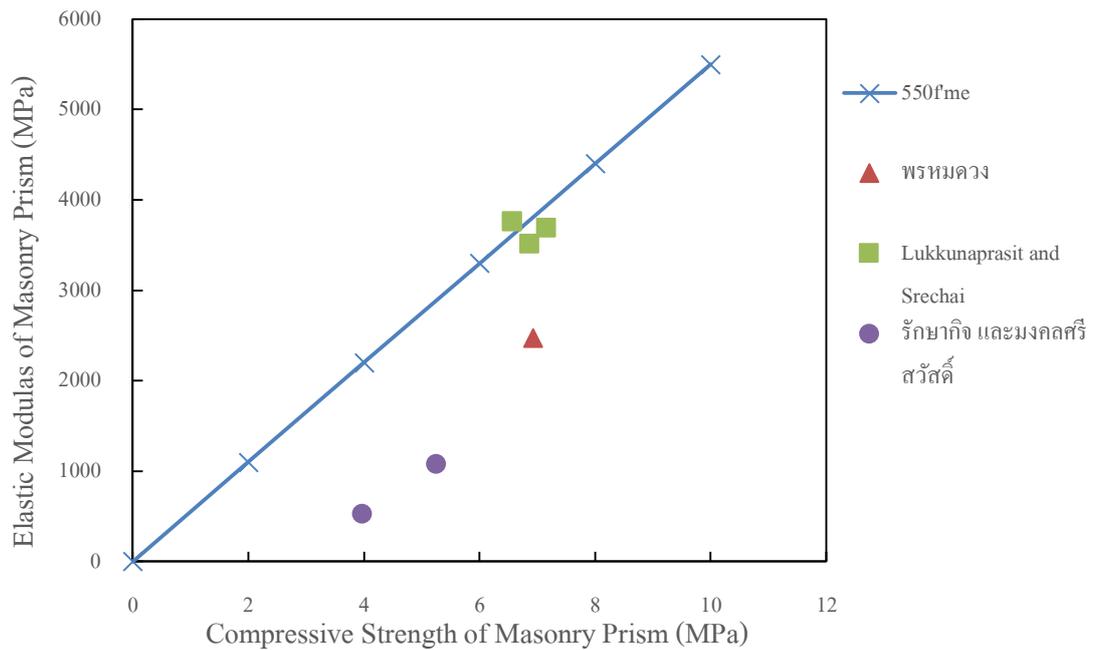
ตารางที่ 2.3-3 กำลังรับแรงอัดของมอดาร์สำหรับฉาบผนัง [4]

ตัวอย่างที่	แรงอัด (kN)	พื้นที่รับแรง (cm <sup>2</sup> )	หน่วยแรงอัด (kN/cm <sup>2</sup> )	หน่วย แรงอัด (kg/cm <sup>2</sup> )
1	17.91	25	0.72	73.02
2	18.09	25	0.72	73.80
3	18.54	25	0.74	75.60
<b>เฉลี่ย</b>	<b>18.18</b>	<b>25</b>	<b>0.73</b>	<b>74.14</b>

ในปี พ.ศ. 2556 ชนิภา เนตรรัตนะ [5] ได้ทำการรวบรวมข้อมูลคุณสมบัติของอิฐก่อไทย จากการศึกษาคุณสมบัติที่จำเป็นที่จะต้องใช้ในการสร้างแบบจำลองคือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของผนังอิฐก่อ ( $E_{me}$ ) และกำลังรับแรงอัดของผนังอิฐก่อ ( $f'_{me}$ ) ค่าทั้งสองได้มาจากการทดสอบปริซึมอิฐก่อ และจากการศึกษาข้อมูลเพิ่มเติม ค่าอิลาสติกโมดูลัสของปริซึมอิฐก่อสามารถประมาณค่าได้ตามวิธีของ FEMA356 [8] ในสมการ 2.1

$$E_m \approx 550f'_m \quad (2.1)$$

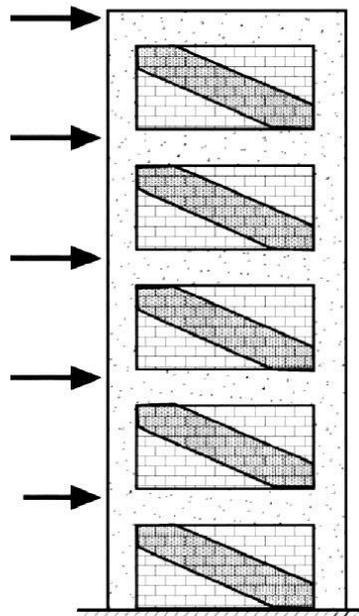
เมื่อนำค่าอิลาสติกโมดูลัสของปริซึมอิฐก่อและกำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อจากผลการทดสอบของ พรหมดวง (2553) รักษากิจและมงคลศรีสวัสดิ์ (2553) Lukkunaprasit and Srechai (2012) มาเปรียบเทียบกับค่าประมาณค่าอิลาสติกโมดูลัสของปริซึมอิฐก่อด้วยสมการ 2.1 จะได้ผลดังรูปที่ 2.3-2



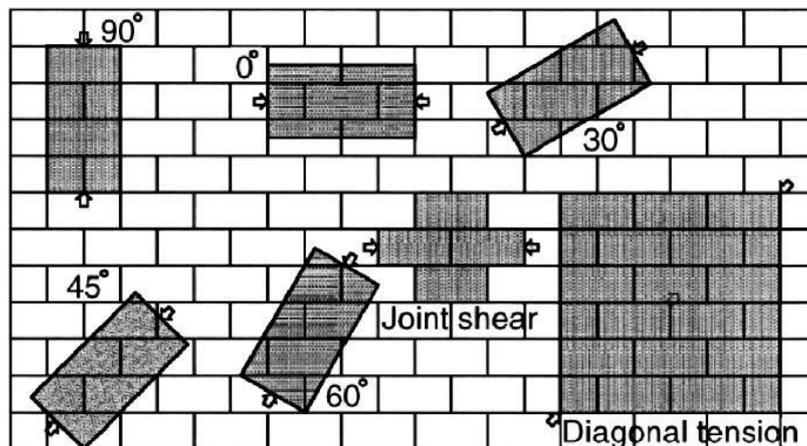
**รูปที่ 2.3-2** ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อกับค่าอีลาสติค โมดูลัสของปริซึมอิฐก่อในประเทศไทย [5]

จากรูปจะเห็นว่าค่าอีลาสติค โมดูลัส (Elastic Modulus) ที่ได้จากสมการที่ 2.1 มีค่าที่ค่อนข้างสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบในประเทศ ยกเว้นค่าที่ได้จากการศึกษาของ Lukkunaprasit and Srechai

ในปี ค.ศ.2005 Hamid และคณะ [6] ทำการทดสอบผนังอิฐก่อโดยเสริมกำลังให้ผนังอิฐก่อเพื่อลดความเสียหายของผนังอิฐก่อเมื่อเกิดแผ่นดินไหว ผนังอิฐก่อในอาคารจะช่วยรับแรงด้านข้างและมีพฤติกรรมเหมือนค้ำยันแนวทแยงรับแรงด้านข้าง ดังรูปที่ 2.3-3 Hamid et al [6] จึงทำการทดสอบหาค่ากำลังอัดของอิฐก่อในทิศทางของการรับแรงที่แตกต่างกันแสดงในรูปที่ 2.3-4 เพื่อศึกษาผลกระทบที่มีต่อการรับแรงของผนังและผลกระทบจากการเลื่อนไหลของรอยต่อ โดยทำการจัดทำตัวอย่างเป็นมุมต่างๆ ประกอบไปด้วยมุม 90 องศา 60 องศา 45 องศา 30 องศา และ 0 องศา จากผลการทดสอบ ที่มุมรับแรง 90 องศา ตัวอย่างทดสอบรับแรงอัดเฉลี่ยได้ 7.55 MPa มุมรับแรง 60 องศา ตัวอย่างทดสอบรับแรงเฉลี่ยได้ 4.19 MPa ที่มุมรับแรง 45 องศา ตัวอย่างทดสอบรับแรงอัดเฉลี่ยได้ 2.36 MPa และที่มุมรับแรง 30 องศา ตัวอย่างทดสอบสามารถรับแรงอัดเฉลี่ยได้ 1.83 MPa ซึ่งจะเห็นว่ามุมที่ใช้ทดสอบส่งผลกระทบต่อ การรับแรงของผนังอิฐก่อเป็นอย่างมาก



รูปที่ 2.3-3 พฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ [6]



รูปที่ 2.3-4 ตัวอย่างสำหรับศึกษาพฤติกรรมของอิฐก่อสำหรับรับแรงในทิศทางต่างๆ [6]

## 2.4 แบบจำลองคุณสมบัติของอิฐก่อ

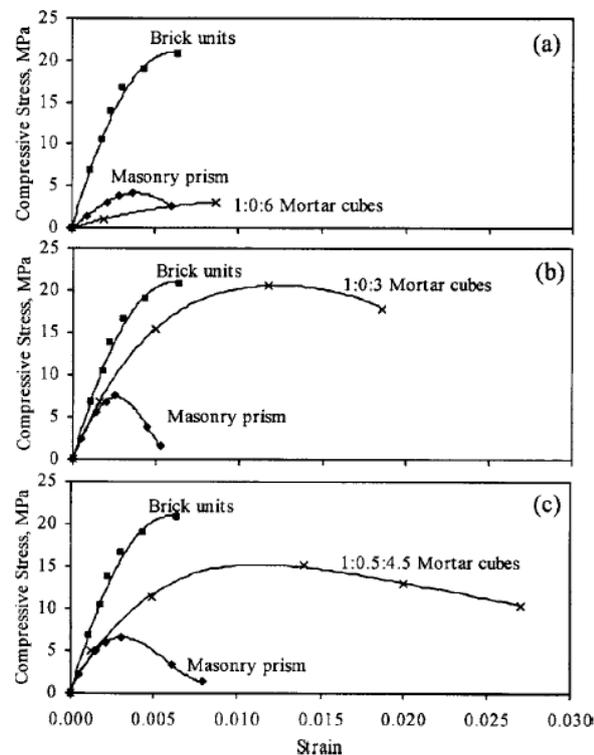
คุณสมบัติอิฐก่อที่สำคัญประกอบด้วย ค่ากำลัง ค่าอีลาสติกโมดูลัส (Modulus of Elasticity) และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียด

ปี ค.ศ.2007 Kaushil, H.B., Rai, D.C. และ Jain, S.K., [7] ทำการทดสอบ ปริซึมอิฐก่อที่มีส่วนผสมของมอร์ต้าที่ใช้ในการก่ออิฐที่ต่างกันไปเพื่อหาค่าอีลาสติกโมดูลัสและหาความสัมพันธ์ของหน่วยแรง - ความเครียด (Stress-Strain Relationship) จากการทดสอบสามารถสรุปได้ว่าค่าอีลาสติกโมดูลัสของปริซึมอิฐก่อ ( $E_m$ ) มีค่าประมาณ  $550f'_m$  โดย  $f'_m$  คือค่าหน่วยแรงอัดประลัยของปริซึม

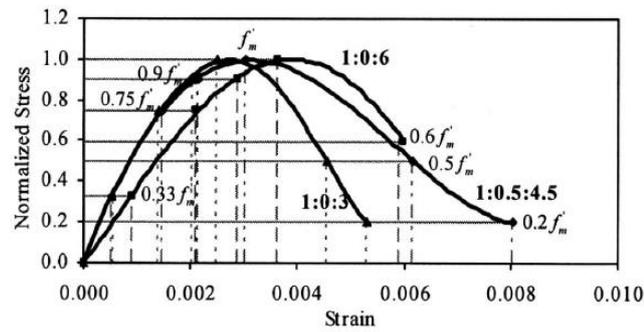
อิฐก่อ (ASTM - C1314 -07 [10]) ความสัมพันธ์ของหน่วยแรง - ความเครียด (Stress-Strain Relationship) ของปริซึมอิฐก่อ ได้ผลการทดสอบดังรูป 2.4-1 และ 2.4-2 ผลความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง - ความเครียด (Stress-Strain Relationship) ของปริซึมอิฐก่อ ได้ผลดังรูป 2.4-3

Brick type	$f'_m$ (MPa)	Failure strain	$E_m$ (MPa)
(a) Prisms with <i>weak</i> mortar—1:0:6 (4×7 specimens)			
M	4.0 [0.13]	0.0052 [0.53]	2,239 [0.30]
B	2.9 [0.17]	0.0034 [0.45]	1,795 [0.17]
O	5.1 [0.16]	0.0086 [0.15]	2,630 [0.14]
S	4.3 [0.17]	0.0065 [0.14]	2,355 [0.19]
Average	4.1 [0.24]	0.0059 [0.43]	2,300 [0.24]
(b) Prisms with <i>strong</i> mortar—1:0:3 (4×7 specimens)			
M	7.4 [0.10]	0.0067 [0.28]	3,585 [0.18]
B	6.5 [0.14]	0.0041 [0.39]	3,592 [0.25]
O	8.5 [0.21]	0.0057 [0.36]	5,219 [0.50]
S	7.6 [0.17]	0.0050 [0.55]	4,250 [0.44]
Average	7.5 [0.18]	0.0053 [0.41]	4,200 [0.38]
(c) Prisms with <i>intermediate</i> mortar—1:0.5:4.5 (4×7 specimens)			
M	6.5 [0.19]	0.0102 [0.17]	3,542 [0.27]
B	5.9 [0.23]	0.0062 [0.40]	3,509 [0.49]
O	7.2 [0.24]	0.0092 [0.32]	4,712 [0.33]
S	6.8 [0.23]	0.0066 [0.31]	3,325 [0.26]
Average	6.6 [0.20]	0.0080 [0.34]	3,800 [0.35]

รูปที่ 2.4-1 ผลการทดสอบปริซึมอิฐก่อเพื่อหาค่าอิลาสติกโมดูลัส [7]



รูปที่ 2.4-2 ผลการทดสอบปริซึมอิฐก่อที่ระดับความแข็งแรงของมอร์ต้าที่แตกต่างกัน [7]

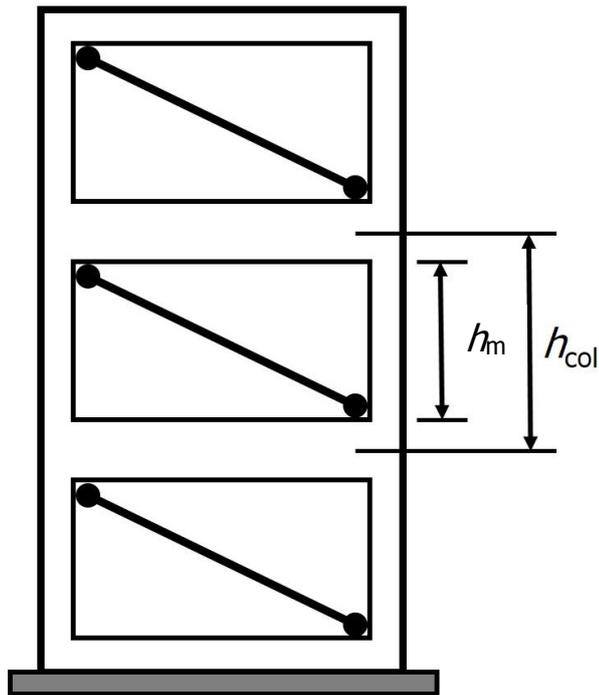


Stress in terms of $f'_m$	Strain in prism for mortar grades		
	1:0:6	1:0:3	1:0.5:4.5
0.00	0.0000	0.0000	0.0000
0.33	0.0009	0.0005	0.0005
0.75	0.0021	0.0014	0.0015
0.90	0.0029	0.0021	0.0021
1.00	0.0036	0.0025	0.0030
0.60	0.0059	-	-
0.50	-	0.0045	0.0062
0.20	-	0.0053	0.0080

รูปที่ 2.4-3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง กับความเครียดของปริซึมอิฐก่อ  
ที่ระดับความแข็งแรงของมอร์ต้าที่แตกต่างกัน [7]

## 2.5 การจำลองผนังอิฐก่อ

พฤติกรรมของผนังอิฐก่อภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง มีลักษณะคล้ายการค้ำยัน เมื่อมีแรงดันด้านข้าง จะเกิดรอยแยก (Gap) ระหว่างโครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กกับผนังอิฐก่อตรงบริเวณส่วนบนและส่วนล่างของผนังอิฐก่อ เป็นสาเหตุทำให้เกิดแนวแรงอัดเป็นลักษณะแนวทแยงจากมุมบนด้านหนึ่งไปผิวมุมล่างของอีกด้านหนึ่ง ซึ่งพฤติกรรมลักษณะนี้สามารถจำลองโดยใช้การค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่ารับแรงอัดเพียงอย่างเดียว (Equivalent compression strut) มีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 2.5-1



รูปที่ 2.5-1 ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่ารับแรงอัดเพียงอย่างเดียว (Equivalent compression strut)

การประเมินกำลังและสติเฟนของผนังอิฐก่อเมื่อรับแรงด้านข้าง สามารถจำลองโดยใช้การค้ำยันแนวทแยงตัวเดียวที่มีความกว้างเท่ากับ  $a$  FEMA 356 (Seismic Rehabilitation Prestandard) [8] ได้ให้สมการเพื่อคำนวณความกว้าง  $a$  ดังนี้

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{int} \quad (in) \quad (2.2)$$

และ

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_i t \sin(2\theta)}{4E_f I_c h_m}} \quad (2.3)$$

โดยที่  $E_i$  = โมดูลัสยืดหยุ่นของผนังอิฐก่อ (ksi)

$E_f$  = โมดูลัสยืดหยุ่นของโครงสร้าง (ksi)

$I_c$  = โมเมนต์อินเนอร์เซียของเสา (ksi)

$t$  = ความหนาของผนังอิฐก่อ (in)

$h_{col}$  = ความสูงของเสาจากศูนย์กลางคานถึงศูนย์กลางคาน (in)

$h_m$  = ความสูงของผนังก่ออิฐ (in)

$r_{int}$  = ความยาวแนวทแยงของผนังอิฐก่อ (in)

$\theta$  = มุมของความยาวแนวทแยง (radians)

## 2.6 พฤติกรรมอาคารคอนกรีตที่มีผนังอิฐก่อในประเทศไทย

การทบทวนงานวิจัยและทฤษฎีที่ผ่านมาพบว่าระบบ โครงสร้างภายในประเทศไทย มีลักษณะทั่วไป เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก รูปแบบระบบ โครงสร้างทั่วไปเป็นแบบ โครงคาน-เสา (Beam – Column Frame) มีการก่อกำแพงอิฐก่อครึ่งแผ่นในแต่ละด้าน บ้างด้านมีการเจาะช่องหน้าต่างและ ประตูบางส่วน

การศึกษาที่ผ่านมาที่เกี่ยวกับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยที่มีผนังอิฐก่อยังมีอยู่ค่อนข้างน้อย การศึกษาพฤติกรรม โดยการทดสอบและการวิเคราะห์ โครงสร้างของ โครงสร้างในประเทศไทย สามารถสรุปได้ดังนี้

1. โครงสร้างโดยทั่วไปในประเทศไทย มีลักษณะเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับน้ำหนักบรรทุกจากแนวดิ่งเป็นหลัก ไม่ได้มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว และใช้ก่อผนังอิฐก่อร่วมกับโครงสร้างของอาคาร [1]
2. ผนังอิฐก่อเพิ่มสติเฟเนส (Stiffness) และความแข็งแรงให้กับโครงสร้าง และเพิ่มความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับโครงสร้างได้กว่า 3 เท่าตัว [4]
3. ผนังอิฐก่อช่วยเพิ่มความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวในช่วงการเคลื่อนตัวขนาดต่ำๆ เท่านั้น จากนั้นผนังจะเริ่มแยกตัวออกและเกิดความเสียหาย และอาจส่งผลให้เกิดรูปแบบความเสียหายอื่นๆ เนื่องจากการยึดรั้งของผนังกับตัวอาคาร นอกจากนั้นพลังงานส่วนใหญ่จะสลายไปในเสา และเกิดการวิบัติในรูปแบบเสาอ่อน-คานแข็ง ซึ่งเป็นรูปแบบการเสีรูปร่างที่อาจนำไปสู่การพังทลายแบบชั้นอ่อน (Soft Story) [4]
4. การวิเคราะห์อาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยไม่คำนึงถึงผลกระทบของผนังอิฐก่อ ทำให้พฤติกรรมของอาคารเปลี่ยนไปจากความเป็นจริง ซึ่งจะทำให้แบบจำลองไม่สมจริงและอาจเกิดความไม่ปลอดภัย [5]

## บทที่ 3 อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา

### 3.1 อาคารตัวอย่างที่ใช้ศึกษา

งานวิจัยนี้มีหลักเกณฑ์ในการเลือกแบบอาคารที่จะนำมาศึกษา คือ เป็นอาคารตัวแทนที่มีรูปแบบคล้ายกับอาคารที่มีก่อสร้างจริง และพบเห็นได้เป็นจำนวนมาก ได้แก่อาคารตึกแถวที่มีการออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง (Gravity Load) เป็นหลัก โดยไม่ได้มีการพิจารณาออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว จึงอาจมีลักษณะที่มีปัจจัยเสี่ยงต่อแผ่นดินไหว ในรูปแบบต่างๆ เช่น มีลักษณะชั้นอ่อน (Soft Story) โดยเฉพาะในชั้นล่าง หรือมีกำแพงอิฐก่อที่ก่อไม่เต็มช่องผนังมาค้ำด้านข้าง การศึกษาเริ่มจากการสำรวจและเก็บรวบรวมข้อมูลรูปแบบ ทั้งแบบลักษณะทางสถาปัตยกรรมและโครงสร้างของอาคารส่วนใหญ่ เพื่อทราบถึงคุณลักษณะที่เป็นรูปแบบส่วนมาก (Typical Characteristic) จากนั้นจึงทำการเลือกแบบที่ใกล้เคียงหรือคล้ายคลึงกับอาคารลักษณะที่พบเห็นได้ทั่วไปเพื่อนำมาศึกษา การเลือกรูปแบบอาคารเช่นนี้จะทำให้ได้รูปแบบอาคารตัวอย่างที่เป็นตัวแทนที่ดีของอาคารที่มีการใช้งานอยู่

#### 3.1.1 ผลการสำรวจลักษณะอาคาร

ผลการสำรวจตัวแทนอาคารตึกแถว ประเภทอาคารพาณิชย์ และ/หรือ ที่พักอาศัยที่มีการใช้งานทั่วไปในเขตกรุงเทพมหานครและจังหวัดอื่นๆ ที่มีความสูง 3-4 ชั้น มีลักษณะใกล้เคียงทั้งหมด 16 อาคาร ของ อภิชิต รักษา [1] พบว่ามีลักษณะทั่วไปเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก มีลักษณะเป็นคูหาหลายๆ คูหาเรียงติดต่อกัน ดังรูปที่ 3.1-1 อาคารลักษณะนี้มีรูปแบบระบบโครงสร้างทั่วไปเป็นแบบ โครงคาน-เสา (Beam – Column Frame) พื้นอาคารทั่วไปใช้เป็นแผ่นพื้นคอนกรีตสำเร็จหนา 5-10 ซม. ยกเว้นพื้นห้องน้ำเป็นแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ ในแต่ละคูหาจะมีการก่อกำแพงอิฐครึ่งแผ่นสามด้าน ยกเว้นด้านหน้าและด้านหลังอาคารที่มีการเจาะช่องหน้าต่างและประตูบางส่วนเป็นของผลวิเคราะห์รูปแบบทางสถาปัตยกรรมและดัชนีโครงสร้างของข้อมูลอาคารที่รวบรวมดังนี้



รูปที่ 3.1-1 ลักษณะทั่วไปของอาคารตัวอย่าง

### 3.1.2 รูปแบบทางสถาปัตยกรรม

ลักษณะทางสถาปัตยกรรมสามารถสรุปเป็นข้อมูลในตารางที่ 3.1 ซึ่งประกอบด้วยจำนวนช่วงเสาของอาคาร ระยะห่างระหว่างช่วงเสา ความสูงของชั้น รูปทรงเสา และลักษณะทางสถาปัตยกรรมอื่นๆ เช่น ลักษณะหลังคา หรือลักษณะอาคารที่มีผนังอิฐก่อ

ตารางที่ 3.1 ลักษณะทางสถาปัตยกรรมของกลุ่มอาคารตัวอย่าง [1]

ID	จำนวนชั้น	BAY-X		BAY-Y		ความสูงชั้น		ขนาดเสาต้นใน (cm)		ขนาดเสาด้านริม (cm)		รูปแบบหลังคา		พท. ของ เบ็ด ด้านหน้า%	ผนังของ อิฐกันห้อง	ฐานราก		ประเภทอาคาร
		No.	span	No.	span	cm		กว้าง a	ยาว b	กว้าง a	ยาว b	โครงสร้าง	เสาเข็ม					
D1	4	5	3.00	1	4.00	300		25	30	25	30	1	-	75 %	ครึ่งแผ่น	-	1	อาคารพักอาศัย
D2	4.5	4	4.00	3	4.00	300		20	45	20	30	1	-	75 %	ครึ่งแผ่น	1	-	อาคารพาณิชย์
D3	4	9	3.50	3	4.00	300		30	40	25	40	1	-	50 %	ครึ่งแผ่น	-	1	อาคารพักอาศัย
D4	4	5	3.80	3	5.50	270		20	40	20	40	-	1	50 %	ครึ่งแผ่น	-	1	อาคารพักอาศัย
D5	4	5	3.50	6	3.00	270		20	30	20	30	1	-	75 %	ครึ่งแผ่น	-	1	อาคารพักอาศัย
D7	4	3	3.50	3	3.00	280		35	35	20	35	1	-	50 %	ครึ่งแผ่น	-	1	อาคารพักอาศัย
D9	4	3	5.00	2	5.00	300		30	30	30	30	-	1	75 %	ครึ่งแผ่น	-	1	อาคารพาณิชย์
D10	3.5	7	4.00	3	4.00	300		20	30	20	30	1	-	75 %	ครึ่งแผ่น	-	1	อาคารพักอาศัย
D12	4	6	3.00	3	3.00	300		30	40	20	40	1	-	25 %	ครึ่งแผ่น	-	1	อาคารพักอาศัย
D13	4	8	4.00	3	4.80	350		20	30	20	30	1	-	75 %	ครึ่งแผ่น	-	1	อาคารพักอาศัย
D14	4	8	4.00	3	4.80	395		20	40	20	40	-	1	75 %	ครึ่งแผ่น	1	-	อาคารพักอาศัย
D16	4.5	4	4.00	2	4.40	270		25	40	25	40	-	1	50 %	ครึ่งแผ่น	-	1	อาคารพาณิชย์
D20	4	4	4.00	2	4.40	300		35	35	30	30	1	-	25 %	ครึ่งแผ่น	1	-	อาคารพักอาศัย
D21	4	5	4.00	3	6.00	280		30	40	25	40	1	-	50 %	ครึ่งแผ่น	-	1	อาคารพักอาศัย
D22	4	6	3.00	3	3.50	280		20	30	20	30	1	-	50 %	ครึ่งแผ่น	-	1	อาคารพักอาศัย
D23	4	5	3.50	3	5.00	300		30	30	25	25	1	-	25 %	ครึ่งแผ่น	1	-	อาคารพักอาศัย

### 3.1.3 รูปแบบทางโครงสร้าง

ลักษณะทางโครงสร้างสามารถสรุปเป็นข้อมูลโดยใช้ค่าดัชนีโครงสร้าง (Structural Index) ซึ่งเป็นตัวเลขที่ใช้บ่งบอกแนวโน้มพฤติกรรมของ คาน เสา และจุดต่อคาน-เสา ภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว ดัชนีโครงสร้างของอาคารสามารถคำนวณได้จากรูปร่างลักษณะ พื้นที่หน้าตัด พื้นที่ของเหล็กเสริม ตามยาวและตามขวาง กำลังของวัสดุซึ่งใช้ค่ากำลังที่คาดหมาย และอื่น ๆ อาคารที่จัดทำขึ้นจะมีค่าดัชนีโครงสร้าง (Structural index) เหมือนหรือใกล้เคียงกับค่าเฉลี่ยจากผลการสำรวจ ซึ่งจากการศึกษาดัชนีโครงสร้างของอาคารต้นแบบสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 3.2 และตารางที่ 3.3

#### ก. อัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกคาน (Shear span ratio, $a/h$ )

อัตราส่วนช่วงความยาวแรงเฉือนต่อความลึกคาน ( $a/h$ ) โดยที่  $a$  คือช่วงแรงเฉือน หาได้จากระยะครึ่งหนึ่งของช่วงความยาวระหว่างชิ้นส่วนองค์อาคาร และ  $h$  คือความลึกของหน้าตัดองค์อาคาร เป็นดัชนีโครงสร้างที่ทำให้ทราบถึงความเข้มข้นของแรงเฉือนและแรงดัดในชิ้นส่วนโครงสร้าง ถ้าค่าดัชนีดังกล่าวมีค่าต่ำชิ้นส่วนโครงสร้างมีความเป็นไปได้สูงที่จะวิบัติในรูปของแรงเฉือน

#### ข. อัตราส่วนกำลังรับแรงดัดต่อกำลังรับแรงเฉือน (Normalized nominal flexural-to-shear strength ratio, $M_n / aV_n$ )

อัตราส่วนกำลังรับแรงดัดต่อกำลังรับแรงเฉือน หาได้จากค่า  $M_n / aV_n$  โดยที่ค่า  $a$  คือช่วงแรงเฉือน เป็นระยะที่วัดจากหน้าเสาหรือคานถึงจุดดัดกลับ ที่กึ่งกลางความยาว  $M_n$  และ  $V_n$  คือกำลังต้านทานโมเมนต์และกำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารตามลำดับ อัตราส่วนกำลังรับแรงดัดต่อกำลังรับแรงเฉือน เป็นดัชนีโครงสร้างที่บ่งบอกถึงขนาดสัมพัทธ์ระหว่างแรงดัดต่อแรงเฉือนที่บริเวณปลายขององค์อาคาร ถ้าค่าดัชนีดังกล่าวมีค่าต่ำ องค์อาคารมีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติโดยแรงเฉือน หากดัชนีมีค่ามากกว่า 1 แสดงว่าองค์อาคารมีแนวโน้มในการเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดัด

