

พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสั่นไหวและน้ำท่วม

นายอภิชาติ วงศ์ดี



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)

เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรมหาบัณฑิต

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

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา  
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2557

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Behaviors of reinforced concrete buildings under Tsunami and Flood loads

Mr. Aphichart Wongdee



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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2014

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสั่นพ้องและน้ำท่วม
โดย	นายอภิชาติ วงศ์ดี
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
(ศาสตราจารย์ ดร. บัณฑิต เอื้ออาภรณ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ  
(รองศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย  
(ดร. ปิยะวัชร ฝอยทอง)

อภิชาติ วงศ์ดี : พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสึนามิและน้ำท่วม (Behaviors of reinforced concrete buildings under Tsunami and Flood loads) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ผศ. ดร. อาณัติ เรืองรัศมี, 159 หน้า.

เหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วมเป็นภัยพิบัติทางน้ำที่สร้างความเสียหายอย่างมากต่อประเทศไทย โดยเฉพาะอย่างยิ่งเหตุการณ์ที่สึนามิเข้าซัดชายฝั่งทางใต้ของประเทศไทยเมื่อ 26 ธันวาคม พ.ศ. 2547 ได้สร้างความเสียหายต่ออาคารบ้านเรือนจำนวนมาก และถึงแม้ภัยพิบัติจากเหตุการณ์น้ำท่วมจะไม่เกิดความเสียหายที่ประจักษ์ได้เท่าเหตุการณ์สึนามิแต่ก็ได้สร้างความเสียหายเรื่อยมาโดยส่วนใหญ่จะเกิดจากน้ำท่วมฉับพลันและน้ำป่าไหลหลาก การออกแบบก่อสร้างอาคารในเขตเสี่ยงภัยจึงจำเป็นต้องเข้าใจพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำที่ถูกต้องเพื่อที่จะบรรเทาความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นในอนาคต

ในงานวิจัยนี้จึงได้ศึกษาพฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงกระทำสึนามิและน้ำท่วมโดยศึกษาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูงสองชั้น โดยแบ่งอาคารออกเป็น 2 ประเภทคือ 1) อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่บริเวณชั้นหนึ่งของอาคารเปิดโล่งปราศจากกำแพง และ 2) อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่บริเวณชั้นหนึ่งของอาคารมีการก่อดังอิฐปิดช่องผนังคอนกรีตมวลเบา โดยในการจำลองอาคารได้ใช้แบบจำลอง 3 มิติ ศึกษาพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของอาคารโดยการจำลองด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์บริเวณปลายเสาและปลายคานในตำแหน่งที่เกิดจุดหมุนพลาสติก โดยในส่วนของกำแพงอิฐที่ทำการศึกษาเน้นจำลองเป็นชิ้นส่วนสปริงในแนวราบที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น และได้มีการสอบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการ โดยเป็นการทดสอบโครงสร้างที่มีขนาดและมิติต่าง ๆ เท่าขนาดจริง

ในการวิเคราะห์ผลการตอบสนองของอาคารตัวอย่าง ได้ใช้การให้แรงกระทำแบบอูทกพลวัตกระทำในแนวราบเพื่อจำลองแรงที่เกิดจากสึนามิและน้ำท่วม ซึ่งจะกำหนดความสูงน้ำท่วมให้มีค่าคงที่ และเพิ่มความเร็วการไหลของกระแส น้ำขึ้นไปจนกว่าโครงสร้างจะเกิดการวิบัติ ซึ่งพบว่าอาคารที่ไม่มีแผ่นผนังจะเกิดการวิบัติสองรูปแบบคือการวิบัติด้วยแรงเฉือน และการวิบัติด้วยแรงดัดซึ่งเกิดขึ้นในเสาชั้นหนึ่งของอาคาร โดยที่การวิบัติด้วยแรงเฉือนในเสาจะเกิดขึ้นในกรณีที่มีความสูงน้ำท่วมมีค่าไม่เกิน 2.80 เมตร และจะเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติจากการวิบัติด้วยแรงเฉือนเป็นการวิบัติด้วยแรงดัดเมื่อระดับน้ำมีความสูงเท่ากับ 3.20 เมตร ขึ้นไป และเมื่อพิจารณาอาคารที่มีผนังอิฐก่อดังปิดช่องพบว่ากำแพงอิฐช่วยเพิ่มความต้านทานแรงทางด้านข้างของอาคารขึ้นโดยประมาณ 4 เท่า โดยที่อาคารที่มีผนังอิฐก่อดังสามารถรับแรงกระทำสูงสุดที่เกิดจากสึนามิและน้ำท่วมได้โดยไม่เกิดการวิบัติเมื่อความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 3.20 เมตร และเมื่อความสูงน้ำท่วมมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 6.20 เมตร อาคารที่มีผนังอิฐก่อดังสามารถรับแรงกระทำที่เกิดจากสึนามิ และน้ำท่วมภายใต้ความเร็วการไหลของน้ำค่าต่ำสุดของช่วงความเร็วการไหลที่เป็นไปได้ โดยที่ความเร็วการไหลที่ทำให้อาคารเกิดการวิบัติมีค่าเท่ากับ 12.2 m/s และ 6.1 m/s สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 3.20 เมตร และ 6.20 เมตร ตามลำดับ

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต .....

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก .....

ปีการศึกษา 2557

# # 5670456021 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: TSUNAMI / FLOOD / BUILDING / MASONRY INFILL / NONLINEAR BEHAVIOR

APHICHART WONGDEE: Behaviors of reinforced concrete buildings under Tsunami and Flood loads. ADVISOR: ASST. PROF. ANAT RUANGRASSAMEE, Ph.D., 159 pp.

Tsunami and flood disasters have caused damage to buildings and infrastructure, especially the Indian Ocean tsunami which once caused severe damage to the southern coast of Thailand. Although flood disasters have not induced serious damage at the same level as tsunamis but many parts of Thailand have been affected by floods every year. It is necessary to understand the building behaviors under such kind loading to prevent damage and collapse of buildings. This research is conducted to study the behaviors and responses of two-story reinforced concrete buildings: one is a building with in-plane lightweight masonry infilled walls and another is the building without infilled walls. The building behaviors are analyzed by using the finite element method with 3-dimensional nonlinear fiber models. The infilled wall is represented by the horizontal shear spring model to capture its nonlinear behaviors. The model is calibrated with the experimental results conducted by full-scaled laboratory testing of an RC frame with an infilled wall.

The hydrodynamic force is applied to the building to represent tsunami and flood loads. At each inundation depth, the lateral force is increased until the building collapses. The analysis results show that the building without infilled wall experiences two modes of failure. The building experiences the shear failure of columns at inundation depth lower than 2.80 m. and the flexural failure for the inundation depth greater than 3.20 m. In case of the building with infilled walls, the resisting forces of the building increase by 4 times. And it is found that the building with the lightweight infilled walls can resist tsunami and flood loads with the highest velocity for an inundation depth equal to 3.20 m. In addition, the building can resist tsunami and flood loads with lower bound velocity if the inundation depth is equal to 6.20 m.

Department: Civil Engineering

Student's Signature .....

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature .....

Academic Year: 2014

## กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์ ที่ให้ความกรุณาเป็นที่ปรึกษาช่วยให้คำชี้แนะ และแนวทางการแก้ปัญหาระหว่างการ ทำงานวิจัยจนกระทั่งงานวิจัยเสร็จสมบูรณ์ และขอขอบพระคุณประธานกรรมการสอบ วิทยานิพนธ์ รองศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว ที่ให้ความกรุณาเป็นประธานกรรมการสอบ วิทยานิพนธ์ และแนวทางการแก้ไขสำหรับปรับปรุงงานวิจัย รวมถึงขอขอบพระคุณคณะกรรมการ สอบวิทยานิพนธ์ อาจารย์ ดร. ปิยะวัชร ฝอยทอง ที่ให้คำแนะนำปรึกษาในทฤษฎีงานวิจัยที่ เกี่ยวข้อง และแนวทางการแก้ปัญหาเกี่ยวกับการใช้งานโปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์

ข้าพเจ้าขอขอบคุณ นายอนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ สำหรับการช่วยเหลือในการทำตัวอย่าง ทดสอบ ขอขอบคุณ นายเพชร เครือวิทย์ ที่ช่วยแนะนำวิธีการใช้เครื่องมือทดสอบ รวมถึงวิธีการ เก็บข้อมูลและจัดการข้อมูล รวมไปถึงขอขอบคุณ นายศรประสิทธิ์ ลำภา นายอาทิตย์ อุ่นคำ และ คุณสมพงษ์ ขำแจ้ง สำหรับความช่วยเหลือเรื่อยมาในระหว่างการทดสอบ ซึ่งการทดสอบนี้จะ สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดีไม่ได้ถ้าขาดการช่วยเหลือจากทุกท่านตามที่กล่าว

สุดท้ายนี้ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดาที่ช่วยให้การสนับสนุน และกำลังใจที่ ได้มอบให้แก่ข้าพเจ้า จนกระทั่งสามารถทำงานวิจัยนี้เสร็จสมบูรณ์

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญรูปภาพ.....	ฎ
สารบัญตาราง.....	ฉ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	3
1.3 ขอบเขตงานวิจัย.....	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	4
บทที่ 2 งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1 แรงกระทำจากสึนามิต่อโครงสร้างชายฝั่ง.....	5
2.2 การหาความเร็วของสึนามิ.....	26
2.3 แรงกระทำแบบน้ำท่วม.....	32
2.4 แบบจำลองของผนังอิฐก่อในแนวระนาบ.....	42
2.4.1 พฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐ.....	42
2.4.2 ความสามารถ และพฤติกรรมในการรับแรงเฉือนของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐ.....	48
2.4.3 ความกว้างของแบบจำลองค้ำยันในแนวทแยง.....	55
2.4.4 แบบจำลองค้ำยันหลายตัว.....	57
2.5 แบบจำลองวัสดุ.....	61
2.5.1 แบบจำลองคอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด.....	61

2.5.2	แบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยเหล็กปลอก .....	62
2.5.3	แบบจำลองเหล็กเสริม .....	64
2.5.4	แบบจำลองชิ้นส่วนรับแรงเฉือน.....	65
บทที่ 3	แบบจำลองและการสอบเทียบ .....	68
3.1	การทดสอบในห้องปฏิบัติการ .....	68
3.1.1	ตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อชนิดอิฐมอญ (W1).....	69
3.1.2	ตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อชนิดอิฐมวลเบา (W2) .	71
3.1.3	การติดตั้งเครื่องมือทดสอบ.....	74
3.1.4	ผลการทดสอบโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐมอญ (W1).....	75
3.1.5	ผลการทดสอบโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐมวลเบา (W2) .....	76
3.1.6	การเปรียบเทียบผลการทดสอบ.....	80
3.2	แบบจำลองของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อ .....	82
3.2.1	ความสามารถในการรับแรงเฉือนของแบบจำลองค้ำยันเทียบเท่า.....	83
3.2.2	ความกว้างเทียบเท่าของแบบจำลองค้ำยันในแนวทแยง .....	84
3.2.3	สติฟเนส และความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนที่ของค้ำยัน.....	86
3.2.4	ลักษณะแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	90
3.3	ผลการวิเคราะห์และการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ .....	95
3.3.1	ผลการวิเคราะห์สำหรับแบบจำลองค้ำยันในแนวทแยงแบบเดี่ยว.....	95
3.3.2	ผลการวิเคราะห์สำหรับแบบจำลองค้ำยันแบบต่าง ๆ.....	97
บทที่ 4	อาคารตัวอย่าง และแรงกระทำ.....	100
4.1	แบบแปลนและรายละเอียดอาคารที่ใช้ในการศึกษา.....	100
4.2	การพิจารณาแรงสั่นไหว และน้ำท่วม.....	104
4.3	แบบจำลองโครงสร้างและการกำหนดแรงกระทำ .....	107



4.3.1 แบบจำลองโครงสร้าง.....	107
4.3.2 แบบจำลองโครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อ.....	111
4.3.3 รูปแบบแรงกระทำ.....	113
4.4 การวิเคราะห์โหมดการพังทลาย และการวิบัติของโครงสร้าง.....	114
บทที่ 5 การวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง.....	115
5.1 กรณีแรงกระทำแนวราบเนื่องจากแรงสั่นไหวและน้ำท่วม.....	115
5.1.1 กรณีความสูงน้ำท่วม 1.00 เมตร.....	116
5.1.2 กรณีความสูงน้ำท่วม 1.40 เมตร.....	117
5.1.3 กรณีความสูงน้ำท่วม 2.00 เมตร.....	118
5.1.4 กรณีความสูงน้ำท่วม 2.80 เมตร.....	120
5.1.5 กรณีความสูงน้ำท่วม 3.20 เมตร.....	121
5.1.6 กรณีความสูงน้ำท่วม 4.00 เมตร.....	122
5.1.7 กรณีความสูงน้ำท่วม 4.80 เมตร.....	124
5.1.8 กรณีความสูงน้ำท่วม 6.20 เมตร.....	125
5.2 อิทธิพลของระดับความสูงน้ำท่วม.....	126
5.1 อิทธิพลของความเร็วกการไหลของน้ำ.....	130
5.2 การศึกษาผลของแรงลอยตัว.....	131
5.3 พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐ.....	134
5.3.1 การพิจารณาแรงกระทำในกรณีที่คำนึงถึงพฤติกรรมของกำแพงอิฐร่วมด้วย.....	134
5.3.2 ผลการตอบสนองของอาคารที่คำนึงถึงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ.....	136
บทที่ 6 สรุปผลการวิจัย.....	141
รายการอ้างอิง.....	144
ภาคผนวก ก.....	151

ก.1 การคำนวณความสามารถในการรับแรงของค้ำยัน ตัวอย่างทดสอบ W1.....	151
ก.1.1 การคำนวณความสามารถในการรับแรงของค้ำยันในรูปแบบการวิบัติแบบเลื่อน เฉือน .....	151
ก.1.2 การคำนวณความสามารถในการรับแรงของค้ำยันในรูปแบบการวิบัติแบบอัดแตกที่ มุม.....	151
ก.2 การคำนวณความสามารถในการรับแรงของค้ำยัน ตัวอย่างทดสอบ W2.....	153
ก.2.1 การคำนวณความสามารถในการรับแรงของค้ำยันในรูปแบบการวิบัติแบบเลื่อน เฉือน .....	153
ก.2.2 การคำนวณความสามารถในการรับแรงของค้ำยันในรูปแบบการวิบัติแบบอัดแตกที่ มุม.....	153
ภาคผนวก ข.....	156
ข.1 ตัวอย่างการคำนวณความสามารถในการรับแรงเฉือนของเสา .....	156
ข.2 ผลการวิเคราะห์แรงภายในค้ำยันในแนวทแยง อาคารที่รับแรงสึนามิและน้ำท่วม.....	157
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ .....	159

สารบัญรูปภาพ

หน้า

รูปที่ 1.1 เหตุการณ์สึนามิโทโฮกุประเทศญี่ปุ่นในปี 2011 บริเวณ Kesenuma (Chock et al, 2013)..... 2

รูปที่ 1.2 เหตุการณ์อุทกภัยบริเวณ Motana State Parks ประเทศสหรัฐอเมริกา เมื่อวันที่ 17 กรกฎาคม 2013..... 2

รูปที่ 2.1 นิยามตัวแปรในการศึกษาแรงกระทำต่อกำแพง (Ramsden and Raichlen, 1990) ..... 5

รูปที่ 2.2 หน้าตัดด้านข้างในขณะที่คลื่นเข้าประทะกับกำแพงในช่วงเวลาต่าง ๆ (Ramsden and Raichlen, 1990)..... 6

รูปที่ 2.3 รูปแบบคลื่นต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิจัย (Ramsden, 1996) ..... 7

รูปที่ 2.4 เปรียบเทียบผลการทดลองระหว่าง Strong Turbulent Bore และ Dry-Bed Surge (Ramsden, 1996) ..... 8

รูปที่ 2.5 ลักษณะคลื่นที่พิจารณาในงานวิจัย (Asakura et al., 2002)..... 9

รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์แบบไร้มิติของแรงดันน้ำตลอดความสูงสำหรับคลื่นที่ไม่มีการแตกตัว (Asakura et al., 2002)..... 10

รูปที่ 2.7 ลักษณะแรงกระทำของคลื่นที่ไม่มีการแตกตัว ในกรณี  $\alpha$  เท่ากับ 3 (Asakura et al., 2002)..... 10

รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์แบบไร้มิติของแรงดันน้ำตลอดความสูงสำหรับคลื่นที่มีการแตกตัว (Asakura et al. 2002)..... 11

รูปที่ 2.9 นิยามตัวแปร และรูปแบบการกระจายของแรงดันน้ำ (Okada et al., 2005) ..... 12

รูปที่ 2.10 การกระจายแรงอุทกพลวัต และตำแหน่งของแรงลัพธ์ (FEMA-P646, 2008)..... 14

รูปที่ 2.11 แรงอุทกพลวัต และแรงคลื่นกระแทก (FEMA-P646, 2008)..... 14

รูปที่ 2.12 การรวมแรงอุทกพลวัต และแรงคลื่นกระแทก (FEMA-P646, 2008)..... 15

รูปที่ 2.13 นิยามตัวแปร และลักษณะของแรงกระทำจากสึนามิ (กรมโยธาธิการและผังเมือง, พ.ศ. 2551) ..... 16

รูปที่ 2.14 แบบจำลองขนาด 1:100 ที่ใช้ในการทดสอบ (Lukkunaprasit et al., 2009)..... 17

รูปที่ 2.15 การเปรียบเทียบแรงกระทำต่อตัวอย่างทดสอบเทียบกับเวลา, เส้นทึบแสดงค่าแรงที่วัดได้จากการทดสอบ, เส้นประแสดงค่าแรงที่คำนวณได้จากสมการที่เสนอโดย FEMA-P646 (Lukkunaprasit et al., 2009).....	17
รูปที่ 2.16 โครงสร้างรั้ว และรูปแบบการวิบัติเนื่องจากแรงอุทกพลวัต (Robertson et al., 2012).....	18
รูปที่ 2.17 รายละเอียดสำหรับโครงสร้างรั้วที่วิบัติเนื่องจากแรงอุทกพลวัต (Robertson et al., 2012).....	18
รูปที่ 2.18 เสาไฟฟ้าคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงอุทกพลวัตบริเวณ Dichato (Robertson et al., 2012).....	19
รูปที่ 2.19 อาคารที่ใช้ศึกษาในงานวิจัย (Foytong et al., 2013a).....	20
รูปที่ 2.20 แบบจำลองโครงสร้างที่ใช้ในงานวิจัย (Foytong et al., 2013a).....	20
รูปที่ 2.21 ลักษณะของสึนามิที่กระทำต่อโครงสร้างในช่วงต่าง ๆ (Palermo et al., 2013).....	21
รูปที่ 2.22 แรงเฉือนที่ฐานเทียบกับเวลา ที่วัดได้จากการทดลอง (Palermo et al., 2013).....	21
รูปที่ 2.23 การกระจายของแรงดันที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบ (Palermo et al., 2013).....	21
รูปที่ 2.24 ผลการทดลองค่าความสูงของคลื่น และความเร็วการไหล (Palermo et al., 2013).....	22
รูปที่ 2.25 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของวัตถุทดสอบที่วัดได้จริง และจากการคำนวณ (Palermo et al., 2013).....	22
รูปที่ 2.26 ลักษณะโครงสร้างที่วิบัติเนื่องจากแรงอุทกพลวัต บริเวณ Onagawa ความเร็วการไหลของน้ำเท่ากับ 7.5 เมตรต่อวินาที (Chock et al., 2013).....	23
รูปที่ 2.27 โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้รับความเสียหายเนื่องจากการกระแทกของกำแพงน้ำ (Chock et al., 2013).....	24
รูปที่ 2.28 การวิเคราะห์โครงสร้างที่รับแรงกระแทกจากกำแพงน้ำ (Chock et al., 2013).....	24
รูปที่ 2.29 (ก) – (ข) ลักษณะของอาคารที่เกิดการวิบัติแบบพลิกคว่ำ ที่เมือง Onagawa ซึ่งมีความสูงของสึนามิ 17.9 เมตร (ค) ลักษณะของอาคารที่มีช่องเปิดขนาดใหญ่ , (ง) ภาพจาก googleMaps/StreetView ก่อนเหตุการณ์สึนามิ (Yeh et al., 2013).....	25

รูปที่ 2.30 ลักษณะการวิบัติของกำแพงกันคลื่นซึ่งเกิดจากการถูกกัดเซาะของฐานราก (Yeh et al., 2013).....	25
รูปที่ 2.31 ความสัมพันธ์ระหว่างการไหลของน้ำ และค่าฟรุตนัมเบอร์ .....	26
รูปที่ 2.32 ผลการศึกษาความเร็วการไหลของสึนามิจากเหตุการณ์ในอดีต (Matsutomi and Okamoto, 2010).....	28
รูปที่ 2.33 Terrestrial Laser Scanning (TSL) point cloud บริเวณอ่าว Kasenuma (Fritz et al., 2012).....	29
รูปที่ 2.34 เทคโนโลยีทางด้านการบันทึก และสร้างแบบจำลองสามมิติเพื่อให้เปรียบเทียบกับภาพจากไฟล์วิดีโอ เพื่อใช้ในการวิเคราะห์หาความเร็วการไหล บริเวณอ่าว Kasenuma (Fritz et al., 2012).....	29
รูปที่ 2.35 การเคลื่อนที่ของวัตถุที่พิจารณาในไฟล์วิดีโอลำดับที่ 5 วินาทีที่ 239.3 ถึง 240.7 (Foytong et al., 2013b).....	30
รูปที่ 2.36 ตัวอย่างการคำนวณความเร็วการไหลของสึนามิ บริเวณ Kesenuma City (Foytong et al., 2013b).....	30
รูปที่ 2.37 รูปแบบการวิบัติของอาคารที่ทำการศึกษา (Roos และคณะ, 2003).....	32
รูปที่ 2.38 ลักษณะแรงกระทำทั้ง 4 กรณี ที่ก่อให้เกิดการวิบัติบริเวณผนังรับแรง (Roos et al., 2003).....	33
รูปที่ 2.39 ลักษณะแรงกระทำที่ก่อให้เกิดการวิบัติเนื่องจากการกัดเซาะบริเวณฐานราก (Roos et al., 2003).....	33
รูปที่ 2.40 แบบทดสอบที่ใช้ในงานทดลอง ในกรณีที่มี และไม่มีโครงสร้างกีดขวางการไหล (Shige-eda and Akiyama, 2003).....	34
รูปที่ 2.41 เปรียบเทียบผลการคำนวณแรงอุทกพลวัต กับค่าที่วัดได้จริงจากการทดลอง (Shige-eda and Akiyama, 2003).....	35
รูปที่ 2.42 ระดับน้ำ และการกระจายตัวของความดันเนื่องจากแรงอุทกสถิต ในกรณีต่าง ๆ (Kelman and Spence, 2004).....	35
รูปที่ 2.43 การจำแนกความเสียหายประเภทต่าง ๆ (Kreibich et al., 2009).....	37

รูปที่ 2.44 อิทธิพลของตัวแปรที่มีผลต่อระดับความเสียหาย ระดับต่างๆ ที่ใช้ในงานวิจัย (Kreibich et al., 2009) .....	38
รูปที่ 2.45 รูปแบบแรงกระทำอุทกสถิต และอุทกพลวัต (FEMA-P-55, 2011) .....	39
รูปที่ 2.46 เครื่องมือทดสอบ และแบบจำลองโครงสร้างที่ใช้ในการศึกษา (Xiao and Li, 2013).....	40
รูปที่ 2.47 ค่าความดันที่เกิดขึ้นที่ฐานของแบบจำลองโครงสร้างระหว่างรับแรงอุทก (Xiao and Li, 2013) .....	41
รูปที่ 2.48 การกระจายของแรงดันน้ำที่กระทำต่อกำแพง สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วม 0.6 เมตร (Xiao and Li, 2013).....	41
รูปที่ 2.49 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบ .....	42
รูปที่ 2.50 รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐ.....	43
รูปที่ 2.51 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบของโครงข้อแข็ง ชนิดต่าง ๆ.....	44
รูปที่ 2.52 รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อ (Asteris et al., 2011).....	45
รูปที่ 2.53 การวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีอิฐก่อชนิดอิฐกำลังสูง (Zovkic et al., 2013).....	46
รูปที่ 2.54 การวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีอิฐก่อชนิดอิฐกำลังปานกลาง (Zovkic et al., 2013) .....	46
รูปที่ 2.55 การวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีอิฐก่อชนิดอิฐมวลเบา AAC (Zovkic et al., 2013).....	47
รูปที่ 2.56 ขนาดและมิติต่างๆ ของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐ (Srechai, 2013).....	47
รูปที่ 2.57 รูปแบบการก่ออิฐที่มีคานทับหลังและเสาขนาดเหล็กภายในโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก (Srechai, 2013) .....	48
รูปที่ 2.58 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ของผนังอิฐ .....	51
รูปที่ 2.59 ลักษณะของแรงกระทำในค้ำยันในแนวทแยง (Mostafaei and Kabeyasawa, 2004) .	53
รูปที่ 2.60 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของค้ำยันในแนวทแยง (Mostafaei and Kabeyasawa, 2004) .....	54
รูปที่ 2.61 รูปแบบค้ำยันในแนวทแยง (Asteris et al., 2011) .....	56
รูปที่ 2.62 การคำนวณเปรียบเทียบความกว้างและค่าสติเฟนสสัมพัทธ์ของค้ำยันในแนวทแยง (Asteris et al. 2011).....	56

รูปที่ 2.63 รูปแบบค้ำยัน (Crisafulli et al., 2000) .....	58
รูปที่ 2.64 รูปแบบค้ำยันสามตัว (El-Dakhkhni et al., 2003).....	59
รูปที่ 2.65 แบบจำลองค้ำยันในแนวทแยงและสปริงรับแรงเฉือนในแนวราบ (Crisafulli and Carr, 2007) .....	60
รูปที่ 2.66 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด (Kent and Park, 1971).....	61
รูปที่ 2.67 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Hoshikuma et al., 1997).....	63
รูปที่ 2.68 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Gomes and Appleton, 1997).....	64
รูปที่ 2.69 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ (Sezen, 2002).....	66
รูปที่ 3.1 แบบอาคารโรงเรียนที่ใช้เป็นอาคารต้นแบบ (อนุชาติ และคณะ, 2558).....	68
รูปที่ 3.2 แบบแปลนอาคารต้นแบบ และตัวอย่างโครงข้อแข็งที่ใช้ทดสอบ (อนุชาติ และคณะ, 2558).....	69
รูปที่ 3.3 ตัวอย่างทดสอบ W1(อนุชาติ และคณะ, 2558).....	70
รูปที่ 3.4 แบบหน้าตัด และรายละเอียดการเสริมเหล็ก (อนุชาติ และคณะ, 2558).....	70
รูปที่ 3.5 วิธีการซ่อมแซมรอยร้าวในเสาด้วยวิธี Epoxy Injection .....	71
รูปที่ 3.6 วิธีการซ่อมแซมรอยร้าวในคานด้วยวิธี Epoxy Injection .....	71
รูปที่ 3.7 รูปแบบโครงข้อแข็งและการก่อผนังอิฐมวลเบา.....	72
รูปที่ 3.8 โครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐมวลเบาก่อนการฉาบปิด .....	72
รูปที่ 3.9 การทดสอบเพื่อหาค่ากำลังกดของปริซึมอิฐก่อมวลเบา.....	73
รูปที่ 3.10 การติดตั้งอุปกรณ์ในการทดสอบ .....	74
รูปที่ 3.11 รูปแบบการให้แรงกระทำแบบกำหนดระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์.....	74
รูปที่ 3.12 ความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ W1 ขณะที่กำแพงวิบัติ (อนุชาติ และคณะ, 2558)...	75
รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของตัวอย่างทดสอบ W1 (อนุชาติ และคณะ, 2558).....	75

รูปที่ 3.14	ลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ W2 เมื่อมีระดับการเคลื่อนที่ 0.1% drift.....	76
รูปที่ 3.15	ลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ W2 เมื่อมีระดับการเคลื่อนที่ 0.5% drift.....	77
รูปที่ 3.16	ลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ W2 เมื่อมีระดับการเคลื่อนที่ 0.75% drift.....	77
รูปที่ 3.17	ลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ W2 เมื่อมีระดับการเคลื่อนที่ 1.0% drift.....	77
รูปที่ 3.18	ลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ W2 เมื่อมีระดับการเคลื่อนที่ 1.25% drift.....	78
รูปที่ 3.19	ลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ W2 เมื่อมีระดับการเคลื่อนที่ 1.50% drift.....	78
รูปที่ 3.20	ความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ W2 ขณะที่กำแพงวิบัติ (1.50% drift).....	79
รูปที่ 3.21	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของตัวอย่างทดสอบ.....	79
รูปที่ 3.22	เปรียบเทียบ hysteresis envelopes ของตัวอย่างการทดสอบ W1 และ W2.....	80
รูปที่ 3.23	แบบจำลองค้ำยันในแนวทแยง และนิยามตัวแปร.....	82
รูปที่ 3.24	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเคลื่อนที่ของค้ำยันที่เสนอโดย Panagiotakos and Fardis (1996).....	89
รูปที่ 3.25	แบบจำลองค้ำยันเดี่ยว.....	91
รูปที่ 3.26	แบบจำลองค้ำยันสองตัว.....	92
รูปที่ 3.27	แบบจำลองค้ำยันสามตัว.....	92
รูปที่ 3.28	เปรียบเทียบความสัมพันธ์แรงกระทำและการเคลื่อนที่ระหว่างผลการวิเคราะห์แบบจำลองเดี่ยวและการทดสอบ.....	95
รูปที่ 3.29	เปรียบเทียบความสัมพันธ์แรงกระทำและการเคลื่อนที่ระหว่างแบบจำลองค้ำยันเดี่ยวกับผลการทดสอบ.....	96
รูปที่ 3.30	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของแบบจำลองค้ำยันแบบต่าง ๆ เปรียบเทียบกับผลการทดสอบ สำหรับตัวอย่างทดสอบ W1.....	98
รูปที่ 3.31	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของแบบจำลองค้ำยันแบบต่าง ๆ เปรียบเทียบกับผลการทดสอบ สำหรับตัวอย่างทดสอบ W2.....	98
รูปที่ 3.32	การกระจายแรงเฉือนภายในชิ้นส่วนโครงสร้างเสาและคานของตัวอย่างทดสอบ W2.....	99
รูปที่ 4.1	อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีลักษณะได้ถูกลง.....	101



รูปที่ 4.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ซึ่งมีการก่อผนังอิฐมวลเบาปิดช่องระหว่างช่วงเสาในชั้นที่ 1	101
รูปที่ 4.3 แพลนโครงสร้างชั้น 2 และคานหลังคา .....	102
รูปที่ 4.4 แพลนโครงสร้างแสดงตำแหน่งผนังในอาคารที่มีกำแพงอิฐ .....	102
รูปที่ 4.5 รายละเอียดแบบหน้าตัดเสา C1 (ชาย) และคาน B1 (ขวา) .....	103
รูปที่ 4.6 ลักษณะแรงกระทำอุทกพลวัต .....	106
รูปที่ 4.7 ลักษณะแรงกระทำอุทกพลวัตร่วมกับแรงลอยตัว .....	106
รูปที่ 4.8 ลักษณะชิ้นส่วนเสาและคานที่ใช้ในแบบจำลอง .....	108
รูปที่ 4.9 หน้าตัดไฟเบอร์สำหรับชิ้นส่วนเสา(ชาย)และคาน(ขวา).....	109
รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดแบบจำลองหน้าตัดไฟเบอร์.....	109
รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของชิ้นส่วนสปริงรับแรงเฉือนของเสา B2 ในชั้นที่ 1.....	110
รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของค้ำยันที่ใช้ในการวิเคราะห์อาคาร .	112
รูปที่ 4.13 กรณิพิจารณาเฉพาะแรงอุทกพลวัต.....	113
รูปที่ 4.14 กรณิพิจารณาแรงอุทกพลวัตกระทำร่วมกับแรงลอยตัวสถิตในแนวดิ่ง .....	114
รูปที่ 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุด กรณีความสูงน้ำท่วม 1.0 เมตร.....	116
รูปที่ 5.2 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือนของเสา C1/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 1.0 เมตร (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของเสา C1/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 1.0 เมตร.....	117
รูปที่ 5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุด สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วม เท่ากับ 1.4 เมตร.....	118
รูปที่ 5.4 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือนของเสา C1/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 1.4 เมตร (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของเสา C1/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 1.4 เมตร.....	118
รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุด สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วม เท่ากับ 2.0 เมตร.....	119



รูปที่ 5.17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและระยะการเคลื่อนที่สูงสุดในกรณีความสูงน้ำท่วมต่าง ๆ กัน.....	127
รูปที่ 5.18 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของเสา B2/1 ในความสูงน้ำท่วมกรณีต่าง ๆ .....	128
รูปที่ 5.19 ความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตส่วนที่มีการโอบรัด เสา B2/1 ภายใต้อายุความสูงน้ำท่วมกรณีต่าง ๆ .....	129
รูปที่ 5.20 ความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตส่วนที่มีการโอบรัด เสา B2/1 ภายใต้อายุความสูงน้ำท่วมกรณีต่าง ๆ .....	129
รูปที่ 5.21 ความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมในเสา B2/1 ภายใต้อายุความสูงน้ำท่วมกรณีต่าง ๆ .....	130
รูปที่ 5.22 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและความสูงน้ำท่วม โดยเปรียบเทียบกับแรงกระทำในช่วงความเร็วการไหลของเหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วม .....	131
รูปที่ 5.23 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับระยะการเคลื่อนที่สูงสุดในกรณีที่เกิดผลของแรงลอยตัวและกรณีที่ไม่เกิดผลของแรงลอยตัวสำหรับความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 3.2 เมตร.....	132
รูปที่ 5.24 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับระยะการเคลื่อนที่สูงสุดในกรณีที่เกิดผลของแรงลอยตัวและกรณีที่ไม่เกิดผลของแรงลอยตัวสำหรับความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 6.2 เมตร.....	133
รูปที่ 5.25 ความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมในเสา B2/1 ในกรณีคิดผลของแรงลอยตัวและในกรณีที่ไม่คิดผลของแรงลอยตัว .....	133
รูปที่ 5.26 รูปแบบแรงกระทำแบบให้แรงรวมที่จุด .....	134
รูปที่ 5.27 รูปแบบแรงกระทำในกรณีที่เกิดผลของพฤติกรรมของกำแพงอิฐ .....	135
รูปที่ 5.28 เปรียบเทียบรูปแบบแรงกระทำแบบจุดและแรงกระทำแบบกระจายในกรณีความสูงน้ำท่วม 3.2 เมตร .....	135
รูปที่ 5.29 เปรียบเทียบรูปแบบของแรงกระทำแบบจุดและแรงกระทำแบบกระจายในกรณีความสูงน้ำท่วม 6.2 เมตร .....	135

รูปที่ 5.30 เปรียบเทียบความสามารถรับแรงทางด้านข้างของอาคารที่มีกำแพงอิฐ กรณีความสูง  
 น้ำท่วมเท่ากับ 3.2 เมตร และ 6.2 เมตร ..... 136

รูปที่ 5.31 เปรียบเทียบความเร็วการไหลของน้ำที่เข้ากระทำกับอาคารที่มีกำแพงอิฐ กรณีความ  
 สูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 3.2 เมตร และ 6.2 เมตร..... 137

รูปที่ 5.32 เปรียบเทียบความสามารถรับแรงทางด้านข้างของอาคารที่คิดผลของกำแพงอิฐและ  
 อาคารที่ไม่คิดผลของกำแพงอิฐ ในกรณีมีความสูงน้ำท่วม 3.2 เมตร ..... 138

รูปที่ 5.33 เปรียบเทียบความสามารถรับแรงทางด้านข้างของอาคารที่คิดผลของกำแพงอิฐและ  
 อาคารที่ไม่คิดผลของกำแพงอิฐ ในกรณีมีความสูงน้ำท่วม 6.2 เมตร ..... 138

รูปที่ 5.34 ความสัมพันธ์ความเร็วการไหลของน้ำและการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารที่มีกำแพงอิฐ  
 กรณีความสูงน้ำท่วม 3.2 เมตร..... 139

รูปที่ 5.35 ความสัมพันธ์ความเร็วการไหลของน้ำและการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารที่มีกำแพงอิฐ  
 กรณีความสูงน้ำท่วม 6.2 เมตร..... 139

รูปที่ 5.36 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การไหล-ความสูงน้ำท่วม ของอาคารที่มีกำแพงอิฐและ  
 ไม่มีกำแพงอิฐ เปรียบเทียบกับช่วงการไหลสึนามิ และน้ำท่วม ..... 140

รูปที่ ข.2.0.1 แรงภายในค้ำยันในแนวทแยงในชั้น 1 ของอาคาร กรณีความสูงน้ำท่วม 3.2 เมตร .. 157

รูปที่ ข.2.0.2 แรงภายในค้ำยันในแนวทแยงในชั้น 1 ของอาคาร กรณีความสูงน้ำท่วม 6.2 เมตร .. 157

รูปที่ ข.2.0.3 แรงภายในค้ำยันในแนวทแยงในชั้น 2 ของอาคาร กรณีความสูงน้ำท่วม 6.2 เมตร .. 158

## สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 2.1 บริเวณที่ทำการสำรวจโดย Matsutomi et al. (2006).....	27
ตารางที่ 2.2 ความเร็วการไหลของเหตุการณ์ที่ทำการศึกษา (Foytong et al., 2013b) .....	31
ตารางที่ 2.3 ระยะเวลาเคลื่อนที่ในตำแหน่งต่าง ๆ ของค้ำยัน (FEMA356, 2000).....	52
ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ .....	73
ตารางที่ 3.2 การทดสอบโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐชนิด ต่าง ๆ .....	81
ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติของกำแพงอิฐก่อ .....	85
ตารางที่ 3.4 เปรียบเทียบค่าความกว้างของค้ำยันเทียบเท่าในแนวทแยง .....	85
ตารางที่ 3.5 การเปรียบเทียบแบบจำลองความกว้างเทียบเท่าของค้ำยัน.....	88
ตารางที่ 3.6 สติฟเนส และการเคลื่อนที่ของค้ำยันในช่วงต่าง ๆ .....	90
ตารางที่ 3.7 การแปลงความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนที่ของค้ำยัน (ตัวอย่างทดสอบ W1).....	93
ตารางที่ 3.8 การแปลงความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนที่ของค้ำยัน (ตัวอย่างทดสอบ W2).....	94
ตารางที่ 3.9 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนเสาและคานในแบบจำลองค้ำยันทั้งสามชนิด .....	99
ตารางที่ 4.1 ค่าคุณสมบัติต่างๆของอาคารตัวอย่าง .....	103
ตารางที่ 4.2 การศึกษาความเร็วการไหลของกระแสน้ำในเหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วม .....	105
ตารางที่ 4.3 ความสามารถรับแรงของหน้าตัดเสา .....	110
ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติของค้ำยันรับแรงเฉือนในแนวทแยง .....	112
ตารางที่ 5.1 สรุปผลการวิเคราะห์สำหรับกรณีคิดเฉพาะแรงกระทำในแนวราบ .....	115
ตารางที่ 5.2 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 1.0 เมตร.....	116
ตารางที่ 5.3 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 1.4 เมตร.....	117
ตารางที่ 5.4 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 2.0 เมตร.....	119
ตารางที่ 5.5 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 2.8 เมตร.....	120
ตารางที่ 5.6 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 3.20 เมตร .....	121

ตารางที่ 5.7 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 4.0 เมตร.....	123
ตารางที่ 5.8 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 4.8 เมตร.....	124
ตารางที่ 5.9 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 6.2 เมตร.....	125
ตารางที่ 5.10 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาในกรณีความสูงน้ำท่วมต่าง ๆ กัน .....	127



## บทที่ 1

### บทนำ

#### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ภัยพิบัติทางธรรมชาติเป็นเหตุการณ์ที่สร้างความสูญเสียให้แก่ชีวิตและทรัพย์สิน ส่งผลกระทบต่อเศรษฐกิจ วิถีชีวิตความเป็นอยู่ เหตุการณ์ภัยพิบัติต่างๆที่เกิดขึ้นในอดีตไม่ว่าจะเป็นภัยพิบัติทางแผ่นดินไหว, สึนามิ, พายุฤดูร้อน, น้ำป่าไหลหลาก ฯลฯ ซึ่งเหตุการณ์ต่างๆเหล่านี้เป็นสิ่งที่ทุกคนไม่พึงปรารถนาให้เกิดขึ้น สิ่งที่ทำได้คือการเรียนรู้ และเตรียมตัวรับมือกับภัยพิบัติต่างๆที่เป็นไปได้ว่าจะเกิดขึ้นในอนาคต เพื่อที่จะสามารถรับมือ และลดโอกาสที่จะเกิดความสูญเสียต่าง ๆ ให้น้อยที่สุด

เหตุการณ์แผ่นดินไหวในทะเลอันดามัน เมื่อวันที่ 26 ธันวาคม พ.ศ. 2547 ที่ก่อให้เกิดสึนามิขนาดใหญ่เข้าซัดชายฝั่งในหลายประเทศ รวมถึงพื้นที่ชายฝั่งทางภาคใต้ของประเทศไทย นับเป็นภัยพิบัติทางธรรมชาติที่สร้างความสูญเสียต่อชีวิตและทรัพย์สินเป็นจำนวนมาก จากการสำรวจพบว่ามีจำนวนผู้เสียชีวิตทั้งหมดโดยประมาณ 230,000 คน ซึ่งจากเหตุการณ์นี้ ทำให้หลายประเทศตระหนักถึงภัยจากสึนามิ รวมถึงประเทศไทยได้มีการพัฒนาระบบเตือนภัยสึนามิ และจัดทำมาตรฐานการออกแบบสำหรับโครงสร้างอาคารอพยพขึ้นมา โดยที่สึนามิคือคลื่นทะเลขนาดใหญ่พัดเข้ากระแทกชายฝั่ง หลังจากนั้นมวลน้ำที่เคลื่อนที่ด้วยความเร็วจะไหลท่วมขึ้นฝั่ง และขยายขอบเขตเป็นบริเวณกว้างเพื่อสลายพลังงาน ทำให้โครงสร้างอาคารจำนวนมากเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงกระแทกของกำแพงน้ำ (bore impact), แรงลอยตัว (buoyancy force), แรงอุทกพลวัต (hydrodynamic) รวมไปถึงแรงกระแทกจากวัตถุที่ไหลมากับน้ำ (debris)

นอกจากนั้นแล้วประเทศไทยยังได้รับผลจากภัยพิบัติที่เกี่ยวกับน้ำอีกคือ ภัยพิบัติจากอุทกภัย และถึงแม้จะไม่ทำให้เกิดความเสียหายที่ประจักษ์ได้เท่ากับเหตุการณ์สึนามิ แต่ก็ได้สร้างความเสียหายเรื่อยมาโดยส่วนใหญ่จะเกิดจากน้ำท่วมฉับพลัน และน้ำป่าไหลหลาก ซึ่งลักษณะแรงน้ำท่วมนั้นมีลักษณะที่คล้ายคลึงกับแรงที่เกิดจากสึนามิ แม้ว่าข้อมูลในอดีตจะบ่งชี้ว่าค่าความสูงน้ำท่วมและความเร็วการไหลของกระแสน้ำของทั้งสองจะมีความแตกต่างกัน

การก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในอดีตไม่ได้มีการคำนึงถึงผลของแรงกระทำสึนามิหรือผลของแรงกระทำน้ำท่วม การศึกษาผลการตอบสนองของอาคารภายใต้แรงกระทำภายใต้

เหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วมจึงเป็นเรื่องที่จำเป็น เพื่อที่จะสามารถเข้าใจพฤติกรรมโครงสร้าง และสามารถนำไปออกแบบก่อสร้างอาคารที่อยู่ในพื้นที่เขตเสี่ยงภัยให้มีความสามารถต้านทานแรงจากเหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วม รวมถึงสามารถประเมินความเสียหายอาจเกิดขึ้นในอนาคต



รูปที่ 1.1 เหตุการณ์สึนามิโทโฮกุประเทศญี่ปุ่นในปี 2011 บริเวณ Kesenuma  
(Chock et al, 2013)



รูปที่ 1.2 เหตุการณ์อุทกภัยบริเวณ Motana State Parks ประเทศสหรัฐอเมริกา เมื่อวันที่ 17 กรกฎาคม 2013

(<http://bloximages.chicago2.vip.townnews.com/missoulian.com/content/tncms/assets/v3/editorial/3/ed/3ed26c6e-efe0-11e2-ab23-001a4bcf887a/51e8420608abb.preview-620.jpg>)



## 1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1) ศึกษาพฤติกรรม และการตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำจากสึนามิและน้ำท่วม

2) ศึกษาลักษณะของแบบจำลองที่เหมาะสมในการจำลองพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อรับแรงกระทำทางด้านข้าง

3) วิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ และการกระจายตัวของแรงในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำจากสึนามิและน้ำท่วม

4) ศึกษารูปแบบของอาคารที่เหมาะสม เพื่อป้องกันการวิบัติภายใต้แรงกระทำจากสึนามิ และน้ำท่วม

## 1.3 ขอบเขตงานวิจัย

1) ศึกษาผลการตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 2 ชั้น โดยแบ่งอาคารออกเป็นสองประเภทได้แก่อาคารแบบใต้ถุนเปิดโล่ง และอาคารที่มีผนังอิฐก่อในแนวระนาบขนาดเท่ากับทิศทางการไหลของน้ำ

2) ใช้แบบจำลองค้ำยันในแนวทแยงในการจำลองพฤติกรรมของกำแพงอิฐภายในโครงข้อแข็งที่รับแรงกระทำทางด้านข้าง