ค่ากำลังรับแรงดัด ( $M_n$ ) สามารถคำนวณจากแบบจำลองอย่างง่ายบนพื้นฐาน การคำนวณที่สมมติให้ความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมแปรผันตรงกับแกนสะเทิน และความเค้นในคอนกรีตสามารถประมาณได้ด้วยรูปสี่เหลี่ยมของวิทนีย์ ส่วนกำลังรับแรงเฉือน ( $V_n$ ) คำนวณโดยใช้สูตรจาก ATC- 40 ดังต่อไปนี้

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ V_c &= 0.29 \cdot \lambda \cdot \left( k + \frac{P}{14A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ V_s &= \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{0.6 \cdot s} \end{aligned}$$

โดยที่  $V_c$  แทนกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต (kN),  $V_s$  แทนกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม(kN),  $f'_c$  แทนกำลังอัดประลัยแบบทรงกระบอกของคอนกรีต(MPa),  $f_y$  แทนกำลังครากที่คาดหมายของเหล็กเสริม(Mpa),  $\lambda$  เท่ากับ 0.75 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา และ  $\lambda$  เท่ากับ 1.00 สำหรับคอนกรีตธรรมดา,  $k$  เท่ากับ 0 สำหรับส่วนโครงสร้างที่ต้องการความเหนียวสูง และ  $k$  เท่ากับ 1 สำหรับส่วนโครงสร้างที่ต้องการความเหนียวต่ำ(ในที่นี้ใช้  $k$  เท่ากับ 1),  $P$  คือแรงตามแนวแกนของเสาในสภาวะใช้งานทั่วไป,  $A_g$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเสา ( $\text{mm}^2$ ),  $b_w$  ความกว้างของหน้าตัด(mm),  $A_v$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน( $\text{mm}^2$ ),  $d$  คือความลึกประสิทธิผลของหน้าตัดคาน(mm), และ  $s$  คือระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน(mm)

#### ก. อัตราส่วนเหล็กปลอกรับแรงเฉือน (Transverse steel index, $\rho_s \sqrt{b''/s}$ )

อัตราส่วนเหล็กปลอกรับแรงเฉือน หาได้จากค่า  $\rho_s \sqrt{b''/s}$  โดยที่  $\rho_s$  คือ อัตราส่วนปริมาตรของเหล็กปลอก คำนวณโดยนำปริมาตรของเหล็กปลอกทั้งหมดในหนึ่งชั้นหารด้วยปริมาตรของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดภายในเหล็กปลอก,  $b''$  คือความกว้างของหน้าตัดเสาคิดที่ระยะระหว่างศูนย์กลางเหล็กปลอกที่ตั้งฉากกับทิศที่มีแรงมากระทำ, และ  $s$  คือระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก

อัตราส่วนเหล็กปลอกรับแรงเฉือนเป็นดัชนีที่บ่งบอกถึงระดับการโอบรัดคอนกรีตซึ่งแสดงถึงความเหนียวขององค์อาคาร โดยที่ค่าดัชนีนี้มีค่าสูงขึ้น องค์อาคารจะมีพฤติกรรมที่เหนียวมากขึ้น

#### ง. อัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังของหน้าตัด (Normalized associated shear force index,

$V_a/b_w d \sqrt{f'_c}$ ) อัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังของหน้าตัด หาได้จากค่า  $(V_a/b_w d \sqrt{f'_c})$  โดยที่  $V_a$  คือค่าแรงเฉือนของเสาที่ทำให้เกิดการวิบัติ  $b_w$  คือความกว้างขององค์อาคาร  $d$  คือความลึกประสิทธิผล และ  $f'_c$  คือ กำลังประลัยของคอนกรีต อัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังของหน้าตัด เป็นดัชนีโครงสร้างที่แสดงถึงระดับความเค้นเฉือนที่กระทำบนหน้าตัดที่จุดวิกฤต โดยแรงเฉือนนี้ขึ้นอยู่กับลักษณะการวิบัติของเสาดังนี้

$$V_a = M_n/a \quad \text{สำหรับการวิบัติด้วยแรงคดของชิ้นส่วน}$$

$$V_a = V_n = V_c + V_s \quad \text{สำหรับการวิบัติด้วยแรงเฉือนของชิ้นส่วน}$$

**จ. อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว (Longitudinal Reinforcing index,  $\rho = A_s / b_w d$ )**

อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว หาได้จากค่า  $\rho = A_s / b_w d$  โดยที่  $A_s$  คือพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมทั้งหมดตามยาวสำหรับเสา และพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงหรือแรงอัดสำหรับคาน อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวเป็นดัชนีโครงสร้างที่แสดงถึงปริมาณการเสริมเหล็กตามแนวยาวขององค์อาคาร

**ฉ. อัตราส่วนแรงตามแนวแกน (Axial Force ratio,  $P/f_c' A_g$ )**

อัตราส่วนแรงตามแนวแกน หาได้จากค่า  $(P/f_c' A_g)$  โดยที่  $A_g$  คือพื้นที่หน้าตัด,  $P$  คือน้ำหนักบรรทุกใช้งาน อัตราส่วนแรงตามแนวแกน เป็นดัชนีโครงสร้างที่แสดงถึงระดับความเค้นในองค์อาคารเสาชณะใช้งาน

**ช. อัตราส่วนเหล็กปลอกในเสา (Transverse steel ratio,  $A_v f_y / bs$ )**

อัตราส่วนเหล็กปลอกรับแรงเฉือน หาได้จากค่า  $A_v f_y / bs$  โดยที่  $A_v$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน,  $b$  คือ ความกว้างของหน้าตัดคาน และ  $s$  คือระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกปลอก อัตราส่วนเหล็กปลอกรับแรงเฉือนเป็นดัชนีที่บ่งบอกถึงระดับการโอบรัดคอนกรีตซึ่งแสดงถึงความเหนียวของเสา

ตารางที่ 3.2 คำนวณค่าปัจจัยการต้านทานของคานของคานกลุ่มอาคารตัวอย่าง [1]

Project No.	Span	$\frac{a}{h}$	$\frac{M_n}{aV_n}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w d}$	$\rho' = \frac{A_s'}{b_w d}$	$\rho_s \sqrt{b' s}$	$\frac{V_a}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{A_y f_y}{b_w s}$	Remark
D1	300	4.00		0.0134	0.0134	0.0218	0.88	5.43	อาคารพักอาศัย 4 ชั้น อ.เมือง จ. เชียงใหม่
D2	400	5.00	0.0053	0.0196	0.0196	0.0722	0.94	6.79	อาคารตึกแถว 4 ชั้น ไทย อนุรักษ์ไทย 4 ภาค
D3	350	4.00	0.0045	0.0120	0.0048	0.0542	1.07	7.63	อาคาร คสล. 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D4	550	6.11	0.0035	0.0136	0.0136	0.0859	1.19	10.18	อาคารพักอาศัยรวม 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D5	350	4.38	0.0045	0.0118	0.0118	0.0463	0.95	6.03	อาคารหอพักอาศัยรวม 4 ชั้น ก้านแดง
D7	350	5.00	0.0052	0.0183	0.0183	0.0579	1.06	7.63	อาคารพักอาศัยรวม 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D9	500	5.00	0.0047	0.0183	0.0183	0.0835	1.23	10.18	อาคารพักอาศัยรวม 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D10	400	5.00	0.0033	0.0069	0.0034	0.0393	0.82	4.52	อาคารพักอาศัยรวม 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D12	300	5.00	0.0053	0.0140	0.0140	0.0368	0.84	4.52	อาคารพักอาศัยรวม 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D13	400	5.40	0.0033	0.0117	0.0070	0.0388	1.32	12.21	อาคาร Townhouse HYATT 4 ชั้น @ PHUKET
D14	400	5.00	0.0089	0.0207	0.0207	0.0498	0.88	5.43	อาคาร Townhouse Erawan 4 ชั้น @ PHUKET
D16	400	5.00	0.0083	0.0238	0.0238	0.0393	0.84	4.52	อาคารพาณิชย์ คสล. สูง 4 ชั้นครึ่ง จ. เชียงใหม่
D20	400	4.60	0.0063	0.0219	0.0219	0.0835	1.30	10.18	อาคารพาณิชย์ คสล. สูง 4 ชั้น จ. ภูเก็ต
D21	400	5.00	0.0064	0.0185	0.0111	0.0466	0.95	6.11	อาคาร คสล. สูง 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D22	300	5.00	0.0048	0.0108	0.0108	0.0413	0.82	4.52	อาคาร คสล. สูง 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D23	350	6.25	0.0066	0.0254	0.0254	0.0851	1.11	9.05	อาคาร คสล. สูง 4 ชั้น จ. เชียงใหม่

ตารางที่ 3.3 คำนวณทางโครงสร้างเสาของกลุ่มอาคารตัวอย่าง [1]

Project No.	Height	$\frac{a}{h}$	$\frac{M_n}{aV_n}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w d}$	$\frac{P}{A_g f_c}$	$\rho_s \sqrt{b_s}$	$\frac{V_a}{b_w d \sqrt{f_c}}$	$\frac{A_v f_y}{b_w s}$	Remark
D1	300	5.00	0.0058	0.0201	0.2194	0.0197	0.8103	4.34	อาคารพักอาศัย 4 ชั้น อ.เมือง จ.เชียงใหม่
D2	300	3.33	0.0064	0.0403	0.2294	0.0246	0.9355	6.79	อาคารตึกแถว 4 ชั้น ไทย อนุรักษ์ไทย 4 ภาค
D3	300	3.75	0.0057	0.0197	0.1379	0.0354	0.9565	6.03	อาคาร คสล. 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D4	270	2.70	0.0092	0.0244	0.1436	0.0255	0.9680	6.79	อาคารพักอาศัยรวม 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D5	270	4.50	0.0062	0.0335	0.2000	0.0442	0.8422	4.52	อาคารหอพักอาศัยรวม 4 ชั้น กำแพงดิน
D7	280	4.00	0.0037	0.0158	0.1893	0.0379	0.8868	5.17	อาคารพักอาศัยรวม 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D9	300	5.00	0.0065	0.0436	0.3455	0.0421	0.9462	6.03	อาคารพักอาศัยรวม 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D10	300	5.00	0.0073	0.0335	0.3056	0.0442	0.8220	4.52	อาคารพักอาศัยรวม 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D12	300	3.75	0.0047	0.0197	0.1488	0.0354	0.9462	6.03	อาคารพักอาศัยรวม 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D13	350	5.00	0.0080	0.0607	0.2657	0.0410	1.1608	9.77	อาคาร Townhouse HYATT 4 ชั้น @ PHUKET
D14	395	4.94	0.0066	0.0370	0.2092	0.0366	0.9972	7.24	อาคาร Townhouse Erawan 4 ชั้น @ PHUKET
D16	270	3.38	0.0070	0.0237	0.2462	0.0170	0.8297	4.34	อาคารพาณิชย์ คสล. สูง 4 ชั้นศรี จ. เชียงใหม่
D20	300	4.29	0.0107	0.0484	0.2279	0.0246	0.8248	3.88	อาคารพาณิชย์ คสล. สูง 4 ชั้น จ. กาญจนบุรี
D21	280	3.50	0.0090	0.0481	0.2560	0.0372	1.0919	8.14	อาคาร คสล. สูง 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D22	280	4.67	0.0053	0.0335	0.2618	0.0442	1.1140	9.05	อาคาร คสล. สูง 4 ชั้น จ. เชียงใหม่
D23	300	4.29	0.0048	0.0158	0.1633	0.0246	0.7803	3.88	อาคาร คสล. สูง 4 ชั้น จ. เชียงใหม่

ตารางที่ 3.4 คำนวณโครงสร้างของเสา

Project No.	ผลการสำรวจโดย อภิชาติ รักษา [1] (Mean 4 story)	อาคารตัวอย่าง
Height ( $h$ )	300	300
$a/h$	4.19	3.75
$M_n/aV_n$	0.0067	0.0064
$\rho = A_s/b_w d$	0.0324	0.0403
$\rho = A'_s/b_w d$	0.2218	0.2294
$\rho_s \sqrt{b''/s}$	0.0334	0.0246
$V_a/b_w d \sqrt{f'_c}$	0.932	0.9355
$A_v f_y / bs$	6.0329	6.7858

ตารางที่ 3.5 คำนวณโครงสร้างของคาน

Project No.	ผลการสำรวจโดย อภิชาติ รักษา [1] (Mean 4 story)	อาคารตัวอย่าง
Height ( $h$ )	384	400
$a/h$	5	5
$M_n/aV_n$	0.0054	0.0053
$\rho = A_s/b_w d$	0.0163	0.0196
$\rho = A'_s/b_w d$	0.0149	0.0196
$\rho_s \sqrt{b''/s}$	0.0551	0.0722
$V_a/b_w d \sqrt{f'_c}$	1.0128	0.9355
$A_v f_y / bs$	7.184	6.7858

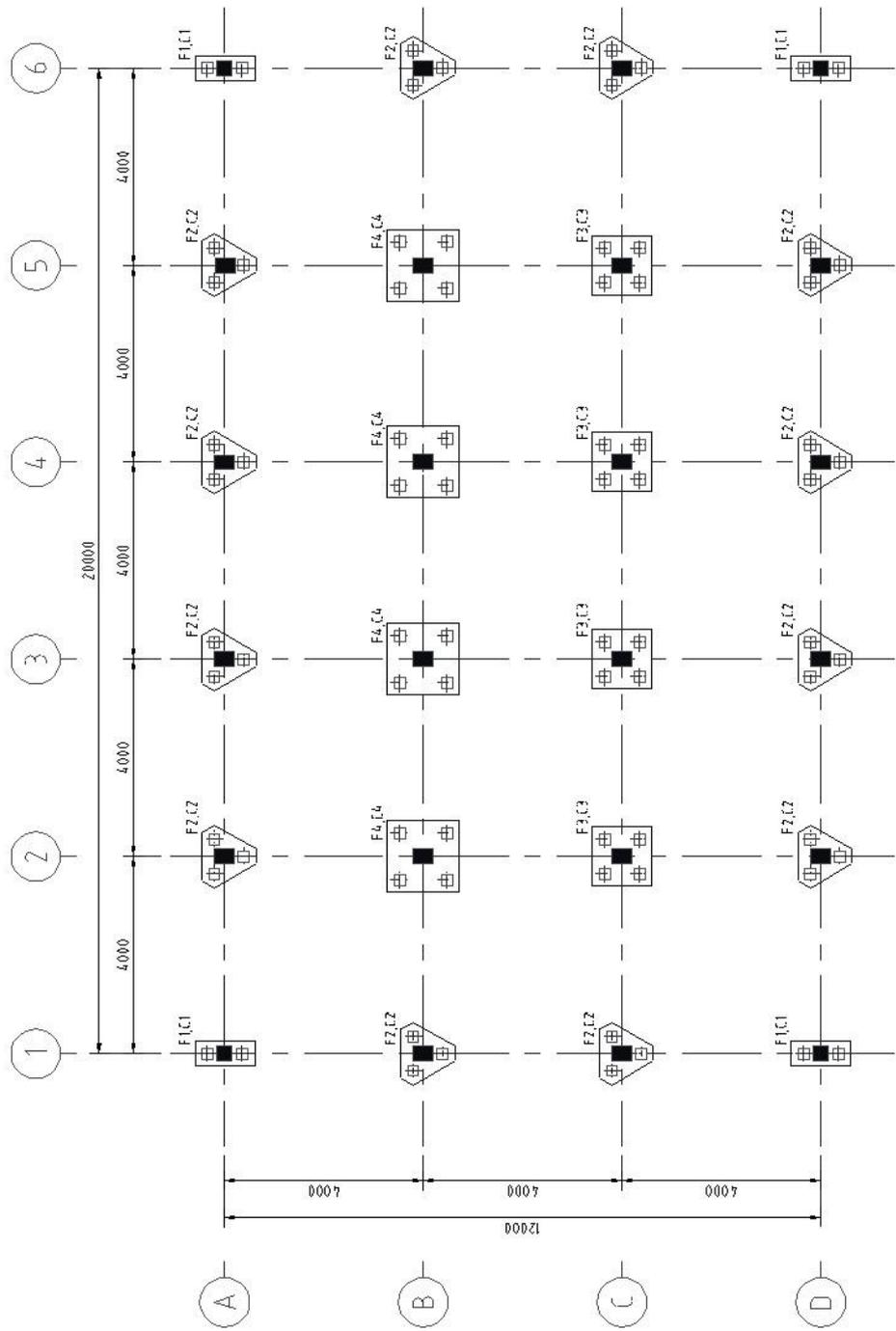
จากข้อมูลค่าดัชนีทางสถาปัตยกรรมและดัชนีทางโครงสร้างจากผลการสำรวจของอภิชาติ รักษา [1] แสดงไว้ในตารางที่ 3.1 และ 3.2 แล้ว ทำการปรับแก้รูปแบบเล็กน้อยเพื่อให้โครงสร้างมีรูปแบบและดัชนีที่ใกล้เคียงกับค่าเฉลี่ยมากที่สุด ผลการปรับแก้ค่าดัชนีทางสถาปัตยกรรมจะได้อาคารที่มีลักษณะเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น มีขนาด 5 คูหา โดยมีความกว้าง 4 เมตรต่อคูหา แต่ละคูหาลึก 12 เมตรแบ่งเป็นช่วงเสา 3 ช่วง ช่วงละ 4 เมตร ความสูงชั้นละ 3 เมตร แต่ละคูหา มีผนังก่ออิฐมวลเบา โดยรอบตลอดทุกชั้นอาคาร ยกเว้นด้านหน้าและหลังอาคารที่มีช่องเปิดสำหรับประตูและหน้าต่าง สำหรับการปรับแก้ค่าดัชนีทางโครงสร้าง จะแสดงไว้ให้ตารางที่ 3.4 และตามรางที่ 3.5 ซึ่งเป็นค่าดัชนีของโครงสร้างของอาคารจากค่าเฉลี่ยที่ได้จากการสำรวจเทียบกับดัชนีของอาคารตัวอย่าง โดยเป็นแบบโครงสร้างเดิมของอาคาร จะได้อาคารตัวอย่างที่มีลักษณะตามรูปที่ 3.1-2 แบบโครงสร้างดังรูปที่ 3.1-3 สำหรับหน้าตัดเสา-คาน แสดงในรูปที่ 3.1-4

การศึกษานี้จะสมมุติค่ากำลังวัสดุ เพื่อใช้ในแบบจำลองให้มีค่าดังนี้

- กำลังอัดของคอนกรีตทรงกระบอกที่ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 21 MPa
- เหล็กข้ออ้อยสำหรับเสาและคานคือเกรด SD30 และเหล็กกลมสำหรับเหล็กปลอกคือเกรด SR24

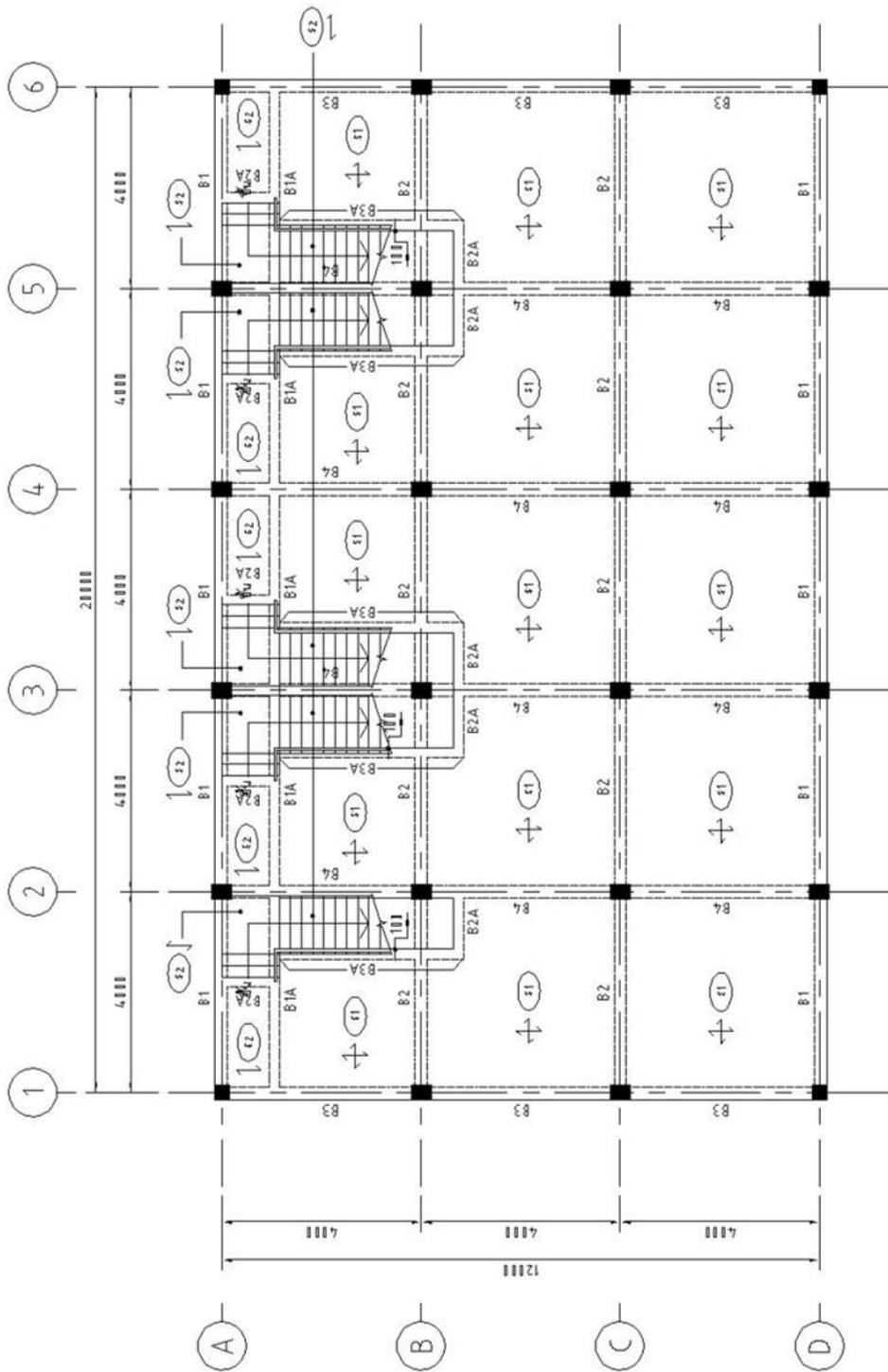


รูปที่ 3.1-2 ลักษณะของอาคารตัวอย่าง



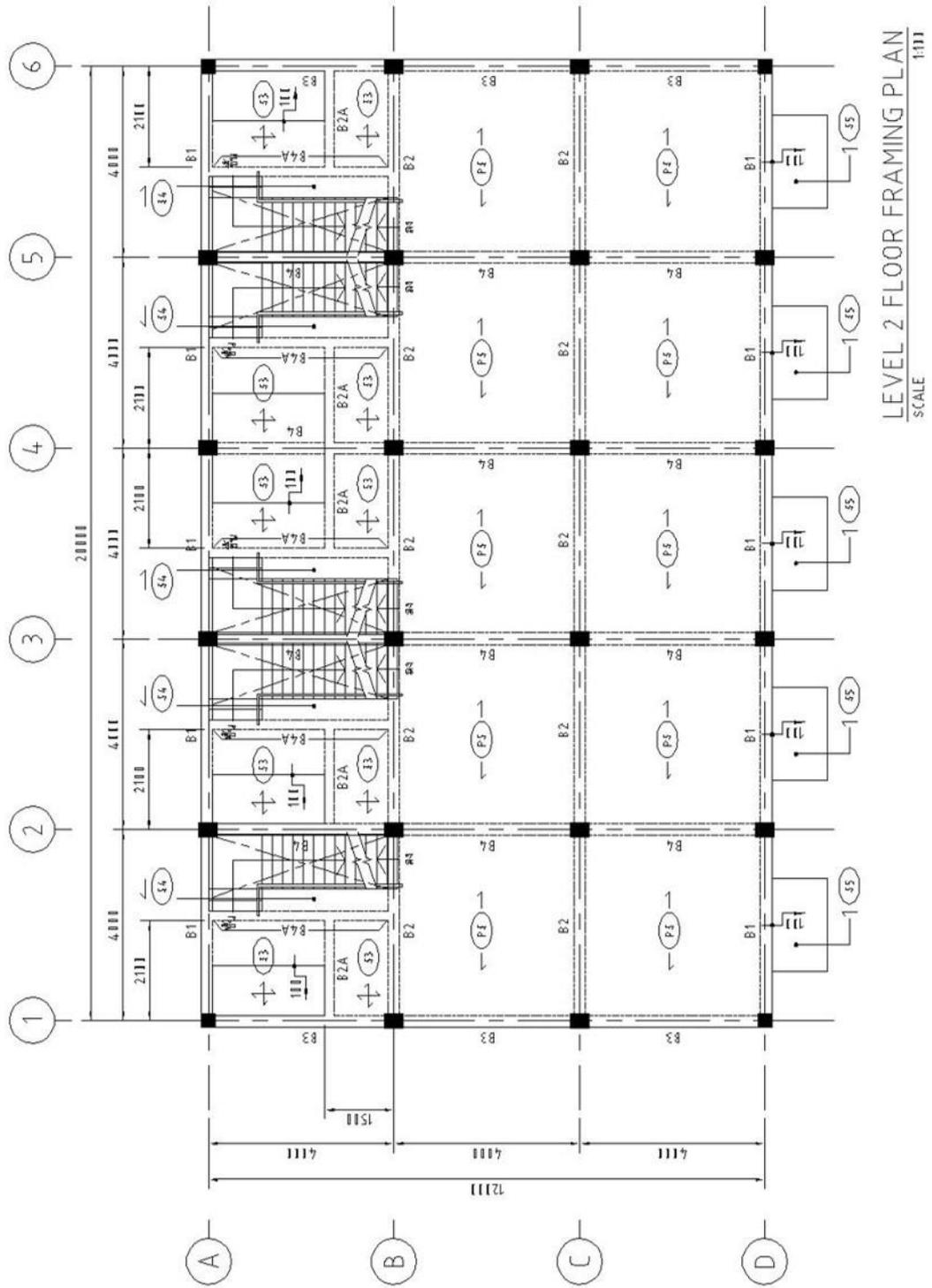
FOUNDATION PLAN  
SCALE 1/100

ก) แปลนฐานราก  
รูปที่ 3.1-3 แปลนโครงสร้างอาคารตัวอย่าง

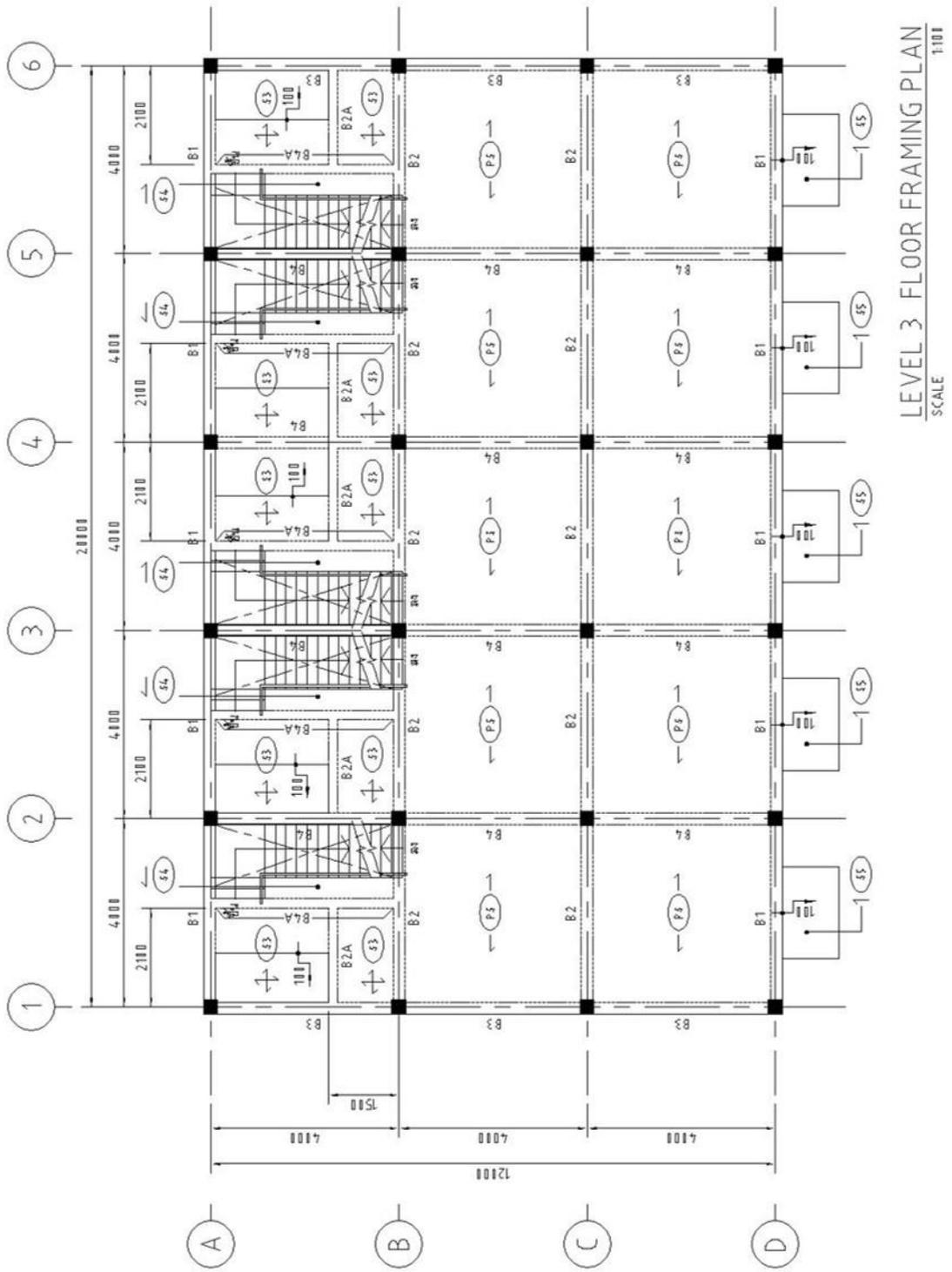


GROUND FLOOR FRAMING PLAN  
SCALE 1/100

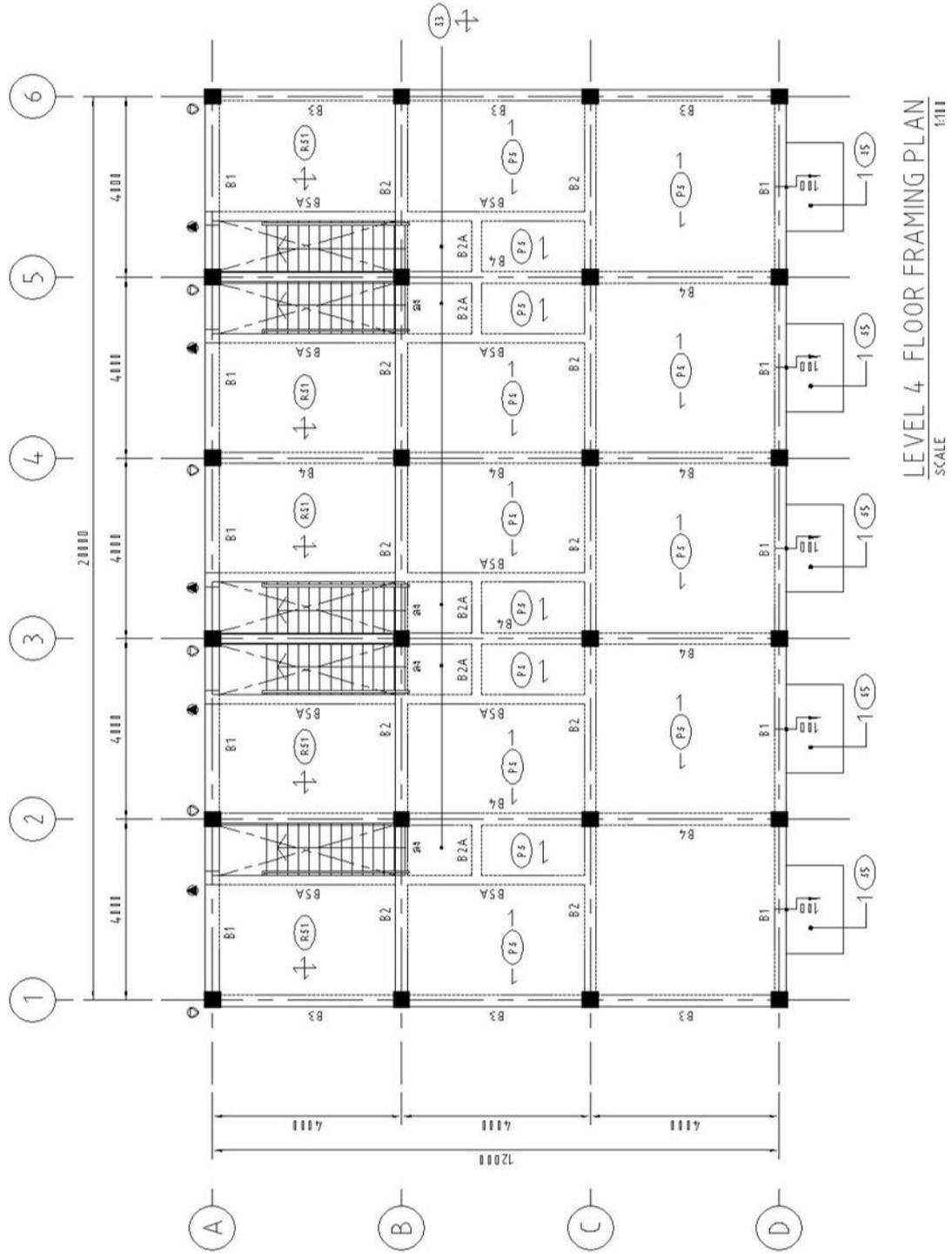
ข) แปลนชั้นกราวด์  
รูปที่ 3.1-3 แปลน โครงสร้างอาคารตัวอย่าง (ต่อ)



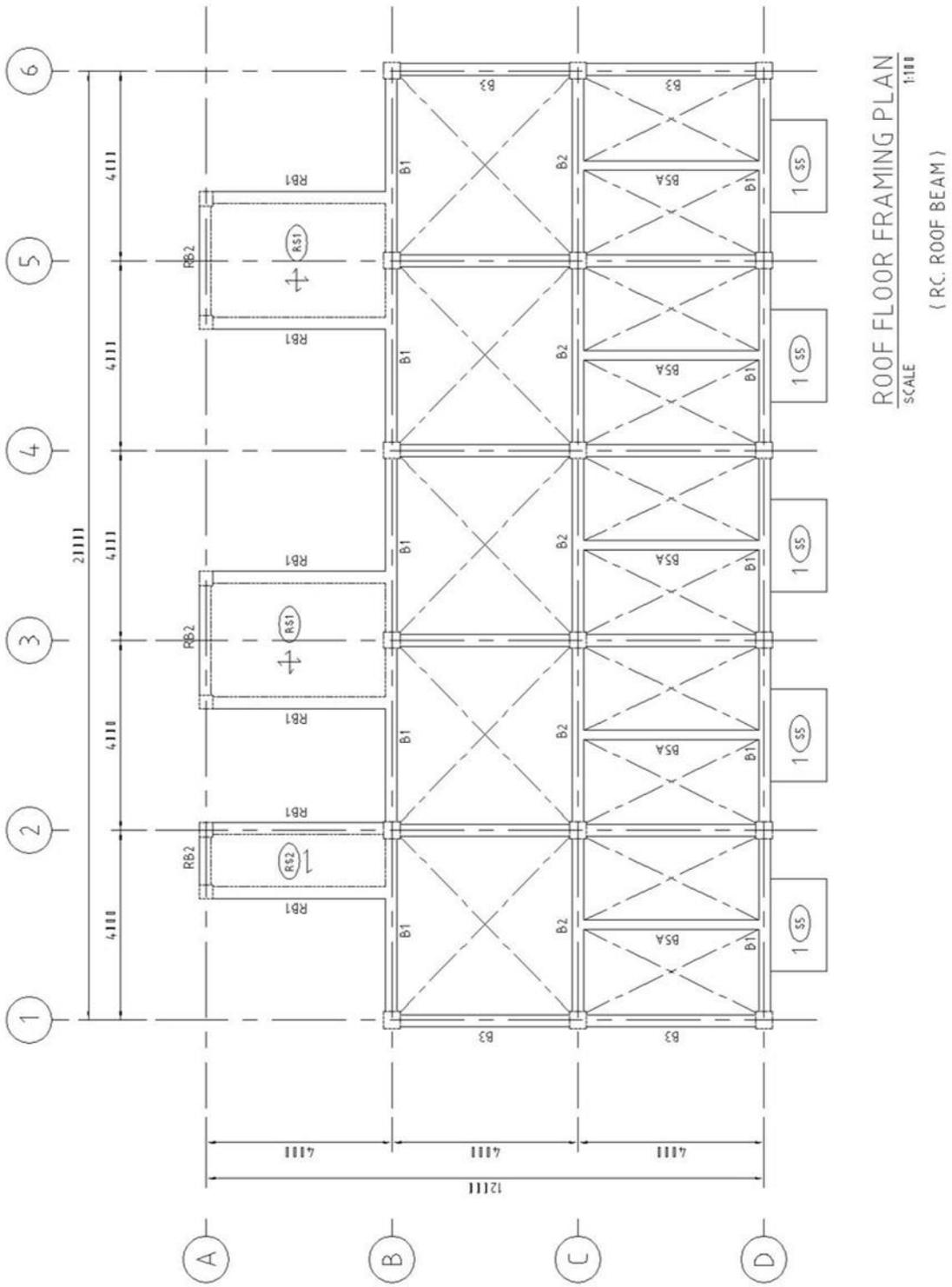
ค) แปลนชั้น 2  
 รูปที่ 3.1-3 แปลนโครงสร้างอาคารตัวอย่าง (ต่อ)



ง) แปลนชั้น 3  
 รูปที่ 3.1-3 แปลน โครงสร้างอาคารตัวอย่าง (ต่อ)



จ) แปลนชั้น 4  
 รูปที่ 3.1-3 แปลน โครงสร้างอาคารตัวอย่าง (ต่อ)

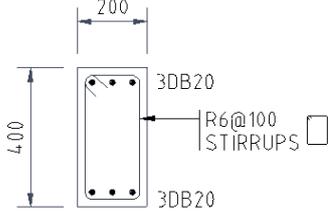
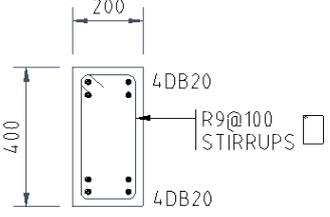
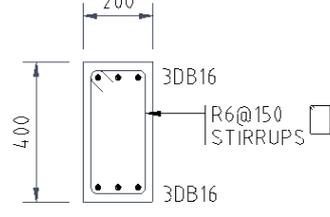
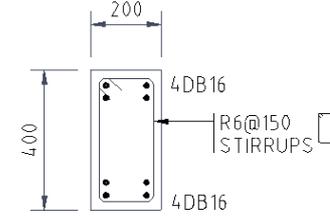


จ) แปลนชั้นหลังคา  
รูปที่ 3.1-3 แปลน โครงสร้างอาคารตัวอย่าง (ต่อ)

FLR \ COL	C1	C2	C3	C4
ROOF				
LEVEL 4				
LEVEL 3	 4DB16 MAIN 2RB6@200 STIRRUP	 4DB20 MAIN 2RB6@200 STIRRUP	 4DB20 MAIN 2RB6@200 STIRRUP	 4DB20 MAIN 2RB6@200 STIRRUP
LEVEL 2	 4DB16 MAIN 2RB6@200 STIRRUP	 4DB20 MAIN 2RB6@200 STIRRUP	 4DB20 MAIN 2RB6@200 STIRRUP	 6DB20 MAIN 2RB6@200 STIRRUP
LEVEL 1		 6DB20 MAIN 2RB6@200 STIRRUP	 6DB20 MAIN 2RB6@200 STIRRUP	 10DB20 MAIN 2RB6@200 STIRRUP
FOUNDATION	 8DB16 MAIN 2RB6@200 STIRRUP	 8DB20 MAIN 2RB6@200 STIRRUP	 10DB20 MAIN 2RB6@200 STIRRUP	 10DB20 MAIN 2RB6@200 STIRRUP

ก) หน้าตัดเสา

รูปที่ 3.1-4 รูปตัวอย่างหน้าตัดเสาและคานของอาคารตัวอย่าง

B1	
B2	
B3	
B4	

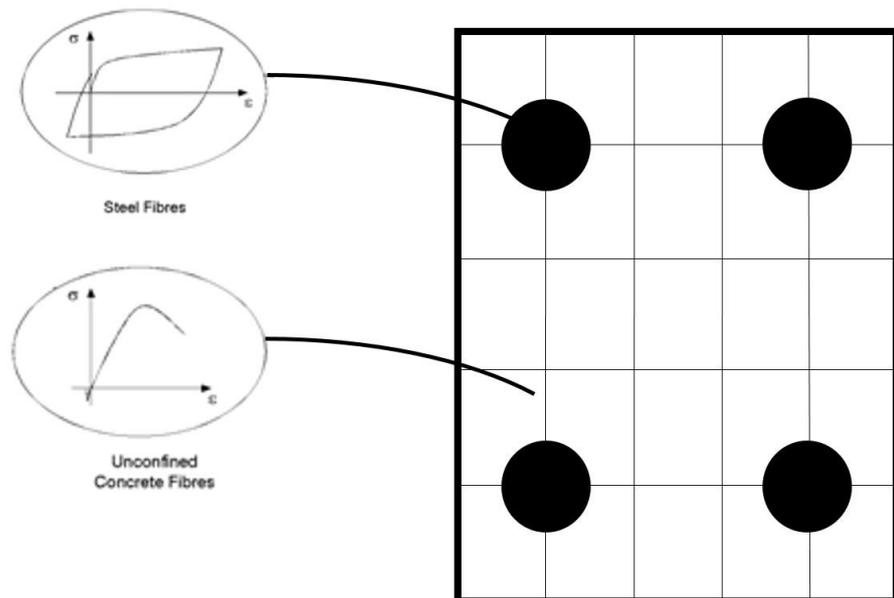
ข) หน้าตัดคาน

รูปที่ 3.1-4 รูปตัวอย่างหน้าตัดเสาและคานของอาคารตัวอย่าง (ต่อ)

## บทที่ 4 การวิเคราะห์โครงสร้าง

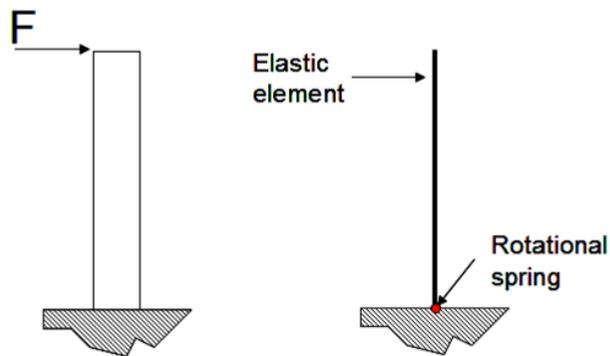
### 4.1 การจัดทำแบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้าง

การศึกษานี้แบ่งวิธีการจำลองชิ้นส่วน โครงสร้างออกเป็น 3 แบบ แบบแรกคือแบบจำลองแบบไฟเบอร์ (Fiber Model) ซึ่งเป็นแบบจำลองที่แบ่งหน้าตัดของโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนย่อยๆ ในหน้าตัดหนึ่งๆ อาจจะแบ่งเป็นชิ้นส่วนย่อย (Fiber) จำนวนมาก ดังรูปที่ 4.1-1 แต่ละชิ้นส่วนจะจำลองความสัมพันธ์ของวัสดุที่ตำแหน่งนั้นๆ เช่น ค่าหน่วยแรงและความเครียด (Stress-Strain Relationship) หรือค่าแรงต่อการเสียรูป (Force-Deformation Relationship) ทำให้การจำลองวัสดุมีความใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบ แบบจำลองนี้สามารถประเมินพฤติกรรมการรับแรงของโครงสร้างได้อย่างละเอียดสมจริง โดยสามารถแสดงลักษณะการวิบัติของคอนกรีตและเหล็กเสริมในรูปแบบต่างๆ ดังกล่าวข้างต้นได้ แบบจำลองนี้จึงเหมาะสำหรับการวิเคราะห์แบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear Time-History Analysis) ซึ่งเป็นวิธีการที่ถือว่าให้ผลการวิเคราะห์ที่ตรงกับพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวมากที่สุด



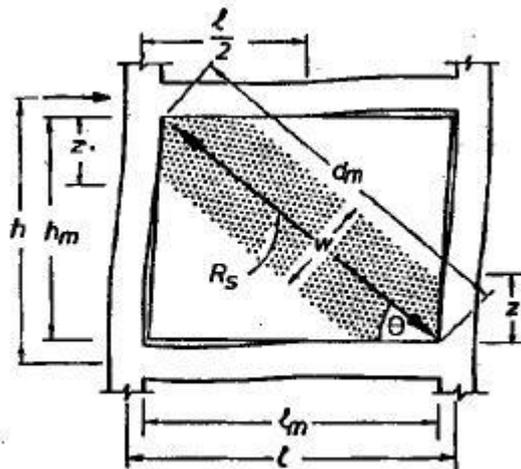
รูปที่ 4.1-1 พฤติกรรมของวัสดุซึ่งเป็นส่วนประกอบของหน้าตัด

สำหรับแบบที่สอง คือแบบจำลองแบบรวมพฤติกรรมพลาสติก (Lumped Plasticity Model) แบบจำลองที่รวมการเสียดรูปแบบอินเลาสติกไว้ที่จุดๆเดียวที่ปลายองค์อาคารดังรูปที่ 4.1-2 แบบจำลองนี้มีความซับซ้อนน้อยกว่าแบบจำลองแบบไฟเบอร์ จึงคำนวณได้เร็ว เป็นแบบจำลองที่วิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างที่ให้ผลดี และใช้เวลาในการคำนวณไม่นาน



รูปที่ 4.1-2 แบบจำลองแบบ Lumped Plasticity Model

แบบที่สาม คือแบบจำลองค้ำยันแนวทแยงที่รับแรงอัดได้เพียงอย่างเดียว (Equivalent Diagonal Compression Strut) ซึ่งมีลักษณะเป็นค้ำยันและด้านทานเฉพาะแรงอัดตามแนวแกน จัดวางเป็นรูปแบบแบบเดี่ยว (Single strut) ใช้จำลองพฤติกรรมของผนังอิฐก่อ รูปที่ 4.1-3

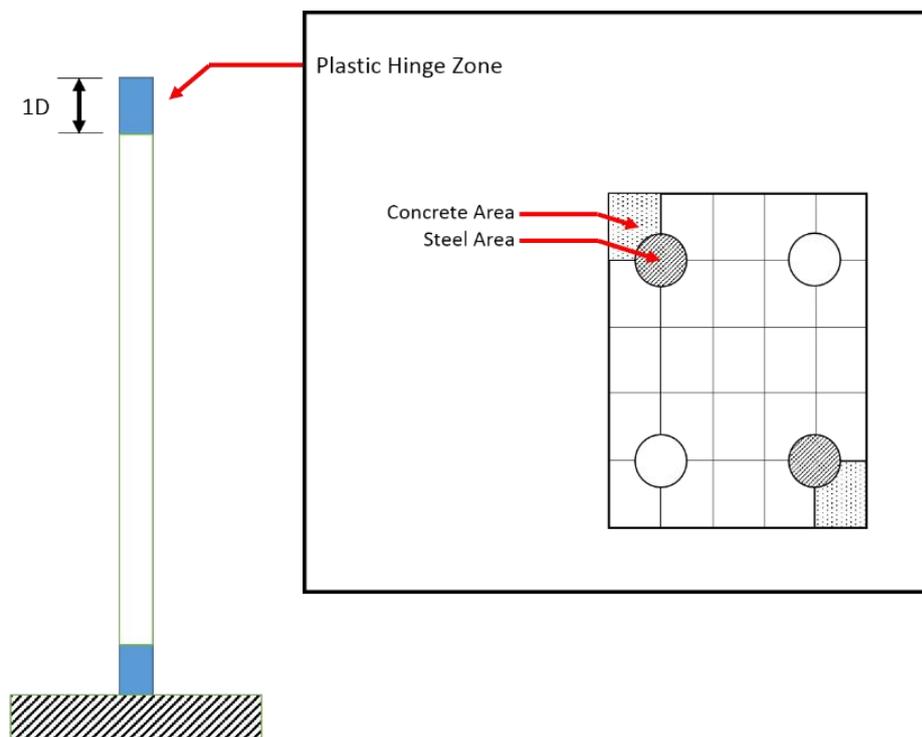


รูปที่ 4.1-3 พฤติกรรมของผนังอิฐก่อภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง (Paulay and Priestley 1992)

## 4.2 การกำหนดพฤติกรรมการเสียรูปสำหรับแบบจำลองเสา-คาน

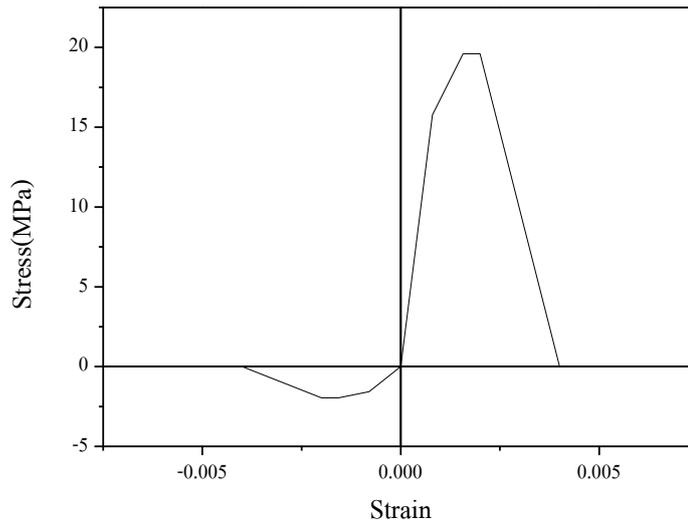
โดยทั่วไปเสาที่ไม่ได้ทำการออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวจะมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอกที่ต่ำ เนื่องจากใช้ปริมาณเหล็กเสริมขั้นต่ำตามที่มาตรฐานการออกแบบแนะนำไว้ นอกจากนี้ในการก่อสร้างมักจะนิยมต่อทาบเหล็กขึ้นในเสาในตำแหน่งที่วิกฤติ หรือบริเวณจุดหมุนพลาสติก เช่น ที่โคนเสา หรือ บริเวณตำแหน่งเหนือพื้นเล็กน้อย เนื่องจากง่ายต่อการปฏิบัติงาน หรือไม่ได้เพิ่มระยะเรียงของเหล็กเสริมดังกล่าวในบริเวณที่เกิดจุดหมุนพลาสติก ทำให้เสาเหล่านี้ไม่ได้คุณภาพตามที่มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวกำหนดไว้ (Substandard Structures) และไม่สามารถพัฒนากำลังและความเหนียวได้อย่างเต็มที่ ซึ่งอาจก่อให้เกิดความเสียหายหรือการวิบัติอย่างฉับพลันได้หลายรูปแบบ เช่น การวิบัติเฉือน การวิบัติเนื่องจากการโอบรัดไม่พอเพียงหรือเพียงพอและไม่มีประสิทธิภาพ และ การวิบัติที่เกิดจากการครูดอกของเหล็กเสริม

การจำลองโครงสร้างของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กในการวิเคราะห์ใช้วิธีการจำลองแบบไฟเบอร์ (Fiber) โดยแบ่งหน้าตัดออกเป็น 2 ส่วนคือส่วนของคอนกรีต และเหล็กเสริม ตามรูปที่ 4.2-1 ไม่มีการพิจารณาเหล็กปลอกเสา เนื่องจากการแบบอาคารไม่ได้มีการออกแบบเพื่อให้อาคารสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว และระยะเรียงของเหล็กปลอกเสามีระยะที่ห่าง การกำหนดพฤติกรรมการเสียรูป ทำโดยกำหนดจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) บริเวณปลายทั้งสองด้าน ซึ่งเป็นจุดที่เกิดโมเมนต์ตัดสูงกว่าจุดอื่น และเป็นจุดที่เกิดการวิบัติ โดยกำหนดที่ระยะเท่ากับ 1 เท่าของความลึกของหน้าตัด



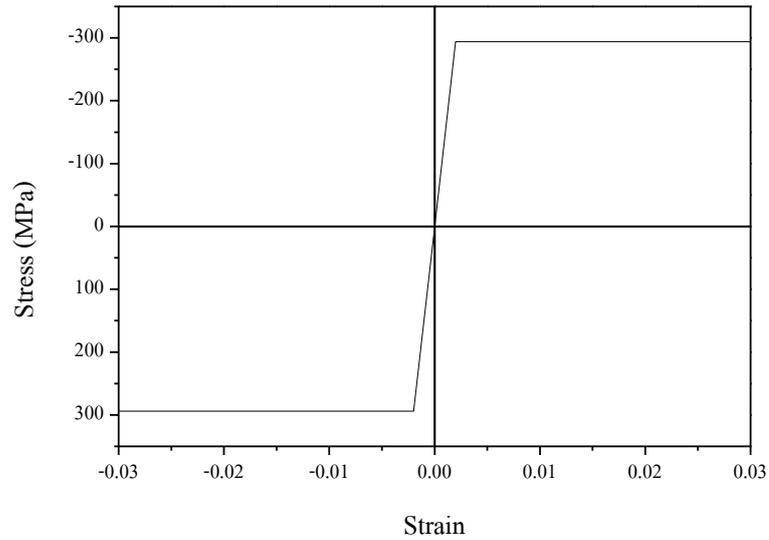
รูปที่ 4.2-1 การจำลองหน้าตัด

ในการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมสำหรับแต่ละไฟเบอร์ คอนกรีตจะสมมุติให้มีลักษณะเป็นคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Unconfined Concrete) เนื่องจากปริมาณเหล็กปลอกที่มีค่อนข้างน้อยในอาคารตัวอย่าง ในการศึกษาได้นำผลงานวิจัยของ Mander และ Park [3] มาใช้ในการประเมินหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดโดยสมมุติให้มีลักษณะเป็นเส้นตรงหลายเส้น (Multi Linear) ดังรูปที่ 4.2-2



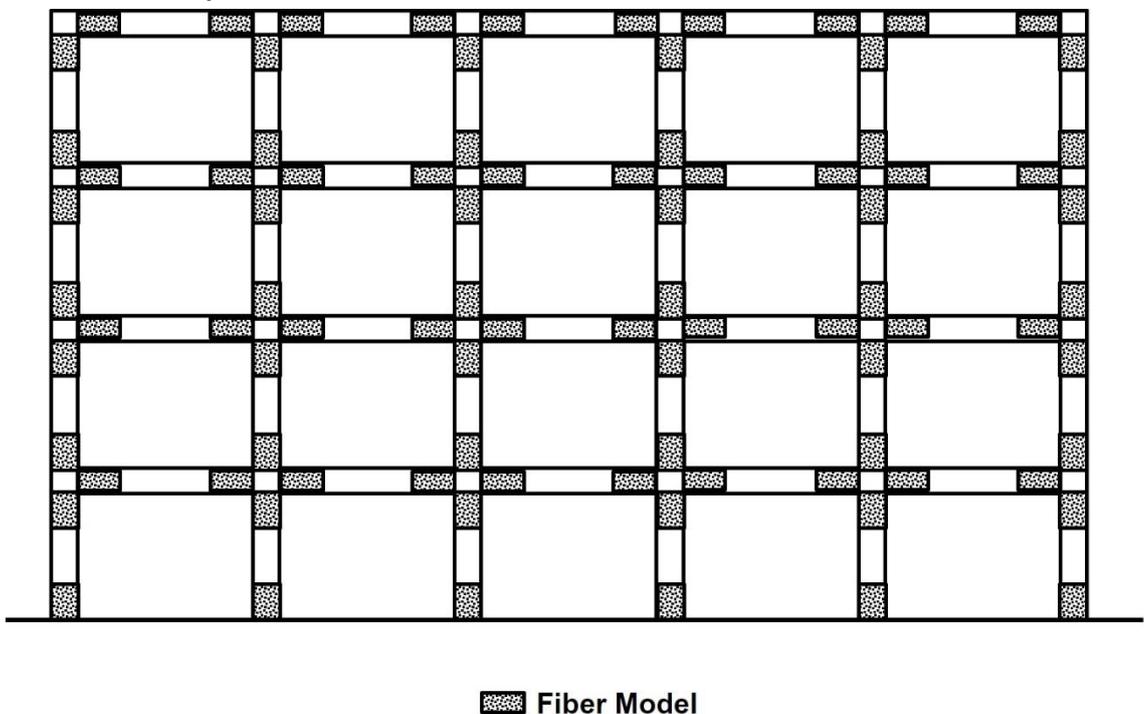
**รูปที่ 4.2-2** แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง-ความเครียดของคอนกรีต  
ตามแบบจำลองของ Mander และ Park

ในการสร้างแบบจำลองของเหล็กเสริม เนื่องจากเป็นอาคารที่มีการสร้างมาแล้ว ประกอบคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ใช้เป็นเหล็กเกรด SD30 สำหรับการศึกษา เนื่องจากเป็นการประเมินอาคารที่มีการก่อสร้างแล้ว จะใช้ค่าแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริม ( $f_y$ ) มาใช้ในการสร้างแบบจำลองของเหล็กเสริม โดยในการวิเคราะห์โครงสร้างในโปรแกรมคอมพิวเตอร์ จะสร้างความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริม เพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างได้ตามรูปที่ 4.2-3



รูปที่ 4.2-3 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง-ความเครียดของเหล็กเสริม

ในการจัดทำแบบจำลองโครงสร้าง จะจำลองเสาคานเป็นองค์อาคารผสม (Compound Component) ประกอบด้วย ส่วนที่เป็นอิลาสติกช่วงกลางคาน และส่วนที่เป็นพลาสติกช่วงปลายคานทั้งสองด้าน โดยในส่วนของความยาวพลาสติก สำหรับแบบจำลองเสาและคานจะกำหนดให้เป็นแบบจำลองไฟเบอร์ (Fiber model) ดังรูปที่ 4.2-4



รูปที่ 4.2-4 แบบจำลองคานและเสาในโครงสร้าง

### 4.3 แบบจำลองผนังอิฐก่อ

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่พบเห็นทั่วไปในประเทศ ส่วนใหญ่จะเป็น โครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ การออกแบบอาคารจะไม่ให้ผนังก่ออิฐไม่ได้รับแรงใดๆ เป็นเพียงน้ำหนักบรรทุกคงที่และส่วนประกอบในด้านความสวยงามของโครงสร้างเท่านั้น แต่ในความเป็นจริงเมื่อเกิดแผ่นดินไหว ผนังอิฐก่อในโครงสร้างมีส่วนช่วยให้โครงสร้างสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ดีขึ้น ดังนั้นการวิเคราะห์โครงสร้างจำเป็นต้องจำลองผนังอิฐก่อในแบบจำลอง เพื่อให้พฤติกรรมของแบบจำลองใกล้เคียงกับโครงสร้างจริง

#### 4.3.1 แบบจำลองคุณสมบัติไร้เชิงเส้นของผนังอิฐก่อ

ถึงแม้ว่าจะมีผู้ทำการศึกษาวิจัย โครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังก่ออิฐ (Masonry infilled walls) แล้วเป็นจำนวนมาก แต่เป็นเพียงผนังก่ออิฐปกติทั่วไป แตกต่างจากผนังอิฐก่อในประเทศไทยที่ก่อสร้างจริงในปัจจุบัน ซึ่งประกอบด้วย เสาเอ็น ทับหลัง และเหล็กเสริมระหว่าง โครงอาคารกับผนัง รวมทั้งคุณสมบัติของวัสดุ เช่น กำลังอัดของอิฐ กำลังอัดของมอร์ตาร์สำหรับก่ออิฐ และอื่น ๆ