3) ศึกษาผลการตอบสนองของอาคารโดยใช้วิธีการปลักแบบสถิต (static pushover analysis) และใช้แบบจำลองไฟเบอร์เพื่อจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น (non-linear fiber model)

4) ใช้แรงกระทำแบบอุทกพลวัตเป็นแรงกระทำในแนวราบเพื่อจำลองแรงกระทำจากสึนามิและน้ำท่วม โดยคิดเฉพาะแรงกระทำจากการไหลของน้ำในทิศทางเดียว เข้าปะทะกับอาคารแบบตั้งฉาก ด้านหน้าอาคาร รวมถึงพิจารณาผลของแรงลอยตัวสถิตที่กระทำในแนวตั้ง

#### 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1) สามารถอธิบายพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำสึนามิและน้ำท่วม

2) สามารถอธิบายพฤติกรรม และรูปแบบการวิบัติของโครงสร้างแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อปิดช่องภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง

3) สามารถอธิบายพฤติกรรมของผนังอิฐก่อที่มีผลต่ออาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสึนามิและน้ำท่วม

4) สามารถเสนอรูปแบบของอาคารที่เหมาะสมในการป้องกันการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสึนามิและน้ำท่วม

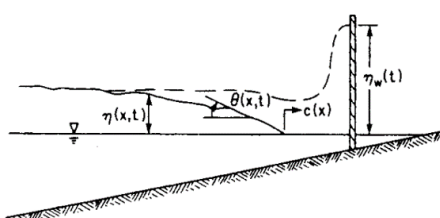


## บทที่ 2

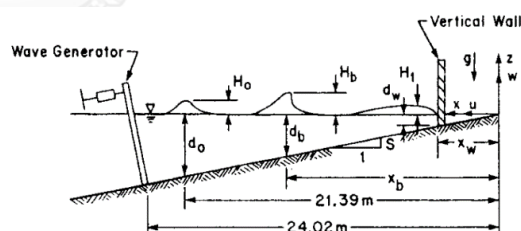
### งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 แรงกระทำจากสึนามิต่อโครงสร้างชายฝั่ง

Ramsden and Raichlen (1990) ทำการทดสอบเพื่อหาค่าแรงกระทำจากกำแพงน้ำ (incident bores) ที่กระทำกับกำแพงในแนวตั้งดังแสดงในรูปที่ 2.1 โดยที่ได้ทำการจำลองคลื่นซึ่งมีความสูงสัมพัทธ์เริ่มต้น (initial relative wave height,  $H_0/d_0$ ) ต่างกันทั้งหมด 6 กรณี จากการทดลองพบว่าแรงกระทำสูงสุดที่เกิดขึ้นไม่ได้เกิดในขณะที่ความสูงน้ำในด้านหน้ากำแพงมีค่ามากที่สุด แต่จะเกิดแรงกระทำสูงสุดหลังจากระดับน้ำด้านหน้ากำแพงมีค่าลดลงแล้ว ดังแสดงในรูปที่ 2.2 เมื่อ  $tc/H_1$  มีค่าเท่ากับ 6.69 เป็นเวลาที่ความสูงน้ำในด้านหน้ากำแพงมีค่ามากที่สุด และเมื่อ  $tc/H_1$  มีค่าเท่ากับ 9.93 เป็นช่วงเวลาที่เกิดแรงสูงสุด ( $t$  คือเวลา,  $c$  คือความเร็วการไหลของน้ำ,  $H_1$  คือความสูงของคลื่นที่วัดจากระดับน้ำเดิม), ในงานวิจัยได้สมมติให้การกระจายของความดันที่กระทำต่อกำแพงเป็นแบบสถิต สามารถคำนวณหาค่าแรงกระทำสูงสุดได้จากสมการที่ 2-1 ซึ่งให้ผลการคำนวณที่มีค่ามากกว่าค่าแรงสูงสุดที่วัดได้จริงจากการทดลอง อย่างไรก็ตามค่าแรงสูงสุดที่วัดได้จริงจากการทดลองมีค่าใกล้เคียงกับสมการที่เสนอโดย Cross (1967) ดังแสดงในสมการที่ 2-2

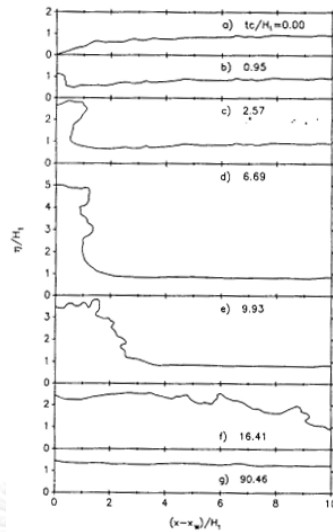


(ก) อุปกรณ์สำหรับการทดสอบ



(ข) ลักษณะคลื่นที่เข้าปะทะกำแพง

รูปที่ 2.1 นิยามตัวแปรในการศึกษาแรงกระทำต่อกำแพง (Ramsden and Raichlen, 1990)



รูปที่ 2.2 หน้าตัดด้านข้างในขณะคลื่นเข้าประทะกับกำแพงในช่วงเวลาต่าง ๆ (Ramsden and Raichlen, 1990)

$$F = \frac{1}{2} b \gamma (\eta_w + d_w)^2 \quad (2-1)$$

$$F_T = \frac{1}{2} b \gamma (\eta + d_w)^2 + \frac{\gamma}{g} C_F b c^2 (\eta) \quad (2-2)$$

โดยที่

$C_F$  คือสัมประสิทธิ์ของแรง มีค่าเท่ากับ  $1 + (\tan \theta)^{1.2}$

$\eta(x, t)$  คือค่าความสูงของคลื่นเหนือระดับน้ำเดิม

$d_w$  คือระดับน้ำเดิมวัดจากฐานของกำแพงถึงระดับน้ำ มีค่าเท่ากับ 5 มิลลิเมตร

$\gamma$  คือน้ำหนักจำเพาะของน้ำ

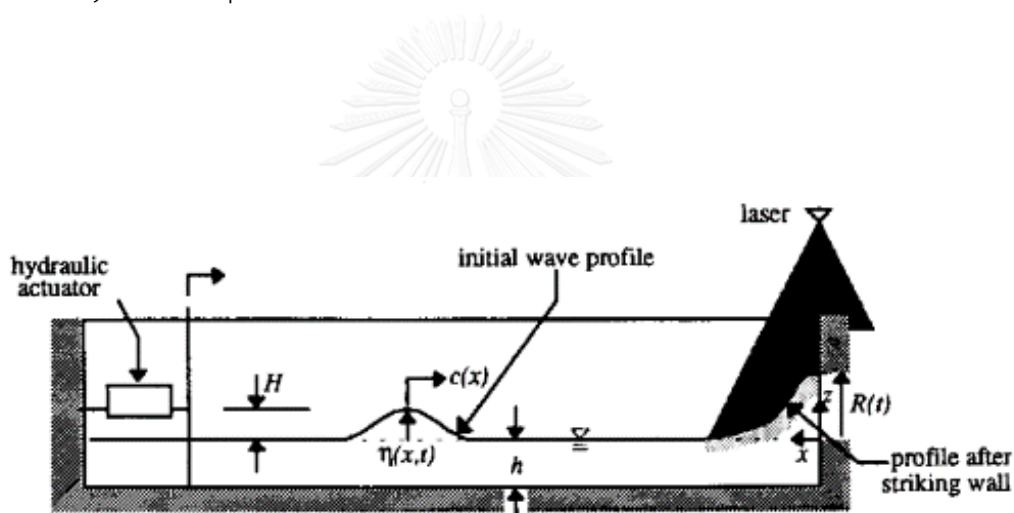
$b$  คือความกว้างของกำแพง

$c$  คือความเร็วการไหลของน้ำ

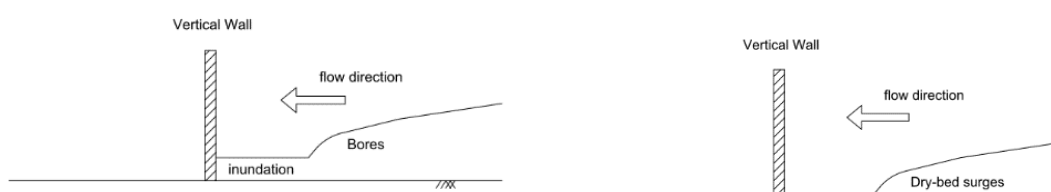
Ramsden (1996) ได้ทำการศึกษาแรงกระทำสึนามิในช่วงที่มีการไหลแบบปั่นป่วน (turbulent bore) ซึ่งสึนามิจะถูกจำลอง และทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยได้ใช้เครื่องมือทดสอบสองลักษณะในการจำลองแรงกระทำจากสึนามิ แรงที่ถูกจำลองในการศึกษานี้ได้แก่แรงกระทำเนื่องจากคลื่นเดี่ยว (solitary wave) และแรงกระทำเนื่องจากกำแพงน้ำ (bores and dry-bed

surges) ดังแสดงในรูปที่ 2.3 โดยในงานวิจัยนี้แบ่งลักษณะการไหลของคลื่นออกเป็น 3 ลักษณะ ได้แก่ คลื่นในช่วงการไหลราบเรียบ, คลื่นในช่วงการไหลเปลี่ยน และคลื่นในช่วงการไหลปั่นป่วน โดยในรูปที่ 2.4 แสดงให้เห็นถึงผลการทดลองระหว่าง Turbulent bore เปรียบเทียบผลกับ Dry-bed surge พบว่าแรงกระทำที่เกิดจาก Turbulent bore มีค่ามากกว่าแรงกระทำที่เกิดจากจาก Dry bed surge

ในงานวิจัยนี้ยังได้มีการเสนอสมการสำหรับคำนวณค่าแรงและโมเมนต์สูงสุดที่กระทำต่อกำแพงในช่วงที่มีการไหลแบบปั่นป่วนสำหรับค่าความชันการไหลแบบราบเรียบ (mild beach slope,  $S \leq 0.02$ ) ซึ่งแสดงไว้ในสมการที่ 2-3 ถึง 2-6 โดยสมมติให้มีการกระจายของแรงดันน้ำเป็นแบบสถิต (Hydrostatic pressure distribution)



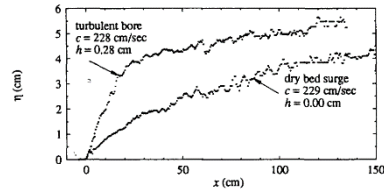
(ก) เครื่องมือทดสอบสำหรับจำลองคลื่นเดี่ยว (solitary wave)



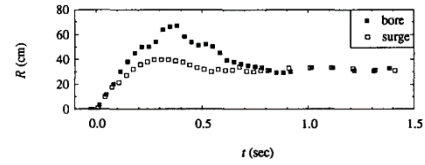
(ข) กำแพงน้ำในลักษณะที่เคลื่อนที่ผ่านระดับน้ำท่วม (bores)

(ค) กำแพงน้ำในลักษณะที่เคลื่อนที่ผ่านระดับน้ำท่วม (bores)

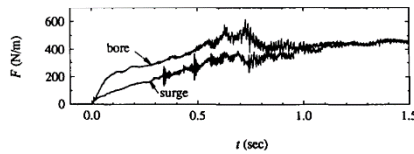
รูปที่ 2.3 รูปแบบคลื่นต่าง ๆ ที่ใช้ในงานวิจัย (Ramsden, 1996)



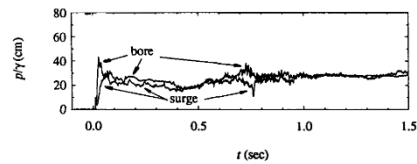
(ก) หน้าที่ตัดด้านข้างของคลื่น



(ข) ความสูงคลื่นด้านหน้ากำแพงเทียบกับเวลา



(ค) หัวความดันเทียบกับเวลา



(ง) แรงกระทำต่อกำแพงในแนวตั้งเทียบกับเวลา

รูปที่ 2.4 เปรียบเทียบผลการทดลองระหว่าง Strong Turbulent Bore และ Dry-Bed Surge (Ramsden, 1996)

$$\frac{F}{F_l} = 1.325 + 0.347 \left( \frac{H}{h} \right) + \frac{1}{58.3} \left( \frac{H}{h} \right)^2 + \frac{1}{7160} \left( \frac{H}{h} \right)^3 \quad (2-3)$$

$$\frac{M}{M_l} = 1.923 + 0.454 \left( \frac{H}{h} \right) + \frac{1}{8.21} \left( \frac{H}{h} \right)^2 + \frac{1}{808} \left( \frac{H}{h} \right)^3 \quad (2-4)$$

$$F_l = \frac{1}{2} \rho g b (2H + h_w)^2 \quad (2-5)$$

$$M_l = \frac{1}{6} \rho g b (2H + h_w)^3 \quad (2-6)$$

โดยที่

$F_l$  คือ ค่าแรงกระทำเมื่อความสูงคลื่นด้านหน้ากำแพงมีค่าเท่ากับ  $2H$ ,

$M_l$  คือ ค่าโมเมนต์ขณะความสูงคลื่นด้านหน้ากำแพงมีค่าเท่ากับ  $2H$ ,

$H$  คือ ความสูงคลื่นจากระดับน้ำคงที่

$h$  คือ ระดับน้ำคงที่

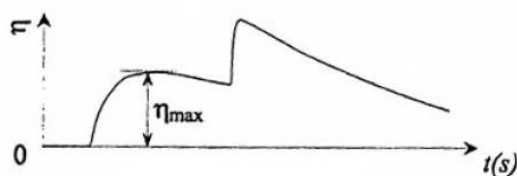
$h_w$  คือ ความสูงน้ำด้านหน้ากำแพง

$b$  คือ ความกว้างของกำแพง

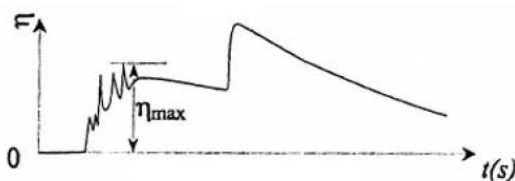
$\rho$  คือ ความหนาแน่นของน้ำ

Asakura et al. (2002) ได้ทำการเสนอสมการสำหรับคำนวณแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากสึนามิ โดยทำการจำแนกคลื่นจากสึนามิเป็น 2 ประเภท คือคลื่นที่ไม่มีการแตกตัว (Wave without fission) และคลื่นที่มีการแตกตัว (Wave with fission) ดังแสดงในรูปที่ 2.5 ซึ่งสำหรับคลื่นที่ไม่มีการแตกตัว (Wave without fission) การกระจายของแรงต้นขณะที่เกิดแรงต้นสูงสุด มีการความสัมพันธ์แบบเชิงเส้นกับความสูงของคลื่นสูงสุด (maximum depth of incoming tsunami runup) ดังแสดงในรูปที่ 2.6 และสามารถหาค่าแรงต้นสูงสุดที่เกิดขึ้นได้จากสมการที่ 2-7 โดยที่ค่า  $\alpha$  คือค่าสัมประสิทธิ์ความเข้มของคลื่น ขึ้นอยู่กับลักษณะของคลื่นที่เข้ามากระทำ เมื่อคลื่นมีคาบการเคลื่อนที่สั้น ค่า  $\alpha$  จะมีค่าเท่ากับ 3 และเมื่อคลื่นมีคาบการเคลื่อนที่ยาวค่า  $\alpha$  จะมีค่าเท่ากับ 1,

ในกรณีที่ค่า  $\alpha$  มีค่าเท่ากับ 3 ดังแสดงในรูปที่ 2.7 สามารถคำนวณค่าแรงที่กระทำต่อโครงสร้างได้โดยสมการที่ 2-8 ซึ่งค่าที่คำนวณได้นั้นจะมีค่ามากกว่าแรงกระทำที่วัดได้จริงจากตัวอย่างทดสอบประมาณ 20%

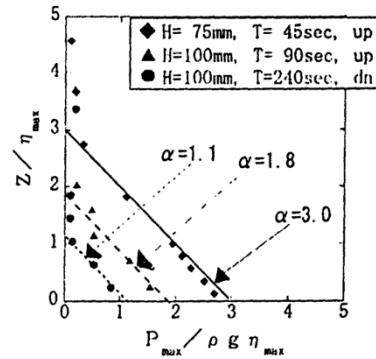


(ก) ลักษณะคลื่นที่ไม่มีการแตกตัว (Wave without fission)

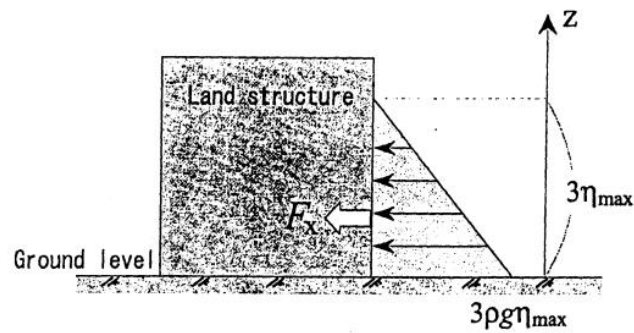


(ข) ลักษณะคลื่นที่มีการแตกตัว (Wave with fission)

รูปที่ 2.5 ลักษณะคลื่นที่พิจารณาในงานวิจัย (Asakura et al., 2002)



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์แบบไร้มิติของแรงดันน้ำตลอดความสูงสำหรับคลื่นที่ไม่มีการแตกตัว (Asakura et al., 2002)



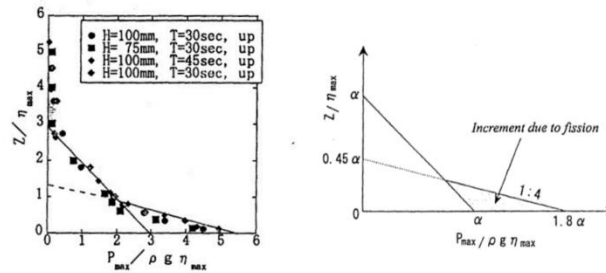
รูปที่ 2.7 ลักษณะแรงกระทำของคลื่นที่ไม่มีการแตกตัว ในกรณี  $\alpha$  เท่ากับ 3 (Asakura et al., 2002)

$$\frac{P_{max}}{\rho g \eta_{max}} = \alpha - \frac{Z}{\eta_{max}} \tag{2-7}$$

$$F_x = \frac{1}{2} \cdot 3\eta_{max} \cdot 3\rho g \eta_{max} = 4.5\rho g \eta_{max}^2 \tag{2-8}$$

สำหรับคลื่นที่มีการแตกตัว (Wave with fission) ค่าแรงดันสูงสุดที่เกิดขึ้นมีความสัมพันธ์แบบไบลิเนียร์ ตามสมการที่ 2-9 ซึ่งพจน์ทางขวามือที่เพิ่มเข้ามาเป็นผลเนื่องมาจากผลของการแตกตัวของคลื่นที่เข้ากระทบกับตัวอย่างทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 2.8





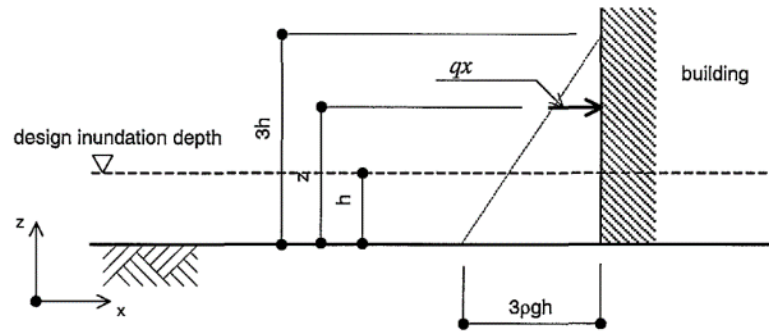
รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์แบบไร้มิติของแรงดันน้ำตลอดความสูงสำหรับคลื่นที่มีการแตกตัว (Asakura et al. 2002)

$$\frac{P_{\max}}{\rho g \eta_{\max}} = \max \left( \alpha - \frac{Z}{\eta_{\max}}, 1.8\alpha - \frac{4Z}{\eta_{\max}} \right) \quad (2-9)$$

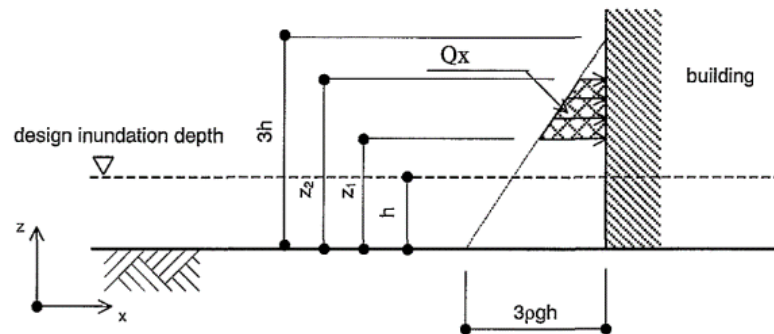
โดยที่

- $P_{\max}$  คือ แรงดันของคลื่นสูงสุด
- $\rho$  คือ ความหนาแน่นของน้ำ
- $g$  คือ ความเร่งโน้มถ่วง
- $\eta_{\max}$  คือ ความสูงน้ำท่วมสูงสุด
- $Z$  คือ ค่าระยะในแนวตั้ง วัดจากระดับพื้นดินถึงจุดที่พิจารณา
- $\alpha$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความเข้มของคลื่น

Okada et al. (2005) ได้เสนอวิธีการคำนวณแรงสึนามิที่กระทำต่อโครงสร้าง เพื่อใช้ในการออกแบบอาคารต้านทานแรงสึนามิ โดยได้เสนอสมการที่ใช้คำนวณแรงสึนามิอยู่ในฟังก์ชันของ ความสูงน้ำท่วมสูงสุด (Maximum inundation depth) ที่กระทำต่องานโครงสร้าง และปราศจากสิ่งกีดขวางการไหลของน้ำ ซึ่งลักษณะการกระจายของแรงดันที่กระทำต่อโครงสร้างถูกสมมติเป็นแรงดันอุทกสถิต (Hydrostatic pressure distribution) โดยที่ส่วนล่างสุดจะมีค่าแรงดันเป็น 3 เท่าของแรงดันอุทกสถิต และมีค่าเป็น 0 เมื่อความสูงเท่ากับ  $3h$  โดยที่  $h$  คือค่าความสูงน้ำท่วมสำหรับการออกแบบ ดังแสดงในรูปที่ 2.9 สำหรับสมการสำหรับการหาค่าความดัน และค่าแรงกระทำได้เสนอไว้ในสมการที่ 2-10 และสมการที่ 2-11



(ก) การกระจายของแรงดันน้ำ



(ข) การกระจายของแรงกระทำ

รูปที่ 2.9 นิยามตัวแปร และรูปแบบการกระจายของแรงดันน้ำ (Okada et al., 2005)

$$qx = \rho g(3h - z) \quad (2-10)$$

$$Qx = \rho g B \int_{z_1}^{z_2} (3h - z) dz = \frac{1}{2} \rho g B \left[ (6hz_2 - z_2^2) - (6hz_1 - z_1^2) \right] \quad (2-11)$$

โดยที่

- $qx$  คือ ความดันของสึนามิ ( $\text{kN/m}^2$ )
- $Qx$  คือ แรงกระทำจากสึนามิ ( $\text{kN}$ )
- $\rho$  คือ ความหนาแน่นของน้ำ ( $\text{t/m}^3$ )
- $B$  คือ ความกว้างของส่วนที่รับแรง ( $\text{m}$ )
- $g$  คือ ความเร่งโน้มถ่วง ( $\text{m/s}^2$ )
- $h$  คือ ความสูงน้ำท่วมที่ออกแบบ ( $\text{m}$ )
- $z$  คือ ความสูงของส่วนที่รับแรง วัดระดับจากพื้นดิน ( $0 \leq z \leq 3h$ )
- $z_1$  คือ ความสูงขอบเขตล่างของช่วงแรงกระทำที่สนใจ
- $z_2$  คือ ความสูงขอบเขตบนของช่วงแรงกระทำที่สนใจ

Yeh (2006) ได้เสนอวิธีการคำนวณแรงกระทำสึนามิที่กระทำต่อโครงสร้างชายฝั่ง โดยได้เสนอลักษณะแรงกระทำจากสึนามิอยู่ในสองรูปแบบ คือแรงอุทกพลวัต (hydrodynamic drag forces) และแรงจากกำแพงน้ำ (surge forces) โดยที่แรงอุทกพลวัตเป็นฟังก์ชันของ ความหนาแน่นของของเหลว, โมเมนตัมของการไหล (momentum flux) และลักษณะของโครงสร้างรับแรง ซึ่งสามารถคำนวณหาค่าแรงกระทำสูงสุดได้จากสมการที่ 2-12 โดยที่ค่าโมเมนตัมของการไหลหาจากสมการที่เสนอโดย Yeh (2006) ที่ได้ทำการวิเคราะห์หาค่าโมเมนตัมการไหลแบบไม่เชิงเส้นของคลื่นน้ำตื้น สำหรับชายหาดแบบราบเรียบ โดยจำลองคลื่นทั้งหมด 9 ตัวอย่าง และหาเส้นสูงสุด (envelop curve) ค่าโมเมนตัมการไหลสูงสุดสำหรับทั้ง 9 ตัวอย่าง โดยที่ค่าโมเมนตัมการไหลสูงสุดสามารถหาได้จากสมการที่ 2-13

$$F_d = \frac{1}{2} \rho C_d B (hu^2)_{\max} \quad (2-12)$$

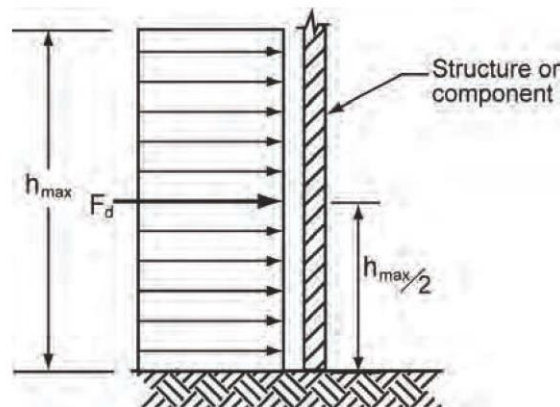
$$\frac{(hu^2)_{\max}}{gR^2} = 0.125 - 0.235 \frac{z}{R} + 0.11 \left( \frac{z}{R} \right)^2 \quad (2-13)$$

โดยที่

$F_d$	คือ แรงอุทกพลวัต
$C_d$	คือ สัมประสิทธิ์แรงดูด (drag coefficient) = 2.0 สำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยม = 1.2 สำหรับหน้าตัดทรงกระบอก
$B$	คือ ความกว้างของอาคารส่วนที่รับแรง
$h$	คือ ความสูงน้ำท่วม
$u$	คือ ความเร็วการไหลของกระแสน้ำ
$\rho$	คือ ความหนาแน่นของน้ำ
$g$	คือ ความเร่งโน้มถ่วง
$z$	คือ ระยะในแนวตั้งวัดจากระดับน้ำทะเลถึงฐานของวัตถุที่สนใจ
$R$	คือ ความสูงที่น้ำทะเลสามารถท่วมถึง

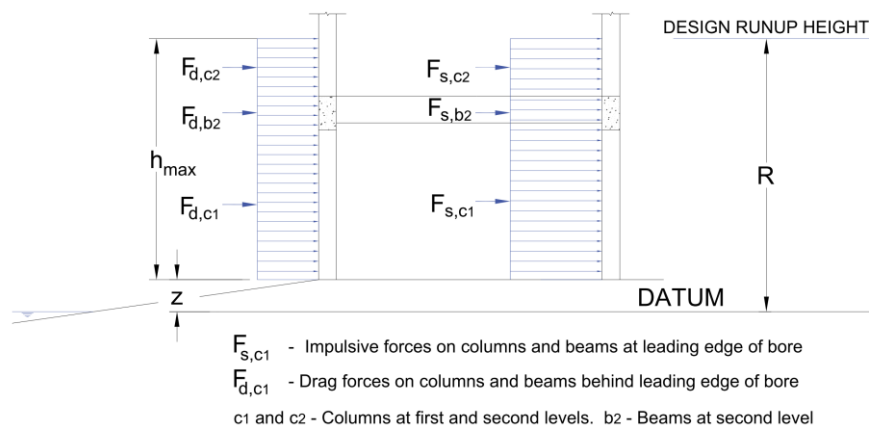
สำหรับแรงคลื่นกระแทก (Surge forces,  $F_s$ ) กระทำกับโครงสร้างในช่วงเวลาที่สึนามิเข้ากระทบโครงสร้าง และกระทำกับโครงสร้างในช่วงเวลาสั้นๆ โดยมีค่าเท่ากับ 1.5 เท่าของแรงอุทกพลวัต ( $F_s = 1.5F_d$ )

FEMA-P646 (2008) ได้เสนอข้อแนะนำการออกแบบโครงสร้างรับแรงสึนามิ โดยเสนอว่าแรงอุทกพลวัตจะกระทำต่อโครงสร้างขณะที่น้ำมีการเคลื่อนที่ด้วยความเร็วสูง และมีการกระจายของความดันในรูปคงที่ตลอดทั้งหน้าตัด โดยที่ค่าแรงลัพธ์จะกระทำที่ตำแหน่งเซนทรอยด์ ดังแสดงในรูปที่ 2.10 โดยสมการสำหรับคำนวณแรงกระทำอุทกพลวัตเหมือนกันกับที่เสนอในงานของ Yeh (2006) (สมการที่ 2-12 และ 2-13)

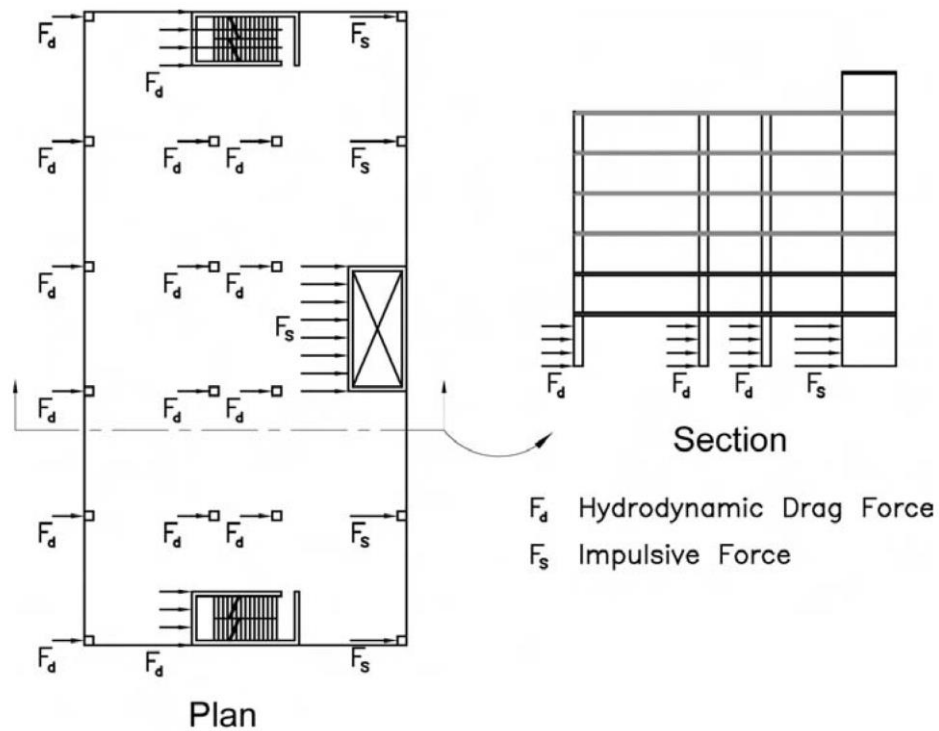


รูปที่ 2.10 การกระจายแรงอุทกพลวัต และตำแหน่งของแรงลัพธ์ (FEMA-P646, 2008)

FEMA-P646 (2008) ยังได้เสนอการรวมแรงกระทำระหว่างแรงอุทกพลวัต และแรงคลื่นกระแทก โดยให้แรงคลื่นกระแทกกระทำในส่วนท้ายสุดของโครงสร้าง และแรงอุทกพลวัตกระทำต่อทุกชั้นส่วนที่น้ำไหลผ่าน ดังแสดงในรูปที่ 2.11 และรูปที่ 2.12

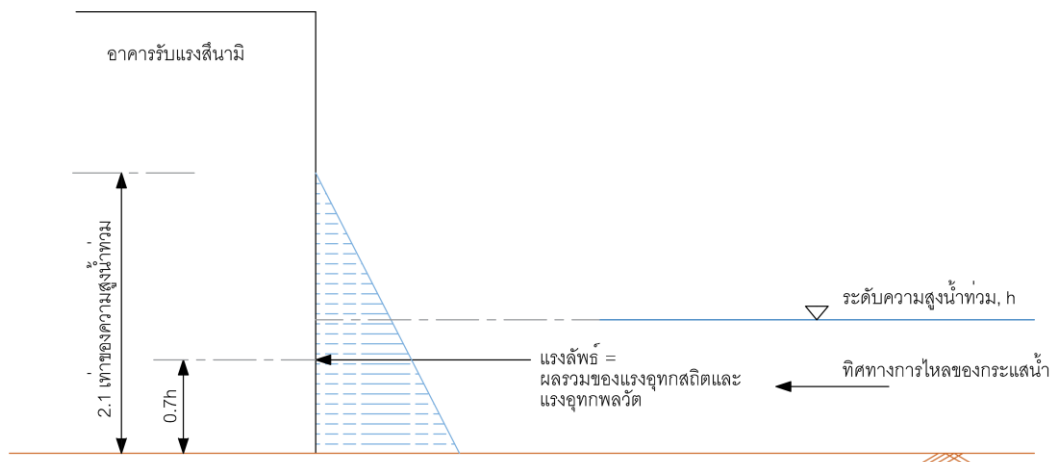


รูปที่ 2.11 แรงอุทกพลวัต และแรงคลื่นกระแทก (FEMA-P646, 2008)



รูปที่ 2.12 การรวมแรงอุทกพลวัต และแรงคลื่นกระแทก (FEMA-P646, 2008)

กรมโยธาธิการและผังเมือง (พ.ศ. 2551) ได้จัดทำมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างอพยพในเขตเสี่ยงภัยสึนามิระดับปานกลาง โดยในมาตรฐานระบุว่าแรงกระทำเนื่องจากสึนามิประกอบไปด้วยแรงอุทกสถิตในแนวตั้ง (vertical hydrostatic force) หรือแรงลอยตัว, แรงอุทกสถิตในแนวราบ (hydrostatic force), แรงอุทกพลวัต (hydrodynamic force) และแรงกระแทกจากวัตถุที่ลอยมากับน้ำ ซึ่งในการพิจารณาแรงจากสึนามิที่กระทำต่ออาคาร หรือผนัง ให้รวมแรงอุทกสถิตและแรงอุทกพลวัตเป็นแรงลัพธ์ แล้วนำไปกระทำโดยการกระจายแรงลัพธ์เป็นความดันที่แปรผันแบบเส้นตรงตามระดับความสูง โดยมีค่าเท่ากับศูนย์ที่ความสูงเท่ากับ 2.1 เท่าของความสูงน้ำท่วม และเพิ่มขึ้นแบบเชิงเส้นที่ระดับต่ำลงไป ซึ่งแรงลัพธ์ที่ได้จากการกระจายความดันใหม่นี้ จะต้องมีทิศทางกระทำในแนวราบสูงจากพื้นดิน 0.7 เท่าของความสูงน้ำท่วม ดังแสดงในรูปที่ 2.13 โดยที่สมการสำหรับคำนวณแรงลัพธ์เนื่องจากแรงอุทกสถิตในแนวราบแสดงในสมการที่ 2-14 ส่วนแรงลัพธ์เนื่องจากแรงอุทกพลวัตสามารถหาจากสมการที่ 2-15



รูปที่ 2.13 นิยามตัวแปร และลักษณะของแรงกระทำจากสึนามิ (กรมโยธาธิการและผังเมือง, พ.ศ. 2551)

$$F_{static} = \frac{1}{2} \rho g h^2 w \quad (2-14)$$

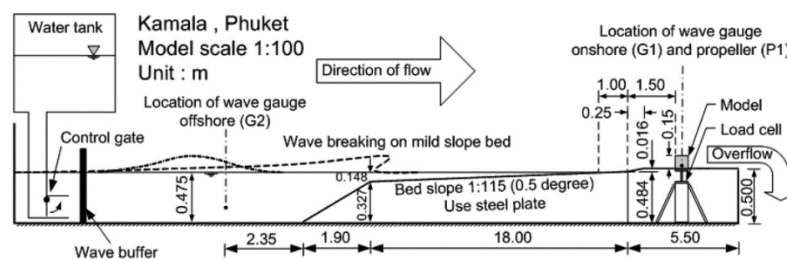
$$F_{dyn} = \frac{1}{2} C_d \rho v^2 A \quad (2-15)$$

โดยที่

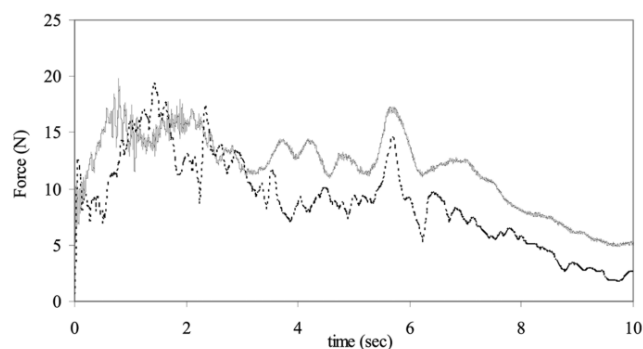
- $\rho$  คือ ความหนาแน่นของน้ำ
- $g$  คือ ความเร่งโน้มถ่วง
- $h$  คือ ความสูงน้ำท่วม
- $w$  คือ ความกว้างของอาคารในส่วนที่รับแรง
- $C_d$  คือ สัมประสิทธิ์แรงดูด (drag coefficient)
- $v$  คือ ความเร็วการไหลของน้ำ
- $A$  คือ พื้นที่หน้าตัดที่รับแรง

Lukkunaprasit et al. (2009) ได้ทำการทดลองเพื่อตรวจสอบเปรียบเทียบสมการสำหรับคำนวณแรงจากสึนามิที่เสนอโดย FEMA-P646 (2008) โดยในงานวิจัยนี้ได้สร้างแบบจำลองย่อส่วนขนาด 1:100 ของหาดกมลา จังหวัดภูเก็ต ประเทศไทย ดังแสดงในรูปที่ 2.14 และจำลองความสูงสึนามิเริ่มต้น (วัดจากระดับน้ำทะเลเดิม) ที่เข้ากระทำกับชายฝั่งทั้งหมด 3 กรณี คือ 40, 60 และ 80 มิลลิเมตร ซึ่งในการทดสอบได้มีการวัดค่าแรงดันและแรงที่กระทำต่อโครงสร้าง รวมถึงมีการวัดความเร็วของคลื่นในตำแหน่งที่คลื่นเข้ากระทำต่อโครงสร้างด้วย

กราฟแสดงการเปรียบเทียบระหว่างค่าแรงที่เกิดขึ้นจริงกับตัวอย่างทดสอบ และค่าแรงอุทกพลวัตที่คำนวณจากสมการที่เสนอโดย FEMA-P646 (2008) สำหรับกรณีความสูงคลื่นเริ่มต้นเท่ากับ 60 มิลลิเมตร ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.15 ซึ่งจะเห็นได้ว่าสมการที่เสนอโดย FEMA-P646 (2008) สามารถประมาณค่าแรงกระทำสูงสุดได้ใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้จริงจากการทดลอง



รูปที่ 2.14 แบบจำลองขนาด 1:100 ที่ใช้ในการทดสอบ (Lukkunaprasit et al., 2009)

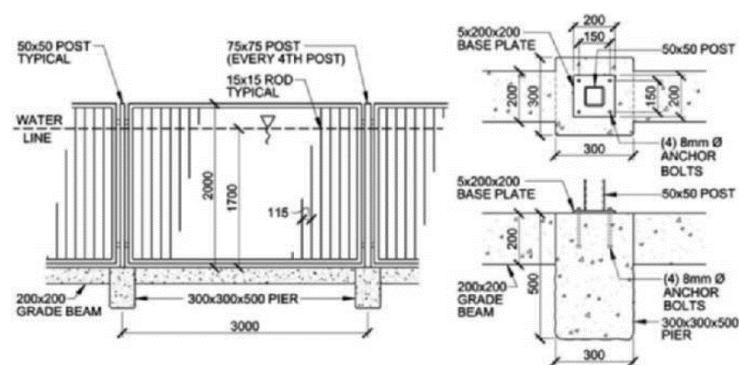


รูปที่ 2.15 การเปรียบเทียบแรงกระทำต่อตัวอย่างทดสอบเทียบกับเวลา, เส้นทึบแสดงค่าแรงที่วัดได้จากการทดสอบ, เส้นประแสดงค่าแรงที่คำนวณได้จากสมการที่เสนอโดย FEMA-P646 (Lukkunaprasit et al., 2009)

Robertson et al. (2012) เข้าร่วมทีมสำรวจความเสียหายจากเหตุการณ์สึนามิที่ประเทศชิลี ในปี 2010 โดยในการสำรวจได้เน้นสำรวจโครงสร้างที่มีความเสียหายเด่นชัด มีรูปแบบ และสามารถระบุลักษณะการวิบัติได้ดังแสดงในรูปที่รูปที่ 2.16 ถึงรูปที่ 2.18 ในผลการรายงานมีการประเมินค่าแรงอุทกพลวัตที่กระทำต่อโครงสร้างจนโครงสร้างเกิดการวิบัติ และหาค่าความเร็วการไหลของกระแสน้ำที่เกิดขึ้น โดยคำนวณสมการที่เสนอโดย FEMA-P646 (2008) พบว่าค่าความเร็วการไหลบริเวณอ่าว Talcahuano มีค่าประมาณ 3.2 เมตรต่อวินาที และ 4.3 เมตรต่อวินาที บริเวณ Dichato และยังพบว่าสมการสำหรับการคำนวณหาแรงอุทกพลวัตที่เสนอโดย FEMA-P646 (2008) ให้ค่าที่น้อยกว่าค่าแรงที่เกิดขึ้นจริง

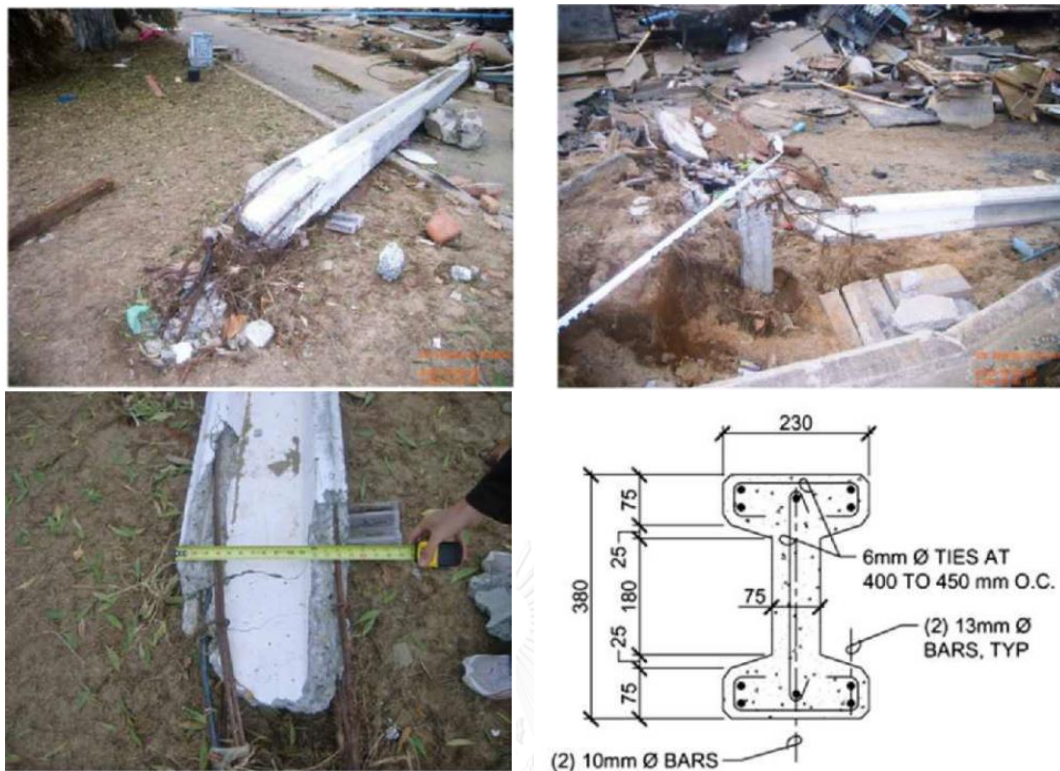


รูปที่ 2.16 โครงสร้างรั้ว และรูปแบบการวิบัติเนื่องจากแรงอุทกพลวัต (Robertson et al., 2012)



รูปที่ 2.17 รายละเอียดสำหรับโครงสร้างรั้วที่วิบัติเนื่องจากแรงอุทกพลวัต (Robertson et al., 2012)



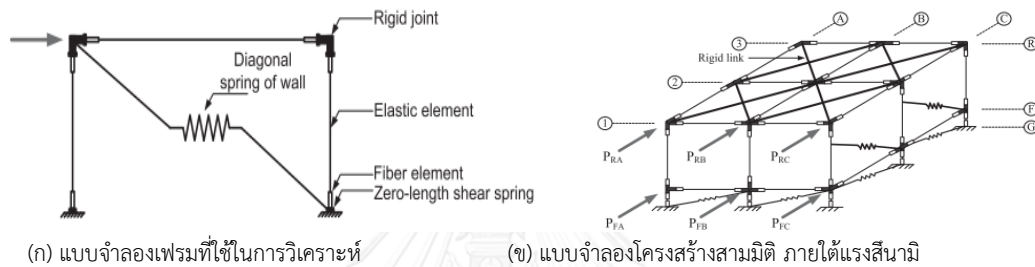


รูปที่ 2.18 เสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงอุทกพลวัตบริเวณ Dichato (Robertson et al., 2012)