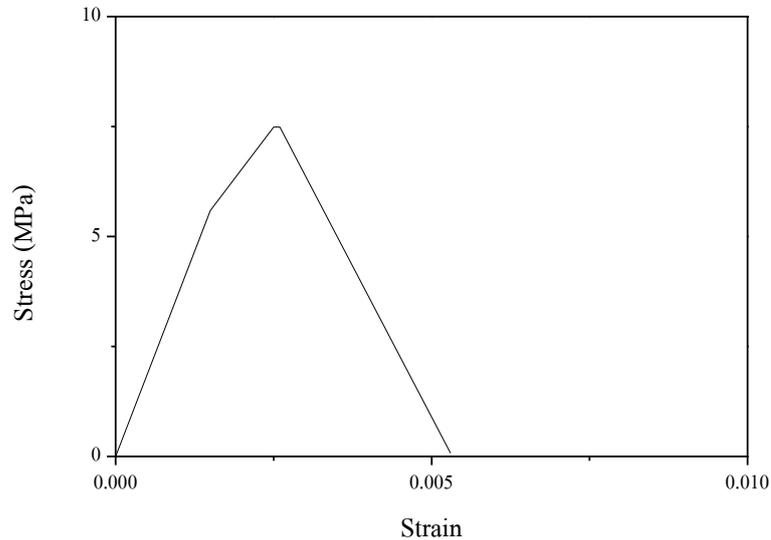
การศึกษานี้จะจำลองให้กำแพงอิฐก่อมีลักษณะเป็นค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่รับแรงอัดได้เพียงอย่างเดียว (Equivalent Diagonal Compression-only Strut) การจำลองจะทำการกำหนดลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของวัสดุผนัง จากนั้นจึงนำคุณสมบัติไปกำหนดพฤติกรรมค้ำยันเทียบเท่า

การสร้างแบบจำลองความสัมพันธ์ไร้เชิงเส้นของผนังอิฐก่อ ใช้แบบจำลองของ Kaushil, H.B., Rai, D.C. และ Jain, S.K. [7] ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ของปริซึมอิฐก่อที่ควบคุมด้วยค่าความแข็งแรง (Strength) ของมอร์ตาร์ที่ใช้ในการก่ออิฐ ดังที่อธิบายไว้ในบทที่ 2

การจำลองกำลังรับแรงอัดของผนังอิฐก่อจะใช้ค่าจากการทดสอบของเกริกฤทธิ พรหมดวง [4] ในการกำหนดคุณสมบัติของผนังอิฐก่อ และหาความสัมพันธ์ของวัสดุที่เหมาะสมจากการเปรียบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบตัวอย่างอาคาร ซึ่งจะอธิบายไว้ในหัวข้อที่ 4.4

ผลการศึกษาดังกล่าว สามารถสร้างแบบจำลองไร้เชิงเส้นของกำแพงอิฐก่อ เพื่อใช้ในแบบจำลองค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่รับแรงอัดได้เพียงอย่างเดียว (Equivalent Diagonal Compression Strut) ในการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยค่าอิลาสติกโมดูลัส (Modulus of Elasticity) ของกำแพงอิฐก่อที่คำนวณจากสมการ  $E_m \approx 550f'_m$  และความสัมพันธ์ไร้เชิงเส้นของผนังอิฐก่อ ใช้รูปแบบตามผลการศึกษาของ Kaushil, H.B., Rai, D.C. และ Jain, S.K. [7] ซึ่งได้ทำการทดสอบหาความสัมพันธ์ของหน่วยแรง

และความเครียดของผนังอิฐก่อ โดยความสัมพันธ์จะถูกควบคุมด้วยกำลัง (Strength) ของมอร์ต้าที่ใช้ในการก่ออิฐหรือปูนก่ออิฐ สำหรับการศึกษานี้จะใช้อัตราส่วน 1:0:3 ซึ่งใกล้เคียงกับอัตราส่วนผสมปูนก่อของประเทศไทย ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดของผนังอิฐก่อเป็นดังรูปที่ 4.3-1



รูปที่ 4.3-1 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของกำแพงอิฐก่อ

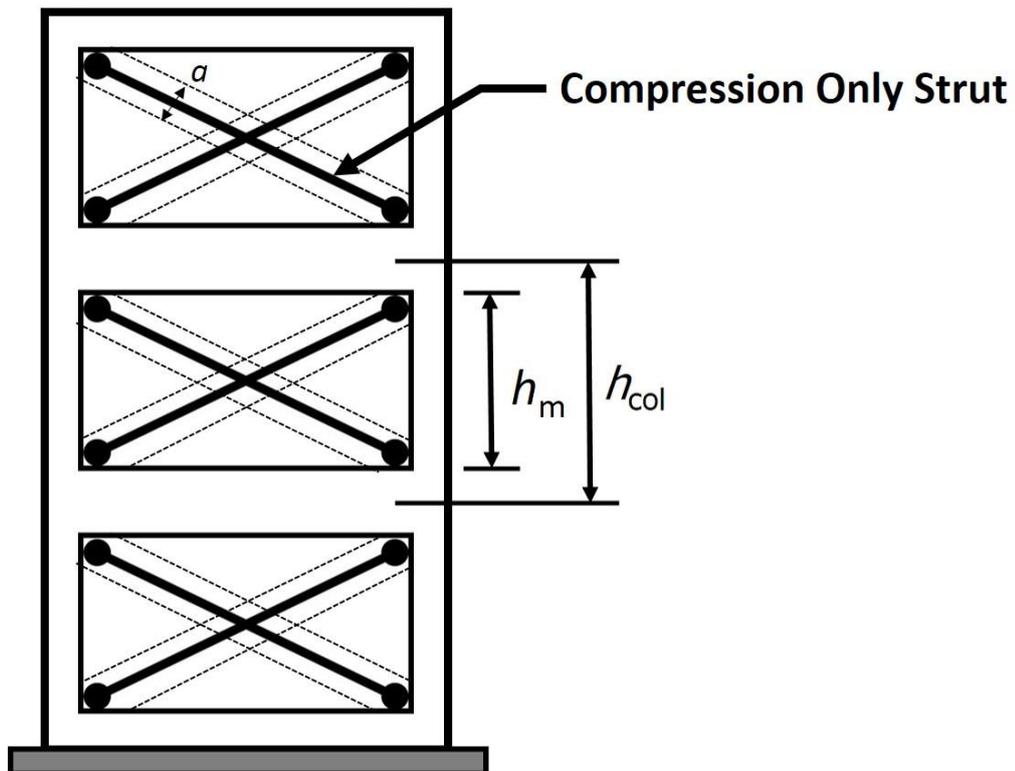
#### 4.3.2 การจำลองสติฟเนสค้ำยันของผนังอิฐก่อ

ในการศึกษานี้จะจำลองสติฟเนสของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่รับแรงอัดได้เพียงอย่างเดียว (Equivalent Diagonal Compression Strut) จัดวางเป็นรูปแบบแบบกากบาท วางทแยงระหว่างมุมหัวเสาด้านบนกับมุมโคนเสาด้านล่าง ดังรูปที่ 4.3-2 ในการจำลองค่าสติฟเนสจะจำลองตามวิธีของ FEMA356 [8] คือใช้การค้ำยันแนวทแยงตัวเดียวที่มีความกว้างเท่ากับ  $a$  คำนวณตามสมการที่ 2.2 และ 2.3 โดยรายละเอียดตัวแปรต่างๆ จะอธิบายไว้ในบทที่ 2

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} f_{int} \quad (\text{in}) \quad (2.2)$$

และ

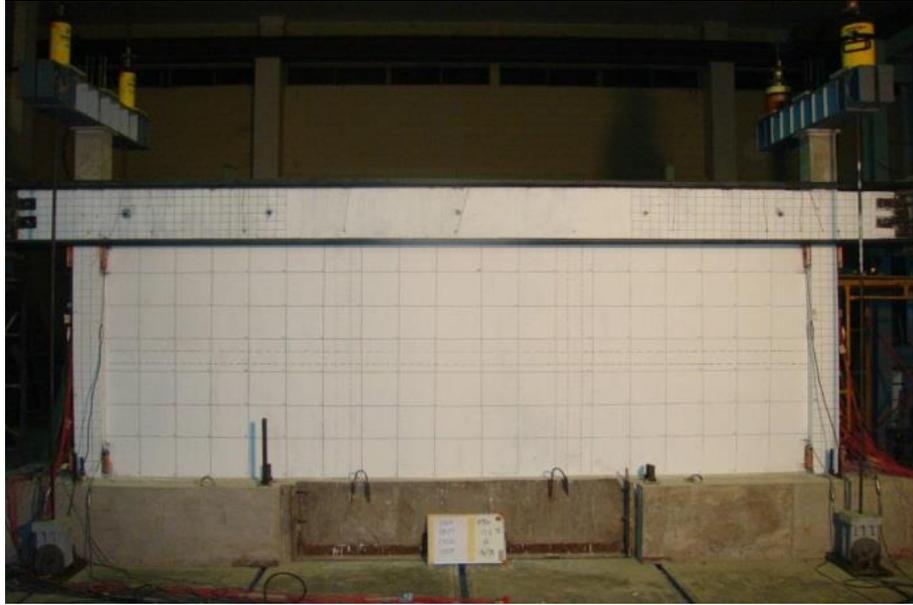
$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_t t \sin(2\theta)}{4E_f I_c h_m}} \quad (2.3)$$



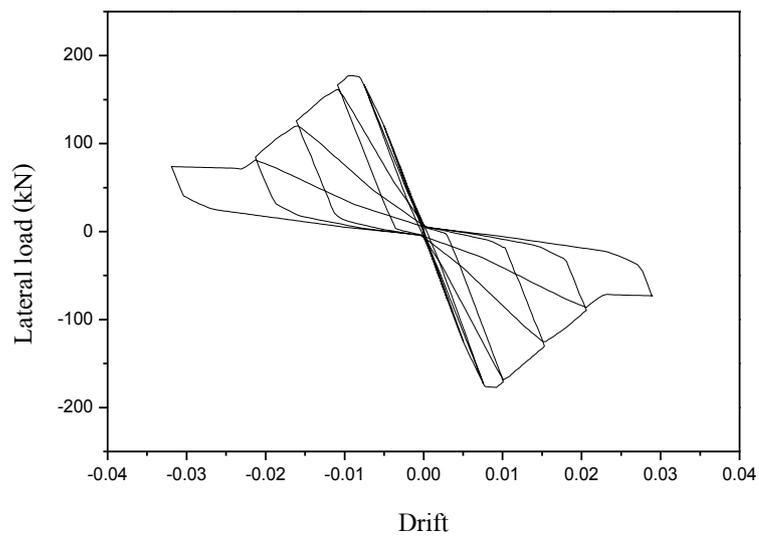
รูปที่ 4.3-2 ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่ารับแรงอัดเพียงอย่างเดียว (Equivalent compression strut)

#### 4.4 การปรับแก้แบบจำลอง

ในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างอาคารในการวิเคราะห์ จำเป็นที่จะต้องทำการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ในแบบจำลองวัสดุและโครงสร้าง เพื่อให้แบบจำลองมีความแม่นยำถูกต้อง การศึกษานี้จะทำการเปรียบเทียบแบบจำลองจากผลการทดสอบโครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงสลับทิศ [4] อาคาร 1 ชั้น ซึ่งเป็นตัวแทนของโครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างจริงในเขตกรุงเทพมหานคร ดังรูปที่ 4.4-1 และได้ผลการทดสอบ ดังรูปที่ 4.4-2

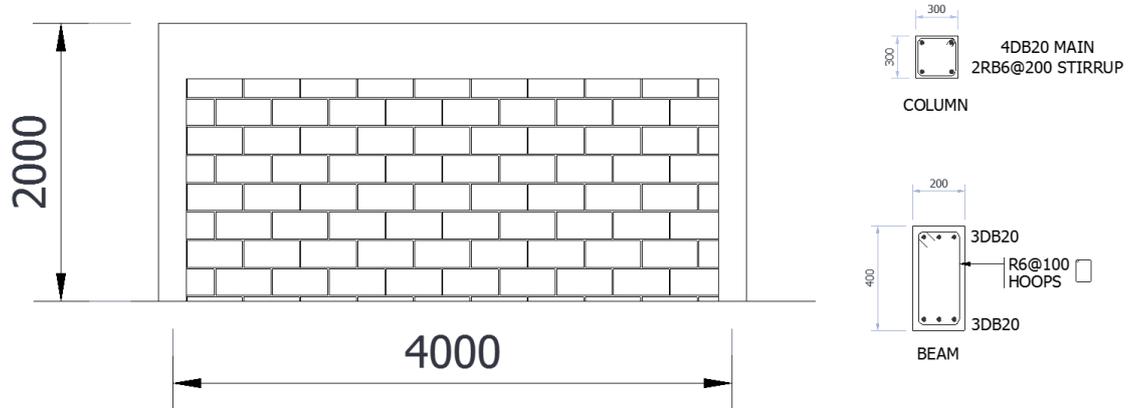


รูปที่ 4.4-1 ตัวอย่างการทดสอบ [4]

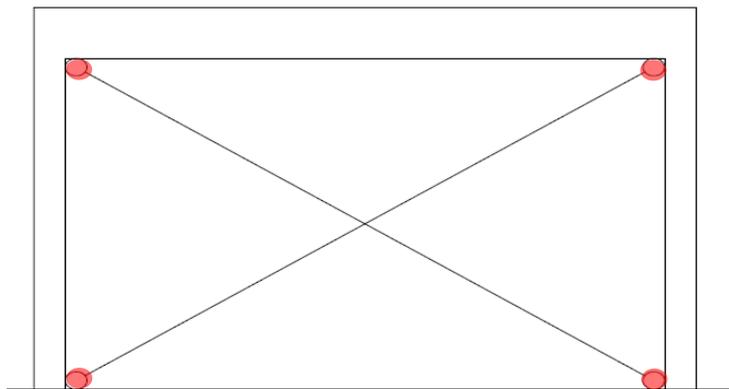


รูปที่ 4.4-2 ผลการทดสอบ โครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงสลับทิศ

ในการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์จะทำการสร้างแบบจำลอง โครงสร้าง ดังรูปที่ 4.4-3 มีลักษณะเป็น โครงเสา-คาน และมีกำแพงอิฐก่อ โดยที่กำแพงอิฐก่อจะจำลองค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่รับแรงอัดได้เพียงอย่างเดียว (Equivalent Diagonal Compression Strut) และใช้เป็นค้ำยันเดี่ยว (single Strut) รูปที่ 4.4-4

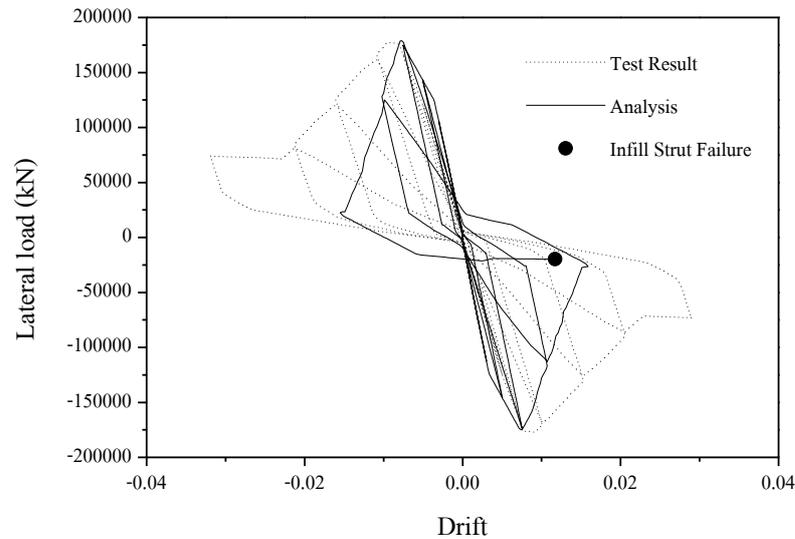


รูปที่ 4.4-3 การทดสอบ โครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงสลับทิศ



รูปที่ 4.4-4 แบบจำลองค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่รับแรงอัดได้เพียงอย่างเดียวแบบค้ำยันเดียว

ในการศึกษานี้ จะทำการเปรียบเทียบแบบจำลองโดยอาศัยผลการวิเคราะห์แบบจำลองในรูปที่ 4.4-4 และปรับเปลี่ยนพารามิเตอร์ของแบบจำลองจนได้ผลการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับค่าจากการทดสอบ ผลการเปรียบเทียบพบว่าแบบจำลองสามารถจำลองพฤติกรรมกรรมการรับแรงได้ใกล้เคียงกับผลทดสอบ ในช่วงการรับแรงตั้งแต่เริ่มจนถึงจุดที่เกิดการวิบัติขึ้น แต่ความสามารถในการเสีรूपจากแบบจำลองจะน้อยกว่าผลจากการทดสอบ ซึ่งหมายความว่าแบบจำลองนี้ จะให้ผลทางการวิเคราะห์ไปทางด้านที่ เกิดความเสียหายมากกว่าความเป็นจริง ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 4.4-5



รูปที่ 4.4-5 การเปรียบเทียบค่าระหว่างผลการทดสอบกับค่าจากแบบจำลอง

#### 4.5 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Procedure) แบบ 3 มิติ จะต้องใช้คู่ของคลื่นแผ่นดินไหวกระทำที่ฐานของโครงสร้างใน 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกันพร้อมๆ กัน การคัดเลือกแผ่นดินไหวจะใช้ข้อมูลที่บันทึกได้จากเหตุการณ์จริง ทำการปรับค่าให้สอดคล้องกับสถานการณ์ที่คาดว่าจะเกิดขึ้น การวิเคราะห์โครงสร้างจะทำที่ระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวสามระดับ คือ ระดับรุนแรงน้อยถึงปานกลาง อาศัยตัวอย่างที่ อ.เมือง จ.กำแพงเพชร ระดับรุนแรงปานกลางถึงสูง อาศัยตัวอย่างที่ อ.เมือง จ.กาญจนบุรี และระดับรุนแรงสูงถึงสูงมาก อาศัยตัวอย่างที่ อ.วังชิ้น จ.แพร่ โดยแต่ละกรณีจะใช้คลื่นแผ่นดินไหว 7 คลื่น ข้อมูลของคลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาจากการศึกษาและรวบรวมข้อมูลของสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) โดยแต่ละกรณีจะมาจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาด 6 ถึง 7 ริกเตอร์ ซึ่งมีกราฟผลตอบสนองเชิงสเปกตรัม (Response Spectrum) ที่ได้จากการประเมินภัยแผ่นดินไหวเฉพาะบริเวณ (Site Specific Hazard Analysis) ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกมาสำหรับการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ แสดงอยู่ในตารางที่ 4.1 ถึง 4.3 และมีสเปกตรัมผลตอบสนองจะแสดงในรูปที่ 4.5-1 สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ จะแสดงในรูปที่ 4.5-2 ถึง 4.5-4

เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ประกอบด้วยคู่ของความเร่งของพื้นดินที่เกิดขึ้นพร้อมๆ กัน การปรับค่าคลื่นแผ่นดินไหวทั้งคู่จึงควรใช้ค่าคงที่ค่าเดียวกัน

**ตารางที่ 4.1** รายการคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น แบบ 3 มิติ  
ระดับรุนแรงน้อยถึงปานกลาง ตัวอย่างที่ อ.เมือง จ.กำแพงเพชร

<b>Controlling Scenario Earthquake Range</b>	
Source	Strike Slip
M	7.1-7.9
R	10 km - 60 km
Vs	180m/s - 360m/s (D)
Record Type	Any
Scaling Period	0.1s-0.5s

No.	NGA#	MSE	ScaleF	D5-95 (s)	Event	Year	Station	Mag
1	882N	0.0102	1.66	37.0 36.3	Landers	1992	North Palm Springs	7.28
2	882P							
3	884N	0.0121	2.9426	35.8 39.4	Landers	1992	Palm Springs Airport	7.28
4	884P							
5	1149N	0.0124	1.9421	35.9 31.7	Kocaeli- Turkey	1999	Atakoy	7.51
6	1149P							
7	1762N	0.0144	1.2208	24.0 27.9	Hector Mine	1999	Amboy	7.13
8	1762P							
9	1636N	0.0332	1.3197	20.2 24.7	Manjil- Iran	1990	Qazvin	7.37
10	1636P							
11	1602N	0.048	0.4252	8.5 9.9	Duzce- Turkey	1999	Bolu	7.14
12	1602P							
13	1177N	0.0613	2.4002	39.3 38.9	Kocaeli- Turkey	1999	Zeytinburnu	7.51
14	1177P							

**ตารางที่ 4.2** รายการคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น แบบ 3 มิติ  
ระดับรุนแรงปานกลางถึงสูง ตัวอย่างที่ อ.เมือง จ.กาญจนบุรี

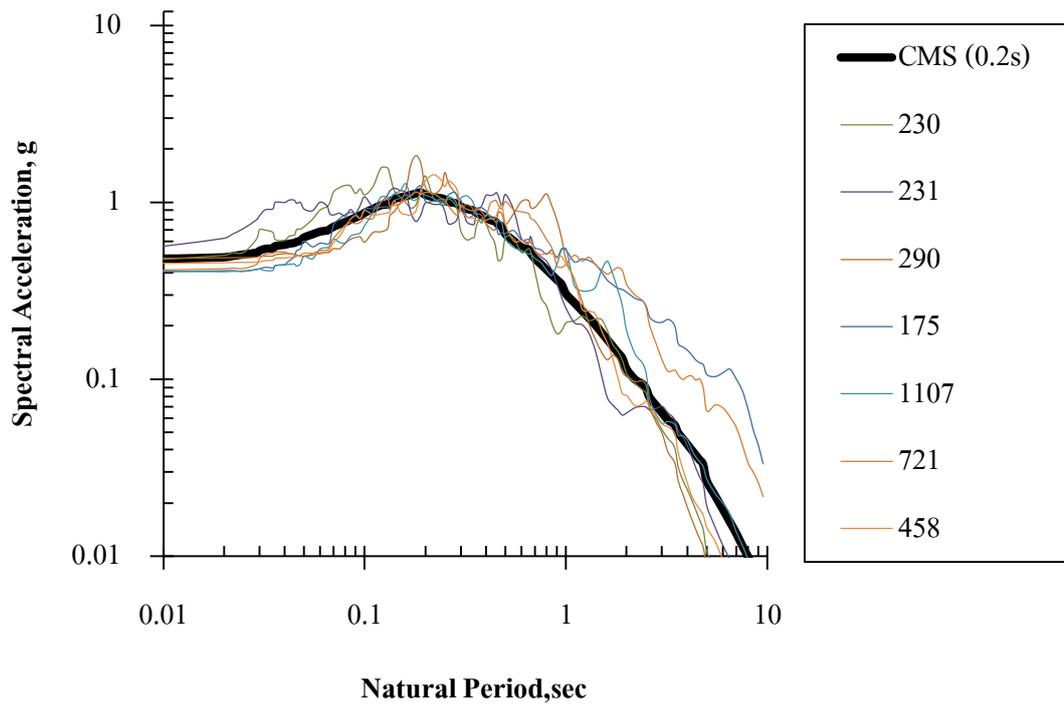
<b>Controlling Scenario Earthquake Range</b>	
Source	Strike Slip
M	6.5-7.1
R	0 km - 30 km
Vs	180m/s - 360m/s (D)
Record Type	Any
Scaling Period	0.1s-0.5s

No.	NGA#	Scale F	D5-95 (s)	Event	Year	Station	Mag
15	175N	2.4613	19.4 19.1	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #12	6.53
16	175P						
17	721N	1.2082	18.8 17.5	Superstition Hills-02	1987	El Centro Imp. Co. Cent	6.54
18	721P						
19	1107N	1.236	17.6 10.4	Kobe- Japan	1995	Kakogawa	6.9
20	1107P						
21	167N	2.2273	22.7 21.7	Imperial Valley-06	1979	Compuertas	6.53
22	167P						
23	728N	1.4121	15.2 20.2	Superstition Hills-02	1987	Westmorland Fire Sta	6.54
24	728P						
25	821N	0.9257	6.9 10.0	Erzican- Turkey	1992	Erzincan	6.69
26	821P						
27	1119N	0.553	5.1 3.4	Kobe- Japan	1995	Takarazuka	6.9
28	1119N						

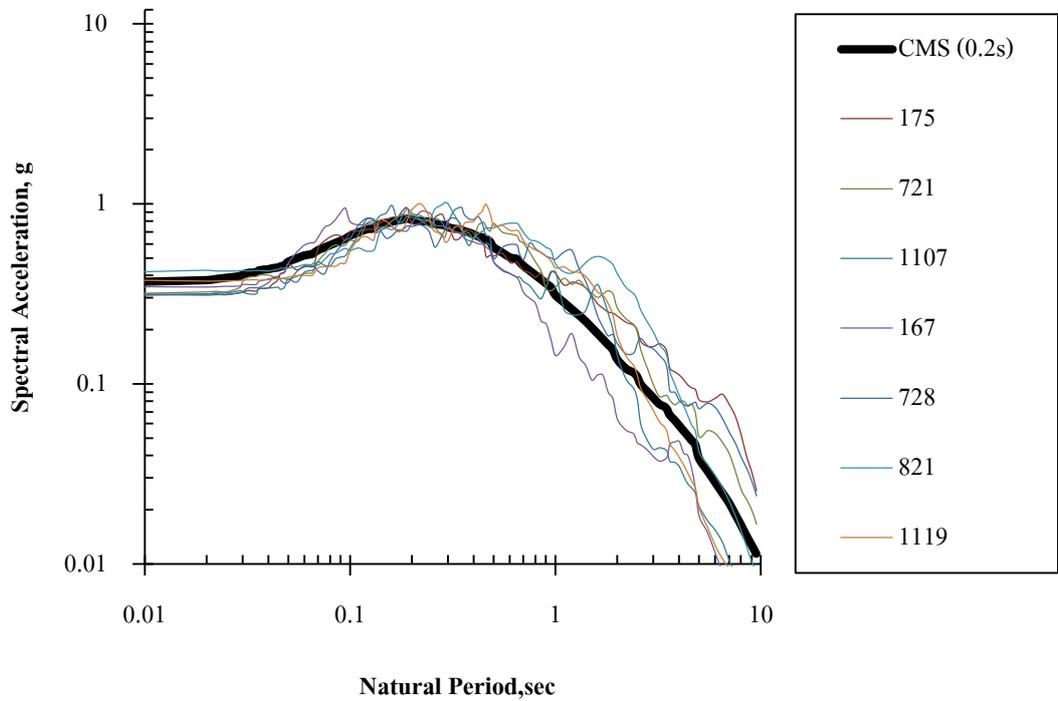
**ตารางที่ 4.3** รายการคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น แบบ 3 มิติ  
ระดับรุนแรงสูงถึงสูงมาก ตัวอย่างที่ อ.วังชิ้น จ.แพร่

<b>Controlling Scenario Earthquake Range</b>	
Source	Normal/Oblique/Strike Slip
M	6-7
R	0 km - 30 km
Vs	180m/s - 360m/s (D)
Record Type	Any
Scaling Period	0.1s-0.5s

No.	NGA#	ScaleF	D5-95(s)	Event	Year	Station	Mag
29	1141N	1.353	16.7 15.7	Dinar-Turkey	1995	Dinar	6.4
30	1141P						
31	290N	2.9923	28.4 24.0	Irpinia-Italy-01	1980	Mercato San Severino	6.9
32	290P						
33	231N	2.0341	10.1 10.9	Mammoth Lakes-01	1980	Long Valley Dam (Upr L Abut)	6.06
34	231P						
35	169N	1.3935	54.9 49.7	Imperial Valley-06	1979	Delta	6.53
36	169P						
37	1119N	0.6121	5.1 3.4	Kobe-Japan	1995	Takarazuka	6.9
38	1119P						
39	170N	1.6154	14.9 8.3	Imperial Valley-06	1979	EC County Center FF	6.53
40	170P						
41	821N	0.9791	6.9 10.0	Erzican-Turkey	1992	Erzincan	6.69
42	821P						

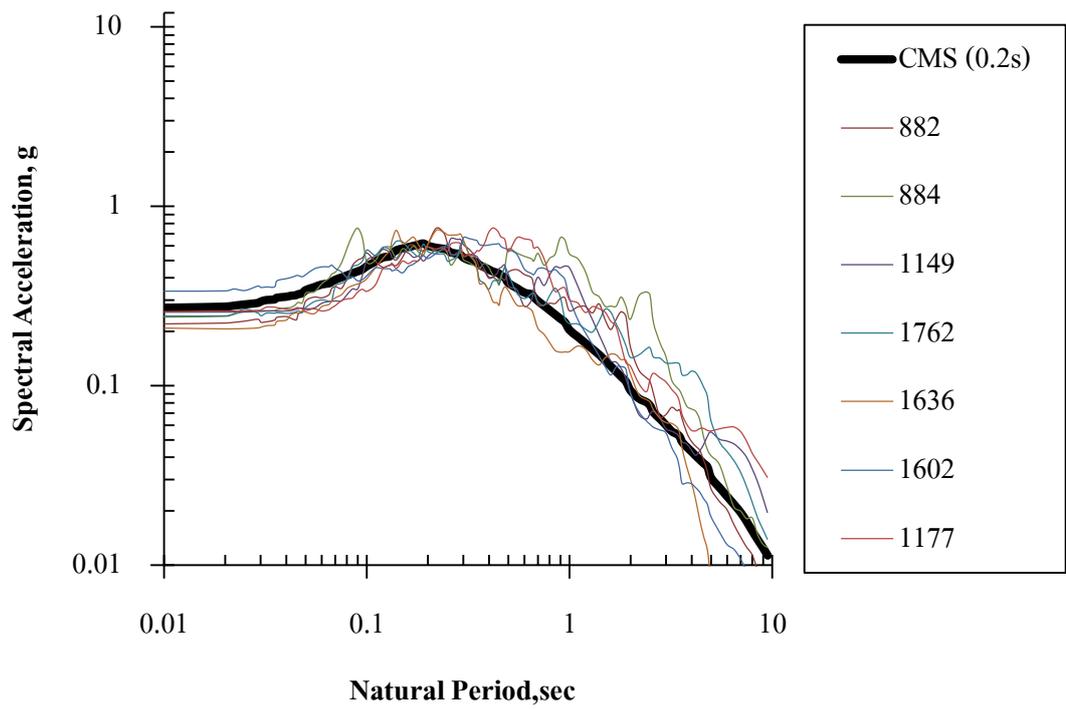


ก) อ.วังชัน จ.แพร่



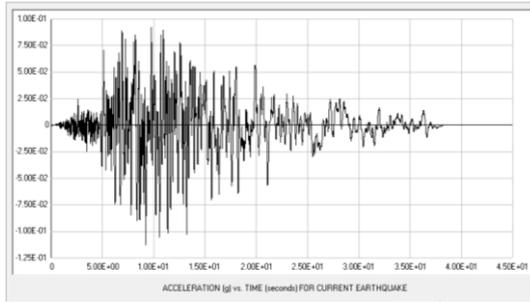
ข) อ.เมือง จ.กาญจนบุรี

รูปที่ 4.5-1 สเปกตรัมผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารตัวอย่าง