Foytong et al. (2013a) ได้ศึกษาพฤติกรรมโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก สูงหนึ่งชั้น ดังแสดงในรูปที่ 2.19 โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์คำนวณหาผลการตอบสนองของโครงสร้าง ภายใต้แรงสั่นไหวซึ่งใช้วิธีวิเคราะห์โดยการผลัดแบบสถิตภายใต้พฤติกรรมของโครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น 3 มิติ เปรียบเทียบกับผลการทดสอบกับโครงสร้างจริง ในงานวิจัยนี้ได้มีการจำลองผนังอิฐก่อโดยใช้ค้ำยันในแนวทะแยงที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้น ตามสมการที่เสนอโดย Mostafaei และ Kabeyasawa (2004), สำหรับชิ้นส่วนเสาและคาน ได้ใช้แบบจำลองไฟเบอร์จำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นในส่วนปลายที่จะเกิด plastic hinge ดังแสดงในรูปที่ 2.20 ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้คำนวณระยะการเกิด plastic hinge ตามสมการที่เสนอโดย Paulay and Priestley (1992)



รูปที่ 2.19 อาคารที่ใช้ศึกษาในงานวิจัย (Foytong et al., 2013a)



(ก) แบบจำลองเฟรมที่ใช้ในการวิเคราะห์

(ข) แบบจำลองโครงสร้างสามมิติ ภายใต้แรงสั่นไหว

รูปที่ 2.20 แบบจำลองโครงสร้างที่ใช้ในงานวิจัย (Foytong et al., 2013a)

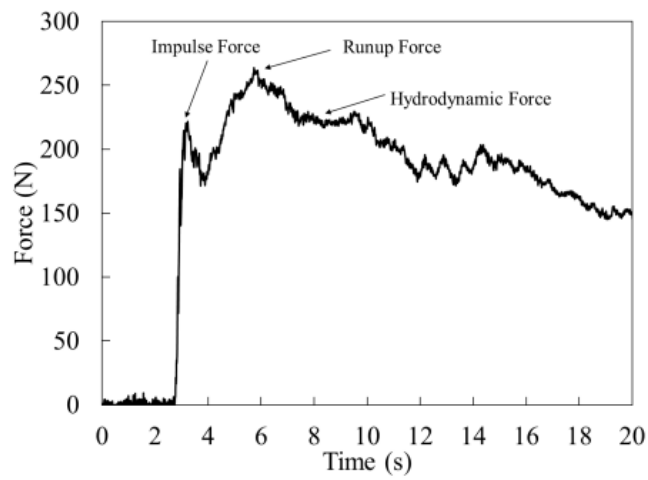
จากการศึกษาพบว่าผลการตอบสนองของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์มีค่าสอดคล้องใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้จากการทดสอบกับโครงสร้างจริง และยังพบอีกว่าผนังอิฐก่อก่อมีส่วนช่วยเพิ่มความต้านทานแรงด้านข้างเนื่องจากสึนามิได้ ส่วนการสับเปลี่ยนแนวการวางของผนังอิฐก่อก่อสามารถที่จะเพิ่มความต้านทานแรงด้านข้างได้อย่างมีนัยสำคัญ

Palermo et al. (2013) ได้ทำการทดลองเพื่อหาค่าแรงสึนามิที่เกิดขึ้นกับแบบจำลอง ซึ่งในงานวิจัยนี้พบว่าลักษณะของสึนามิที่กระทำกับโครงสร้างสามารถแบ่งออกได้เป็นสามช่วง คือ ช่วงที่คลื่นเริ่มเข้ากระทบกับโครงสร้าง (initial impact), ช่วงที่คลื่นไต่ระดับ (run-up) และช่วงการไหลกึ่งคงที่ (quasi-steady) ดังแสดงในรูปที่ 2.21 โดยที่ผลการทดสอบ แรงเฉือนที่ฐานเมื่อเทียบกับเวลาได้แสดงดังรูปที่ 2.22 ซึ่งการกระจายของแรงดันที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบของทั้งสามช่วงมีลักษณะเป็นแบบอุทกสถิต (hydrostatic distribution) ดังแสดงในรูปที่ 2.23

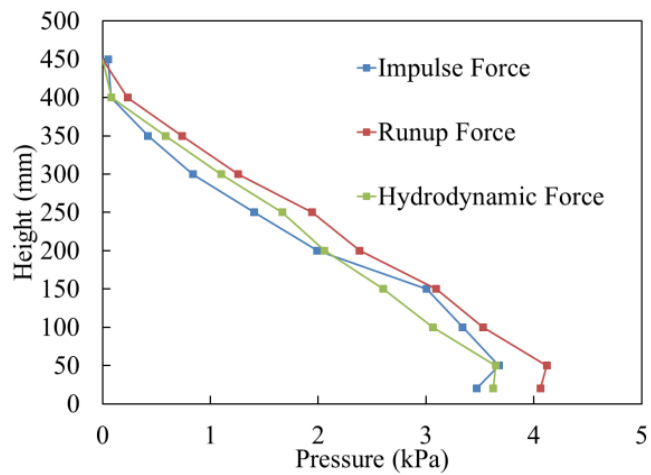


(ก) ช่วงที่คลื่นเริ่มเข้ากระทบกับโครงสร้าง (ข) ช่วงคลื่นไต่ระดับ (ค) ช่วงการไหลถอยกลับ

รูปที่ 2.21 ลักษณะของสึนามิที่กระทำต่อโครงสร้างในช่วงต่าง ๆ (Palermo et al., 2013)

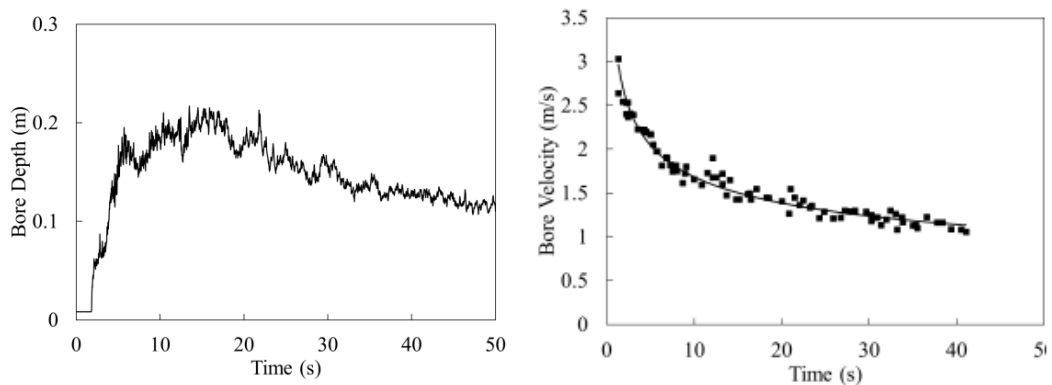


รูปที่ 2.22 แรงเฉือนที่ฐานเทียบกับเวลา ที่วัดได้จากการทดลอง (Palermo et al., 2013)

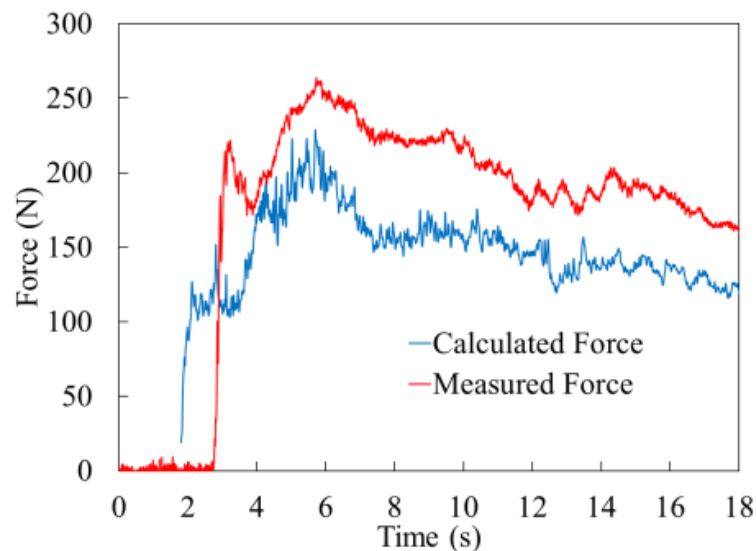


รูปที่ 2.23 การกระจายของแรงดันที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบ (Palermo et al., 2013)

ในงานวิจัยนี้ยังได้มีการเปรียบเทียบผลระหว่างแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดขึ้นจริง เทียบกับสมการที่ถูกเสนอโดย FEMA-P646 (2008) โดยใช้ค่าความสูงคลื่น ( $h$ ) และค่าความเร็วคลื่น ( $u$ ) ที่วัดได้จริงจากการทดลอง ตามที่แสดงในรูปที่ 2.24 คำนวณหาค่าโมเมนต์การไหลเทียบกับเวลา เพื่อใช้ในการหาค่าแรงเฉือนที่ฐานเนื่องจากสึนามิ, พบว่าค่าแรงสูงสุดที่ประมาณได้จากสมการมีค่าน้อยกว่าค่าแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นจริงกับตัวอย่างทดสอบ ประมาณ 15% ดังแสดงในรูปที่ 2.25



(ก) ระดับความสูงของคลื่นที่ตำแหน่งของแบบจำลอง (ข) ความเร็วการไหลของคลื่นที่ตำแหน่งของแบบจำลอง  
รูปที่ 2.24 ผลการทดลองค่าความสูงของคลื่น และความเร็วการไหล (Palermo et al., 2013)

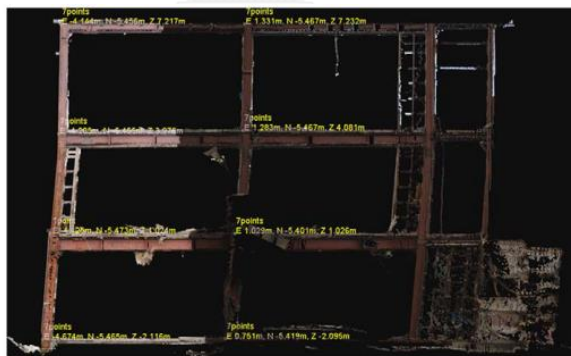


รูปที่ 2.25 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของวัตถุทดสอบที่วัดได้จริง และจากการคำนวณ (Palermo et al., 2013)

Chock et al. (2013) เข้าร่วมทีมสำรวจความเสียหายจากเหตุการณ์สึนามิโทโฮกุ ที่ประเทศญี่ปุ่น ปี 2011 โดยได้เน้นสำรวจไปที่โครงสร้างที่วิบัติเนื่องจากแรงของไหล โดยใช้ LiDAR scans และสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์วิเคราะห์เพื่อหารูปแบบและกลไกการวิบัติเปรียบเทียบกับโครงสร้างที่เกิดการวิบัติจริง ดังแสดงในรูปที่ 2.26 ถึง รูปที่ 2.28 จากการสำรวจพบว่าโครงสร้างมีรูปแบบการเสียหายที่ต่างกันหลายรูปแบบ เช่น โครงสร้างถูกกระทำด้วยแรงลอยตัวจนวิบัติ, โครงสร้างถูกกระทำโดยแรงอุทกพลวัตจนเกิดการวิบัติ, โครงสร้างที่ถูกกระทำด้วยแรงอุทกสถิตร่วมกับแรงอุทกพลวัต และโครงสร้างที่ถูกกระทำโดยกำแพงน้ำ (bore impact)



(ก) โครงสร้างเหล็กสูงสามชั้นบริเวณ Onagawa ที่เกิดการวิบัติในขณะน้ำเคลื่อนที่กลับลงทะเล

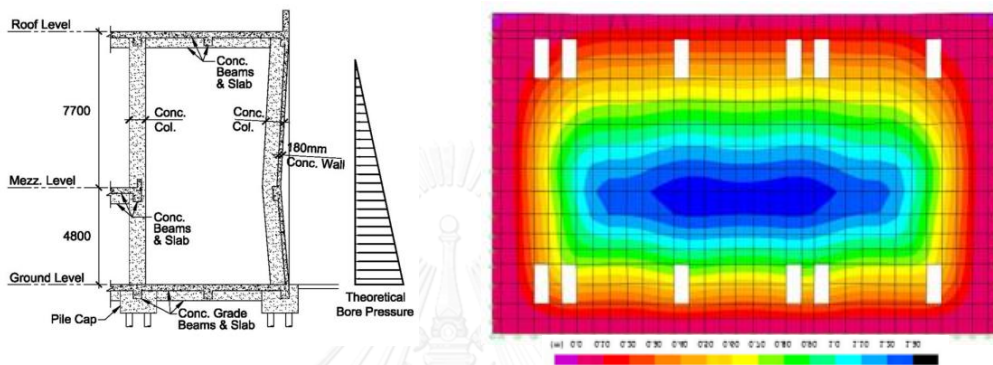


(ข) ภาพถ่ายโดยใช้ LiDAR scan เพื่อวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง

รูปที่ 2.26 ลักษณะโครงสร้างที่วิบัติเนื่องจากแรงอุทกพลวัต บริเวณ Onagawa ความเร็วการไหลของน้ำเท่ากับ 7.5 เมตรต่อวินาที (Chock et al., 2013)



รูปที่ 2.27 โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้รับความเสียหายเนื่องจากการกระแทกของกำแพงน้ำ (Chock et al., 2013)



รูปที่ 2.28 การวิเคราะห์โครงสร้างที่รับแรงกระแทกจากกำแพงน้ำ (Chock et al., 2013)

Yeh et al. (2013) ได้สำรวจความเสียหายจากแผ่นดินไหว และสึนามิ ที่ประเทศญี่ปุ่น ปี 2011 บริเวณชายฝั่ง Sanriku ในรายงานความเสียหายระบุถึงสาเหตุ และลักษณะแรงสึนามิที่กระทำต่อโครงสร้างจนเป็นเหตุให้เกิดการวิบัติในรูปแบบต่างๆ ซึ่งพบว่าอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการออกแบบถูกต้องตามหลักการวิศวกรรมหลายหลังมีการวิบัติแบบพลิกคว่ำ (overturning failure) เป็นผลมาจากแรงลอยตัว (buoyant force) ทำร่วมกับแรงอุทกพลวัต และแรงกระแทกจากวัตถุที่ลอยมากับน้ำ และมีอาคารหลายหลังที่ไม่เกิดการวิบัติในโครงสร้างหลัก ดังแสดงในรูปที่ 2.29 ซึ่งอาคารเหล่านั้นมีช่องเปิดขนาดใหญ่ หรือกำแพง ผนังที่สามารถพังทลายเมื่อปะทะกับสึนามิ ทำให้น้ำไหลผ่านได้สะดวก, ในส่วนของโครงสร้างขนาดใหญ่ เช่นกำแพงกันคลื่นซึ่งมีความแข็งแรง สามารถรับแรง และทนต่อแรงสึนามิได้นั้น พบว่าเกิดการวิบัติเนื่องจากการกัดเซาะของดินบริเวณฐานรากจนสูญเสียเสถียรภาพ ดังแสดงในรูปที่ 2.30 ที่แสดงให้เห็นว่าในด้านหน้าของกำแพงกันคลื่น (ด้านที่ปะทะกับสึนามิ) ไม่เกิดความเสียหาย แต่เกิดการกัดเซาะในด้านหลังของกำแพงซึ่งเป็นสาเหตุของการวิบัติ



(ก)



(ข)



(ค)



(ง)

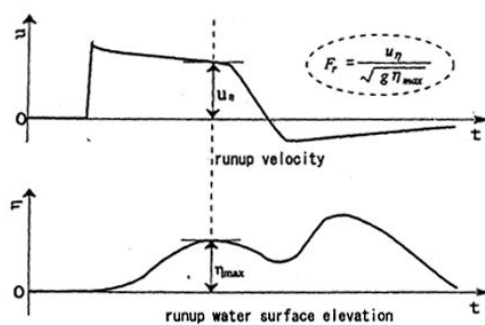
รูปที่ 2.29 (ก) - (ข) ลักษณะของอาคารที่เกิดการวิบัติแบบพลิกคว่ำ ที่เมือง Onagawa ซึ่งมีความสูงของสึนามิ 17.9 เมตร  
 (ค) ลักษณะของอาคารที่มีช่องเปิดขนาดใหญ่ , (ง) ภาพจาก googleMaps/StreetView ก่อนเหตุการณ์สึนามิ  
 (Yeh et al., 2013)



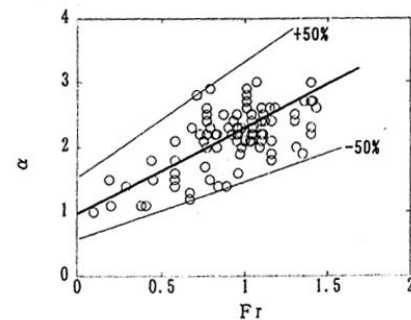
รูปที่ 2.30 ลักษณะการวิบัติของกำแพงกันคลื่นซึ่งเกิดจากการถูกกัดเซาะของฐานราก (Yeh et al., 2013)

## 2.2 การหาความเร็วของสึนามิ

Asakura et al. (2002) ได้ทำการจำลองคลื่นสึนามิกระทำต่อกำแพงในแนวดิ่ง พบว่าค่าความดันสูงสุดที่กระทำต่อโครงสร้างเนื่องจากคลื่นที่ไม่มีการแตกตัว (wave without fission) มีความสัมพันธ์กับค่าฟรูดนัมเบอร์ (Froude number) ดังแสดงในรูปที่ 2.31 และสมการที่ 2-16 โดยที่ค่า  $\alpha$  คือสัมประสิทธิ์ความเข้มของคลื่น, ซึ่งค่าความเร็วการไหลมีค่าอยู่ระหว่าง  $0.1\sqrt{gh}$  ถึง  $1.6\sqrt{gh}$  โดยที่ค่า  $g$  คือค่าความเร่งโน้มถ่วง และ  $h$  คือค่าความสูงน้ำท่วม



(ก) ผลการทดลองความเร็วคลื่น และความสูงคลื่น



(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความเข้มของคลื่น และค่าฟรูดนัมเบอร์

รูปที่ 2.31 ความสัมพันธ์ระหว่างการไหลของน้ำ และค่าฟรูดนัมเบอร์

$$\alpha = 1.2F_r + 1.0, \quad (0.1 \leq F_r \leq 1.6) \quad (2-16)$$

โดยที่

$\alpha$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความเข้มของคลื่น

$F_r$  คือ ค่าฟรูดนัมเบอร์

Fritz et al. (2006) ศึกษาความการไหลของสึนามิในมหาสมุทรอินเดีย ปี 2004 โดยใช้ภาพถ่ายวิดีโอ บริเวณหาด Banda Aceh ประเทศอินโดนีเซีย โดยไฟล์วิดีโอที่ได้มานั้นได้มีการทำการปรับแก้ความสั่นไหวของภาพ และสมมติการไหลของน้ำอยู่ในระนาบ (planar water surface) สำหรับการคำนวณ Flow velocity fields จากการศึกษพบว่า ค่าของความเร็วของการไหลอยู่ในช่วง 2 - 5 m/s โดยที่เมื่อหาค่าเฉลี่ยในแต่ละกรณีที่ศึกษาแล้วนั้น พบว่าความเร็วของการไหลจะมีค่า  $0.61\sqrt{gh}$  ถึง  $1.04\sqrt{gh}$



Matsutomi et al. (2006) ได้สำรวจและทำรายงานในเหตุการณ์สึนามิ มหาสมุทรอินเดีย ปี 2004 โดยได้ทำการศึกษาระดับภาคใต้ของประเทศไทย และบริเวณทางเหนือของเกาะสุมาตรา ซึ่งความเร็วในแต่ละพื้นที่ในการศึกษาได้สรุปดังตารางที่ 2.1 โดยค่าความเร็วการไหลคำนวณมาจากสมการที่ 2-17 ซึ่งค่า  $h_f$  และค่า  $h_r$  คือค่าความสูงน้ำท่วม (inundation depth) ณ ตำแหน่งด้านหน้าและด้านหลัง ของโครงสร้างตามลำดับ และพบว่าค่าความเร็วของการไหลมีค่าอยู่ระหว่าง  $0.43\sqrt{gh}$  ถึง  $1.11\sqrt{gh}$

$$u = \sqrt{2g(h_f - h_r)} \quad (2-17)$$

ตารางที่ 2.1 บริเวณที่ทำการสำรวจโดย Matsutomi et al. (2006)

Location	h(m)	Velocity(m/s)	Froude number
Patong, Thailand	2	3-4	0.68-0.90
Khao Lak, Thailand	4-7	6-8	0.96 - 0.97
Banda Aceh	3.9	5.8	0.94
	4	5.2	0.83
	4.9	7.7	1.11
West coast of Northern Sumatra	30.5	16	0.92

FEMA-P646 (2008) ได้เสนอสมการสำหรับคำนวณความเร็วสูงสุดของสึนามิ ซึ่งตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่าความลาดชันของชายหาดเป็นแบบราบเรียบ (uniform sloping beach) โดยที่ความเร็วสูงสุดที่คำนวณได้จากสมการที่ 2-18 คือความเร็วของคลื่นลูกแรกก่อนที่จะกระทบกับโครงสร้างซึ่งมีค่าความสูงของคลื่นเท่ากับศูนย์ (ทฤษฎีการอนุรักษ์พลังงาน)

$$u_{\max} = \sqrt{2gR\left(1 - \frac{z}{R}\right)} \quad (2-18)$$

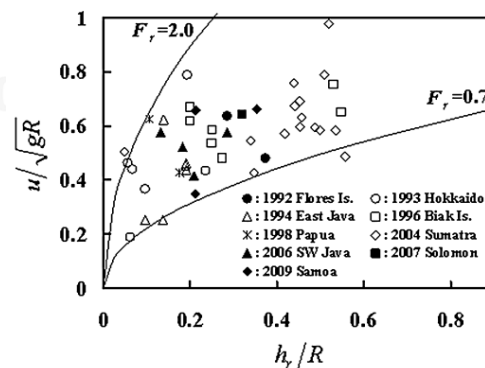
โดยที่

$R$  คือ ความสูงที่น้ำทะเลสามารถท่วมถึง

$z$  คือ ความสูงจากระดับน้ำทะเลถึงระดับพื้นดินของวัตถุที่พิจารณา

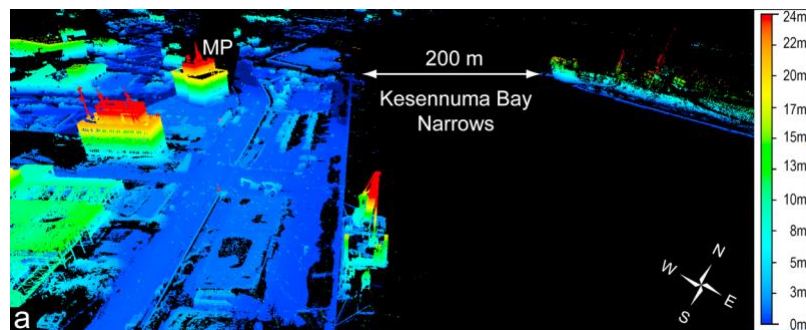
Lukkunaprasit et al. (2010) ได้ทำการจำลองแรงจากสึนามิ โดยการให้แรงกับโครงสร้างจริงในลักษณะการผลักแบบสถิต (static pushover test) โดยอาคารที่ทำการศึกษานั้นได้รับความเสียหายจากเหตุการณ์สึนามิ มหาสมุทรอินเดีย ปี 2004 ซึ่งเป็นอาคารของกรมอุตุฯ ตั้งอยู่บริเวณเขาหลัก จังหวัดพังงา ลักษณะอาคารเป็นโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 1 ชั้น ซึ่งพบว่าความสูงคลื่นที่กระทำกับโครงสร้างมีขนาดเท่ากับ 4.4 เมตร โดยในทดสอบโดยการผลัก (pushover test) ได้จำลองแรงกระทำอยู่ในลักษณะเป็นแรงอุทกพลวัต (hydrodynamic force) และพบว่าค่าความเร็วของสึนามิที่เข้ากระทำกับโครงสร้างอยู่ในช่วงระหว่าง  $1.20\sqrt{gh}$  -  $1.36\sqrt{gh}$

Matsutomi and Okamoto (2010) ได้ทำการศึกษาเหตุการณ์สึนามิในอดีต และคำนวณความเร็วการไหลของน้ำในเหตุการณ์ต่าง ๆ จากการศึกษาพบว่าค่าความเร็วของการไหลสึนามิ มีค่าอยู่ระหว่าง  $0.7\sqrt{gh_r}$  ถึง  $2.0\sqrt{gh_r}$  ดังแสดงในรูปที่ 2.32

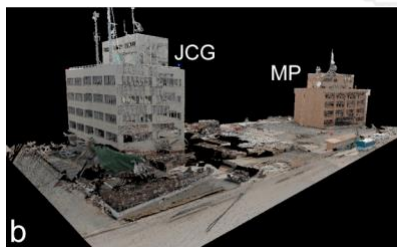


รูปที่ 2.32 ผลการศึกษาความเร็วการไหลของสึนามิจากเหตุการณ์ในอดีต (Matsutomi and Okamoto, 2010)

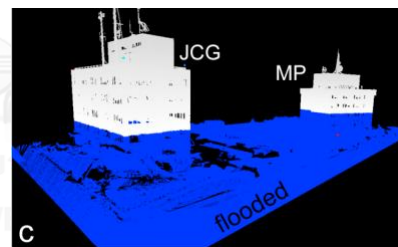
Fritz et al. (2012) ศึกษาหาความเร็วการไหลของสึนามิจากเหตุการณ์สึนามิใน โทโฮะกุ ประเทศญี่ปุ่น ปี 2011 โดยการวิเคราะห์ไฟล์บันทึกภาพวิดีโอ บริเวณอ่าว Kasennuma, ในการวิเคราะห์ได้มีการปรับแก้ไขเนื่องจากความสั่นไหวของภาพ และได้ใช้เทคโนโลยี LiDAR point clouds เพื่อหาค่าพิกัดจริงเปรียบเทียบและวิเคราะห์ผลร่วมกับไฟล์ภาพวิดีโอ ดังแสดงในรูปที่ 2.33 และ รูปที่ 2.34 จากการศึกษาพบว่าสึนามิบริเวณอ่าว Kasennuma มีความเร็วการไหลเริ่มตั้งแต่ 3 เมตรต่อวินาที เพิ่มขึ้นจนถึง 11 เมตรต่อวินาที ภายในระยะเวลา 2 นาที และความสูงน้ำสูงสุดมีค่าเท่ากับ 11 เมตร ซึ่งค่าความเร็วการไหลของสึนามิสามารถประมาณได้โดย  $1.0\sqrt{gh}$



รูปที่ 2.33 Terrestrial Laser Scanning (TSL) point cloud บริเวณอ่าว Kasennuma (Fritz et al., 2012)



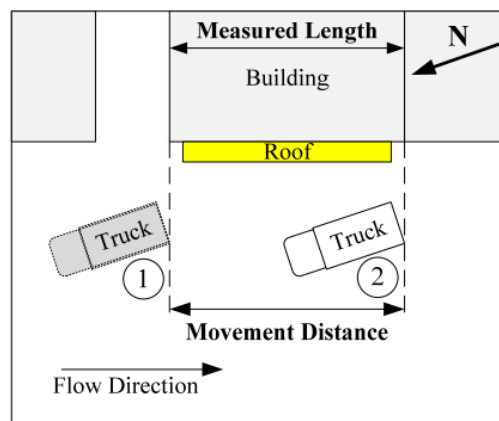
(ก) แบบจำลองโครงสร้างสามมิติโดยเทคโนโลยี LiDAR point cloud



(ข) แบบจำลองการเกิดน้ำท่วมในโครงสร้างสามมิติ

รูปที่ 2.34 เทคโนโลยีทางการบันทึก และสร้างแบบจำลองสามมิติเพื่อให้เปรียบเทียบกับภายจากไฟล์วิดีโอ เพื่อใช้ในการวิเคราะห์หาความเร็วการไหล บริเวณอ่าว Kasennuma (Fritz et al., 2012)

Foytong et al. (2013b) ศึกษาเหตุการณ์สึนามิในโทโฮะกุ ประเทศญี่ปุ่น เมื่อปี 2011 บริเวณ Kamaishi, Ofunato, Kesenuma และ Iwaki โดยได้ศึกษาจากไฟล์บันทึกวิดีโอร่วมกับภาพถ่ายดาวเทียม จำนวน 10 กรณีสั่งแสดงไว้ในรูปที่ 2.35 และรูปที่ 2.36 และแสดงสรุปไว้ในตารางที่ 2.2, จากการศึกษพบว่าความเร็วการไหลใน Kamaishi มีค่า 3 – 5 เมตรต่อวินาที, 2 เมตรต่อวินาที ใน Ofunato, 3 – 6 เมตรต่อวินาที ใน Kesenuma และ 1.5 เมตรต่อวินาทีใน Iwaki ซึ่งค่าความเร็วการไหลอยู่ในช่วง  $1.0\sqrt{gh}$  ถึง  $1.5\sqrt{gh}$



รูปที่ 2.35 การเคลื่อนที่ของวัตถุที่พิจารณาในไฟล์วิดีโอลำดับที่ 5 วินาทีที่ 239.3 ถึง 240.7 (Foytong et al., 2013b)



(ก) ทิศทางการไหลของวัตถุที่สังเกต



(ข) การวัดระยะทาง (โดยใช้ภาพถ่ายดาวเทียม)

รูปที่ 2.36 ตัวอย่างการคำนวณความเร็วการไหลของสึนามิ บริเวณ Kesenuma City (Foytong et al., 2013b)

ตารางที่ 2.2 ความเร็วการไหลของเหตุการณ์ที่ทำการศึกษา (Foytong et al., 2013b)

Case No.	Location	Object		Time (sec)	Distance (m)	Velocity (m/s)
		Moving	Reference			
1	Kamaishi, Iwate	3 cars	Warehouse	1.3	5.3	4.1
2		Front Wave	Parking Lane	0.8	2.5	3.1
3		Debris	ATM Building	0.6	3.0	5.0
4		Debris	Building Length	3.6	9.8	2.7
5	Ofunato, Iwate	White Car	2 Poles	1.5	3.2	2.1
6	Kesenuma, Miyagi	White Truck	Building	1.2	7.0	5.8
7		White Car	House	1.4	6.8	4.9
8		Debris	One Span of Warehouse	1.9	5.7	3.0
9		Bag	Building	1.4	7.0	5.0
10	Iwaki, Fukushima	Debris	2 Bridges	4.3	6.3	1.5

## 2.3 แรงกระทำแบบน้ำท่วม

Roos et al. (2003) ได้ศึกษาความเสียหายของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำน้ำท่วม โดยได้ใช้โครงสร้างคอนกรีต และโครงสร้างระบบผนังรับน้ำหนักในการศึกษา ซึ่งระบบโครงสร้างทั้งสองเป็นโครงสร้างที่เป็นที่นิยมในประเทศเนเธอร์แลนด์ โดยพื้นที่ที่ทำการศึกษาได้แก่บริเวณ Midden Holland ในการวิเคราะห์ที่ได้ใช้ข้อมูลจากฐานข้อมูล GIS (Geographical information system) เพื่อหาค่าตัวแปรต่าง ๆ ที่เกี่ยวกับอาคารที่อยู่อาศัย วิเคราะห์ข้อมูลร่วมแผนที่ความเร็วการไหลของน้ำ ที่ได้มาจากแบบจำลองการไหลทางชลศาสตร์ และแปลงเป็นแรงที่กระทำต่อโครงสร้าง โดยที่การวิบัติบริเวณผนังรับน้ำหนัก (failure of wall) และการวิบัติเนื่องจากการกัดเซาะบริเวณฐานราก (scour of the foundation) เป็นการวิบัติสองรูปแบบที่ใช้ในงานวิจัย ตามที่แสดงในรูปที่ 2.37



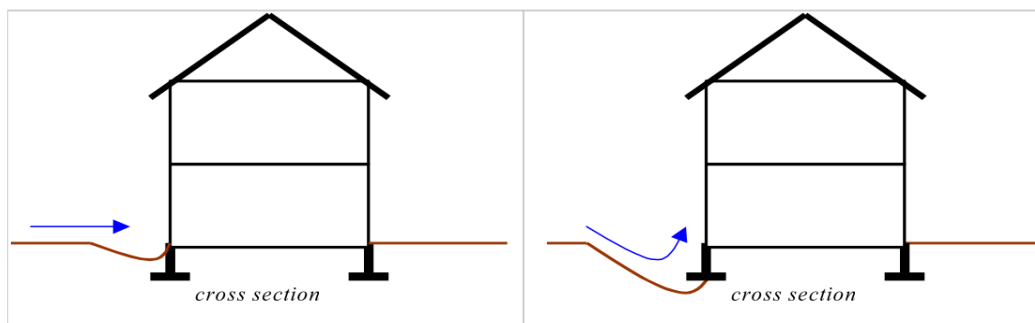
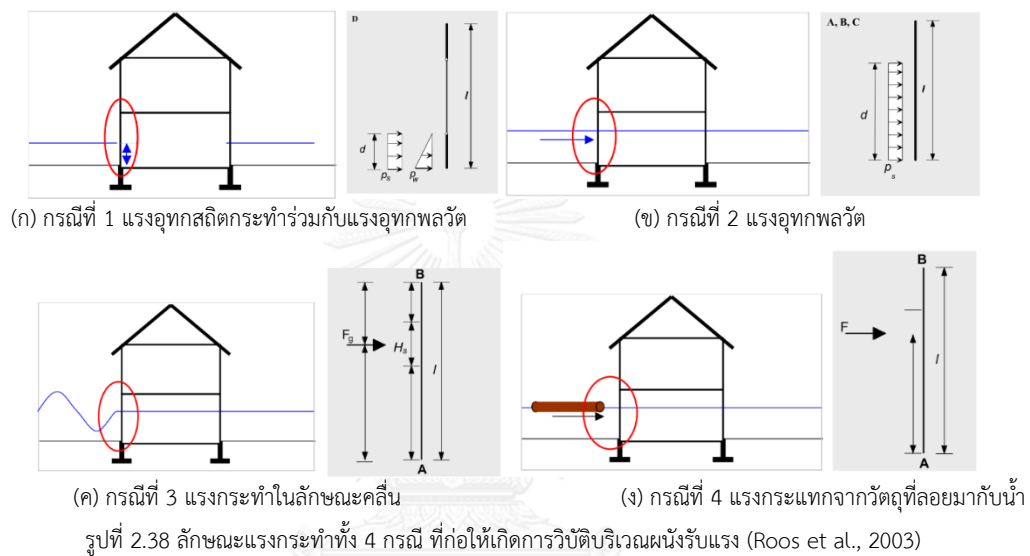
(ก) การวิบัติบริเวณผนังรับแรง (failure of wall)



(ข) การวิบัติเนื่องจากการกัดเซาะบริเวณฐานราก (scour of foundation)

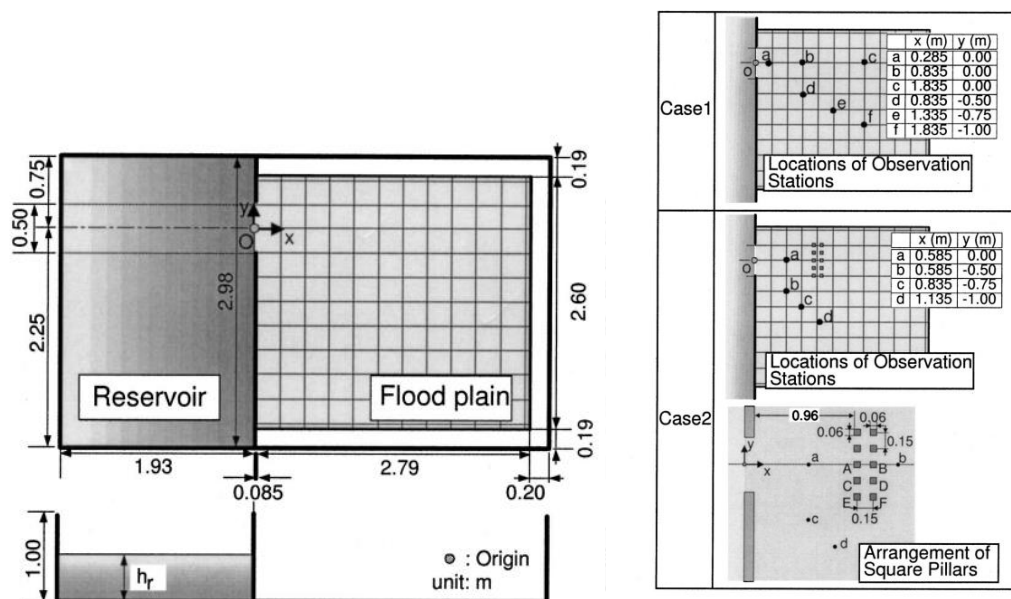
รูปที่ 2.37 รูปแบบการวิบัติของอาคารที่ทำการศึกษา (Roos และคณะ, 2003)

การวิบัติบริเวณผนังรับน้ำหนัก (failure of wall) ที่ใช้ในงานวิจัยนี้ เป็นผลเนื่องมาจากแรงกระทำ 4 กรณี คือแรงกระทำเนื่องจากอุทกสถิต, แรงกระทำเนื่องจากแรงอุทกพลวัต, แรงกระทำในลักษณะคลื่น และแรงกระทำแตกจากวัตถุที่ลอยมากับน้ำ ซึ่งแรงกระทำทั้ง 4 กรณีถูกแสดงไว้ในรูปที่ 2.38 ซึ่งในส่วนของ การวิบัติเนื่องจากการกัดเซาะบริเวณฐานราก (scour of the foundation) เกิดขึ้นในกรณีที่ชั้นดินใต้ฐานรากถูกกัดเซาะเนื่องจากการไหลของน้ำ โดยที่อัตราการถูกกัดเซาะจะขึ้นอยู่กับชนิดดิน และความเร็วการไหลของน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 2.39



รูปที่ 2.39 ลักษณะแรงกระทำที่ก่อให้เกิดการวิบัติเนื่องจากการกัดเซาะบริเวณฐานราก (Roos et al., 2003)

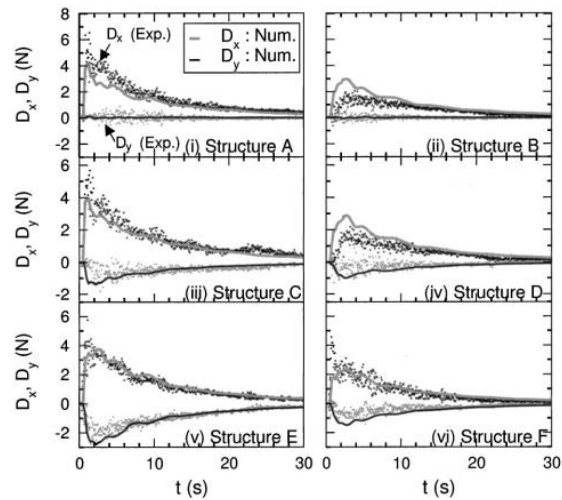
Shige-eda and Akiyama (2003) ทำการศึกษาการไหลของน้ำในสองมิติ และแบ่งงานวิจัยออกเป็นสองส่วนคือ แบบจำลองทางคณิตศาสตร์จำลองการไหลของน้ำ และทดลองการไหลจริงในห้องทดลองทางชลศาสตร์ดังแสดงในรูปที่ 2.40 โดยที่สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่อวิเคราะห์หาไหลของน้ำ เปรียบเทียบผลการทดลองในห้องปฏิบัติการ ซึ่งตัวแปรที่ทำการวิเคราะห์ได้แก่ ค่าความเร็วการไหลของน้ำ, ความสูงของน้ำ, ตำแหน่งและลักษณะการไหลของน้ำในขณะเวลาต่างๆ และแรงกระทำอุทกพลวัตที่กระทำต่อโครงสร้าง



รูปที่ 2.40 แบบทดสอบที่ใช้ในงานทดลอง ในกรณีที่มี และไม่มีโครงสร้างกีดขวางการไหล (Shige-eda and Akiyama, 2003)

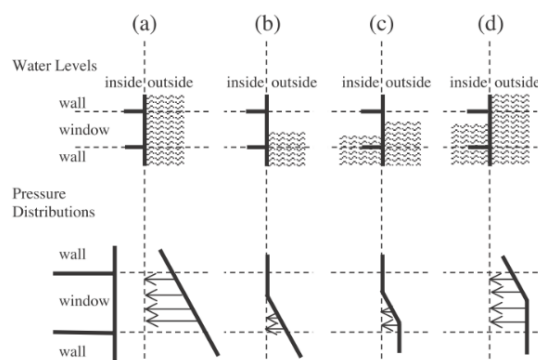
ผลการวิเคราะห์หาค่าความเร็วการไหล และความสูงน้ำท่วม จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สามารถนำมาคำนวณหาแรงอุทกพลวัต ที่กระทำต่อโครงสร้าง เปรียบเทียบกับผลการทดลองจริงที่วัดจาก load cell ที่ติดตั้งแบบจำลองโครงสร้าง, พบว่าค่าแรงอุทกพลวัตที่คำนวณได้จากค่าความเร็วการไหล และความสูงน้ำท่วมที่วิเคราะห์ได้จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ มีค่าสอดคล้องกับค่าที่วัดได้จริงจากการทดลองดังแสดงในรูปที่ 2.41





รูปที่ 2.41 เปรียบเทียบผลการคำนวณแรงอุทกพลวัต กับค่าที่วัดได้จริงจากการทดลอง (Shige-eda and Akiyama, 2003)

Kelman and Spence (2004) ได้ศึกษาลักษณะของแรงกระทำน้ำท่วม โดยสนใจแรงกระทำน้ำท่วมที่สร้างความเสียหายต่ออาคารในลักษณะที่ความสูงน้ำท่วมมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ (slow-rise flood depth) โดยระบุว่าแรงกระทำน้ำท่วมแบ่งออกเป็น แรงอุทกสถิต, แรงอุทกพลวัต, การกัดเซาะ เนื่องจากการไหลของน้ำที่กระทำต่อดินบริเวณฐานราก, แรงยกตัว, แรงกระแทกจากเศษวัสดุ และผลกระทบอื่นๆ เช่นผลกระทบเนื่องจากเคมี เป็นต้น โดยที่แรงอุทกสถิตถูกแบ่งออกเป็น แรงกระทำเนื่องจากความดันน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 2.42 ส่วนแรงอุทกพลวัตแบ่งเป็น แรงกระทำเนื่องจากการเคลื่อนที่ของน้ำโดยมีการกระจายแรงดันคงที่ตลอดพื้นที่รับแรง และแรงกระทำเนื่องจากคลื่น โดยที่แรงกระทำอุทกพลวัตสามารถหาได้จากสมการที่ 2-19