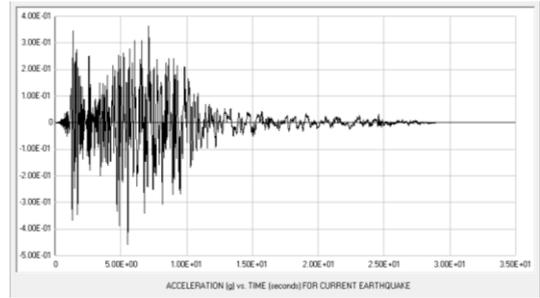


ค) อ.เมือง จ.กำแพงเพชร

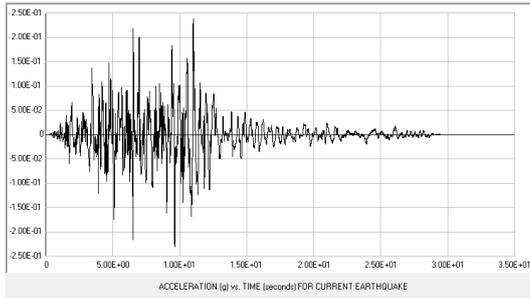
รูปที่ 4.5-1 สเปกตรัมผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารตัวอย่าง (ต่อ)



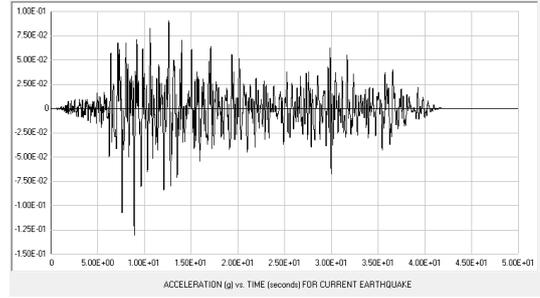
NGA175



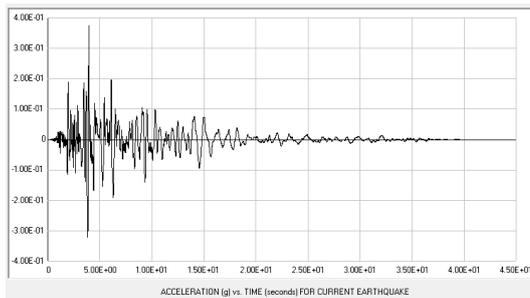
NGA230



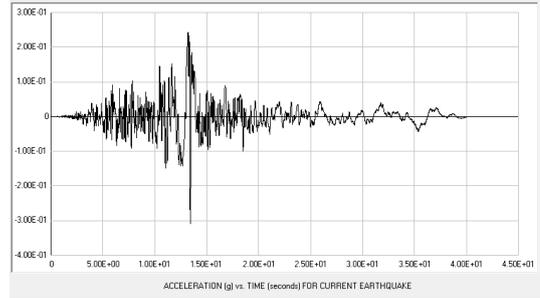
NGA231



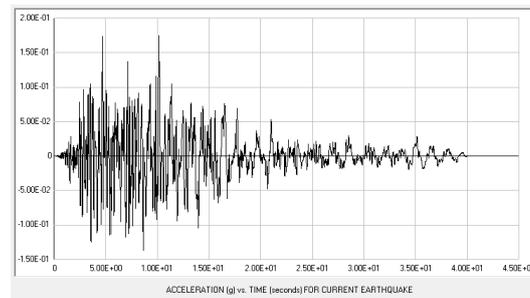
NGA290



NGA458

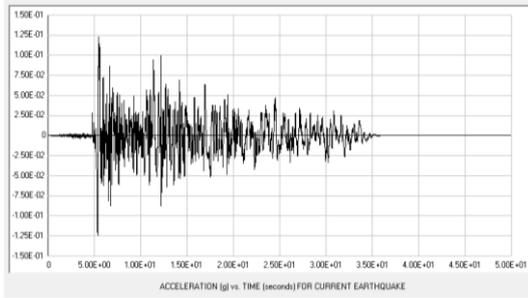


NGA721

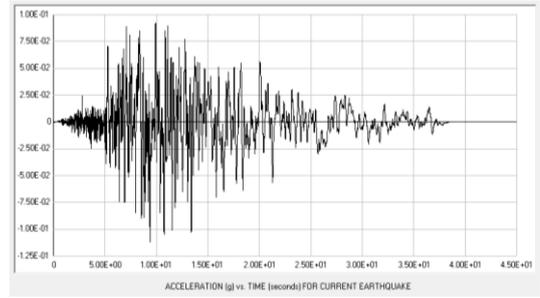


NGA1107

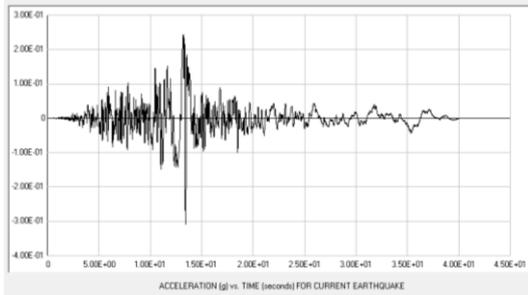
รูปที่ 4.5-2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้สำหรับ อ.วังชิ้น จ.แพร่



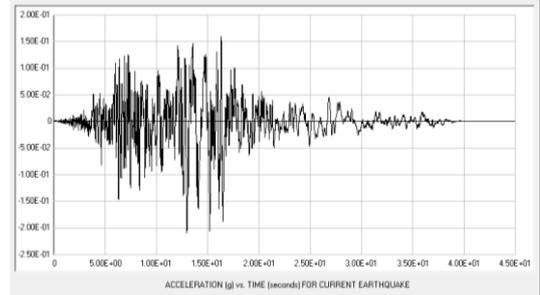
NGA167



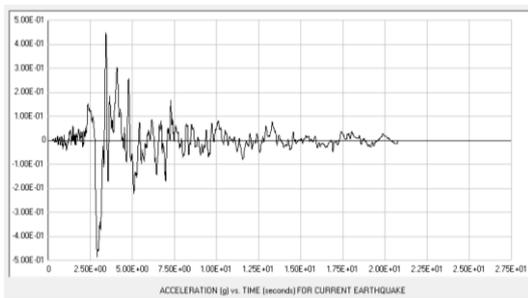
NGA175



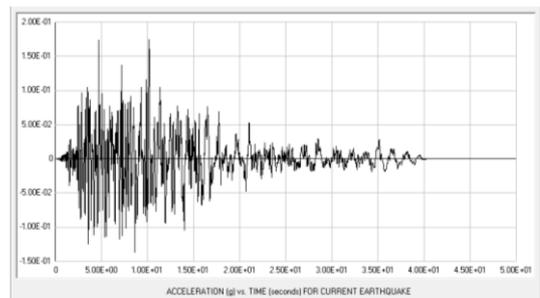
NGA721



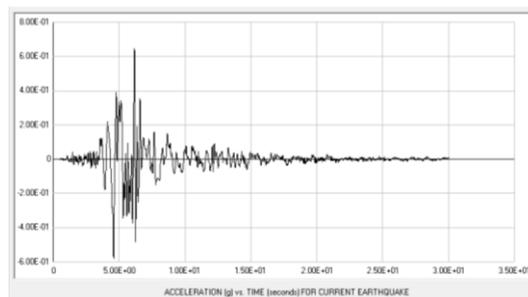
NGA728



NGA821

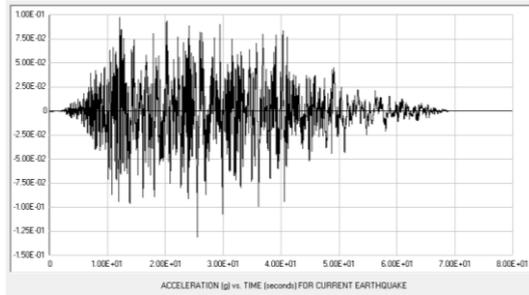


NGA1107

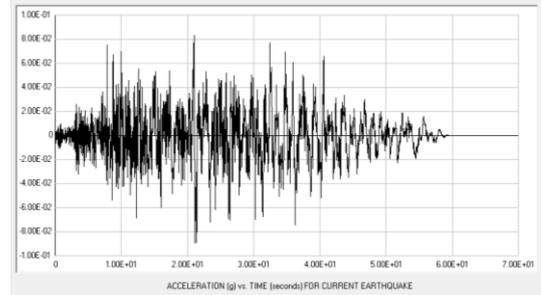


NGA1119

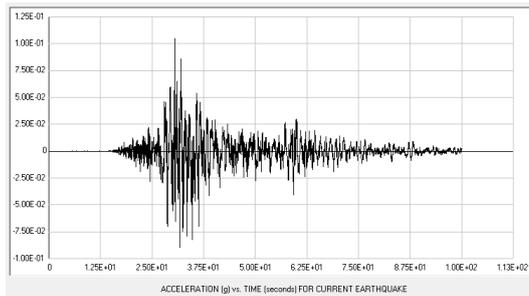
รูปที่ 4.5-3 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้สำหรับ อ.เมือง จ.กาญจนบุรี



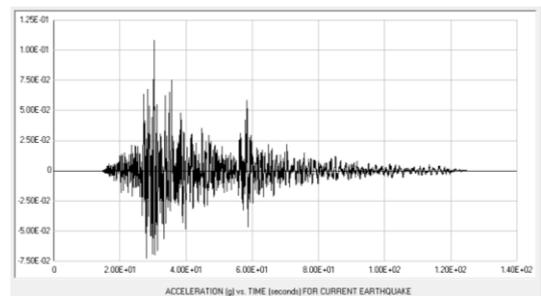
NGA882



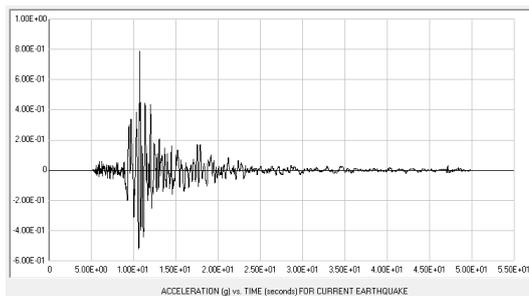
NGA884



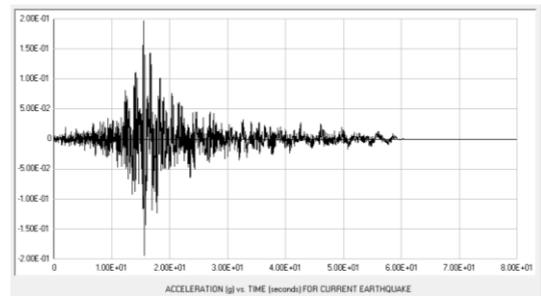
NGA1149



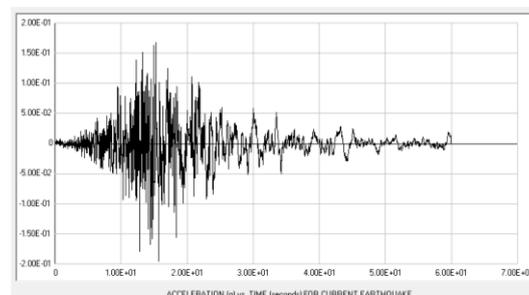
NGA1177



NGA1602



NGA1636



NGA1762

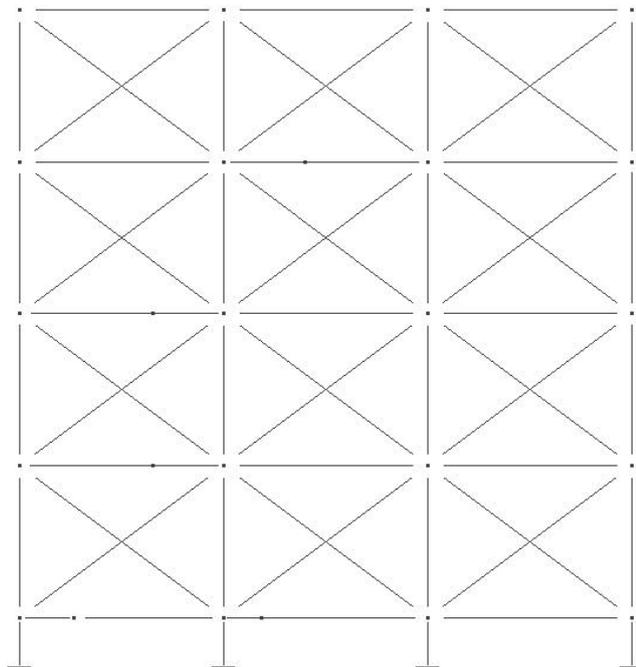
รูปที่ 4.5-4 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้สำหรับ อ.เมือง จ.กำแพงเพชร

## 4.6 แบบจำลองและการวิเคราะห์ผล

การจำลองอาคารตัวอย่างอาคารตึกแถวที่เป็นตัวแทนของกลุ่มอาคารที่ก่อสร้างจริงและสามารถพบเห็นได้ทั่วไปในประเทศซึ่งเป็นอาคารขนาด 5 คูหา โดยมีความกว้าง 4 เมตรต่อคูหา ลึก 12 เมตร แบ่งเป็นช่วงเสา 3 ช่วง ช่วงละ 4 เมตร แต่ละคูหา มีผนังก่ออิฐมอญ โดยรอบตลอดทุกชั้นอาคาร ยกเว้น ด้านหน้าและหลังอาคารที่มีช่องเปิดสำหรับประตูและหน้าต่าง

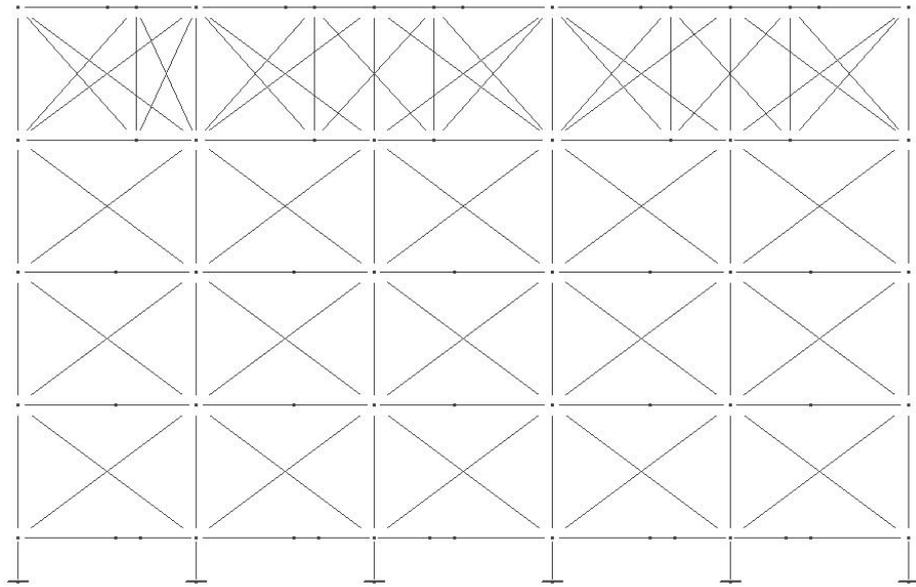
การจำลองโครงสร้างจะใช้แบบจำลองแบบไฟเบอร์ (Fiber Model) จำลองเสาและคาน โดยจะไม่มีการพิจารณาเหล็กปลอกในเสา และผลจากการต่อทาบของเหล็กเสริม (Lap Splice) แบบจำลองผนังก่ออิฐ จะใช้แบบจำลองเป็นค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut)

การสร้างแบบจำลองโครงสร้างอาคารจะใช้โปรแกรม PERFORM 3D แสดงในรูปที่ 5.1-1 โดยจะ กำหนดจุดตรึงของฐานรากให้เป็นแบบยึดแน่น (Fix Support) ในแต่ละชั้นของอาคารจะกำหนดให้มี ลักษณะเป็น ไดอะแฟรม (Diaphragm) คือพื้นและคานมีลักษณะยึดติดกัน ทำให้มีการเคลื่อนตัว เท่ากัน อาคารจึงมีพฤติกรรมเป็นแบบคานแข็ง เสาอ่อน (Strong Beam - Weak Column) ในส่วนของ น้ำหนักของอาคาร(Mass) จะแบ่งน้ำหนักอาคารแต่ละชั้นเข้าตามจุดตรงหัวเสา (Lump Mass)

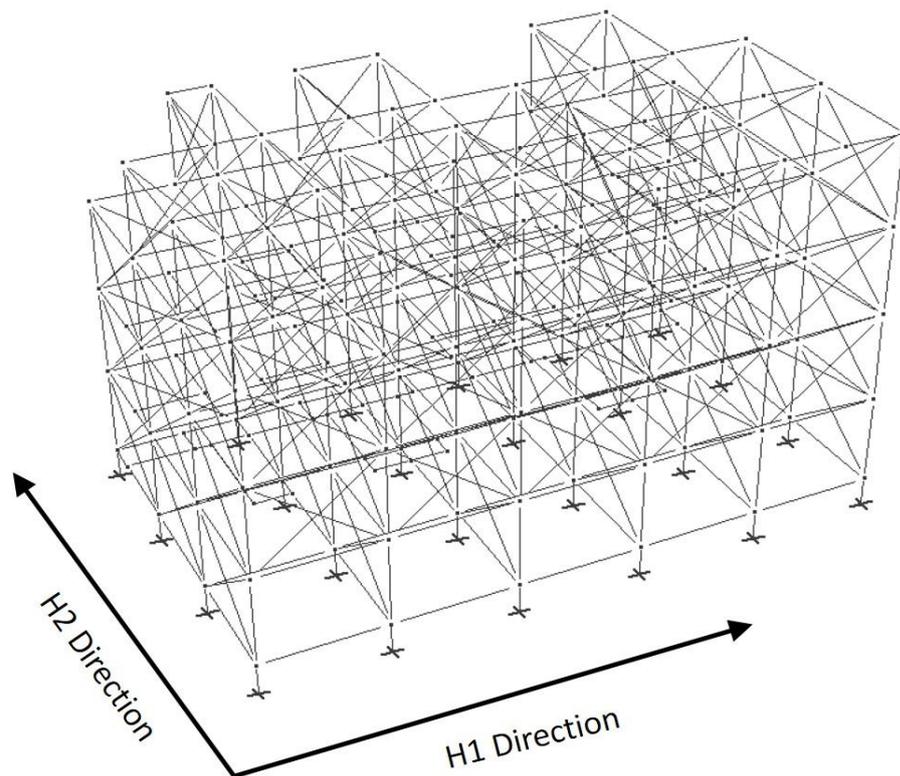


ก. รูปด้านสั้น

รูปที่ 4.6-1 แบบจำลองโครงสร้างของอาคารตัวอย่าง



ข. รูปด้านยาว



ค. แบบจำลอง 3 มิติ

รูปที่ 4.6-1 แบบจำลองโครงสร้างของอาคารตัวอย่าง (ต่อ)

การวิเคราะห์โครงสร้าง จะทำการวิเคราะห์โหมดการสั่นของโครงสร้าง (Mode Shape) เพื่อหารูปแบบการสั่นสะเทือนหรือรูปแบบการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และหาค่าคาบการสั่นธรรมชาติ (Natural Period) ของโครงสร้าง จากนั้นจะทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไม่เชิงเส้น ซึ่งจะประกอบไปด้วย

1) การวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover Analysis) เป็นการประมาณค่าผลตอบสนองของโครงสร้างที่เกิดขึ้น เพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งจะสามารถแสดงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของโครงสร้างได้ การวิเคราะห์จะทำการประมาณแรงในแนวราบที่กระทำต่อโครงสร้าง จากนั้นค่อยๆ เพิ่มขนาดแรงผลักดันไปเรื่อยๆ เพื่อให้โครงสร้างเกิดการคราก (Yield) จนกระทั่งชิ้นส่วนอาคารเกิดความเสียหาย และแสดงพฤติกรรมไม่เชิงเส้น (Nonlinear) จนอาคารเกิดการวิบัติขึ้น

2) การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Time History Analysis) ใช้ข้อมูลประวัติเวลาของคลื่นแผ่นดินไหว ในรูปของความเร่งของพื้นดินที่เวลาต่างๆ กระทำที่ฐานของโครงสร้างอาคาร ในการศึกษาทำการวิเคราะห์ที่ระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวสามระดับ คือ ระดับรุนแรงน้อยถึงปานกลาง อาศัยตัวอย่างที่ อ.เมือง จ.กำแพงเพชร ระดับรุนแรงปานกลางถึงสูง อาศัยตัวอย่างที่ อ.เมือง จ.กาญจนบุรี และระดับรุนแรงสูงถึงสูงมาก อาศัยตัวอย่างที่ อ.วังชิ้น จ.แพร่ ซึ่งหลังจากทำการวิเคราะห์โครงสร้าง

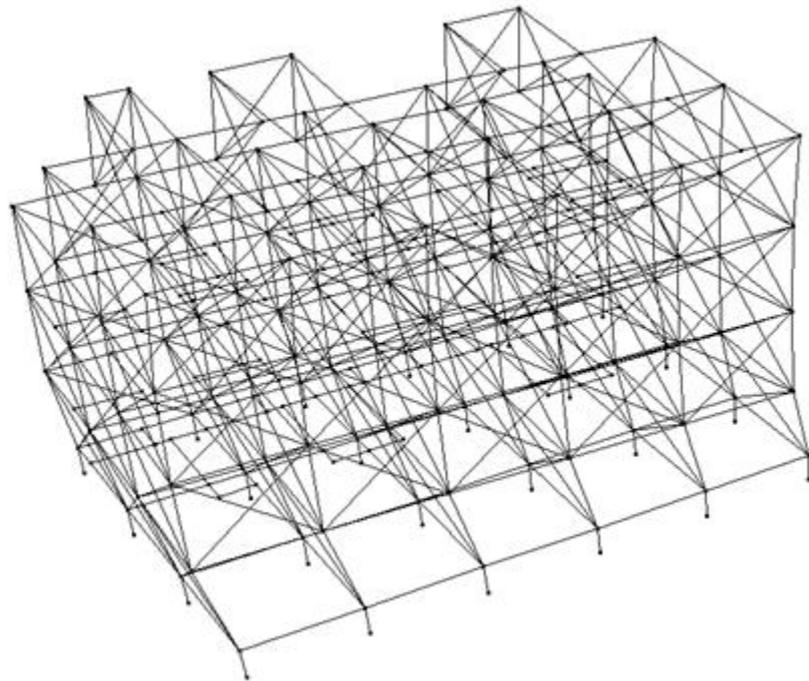
## บทที่ 5 ผลการวิเคราะห์

### 5.1 โหมดการสั่น

การวิเคราะห์โหมดการสั่นของโครงสร้าง (Mode Shape) จะทำการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Perform 3D เพื่อหารูปแบบการเคลื่อนที่ และคาบการสั่นธรรมชาติ ผลการวิเคราะห์เป็นดังตารางที่ 5.1 และรูปแบบการเคลื่อนที่ของโครงสร้างดังรูปที่ 5.1-2

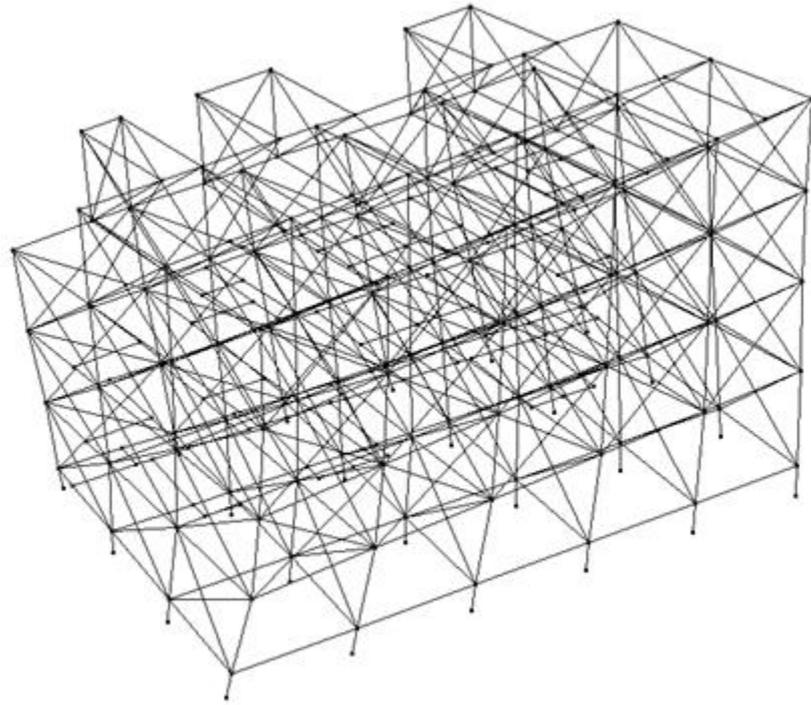
ตารางที่ 5.1 โหมดการสั่นของโครงสร้างด้วยโปรแกรม Perform 3D

โหมดการสั่น	คาบการสั่น (วินาที)	ทิศทาง
โหมดที่ 1	0.467	ตามยาว (H1)
โหมดที่ 2	0.301	โครงสร้างบิด
โหมดที่ 3	0.295	ตามขวาง (H2)
โหมดที่ 4	0.143	ตามยาว (H1)
โหมดที่ 5	0.104	โครงสร้างบิด

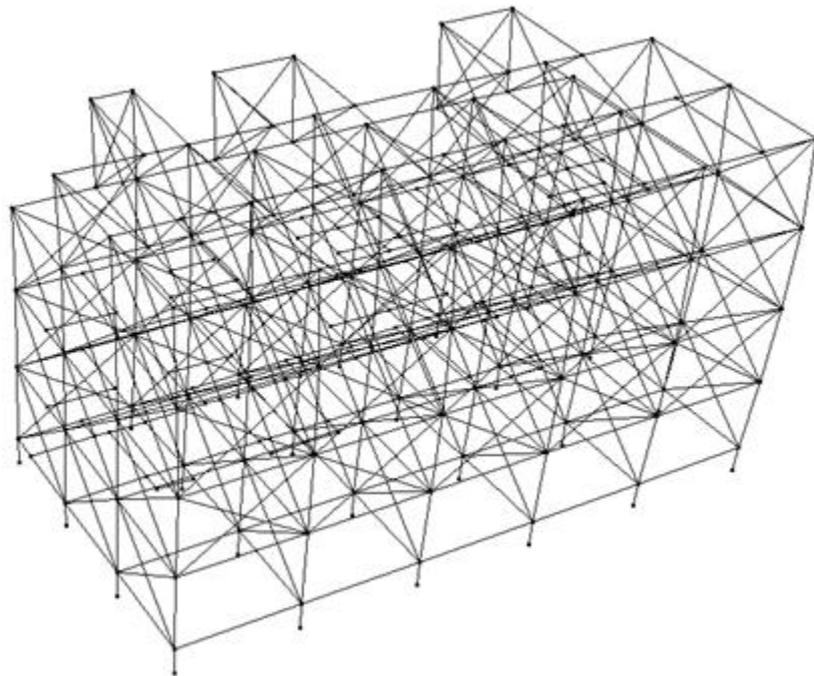


ก) โหมดการสั่นของโครงสร้างโหมดที่ 1

รูปที่ 5.1-1 รูปแบบการสั่นของโครงสร้างในโหมดการสั่นต่างๆ

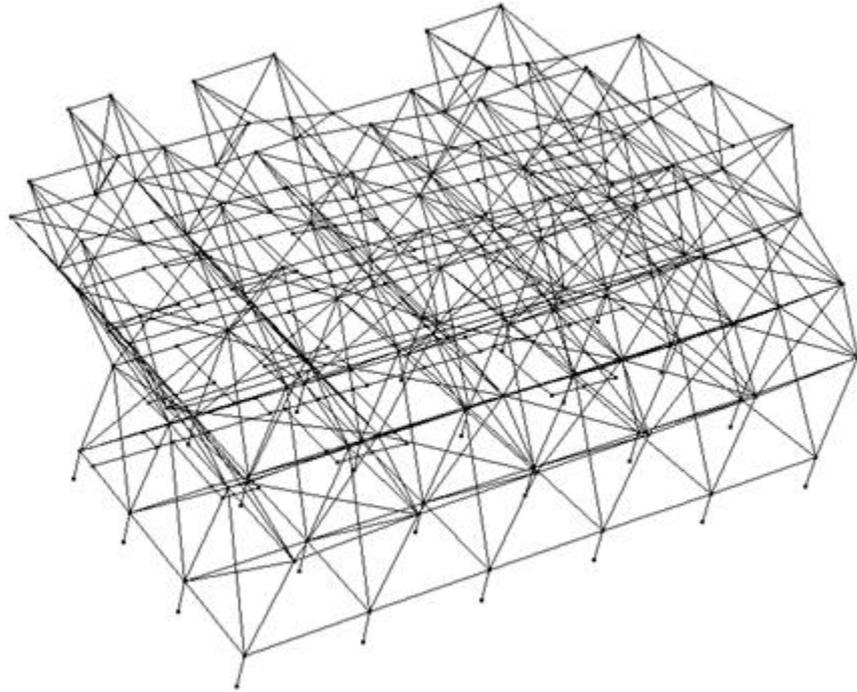


ข) โหมดการสั่นของโครงสร้างโหมดที่ 2

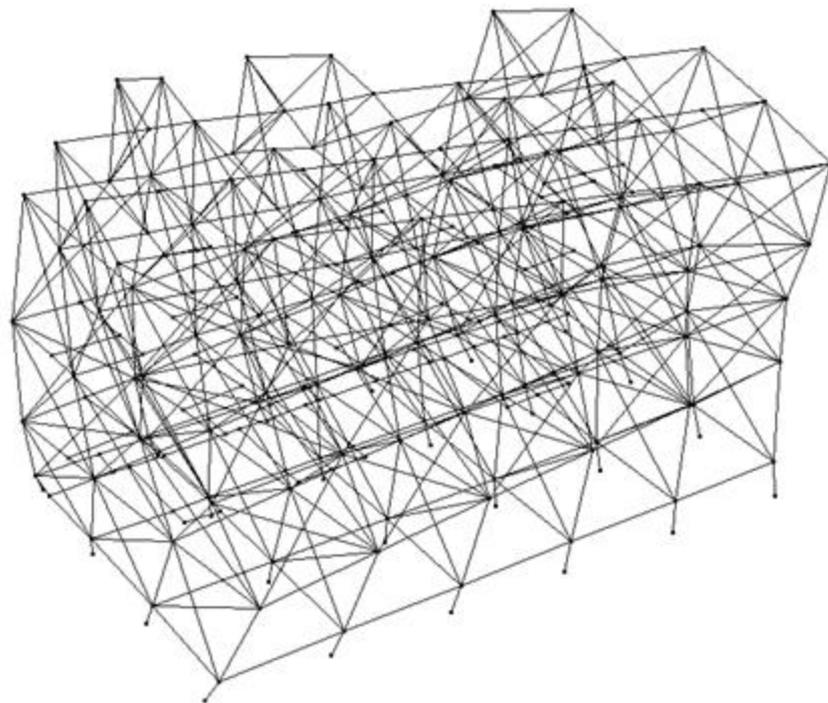


ค) โหมดการสั่นของโครงสร้างโหมดที่ 3

รูปที่ 5.1-1 รูปแบบการสั่นของโครงสร้างในโหมดการสั่นต่างๆ (ต่อ)