รูปที่ 2.42 ระดับน้ำ และการกระจายตัวของความดันเนื่องจากแรงอุทกสถิต ในกรณีต่าง ๆ (Kelman and Spence, 2004)

$$\Delta P = 0.5 \rho_w v^2 \quad (2-19)$$

โดยที่

$\Delta P$  คือ ค่าความดันน้ำเนื่องจากแรงอุทกพลวัต

$\rho_w$  คือ ความหนาแน่นของน้ำ

$v$  คือ ความเร็วการไหลของน้ำ

Kreibich et al. (2009) ได้ศึกษาหาค่าอิทธิพลของตัวแปรที่ส่งผลกระทบต่อระดับความเสียหายของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำน้ำท่วมใน 5 เมืองของประเทศเยอรมนี หลังจากเหตุการณ์น้ำท่วมยุโรป เมื่อเดือนสิงหาคม ปี 2002 ได้แก่เมือง Dresden, Döbeln, Eilenburg, Flöha และ Grimma โดยในงานวิจัยนี้ได้จำแนกระดับความเสียหายของโครงสร้างเป็น 5 ระดับ ตามที่เสนอโดย Schwarz และ Maiwald (2008) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.43 โดยข้อมูลที่น่ามาใช้ศึกษานั้นประกอบไปด้วยสองส่วน คือส่วนแรกมาจากข้อมูลการสำรวจความเสียหายจากพื้นที่จริง และส่วนที่สองมาจากแบบจำลองการไหลทางชลศาสตร์เพื่อวิเคราะห์หาค่าความสูงน้ำท่วม และความเร็วการไหลที่เกิดขึ้น, โดยที่ค่าตัวแปรที่ทำการศึกษาในงานวิจัยนี้ได้แก่ ความเร็วการไหลของน้ำ (flow velocity), ความสูงน้ำท่วม (water depth), หัวพลังงาน (Energy head), ความเข้มการไหล (Intensity) และโมเมนต์การไหล ซึ่งตัวแปร หัวพลังงาน, ความเข้มการไหลและโมเมนต์การไหล เป็นฟังก์ชันของความเร็วการไหลของน้ำ และค่าความสูงน้ำท่วม ดังแสดงในสมการที่ 2-20 ถึง สมการที่ 2-22

$$\text{หัวพลังงาน} = h + \frac{v^2}{2g} \quad (2-20)$$

$$\text{โมเมนต์การไหล} = h \cdot v^2 \quad (2-21)$$

$$\text{ความเข้มการไหล} = v \cdot h \quad (2-22)$$









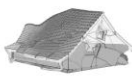

โดยที่

$v$  คือ ความเร็วการไหล

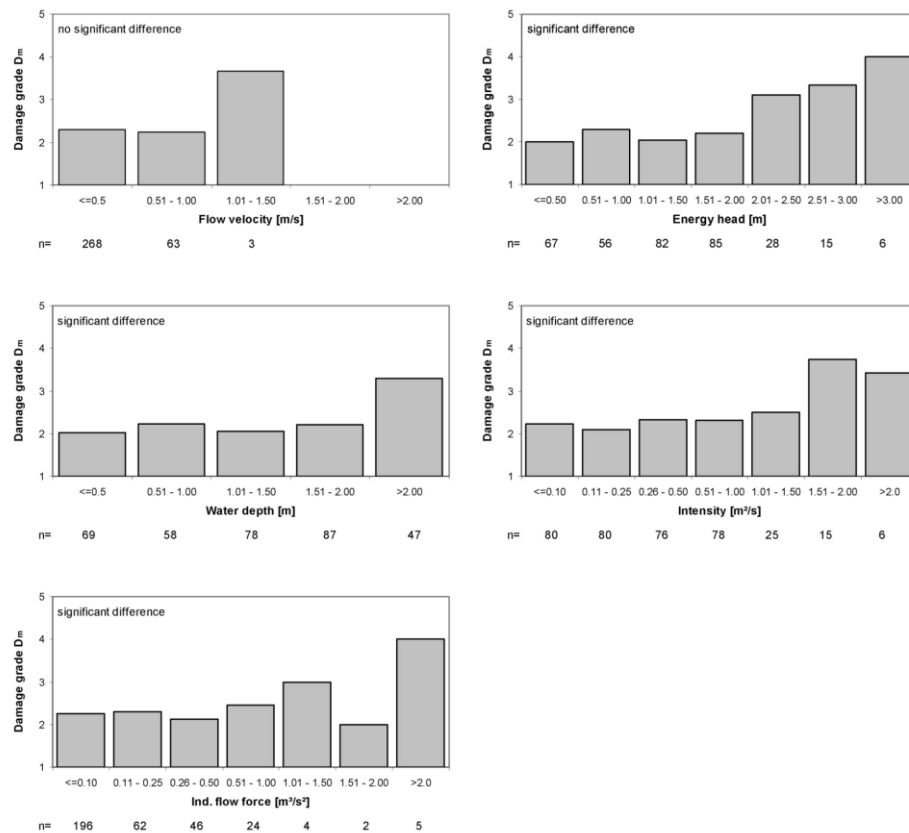
$h$  คือ ความสูงน้ำท่วม

$g$  คือ ค่าความเร่งโน้มถ่วง = 9.81 m/s<sup>2</sup>

จากการศึกษาพบว่าระดับความเสียหายระดับรุนแรง ( $D_3$  ขึ้นไป) จะเกิดขึ้นต่อเมื่อค่าความสูงน้ำท่วมมีค่ามากกว่า 2 เมตร, หัวปลีงานมีค่ามากกว่า 2 เมตร, โมเมนต์การไหลมีค่ามากกว่า 2 เมตร<sup>3</sup>/วินาที<sup>2</sup> และค่าความเข้มข้นการไหลมีค่ามากกว่า 1.5 เมตร<sup>2</sup>/วินาที ซึ่งค่าตัวแปรที่ทำการศึกษาที่มีผลกระทบต่อระดับความเสียหายระดับต่างๆ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.44 ซึ่งจะเห็นได้ว่าตัวแปรค่าความเร็วการไหลของน้ำ (flow velocity) ไม่มีนัยสำคัญต่อระดับความเสียหาย ซึ่งต่างจากตัวแปรที่ทำการศึกษาตัวอื่น ๆ

$D_i$	Damage		Description	Drawing	Example
	Structural	Non-structural			
$D_1$	no	slight	penetration and pollution only		
$D_2$	no to slight	moderate	slight cracks in load-bearing members broken doors and windows contamination replacement of extension elements		
$D_3$	moderate	heavy	major cracks and/or deformations in load-bearing walls and slabs settlement replacement of non-load bearing elements		
$D_4$	heavy	very heavy	structural collapse of load-bearing walls, slabs replacement of load-bearing elements		
$D_5$	very heavy	very heavy	collapse of the building or of major parts of the building demolition of building required		

รูปที่ 2.43 การจำแนกความเสียหายประเภทต่าง ๆ (Kreibich et al., 2009)



รูปที่ 2.44 อิทธิพลของตัวแปรที่มีผลต่อระดับความเสียหาย ระดับต่างๆ ที่ใช้ในงานวิจัย (Kreibich et al., 2009)

ASCE7 (2010) ได้กำหนดในมาตรฐานให้คำนวณแรงอุทกสำหรับอาคารที่อยู่ในเขตพื้นที่เสี่ยงภัย ซึ่งจำแนกแรงจากอุทกภัยออกเป็น แรงอุทกสถิต (ในแนวตั้ง และในแนวราบ), แรงอุทกพลวัต, แรงกระทำจากคลื่นและแรงกระทำจากวัตถุที่ลอยมากับน้ำ โดยอธิบายว่า แรงอุทกสถิตกระทำโดยน้ำในลักษณะที่เป็นน้ำนิ่ง หรือมีการคลื่นที่แบบราบเรียบ มีความเร็วการไหลต่ำกว่า 1.5 เมตรต่อวินาที และมีทิศทางของแรงตั้งฉากกับพื้นผิวของโครงสร้างส่วนที่รับแรงเสมอ, แรงอุทกพลวัต (hydrodynamic loads) เป็นแรงที่เกิดจากการคลื่นที่ของน้ำ (เหนือระดับพื้นดิน) ด้วยความเร็ว โดยที่ความเร็วการไหลของน้ำที่เสนอโดย FEMA-P-55 (2011) มีค่าดังแสดงในสมการที่ 2-23 และ 2-24 และเมื่อความเร็วการไหลของน้ำมีค่าไม่เกิน 3.05 เมตรต่อวินาที สามารถจะคำนวณเป็นแรงอุทกสถิตแบบเทียบเท่าได้

$$V = \frac{d_s}{1 \text{ sec}} \quad (2-23)$$

$$V = \sqrt{gd_s} \quad (2-24)$$

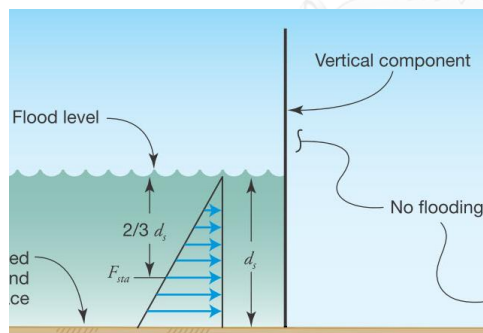
โดยที่

$V$  คือค่าความเร็วการไหลเฉลี่ยของน้ำ

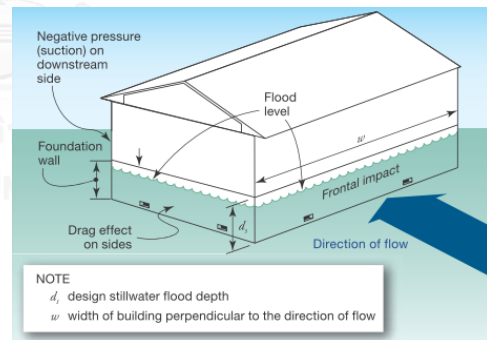
$d_s$  คือความสูงน้ำท่วม

$g$  คือค่าความเร่งโน้มถ่วง มีค่าเท่ากับ 9.81 เมตรต่อวินาที

FEMA-P-55 (2011) ได้เสนอสมการสำหรับคำนวณแรงอุทกสถิต และแรงอุทกพลวัตสำหรับอุทกภัย โดยที่แรงอุทกสถิตที่กระทำในแนวราบจะเกิดในกรณีที่น้ำนิ่ง หรือมีการเคลื่อนที่ช้า ๆ มีการกระจายความดันเพิ่มขึ้นแบบเชิงเส้น ดังแสดงในรูปที่ 2.45(ก) ซึ่งค่าแรงลัพธ์ของแรงอุทกสถิตสามารถหาได้จากสมการที่ 2-25 สำหรับแรงกระทำอุทกพลวัตกระทำต่อโครงสร้างในขณะที่น้ำมีการเคลื่อนที่ด้วยความเร็ว โดยมีการกระจายแรงดันคงที่ตลอดทั้งหน้าตัด ซึ่งค่าตัวแปรและนิยามสำหรับแรงอุทกพลวัตแสดงไว้ในรูปที่ 2.45(ข). และสามารถคำนวณแรงลัพธ์ได้จากสมการที่ 2-26



(ก) การกระจายแรงดันเนื่องจากแรงอุทกสถิต



(ข) ค่าตัวแปร และนิยาม สำหรับคำนวณแรงอุทกพลวัต

รูปที่ 2.45 รูปแบบแรงกระทำอุทกสถิต และอุทกพลวัต (FEMA-P-55, 2011)

$$F_{sta} = \frac{1}{2} \gamma_w d_s^2 w \quad (2-25)$$

$$F_{dyn} = \frac{1}{2} C_d \rho V^2 A \quad (2-26)$$

โดยที่

- $\gamma_w$  คือ น้ำหนักจำเพาะของน้ำ
- $d_s$  คือ ความสูงน้ำท่วม
- $w$  คือ คือความกว้างของชิ้นส่วนโครงสร้างที่ถูกน้ำท่วม
- $C_d$  คือ สัมประสิทธิ์แรงฉุด (drag coefficient) = 2.0 สำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยม  
= 1.2 สำหรับหน้าตัดทรงกระบอก
- $\rho$  คือ ความหนาแน่นของน้ำ
- $V$  คือ ความเร็วการไหลของน้ำ
- $A$  คือ พื้นที่หน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างที่รับน้ำท่วม

Xiao and Li (2013) ได้ศึกษาผลของแรงกระแทกจากอุทกภัย ที่มีผลต่อโครงสร้างผนังอิฐรับแรง (Masonry building) โดยในงานวิจัยนี้ได้การทดสอบในห้องปฏิบัติการชลศาสตร์เพื่อหาค่าแรงกระแทกจากการไหลของน้ำ ที่กระทำต่อแบบจำลองโครงสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 2.46



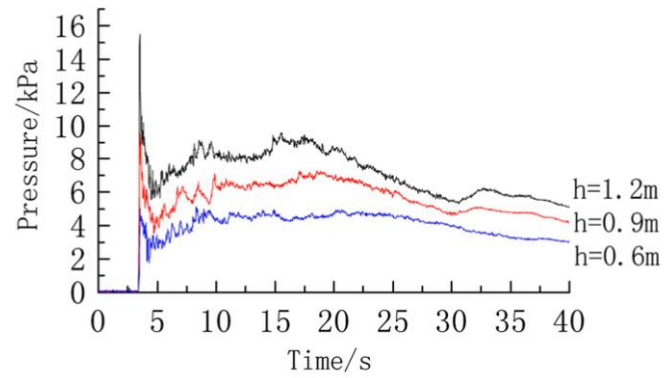
(ก) แบบทดสอบในห้องปฏิบัติการทางชลศาสตร์



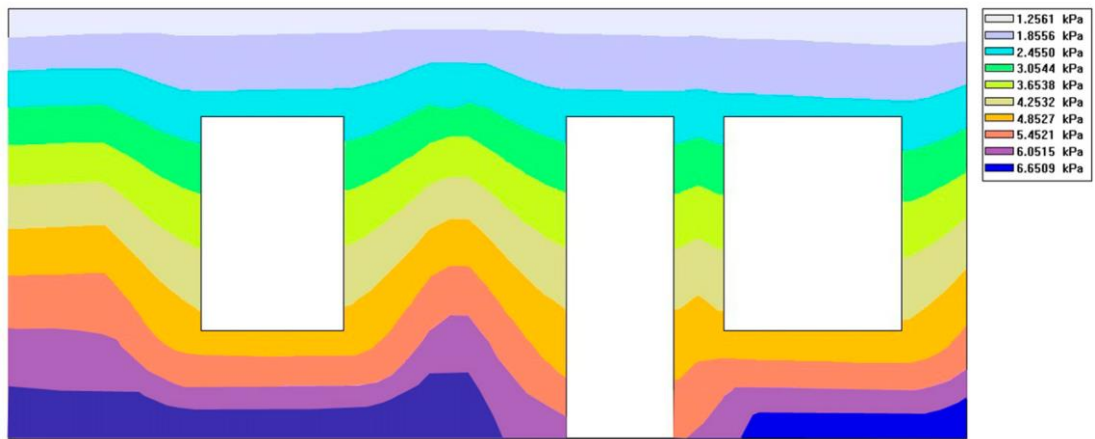
(ข) แบบจำลองโครงสร้าง

รูปที่ 2.46 เครื่องมือทดสอบ และแบบจำลองโครงสร้างที่ใช้ในการศึกษา (Xiao and Li, 2013)

ในการทดลองเพื่อหาแรงกระทำที่เกิดขึ้น ได้จำลองระดับความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 0.6, 0.9 และ 1.2 ม. ซึ่งค่าความดันที่เกิดขึ้นบริเวณฐานของแบบจำลองแสดงไว้ในรูปที่ 2.47 และการกระจายความดันในแผ่นกำแพงของแบบจำลองโครงสร้างที่วัดได้จากการทดลองสำหรับความสูงน้ำท่วม 0.6 ม. แสดงไว้ในรูปที่ 2.48 จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความดันมีลักษณะลดลงแบบเชิงเส้นจากตำแหน่งฐานล่างสุดของกำแพงไปจนถึงขอบบนของกำแพง



รูปที่ 2.47 ค่าความดันที่เกิดขึ้นที่ฐานของแบบจำลองโครงสร้างระหว่างรับแรงอุทก (Xiao and Li, 2013)



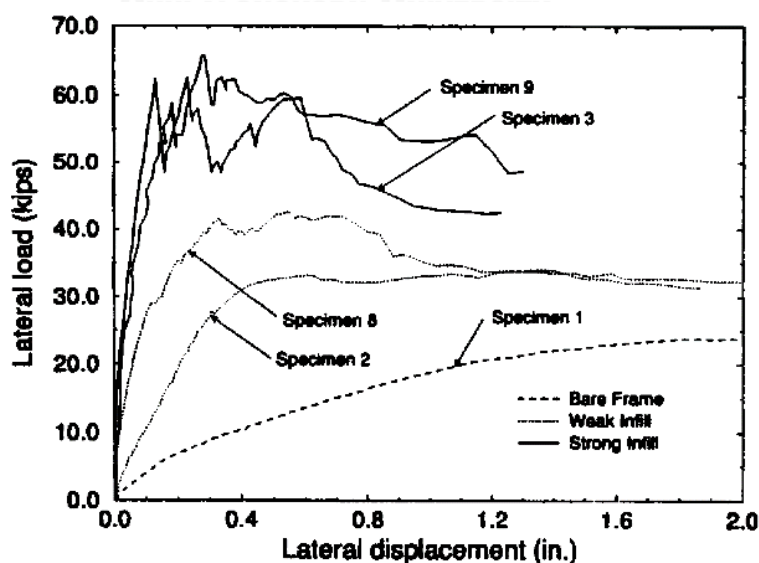
รูปที่ 2.48 การกระจายของแรงดันน้ำที่กระทำต่อกำแพง สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วม 0.6 เมตร (Xiao and Li, 2013)

## 2.4 แบบจำลองของผนังอิฐก่อในแนวระนาบ

เป็นที่ทราบกันดีว่าพฤติกรรมของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐภายใต้แรงแผ่นดินไหวนั้นมีความซับซ้อน มีหลายปัจจัยที่ส่งผลต่อกำลังรับแรงทางด้านข้างของโครงข้อแข็ง มีนักวิจัยหลายคนที่เสนอวิธีการคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐ และรูปแบบการวิบัติของโครงสร้าง โดยที่สมมติว่ากำแพงอิฐมีพฤติกรรมการรับแรงเหมือนเป็นค้ำยันในแนวทแยง มีส่วนช่วยเพิ่มสติเฟเนสและความสามารถในการรับแรงด้านข้าง ซึ่งการทบทวนงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องกับการหาพฤติกรรม และการจำลองผนังอิฐก่อได้แบ่งออกเป็นหัวข้อดังต่อไปนี้

### 2.4.1 พฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐ

Mehrabi et al. (1996) ได้ทดสอบหาค่ากำลัง และพฤติกรรมของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง งานวิจัยนี้ได้แบ่งโครงข้อแข็งที่ใช้ทดสอบออกเป็นสองประเภท คือโครงข้อแข็งแบบอ่อน (ออกแบบรับเฉพาะแรงลม) และโครงข้อแข็งแบบแข็ง (ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว) โดยโครงข้อแข็งที่ใช้ทดสอบมีขนาด 1/2 เท่าของโครงสร้างจริง ให้แรงในลักษณะผลักแบบสถิตทั้งแบบทิศทางเดียว และสลับทิศ ซึ่งอิฐที่ใช้ในการทดลองมีสองประเภท คืออิฐตัน และอิฐกลวง, จากการทดสอบพบว่า โครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อ ไม่ว่าจะเป็นอิฐตันหรืออิฐกลวง ล้วนทำให้โครงสร้างมีความสามารถรับแรงด้านข้างที่สูงขึ้นเมื่อเทียบกับโครงข้อแข็งที่ไม่มีผนังอิฐ ดังแสดงในรูปที่ 2.49 ซึ่งเป็นผลการทดสอบสำหรับการให้แรงแบบทิศทางเดียว



รูปที่ 2.49 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบ

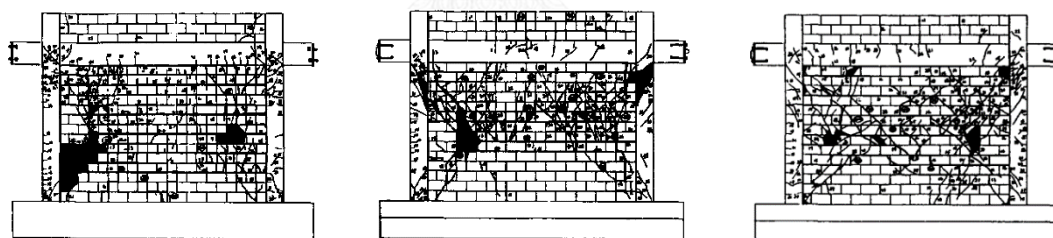


นอกจากนี้งานวิจัยนี้ยังได้สรุปรูปแบบการวิบัติต่างๆของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐ, โดยที่โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีผนังอิฐนั้นจะมีการวิบัติแบบแรงคัต และโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐสามารถแบ่งรูปแบบการวิบัติออกได้เป็น 3 รูปแบบ โดยแต่ละรูปแบบขึ้นอยู่กับกำลังของโครงข้อแข็ง และชนิดของกำแพงอิฐ โดยรูปแบบการวิบัติทั้งสามแบบได้แก่

1. การวิบัติแบบแรงคัตบริเวณโครงข้อแข็งร่วมกับการวิบัติแบบการเลื่อนเฉือน (sliding shear) บริเวณแนวปูนก่อประสาน (bed joint) ซึ่งการวิบัติรูปแบบนี้จะพบในโครงข้อแข็งแบบอ่อนและใช้อิฐชนิดกลางในการก่อกำแพง ดังแสดงในรูปที่ 2.50 (ก)

2. การวิบัติแบบการแตกร้าวในแนวทแยง และการเลื่อนเฉือนบริเวณกำแพง ตามมาด้วยการวิบัติแบบเฉือนบริเวณเสาของโครงข้อแข็ง, การวิบัติแบบนี้จะพบในโครงข้อแข็งแบบอ่อนโดยที่ใช้อิฐชนิดอิฐตันในการก่อกำแพง ดังแสดงในรูปที่ 2.50 (ข)

3. การวิบัติแบบอัดแตกบริเวณมุมของกำแพง (corner crushing) ซึ่งการวิบัติรูปแบบนี้จะพบในโครงข้อแข็งแบบแข็ง และใช้อิฐชนิดอิฐตันในการก่อกำแพง โดยรูปแบบความเสียหายและการวิบัติแสดงในรูปที่ 2.50 (ค)



(ก) โครงข้อแข็งอ่อนที่มีกำแพงอิฐอ่อน

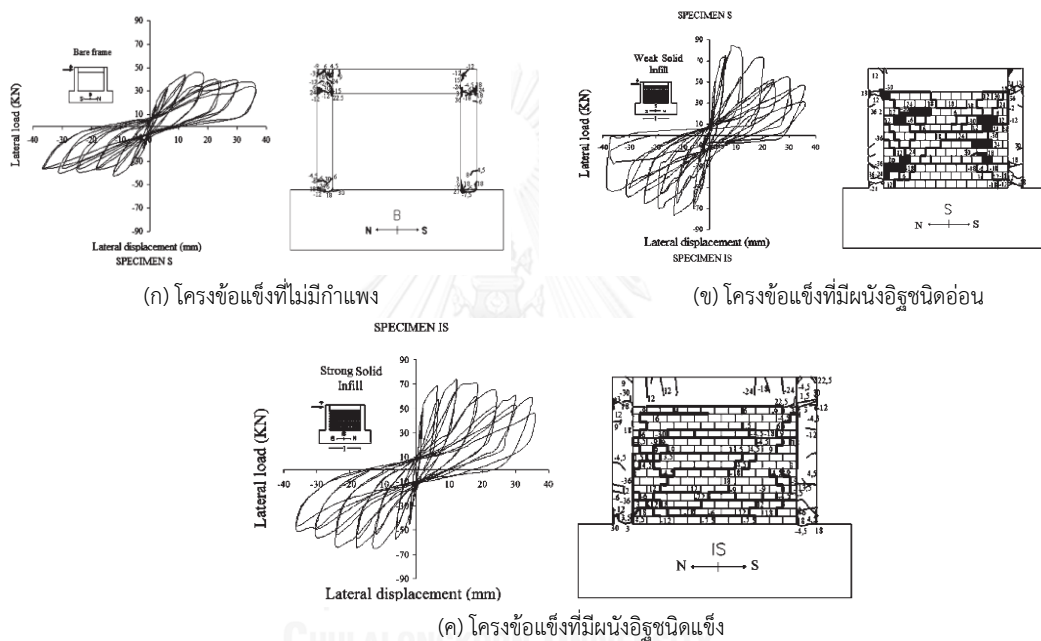
(ข) โครงข้อแข็งอ่อนและกำแพงอิฐแข็ง

(ค) โครงข้อแข็งแข็งและกำแพงอิฐแข็ง

รูปที่ 2.50 รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐ

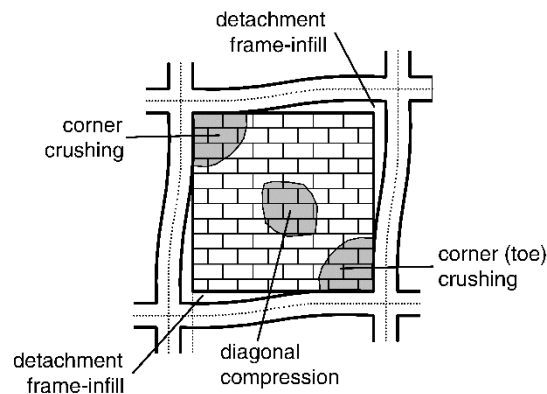
Kakaletsis and Karayannis (2008) ได้ทำการทดสอบหาผลการตอบสนอง และอิทธิพลของผนังอิฐก่อในโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งโครงข้อแข็งที่ใช้ทำการทดสอบนั้นได้ถูกออกแบบถูกต้องตามหลักวิศวกรรม อ้างอิงตามมาตรฐาน EC2 และ EC8 และทดสอบโดยการให้แรงกระทำแบบวัฏจักร โดยตัวอย่างทดสอบมีขนาดเท่ากับ 1/3 เท่าของขนาดโครงสร้างจริง ในงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาอิทธิพลของช่องเปิดภายในกำแพงอิฐด้วย ซึ่งได้แบ่ง กรณีทดสอบทั้งหมดออกเป็น 7 กรณี ได้แก่ โครงข้อแข็งปราศจากกำแพงอิฐ, โครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐชนิดอ่อน, โครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐ

ชนิดแข็ง และอีก 4 กรณีที่มีช่องเปิดภายในกำแพงอิฐในรูปแบบที่ต่างกัน โดยที่อิฐชนิดอ่อน และอิฐชนิดแข็งมีกำลังอัดต่อกันเท่ากับ 3.10 MPa และ 26.4 MPa ตามลำดับ, ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อนั้นมีความสามารถในการรับแรงด้านข้างที่เพิ่มขึ้นทั้งในด้านกำลังและสติฟเนส ดังแสดงในรูปที่ 2.51 โดยที่โครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐชนิดอ่อนมีเกิดการวิบัติโดยการอัดแตกภายในตัวของกำแพง (interior crushing) และเกิดพฤติกรรมแบบพลาสติกบริเวณโคนและปลายเสาทั้งสองด้าน, สำหรับโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐชนิดแข็งจะเกิดการวิบัติแบบเลื่อนเฉือนในส่วนที่เป็นปูนก่อประสาน

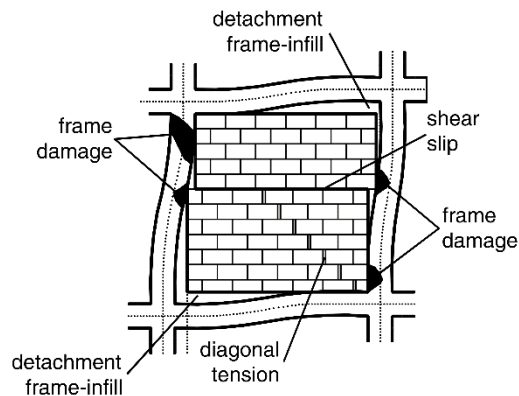


รูปที่ 2.51 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบของโครงข้อแข็งชนิดต่าง ๆ

Asteris et al. (2011) ได้ทำการศึกษาและรวบรวมงานวิจัยในอดีตของแบบจำลองผนังอิฐก่อ พบว่ารูปแบบของการวิบัติของกำแพงอิฐ สามารถสรุปออกมาได้อยู่ 5 รูปแบบ ได้แก่ วิบัติแบบอัดแตกที่มุมของกำแพง, การวิบัติด้านแรงอัดในแนวทแยงของกำแพง, การวิบัติแบบเลื่อนเฉือนบริเวณปูนก่อประสาน, การแตกตามแนวทแยง และการวิบัติที่ขึ้นส่วนคาน หรือขึ้นส่วนเสา รูปแบบการวิบัติที่พบมากที่สุดคือ การวิบัติแบบอัดแตกบริเวณมุมของกำแพง และการวิบัติแบบเลื่อนเฉือนที่ปูนก่อ (Comitte Euro-International du Beton, CEB, 1996) ดังแสดงในรูปที่ 2.52



(ก) การวิบัติแบบอัดแตกที่มุมของกำแพงร่วมกับการวิบัติแบบการวิบัติแบบแรงอัดในแนวทแยงของกำแพง

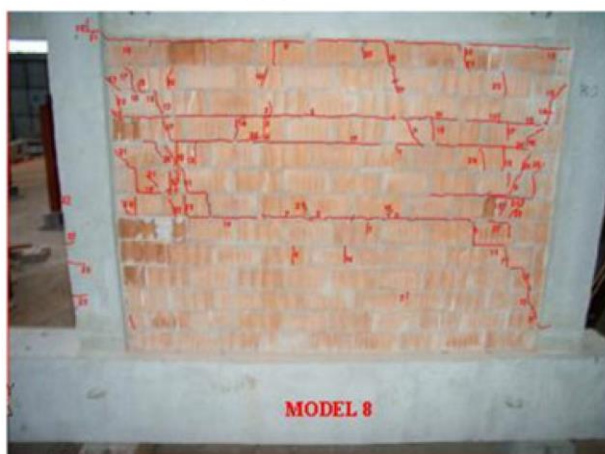


(ข) การวิบัติแบบเลื่อนเฉือน ร่วมกับการแยกในแนวทแยงของอิฐก่อ และการวิบัติบริเวณชิ้นส่วนโครงสร้างหลัก

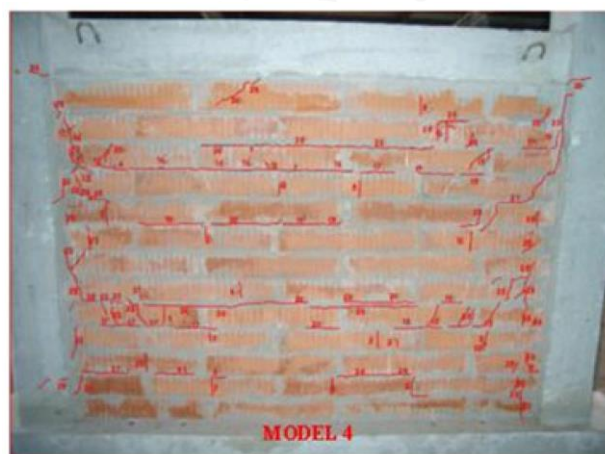
รูปที่ 2.52 รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อ (Asteris et al., 2011)

Zovkic et al. (2013) ได้ทดลองเพื่อหาพฤติกรรมของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง ในงานทดลองได้ใช้อิฐชนิดต่างกัน 3 ชนิด ได้แก่ อิฐก่อชนิดกำลังสูง, อิฐก่อชนิดกำลังปานกลาง และอิฐก่อคอนกรีตมวลเบาชนิดชนิด AAC กำลังต่ำ โดยที่กำลังรับแรงกดต่อก้อนของอิฐทั้งสามชนิดได้แก่ 10 MPa, 5 MPa และ 2.5 MPa ตามลำดับ, โครงข้อแข็งที่ใช้ทำการทดสอบมีขนาด 1:2.5 เท่าของขนาดจริง ออกแบบตามมาตรฐาน EC8 โดยในการทดสอบจะมีการให้แรง 3 ลักษณะ คือช่วงเริ่มต้นจะทำการให้แรงผลักลับทิศชนิดใช้แรงเป็นตัวควบคุมจนโครงสร้างถึงจุดคราก และจากนั้นจะให้แรงผลักลับทิศชนิดใช้การเคลื่อนตัวเป็นตัวควบคุมจนเกิดความเสียหายเป็นวงกว้างบริเวณกำแพง จากนั้นจะทำการให้แรงผลักลับทิศทางเดียวจนกำแพงอิฐเกิดการอัดแตก (crushing) หรืออัตราส่วนการเคลื่อนตัวมีค่าใกล้เคียง 2% จากผลการทดสอบพบว่าโครงข้อแข็งรูปแบบที่ 1 เกิดการวิบัติแบบเลื่อนเฉือนบริเวณปูนก่อประสาน ร่วมกับการวิบัติแบบอัดแตกของกำแพงอิฐในแนวทแยง, โครงข้อแข็งรูปแบบที่ 2 เกิดการวิบัติแบบเลื่อนเฉือนบริเวณปูนก่อประสาน และโครงข้อแข็งรูปแบบที่

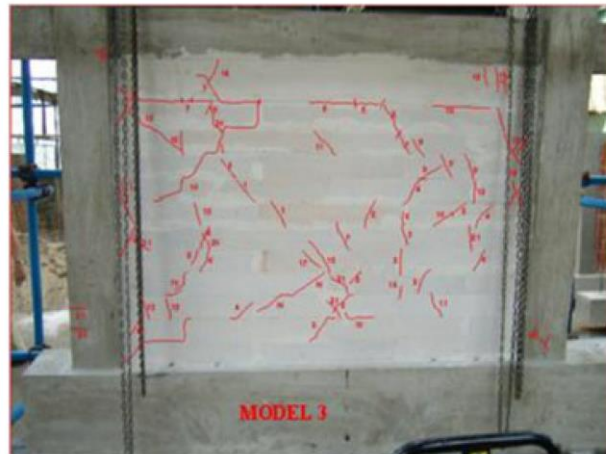
3 มีการวิบัติแบบแตกร้าวเป็นรูปกากบาททั่วกำแพง และมีการวิบัติแบบเลื่อนเฉือนบริเวณปูนก่อประสานบางจุด ดังแสดงในรูปที่ 2.53 ถึงรูปที่ 2.55 ตามลำดับ โดยด้านกำลังต้านทางแรงต้านข้างของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐทั้ง 3 ชนิด พบว่าค่าสถิติพเนสเริ่มต้นของทั้ง 3 ตัวอย่างมีค่าใกล้เคียงกัน แต่มีกำลังรับแรงเฉือนต่างกัน โดยโครงข้อแข็งที่มีอิฐชนิดกำลังอัดสูงสามารถรับแรงเฉือนได้สูงสุด รองลงมาได้แก่ โครงข้อแข็งที่มีอิฐชนิดกำลังอัดปานกลาง และอิฐคอนกรีตมวลเบากำลังอัดต่ำ ซึ่งจากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงเฉือนของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐขึ้นอยู่กับชนิดและกำลังรับแรงอัดของอิฐ แต่ไม่ได้ส่งผลต่อค่าสถิติพเนสเริ่มต้นของโครงสร้างแต่อย่างใด



รูปที่ 2.53 การวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีอิฐก่อชนิดอิฐกำลังสูง (Zovkic et al., 2013)

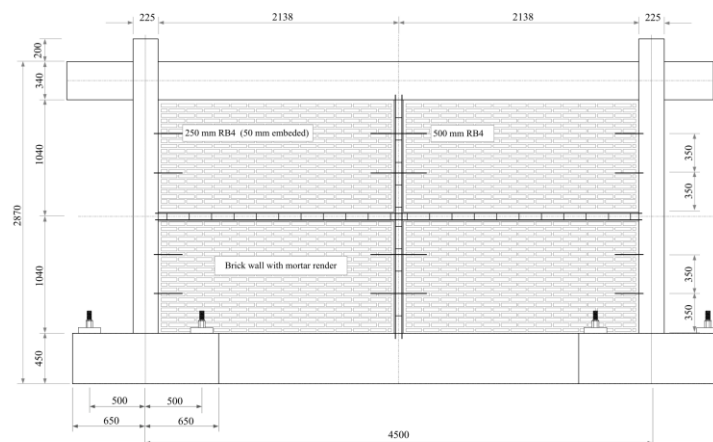


รูปที่ 2.54 การวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีอิฐก่อชนิดอิฐกำลังปานกลาง (Zovkic et al., 2013)



รูปที่ 2.55 การวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีอิฐก่อชนิดอิฐมวลเบา AAC (Zovkic et al., 2013)

Srechai (2013) ทำการศึกษาพฤติกรรมของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐก่อภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักร โดยที่ขนาดของตัวอย่างทดสอบมีขนาดเท่ากับ 3/4 เท่าของขนาดจริง การทดสอบแบ่งออกเป็น 3 ส่วน คือ ส่วนการทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐ และอีกสองส่วนคือ โครงสร้างที่ปรับรูปแบบการก่อผนัง โดยแยกส่วนของผนังออกจากเสา เพื่อไม่ให้แรงเฉือนถ่ายมาสู่เสา โดยในส่วนของ การทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐ ก่อขึ้น ได้มีการก่อในรูปแบบที่พบเห็นได้ทั่วไปในประเทศไทย โดยจะมีคานทับหลัง และเสาขนาดเล็ก ก่อสร้างภายในโครงข้อแข็ง เพื่อยึดรั้งไม่ให้กำแพงอิฐก่อมีความชะลุดมากเกินไป ดังแสดงในรูปที่ 2.56 และรูปที่ 2.57



รูปที่ 2.56 ขนาดและมิติต่างๆ ของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐ (Srechai, 2013)



รูปที่ 2.57 รูปแบบการก่ออิฐที่มีคานทับหลังและเสาขนาดเหล็กภายในโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก (Srechai, 2013)

โดยที่ผลการทดสอบพบว่าโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐนั้นมีความสามารถรับแรงสูงสุดเท่ากับ 296 kN มีระยะการเคลื่อนที่ขณะเกิดแรงกระทำสูงสุดเท่ากับ 0.25% drift ซึ่งพบรูปแบบการวิบัติที่เกิดจากการอัดแตกที่มุมของผนัง และเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนในเสาและคานตามมา ในส่วนการทดสอบโครงสร้างที่ถูกปรับปรุง โดยเป็นการนำส่วนผนังที่ติดกับเสาออก 10% บนทั้งสองด้านของผนังนั้น โครงสร้างมีความสามารถในการรับแรงด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 246 kN ที่ระยะการเคลื่อนที่ 1.25% drift และเมื่อเอาส่วนของผนังออก 25% พบว่าความสามารถในการรับแรงลดลง และมีการสลายพลังงานลดลงด้วย

#### 2.4.2 ความสามารถ และพฤติกรรมในการรับแรงเฉือนของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐ

FEMA306 (1998) ได้เสนอสมการสำหรับการคำนวณกำลังรับแรงของผนังอิฐก่อในรูปแบบการวิบัติต่าง ๆ ที่อาจจะเกิดขึ้น โดยในมาตรฐานได้แบ่งรูปแบบการวิบัติออกเป็น 4 รูปแบบได้แก่ 1) การวิบัติแบบเลื่อนเฉือนบริเวณแนวปูนก่อประสาน 2) การวิบัติด้วยแรงอัด 3) การวิบัติด้วยแรงดึงในแนวทแยง และ 4) การวิบัติด้วยแรงเฉือนในวัสดุก่อ โดยแต่ละรูปแบบการวิบัติสามารถคำนวณความสามารถในการรับแรงเฉือนได้ดังนี้

การวิบัติแบบเลื่อนเฉือนบริเวณแนวปูนก่อประสานเนื่องจากกำลังของปูนก่อประสานมีกำลังต่ำกว่ากำลังของก้อนอิฐ ซึ่งสามารถใช้หลักของ Mohr-Coulomb ในการคำนวณหาค่ากำลังต้านแรงเฉือนได้ดังสมการที่ 2-27

$$V_{slide} = (\tau_0 + \sigma_y \tan \phi) L_{inf} t_{inf} = \mu N \quad (2-27)$$

โดยที่

$\sigma_y$	คือ ความเค้นตั้งฉากของกำแพงอิฐ
$L_{inf}$	ความยาวของกำแพงอิฐ
$t_{inf}$	ความหนาของกำแพงอิฐ
$\tau_0$	คือ กำลังยึดเหนี่ยวของปูนก่อกมมีค่าเท่ากับ $0.04 f'_{me}$
$\phi$	คือ มุมองศาของแรงเสียดทานเนื่องจากแรงเฉือน
$f'_{me}$	คือ กำลังรับแรงอัดของกำแพงในแนวราบ
$\mu$	คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานของปูนก่อ
$N$	ค่าแรงในแนวตั้งที่กระทำต่อกำแพงอิฐ

แรงในแนวตั้งที่กระทำต่อกำแพงอิฐ (N) รวมถึงแรงในแนวตั้งที่กระทำเนื่องจากการหดตัวของเสาที่เกิดจากการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2-28 และความเครียดที่เกิดขึ้นในเสา ( $\varepsilon$ ) เนื่องจากการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่อยู่ในพจน์ของอัตราส่วนมุมมุมที่เกิดขึ้นระหว่างชั้น (interstory drift angle) สามารถคำนวณจากสมการที่ 2-29

$$N = \varepsilon L_{inf} t_{inf} E_m \quad (2-28)$$

$$\varepsilon = \frac{\delta}{h} = \theta \frac{\Delta}{h} = \theta^2 \quad (2-29)$$

โดยที่

$E_m$	คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของกำแพงอิฐ
$\delta$	คือ การเคลื่อนที่ในแนวตั้งของโครงข้อแข็ง
$h$	คือ ความสูงของโครงข้อแข็ง
$\theta$	คือ มุมการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น

เนื่องจากกำแพงอิฐภายใต้การรับแรงสลับทิศ ทำให้แรงยึดเหนี่ยวภายในปูนก่อประสาน ( $\tau_0$ ) ถูกทำลาย เมื่อนำสมการที่ 2-28 และ 2-29 แทนลงในสมการที่ 2-27 ก็จะสามารถจัดรูปได้ใหม่ ดังแสดงในสมการที่ 2-30

$$V_{slide} = \mu L_{inf} t_{inf} E_m \theta^2 \quad (2-30)$$

สำหรับรูปแบบการวิบัติแบบอัดที่แบบจำลองค้ำยันเทียบเท่าในแนวทแยง ซึ่งค่ากำลังรับแรงในแนวราบของค้ำยันจะเป็นฟังก์ชันขึ้นอยู่กับความกว้างของค้ำยันเทียบเท่า ( $a$ ) และค่ากำลังอัดของปริซึมอิฐก่อ สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2-31 โดยที่ค่าความกว้างของค้ำยันจะอธิบายเพิ่มในหัวข้อที่ 2.4.3

$$V_c = at_{inf} f'_{m90} \cos \theta \quad (2-31)$$

รูปแบบการวิบัติด้วยดึงในค้ำยันแนวทแยง ซึ่งเป็นกำลังรับแรงดึงของกำแพงอิฐก่อเกิดการแตกร้าว สามารถหาได้ดังสมการที่ 2-32

$$V_{cr} = \frac{2\sqrt{2}t_{inf} \sigma_{cr}}{\left(\frac{L_{inf}}{h_{inf}} + \frac{h_{inf}}{L_{inf}}\right)} \quad (2-32)$$

โดยที่  $\sigma_{cr}$  คือค่ากำลังรับแรงดึงของกำแพงอิฐสามารถหาจากสมการที่ 2-33 หรือ 2-34

$$\sigma_{cr} = \frac{f'_{m90}}{20} \quad (2-33)$$

$$\sigma_{cr} = 20\sqrt{f'_{me}} \quad (2-34)$$

ส่วนการวิบัติเฉือนในวัสดุก่อจะสามารถคำนวณกำลังรับแรงเฉือนได้สองรูปแบบ คือกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงในขณะที่ยังกระทำเป็นแบบทิศทางเดียว ( $V_{mi}$ ) และกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงในขณะที่ยังกระทำเป็นแรงสลับทิศ ( $V_{mf}$ ) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2-35 และ 2-36

$$V_{mi} = A_{vh} 2\sqrt{f'_{me}} \quad (2-35)$$

$$V_{mf} = 0.3V_{mi} \quad (2-36)$$

โดยที่

$f'_{me}$  คือกำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อ

$f'_{m90}$  คือกำลังรับแรงกำแพงอิฐก่อในแนวราบ สามารถประมาณได้เท่ากับ  $0.50 f'_{me}$



FEMA273 (1997) และ FEMA356 (2000) ได้เสนอสมการสำหรับการคำนวณความสามารถในการรับแรงเฉือนของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐที่มีความซับซ้อนน้อยกว่าเดิม โดยที่พิจารณาเฉพาะการวิบัติแบบเลื่อนเฉือน สามารถคำนวณจากสมการซึ่งเป็นฟังก์ชันของความสามารถรับแรงเฉือนของก้อนอิฐที่ต้องมีค่าไม่เกินค่าความสามารถในการรับแรงเฉือนของปูนก่อประสาน การคำนวณความสามารถรับแรงเฉือนของกำแพงอิฐสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2-37 และ 2-38

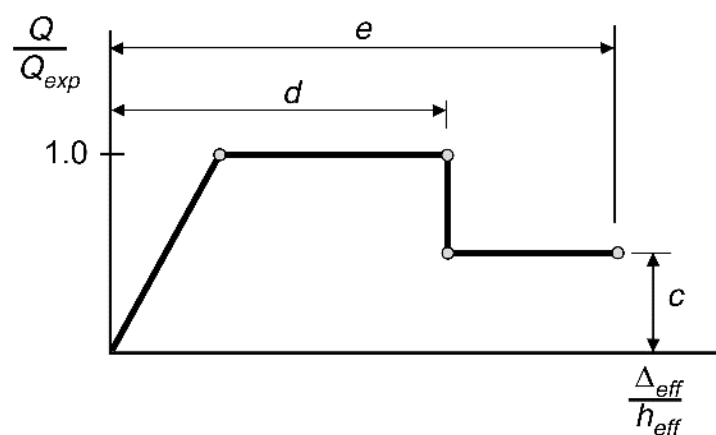
$$Q_{CE} = V_{ine} = A_{ni} v_{me} \quad (2-37)$$

$$v_{me} \leq \frac{0.75 \left( 0.75 v_{te} + \frac{P_{CE}}{A_n} \right)}{1.5} \quad (2-38)$$

โดยที่

- $A_{ni}$  คือพื้นที่หน้าตัดสุทธิของปูนก่อ
- $v_{me}$  คือความสามารถรับแรงเฉือนของก้อนอิฐโดยต้องมีค่าไม่เกินความสามารถรับแรงเฉือนของปูนก่อประสาน
- $v_{te}$  ความสามารถในการรับแรงเฉือนของปูนก่อประสาน มีค่าไม่เกิน 100 psi
- $P_{CE}$  แรงกระทำในแนวตั้งที่กระทำต่อกำแพงอิฐ

ในมาตรฐานยังได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำ และระยะการเคลื่อนที่สำหรับกำแพงอิฐก่อ ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่แสดงในรูปที่ 2.58 และสามารถหาค่าในตารางที่ 2.3 เพื่อคำนวณหาระยะการเคลื่อนที่ในระดับต่าง ๆ

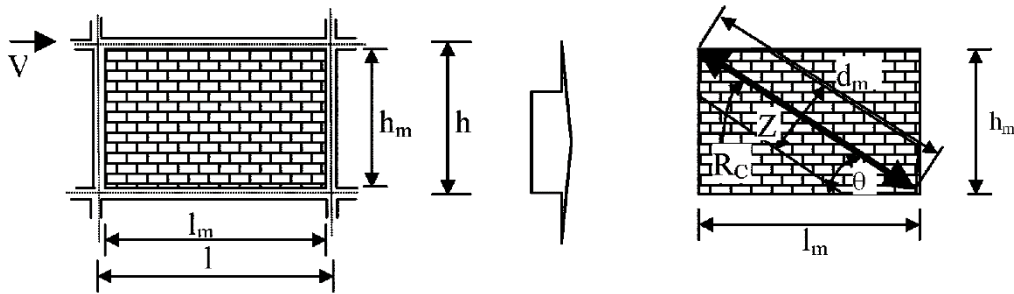


รูปที่ 2.58 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ของผนังอิฐ

ตารางที่ 2.3 ระยะการเคลื่อนที่ในตำแหน่งต่าง ๆ ของค้ำยัน (FEMA356, 2000)

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{int}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	c	d	e
		%	%	%
$\beta < 0.7$	0.5	n.a.	0.5	n.a.
	1	n.a.	0.4	n.a.
	2	n.a.	0.3	n.a.
$0.7 \leq \beta < 1.3$	0.5	n.a.	1	n.a.
	1	n.a.	0.8	n.a.
	2	n.a.	0.6	n.a.
$\beta \geq 1.3$	0.5	n.a.	1.5	n.a.
	1	n.a.	1.2	n.a.
	2	n.a.	0.9	n.a.