ง) โหมดการสั่นของโครงสร้างโหมดที่ 4

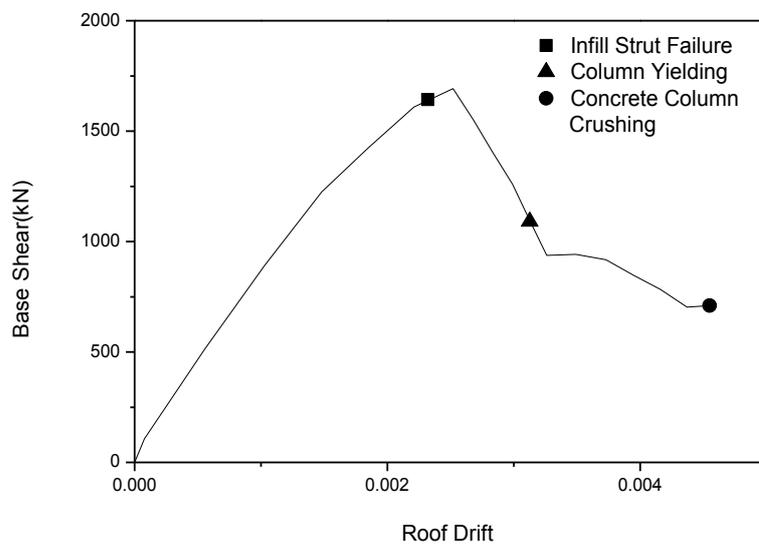


จ) โหมดการสั่นของโครงสร้างโหมดที่ 5

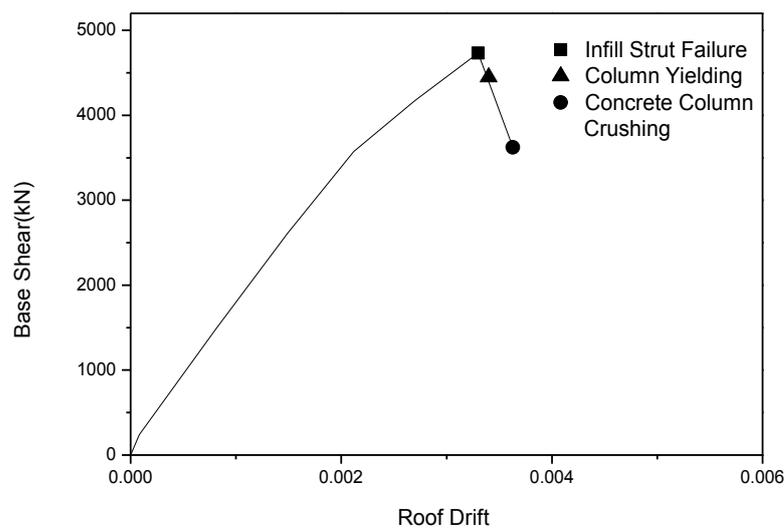
รูปที่ 5.1-1 รูปแบบการสั่นของโครงสร้างในโหมดการสั่นต่างๆ (ต่อ)

### 5.2 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น

การวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นจะได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเคลื่อนตัวสำหรับทิศทางตามยาวและสั้นของอาคาร ดังรูปที่ 5.2-1 ผลการวิเคราะห์พบว่าในช่วงแรกก่อนที่ผนังจะเกิดการแตกร้าว อาคารจะมีพฤติกรรมเกือบจะเป็นแบบเชิงเส้น และกำลังรับแรงจะตกลงอย่างรวดเร็วหลังจากที่กำแพงเกิดการวิบัติในชั้นล่างของอาคาร และนำไปสู่การรวมความเสียหาย (Damage Concentration) ที่เสาชั้นล่างในรูปแบบชั้นอ่อน (Soft Story) จนเสาเกิดการวิบัติจากค่าความเครียดในของคอนกรีตที่มีค่าเกินค่าความเครียดวิบัติ



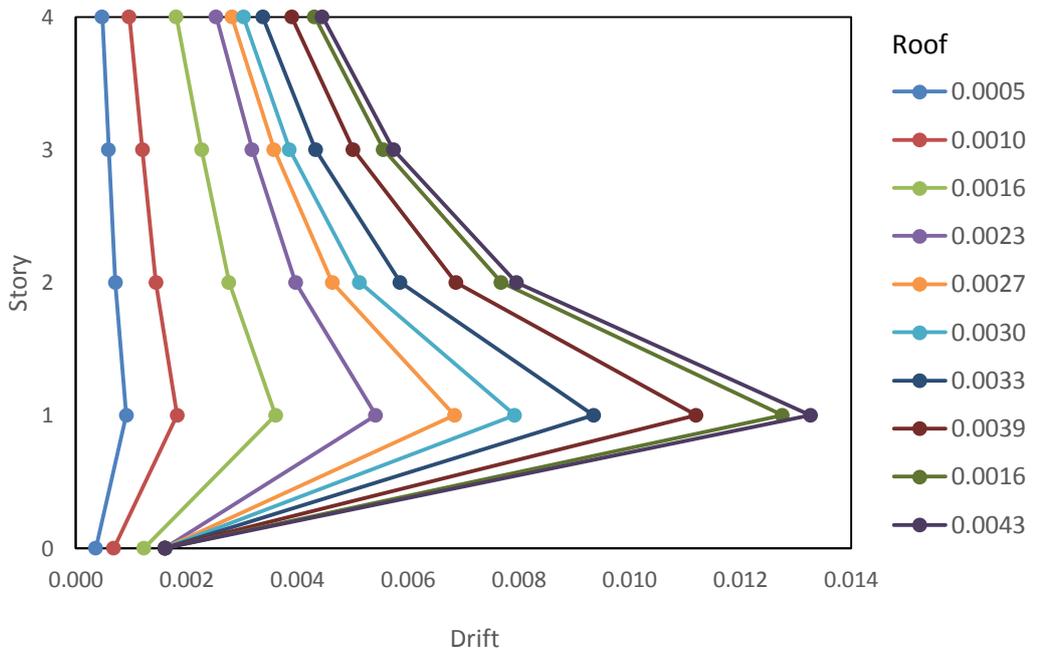
ก) ทิศทางตามยาว (H1)



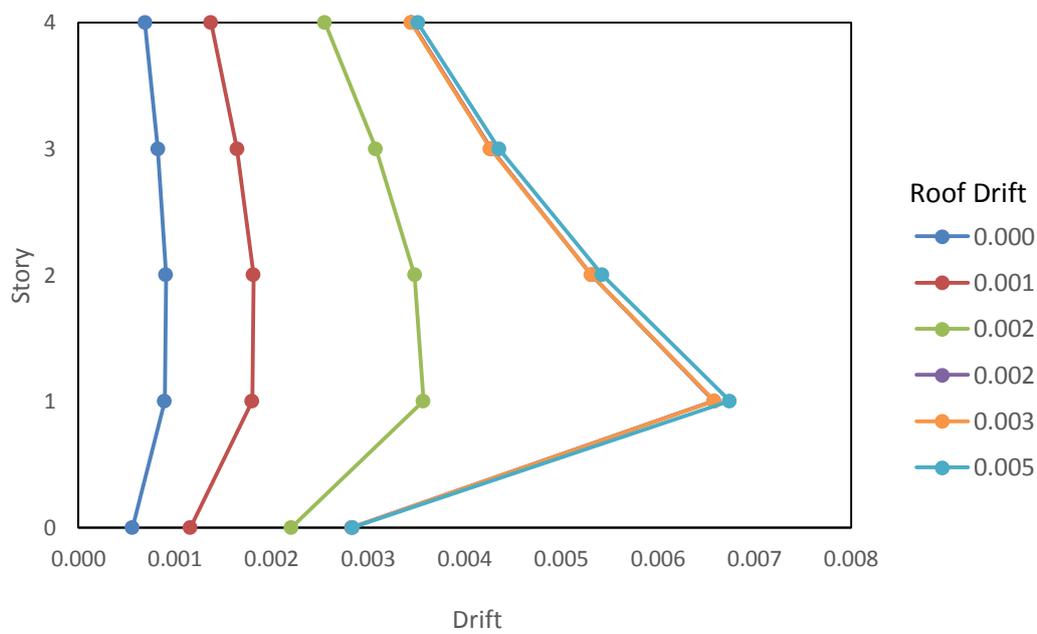
ข) ทิศทางตามขวาง (H2)

รูปที่ 5.2-1 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นของอาคาร

เมื่อนำค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้น (Interstory Drift) ที่การเคลื่อนที่ชั้นหลังคา (Roof Drift) ค่าต่างๆ มาแสดงเป็นกราฟ จะได้ดังรูปที่ 5.2-2 ค่า Roof Drift เป็นค่าที่แสดงค่าการเสียรูปเฉลี่ยของอาคาร โดยหาได้จากการนำค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาหารด้วยความสูงทั้งหมดของอาคาร จากรูปจะพบว่าเมื่อระยะการเคลื่อนตัวของ Roof Drift เพิ่มขึ้น การเคลื่อนตัวของชั้นล่างจะมีค่ามากขึ้นเมื่อเทียบกับชั้นอื่นๆ ซึ่งเป็นลักษณะความเสียหายในรูปแบบชั้นอ่อน



ก) ทิศทางตามยาว (H1)

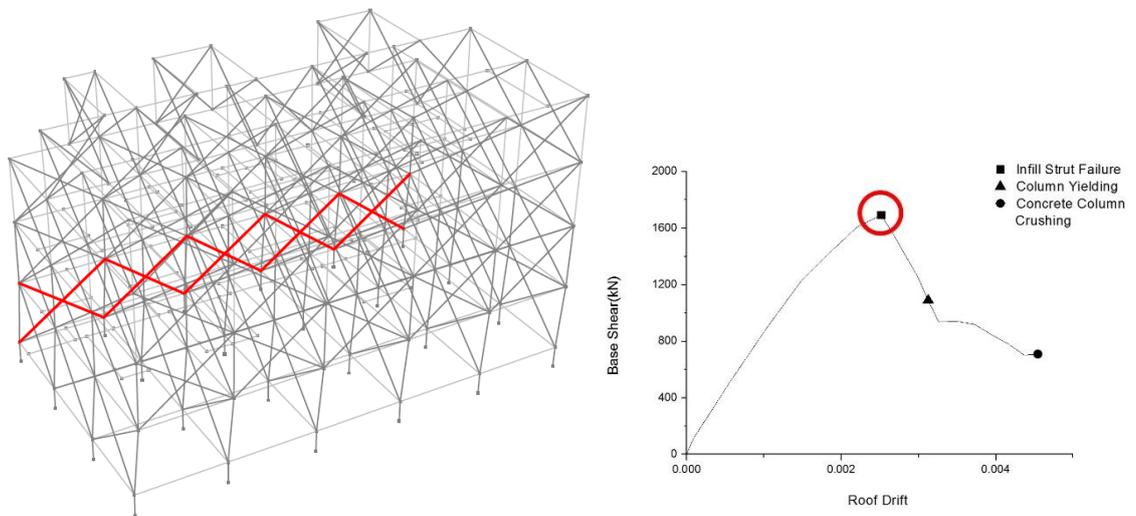


ข) ทิศทางตามขวาง (H2)

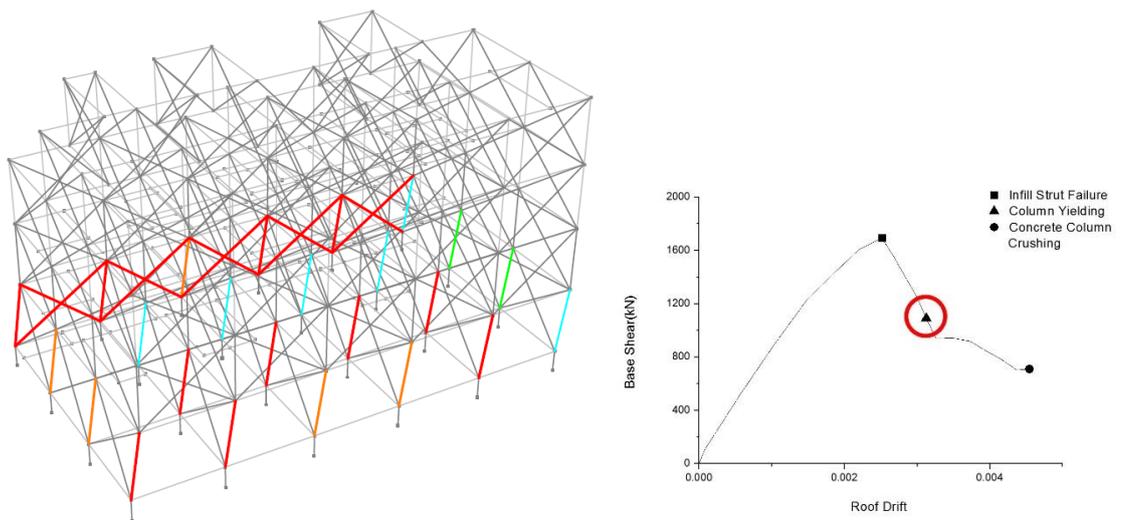
รูปที่ 5.2-2 กราฟการเคลื่อนที่สัมพัทธ์แสดงผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น

ตัวอย่างลักษณะการเกิดความเสียหายในทิศทางตามยาว (H1) แสดงอยู่ในรูปที่ 5.2-3 ถึง 5.2-5 ความเสียหายจะเกิดขึ้นที่ผนังอิฐก่อก่อนเป็นอันดับแรกทีระยะการเคลื่อนตัว Roof Drift ประมาณ 0.002 เมื่อผนังอิฐก่อเกิดการแตกร้าว ส่งผลให้กำลังของอาคารมีค่าลดลง จากนั้นเหล็กเสริมในเสาจะเริ่มคราก และในที่สุดเสาคอนกรีตเกิดการวิบัติ ที่การเคลื่อนตัวประมาณ 0.004

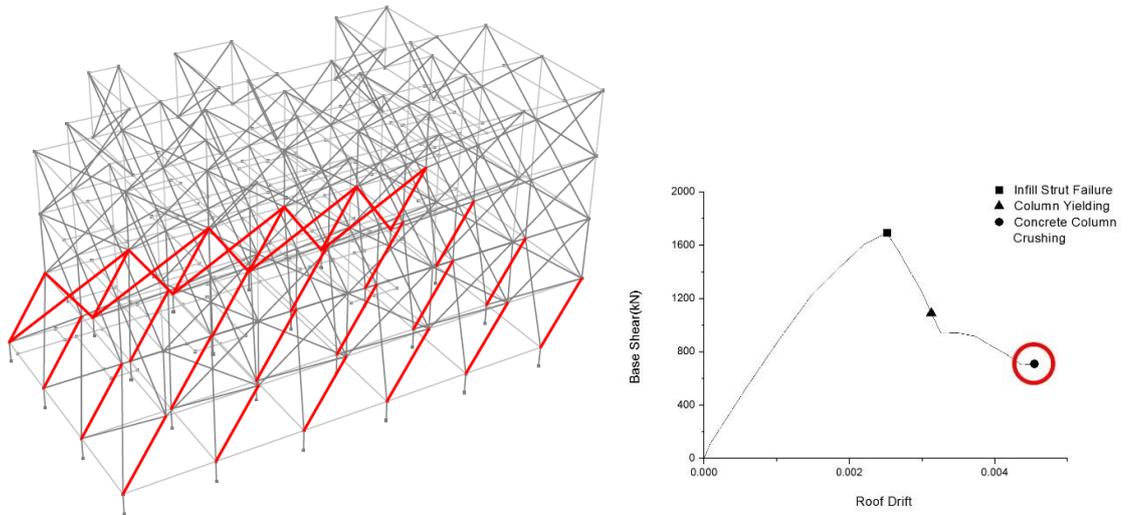
โดยรวมจะพบว่าอาคารมีความสามารถในการเสีรูปที่ค่อนข้างต่ำ จากการตรวจสอบเพิ่มเติมพบว่าสาเหตุที่สำคัญมาจากที่เสาในชั้นล่างสุด มีขนาดแรงในแนวแกนสูงเมื่อเทียบกับขนาดหน้าตัด ทำให้ความสามารถในการเสีรูปต่ำมาก โดยภาพความเสียหายจะแสดงในรูปที่ 5.2-6 และรูปที่ 5.2-7



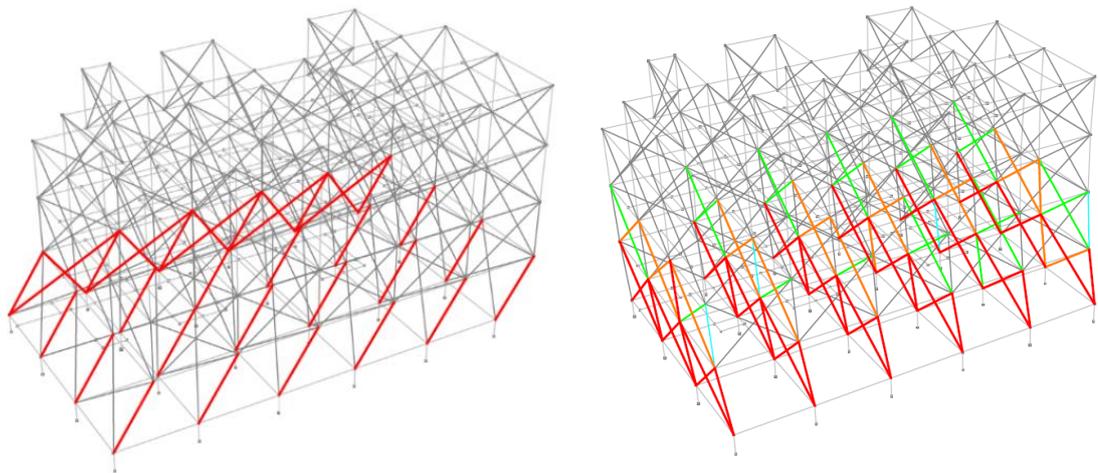
รูปที่ 5.2-3 ลำดับความเสียหายของอาคารจากการวิเคราะห์แสดงความเสียหายที่กำแพงอิฐก่อ



รูปที่ 5.2-4 ลำดับความเสียหายของอาคารจากการวิเคราะห์แสดงตำแหน่งการครากที่เหล็กเสริมในเสาอาคาร



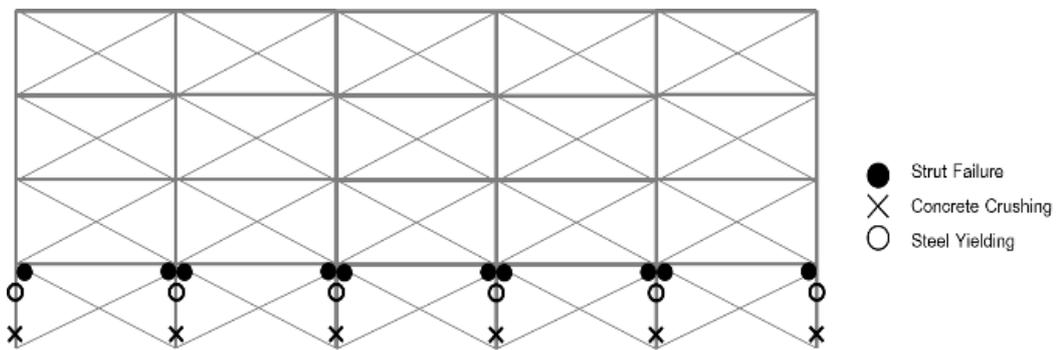
รูปที่ 5.2-5 ลำดับความเสียหายของอาคารจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover Analysis) อาคารเกิดการวิบัติ



ก) ทิศทางตามยาว (H1)

ข) ทิศทางตามขวาง (H2)

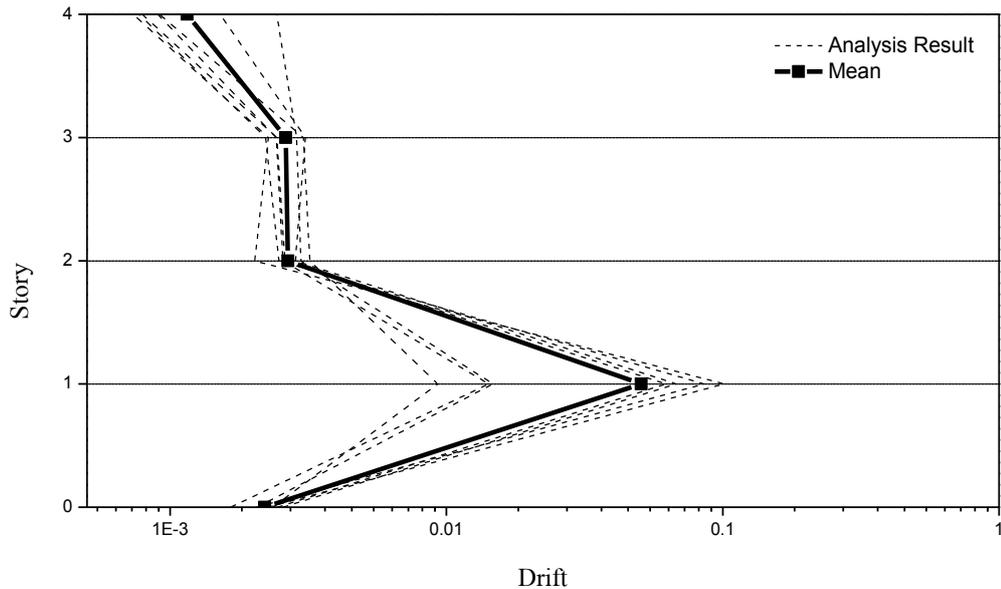
รูปที่ 5.2-6 ภาพความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้น



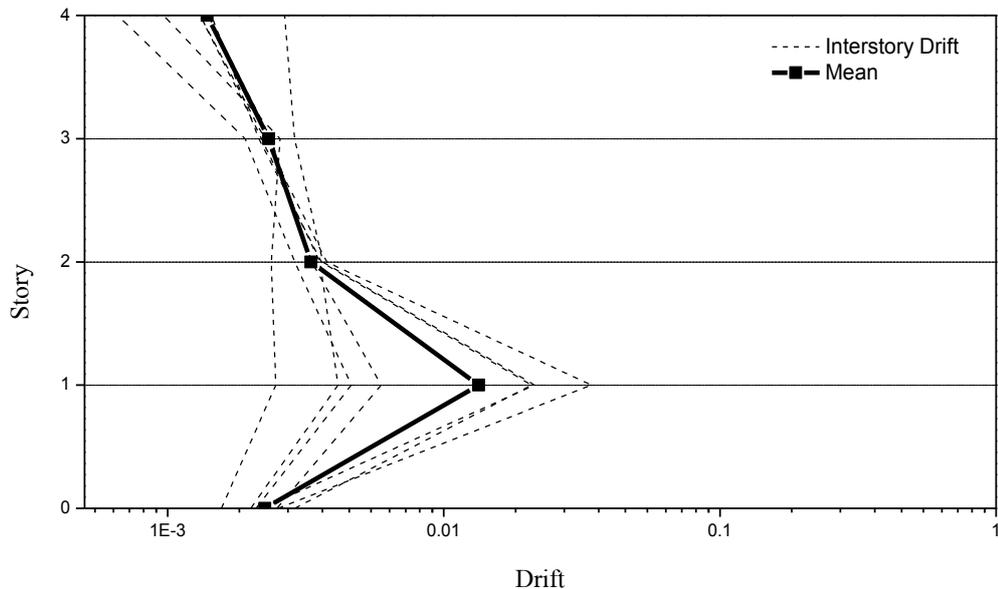
รูปที่ 5.2-7 ตัวอย่างภาพตัดขวางอาคารแสดงลักษณะความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้น

### 5.3 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา

การวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ใช้คลื่นแผ่นดินไหว 3 ระดับความรุนแรง คือ ระดับรุนแรงน้อยถึงปานกลาง อาศัยตัวอย่างที่ อ.เมือง จ.กำแพงเพชร ระดับรุนแรงปานกลางถึงสูง อาศัยตัวอย่างที่ อ.เมือง จ.กาญจนบุรี และระดับรุนแรงสูงถึงสูงมาก อาศัยตัวอย่างที่ อ.วังซัน จ.แพร่ โดยใช้จำนวนคลื่นระดับความรุนแรง 7 ชุดคลื่น แต่ละชุดคลื่นจะมีคลื่นเป็นคู่ในสองทิศทางที่ตั้งฉากกัน ผลการวิเคราะห์ในรูปแบบค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น แสดงในรูปที่ 5.3-1 ถึง 5.3-3

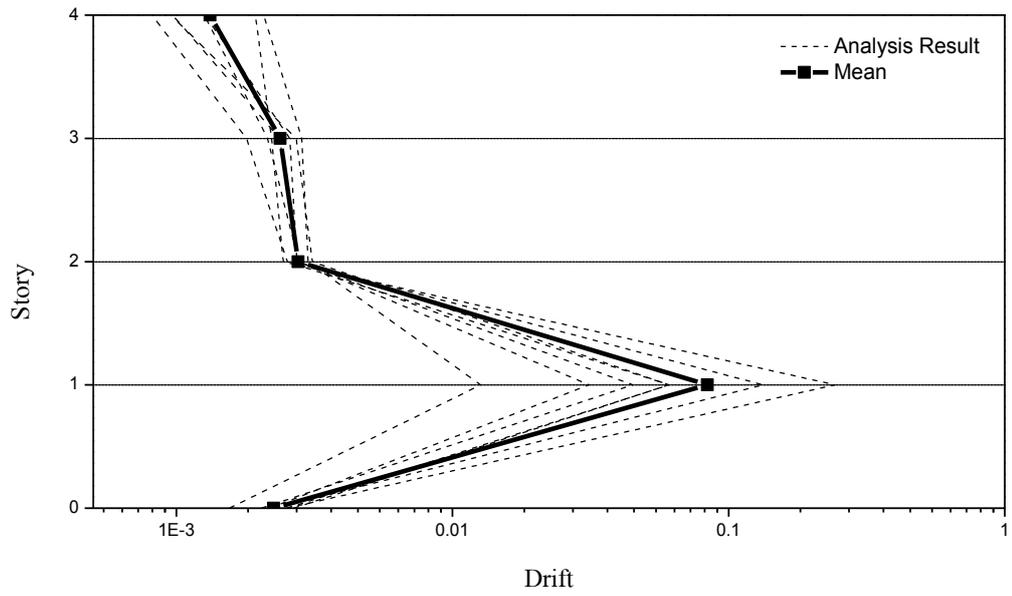


ก) ทิศทางตามยาว (H1)

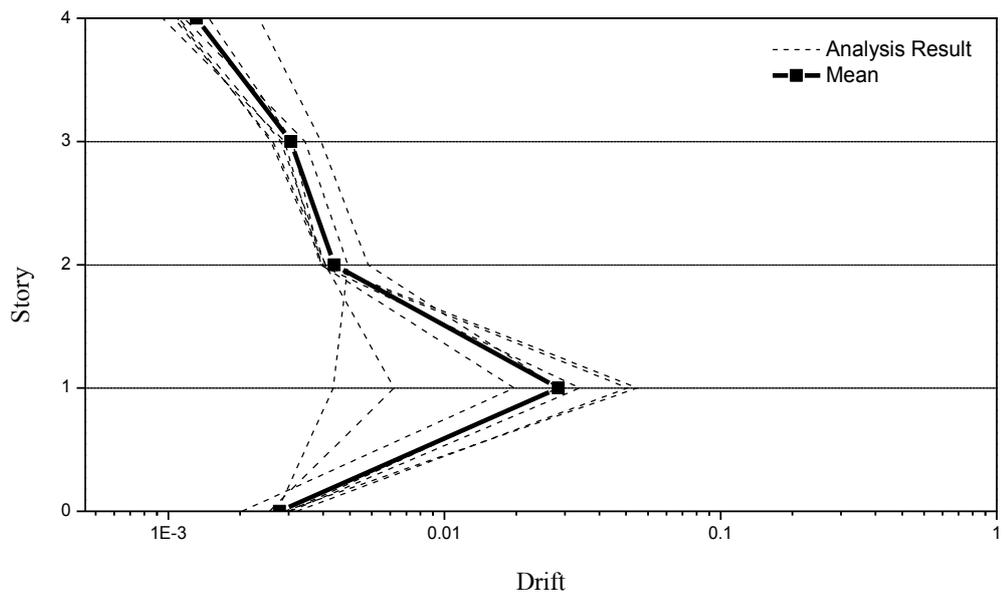


ข) ทิศทางตาม(H2)