Mostafaei and Kabeyasawa (2004) ได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยใช้วิธีวิเคราะห์ตามประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น 3 มิติ และได้มีการคิดผล พฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ ในงานวิจัยนี้ได้เสนอแบบจำลองเพื่อวิเคราะห์หาพฤติกรรมของอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐ โดยครอบคลุมถึงผนังอิฐที่มีช่องเปิดด้วย การคำนวณกำลังต้านทาน ของกำแพงอิฐในงานวิจัยนี้ได้อ้างอิงตามรูปแบบการวิบัติตามที่เสนอใช้ใน FEMA306 (1998) โดย พิจารณาเฉพาะรูปแบบการวิบัติแบบเลื่อนเฉือน และการวิบัติแบบอัดของค้ำยันในแนวทแยง ซึ่งใน รูปแบบการวิบัติแบบเลื่อนเฉือน งานวิจัยนี้ได้เสนอให้ในส่วนของแรงในแนวตั้งที่กระทำต่อกำแพง (N) สามารถคำนวณจากผลรวมแรงกระทำภายนอกที่กระทำต่อกำแพงในแนวตั้งและส่วนประกอบของ แรงในแนวตั้งภายในค้ำยัน ซึ่งไม่คิดผลของการหดตัวของเสา ดังแสดงในรูปที่ 2.59 โดยค่าแรงที่ กระทำในแนวตั้งสามารถหาจากสมการที่ 2-39



รูปที่ 2.59 ลักษณะของแรงกระทำในค้ำยันในแนวทแยง (Mostafaei and Kabeyasawa, 2004)

$$N = R_c \sin \theta + \text{external vertical load} \quad (2-39)$$

ถ้าเกิดโครงสร้างกำแพงไม่มีแรงกระทำภายนอกในแนวตั้งมากกระทำจะสามารถจัดรูปสมการสำหรับคำนวณหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนในรูปแบบการวิบัติแบบเฉือนได้ตามสมการที่ 2-40 และสมการที่ 2-41 ในส่วนของกำลังต้านทานแรงเฉือนในรูปแบบการวิบัติแบบอัดภายในค้ำยันในแนวทแยงสามารถหาจากสมการที่ 2-42

$$R_c \cos \theta = \tau_0 t l_m + \mu R_c \sin \theta \quad (2-40)$$

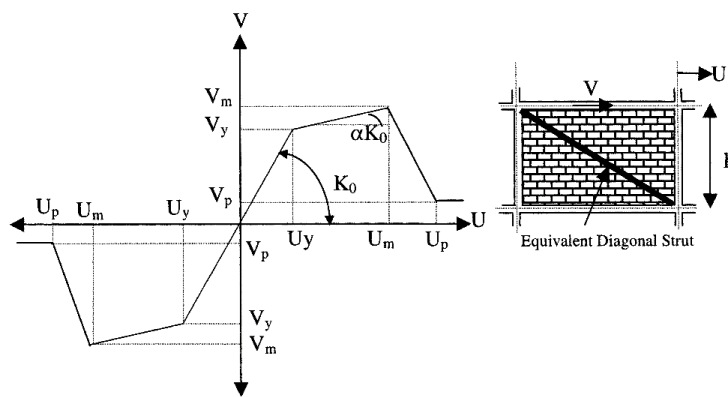
$$V_f = \frac{\tau_0 t l_m}{(1 - \mu \tan \theta)} \quad (2-41)$$

$$V_c = z t f'_m \cos \theta \quad (2-42)$$

โดยที่

$R_c$	คือ แรงในชิ้นส่วนค้ำยันในแนวทแยง
$\tau_0$	คือ ค่ากำลังยึดเหนี่ยวของปูนก่อมีค่าเท่ากับ $0.04 f'_m$
$f'_m$	คือ กำลังรับแรงอัดของกำแพงในแนวราบ
$l_m$	คือ ความยาวของกำแพง
$t$	คือ ความหนาของกำแพง
$\mu$	คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานของปูนก่อ มีค่าโดยประมาณเท่ากับ $0.654 + 0.00515 f'_j$
$f'_j$	คือ กำลังรับแรงอัดของปูนก่อในหน่วย MPa
$N$	คือ แรงกระทำต่อกำแพงในแนวตั้ง
$z$	คือ ความกว้างของชิ้นส่วนค้ำยันในแนวทแยง
$\theta$	คือ มุมองศาระหว่างความสูงต่อความยาวของกำแพง

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของกำแพง ใช้ตามวิธีการที่เสนอโดย Madan and Reinhorn (1997) ซึ่งกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ได้แสดงอยู่ในรูปที่ 2.60 และสามารถคำนวณแปรต่าง ๆ ตามสมการที่ 2-43 ถึงสมการที่ 2-45 โดยที่ค่า  $V_y$  คือกำลังครากของผนัง,  $V_m$  คือค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของผนัง,  $V_p$  คือส่วนของกำลังค้ำคองที่ และ  $U_y$ ,  $U_m$  และ  $U_p$  คือการเคลื่อนที่ของค้ำยันในช่วงต่าง ๆ ตามค่าแรงที่เกิดขึ้น ซึ่ง  $\varepsilon'_m$  คือค่าความเครียดของปรีซึมกำแพงอิฐในขณะที่เกิดแรงอัดสูงสุด ส่วนค่า  $K_0$  คือค่าสตีเฟนเริ่มต้นของค้ำยันในแนวทแยง และ  $\alpha$  คือค่าคงที่ มีค่าเท่ากับ 0.20



รูปที่ 2.60 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของค้ำยันในแนวทแยง (Mostafaei and Kabeyasawa, 2004)

$$U_m = \frac{\varepsilon'_m d_m}{\cos \theta}, \quad K_0 = 2 \left( \frac{V_m}{U_m} \right) \quad (2-43)$$

$$V_y = \frac{V_m - \alpha K_0 U_m}{1 - \alpha}, \quad U_y = \frac{V_y}{K_0} \quad (2-44)$$

$$V_p = 0.3V_m, \quad U_p = 3.5(0.01h_m - U_m) \quad (2-45)$$

ในมาตรฐาน ASCE41 (2013) ได้เสนอสมการการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงอิฐก่อ ซึ่งจำลองพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อเป็นชิ้นส่วนค้ำยันในแนวทแยงโดยที่ระบุว่าเมื่ออัตราส่วนความกว้างต่อความสูงของกำแพงมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1.5 สามารถใช้แบบจำลองค้ำยันในแนวทแยงแบบเดี่ยว (single diagonal strut) และใช้แบบจำลองค้ำยันในแนวทแยงแบบคู่ (double diagonal strut) เมื่ออัตราส่วนความกว้างต่อความสูงของกำแพงมีค่ามากกว่า 1.5 ซึ่งความสามารถรับแรงเฉือนของกำแพงอิฐจะพิจารณาเฉพาะรูปแบบการวิบัติแบบเลื่อนเฉือนบริเวณปูนก่อประสาน แต่ค่าแรงอัด

ที่เกินขึ้นในค้ำยันต้องไม่เกินค่าความสามารถในการรับแรงอัดของค้ำยัน สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2-46 และ สมการที่ 2-47 ตามลำดับ สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างการรับแรงเฉือน และการเคลื่อนที่ของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐนั้น ในมาตรฐานได้ระบุเหมือนตามที่เสนอใน FEMA273 (1997) และ FEMA356 (2000)

$$Q_{CE} = V_{ine} = A_{ni} f_{vie} \quad (2-46)$$

$$F_{mc} = f'_m \left( \frac{h_w}{3} \right) t_w \quad (2-47)$$

โดยที่

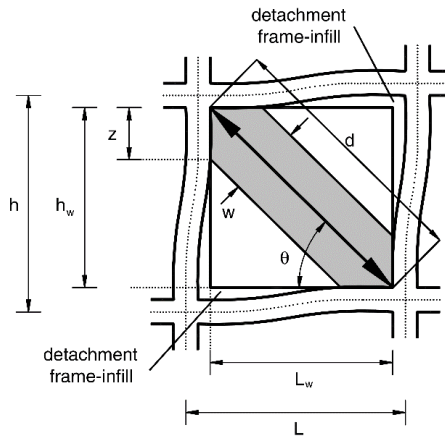
$A_{ni}$	คือ พื้นที่หน้าตัดที่รับแรงเฉือน
$f_{vie}$	คือ กำลังรับแรงเฉือนของกำแพง
$f'_m$	คือ กำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อ

#### 2.4.3 ความกว้างของแบบจำลองค้ำยันในแนวทแยง

ความกว้างของค้ำยันเทียบเท่าในแนวทแยงเป็นค่าตัวแปรที่สำคัญสำหรับการจำลองพฤติกรรมของกำแพงอิฐ ซึ่งมีส่วนเกี่ยวข้องกับค่าสติเฟเนส และความสามารถในการรับแรงเฉือนของชิ้นส่วนค้ำยันในแนวทแยง ความกว้างของค้ำยันในแนวทแยงถูกพัฒนาและเสนอโดยนักวิจัยหลายคน โดยในงานวิจัยของ Asteris et al. (2011) ระบุว่าวิวัฒนาการของแบบจำลองค้ำยันในแนวทแยงนั้น เริ่มมาจาก Holmes (1961) ที่เสนอให้ค้ำยันในแนวทแยงมีความหนาเท่ากับความหนาของกำแพงอิฐ และมีความกว้างของค้ำยันเท่ากับ  $d/3$  โดยที่  $d$  คือความยาวในแนวทแยงของค้ำยัน จนกระทั่ง Stafford and Carter (1969) ได้เสนอให้สติเฟเนส และกำลังรับแรงเฉือนของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐมีความสัมพันธ์กันกับระยะสัมผัสระหว่างผนังอิฐก่อและโครงข้อแข็งรอบนอก ( $z$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2.61 โดยระยะดังกล่าวเป็นฟังก์ชันของค่าสติเฟเนสสัมพัทธ์ระหว่างโครงข้อแข็งและกำแพงอิฐก่อ ( $\lambda$ ) ซึ่งแสดงในสมการที่ 2-48 และสมการที่ 2-49

Mainstone and Weeks (1970) ได้เสนอสมการสำหรับคำนวณความกว้างของค้ำยันในแนวทแยง ตามสมการที่ 2-50 ซึ่งต่อมาสมการดังกล่าวได้ถูกบรรจุลงในมาตรฐาน FEMA306 (1998) ในงานวิจัยของ Asteris et al. (2011) ได้รวบรวม และคำนวณเปรียบเทียบสมการสำหรับคำนวณความ

กว้างของค้ำยันในแนวทแยง ได้แก่สมการที่เสนอโดย Holmes (1961), Mainstone (1971), Liauw and Kwan (1984) และ Paulay and Priestley (1992) พบว่าสมการที่เสนอโดย Mainstone (1971) นั้นคำนวณได้ค่าความกว้างของค้ำยันต่ำที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 2.62

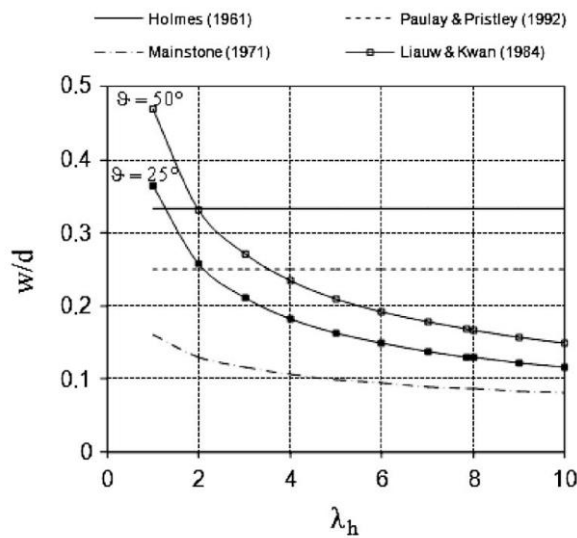


รูปที่ 2.61 รูปแบบค้ำยันในแนวทแยง (Asteris et al., 2011)

$$z = \frac{\pi}{2\lambda_h} h \tag{2-48}$$

$$\lambda_h = h \left[ \frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_c h_m} \right]^{\frac{1}{4}} \tag{2-49}$$

$$w = 0.175(\lambda_h)^{-0.4} d_m \tag{2-50}$$



รูปที่ 2.62 การคำนวณเปรียบเทียบความกว้างและค่าสถิติพหุคูณของค้ำยันในแนวทแยง (Asteris et al. 2011)

ASCE41 (2013) ได้กำหนดให้การคิดคำนวณค่าสติฟเนสของกำแพงอิฐก่อในโครงข้อแข็งเปรียบเสมือนการรวมสติฟเนสการรับแรงดัดและสติฟเนสการรับแรงเฉือนของเสาปลายยื่น ดังแสดงในสมการที่ 2-51 ถึงสมการที่ 2-53

$$K_{int}^{solid} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fl}} + \frac{1}{K_{sh}}} \quad (2-51)$$

$$K_{fl} = \frac{3E_c I_{ce}}{h_{col}} \quad (2-52)$$

$$K_{sh} = \frac{A_w G_m}{h_w} \quad (2-53)$$

โดยที่

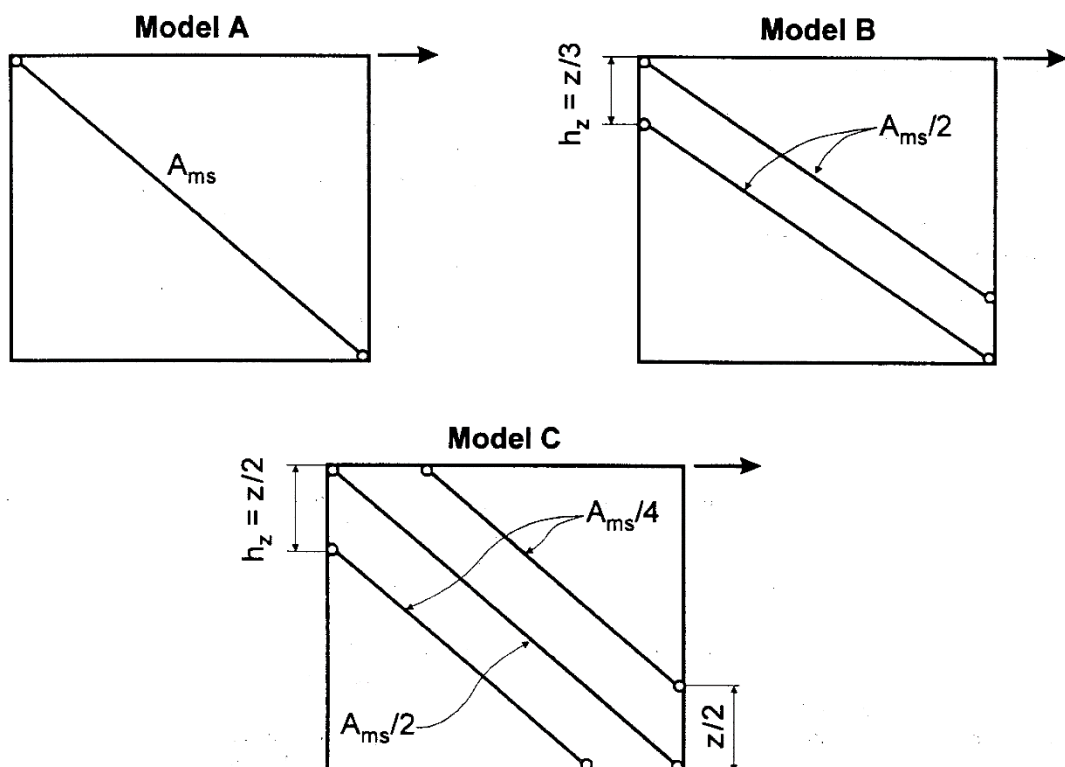
- $K_{fl}$  คือ ค่าสติฟเนสรับแรงดัดของหน้าตัดแปลง
- $K_{sh}$  คือ ค่าสติฟเนสรับแรงเฉือนของหน้าตัดแปลง
- $E_c$  คือ ค่าโมดูลัสของคอนกรีต
- $I_{ce}$  คือ ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียร์ของหน้าตัดแปลง
- $h_{col}$  คือ ค่าความสูงของเสา
- $A_w$  คือ พื้นที่หน้าตัดของกำแพง
- $G_m$  คือค่าโมดูลัสแรงเฉือนของกำแพงอิฐ มีค่าเท่ากับ  $G_m = 0.4E_m$
- $E_m$  คือค่าโมดูลัสสภาพยืดหยุ่นของกำแพง
- $h_w$  คือความสูงของกำแพง

#### 2.4.4 แบบจำลองค้ำยันหลายตัว

ถึงแม้ว่าการใช้แบบจำลองค้ำยันเดียวในการจำลองพฤติกรรมของกำแพงอิฐที่มีผลต่อโครงสร้างจะมีความสะดวกในการคำนวณ และสามารถที่จะจำลองพฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้างได้อย่างมีความแม่นยำ แต่ก็ไม่สามารถคำนวณค่าโมเมนต์และแรงเฉือนคานและเสาได้อย่างถูกต้อง นั่นแปลว่าการใช้แบบจำลองค้ำยันเดียวไม่สามารถที่จะจำลองพฤติกรรม และรูปแบบการวิบัติเฉพาะ

ส่วนของโครงสร้างได้ ดังนั้นจึงมีนักวิจัยอีกหลายคนที่เสนอแบบจำลองค้ำยันหลายตัวเพื่อที่จะจำลองพฤติกรรมจริงที่กำแพงอิฐส่งผลต่อโครงสร้าง

Crisafulli et al. (2000) ได้ทำการวิเคราะห์เปรียบเทียบรูปแบบของการใช้แบบจำลองค้ำยันแบบต่าง ๆ เพื่อจำลองพฤติกรรมของกำแพงอิฐ ใช้การวิเคราะห์แบบเชิงเส้นโดยมีการให้แรงทางด้านข้างแบบสถิต ซึ่งแบบจำลองค้ำยันที่ทำการเปรียบเทียบได้แก่แบบจำลองค้ำยันเดี่ยว, แบบจำลองค้ำยันคู่ และแบบจำลองค้ำยันสามตัว ดังแสดงในรูปที่ 2.63 โดยที่แบบจำลองค้ำยันทั้ง 3 รูปแบบจะมีความกว้างประสิทธิภาพของค้ำยันรวมเท่ากัน ซึ่งแบบจำลองค้ำยันคู่จะแบ่งความกว้างประสิทธิภาพให้แต่ละชิ้นส่วนเท่ากับ และแบบจำลองค้ำยันสามตัวจะแบ่งความกว้างประสิทธิภาพให้ชิ้นส่วนค้ำยันด้านใน 50% และแบ่งความกว้างประสิทธิภาพให้ชิ้นส่วนค้ำยันภายนอกตัวละ 25% ของความกว้างประสิทธิภาพทั้งหมด ซึ่งความกว้างประสิทธิภาพสามารถคำนวณได้จากระยะสัมผัสของเสาและกำแพงอิฐในขณะรับแรงทางด้านข้าง ( $z$ ) ตามสมการที่เสนอโดย Stafford and Carter (1969)

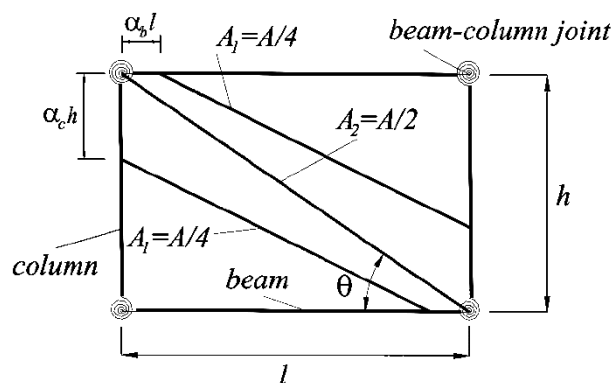


รูปที่ 2.63 รูปแบบค้ำยัน (Crisafulli et al., 2000)



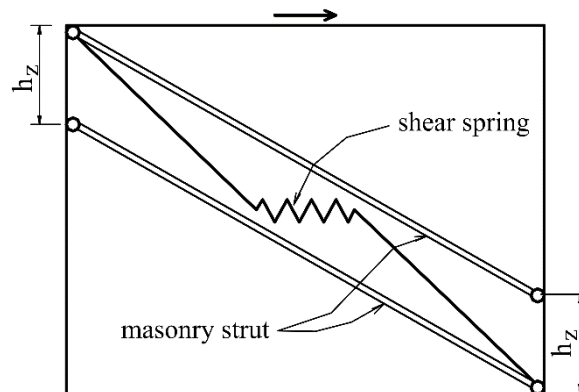
โดยที่ผลวิเคราะห์ทั้ง 3 แบบจำลองเมื่อนำไปเปรียบเทียบกับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แล้ว นั้น พบว่าแบบจำลองค้ำยันเดี่ยววิเคราะห์ผลของแรงภายในของโครงข้อแข็งได้ต่ำกว่าค่าแรงที่เกิดขึ้นในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ และสำหรับแบบจำลองค้ำยันคู่ได้ผลวิเคราะห์แรงภายในให้ค่าที่มากเกินไป ซึ่งเมื่อเทียบกับทั้งสามรูปแบบของแบบจำลองแล้ว แบบจำลองค้ำยันสามตัวให้ผลการวิเคราะห์แรงภายในใกล้เคียงกับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มากที่สุด

El-Dakhkhni et al. (2003) ได้เสนอรูปแบบของแบบจำลองค้ำยันทางด้านข้าง แบบค้ำยันสามตัว เพื่อจำลองพฤติกรรมของผนังอิฐก่อในโครงข้อแข็งเหล็ก โดยพิจารณาเฉพาะรูปแบบการวิบัติแบบอัดแตกที่มุมของกำแพง โดยมีรูปแบบการแบ่งพื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพของค้ำยันแต่ละตัวตามที่แสดงในรูปที่ 2.64 ซึ่งตำแหน่งของค้ำยันในแนวทแยง สามารถคำนวณหาจากระยะสัมพันธ์เทียบกับค่ากำลัง และสติฟเนสของโครงข้อแข็งเหล็กที่มีกำแพงอิฐได้อย่างค่อนข้างแม่นยำจนถึงช่วงที่โครงสร้างเกิดการวิบัติ (ในงานวิจัยกำหนดให้ระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่าเท่ากับ 20 มิลลิเมตร ถือว่าโครงสร้างเกิดการวิบัติ) ส่วนพฤติกรรมหลังการคราก และคุณสมบัติด้านความเหนียวของโครงสร้าง ยังไม่สามารถวิเคราะห์ให้ตรงกับผลการทดสอบได้



รูปที่ 2.64 รูปแบบค้ำยันสามตัว (El-Dakhkhni et al., 2003)

Crisafulli and Carr (2007) ได้เสนอแบบจำลองค้ำยันหลายตัว ประกอบไปด้วยค้ำยันในแนวทแยงสองตัว และสปริงรับแรงในแนวราบ ดังแสดงในรูปที่ 2.65 ซึ่งตำแหน่งจุดต่อของค้ำยันในแนวทแยงกับเสา ( $h_z$ ) ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 0.3-0.5 เท่าของระยะสัมพันธ์ระหว่างผนังกับเสา ( $z$ ) ตามสมการที่เสนอโดย Stafford and Carter (1969) แบบจำลองค้ำยันนี้เป็นแบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์สำหรับการวิบัติแบบเลื่อนเนื่องร่วมกับการวิบัติแบบแตกร้าวในแนวทแยง สำหรับการคำนวณค่าสติฟเนสของสปริงและชิ้นส่วนค้ำยันในแนวราบ สำหรับผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับผลการทดสอบจริง ซึ่งเป็นการทดสอบโดยการให้แรงแบบวัฏจักร พบว่าแบบจำลองรูปแบบการค้ำยันและสปริงรับแรงเลื่อนในแนวระนาบตามที่เสนอนั้นสามารถจำลองพฤติกรรมรวมของโครงสร้างได้ดี แต่ข้อจำกัดสำหรับแบบจำลองนี้คือต้องมีการปรับแก้ค่าตัวแปรต่างๆที่เกี่ยวข้อง เพื่อให้ได้ค่าที่สอดคล้องกับผลทดสอบ และแบบจำลองนี้ยังไม่สามารถที่จะวิเคราะห์ค่าแรงภายในชิ้นส่วนเสา และคานได้ถูกต้อง



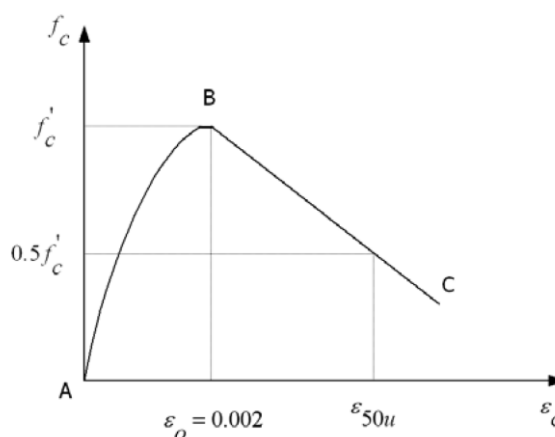
รูปที่ 2.65 แบบจำลองค้ำยันในแนวทแยงและสปริงรับแรงเลื่อนในแนวราบ (Crisafulli and Carr, 2007)

## 2.5 แบบจำลองวัสดุ

งานวิจัยนี้ได้ใช้แบบจำลองไฟเบอร์ในการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของโครงสร้าง ซึ่งในหน้าตัดไฟเบอร์ประกอบไปด้วยวัสดุ 3 ส่วนคือ คอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด (Unconfined concrete) คอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยเหล็กปลอก (Confined concrete) และส่วนที่เป็นเหล็กเสริม (Steel rebar) โดยมีชิ้นส่วนสปริงรับแรงเฉือนทำหน้าที่จำลองพฤติกรรมการวิบัติแบบเฉือนของเสาและคาน โดยงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับแบบจำลองที่ใช้ได้สรุปเป็นหัวข้อดังนี้

### 2.5.1 แบบจำลองคอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด

Kent and Park (1971) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด โดยมีความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 2.66 ซึ่งความสัมพันธ์ประกอบไปด้วยพฤติกรรม 2 ช่วง ได้แก่ช่วงพัฒนากำลังอัด และช่วงการเสื่อมกำลัง โดยที่ความเครียดเมื่อความเค้นมีค่าสูงสุดมีค่าเท่ากับ 0.002 สามารถหาความเค้น และความเครียดช่วงพัฒนากำลังได้จากสมการที่ 2-54 ซึ่งภายหลังจากความเค้นมีค่าผ่านจุดสูงสุดแล้วนั้น ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดจะเสื่อมกำลังลงแบบเส้นตรง สามารถหาได้จากสมการที่ 2-55 ถึงสมการที่ 2-57



รูปที่ 2.66 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด (Kent and Park, 1971)

$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2-54)$$

$$f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad (2-55)$$

$$Z = 0.5 / (\varepsilon_{50u} - 0.002) \quad (2-56)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002f'_c}{f'_c - 1000} \quad (2-57)$$

โดยที่

$\varepsilon_c$	คือ ความเครียดที่เกิดขึ้นจากแรงกด
$\varepsilon_0$	คือ ความเครียดที่สูงสุด มีค่าเท่ากับ 0.002
$f_c$	คือ ความเค้นเนื่องจากแรงกด (psi)
$f'_c$	คือ ความเค้นสูงสุดของคอนกรีตรูปทรงกระบอก (psi)
$\varepsilon_{50u}$	คือ ความเครียดเมื่อมีความเค้นเท่ากับ 50% ของกำลังสูงสุด (จากการทดสอบ)

### 2.5.2 แบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยเหล็กปลอก

Kent and Park (1971) ได้เสนอแบบจำลองสำหรับคอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยเหล็กปลอก ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียด ประกอบไปด้วยพฤติกรรม 3 ช่วง ได้แก่ ช่วงพัฒนากำลัง, ช่วงเสื่อมกำลัง และช่วงกำลังคงค้างคงที่ โดยแบ่งแต่ละช่วงออกได้ดังนี้

1) ช่วง  $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0$  คือช่วงพัฒนากำลังมีความสัมพันธ์กันเหมือนกับแบบจำลองของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด โดย  $\varepsilon_0$  มีค่าเท่ากับ 0.002

2) ช่วง  $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20u}$  คือช่วงเสื่อมกำลัง ซึ่งมีความสัมพันธ์แบบเส้นตรง โดยที่ค่า  $\varepsilon_{20u}$  จะมีค่าเท่ากับ ความเครียดในขณะที่มีความเค้นมีค่าเท่ากับ 20% ของความเค้นสูงสุด ซึ่งความชันในช่วงเสื่อมกำลังสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2-58

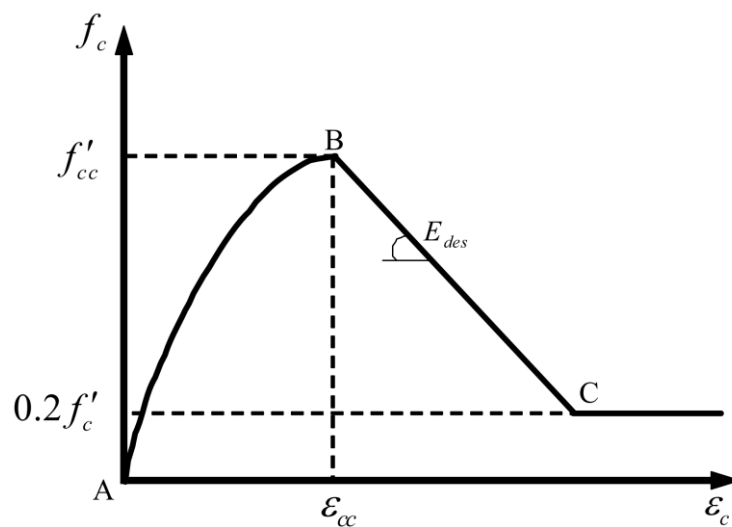
$$z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50h} + \varepsilon_{50u} - 0.002} \quad (2-58)$$

โดยที่  $\varepsilon_{50h}$  คือค่าความสามารถในการรับแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากผลของการโอบรัด สามารถ

หาได้จาก  $\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho'' \sqrt{\frac{b''}{s}}$  ซึ่ง  $\rho''$  คืออัตราส่วนเหล็กปลอกต่อปริมาตรคอนกรีตที่มีการโอบรัด

3) ช่วง  $\varepsilon_c > \varepsilon_{20u}$  ซึ่งเป็นช่วงที่มีกำลังคงที่ โดยกำหนดให้มีกำลังคงค้างคงที่เท่ากับ 20% ของกำลังสูงสุด ( $f_c = 0.2f'_c$ )

Hoshikuma et al. (1997) ได้เสนอแบบจำลองสำหรับคอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยเหล็กปลอก ซึ่งในการทดสอบเป็นการทดสอบเสาที่มีเหล็กปลอกโอบปริมาณน้อย (0.3% - 0.5% ของอัตราส่วนต่อปริมาตร) โดยที่ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดประกอบไปด้วย 3 ส่วนเหมือนในงานวิจัยของ Kent and Park (1971) คือส่วนพัฒนากำลัง, ส่วนกำลังเสื่อมถอย และส่วนกำลังคงค้างคงที่ ดังแสดงในรูปที่ 2.67 โดยที่ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดของทั้ง 3 ช่วง แสดงในสมการที่ 2-59 ถึงสมการที่ 2-62 ตามลำดับ



รูปที่ 2.67 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Hoshikuma et al., 1997)

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left[ 1 - \frac{1}{n} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] \quad (2-59)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f'_{cc}} \quad (2-60)$$

$$f_c = f'_{cc} + E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (2-61)$$

$$f_c = 0.2f'_c \quad (2-62)$$

โดยที่

$f_c$  คือ ความเค้นกดของคอนกรีต (MPa)

$\varepsilon_c$  คือ ความเครียดเนื่องจากแรงกด

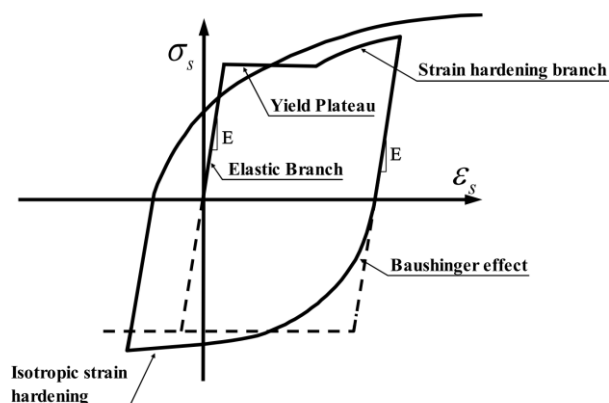
$\varepsilon_{cu}$  คือ ความเครียดประลัยของคอนกรีต หากจาก  $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{f'_{cc}}{2E_{des}}$

$f'_{cc}$  คือ ความเค้นกดสูงสุดของคอนกรีต หากจาก  $f'_{cc} = f_{c0} + 3.8\alpha_p f_{yh}$

- $f_{co}$  คือ ความเค้นกดของคอนกรีตหน้าตัดทรงกระบอกที่ไม่ถูกโอบรัด
- $\varepsilon_{cc}$  คือ ความเครียดขณะที่เกิดแรงกดสูงสุด หาจาก  $\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}}$
- $E_c$  คือ สติฟเนสเริ่มต้นของคอนกรีต
- $E_{des}$  คือ อัตราการเสื่อมกำลังของคอนกรีต หาจาก  $E_{des} = 11.2 \frac{f_{co}^2}{\rho_s f_{yh}}$
- $\rho_s$  คือ อัตราส่วนเหล็กปลอกต่อปริมาตรคอนกรีตที่มีการโอบรัด
- $f_{yh}$  คือ กำลังครากของเหล็กปลอก (MPa)
- $\alpha$  และ  $\beta$  คือ สัมประสิทธิ์ปรับค่าเนื่องจากลักษณะทางเลขาคณิตของหน้าตัด
- สำหรับหน้าตัดกลม  $\alpha = 1.0$  และ  $\beta = 1.0$
- สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยม  $\alpha = 0.2$  และ  $\beta = 0.4$

### 2.5.3 แบบจำลองเหล็กเสริม

Gomes and Appleton (1997) ได้เสนอแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม ที่มีความสัมพันธ์กันแบบไม่เชิงเส้น และพิจารณาผลการวิบัติด้วยการโก่งตัวของเหล็กเสริม (buckling failure) โดยที่ความสัมพันธ์ที่เสนอนี้เป็นความสัมพันธ์ที่พัฒนามาจากงานของ Menegotto and Pinto (1973) ประกอบไปด้วย 4 ส่วน คือ ช่วงอีลาสติก, ช่วงหลังจุดคราก, ช่วงสเตรน ฮาร์ดเนนิง และ Baushinger effect ดังแสดงในรูปที่ 2.68 โดยที่ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดของแบบจำลองสามารถหาจากสมการที่ 2-63



รูปที่ 2.68 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Gomes and Appleton, 1997)

$$\sigma_s^* = \beta \varepsilon_s^* + (1 - \beta) \frac{\varepsilon_s^*}{[1 + (\varepsilon_s^*)^R]^{1/R}} \quad (2-63)$$

โดยที่

$\sigma_s^*$  คือ ความเค้นของเหล็กเสริม มีค่าดังนี้

$$\sigma_s^* = \frac{\sigma_s}{\sigma_{s0}} \text{ สำหรับแรงกระทำครั้งแรก}$$

$$\sigma_s^* = \frac{\sigma_s - \sigma_{sa}}{2\sigma_{s0}} \text{ สำหรับแรงกระทำกลับทิศทาง}$$

$\varepsilon_s^*$  คือ ความเครียดของเหล็กเสริม มีค่าดังนี้

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{s0}} \text{ สำหรับแรงกระทำครั้งแรก}$$

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sa}}{2\varepsilon_{s0}} \text{ สำหรับแรงกระทำกลับทิศทาง}$$

$\sigma_{s0}, \varepsilon_{s0}$  คือ ความเค้น และความเครียดขณะเกิดแรงครากของความสัมพันธ์แบบไบลิเนียร์

$\sigma_{sa}, \varepsilon_{sa}$  คือ ความเค้น และความเครียดในส่วนของการสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้น

$\beta = E_{s1} / E_s$  คืออัตราส่วนระหว่างฮาร์ดนิงสติเฟนส และอีลาสติกโมดูลัส

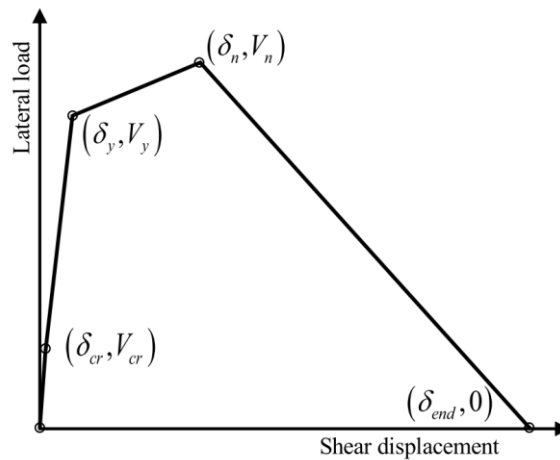
$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi}$  คือ ค่าคงที่เพื่อปรับแก้ผลของ Baushinger effect

$\xi$  คือค่าความเครียดพลาสติก

$R_0, a_1, a_2$  คือค่าคงที่จากวัสดุ แนะนำให้ใช้เท่ากับ 20, 19, 0.3 ตามลำดับ

#### 2.5.4 แบบจำลองชิ้นส่วนรับแรงเฉือน

Sezen (2002) ทำการศึกษาความสามารถในการรับแรงเฉือนของเสาที่มีปริมาณเหล็กปลอกต่ำ ทดสอบภายใต้การให้แรงแบบวัฏจักร ซึ่งพบว่าความสามารถในการรับแรงเฉือนของเสาจะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มแรงกดในแนวแกน รวมถึงเมื่อเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมหลัก และเหล็กปลอก แต่ความสามารถในการรับแรงเฉือนของเสาจะมีค่าลดลงเมื่ออัตราส่วนความกว้างต่อความยาวของหน้าตัดมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งความสัมพันธ์ที่เสนอนั้นประกอบไปด้วยกำลัง 4 ช่วง ได้แก่ 1) ช่วงกำลังก่อนการแตกร้าว 2) ช่วงกำลังคราก 3) กำลังสูงสุด และ 4) ช่วงเสื่อมกำลัง ดังแสดงในรูปที่ 2.69 โดยที่กำลังรับแรงเฉือน และการเคลื่อนที่ในช่วงต่าง ๆ สามารถหาจากสมการที่ 2-64 ถึงสมการที่ 2-68



รูปที่ 2.69 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ (Sezen, 2002)

$$V_n = V_s + V_c = k \frac{A_v f_y d}{s} + k \left( \frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (2-64)$$

$$V_{cr} = \frac{2M_{cr}}{L} \quad (2-65)$$

$$V_y = \frac{2M_y}{L} \quad (2-66)$$

$$\delta_{cr} = 3 \frac{V_{cr} L}{E_c A_g} \quad (2-67)$$

$$\delta_{cr} = \frac{V_s L}{db} \left[ \frac{1}{\rho_w E_s} + \frac{4}{E_c} \right] \quad (2-68)$$

โดยที่

- $V_n$  คือ ความสามารถการรับแรงเฉือนระบุ
- $V_s$  คือ ความสามารถการรับแรงเฉือนเนื่องจากเหล็กปลอก
- $V_c$  คือ ความสามารถการรับแรงเฉือนเนื่องจากหน้าตัดคอนกรีต
- $k$  คือ ตัวแปรที่ขึ้นอยู่กับค่าความเหนียวของหน้าตัด  
เท่ากับ 1.0 เมื่อความเหนียวมีค่าน้อยกว่า 2  
เท่ากับ 0.7 เมื่อความเหนียวมีค่ามากกว่า 6
- $A_v$  คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอกที่เรียงห่างกันเป็นระยะเท่ากับ  $s$
- $f_y$  คือ กำลังครากของเหล็กปลอก
- $d$  คือ ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด
- $s$  คือ ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก



$f'_c$	คือ ค่ากำลังรับแรงกดของคอนกรีต
$a$	คือ ระยะจากตำแหน่งแรงกระทำ ถึงตำแหน่งฐานรองรับ (shear span)
$P$	คือ แรงในแกนของเสา
$A_g$	คือ หน้าตัดเสา
$M_{cr}$	คือ โมเมนต์แตกร้าวของหน้าตัด มีค่าเท่ากับ $\frac{(7.5\sqrt{f'_c}I)}{c}$
$M_y$	คือ โมเมนต์คราก
$I$	คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดที่ไม่แตกร้าว
$c$	คือ ตำแหน่งจากแกนสะเทินถึงขอบของหน้าตัดเสา
$b$	คือ ความกว้างของหน้าตัดเสา
$\rho_w$	คือ อัตราส่วนเหล็กปลอก
$L$	คือ ความสูงเสา
$E_c$	คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต
$E_s$	คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก

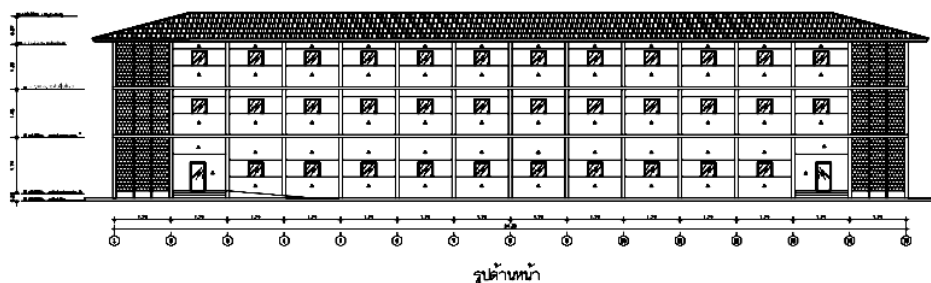
### บทที่ 3

#### แบบจำลองและการสอบเทียบ

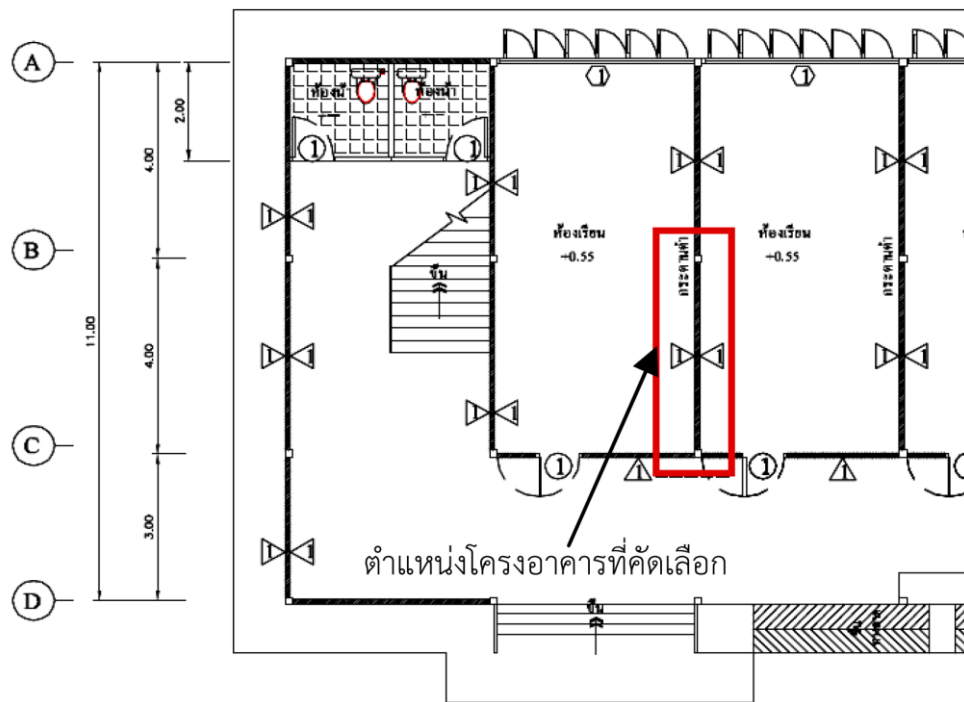
ในบทนี้จะกล่าวถึงรูปแบบของแบบจำลองโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ โดยเป็นที่ทราบกันดีว่าพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อปิดช่องระหว่างโครงข้อแข็งนั้นมีส่วนช่วยเพิ่มค่าสติฟเนส และความสามารถในการรับแรงทางด้านข้าง ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาอิฐอยู่ 2 รูปแบบ คืออิฐมอญ และอิฐมวลเบาที่ปัจจุบันเป็นที่ได้รับความนิยมใช้ในงานก่อสร้างเป็นจำนวนมาก โดยจะเน้นศึกษาไปที่การหารูปแบบของแบบจำลองที่เหมาะสม วิเคราะห์หาพฤติกรรมการตอบสนองภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง และนำผลวิเคราะห์มาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ ซึ่งได้มาจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยที่โครงสร้างที่ใช้ทดสอบมีขนาด และมิติต่าง ๆ เท่ากับขนาดจริง

#### 3.1 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ในงานวิจัยจะพิจารณาผลการทดสอบอยู่ 2 ส่วน คือ การทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐมอญ และส่วนของการทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐมวลเบาชนิดอบไอน้ำ (AAC) ซึ่งการทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐมอญนั้นจะอ้างอิงงานวิจัยของ อนุชาติ และคณะ (2558) โดยงานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบในส่วนของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐมวลเบา ซึ่งการทดสอบทั้งสองส่วนนี้ใช้โครงข้อแข็งเดียวกัน โดยมีต้นแบบมาจากอาคารโรงเรียนสูง 3 ชั้น เป็นอาคารซึ่งไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแรงกระทำในแนวราบ โดยขนาดของโครงข้อแข็งมีขนาดเท่ากับโครงข้อแข็งที่มาจากส่วนของอาคารในชั้นที่ 1 ดังแสดงในรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 แบบอาคารโรงเรียนที่ใช้เป็นอาคารต้นแบบ (อนุชาติ และคณะ, 2558)



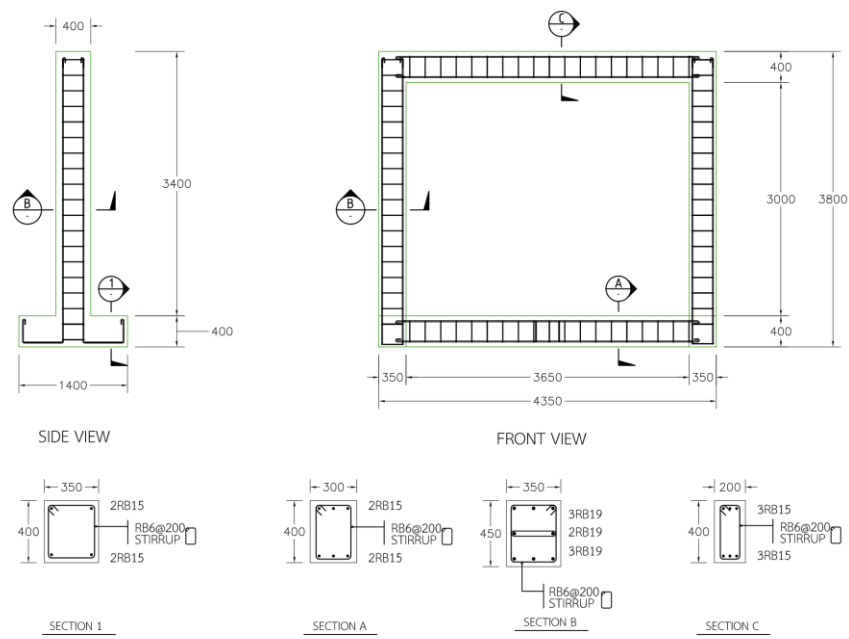
รูปที่ 3.2 แบบแปลนอาคารต้นแบบ และตัวอย่างโครงข้อแข็งที่ใช้ทดสอบ (อนุชาติ และคณะ, 2558)

### 3.1.1 ตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อชนิดอิฐมอญ (W1)

การทดสอบส่วนของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อปิดช่องชนิดอิฐมอญนั้นจะอ้างอิงจากการทดสอบของ อนุชาติ และคณะ (2558) โดยในรูปที่ 3.3 แสดงโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อปิดช่องชนิดอิฐมอญ (W1) ซึ่งโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการทดสอบมีความสูงเท่ากับ 3.2 เมตร มีความยาวเท่ากับ 4.0 เมตร มีขนาดหน้าตัดเสาเท่ากับ 35x45 เซนติเมตร และมีขนาดหน้าตัดคานเท่ากับ 20x40 เซนติเมตร โดยที่แบบหน้าตัดและรายละเอียดการเสริมเหล็กของโครงข้อแข็งแสดงในรูปที่ 3.4 ส่วนคุณสมบัติวัสดุต่าง ๆ ของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กแสดงไว้ในตารางที่ 3.1



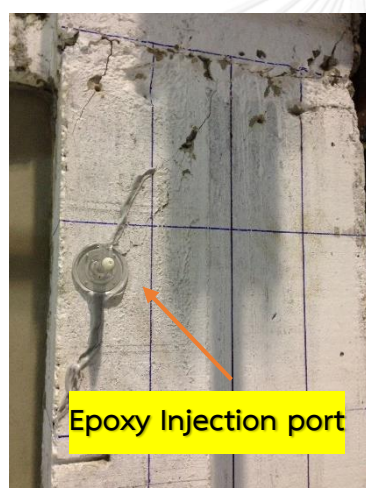
รูปที่ 3.3 ตัวอย่างทดสอบ W1(อนุชาติ และคณะ, 2558)



รูปที่ 3.4 แบบหน้าตัด และรายละเอียดการเสริมเหล็ก (อนุชาติ และคณะ, 2558)

### 3.1.2 ตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อชนิดอิฐมวลเบา (W2)

ตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อชนิดอิฐมวลเบา (W2) นั้นได้ใช้โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กตัวอย่างเดิมจากตัวอย่างทดสอบ W1 โดยได้มีการซ่อมแซมรอยร้าวที่เกิดขึ้นภายในชิ้นส่วนคานและเสาโดยวิธีการ Epoxy injection โดยในรูปที่ 3.5 และรูปที่ 3.6 แสดงการซ่อมแซมรอยร้าวที่เกิดขึ้นในเสาและคาน ซึ่งยังคงรูปแบบและขนาดมิติต่าง ๆ ของโครงข้อแข็งไว้เหมือนกับตัวอย่างทดสอบ W1 แต่ได้เปลี่ยนวัสดุที่ใช้ก่อกำแพงเป็นอิฐชนิดอิฐมวลเบาอบไอน้ำ (AAC Block) โดยในรูปที่ 3.7 และรูปที่ 3.8 แสดงรูปแบบการก่ออิฐภายในโครงข้อแข็ง โดยจะมีคานทับหลังคั่นบริเวณช่วงกลางเสา ทำการทดสอบหาค่ากำลังกดของปริซึมอิฐก่อเพื่อเป็นตัวแทนกำลังรับแรงอัดของของกำแพงที่ใช้ในงานวิจัยตามที่แสดงในรูปที่ 3.9 ส่วนคุณสมบัติต่าง ๆ ของโครงข้อแข็งและวัสดุก่อนั้นได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.1

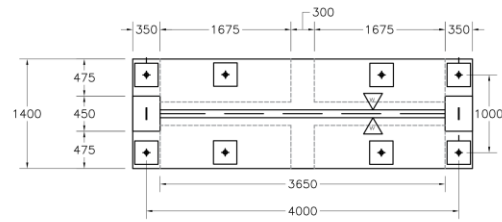


รูปที่ 3.5 วิธีการซ่อมแซมรอยร้าวในเสาด้วยวิธี Epoxy Injection

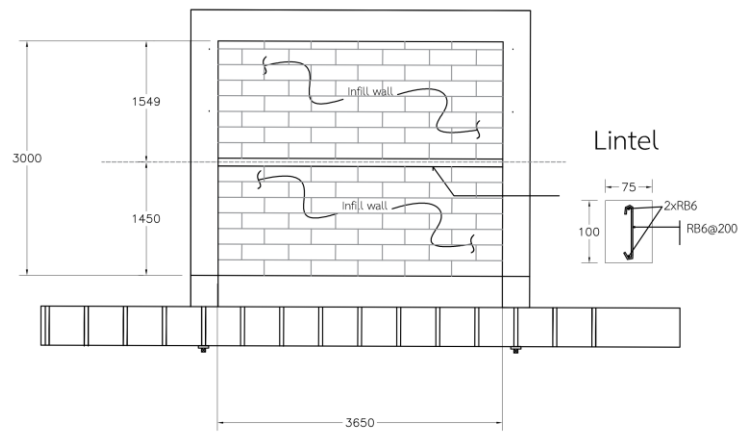


รูปที่ 3.6 วิธีการซ่อมแซมรอยร้าวในคานด้วยวิธี Epoxy Injection

## TOP VIEW



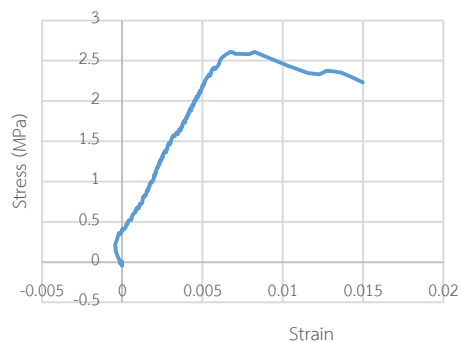
## FRONT VIEW



รูปที่ 3.7 รูปแบบโครงข้อแข็งและการก่อผนังอิฐมวลเบา



รูปที่ 3.8 โครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐมวลเบาก่อนการฉาบปิด



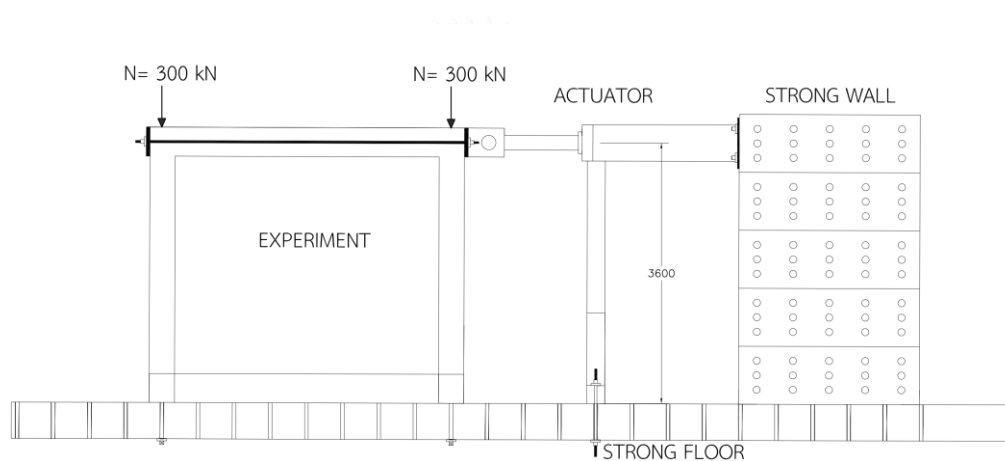
รูปที่ 3.9 การทดสอบเพื่อหาค่ากำลังกดของปริซึมอิฐก่อมวลเบา

### ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ

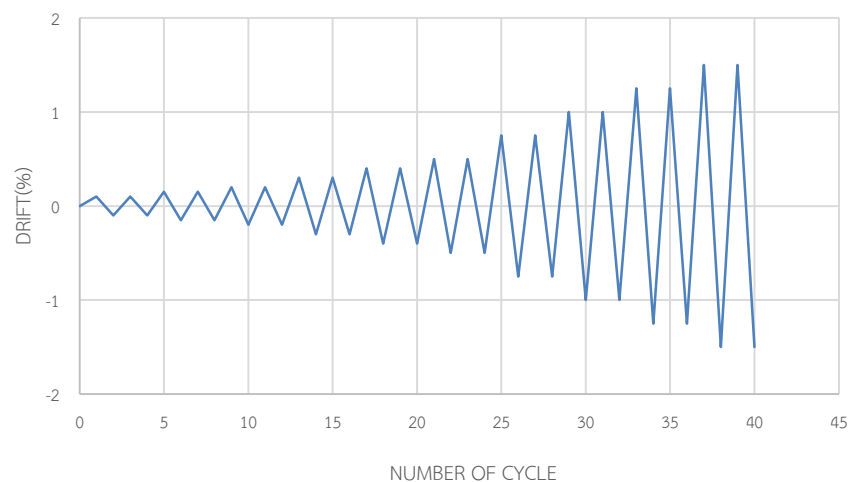
Component	Properties		
RC columns	Cross-section (mm)	350x450	
	Longitudinal reinforcement ratio	0.01617	
	Transvers reinforcement volumetric ratio	0.00181	
	Concrete compressive strength (MPa)	17	
	Longitudinal reinforcement yield strength (MPa)	240	
RC beam	Cross-section (mm)	200x400	
	Longitudinal reinforcement ratio	0.00366	
	Transvers reinforcement volumetric ratio	0.00285	
	Concrete compressive strength (MPa)	17	
	Reinforcement yield strength (MPa)	240	
Infilled wall		W1	W2
	Type of masonry unit	Brick	AAC
	Wall aspect ratio (h/L)	0.82	0.82
	Wall thickness (mm)	55	75
	Prism compressive strength (MPa)	7.4	2.56

### 3.1.3 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบ

ในการทดสอบใช้เครื่องมือให้แรงในแนวราบในตำแหน่งจุดต่อระหว่างคานและเสา มีการให้แรงกดในแนวตั้งบริเวณหัวเสาทั้งสองต้นเท่ากับ 300 kN คงที่ตลอดการทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 3.10 โดยที่ลักษณะแรงกระทำในแนวราบจะเป็นแรงแบบวัฏจักรโดยใช้เครื่องมือให้แรงแบบชนิดควบคุมระยะการเคลื่อนที่ แรงกระทำในแนวราบจะกระทำซ้ำเป็นจำนวนสองรอบในแต่ละระดับการโยกตัวสัมพัทธ์ จนกระทั่งกำแพงเกิดความเสียหายและสูญเสียเสถียรภาพในการรับแรง ซึ่งระดับการโยกตัวสัมพัทธ์ที่ใช้ในการทดสอบแสดงไว้ในรูปที่ 3.11



รูปที่ 3.10 การติดตั้งอุปกรณ์ในการทดสอบ

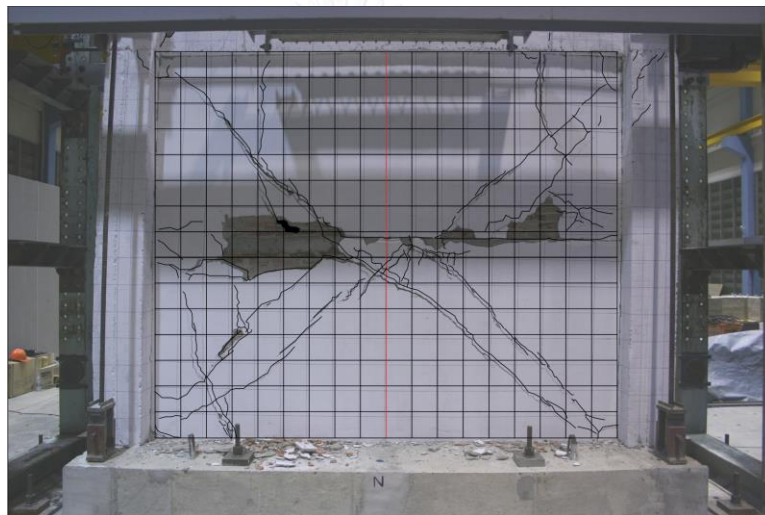


รูปที่ 3.11 รูปแบบการให้แรงกระทำแบบกำหนดระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์

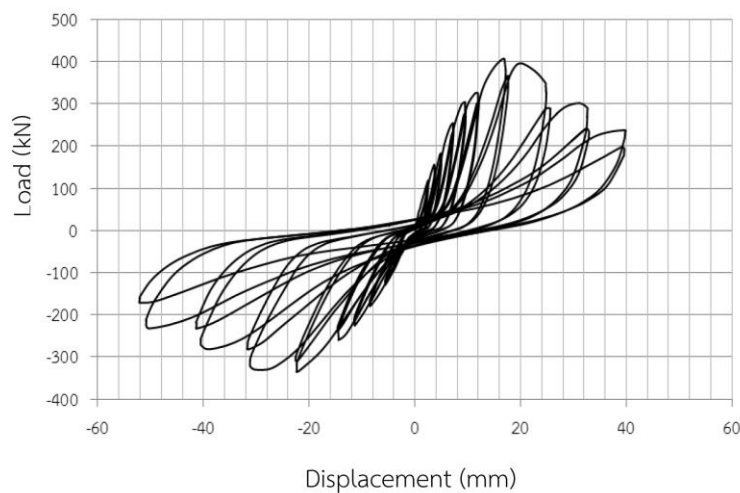


### 3.1.4 ผลการทดสอบโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐมวลฉนวน (W1)

จากผลการทดสอบพบว่ากำแพงมีรูปแบบการวิบัติโดยที่เริ่มจากเกิดการแตกร้าวขึ้นในแนวทแยง พบรอยร้าวเนื่องจากการเลื่อนระหว่างคานทับหลังและกำแพงส่วนบน ซึ่งเมื่อเพิ่มระดับการให้แรงที่มากขึ้นพบว่ารอยร้าวมีขนาดกว้างขึ้น รวมถึงเกิดรอยร้าวบริเวณเพิ่มขึ้นบริเวณมุมกำแพง และรอยร้าวเลื่อนเหนือบริเวณกลางแผ่นกำแพง ซึ่งในรูปที่ 3.12 แสดงความเสียหาย และรูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นในระดับการโยกตัวสุดท้าย (1.5% drift) โดยที่โครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อปิดช่องชนิดอิฐมวลฉนวนมีกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดเท่ากับ 407 kN ที่ระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 18 มิลลิเมตร และในรูปที่ 3.13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ของตัวอย่างทดสอบ W1



รูปที่ 3.12 ความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ W1 ขณะที่กำลังวิบัติ (อนุชาติ และคณะ, 2558)



รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะการเคลื่อนที่สัมพันธ์ของตัวอย่างทดสอบ W1 (อนุชาติ และคณะ, 2558)

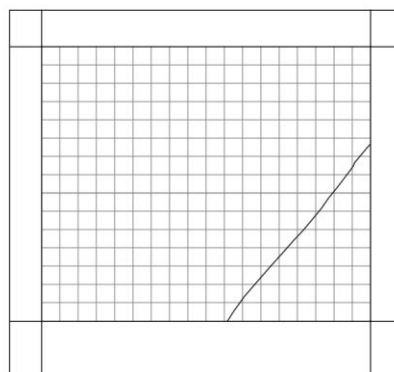
### 3.1.5 ผลการทดสอบโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐมวลเบา (W2)

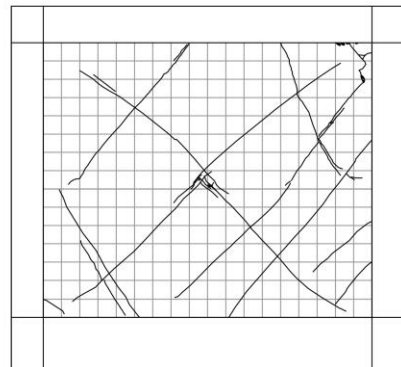
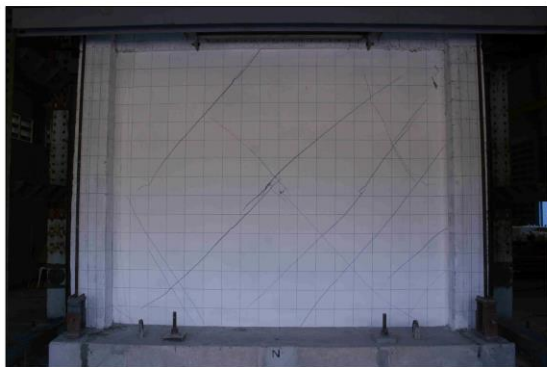
ผลการทดสอบพบว่าตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อมวลเบานั้นเริ่มพบการแตกร้าวในแนวทแยงตั้งแต่มีการเริ่มให้แรงกระทำที่ระดับ 0.1% drift ดังแสดงในรูปที่ 3.14 และเมื่อเพิ่มระดับการให้แรงขึ้นไปที่ระดับ 0.5% drift พบว่ากำแพงมีการแตกร้าวเป็นแนวทแยงรูปกากบาทกระจายไปทั่วแผ่นผนัง รวมถึงมีการอัดแตกของกำแพงบริเวณมุมเสาด้านขวา ดังแสดงในรูปที่ 3.15 ซึ่งจากผลการทดสอบยังพบอีกว่า เมื่อเพิ่มระดับการให้แรงไปที่ระดับ 0.75% drift จะเริ่มรื้อร้าวที่เกิดจากการเลื่อนเฉือนระหว่างกำแพงอิฐและคานทับหลัง ดังแสดงในรูปที่ 3.16 ซึ่งรื้อร้าวเนื่องจากการเลื่อนเฉือนนี้จะขยายบริเวณขึ้นเมื่อเพิ่มระดับการให้แรงในระดับถัด ๆ ไป รวมไปถึงว่าพบการวิบัติเนื่องจากการอัดแตกที่มุมทั้งสองข้างของกำแพงอิฐดังแสดงในรูปที่ 3.17 ถึงรูปที่ 3.20 ซึ่งกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดมีค่าเท่ากับ 286 kN ที่ระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 21 มิลลิเมตร โดยที่ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ของตัวอย่างทดสอบ W2 แสดงไว้ในรูปที่ 3.21



0.1%drift Cycle 1+

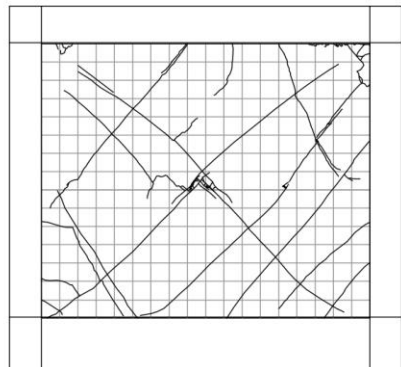
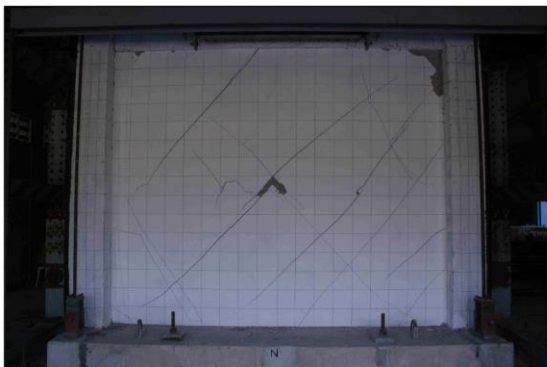
รูปที่ 3.14 ลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ W2 เมื่อมีระดับการเคลื่อนที่ 0.1% drift





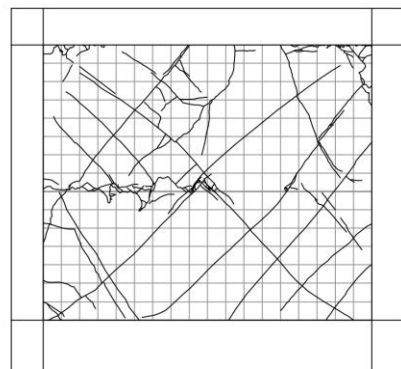
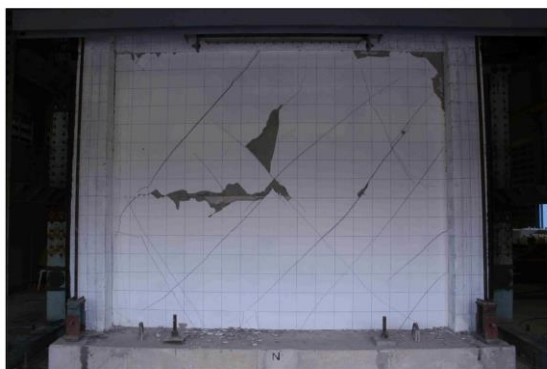
0.5%drift Cycle 1+

รูปที่ 3.15 ลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ W2 เมื่อมีระดับการเคลื่อนที่ 0.5% drift



0.75%drift Cycle 1+

รูปที่ 3.16 ลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ W2 เมื่อมีระดับการเคลื่อนที่ 0.75% drift



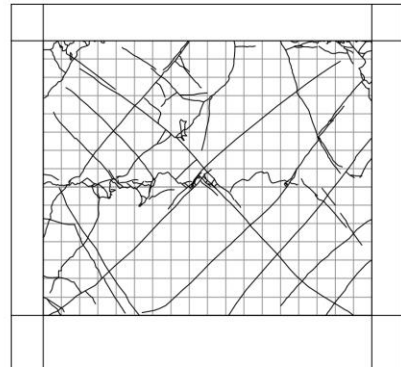
1.0%drift Cycle 1+

รูปที่ 3.17 ลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ W2 เมื่อมีระดับการเคลื่อนที่ 1.0% drift



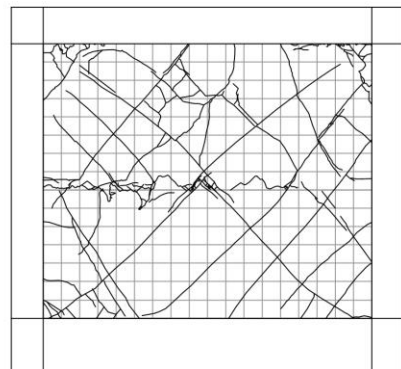
1.25%drift Cycle 1+

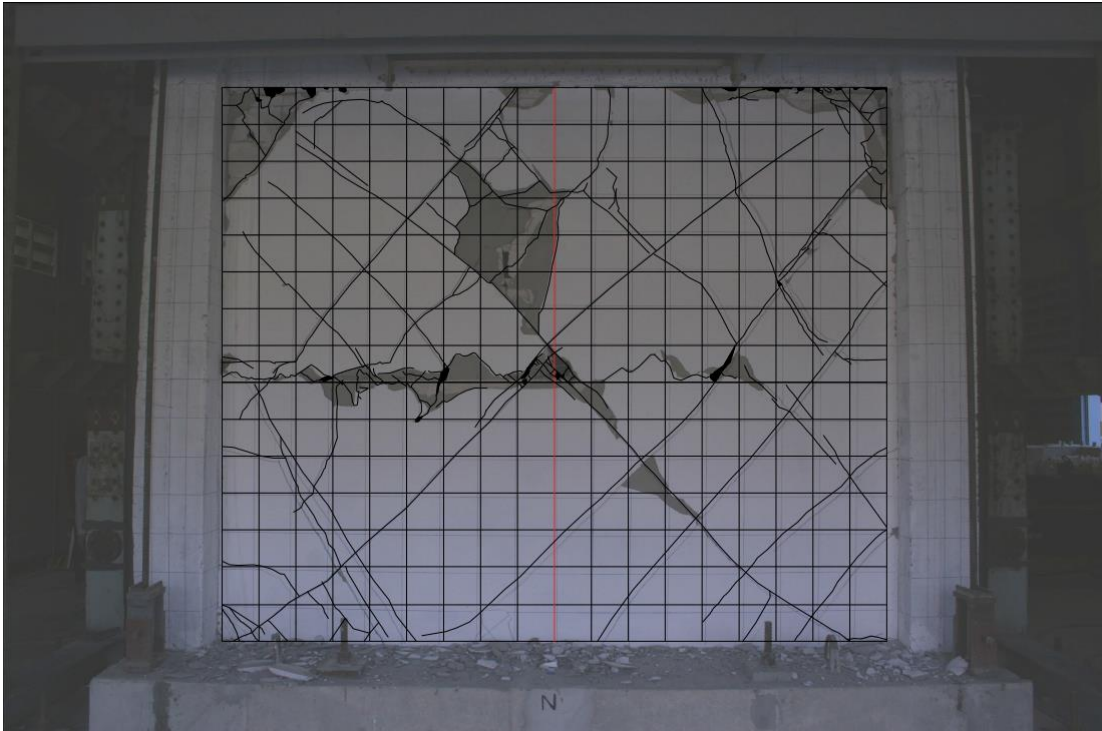
รูปที่ 3.18 ลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ W2 เมื่อมีระดับการเคลื่อนที่ 1.25% drift



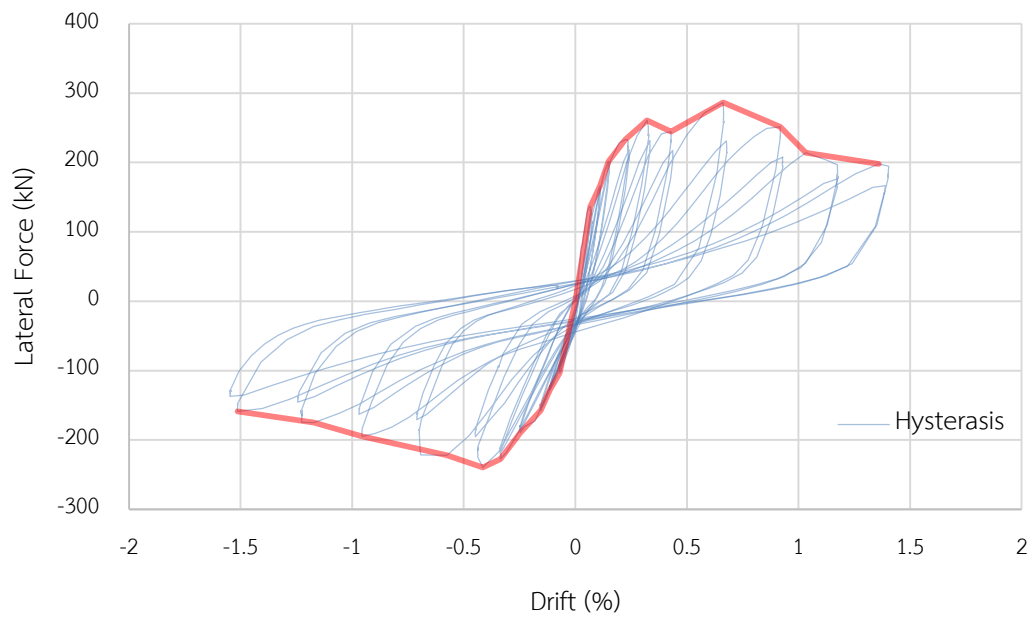
1.50%drift Cycle 1+

รูปที่ 3.19 ลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ W2 เมื่อมีระดับการเคลื่อนที่ 1.50% drift





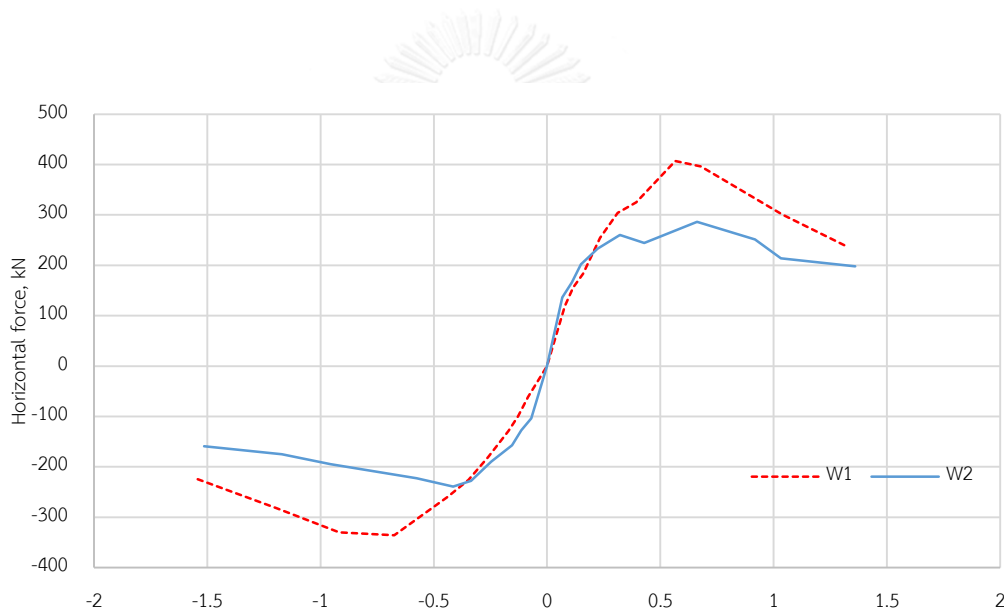
รูปที่ 3.20 ความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ W2 ขณะที่กำแพงวิบัติ (1.50% drift)



รูปที่ 3.21 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเคลื่อนที่สัมพันธ์ของตัวอย่างทดสอบ

### 3.1.6 การเปรียบเทียบผลการทดสอบ

เมื่อนำผลการทดสอบ W1 และ W2 มาเปรียบเทียบบันดงรูปที่ 3.22 พบว่า โครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อชนิดอิฐมอญ มีกำลังรับแรงเฉือนสูงกว่าโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐมวลเบา ประมาณ 30% โดยที่ตัวอย่างทดสอบ W1 มีการวิบัติแบบเลื่อนเฉือนบริเวณปูนก่อ ร่วมกับการแตกร้าวในแนวทแยง ส่วนตัวอย่างทดสอบ W2 ซึ่งมีรูปแบบการแตกร้าวในแนวทแยงทั่วแผ่นกำแพง และมีรูปแบบการวิบัติแบบการอัดแตกที่มุม กระทบร่วมกับการเลื่อนเฉือนบริเวณปูนก่อที่ตำแหน่งกลางคาน โดยที่พบว่าสถิติเริ่มต้นของทั้งตัวอย่างทดสอบ W1 และตัวอย่างทดสอบ W2 มีค่าใกล้เคียงกัน รวมถึงระยะการเคลื่อนที่ขณะที่มีแรงกระทำสูงสุดของทั้งสองตัวอย่างทดสอบก็มีค่าใกล้เคียงกัน



รูปที่ 3.22 เปรียบเทียบ hysteretic envelopes ของตัวอย่างการทดสอบ W1 และ W2

เมื่อนำผลการทดสอบทั้งสองมาเปรียบเทียบกับงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่า แนวโน้มสำหรับโครงข้อแข็งที่มีอิฐก่อกำลังสูงนั้น การวิบัติจะเกิดที่ส่วนที่เป็นปูนก่อ ทำให้เกิดการวิบัติในรูปแบบเลื่อนเฉือน สำหรับโครงข้อแข็งที่มีอิฐก่อกำลังปานกลาง และโครงข้อแข็งที่มีอิฐตันนั้น จะเกิดการวิบัติในส่วนที่เป็นอิฐ รวมถึงการวิบัติเนื่องจากการอัดแตกที่มุมของกำแพง ซึ่งในงานของ Srechai (2013) เป็นรูปแบบการก่ออิฐที่พบมากในประเทศไทย ซึ่งจะมีคานทับหลัง และเสาขนาดเล็กก่อสร้างบริเวณกลางกำแพงอิฐเพื่อพุงกำแพง ทำให้กำแพงมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้น ทำให้กำแพงสามารถส่งถ่ายแรงในแนวทแยงได้ดี ซึ่งมีส่วนทำให้โครงสร้างเกิดมีรูปแบบการวิบัติแบบแตกอัดที่มุม ซึ่งมีความแตกต่าง

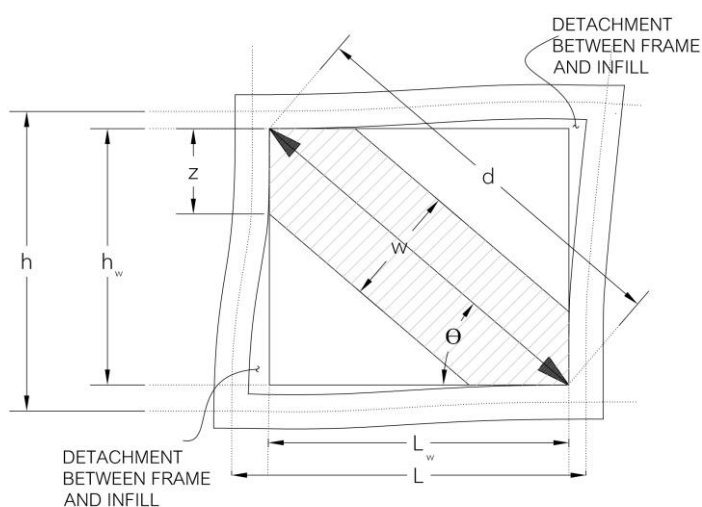
จากการทดสอบ W1 สำหรับการทดสอบโครงข้อแข็งที่มีอิฐมวลเบา นั้น ในงานวิจัยของ Zovkic et al. (2013) พบว่า เนื่องจากปูนก่อสำหรับอิฐมวลเบา นั้นมีความแข็งแรงสูงกว่าปูนก่อที่ใช้สำหรับอิฐมอญ ซึ่งนั้นเป็นปัจจัยหนึ่งที่ทำให้โครงข้อแข็งที่มีอิฐมวลเบาเกิดการแตกร้าวทั่วทั้งแผ่นกำแพง และเกิดการวิบัติแบบอัดแตกที่มุม ซึ่งการเปรียบเทียบผลการทดสอบ W1 และ W2 กับงานวิจัยในอดีตแสดงไว้ในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 การทดสอบโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐชนิด ต่าง ๆ

	Frame Type	Experiment scale	infill type	$f_m'$ (MPa)	Aspect ratio	failure mode
Mehrabi et al. (1996)	RC	1/2	hollow brick	10.61	0.67	sliding of bed-joints
			hollow brick	13.84		shear failure in column
			solid brick	13.57		Corner crushing
Kakaletsis and Karayannis (2008)	RC	1/3	hollow brick	2.63	0.67	Interior crushing
			solid brick	15.18		Shear sliding
Srechai (2013)	RC	3/4	solid brick	6.8	0.49	Corner crushing
Zovkic et al. (2013)	RC	1/2.5	hollow brick	4.28	0.71	combination of shear-sliding and diagonal strut crushing
			hollow brick	1.89		combination of shear-sliding and diagonal strut crushing
			AAC	1.63		x-shape crack combined with shear sliding
W1	RC	full-scaled	hollow brick	7.4	0.82	shear sliding combined with diagonal crushing
W2			AAC	2.56		Corner crushing combined with shear sliding

### 3.2 แบบจำลองของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อ

ในการวิเคราะห์หาพฤติกรรมโครงข้อแข็งที่มีการก่ออิฐปิดช่องนั้นมีความซับซ้อนด้วย เนื่องจากพฤติกรรมของกำแพงอิฐที่มีปฏิสัมพันธ์กับโครงข้อแข็งโดยรอบแบบไม่เชิงเส้น จากงานวิจัยในอดีตที่ผ่านมาพบว่ากำแพงอิฐมีพฤติกรรมการรับแรงต้านข้างเป็นเหมือนค้ำยันรับแรงอัดในแนวทแยง มีส่วนช่วยเพิ่มค่าสติฟเนส และกำลังต้านทานแรงเฉือนให้แก่โครงสร้าง โดยในรูปที่ 3.23 แสดงรูปแบบของแบบจำลองค้ำยันในแนวทแยง และความหมายของตัวแปรที่ใช้ในการคำนวณ ในงานของ Asteris et al. (2011) ได้รวบรวมรูปแบบการวิบัติต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นโดยพบว่ามึรูปแบบการวิบัติ 5 รูปแบบหลักได้แก่ การวิบัติแบบอัดแตกที่มุมของกำแพง, การวิบัติด้วยแรงอัดในแนวทแยง, การวิบัติแบบเลื่อนเฉือนบริเวณปูนก่อประสาน, การแตกตามแนวทแยง และการวิบัติที่ขึ้นส่วนโครงสร้างหลัก ซึ่งในหลาย ๆ มาตรฐานการออกแบบเช่น FEMA306 (1998), FEMA356 (2000) และ ASCE41 (2013) ได้เสนอให้พิจารณาเฉพาะรูปแบบการวิบัติแบบเลื่อนเฉือนบริเวณปูนก่อประสาน และการวิบัติแบบอัดแตกที่มุมของกำแพง ในงานวิจัยนี้ได้คำนวณความสามารถในการรับแรงอัดของค้ำยันในแนวทแยงตามสมการที่เสนอโดย FEMA306 (1998) ซึ่งพิจารณาเฉพาะรูปแบบการวิบัติแบบเลื่อนเฉือนบริเวณปูนก่อประสานสำหรับตัวอย่างทดสอบ W1 และพิจารณาเฉพาะรูปแบบการวิบัติแบบอัดแตกที่มุมของกำแพงสำหรับตัวอย่างทดสอบ W2 เนื่องจากทั้งสองเป็นรูปแบบการวิบัติที่พบตรงตามผลทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 3.23 แบบจำลองค้ำยันในแนวทแยง และนิยามตัวแปร



### 3.2.1 ความสามารถในการรับแรงเฉือนของแบบจำลองค้ำยันเทียบเท่า

#### 3.2.1.1 ความสามารถในการรับแรงเฉือนเนื่องจากการวิบัติแบบเลื่อนเฉือน

ในมาตรฐาน FEMA306 (1998) ได้เสนอสมการสำหรับการคำนวณกำลังรับแรงของผนังอิฐก่อสำหรับการวิบัติแบบเลื่อนเฉือนบริเวณแนวปูนก่อประสานซึ่งเสนอให้กำลังในการรับแรงเฉือนเป็นฟังก์ชันของกำลังในการรับแรงเฉือนของปูนก่อ สามารถคำนวณจากสมการที่ 3-1

$$V_{slide} = (\tau_0 + \sigma_y \tan \phi) L_w t_w = \mu N \quad (3-1)$$

ต่อมา Mostafaei and Kabeyasawa (2004) ได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยคิดผลของกำแพงอิฐก่อด้วย ในงานวิจัยนั้นได้คำนวณความสามารถในการรับแรงเฉือนของกำแพงยึดตามสมการที่เสนอโดย FEMA306 (1998) และพิจารณาเฉพาะรูปแบบการวิบัติแบบเลื่อนเฉือนบริเวณปูนก่อประสานแต่ได้มีการเปลี่ยนแปลงสมการให้สามารถคำนวณได้ง่ายขึ้น โดยเปลี่ยนให้แรงอัดในแนวแกนที่กระทำต่อกำแพง (N) เป็นผลมาจากแรงภายนอกเท่านั้น โดยไม่คิดผลของของการหดตัวของเสา ซึ่งหลังการจัดรูปแล้วค่าความสามารถในการรับแรงเฉือนเนื่องจากการวิบัติแบบเลื่อนเฉือนสามารถคำนวณหาได้ตามสมการที่ 3-2

$$V_f = \frac{\tau_0 t_w L_w}{(1 - \mu \tan \theta)} \quad (3-2)$$

โดยที่  $\sigma_y$  คือความเค้นตั้งฉาก,  $\phi$  คือมุมองศาของแรงเสียดทาน,  $\tau_0$  คือกำลังยึดเหนี่ยวของปูนก่อมีค่าเท่ากับ  $0.04 f'_m$  (Paulay and Priestley, 1992),  $f'_m$  คือกำลังรับแรงอัดของกำแพงในแนวราบ,  $L_w$  คือความยาวของกำแพง,  $t_w$  คือความหนาของกำแพง,  $\mu$  คือค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานของปูนก่อ มีค่าโดยประมาณเท่ากับ  $0.654 + 0.00515 f'_j$ ,  $f'_j$  คือกำลังรับแรงอัดของปูนก่อในหน่วย MPa, N คือแรงกระทำต่อกำแพงในแนวดิ่ง และ  $\theta$  คือมุมองศาระหว่างความสูงต่อความยาวของกำแพงมีค่าดังแสดงในสมการที่ 3.3

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{t_w} \right) \quad (3-3)$$

### 3.2.1.1 ความสามารถในการรับแรงเฉือนเนื่องจากการวิบัติแบบอัดแตกที่มุมของกำแพง

ความสามารถในการรับแรงของค้ำยันในแนวทแยง ที่มีรูปแบบการวิบัติแบบอัดแตกที่มุมของกำแพงซึ่งถูกเสนอโดย FEMA306 (1998) นั้นสามารถหาได้จากสมการที่ 3-4 ซึ่งเป็นฟังก์ชันของความกว้างเทียบเท่าของค้ำยันแนวทแยง ( $W$ ) และกำลังอัดของปริซึมกำแพง

$$V_c = wt_w f'_m \cos \theta \quad (3-4)$$

โดยที่  $W$  คือ ความกว้างเทียบเท่าของค้ำยันในแนวทแยง

### 3.2.2 ความกว้างเทียบเท่าของแบบจำลองค้ำยันในแนวทแยง

ได้มีนักวิจัยหลายคนที่เสนอความกว้างของค้ำยันในแนวทแยง ซึ่งแต่สมการก็คำนวณได้ค่าแตกต่างกันออกไป โดยการศึกษาความกว้างเทียบเท่าของค้ำยันในแนวทแยงเริ่มขึ้นในปี 1961 โดย Holmes ได้เสนอให้ใช้ความกว้างของค้ำยันในแนวทแยงมีค่าเท่ากับ  $d/3$  โดยค่า  $d$  คือความยาวของค้ำยันในแนวทแยง และต่อมา Stafford and Carter (1969) ได้เสนอให้สถิติแรงรับแรงเฉือนของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐนั้นมีความสัมพันธ์กับระยะสัมผัสระหว่างผนังอิฐก่อ และโครงข้อแข็งโดยรอบ ( $z$ ) ดังแสดงในสมการที่ 3-5 ซึ่งระยะดังกล่าวนี้เป็นฟังก์ชันของค่าสถิติสัมผัสระหว่างโครงข้อแข็งและกำแพงอิฐก่อ ( $\lambda_h$ ) สามารถหาจากสมการที่แสดงในสมการที่ 3-6

$$z = \frac{\pi}{2\lambda_h} \cdot h \quad (3-5)$$

$$\lambda_h = \left[ \frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EI h_w} \right]^{\frac{1}{4}} \cdot h \quad (3-6)$$

โดยที่  $E_w$  คือโมดูลัสความยืดหยุ่นของกำแพงอิฐ,  $h$  คือความสูงชั้น และ  $EI$  คือความแข็งแกร่งดัดของเสา

โดยในงานวิจัยนี้ได้มีการคำนวณเปรียบเทียบค่าความกว้างที่ตามทีเสนอโดย FEMA306 (1998), Liaw and Kwan (1984) และ Paulay and Priestley (1992) เพื่อใช้สำหรับคำนวณความสามารถรับแรงเฉือน และคำนวณค่าสถิติเนสของค้ำยันในแนวทแยงซึ่งจะอธิบายในหัวข้อถัดไป