รูปที่ 5.3-1 ค่าผลตอบสนองของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เฉลี่ยระหว่างชั้นของอาคาร อ.เมือง จ.กำแพงเพชร

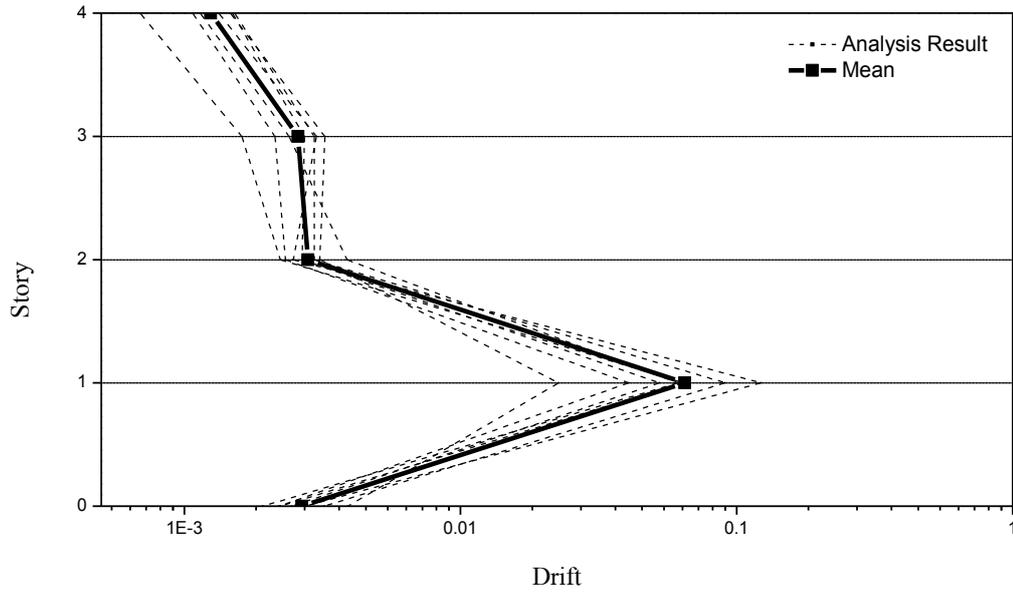


ก) ทิศทางตามยาว (H1)

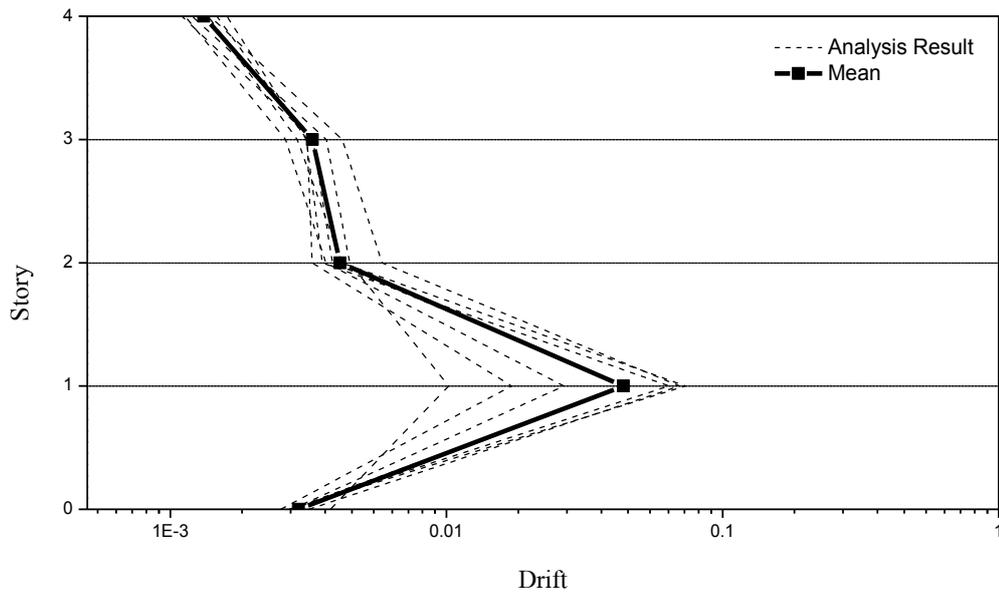


ข) ทิศทางตาม(H2)

รูปที่ 5.3-2 ค่าผลตอบแทนของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เฉลี่ยระหว่างชั้นของอาคาร  
อ.เมือง จ.กาญจนบุรี



ก) ทิศทางตามยาว (H1)

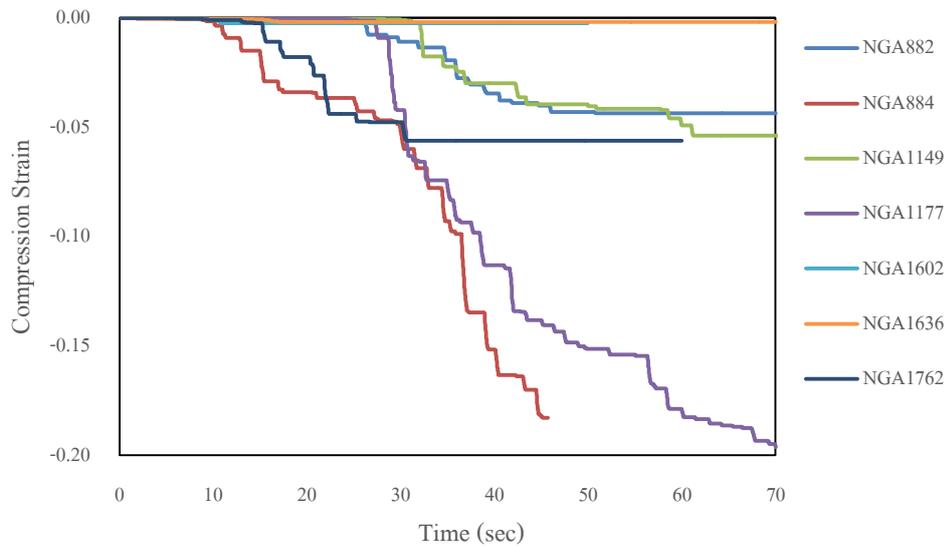


ข) ทิศทางตาม(H2)

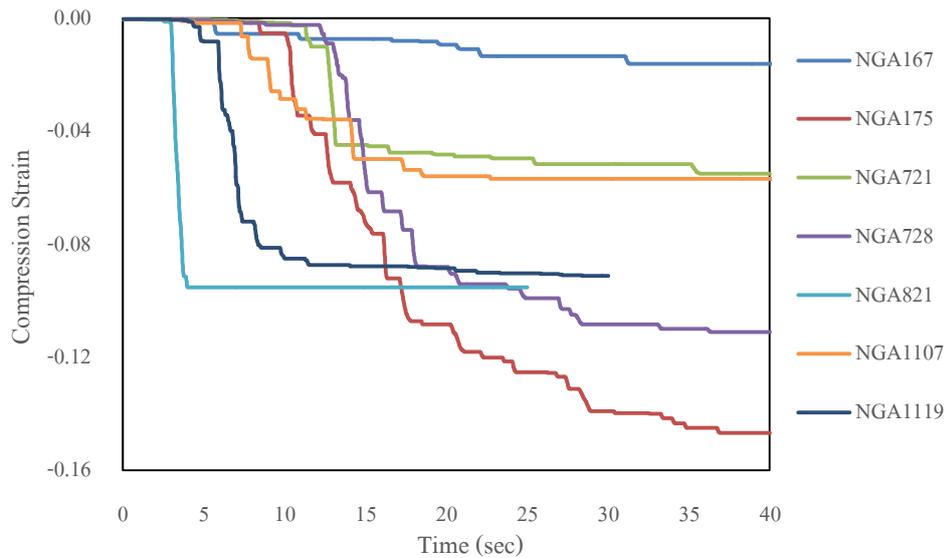
รูปที่ 5.3-3 ค่าผลตอบสองของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร

อ.วิงซัน จ.แพร์

ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ ได้ผลสอดคล้องกับการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น กล่าวคือ มีการเสถียรภาพที่ชั้นล่างสุด ในรูปของชั้นอ่อน (Soft Story) และพบการวิบัติในเสา จากการตรวจค่าความเครียดที่เกิดในเสา (Max fiber compression strain) ดังแสดงในรูปที่ 5.3-4 จะพบว่าในทุกระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว จะมีการวิบัติเกิดขึ้น โดยมีค่าความเครียดเกินค่าความเครียดสูงสุดของคอนกรีตและเหล็กเสริม และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในหลายๆ ชั้นมีค่าเฉลี่ยสูงกว่าค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่เสาอาคารเกิดการวิบัติขึ้นที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น ซึ่งหมายความว่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ระดับความรุนแรงทั้งสาม อาคารจะมีโอกาสเกิดการวิบัติ

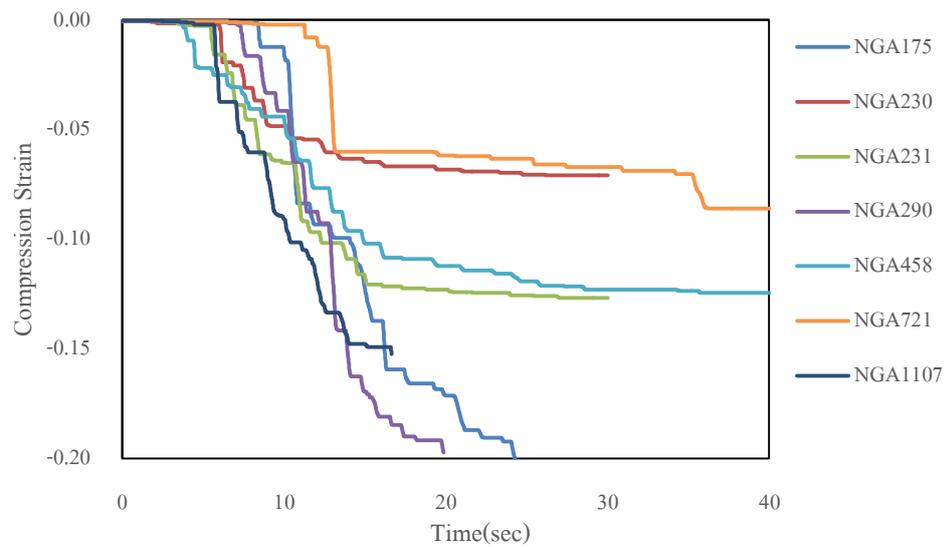


ก) อ.เมือง จ.กำแพงเพชร (ระดับความรุนแรงน้อย - ปานกลาง)



ข) อ.เมือง จ.กาญจนบุรี (ระดับความรุนแรงปานกลาง – สูง)

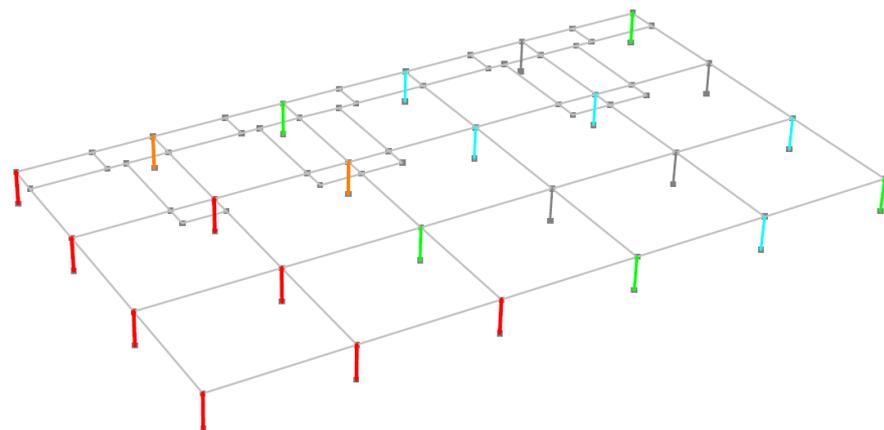
รูปที่ 5.3-4 ค่าความเครียดกับเวลาของเสาอาคารจากการวิเคราะห์โครงสร้าง



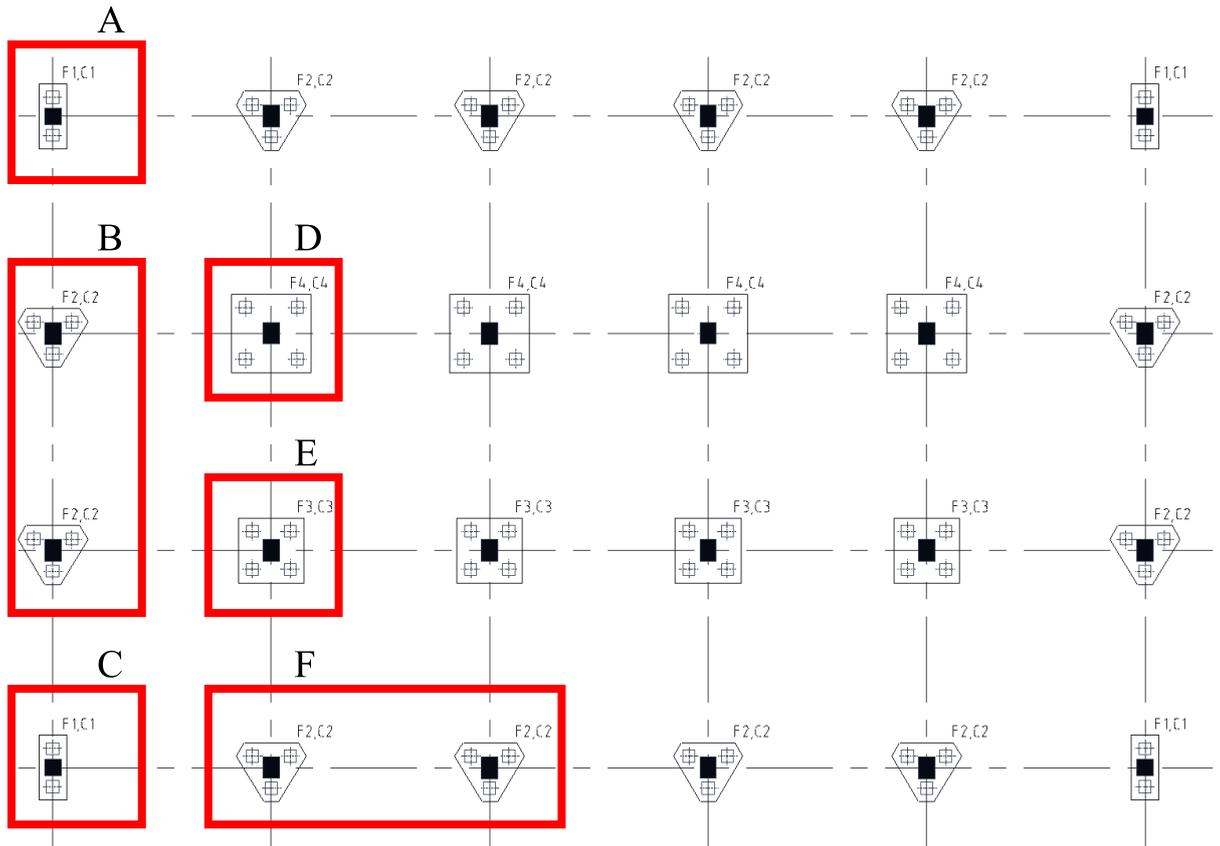
ค) อ.วังซัน จ.แพร่ (ระดับความรุนแรงสูง – สูงมาก)

รูปที่ 5.3-4 ค่าความเครียดกับเวลาของของคอนกรีตเสภายในอาคารจากการวิเคราะห์โครงสร้าง (ต่อ)

นอกจากความเสียหายที่ได้กล่าวไปแล้ว ยังพบความเสียหายอื่นที่เกิดขึ้น เช่นการวิบัติในตอม่อ ซึ่งส่วนใหญ่จะเกิดขึ้นในตอม่อที่อยู่บริเวณริมอาคารด้านใดด้านหนึ่ง (รูปที่ 5.3-5 และ 5.3-6) ซึ่งอาจเป็นเพราะความไม่สมมาตรของอาคารในแนวยาว จากผลดังกล่าวจะเห็นได้ว่า ความไม่สมมาตรกันของอาคารเพียงเล็กน้อยดังเช่นที่พบในอาคารตัวอย่าง อาจส่งผลกระทบต่อมากกว่าที่คาดคิดภายใต้การเคลื่อนตัวในช่วงไม่เชิงเส้น



รูปที่ 5.3-5 ตำแหน่งความเสียหายของตอม่อ ตัวอย่าง อ.วังซัน จ.แพร่



รูปที่ 5.3-6 ภาพแสดงตำแหน่งความเสียหายของตอม่อเนื่องจากแรงเฉือน

ในส่วนของการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน การตรวจสอบความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน(Shear Failure) ที่หน้าตัดของตอม่อ และเสาชั้นที่ 1 ทำโดยเทียบกับกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด ( $V_n$ ) สำหรับการประเมินอาคารที่มีการก่อสร้างแล้ว จะใช้วิธีการประมาณกำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีของ ATC-40 [7] ตามสมการดังต่อไปนี้

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_c + V_s \\
 V_c &= 0.29 \cdot \lambda \cdot \left( k + \frac{P}{14A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\
 V_s &= \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{0.6 \cdot s}
 \end{aligned}$$

ผลการวิเคราะห์ตอม่อของโครงสร้างอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา พบว่าอาคารมีโอกาสเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ระดับความรุนแรงทั้งสามมากน้อยแตกต่างกัน โดยที่ความรุนแรงสูงถึงสูงมาก ตัวอย่างคลื่น จ.แพร่ ตอม่อมีโอกาสเกิดความเสียหายจากแรงเฉือนร่วมกับการเกิดการวิบัติเนื่องจากความเครียดในแนวแกน (Concrete Crushing) ในตำแหน่งที่แสดงไว้ในรูปที่ 5.3-5 สำหรับที่ระดับความรุนแรงปานกลางถึงสูง ตัวอย่างคลื่น จ.กาญจนบุรี ตอม่อที่ตำแหน่ง A ถึง F ตามรูปที่ 5.3-6 จะมีโอกาสเกิดการวิบัติจากแรงเฉือนด้วย ตัวอย่างเช่นที่ตำแหน่ง A

จะมีการวิบัติขึ้น 4 ครั้งจากทั้งหมด 7 ครั้ง และที่ระดับความรุนแรงน้อยถึงปานกลาง ตัวอย่างคลื่น  
จ. กำแพงเพชร ตอม่อที่ตำแหน่ง A และ C จะมีโอกาสเกิดการวิบัติจากแรงเฉือนที่ 4 ครั้งจาก 7 ครั้ง  
ตำแหน่ง B จะเกิดการวิบัติ 6 ครั้งจากทั้งหมด 7 ครั้ง

## บทที่ 6 สรุปผลการวิเคราะห์

การศึกษาระดับความเสียหายของอาคารตึกแถวตัวอย่าง ที่เป็นตัวแทนกลุ่มอาคารตึกแถวที่ก่อสร้างจริงและพบเห็นได้ทั่วไปในประเทศ โดยอาศัยแบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อแล้วทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover Analysis) และวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Time History Analysis) ภายใต้แผ่นดินไหวระดับรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum Considered Earthquake Level) ที่อาจเกิดขึ้นได้จริงในพื้นที่ที่ศึกษาโดยพิจารณาระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวสามระดับ คือ ระดับรุนแรงน้อยถึงปานกลาง อาศัยคลื่นแผ่นดินไหว อ.เมือง จ.กำแพงเพชร เป็นตัวแทน ระดับรุนแรงปานกลางถึงสูง อาศัยคลื่นแผ่นดินไหว อ.เมือง จ.กาญจนบุรี เป็นตัวแทน และระดับรุนแรงสูงถึงสูงมาก อาศัยคลื่นแผ่นดินไหว อ.วังชิ้น จ.แพร่ สามารถสรุปได้ดังนี้

1. ผลจากการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover Analysis) แสดงว่าในช่วงแรกก่อนที่ผนังจะเกิดการแตกร้าว อาคารจะมีพฤติกรรมเกือบจะเป็นแบบเชิงเส้น จากนั้นกำลังรับแรงจะตกลงอย่างรวดเร็วหลังจากที่กำแพงเกิดการวิบัติในชั้นล่างของอาคาร และนำไปสู่การรวมความเสียหาย (Damage Concentration) ที่เสาชั้นล่างในรูปแบบชั้นอ่อน (Soft Story) โดยรวมจะพบว่าอาคารมีความสามารถในการเสีรูปที่ค่อนข้างต่ำ สาเหตุมาจากที่เสามีขนาดแรงในแนวแกนสูงเมื่อเทียบกับขนาดหน้าตัด
2. ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Time History Analysis) ภายใต้แผ่นดินไหว สอดคล้องกับการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover Analysis) คือมีการเสีรูปมากที่ชั้นล่างสุดในรูปแบบชั้นอ่อน (Soft Story) ความเสียหายที่เกิดขึ้นจะเกิดขึ้นที่กำแพงก่อน จากนั้นความเสียหายจะเกิดที่ในเสา เนื่องจากมีค่าความเครียดเกินค่าวิบัติ และนอกจากนี้ ตอม่อของอาคารมีโอกาสดเกิดความเสียหายจากแรงเฉือน
3. จากการวิเคราะห์ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้งสามระดับความรุนแรงนี้พบว่า อาคารจะเกิดความเสียหาย และมีโอกาสเกิดการวิบัติขึ้น โดยที่มีรูปแบบการวิบัติของอาคาร ความเสียหายจะเกิดขึ้นที่กำแพงก่อน จากนั้นจะเกิดความเสียหายที่เสาตามลำดับ โดยจะเกิดที่เสาชั้นล่าง

ผลการศึกษานี้แสดงให้เห็นว่า การประเมินระดับความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารควรคำนึงถึงผลกระทบจากผนังอิฐก่อในแบบจำลองโครงสร้างด้วย เนื่องจากกำแพงอิฐก่อจะส่งผลให้โครงสร้างมีความแข็งแรง ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ดีขึ้น และส่งผลให้พฤติกรรมความเสียหายของอาคารเปลี่ยนไป จากการรวบรวมข้อมูลอาคารในประเทศพบว่าอาคารส่วนใหญ่นิยมใช้ผนังอิฐก่อร่วมกับโครงสร้าง ทำให้มีความเสี่ยงที่จะเกิดความเสียหายได้ในลักษณะเดียวกันกับการศึกษาคือเกิดความเสียหายที่ชั้นล่างสุดของอาคาร ความเสียหายที่เกิดขึ้นเกิดจากคอนกรีตมีค่าความเครียดเกิดค่าวิกฤติ เนื่องจากปริมาณเหล็กปลอกในเสามีค่าน้อยจนเกินไปทำให้อาคารอาคารไม่มีความเหนียว ไม่สามารถต้านทานการสั่นไหวในระดับที่พิจารณาได้ เพื่อให้โครงสร้างอาคารที่มีการก่อสร้างแล้วและไม่ได้ออกแบบมาเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวสามารถให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้ได้ ควรมีการเสริมกำลังให้กับ โครงสร้าง การเสริมกำลังสามารถทำได้ในหลายรูปแบบ เช่น การเสริมกำลังเฉพาะที่ด้วยการหุ้มด้วยคอนกรีต (Concrete Jacket) เพื่อเพิ่มขนาดหน้าตัดของเสา และเพิ่มปริมาณเหล็กยื่นและเหล็กปลอกในเสา จะทำให้โครงสร้างมีความเหนียวเพิ่มขึ้น สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ดีขึ้น และมีความปลอดภัยเพิ่มมากขึ้นด้วย

## เอกสารอ้างอิง

1. อภิชาติ รักษา, 2554, การออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวในระดับความรุนแรงต่างๆ ในพื้นที่ประเทศไทย, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
2. Mehrabi, A., Benson Shing, P., Schuller, M., and Noland, J., 1996, “Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames”, **Journal of Structural Engineering**, 122(3), 228–237
3. Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., 1988, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, **Journal of Structural Engineering**: 114: 1827-1849
4. เกริกฤทธิ พรหมดวง, 2553, การทดสอบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงสลับทิศ, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
5. ชนิภา เนตรรัตนะ, 2556, การประเมินพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของผนังอิฐก่อ, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
6. Hamid, A., El-Dakhkhni, W.E., Hakam, Z.H.R. and Elgaaly, M., 2005, Behavior of Composite Unreinforced Masonry–Fiber-Reinforced Polymer Wall Assemblages Under In-Plane Loading, **JOURNAL OF COMPOSITES FOR CONSTRUCTION**, FEBRUARY
7. Kaushil, H.B., Rai, D.C. and Jain, S.K., 2007, “Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression”, **JOURNAL OF MATERIALS IN CIVIL ENGINEERING**, pp. 728-739, SEPTEMBER

8. FEMA 356, 2000, **Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings**, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
9. ATC, 1996, **Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings**, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
10. ASTM, 2007, **Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prism**, ASTM C1314-07, Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia
11. ASTM, 2002, **Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortar**, ASTM C109M-02, Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia

**ภาคผนวก ก**

การคำนวณความกว้างของค้ำยันของกำแพงอิฐก่อ

## ตัวอย่างการคำนวณความกว้างค้ำยันของกำแพงอิฐก่อ

การคำนวณความกว้างค้ำยันตาม FEMA 356

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_i t \sin(2\theta)}{4E_f I_c h_m}}$$

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{int} \quad (\text{in})$$

### คุณสมบัติวัสดุ

โมดูลัสยืดหยุ่นของผนังอิฐก่อ( $E_i$ )	598	ksi
โมดูลัสยืดหยุ่นของโครงสร้าง( $E_f$ )	3037	ksi
โมเมนต์อินเนอร์เซียของเสา( $I_c$ )	1080.30	ksi
ความหนาของผนังอิฐก่อ( $t$ )	2.95	in
ความสูงของเสาจากศูนย์กลางคานถึงศูนย์กลางคาน( $h_{col}$ )	118.11	in
ความสูงของผนังก่ออิฐ( $h_m$ )	102.36	in
ความยาวแนวทแยงของผนังอิฐก่อ( $r_{int}$ )	181.1	in
มุมของความยาวแนวทแยง( $\theta$ )	0.6	radians

แทนค่าลงในสมการที่ 1 เพื่อหาค่า  $\lambda_1$

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_i t \sin(2\theta)}{4E_f I_c h_m}} \quad (1)$$

$$\lambda_1 = 0.05$$

แทนค่า  $\lambda_1$  ลงในสมการที่ 2 เพื่อหาความกว้างของค้ำยัน  $a$

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{int} \quad (2)$$

$$a = 16.23 \text{ in}$$

**ภาคผนวก ข**  
**การทดสอบปริซึมอิฐก่อ**

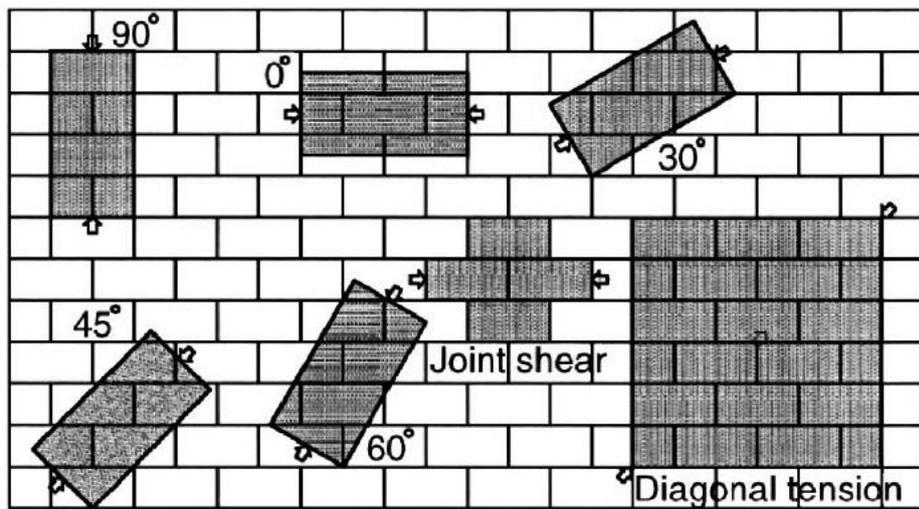
## การทดสอบปรีซึมอิฐก่อ

ผนังอิฐก่อเป็นสิ่งก่อสร้างพื้นฐานที่นิยมใช้อย่างทั่วไปใน โครงอาคารซึ่งจะถูกสมมติให้ไม่ได้รับแรง ใดๆเลย เป็นเพียงน้ำหนักบรรทุกคงที่ชนิดหนึ่งในการออกแบบโครงสร้างและเป็นส่วนประกอบใน ด้านความสวยงามของโครงสร้างเท่านั้น แต่ในความเป็นจริงแล้วผนังอิฐก่อยังช่วยรับแรงบรรทุกใน แนวตั้ง และเมื่อเกิดแผ่นดินไหวขึ้นผนังก่ออิฐใน โครงอาคารมีส่วนช่วยโครงอาคารให้สามารถ ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ดีขึ้น ซึ่งเมื่อเกิดแผ่นดินไหวผนังอิฐก่อจะมีพฤติกรรมเป็นเหมือนค้ำยัน ช่วยให้โครงอาคารรับแรงด้านข้าง ซึ่งจะส่งผลกับการจำลองพฤติกรรมของผนังอิฐก่อด้วย ดังนั้นจึง ทำการทดสอบค่ากำลังอัดของอิฐก่อในทิศทางที่แตกต่างกัน เพื่อหาค่ากำลังอัดของอิฐก่อในทิศทางที่ แตกต่างกัน โดยทำการแบ่งมุมที่ทดสอบตัวอย่างเป็นมุม 25 องศา 35 องศา 45 องศา และ 90 องศา