โดยที่การคำนวณความกว้างของทั้ง 3 แบบจำลองสามารถหาได้จากสมการที่ 3-7 ถึง 3-9 โดยตารางที่ 3.3 แสดงคุณสมบัติของกำแพงอิฐทั้งสองชนิดเพื่อใช้ในการคำนวณ และตารางที่ 3.4 แสดงผลการเปรียบเทียบค่าความกว้างของค้ำยันในแนวทแยงในแต่ละแบบจำลอง

$$w = 0.175(\lambda_h)^{-0.4} d \quad (3-7)$$

$$\frac{w}{d} = \frac{0.95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda_h}} \quad (3-8)$$

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{4} \quad (3-9)$$

ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติของกำแพงอิฐก่อ

	W1	W2
masonry type	Brick	AAC
wall thickness, $t_w$	5.5 cm	7.5 cm
Prism compressive strength, $f'_m$	7.4 MPa	2.56 MPa
Mortar compressive strength, $f'_j$	21 MPa	17 MPa
Elastic Modulus, $E_w$	2138 MPa	<sup>1)</sup> 1560 MPa
Shear Modulus, $G_w$	855 MPa	<sup>2)</sup> 624 MPa
Mode of failure	Shear sliding	Corner crushing

<sup>2)</sup> โมดูลัสยืดหยุ่นของกำแพงอิฐมวลเบาคำนวณมาจากสมการที่เสนอโดย ACI530 (2005) โดยหาจาก

$$E_{w,AAC} = 6500(f'_{m,AAC}) \text{ มีหน่วยเป็น psi}$$

<sup>2)</sup> โมดูลัสแรงเฉือนของกำแพงอิฐหาจาก  $G_w = 0.4E_w$  มีหน่วยเป็น psi

ตารางที่ 3.4 เปรียบเทียบค่าความกว้างของค้ำยันเทียบเท่าในแนวทแยง

	strut width (cm)	
	W1	W2
FEMA (1998)	58	58
Liau and Kwan (1984)	142	143
Paulay and Pristley (1992)	118	118

### 3.2.3 สติฟเนส และความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนที่ของค้ำยัน

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ของค้ำยันในแนวทแยงนั้น มีความสัมพันธ์กันแบบไม่เชิงเส้น ซึ่งความสัมพันธ์สามารถแบ่งออกเป็น 4 ช่วง ตามที่เสนอโดย Panagiotakos and Fardis (1996) ได้แก่ช่วง อีลาสติก, ช่วงกำลังหลังจุดคราก, ช่วงการเสื่อมกำลัง และช่วงกำลังคงค้าง ดังแสดงในรูปที่ 3.24 โดยการจะสร้างกราฟความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนที่ของค้ำยันนั้น จำเป็นที่จะต้องทราบค่าสติฟเนส, แรงกระทำ และระยะการเคลื่อนที่ในช่วงต่าง ๆ ซึ่งสรุปออกเป็นหัวข้อย่อยดังต่อไปนี้

#### 1) ค่ากำลังที่จุดคราก ( $V_y$ )

ค่ากำลังที่จุดครากนั้นเป็นกำลังของแผ่นกำแพงก่อนที่แผ่นกำแพงเกิดการแยกตัวออกจากโครงข้อแข็งโดยรอบ ซึ่ง Stavridis and Shing (2012) เสนอว่าค่ากำลังที่จุดครากของแผ่นกำแพงมีค่าอยู่ระหว่าง 65% ถึง 80% ของค่ากำลังสูงสุด

#### 2) ค่ากำลังสูงสุดของค้ำยัน ( $V_m$ )

ค่ากำลังสูงสุดของค้ำยันสามารถหาได้จากหัวข้อ 3.2.1

#### 3) ค่ากำลังคงค้างคงที่ ( $V_{res}$ )

เป็นกำลังที่มาจากรวมการยึดเกาะระหว่างก้อนอิฐ และแรงเสียดทานภายในกำแพง หลังจากการแตกร้าว ซึ่งในหลายงานวิจัยจะใช้ค่าอยู่ระหว่าง 0-35% ของกำลังสูงสุด

#### 4) ค่าสติฟเนส

ในส่วนของสติฟเนสนั้น ในช่วงสติฟเนสเริ่มต้น ( $K_{int}$ ) สามารถจะคำนวณได้จากสติฟเนสรับแรงในแนวแกนของค้ำยันในแนวทแยงซึ่งแสดงในสมการที่ 3-10 โดยตัวแปรที่ส่งผลสำคัญคือค่าความกว้างเทียบเท่าของค้ำยันในแนวทแยง และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของกำแพงอิฐ แต่เมื่อพิจารณาถึงพฤติกรรมของกำแพงอิฐนั้นพบว่าในช่วงเริ่มต้นกำแพงอิฐก็ยังไม่เกิดการแยกตัวออกจากโครงข้อแข็งรอบนอก และยังมีพฤติกรรมการรับแรงเฉือนตามหน้าตัดเต็มของกำแพงซึ่งค่าสติฟเนสรับแรงเฉือนของแผ่นกำแพงสามารถหาได้จากสมการที่ 3-11 ซึ่งเป็นรูปแบบที่เสนอโดย Panagiotakos and Fardis (1996)

โดยที่สติฟเนสในช่วงเชื่อมกำลังนั้น Panagiotakos and Fardis (1996) มีค่าอยู่ระหว่าง 0.5% ถึง 10% ของค่าสติฟเนสเริ่มต้น

5) ระยะเวลาเคลื่อนที่ของค้ำยัน

สำหรับระยะเวลาเคลื่อนที่ในขณะที่เกิดแรงกระทำสูงสุด ( $\Delta_m$ ) ตามที่เสนอโดยมาตรฐานต่างๆ เช่น FEMA356 (2000) และ ASCE41 (2013) เสนอให้มีค่าโดยขึ้นอยู่กับอัตราส่วนระหว่างกำลังรับแรงเฉือนของโครงข้อแข็งกับกำลังรับแรงเฉือนของกำแพง และอัตราส่วนระหว่างความสูงต่อความข้างของโครงสร้าง และในส่วนของระยะเวลาเคลื่อนที่ในขณะที่เกิดแรงคราก และระยะเวลาเคลื่อนที่ในขณะที่เกิดแรงค้ำคองที่สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ทางเลขาคณิต แสดงในสมการที่ 3-12 และสมการที่ 3-13

$$K_{str} = \frac{E_m w t_w}{d} \cos^2 \theta \quad (3-10)$$

$$K_{sh} = \frac{G_m t_w L_w}{h_w} \quad (3-11)$$

$$\Delta_y = \frac{V_y}{K_{int}} \quad (3-12)$$

$$\Delta_{res} = \frac{(V_{res} - V_m)}{K_{sof}} \quad (3-13)$$

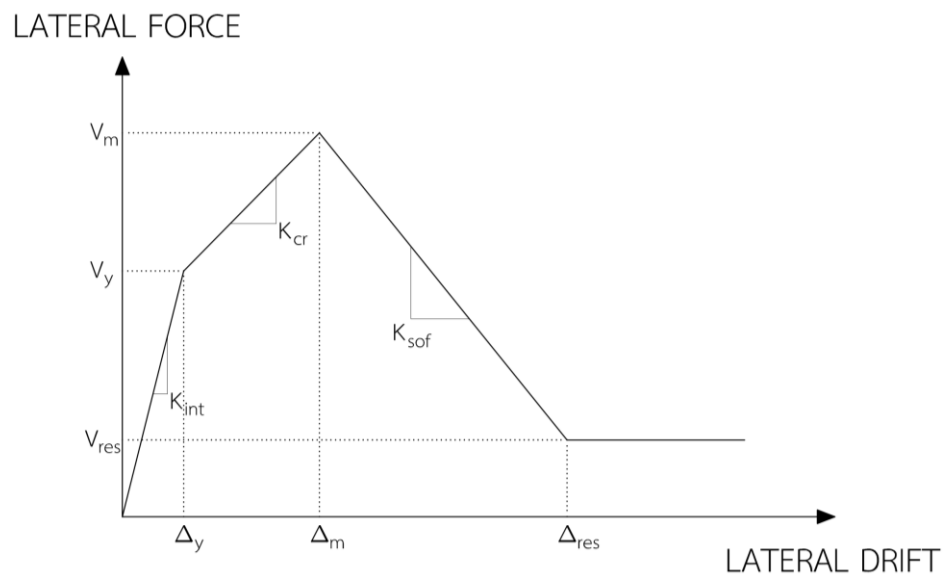
การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของค้ำยันในแนวทแยงนั้นจะถูกควบคุมโดยรูปแบบการวิบัติของกำแพงอิฐ โดยที่ FEMA306 (1998) เสนอให้พิจารณากำลังที่มาจากสองรูปแบบการวิบัติ ได้แก่ การวิบัติแบบเลื่อนเฉือน (shear sliding failure) และรูปแบบการวิบัติแบบอัดแตก (corner crushing failure) โดยสำหรับการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของตัวอย่างการทดสอบ W1 ได้ค่าเท่ากับ 158 kN สำหรับการวิบัติแบบเลื่อนเฉือน ซึ่งเป็นรูปแบบการวิบัติที่ตรงตามผลทดสอบจริง แต่สำหรับตัวอย่างทดสอบ W2 ซึ่งเป็นอิฐชนิดอิฐมวลเบา เมื่อใช้สมการที่สำหรับคำนวณกำลังรับแรงเฉือน และรูปแบบการวิบัติพบว่า ตัวอย่างทดสอบ W2 จะถูกควบคุมโดยรูปแบบการวิบัติแบบเลื่อนเฉือน ซึ่งผิดแปลกไปจากรูปแบบการวิบัติที่พบจากการทดสอบจริง ที่เป็นเช่นนั้นเนื่องจากในขั้นตอนการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์เสียดทานของปูนก่อ ( $\mu$ ) และค่ากำลังยึดเหนี่ยวของปูนก่อ ( $\tau_0$ ) ที่คำนวณมาจากสมการที่เป็นฟังก์ชันของกำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อนนั้นมีความคลาดเคลื่อนจากกำลังของปูนก่อจริง อาจจะเป็นเนื่องมาจากสมการที่เสนอนั้นศึกษาโดยมีพื้นฐานมาจากกำลังของปูนก่อแบบ

Portland cement ชนิดที่ใช้กับกำแพงอิฐมวลเบา ซึ่งแตกต่างจากปูนก่อก่อสำหรับอิฐมวลเบาที่เป็นชนิด Thin bed adhesive mortar ซึ่งจะมีกำลังสูงกว่าปูนก่อก่อแบบปกติ เพราะฉะนั้น ในส่วนของการทดสอบ W2 ในงานวิจัยนี้จึงได้เลือกใช้กำลังของค้ำยันในแนวทแยงตามรูปแบบการวิบัติที่พบจริง คือ การวิบัติแบบอัดแตกที่มุมของกำแพง สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3-4 โดยที่เป็นฟังก์ชันที่ขึ้นอยู่กับค่าความกว้างของค้ำยันในแนวทแยง และกำลังรับแรงอัดของอิฐก่อ และได้คำนวณเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้ ของแต่ละความกว้างของค้ำยัน และนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจริง แสดงสรุปในตารางที่ 3.5 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าสมการคำนวณความกว้างของค้ำยันในแนวทแยงที่เสนอโดย Liauw and Kwan (1984) ให้ค่าความสามารถรับแรงเฉือนของค้ำยันได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุด งานวิจัยนี้จึงได้เลือกใช้ความกว้างที่เสนอนี้เป็นความกว้างของค้ำยันในแนวทแยงสำหรับคำนวณหาผลการตอบสนองของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐมวลเบา (W2) ต่อไป

ตารางที่ 3.5 การเปรียบเทียบแบบจำลองความกว้างเทียบเท่าของค้ำยัน

	strut width (cm)	Shear capacity (kN)	Shear Capacity /Experimental (%)
Experiment	-	286	100
FEMA (1998)	58	88	31
Liauw and Kwan (1984)	143	211	74
Paulay and Priestley (1992)	118	175	61

งานวิจัยนี้ใช้ค่ากำลังที่จุดคราก ( $V_y$ ) มีค่าเท่ากับ 70% ของกำลังสูงสุด คำนวณหาระยะการเคลื่อนที่ในตำแหน่งที่เกิดแรงสูงสุดตามมาตรฐาน ASCE41 (2013) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.38% ของระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ และมีกำลังคงค้างเท่ากับ 20% ของกำลังสูงสุด ในส่วนของค่าสติเฟนสเริ่มต้นนี้ งานวิจัยนี้แยกวิเคราะห์ออกเป็นสามแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์ตัวอย่างทดสอบ W1 และสองแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์ตัวอย่างทดสอบ W2 ซึ่งแต่ละแบบจำลองค่าสติเฟนสเริ่มต้นจะมีค่าต่างกัน โดยในแบบจำลอง W1/1 และ W2/1 จะคำนวณสติเฟนสในช่วงเริ่มต้นจากสติเฟนสแรงเฉือนของแผ่นกำแพง ส่วนในแบบจำลอง W1/2, W1/3 และ W2/2 จะคำนวณสติเฟนสเริ่มต้นจากสติเฟนสรับแรงอัดของค้ำยันเทียบเท่า และในส่วนของสติเฟนสในช่วงเสื่อมกำลังนั้นกำหนดให้ค่าเท่ากับ 6% ของค่าสติเฟนสเริ่มต้น ซึ่งเป็นค่าที่เสนอให้ใช้ในงานของ Srechai (2013) โดยค่าสติเฟนสและระยะการเคลื่อนที่ของค้ำยันในช่วงต่างๆ แสดงสรุปอยู่ในตารางที่ 3.6



รูปที่ 3.24 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเคลื่อนที่ของค้ำยันที่เสนอโดย Panagiotakos and Fardis (1996)

ตารางที่ 3.6 สติฟเนส และการเคลื่อนที่ของค้ำยันในช่วงต่าง ๆ

	Model	Initial Stiffness Scheme	Kint, kN/mm	Kcr, kN/mm	Ksof, kN/mm	$\Delta_y$ , mm	$\Delta_m$ , mm	$\Delta_{res}$ , mm
W1	Model W1/1	Shear stiffness from Equation(3-11)	57.2	4.7	-3.4	1.9	12.1	49.0
	<sup>1)</sup> Model W1/2	Axial stiffness from Equation (3-10)	21.2	6.9	-1.3	5.2	12.1	111.7
	<sup>2)</sup> Model W1/3	Axial stiffness from Equation (3-10)	8.7	8.7	-0.5	12.8	12.8	255.3
W2	Model W2/1	Shear stiffness from Equation(3-11)	56.9	6.7	-3.4	2.6	12.1	61.7
	<sup>1)</sup> Model W2/2	Axial stiffness from Equation (3-10)	21.1	12.5	-1.3	7.0	12.1	146.0

<sup>1)</sup> ใช้ความกว้างของค้ำยันตามที่เสนอโดย Liauw and Kwan (1984)

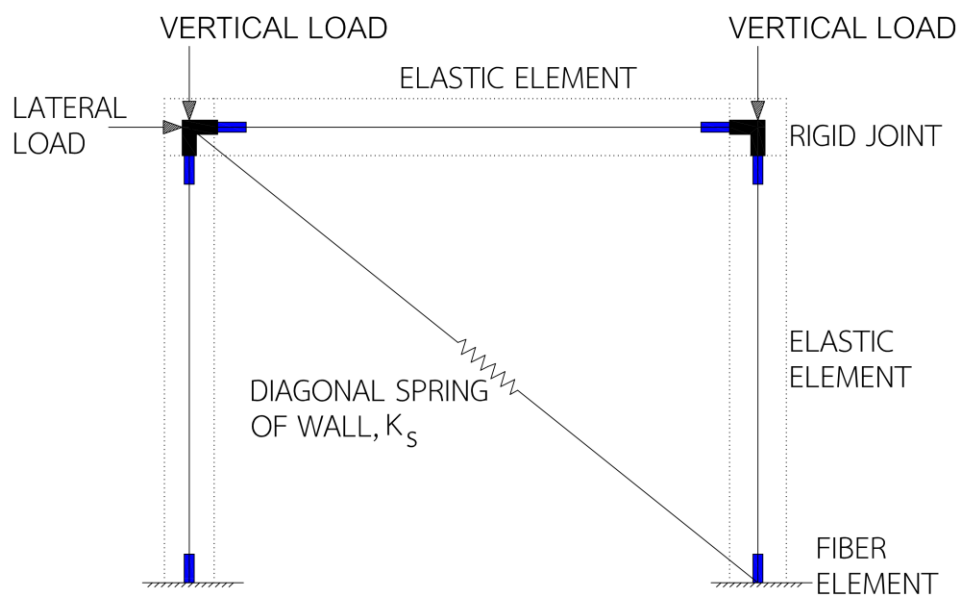
<sup>2)</sup> ใช้ความกว้างของค้ำยันตามที่เสนอโดย FEMA306 (1998)

### 3.2.4 ลักษณะแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์

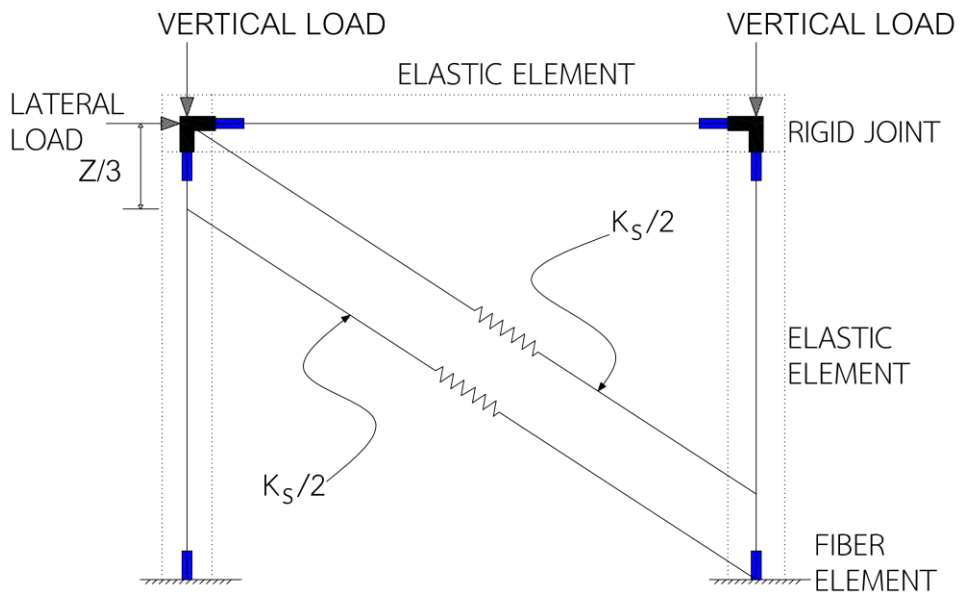
ในงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาแบบจำลองโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อปิดช่อง โดยทำการจำลองกำแพงอิฐก่อเปรียบเสมือนเป็นค้ำยันในแนวทแยง ศึกษาเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ระหว่างแบบจำลองค้ำยันในแนวทแยงแบบเดี่ยว, แบบจำลองค้ำยันในแนวทแยงแบบคู่ และแบบจำลองค้ำยันในแนวทแยงสามตัว ซึ่งแต่ละแบบจำลองประกอบไปด้วยชิ้นส่วนหน้าตัดไฟเบอร์เพื่อจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของหน้าตัดเสาและคานในช่วงที่เกิดจุดหมุนพลาสติกซึ่งคำนวณระยะตามที่เสนอโดย Pauley and Priestley (1992) โดยพฤติกรรมรับแรงของหน้าตัดไฟเบอร์แบ่งออกเป็น 3 ส่วนคือ คอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด (Unconfined concrete) คอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยเหล็กปลอก (Confined concrete) และส่วนที่เป็นเหล็กเสริม ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุคอนกรีตจะใช้แบบจำลองที่เสนอโดย ส่วนความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมได้ใช้แบบจำลองวัสดุของ Menegotto and Pinto (1973) โดยมีชิ้นส่วนหน้าตัดแบบอิฐก่อเชื่อมต่อกันระหว่างหน้าตัดไฟเบอร์ ซึ่งจุดต่อระหว่างคานและเสา กำหนดให้มีพฤติกรรมแบบแข็งเกร็ง ส่วนของกำแพงอิฐนั้นถูกจำลองเป็นชิ้นส่วนสปริงรับแรงในแนวทแยง การแบ่งสติฟเนสให้ค้ำยันในแนวทแยงแต่ละตัว ในกรณีที่เป็นแบบจำลองค้ำยันสองตัว จะแบ่งค่าสติฟเนสให้ค้ำยันแต่



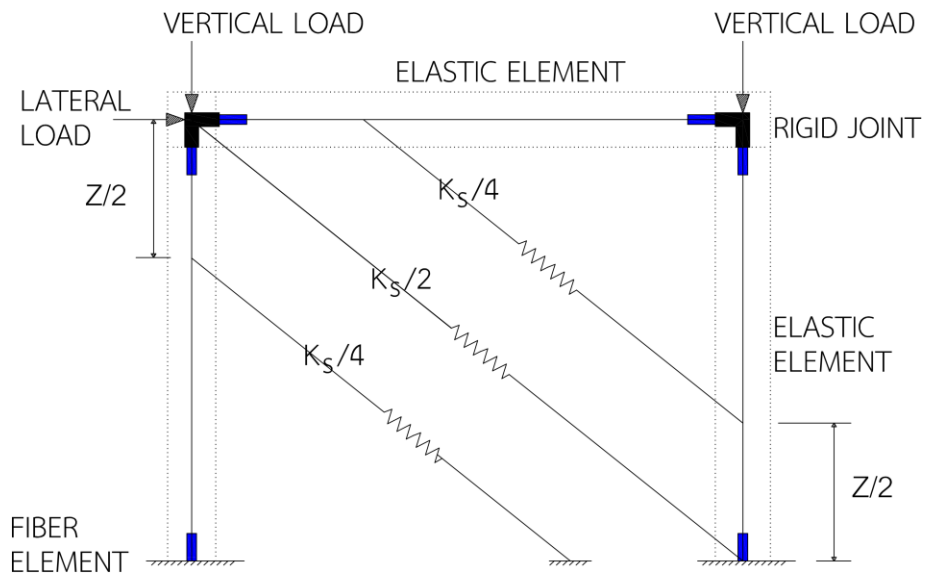
ละตัวเท่ากัน ส่วนในกรณีเป็นแบบจำลองค้ำยันสามตัว จะแบ่งค่าสติฟเนสให้ค้ำยันตัวกลางมีค่าเป็น 50% ของค่าสติฟเนสรวม ส่วนค้ำยันตัวนอกมีสติฟเนสเท่ากัน มีค่าเท่ากับ 25% ของสติฟเนสรวม ซึ่งตำแหน่งค้ำยันที่วัดจุดปลายของเสา มีค่าเท่ากับ  $Z/3$  และ  $Z/2$  สำหรับกรณีค้ำยันสองตัว และค้ำยันสามตัวตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 3.25 ถึงรูปที่ 3.27 ตามลำดับ โดยที่ค่า  $Z$  คือค่าระยะสัมพันธ์ระหว่างผนังอิฐก่อและโครงข้อแข็งโดยรอบตามที่เสนอโดย Stafford and Carter (1969) สามารถหาได้จากสมการที่ 3-5 ซึ่ง  $h$  คือความสูงของโครงข้อแข็ง โดยที่ค่าสติฟเนส ที่แสดงในหัวข้อ 3.2.3 นั้นเป็นค่าสติฟเนสต้านทานแรงกระทำในแนวราบ และจำเป็นต้องแปลงให้กลับมาเป็นค่าสติฟเนสในแนวทแยง โดยในตารางที่ 3.7 และตารางที่ 3.8 แสดงค่าสติฟเนสที่ทำการแปลงให้กลับมาอยู่ในแนวทแยงเพื่อใช้ในแบบจำลอง



รูปที่ 3.25 แบบจำลองค้ำยันเดี่ยว



รูปที่ 3.26 แบบจำลองค้ำยันสองตัว



รูปที่ 3.27 แบบจำลองค้ำยันสามตัว

ตารางที่ 3.7 การแปลงความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนที่ของค้ำยัน (ตัวอย่างทดสอบ W1)

Properties	W1/1		W1/2		W1/3	
$\theta^\circ$	39.4					
$E_w$ (MPa)	2138.0					
$G_w$ (MPa)	1496.6					
w (cm)	not considered		142.5		58.4	
	Horizontal	Diagonal	Horizontal	Diagonal	Horizontal	Diagonal
$K_{int}$ (kN/mm)	57.2	95.8	21.2	35.5	8.7	14.6
$K_{cr}$ (kN/mm)	4.7	7.9	6.9	11.6	8.7	14.6
$K_{sof}$ (kN/mm)	-3.4	-5.7	-1.3	-2.2	-0.5	-0.8
$\Delta_y$ (mm)	1.9	1.5	5.2	4.0	12.8	9.9
$\Delta_m$ (mm)	12.1	9.4	12.1	9.4	12.8	9.9
$\Delta_{res}$ (mm)	49.0	37.9	111.7	86.3	255.3	197.3



ตารางที่ 3.8 การแปลงความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนที่ของค้ำยัน (ตัวอย่างทดสอบ W2)

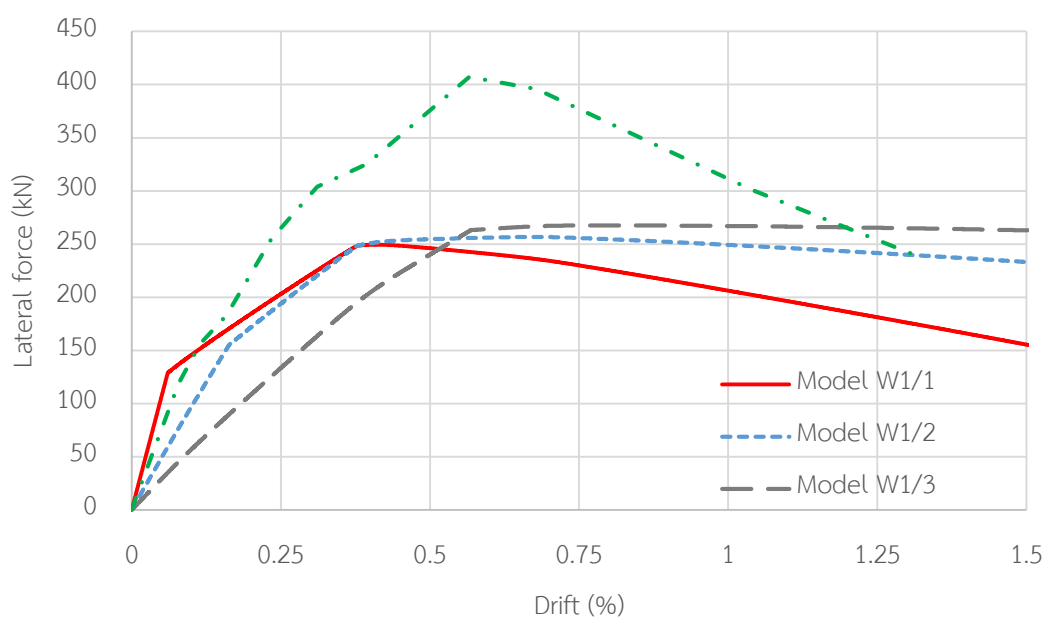
Properties	W2/1		W2/2	
$\theta^\circ$	39.4			
$E_w$ (MPa)	1560			
$G_w$ (MPa)	624			
w (cm)	142.6			
	Horizontal	Diagonal	Horizontal	Diagonal
$K_{int}$ (kN/mm)	56.9	95.4	21.1	35.3
$K_{cr}$ (kN/mm)	6.7	11.2	12.5	21
$K_{sof}$ (kN/mm)	-3.4	-5.7	-1.3	-2.1
$\Delta_y$ (mm)	2.6	2	7	5.4
$\Delta_m$ (mm)	12.1	9.4	12.1	9.4
$\Delta_{res}$ (mm)	61.7	47.6	146	112.8

### 3.3 ผลการวิเคราะห์และการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ

#### 3.3.1 ผลการวิเคราะห์สำหรับแบบจำลองค้ำยันในแนวทแยงแบบเดี่ยว

##### 3.3.1.1 ผลการวิเคราะห์ตัวอย่างทดสอบ W1

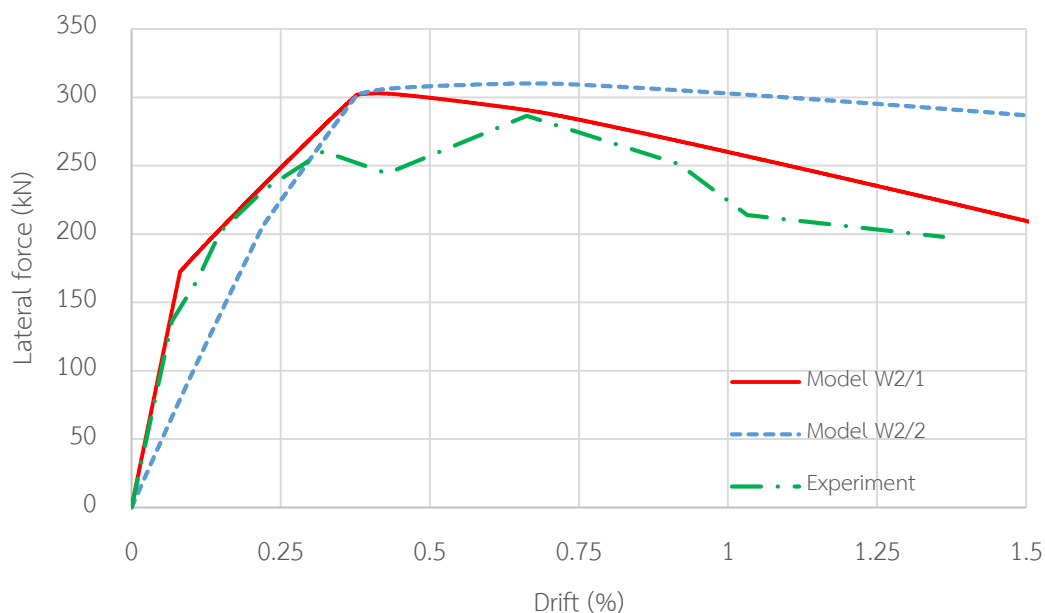
กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในแนวราบที่ได้จากการคำนวณเปรียบเทียบกับผลการทดสอบของตัวอย่างทดสอบ W1 แสดงในรูปที่ 3.28 ซึ่งจะเห็นว่าสตีฟเนสในช่วงเริ่มต้นของแบบจำลอง W1/2 และ W1/3 มีค่าต่ำกว่าผลการทดสอบ แต่แบบจำลอง W1/1 ให้ค่าสตีฟเนสในช่วงเริ่มต้นสูงกว่าผลการทดสอบ อย่างไรก็ตามเมื่อแบบจำลองทั้งสามมีกำลังถึงจุดครากค่าสตีฟเนสจะมีค่าลดลงต่ำกว่าผลการทดสอบอย่างเห็นได้ชัด ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้านกำลังต้านทานแรงทางด้านข้างแล้วนั้น พบว่าแบบจำลองทั้งสามแบบไม่สามารถคาดคะเนได้อย่างถูกต้อง โดยที่กำลังสูงสุดที่คำนวณได้ของทั้งสามแบบจำลองมีค่าเท่ากับ 249 kN, 256 kN และ 267 kN ตามลำดับ ซึ่งคิดเป็น 62%, 63 % และ 66% ของค่ากำลังสูงสุดที่วัดได้จากการทดสอบ สำหรับระยะการเคลื่อนที่ขณะที่เกิดแรงเฉือนสูงสุดตามการประมาณจากสมการที่เสนอโดย ASCE41 (2013) นั้นพบว่าผลการทดสอบมีการเคลื่อนที่มากกว่าประมาณ 1.4 เท่า



รูปที่ 3.28 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ระหว่างผลการวิเคราะห์แบบจำลองเดี่ยวและการทดสอบ

### 3.3.1.1 ผลการวิเคราะห์ตัวอย่างทดสอบ W2

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในแนวราบที่ได้จากการคำนวณเปรียบเทียบกับผลการทดสอบของตัวอย่างทดสอบ W2 แสดงในรูปที่ 3.29 ซึ่งจะเห็นว่าสตีฟเนสในช่วงเริ่มต้นของแบบจำลอง W2/1 ซึ่งคำนวณค่าสตีฟเนสเริ่มต้นมาจากสตีฟเนสรับแรงเฉือนของหน้าตัดให้ค่าที่สอดคล้องกับผลการทดสอบ แต่แบบจำลอง W2/2 ซึ่งคำนวณค่าสตีฟเนสเริ่มต้นมาจากสตีฟเนสรับแรงในแนวแกนของค้ำยันนั้นให้ผลการวิเคราะห์ที่ต่ำกว่าผลการทดสอบจริง และเมื่อพิจารณาในเรื่องของกำลังนั้นพบว่า แบบจำลองทั้งสองสามารถวิเคราะห์ค่าแรงกระทำสูงสุดได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ ซึ่งค่ากำลังสูงสุดที่วิเคราะห์ได้มีค่าเท่ากับ 303 kN และ 310 kN ตามลำดับ โดยมีค่ามากกว่าผลการทดสอบอยู่ 4% และ 6% และแบบจำลอง W2/1 ยังให้ค่าสตีฟเนสในช่วงเสื่อมกำลังที่มีความสอดคล้องกับผลการทดสอบอีกด้วย แต่สำหรับระยะการเคลื่อนที่ขณะที่เกิดแรงเฉือนสูงสุดตามการประมาณจากสมการที่เสนอโดย ASCE (2013) นั้นพบว่าผลการทดสอบมีการเคลื่อนที่มากกว่าประมาณ 1.7 เท่า



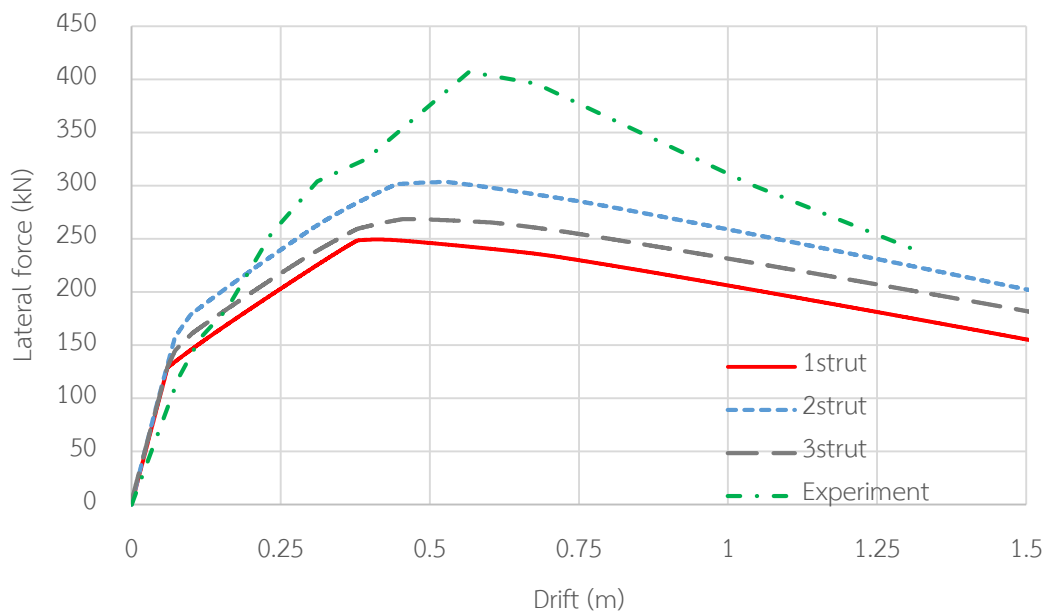
รูปที่ 3.29 เปรียบเทียบความสัมพันธ์แรงกระทำและการเคลื่อนที่ระหว่างแบบจำลองค้ำยันเดียวกับผลการทดสอบ

### 3.3.2 ผลการวิเคราะห์สำหรับแบบจำลองค้ำยันแบบต่าง ๆ

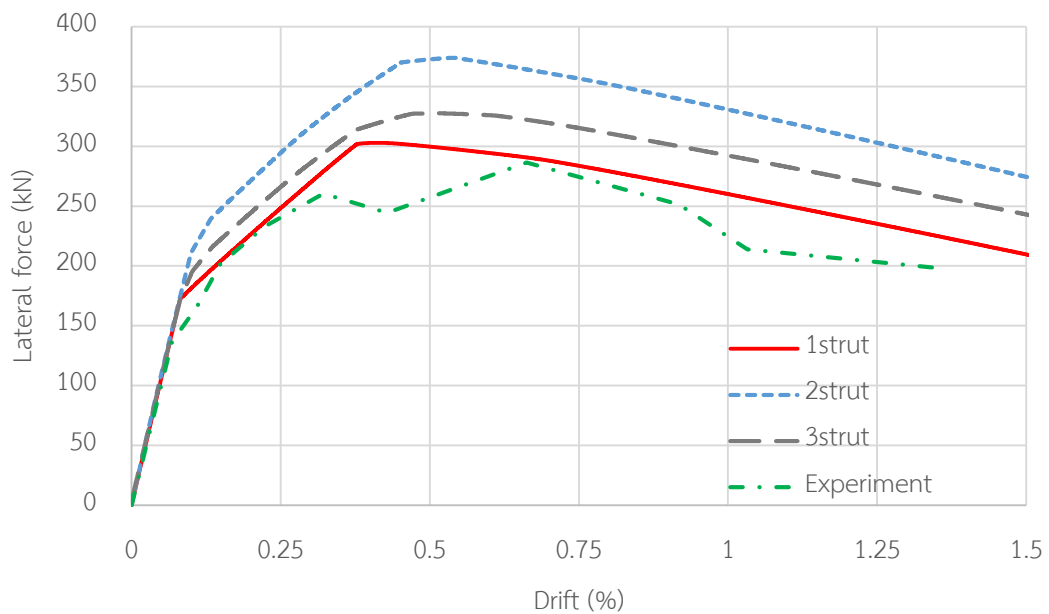
ในการวิเคราะห์แบบจำลองค้ำยันหลายตัวนั้น ได้เลือกความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของค้ำยันตามแบบจำลอง W1/1 และแบบจำลอง W2/1 สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างข้อแข็งที่มีกำแพงก่อดูรูปดช่องทั้งสองชนิด ซึ่งเป็นรูปแบบความสัมพันธ์ที่ให้ผลการตอบสนองได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบในกรณีที่เป็นกรวิเคราะห์ในรูปแบบของแบบจำลองค้ำยันเดี่ยว

สำหรับผลการวิเคราะห์แบบจำลองค้ำยันหลายตัวพบว่ากำลังต้านทานแรงด้านข้างมีค่าเพิ่มขึ้นจากแบบจำลองค้ำยันเดี่ยว ซึ่งแบบจำลองค้ำยันสองตัวให้กำลังต้านทานแรงทางด้านข้างสูงสุดเมื่อเทียบกันทั้งสามแบบจำลอง โดยเมื่อนำมาเปรียบเทียบกันด้านสติเฟเนสพบว่าแบบจำลองทั้งสามมีค่าสติเฟเนสเริ่มต้นที่เท่ากัน แต่แบบจำลองค้ำยันหลายตัวให้ผลการตอบสนองที่มีความเหนียวมากกว่า เนื่องจากค้ำยันในแนวทแยงแต่ละตัวนั้น เกิดการวิบัติไม่พร้อมกัน ในขณะที่เกิดแรงกระทำสูงสุดนั้น แบบจำลองค้ำยันสองตัวมีระยะการเคลื่อนที่สูงสุด โดยผลการตอบสนองระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ของทั้งสามแบบจำลองเปรียบเทียบกับผลการทดสอบสำหรับ W1 และ W2 แสดงไว้ในรูปที่ 3.30 และรูปที่ 3.31

การพิจารณาพฤติกรรมเฉพาะจุดค้ำยันถึงผลของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในโครงสร้างข้อแข็งโดยรอบพบว่าในแบบจำลอง W1 เนื่องจากแรงในค้ำยันแต่ละตัวมีค่าน้อยกว่าความสามารถในการรับแรงเฉือนของหน้าตัดจึงไม่สามารถทำให้เกิดการวิบัติขึ้นในชิ้นส่วนคานและเสา ส่วนในแบบจำลอง W2 นั้นพบว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาในการวิเคราะห์โดยแบบจำลองค้ำยันสองตัวมีค่าเกินความสามารถในการรับแรงเฉือนของหน้าตัด แต่ในการวิเคราะห์โดยแบบจำลองค้ำยันสามตัวพบว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสานั้นมีค่าไม่เกินความสามารถในการรับแรงเฉือนของหน้าตัด แต่แรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัดคานมีค่าเท่ากับค่าความสามารถในการรับแรงเฉือนของหน้าตัด โดยตัวอย่างการกระจายของแรงเฉือนในชิ้นส่วนเสาและคานของตัวอย่างทดสอบ W2 แสดงไว้ในรูปที่ 3.32 และตารางสรุปค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นสำหรับทั้งสองตัวอย่างทดสอบไว้ในตารางที่ 3.9 โดยที่ค่าความสามารถรับแรงเฉือนของเสาและคานนั้นมีค่าเท่ากับ 123 kN และ 60 kN เมื่อคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318 (2008)

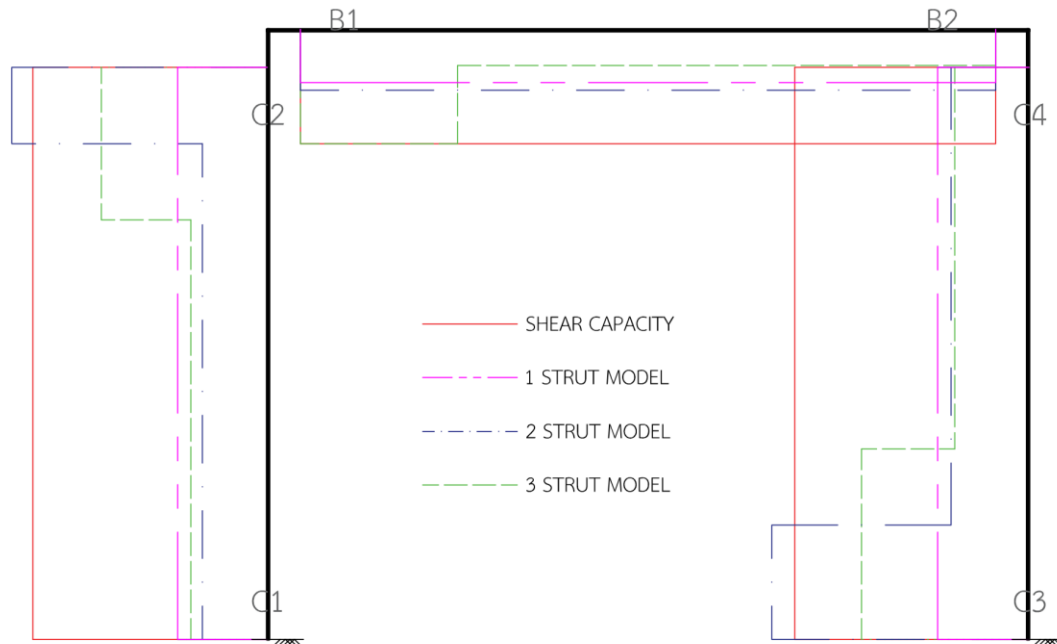


รูปที่ 3.30 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของแบบจำลองค้ำยันแบบต่าง ๆ  
เปรียบเทียบกับผลการทดสอบ สำหรับตัวอย่างทดสอบ W1



รูปที่ 3.31 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของแบบจำลองค้ำยันแบบต่าง ๆ  
เปรียบเทียบกับผลการทดสอบ สำหรับตัวอย่างทดสอบ W2





รูปที่ 3.32 การกระจายแรงเฉือนภายในชิ้นส่วนโครงสร้างเสาและคานของตัวอย่างทดสอบ W2

ตารางที่ 3.9 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนเสาและคานในแบบจำลองค้ำยันทั้งสามชนิด

Location	W1			W2		
	1strut	2strut	3strut	1strut	2strut	3strut
C1	47	34	40	47	28	38
C2	47	113	76	47	134	87
C3	48	116	79	48	138	90
C4	48	41	39	48	37	37
B1	28	32	52	28	33	60
B2	28	32	21	28	33	19