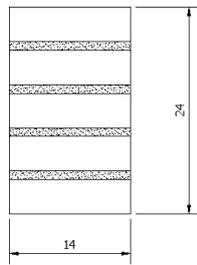
โดยอิฐมอญที่นำมาใช้ จะเป็นอิฐมอญปั้นมือ ดังรูปที่ 1 ซึ่งในการทดสอบ จะทำการทดสอบตามการ ทดสอบของ Hamid et al [6] คือทดสอบพฤติกรรมการรับแรงในมุมต่างๆของกำแพงด้วยดังรูปที่ 2 โดยในการเตรียมตัวอย่าง จะก่อปรีซึมอิฐขนาด 29x29 เซนติเมตร จากนั้นตัดตามมุมที่กำหนดคือ มุม 25 องศา 35 องศา 45 องศา และ 90 องศา ตามรูปที่ 3 และรูปที่ 4



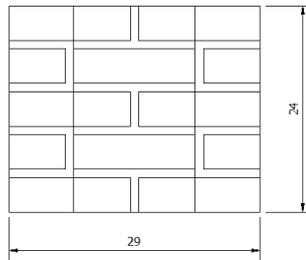
รูปที่ ข.1 ตัวอย่างอิฐมอญปั้นมือที่นำมาใช้ในการทดสอบ



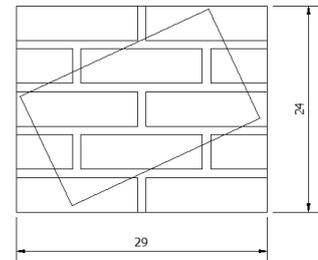
รูปที่ ข.2 รูปตัวอย่างการทดสอบ [6]



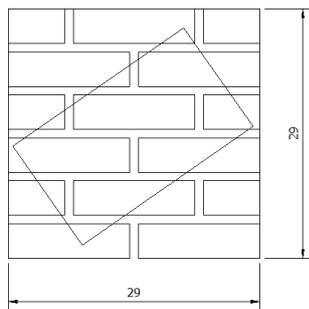
ขนาดกำแพงปรีซิม



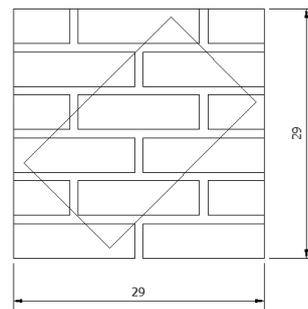
ตัวอย่างกำแพงมุม 90องศา



ตัวอย่างกำแพงมุม 25องศา



ตัวอย่างกำแพงมุม 35องศา



ตัวอย่างกำแพงมุม 45องศา

รูปที่ ข.3 รูปตัวอย่างที่จะใช้ในการทำการทดสอบ



รูปที่ ข.4 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

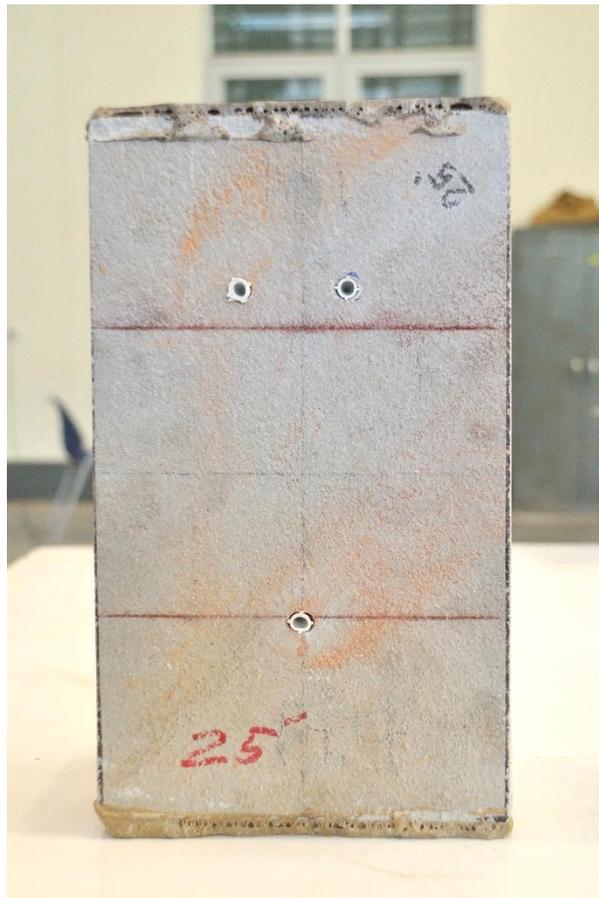
จากนั้นทำการแบ่งตัวอย่างออกเป็น 2 ส่วน คือตัวอย่างที่จะต้องทำการฉาบปิดผิว และไม่ฉาบปิดผิว เพื่อให้พฤติกรรมเหมือนกับผนังอิฐก่อที่ใช้งานจริง โดยจะใช้มุมละ 4 ตัวอย่าง แบ่งเป็นฉาบผิว 2 ตัวอย่าง ไม่ฉาบผิว 2 ตัวอย่าง แล้วบ่มในอากาศอย่างน้อย 14 วัน จากนั้นทำการตัดตัวอย่างให้ได้ขนาดตามมุมที่กำหนด ดังรูปที่ 5



รูปที่ ข.5 การตัดตัวอย่างทดสอบให้ได้มุม และขนาดที่กำหนด

หลังจากการตัดตัวอย่างพบว่า ตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการฉาบปิดผิว อีฐมีการแยกตัวออกจากกันหรือมีการแตกร้าวของอีฐมอญ ทำให้ตัวอย่างมีการเสียรูปทรง และไม่สามารถใช้ในการทดสอบได้ จึงทำการทดสอบเฉพาะตัวอย่างที่ทำการฉาบผิวเท่านั้น

เมื่อได้ตัวอย่างที่พร้อมจะทดสอบแล้ว ทำการปรับผิวสัมผัสของตัวอย่างทดสอบด้วยกำมะถัน (Capping) เพื่อให้พื้นผิวสัมผัสเรียบ และทำการเจาะรูสำหรับประกอบอุปกรณ์วัดค่า ดังรูปที่ 6



รูปที่ ข.6 ตัวอย่างทดสอบ

ในส่วนของการเตรียมการทดสอบ ในการให้แรงใช้ Hydraulic Hand Pump ในการให้แรงอัด และใช้ Load Cell วัดค่ากำลัง ในส่วนของการวัดค่าความเครียด ใช้ LVDT ในการวัดการยืดหดตัวของปริซึมอีฐก่อ โดยกำหนดให้ Gauge Length เท่ากับ 10 เซนติเมตรดังรูปที่ 7 การบันทึกค่าจะเชื่อมต่อ Load Cell และ LVDT เข้ากับคอมพิวเตอร์



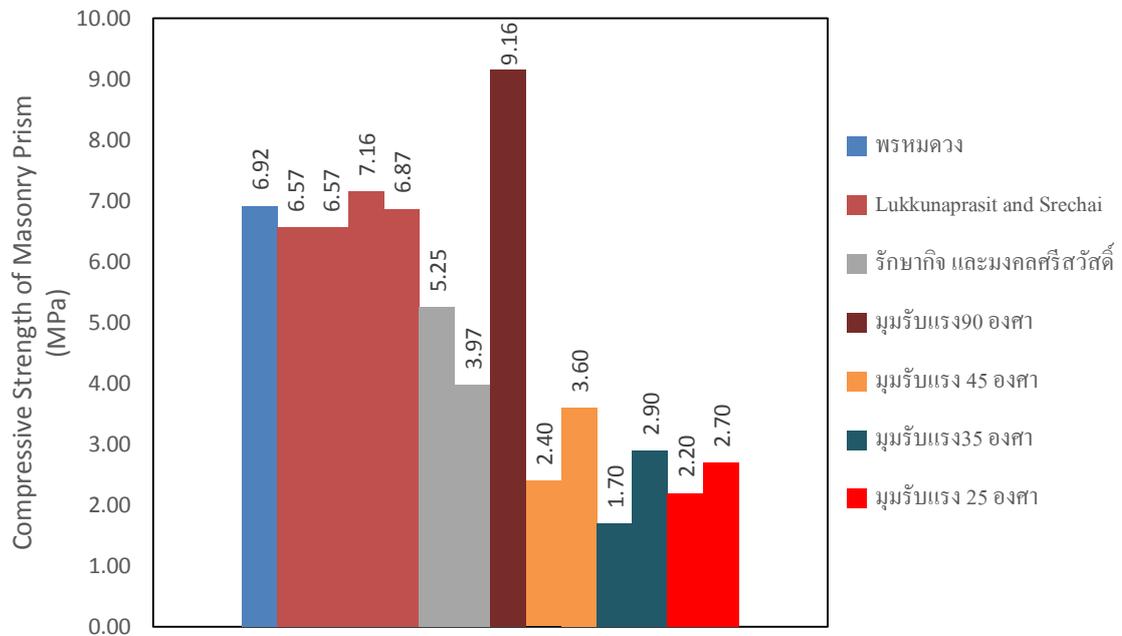
รูปที่ ข.7 การเตรียมการทดสอบ

ทำการทดสอบตัวอย่างโดยค่อยๆเพิ่มแรง พบว่าการเสียรูปของปริซึมจะเป็นแบบเฉียงตามแนวทแยงของตัวอย่าง ซึ่งจากการตรวจสอบพบว่า ในช่วงแรก การเสียรูปจะเป็นการเสียรูปที่เกิดจากปูนที่ใช้ฉาบผิว จากนั้นปูนฉาบผิวจะแยกตัวออกจากปริซึมอิฐก่อ และทำให้ปริซึมวิบัติ ซึ่งทำให้ทราบว่า ค่าความเครียดที่วัดค่าได้ เกิดจากความเครียดของปูนฉาบ ไม่ใช่ตัวปริซึมอิฐก่อ ประกอบกับเมื่อปูนฉาบเกิดการแตกร้าว จะส่งผลให้ตัววัดค่าวัดค่าผิดพลาด ทำให้การทดสอบนี้สามารถวัดได้แต่หน่วยแรงเท่านั้น ไม่สามารถวัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้นได้

ผลการทดสอบการรับแรงของปริซึมอิฐก่อจะแสดงในตารางที่ ข.1 และกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง-ความเครียดจากการทดสอบ จะแสดงในรูปที่ ข.8 – ข.10

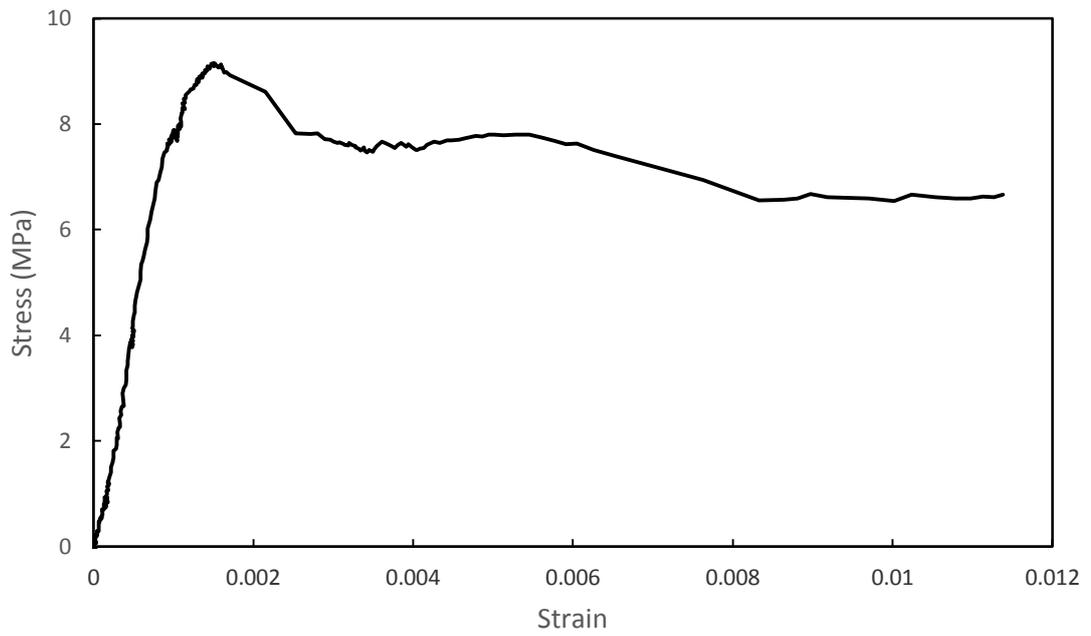
ตารางที่ ข1 ผลการทดสอบการรับแรงของปริซึมอิฐก่อ

มุม	$f'_{me}$
90	9.16
45	2.40 3.60
35	1.70 2.90
25	2.20 2.70

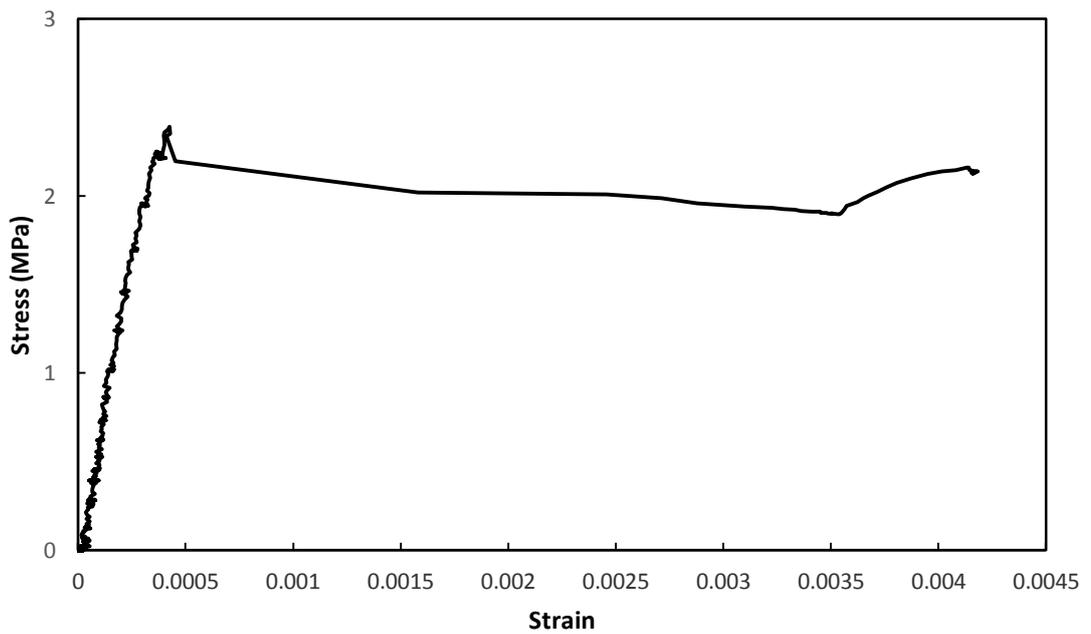


รูปที่ ข.8 การผลทดสอบปริซึมอิฐก่อเทียบกับผลการรวบรวมข้อมูลของ ชนิภา เนตรรัตน์ [5]

จากการทดสอบพบว่า ผลกระทบของมุมที่ใช้ทดสอบมีผลอย่างมากต่อค่ากำลังรับแรงอัดของผนังอิฐก่อตามที่ได้อธิบายไว้โดย Hamid et al [6] ค่ากำลังจะมีค่าต่ำลงมากเมื่อทิศทางของการรับแรงเปลี่ยนเมื่อเทียบกับมุม 90 องศา สาเหตุหลักมาจากตัวอย่างทดสอบมุมอื่นๆที่ไม่ใช้มุม 90 องศา เมื่อทำการทดสอบแล้ว ตัวอย่างทดสอบเกิดการเคลื่อนหลุดออกจากกันระหว่างอิฐก่อกับปูนก่อและปูนฉาบ (bed joint sliding) ส่งผลให้ตัวอย่างเกิดความเสียหายทันที ซึ่งเมื่อเทียบกับมุม 90 องศาแล้ว จะมีการเชื่อมต่อที่ดีกว่าจึงทำให้รับแรงได้มากกว่า

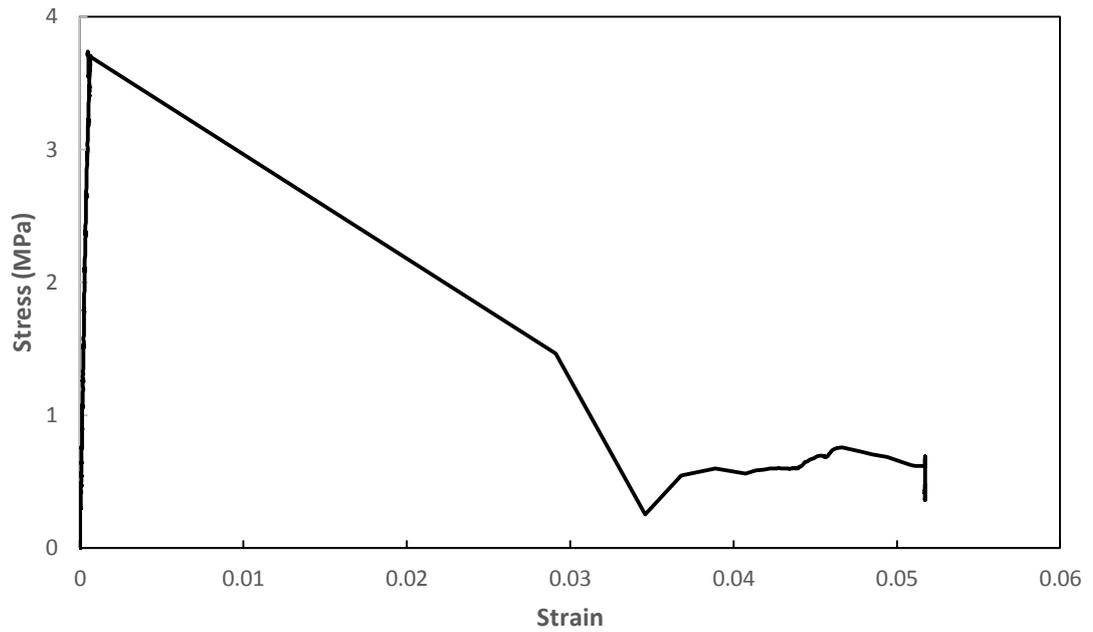


รูปที่ ข.9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของพริซึมอิฐก่อที่มุ่มรับแรง 90 องศา



ก) ตัวอย่างทดสอบที่ 1

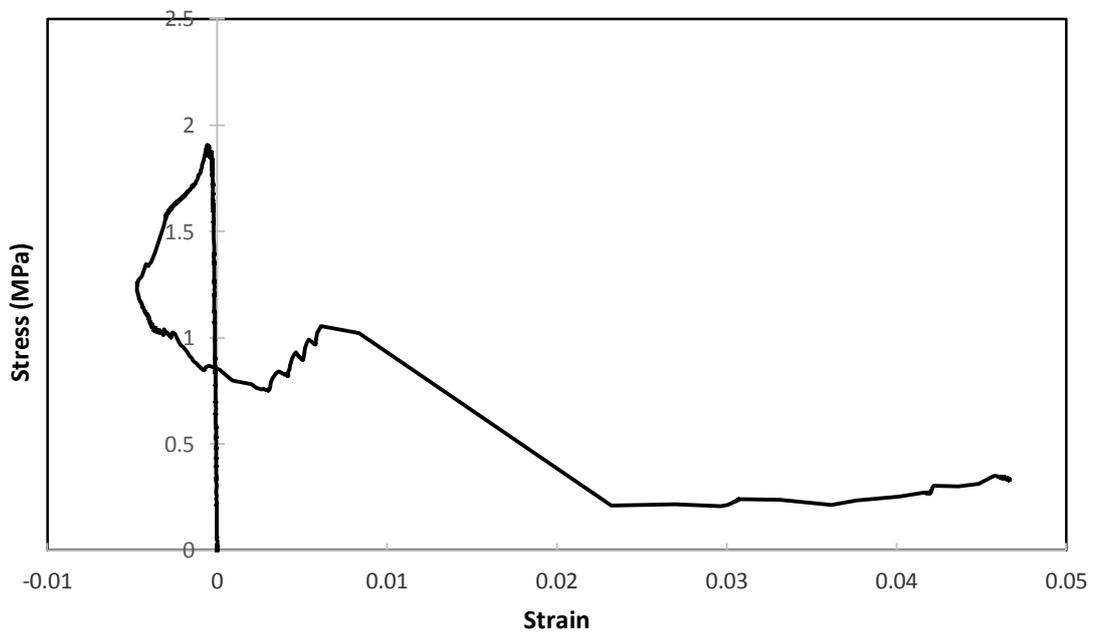
รูปที่ ข.10 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของพริซึมอิฐก่อที่มุ่มรับแรง 45 องศา



ข) ตัวอย่างทดสอบที่ 2

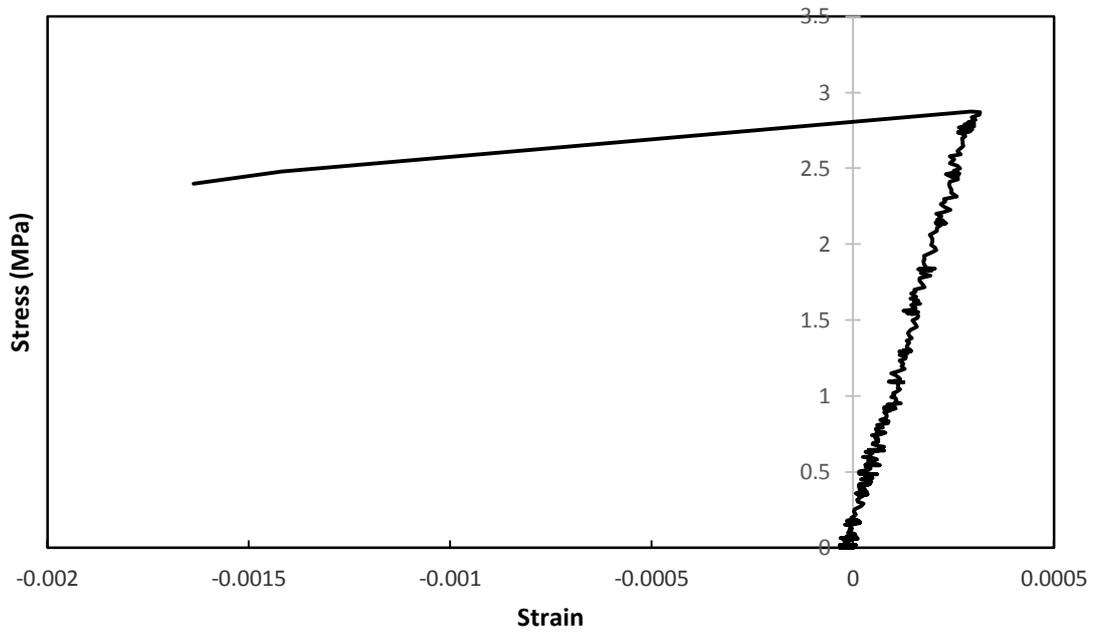
รูปที่ ข.10 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของปริซึมอิฐก่อที่มุ่มรับแรง 45 องศา

(ต่อ)



ก) ตัวอย่างทดสอบที่ 1

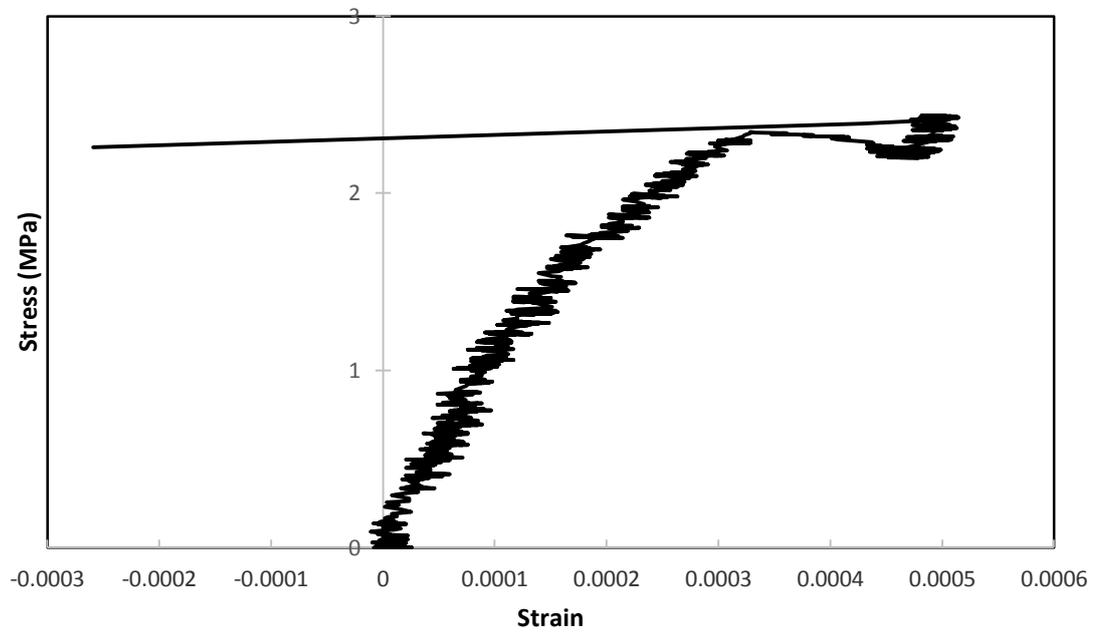
รูปที่ ข.11 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของปริซึมอิฐก่อที่มุ่มรับแรง 35 องศา



ข) ตัวอย่างทดสอบที่ 2

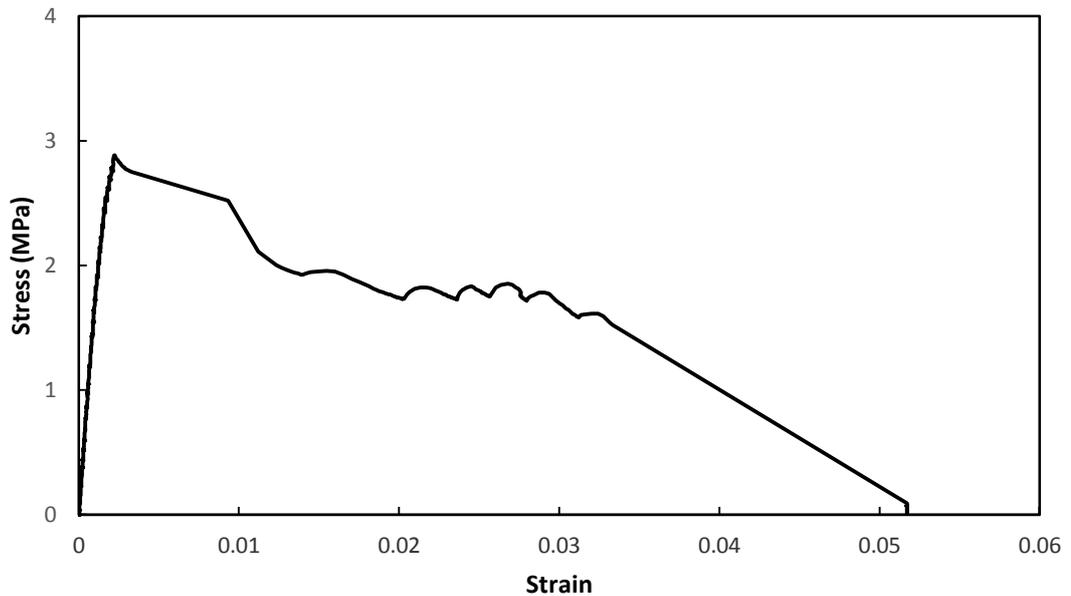
รูปที่ ข.11 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของปริซึมอิฐก่อที่มุ่มรับแรง 35 องศา

(ต่อ)



ก) ตัวอย่างทดสอบที่ 1

รูปที่ ข.12 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของปริซึมอิฐก่อที่มุ่มรับแรง 25 องศา



ข) ตัวอย่างทดสอบที่ 2

รูปที่ ข.12 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของปริซึมอิฐก่อที่มุ่มรับแรง 25 องศา  
(ต่อ)

ผลทดสอบพบว่ากราฟความสัมพันธ์ที่ได้จากการทดสอบ ไม่สามารถนำมาใช้ในแบบจำลองได้ เนื่องจากการวัดค่าความเครียดของปริซึมอิฐก่อนั้นทำได้ยาก เนื่องจากตัวอย่างมีการฉาบปูนที่ผิว และตัววัดความเครียดก็ติดตั้งที่ผิวเช่นกัน เมื่อปริซึมเกิดการแตกร้าวและแยกตัวออกจากอิฐก่อจะไม่สามารถวัดค่าความเครียดได้ และค่าที่วัดได้จึงไม่สามารถกำหนดได้ว่าเป็นค่าความเครียดที่เกิดจากปูนฉาบหรือว่าจากปริซึมอิฐก่อ ดังนั้นความสัมพันธ์ที่ได้จึงไม่สามารถนำไปใช้ในแบบจำลองได้ สำหรับรายละเอียดและผลการทดสอบ



รูป ก.



รูป ข.

รูปที่ ข.13 ภาพความเสียหายที่เกิดขึ้นภายหลังการทดสอบ



รูป ก.



รูป ข.

รูปที่ ข.14 ลักษณะการแยกตัวกันของปูนฉาบกับปรีซิมอิฐก่อ

## ประวัติผู้วิจัย

ชื่อ – สกุล	นายนฤเทพ เพียงสุวรรณ
วัน เดือน ปีเกิด	3 มกราคม 2532
ประวัติการศึกษา	
ระดับมัธยมศึกษา	โรงเรียนเฉลิมพระเกียรติสมเด็จพระศรีนครินทร์ พะเยา พ.ศ. 2549
ระดับปริญญาตรี	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี พ.ศ. 2553
ระดับปริญญาโท	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี พ.ศ. 2557
ผลงานที่ได้รับการตีพิมพ์	นฤเทพ เพียงสุวรรณ, อภิชาติ รักษา, สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์, 2557, “การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตึกแถวในประเทศไทย”, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19, 14-16 พฤษภาคม 2557, โรงแรมพูลแมน ราชารอคิด, จ.ขอนแก่น