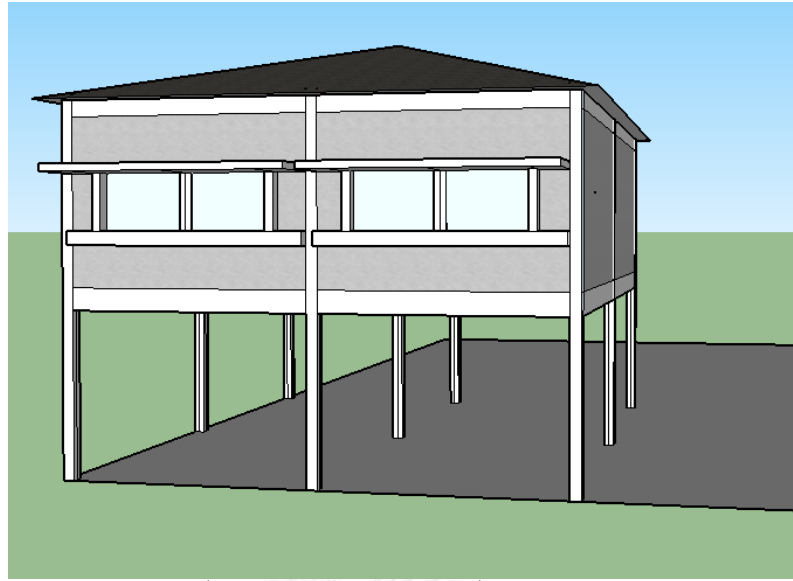
## บทที่ 4

### อาคารตัวอย่าง และแรงกระทำ

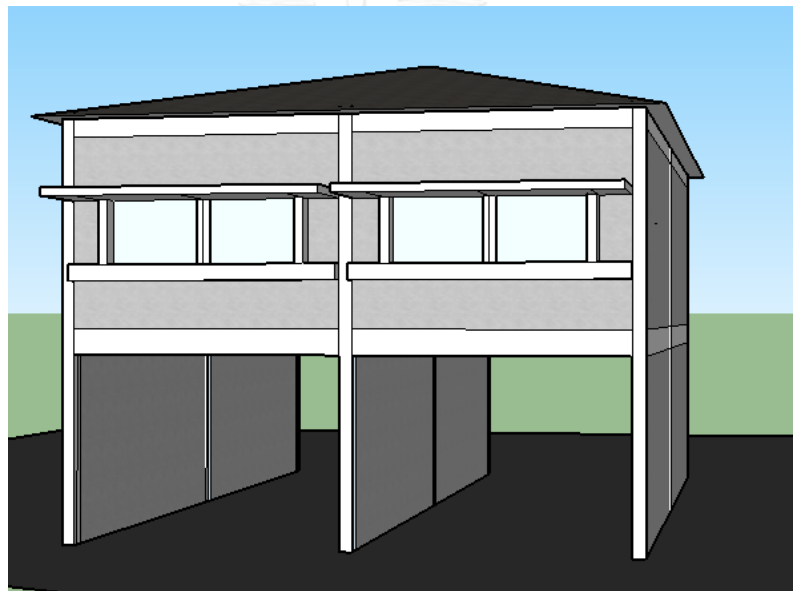
อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 2 ชั้น ลักษณะอาคารเป็นไปตามแบบมาตรฐานซึ่งสามารถพบเห็นได้ทั่วไปในประเทศไทย ออกแบบให้สามารถรับแรงในแนวดิ่ง โดยไม่คิดผลของแรงลมและแผ่นดินไหว ซึ่งในงานวิจัยนี้แบ่งอาคารที่ทำการศึกษาเป็น 2 ประเภท ได้แก่ อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยที่บริเวณชั้นหนึ่งของอาคารเปิดโล่งปราศจากกำแพงและอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยที่บริเวณชั้นหนึ่งของอาคารมีการก่อผนังอิฐก่อชนิดอิฐมวลเบา ขั้นตอนการศึกษาผลการตอบสนองของอาคารประเภทนี้จะพิจารณาเฉพาะผลของกำแพงอิฐก่อในแนวที่ขนาดกับแรง โดยมีสมมติฐานว่ากำแพงที่วางตัวในแนวที่ปิดกั้นการไหลผ่านของน้ำต้องสามารถพังทลายลงได้ภายหลังจากเกิดแรงกระทำสึนามิ และน้ำท่วม โดยที่งานวิจัยนี้จะเน้นไปในการศึกษาพฤติกรรม และรูปแบบการวิบัติของอาคารทั้งสองรูปแบบ

#### 4.1 แบบแปลนและรายละเอียดอาคารที่ใช้ในการศึกษา

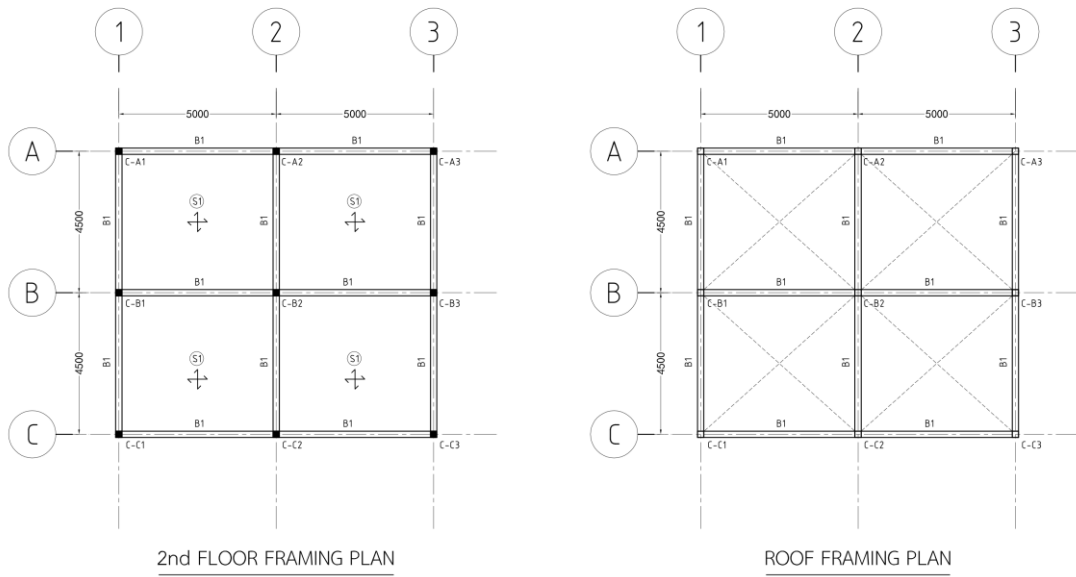
อาคารประเภทที่ 1 เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยที่บริเวณชั้นหนึ่งของอาคารเปิดโล่งปราศจากกำแพง โดยมีแค่ชิ้นส่วนเสาสำหรับรับแรงในแนวแกนและแรงอุทกพลวัตในแนวราบ ดังแสดงในรูปที่ 4.1 และประเภทที่ 2 ได้แก่อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยที่บริเวณชั้นหนึ่งของอาคารนั้นมีการก่อผนังอิฐมวลเบาปิดช่องระหว่างช่วงเสา ดังแสดงในรูปที่ 4.2 โดยอาคารตัวอย่างนั้นมีด้านยาวเท่ากับ 10 เมตร ด้านสั้นเท่ากับ 9 เมตร แต่ละด้านประกอบไปด้วยสองช่วงคานช่วงละ 5.0 เมตร และ 4.5 เมตร ซึ่งเสาคอนกรีตเสริมเหล็กมีขนาดหน้าตัดเท่ากับ 200x200 มิลลิเมตร ส่วนคานมีหน้าตัดเท่ากับ 200x400 มิลลิเมตร เชื่อมระหว่างเสา โดยที่พื้นชั้นสองของอาคารเป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กมีความหนาเท่ากับ 150 มิลลิเมตร ใช้เหล็กชั้นคุณภาพ SD40 สำหรับเหล็กเสริมตามยาว และ SR24 สำหรับเหล็กปลอก และใช้ระบบหลังคาเป็นระบบโครงเหล็กมุงด้วยกระเบื้อง ซึ่งแบบแปลนพื้นและรายละเอียดแบบเป็นไปตามที่แสดงในรูปที่ 4.3 และรูปที่ 4.4 โดยที่คุณสมบัติวัสดุของอาคารที่ใช้ในการศึกษาแสดงไว้ในตารางที่ 4.1 ซึ่งในส่วนของคุณสมบัติของอิฐมวลเบาที่ใช้เป็นวัสดุก่อในอาคารตัวอย่างแบบที่สอง ได้สมมติให้มีค่าเท่ากับคุณสมบัติของอิฐมวลเบาที่ได้ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการตามที่ได้อธิบายในบทที่ 3



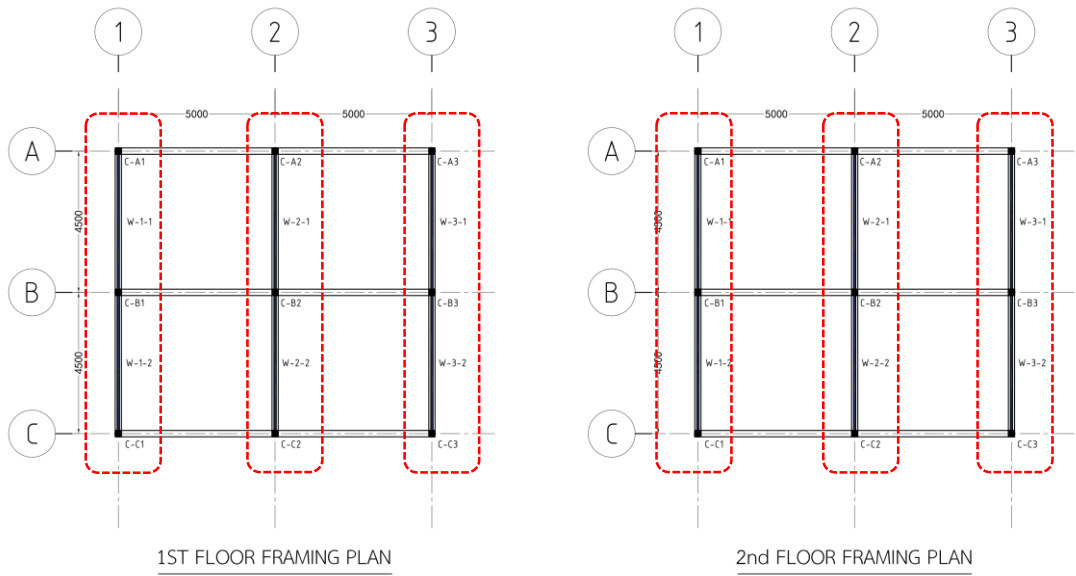
รูปที่ 4.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีลักษณะได้ถุนโล่ง



รูปที่ 4.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ซึ่งมีการก่อผนังอิฐมวลเบาปิดช่องระหว่างช่วงเสาในชั้นที่ 1



รูปที่ 4.3 แพลนโครงสร้างชั้น 2 และคานหลังคา



รูปที่ 4.4 แพลนโครงสร้างแสดงตำแหน่งผนังในอาคารที่มีกำแพงอิฐ



รูปที่ 4.5 รายละเอียดแบบหน้าตัดเสา C1 (ซ้าย) และคาน B1 (ขวา)

ตารางที่ 4.1 ค่าคุณสมบัติต่างๆของอาคารตัวอย่าง

Component	Properties	
RC columns	Cross-section (mm)	200x200
	Longitudinal reinforcement ratio	0.01379
	Transvers reinforcement volumetric ratio	0.00462
	Concrete compressive strength (MPa)	23.5
	Longitudinal reinforcement yield strength (MPa)	441
	Transvers reinforcement yield strength (MPa)	235
RC beam	Cross-section (mm)	200x400
	Longitudinal reinforcement ratio	0.00416
	Transvers reinforcement volumetric ratio	0.0038
	Concrete compressive strength (MPa)	23.5
	Reinforcement yield strength (MPa)	441
	Transvers reinforcement yield strength (MPa)	235
Infill wall building type II only	Type of masonry unit	AAC
	Wall aspect ratio (h/L)	0.65
	Wall thickness (mm)	75

## 4.2 การพิจารณาแรงสึนามิ และน้ำท่วม

การศึกษาและทบทวนงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของแรงกระทำเนื่องจากเหตุการณ์สึนามิ และแรงกระทำน้ำท่วม โดยในงานวิจัยที่ผ่านมาได้แสดงให้เห็นว่าความรุนแรงของแรงสึนามิ และแรงกระทำน้ำท่วม จะขึ้นอยู่กับระดับความสูงน้ำท่วมและความเร็วการไหลของน้ำที่กระทำต่อโครงสร้าง โดยที่แรงที่กระทำต่อโครงสร้างภายใต้เหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วมนั้นอาจจะประกอบไปด้วยแรงอุทกสถิตในแนวราบ (hydrostatic forces), แรงอุทกพลวัต (hydrodynamic forces), แรงลอยตัว (buoyant forces), แรงกระแทกจากกำแพงน้ำ (surge forces) และแรงที่กระแทกจากวัสดุที่ลอยมากับน้ำ (debris forces) โดยในส่วนของแรงสึนามิ Yeh (2007) และ FEMA-P646 (2008) ได้เสนอให้ใช้แรงอุทกพลวัตในการคำนวณแรงทางด้านข้างที่กระทำต่อโครงสร้างชายฝั่ง รวมไปถึง Lukkunaprasit et al. (2009) ที่มีการทดสอบโครงสร้างจำลองภายใต้แรงสึนามิ และพบว่าการคำนวณโดยวิธีที่เสนอโดย Yeh (2007) และ FEMA-P646 (2008) นั้นให้แรงกระทำสอดคล้องใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริง เช่นเดียวกับกรณีของแรงที่กระทำจากเหตุการณ์น้ำท่วม ตามการศึกษาของ Kelman and Spence (2004) ได้อธิบายถึงลักษณะแรงกระทำจากน้ำท่วมโดยระบุว่าแรงกระทำน้ำท่วมสามารถแบ่งเป็น แรงอุทกสถิต, แรงอุทกพลวัต, การกัดเซาะเนื่องจากการไหลของน้ำที่กระทำต่อดินบริเวณฐานราก, แรงยกตัว และแรงกระแทกจากเศษวัสดุที่ลอยมากับน้ำ โดยที่ FEMA-P-55 (2011) ได้เสนอให้ใช้แรงอุทกพลวัตในการคำนวณแรงที่กระทำต่ออาคารในกรณีที่น้ำไหลด้วยความเร็ว จึงสามารถสรุปได้ว่าแรงกระทำจากน้ำท่วมมีลักษณะคล้ายกับแรงจากสึนามิ แต่อย่างไรก็ตามจากการศึกษาในหัวข้อความเร็วการไหลของน้ำทั้งสองเหตุการณ์ พบว่าค่าช่วงความเร็วการไหลนั้นมีค่าแตกต่างกัน โดยที่ช่วงความเร็วการไหลของน้ำท่วม ที่เสนอโดย ASCE7 (2010) จะมีค่าอยู่ในช่วง  $\frac{h}{1 \text{ sec}}$  ถึง  $1.0\sqrt{gh}$  ซึ่งความเร็วการไหลของน้ำในเหตุการณ์สึนามิจะมีค่าอยู่ในช่วง  $0.7\sqrt{gh}$  ถึง  $2.0\sqrt{gh}$  ซึ่งเป็นช่วงความเร็วจากการศึกษาของ Matsutomi and Okamoto (2010) โดยที่ค่า  $h$  คือความสูงน้ำท่วม และ  $g$  คือค่าแรงเร่งโน้มถ่วง การศึกษาค่าความเร็วการไหลของเหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วมแสดงสรุปในตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 การศึกษาความเร็วการไหลของกระแสน้ำในเหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วม

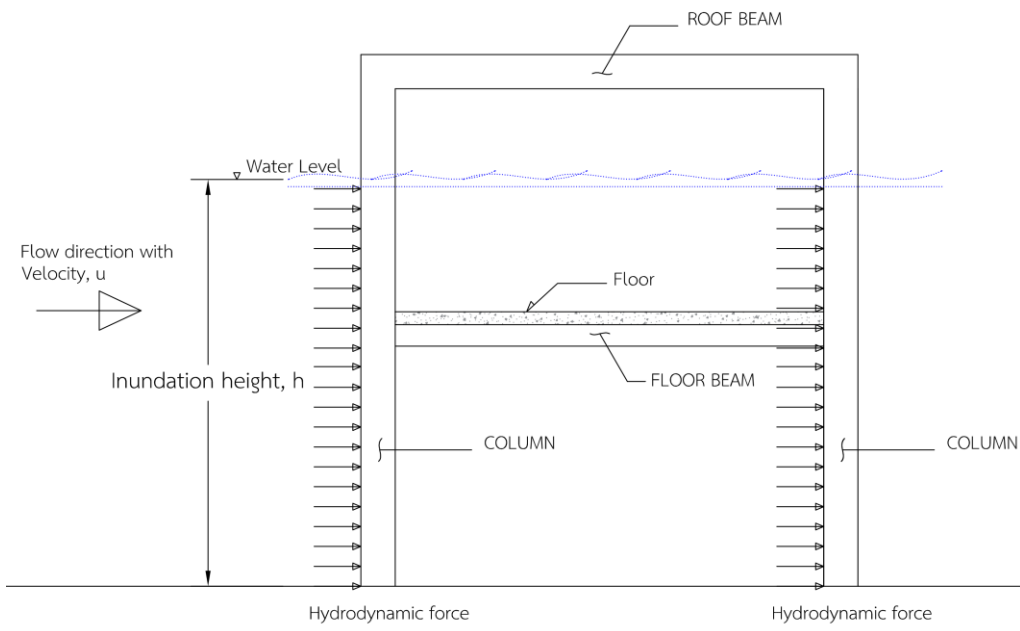
Even	Proposed	from	velocity
Tsunami	Asakura et al (2002)	Experimental	$0.1\sqrt{gh} - 1.6\sqrt{gh}$
	Fritz et al. (2006)	2004 Indonesia Tsunami	$0.61\sqrt{gh} - 1.04\sqrt{gh}$
	Matsutomi et al. (2006)	2004 India ocean Tsunami	$0.43\sqrt{gh} - 1.11\sqrt{gh}$
	Matsutomi and Okamoto (2010)	Past Tsunami Even	$0.7\sqrt{gh} - 2.0\sqrt{gh}$
	Fritz et al. (2010)	2011 Tohoku Tsunami	$1.0\sqrt{gh}$
	Lukkunaprasit et al. (2010)	2004 Thailand Tsunami	$1.20\sqrt{gh} - 1.36\sqrt{gh}$
	Foytong et al. (2012)	2011 Tohoku Tsunami	$1.0\sqrt{gh} - 1.5\sqrt{gh}$
Flood	ASCE7 (2010)		$h / \text{sec} - 1.0\sqrt{gh}$

ในงานวิจัยนี้พิจารณาแรงกระทำแบ่งเป็น 2 กรณีคือ 1) กรณีที่มีแรงกระทำด้านข้างเนื่องจากแรงอุทกพลวัต และ 2) กรณีที่มีแรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากแรงอุทกพลวัตและคิดผลของแรงลอยตัว โดยค่าความเร็วการไหลของกระแสน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์นั้นพิจารณาจากช่วงความเร็วการไหลที่เป็นไปได้ภายใต้เหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วม โดยสามารถคำนวณแรงกระทำอุทกพลวัตจากสมการที่ 4-1 และสามารถคำนวณแรงลอยตัวได้จากสมการที่ 4-2 โดยรูปที่ 4.6 และรูปที่ 4.7 แสดงนิยามตัวแปรที่ใช้ในการคำนวณแรงอุทกพลวัตและแรงลอยตัว

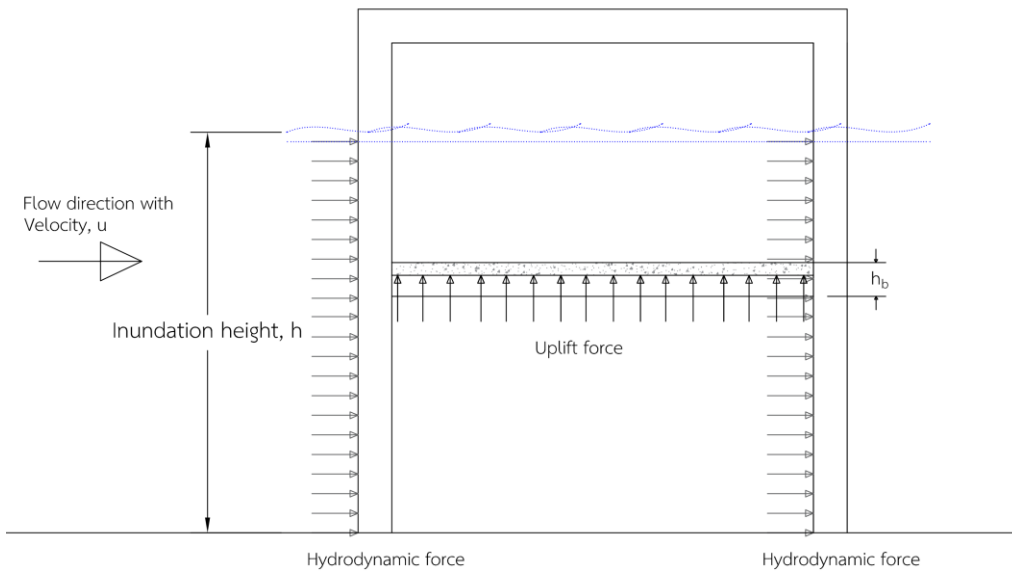
$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B h (u^2) \quad (4-1)$$

$$F_b = \rho_s g A_f h_b \quad (4-2)$$

โดยที่  $C_d$  คือ สัมประสิทธิ์แรงจุด (drag coefficient) มีค่าเท่ากับ 2.0 สำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยม,  $B$  คือ ความกว้างของอาคารส่วนที่รับแรง,  $h$  คือ ความสูงน้ำท่วม,  $u$  คือ ความเร็วการไหลของกระแสน้ำ,  $\rho_s$  คือ ความหนาแน่นของน้ำโคลน,  $g$  คือค่าความเร่งโน้มถ่วง,  $A_f$  คือพื้นที่หน้าตัดของพื้นที่ในส่วนที่จมน้ำ และ  $h_b$  คือความสูงของความสูงของพื้นที่จมน้ำ



รูปที่ 4.6 ลักษณะแรงกระทำอุทกพลวัต



รูปที่ 4.7 ลักษณะแรงกระทำอุทกพลวัตร่วมกับแรงลอยตัว



### 4.3 แบบจำลองโครงสร้างและการกำหนดแรงกระทำ

แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กความสูงสองชั้น ซึ่งแบ่งเป็นอาคารแบบใต้ถุนโล่ง และอาคารที่มีกำแพงอิฐในแนวขนานกับทิศทางการไหลของน้ำ ให้อาคารทั้งสองรับแรงกระทำอุทกพลวัต โดยใช้วิธีการผลักแบบสถิต (Static pushover analysis) ชนิดควบคุมแรงกระทำ (Force controlled) เพื่อวิเคราะห์หาผลการตอบสนองของอาคาร โดยจะในการศึกษาจะกำหนดความสูงน้ำท่วมให้มีค่าคงที่และเพิ่มความเร็วของการไหลของกระแสน้ำขึ้นไปจนกว่าโครงสร้างจะเกิดการวิบัติ ซึ่งลักษณะของแบบจำลอง และการกำหนดแรงกระทำ สามารถอธิบายแบ่งเป็นหัวข้อดังนี้

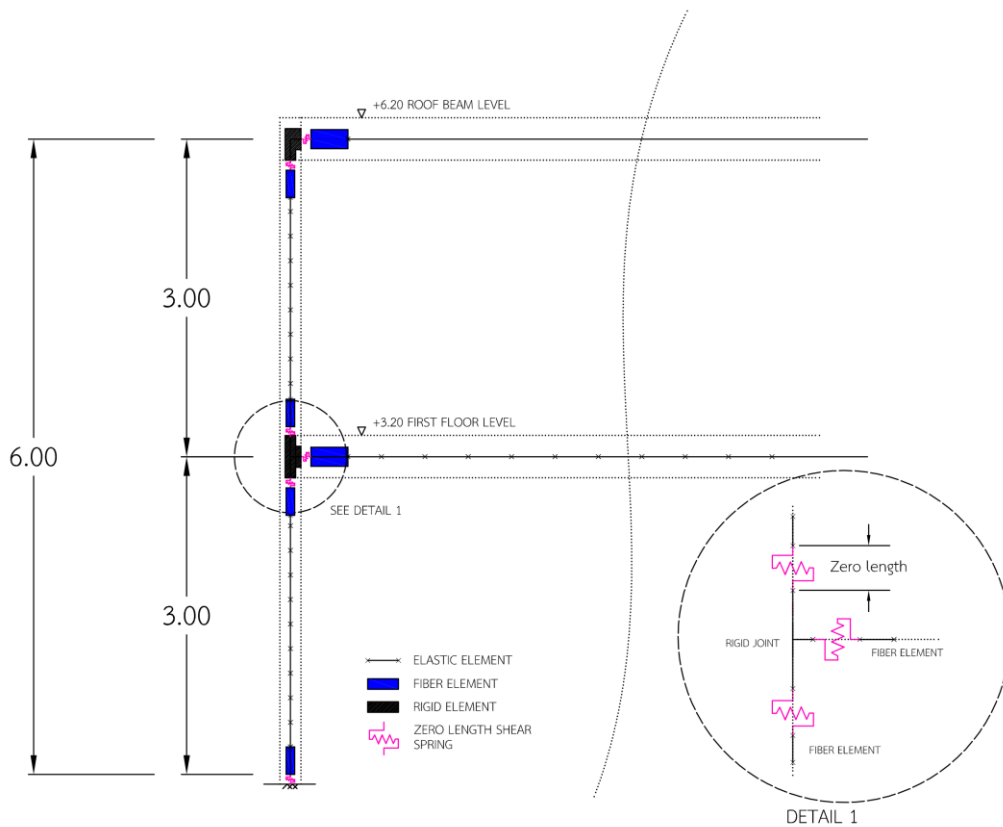
#### 4.3.1 แบบจำลองโครงสร้าง

แบบจำลองอาคารจะประกอบไปด้วยชิ้นส่วนแบบจำลองไฟเบอร์ในช่วงที่เกิด plastic hinge เพื่อจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของเสาและคาน เชื่อมต่อกับชิ้นส่วนหน้าตัดแบบอิลาสติก โดยที่จุดต่อระหว่างคานและเสานั้นได้เชื่อมกันแบบแข็งเกร็ง (Rigid joint) และมีสปริงรับแรงเฉือนที่ไม่มียาวบริเวณปลายเสาและคาน เพื่อจำลองการวิบัติแบบเฉือนในโครงสร้าง ดังแสดงในรูป 4.8 โดยระยะที่ทำให้เกิด plastic hinge ของเสานั้นมีค่าเท่ากับ 0.24 เมตร ส่วนคานมีค่าเท่ากับ 0.34 เมตร และ 0.36 เมตร สำหรับคานช่วงความยาว 4.5 เมตร และ 5.0 เมตร ตามลำดับ ซึ่งคำนวณจากสมการที่เสนอโดย Paulay and Priestley (1992) ดังแสดงในสมการที่ 4-3 โดยในชิ้นส่วนหน้าตัดไฟเบอร์ ดังแสดงในรูปที่ 4.9 และรูปที่ 4.10 นั้นประกอบไปด้วยวัสดุ 3 ส่วนคือ คอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด (Unconfined concrete) คอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยเหล็กปลอก (Confined concrete) และส่วนที่เป็นเหล็กเสริม ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุคอนกรีตนอกพื้นที่โอบรัด ใช้แบบจำลองที่เสนอโดย Kent and Park (1971) ส่วนคอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยเหล็กปลอกนั้นใช้แบบจำลองที่เสนอโดย Hoshikuma et al. (1997) ซึ่งทั้งสองแสดงอยู่ในรูปที่ 4.10 ในส่วนของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมนั้นได้ใช้แบบจำลองวัสดุของ Menegotto and Pinto (1973) ซึ่งได้รับความนิยมใช้ในหลายงานวิจัย และในส่วนของความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือนนั้นได้ใช้แบบจำลองที่เสนอโดย Sezen (2002) โดยมีรูปแบบความสัมพันธ์สามช่วงคือช่วงเริ่มต้น ช่วงหลังการแตกร้าว และกำลังช่วงกำลังเสื่อมถอยดังแสดงในรูปที่ 4.11 (ดูรายการคำนวณในภาคผนวก ข.1)

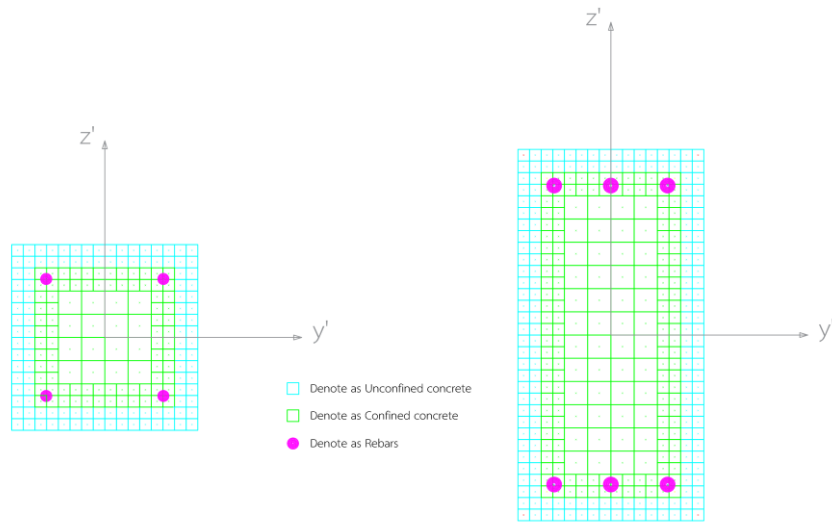
$$l_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \tag{4-3}$$

โดยที่

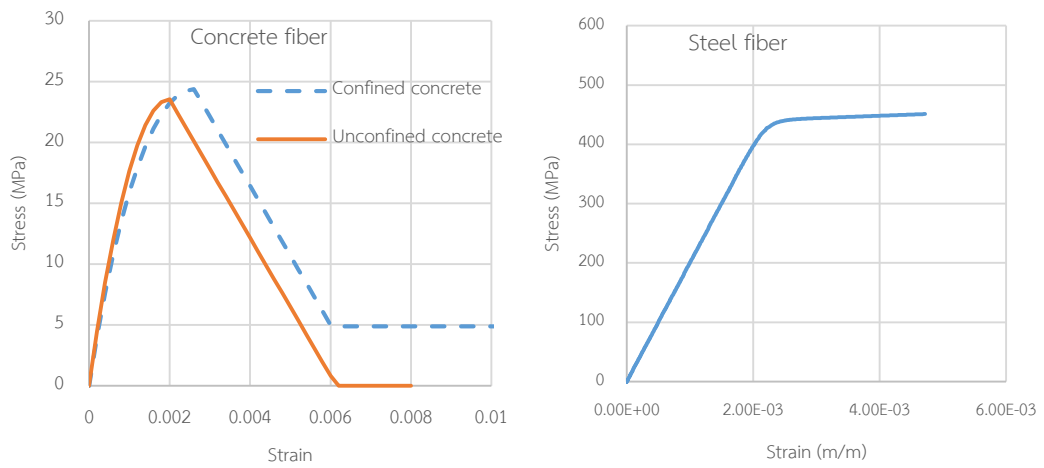
- $L$  คือ ความยาววิกฤต วัดจากจุดที่เกิดแรงกระทำจนถึงหน้าตัดวิกฤต
- $d_b$  คือ เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเหล็กเสริมตามยาว
- $f_y$  คือ กำลังครากของเหล็กเสริมตามยาวในหน่วย MPa



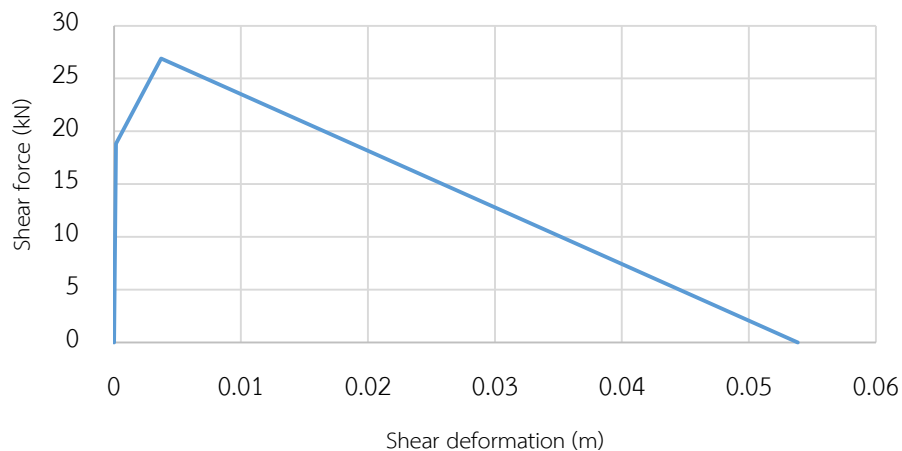
รูปที่ 4.8 ลักษณะชิ้นส่วนเสาและคานที่ใช้ในแบบจำลอง



รูปที่ 4.9 หน้าตัดไฟเบอร์สำหรับชิ้นส่วนเสา(ซ้าย)และคาน(ขวา)



รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดแบบจำลองหน้าตัดไฟเบอร์



รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของชิ้นส่วนสปริงรับแรงเฉือนของเสา B2 ในชั้นที่ 1

ในการวิเคราะห์จะใช้โปรแกรมวิเคราะห์แบบไฟไนต์เอลิเมนต์ไม่เชิงเส้น TDAPIII (ARK Information System, 2008) ในการวิเคราะห์หาพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงสั่นไหวและน้ำท่วม โดยที่ค่าแรงกดในภายในเสา, ความสามารถการรับแรงเฉือน และความสามารถรับโมเมนต์ แสดงไว้ในตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 ความสามารถรับแรงของหน้าตัดเสา

Column	Axial Load (kN)	Shear Capacity (kN)	Moment Capacity (kN-m)
Story1			
A1,A3,C1,C3	70.20	22.70	20.33
A2,C2	132.10	24.70	23.85
B1,B3	138.76	24.60	24.20
B2	225.84	26.90	27.04
Story2			
A1,A3,C1,C3	17.98	20.89	17.03
A2,C2	32.79	21.45	18.02
B1,B3	33.96	21.49	18.09
B2	59.70	22.39	19.71

#### 4.3.2 แบบจำลองโครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อ

จากการศึกษาทบทวนงานวิจัยในด้านการสำรวจความเสียหายของอาคารภายใต้แรงกระทำ สีนามิพบว่าอาคารที่พบว่ามี ความเสียหายน้อย มักจะเป็นอาคารที่มีคุณสมบัติที่ยอมให้น้ำไหลผ่านไป ได้ ดังนั้นจึงได้เลือกศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงสีนามิและน้ำท่วมของอาคารที่มีกำแพงอิฐชนิดอิฐมวล เบา เนื่องจากเป็นวัสดุที่ง่ายต่อการพังทลายเมื่อมีแรงกระทำนอกระนาบ โดยที่ได้เลือกใช้แบบจำลอง ค้ำยันรับแรงเฉือนในแนวทแยงเพื่อจำลองพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ โดยสมมติว่ากำแพงอิฐมี คุณสมบัติของวัสดุตามที่ทดสอบในบทที่ 3 เนื่องจากอิฐมวลเบาเป็นวัสดุที่มีความสามารถในการรับ แรงอัดต่ำ รวมถึงใช้ปูนก่อที่ใช้เป็นปูนก่อชนิดพิเศษ (thin bed mortar) มีกำลังสูงกว่าปูนก่อปกติ ซึ่ง ในงานของ Zovkic et al. (2013) พบว่ากำลังของปูนก่อชนิดพิเศษนี้มีส่วนทำให้เกิดการวิบัติจากการ เลื่อนเฉือนได้ยากขึ้น ซึ่งรูปแบบการวิบัติที่พบจะเป็นการวิบัติเนื่องจากการอัดแตกภายในวัสดุก่อ รวมถึงพบรอยแตกร้าวในแนวทแยงทั่วทั้งแผ่นกำแพง ซึ่งรวมถึงในขั้นตอนการทดสอบ W2 ซึ่งได้ อธิบายไปในบทที่ 3 นั้น พบว่ารูปแบบของกำแพงอิฐมวลเบาจะเกิดการวิบัติแบบแตกอัดที่มุมของ กำแพง ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงสมมติให้พฤติกรรมการวิบัติของกำแพงชนิดอิฐก่อมวลเบามีรูปแบบการ วิบัติแบบแตกอัดที่มุม สามารถคำนวณค่าความสามารถรับแรงเฉือนสูงสุดได้จากสมการที่ 4-4

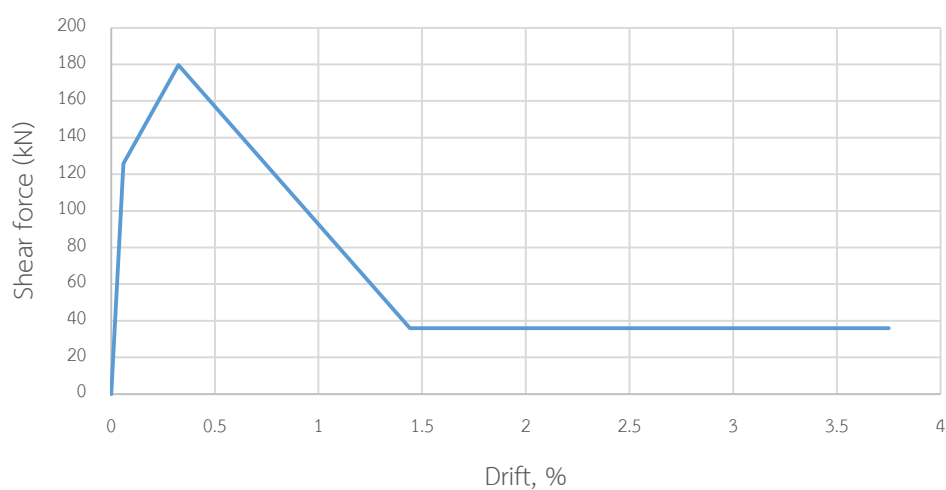
$$V_c = wt_w f'_m \cos \theta \quad (4-4)$$

โดยที่  $w$  คือ ความกว้างเทียบเท่าของค้ำยันในแนวทแยง,  $t_w$  คือความหนาของกำแพง,  $f'_m$  คือค่ากำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อ และ  $\theta$  คือมุมองศาระหว่างความสูงต่อความยาวของกำแพง

สำหรับความกว้างของค้ำยันในแนวทแยงนั้นได้ใช้ตามที่เสนอโดย Liauw and Kwan (1984) ซึ่งเป็นสมการคำนวณความกว้างที่สามารถนำไปคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด และค่าสติฟเนส เริ่มต้นได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ โดยในส่วนรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ ของค้ำยันรับแรงเฉือนในแนวทแยงนั้นได้ยึดตามรูปแบบความสัมพันธ์ที่ใช้ในการศึกษาในบทที่ 3 ซึ่งเป็นรูปแบบความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Panagiotakos and Fardis (1996) โดยที่ระยะการเคลื่อนที่ ในขณะที่เกิดแรงเฉือนสูงสุดได้คำนวณตามที่เสนอในมาตรฐาน ASCE41 (2013) สำหรับคุณสมบัติ ต่าง ๆ ของกำแพงอิฐแสดงไว้ในตารางที่ 4.4 และในรูปที่ 4.12 ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของค้ำยันรับแรงเฉือนในแนวทแยงที่ใช้ในแบบจำลอง

ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติของค้ำยันรับแรงเฉือนในแนวทแยง

Properties	AAC masonry Infill
$\theta^\circ$	33.1
$E_w$ (MPa)	1560
$G_w$ (MPa)	624
w (cm)	111.6
$V_y$ (kN)	125.8
$V_c$ (kN)	179.7
$V_{res}$ (kN)	35.9
$K_{int}$ (kN/mm)	67.1
$K_{cr}$ (kN/mm)	5.3
$K_{sof}$ (kN/mm)	-4.0
$\Delta_y$ (mm)	1.9
$\Delta_m$ (mm)	10.4
$\Delta_{res}$ (mm)	47.8

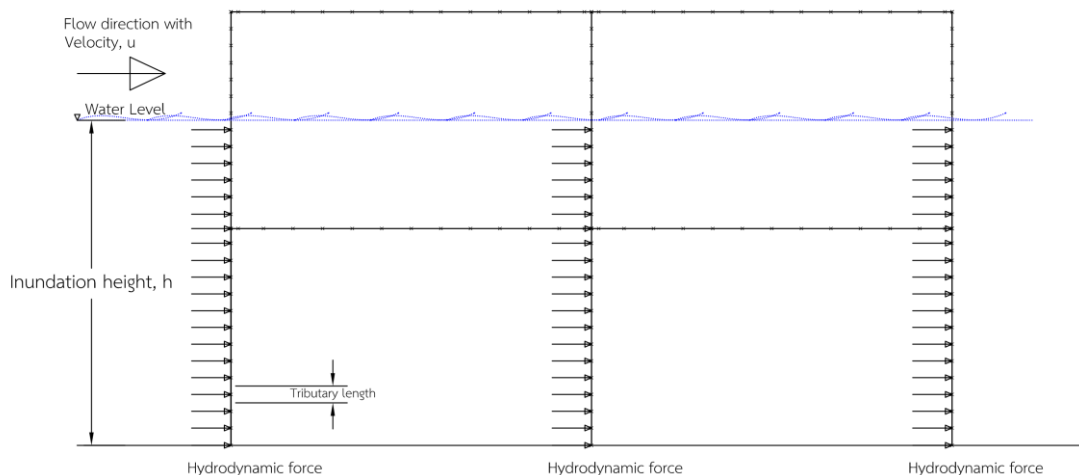


รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของค้ำยันที่ใช้ในการวิเคราะห์อาคาร

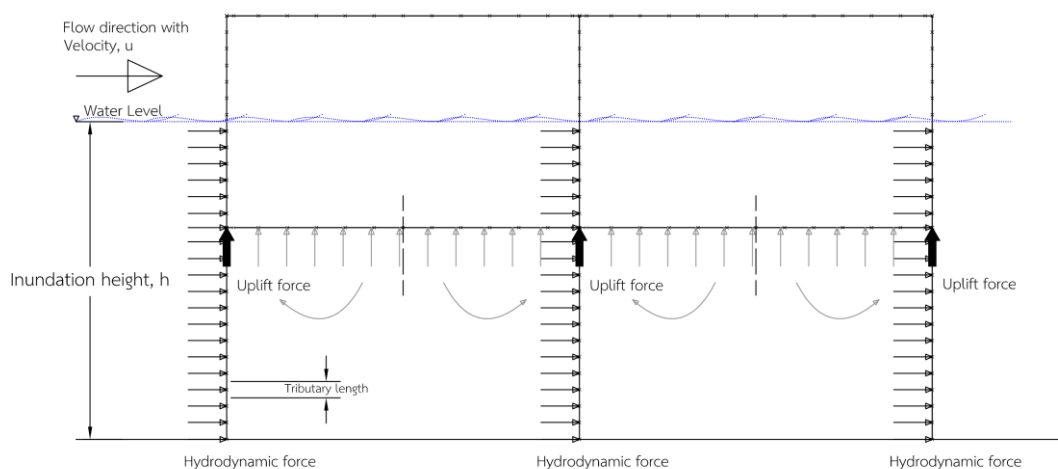
### 4.3.3 รูปแบบแรงกระทำ

รูปแบบของแรงกระทำแบ่งออกเป็น 2 รูปแบบได้แก่ กรณีพิจารณาเฉพาะแรงอุทกพลวัตที่มีลักษณะการกระจายแรงสม่ำเสมอตลอดความสูงน้ำท่วม และกรณีที่พิจารณาแรงอุทกพลวัตร่วมกับแรงลอยตัวแบบสถิต โดยรูปแบบแรงกระทำทั้งสองแสดงในรูปที่ 4.13 และรูปที่ 4.14

ในการจำลองแรงอุทกพลวัตที่กระทำต่ออาคารนั้น เนื่องจากแรงอุทกพลวัตมีลักษณะการกระจายแรงสม่ำเสมอตลอดความสูงน้ำท่วม การกระจายแรงจึงเป็นการกระจายเข้าต่อละโหลดของเสาซึ่งแบ่งตามพื้นที่รับแรง (Tributary area) โดยจำลองความสูงน้ำท่วมให้มีค่าคงที่ และเพิ่มความเร็วการไหลของน้ำขึ้นไปจนกว่าโครงสร้างจะเกิดการวิบัติ โดยที่ความสูงน้ำท่วมที่ทำการศึกษามีค่าเท่ากับ 1.0 เมตร, 1.4 เมตร, 2.0 เมตร, 2.8 เมตร, 3.2 เมตร, 4.0 เมตร, 4.8 เมตร และ 6.2 เมตร ซึ่งในการพิจารณาแรงลอยตัวแบบสถิตนั้นจะกระจายลงสู่เสาแต่ละต้นตามพื้นที่รับแรงในแนวตั้ง



รูปที่ 4.13 กรณีพิจารณาเฉพาะแรงอุทกพลวัต



รูปที่ 4.14 กรณีพิจารณาแรงอุทกพลวัตกระทำร่วมกับแรงลอยตัวสถิตในแนวตั้ง

#### 4.4 การวิเคราะห์โหมดการพังทลาย และการวิบัติของโครงสร้าง

การวิบัติของอาคารที่ใช้ศึกษาสามารถนิยามโดยว่า เมื่อชิ้นส่วนใดชิ้นส่วนหนึ่งของโครงสร้างเกิดการวิบัติ จะถือว่าอาคารนั้นเกิดการวิบัติ โดยรูปแบบการวิบัติที่พิจารณาได้แก่ การวิบัติด้วยแรงเฉือน และการวิบัติด้วยแรงดัด ในชิ้นส่วนคานหรือเสา ซึ่งการวิบัติด้วยแรงเฉือนนั้นจะเกิดขึ้นต่อเมื่อแรงเฉือนในชิ้นส่วนคานหรือเสา หรือในกรณีที่มีกำแพง มีค่าเกินกว่าความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดนั้น ๆ ส่วนการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดนั้นจะเกิดขึ้นต่อเมื่อความเค้นที่เกิดขึ้นภายในส่วนของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมมีค่ามากจนทำให้คอนกรีตเกิดการอัดแตก (Crushing failure) ซึ่งความเครียดที่ทำให้คอนกรีตเกิดการอัดแตกมีค่าเท่ากับ 0.002



## บทที่ 5

### การวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง

บทนี้จะกล่าวถึงผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง โดยการให้แรงจะเป็นในลักษณะเพิ่มความเร็วการไหลขึ้นไปเรื่อย ๆ จนกว่าโครงสร้างจะเกิดการวิบัติ ซึ่งงานวิจัยนี้ได้แบ่งลักษณะแรงกระทำออกเป็นสองกรณีคือคิดเฉพาะแรงกระทำแนวราบเนื่องจากแรงสึนามิและน้ำท่วม และกรณีที่สองคือคิดแรงกระทำในแนวราบเนื่องจากแรงสึนามิและน้ำท่วมกระทำร่วมกับแรงลอยตัว ซึ่งผลการวิเคราะห์ได้แบ่งออกเป็นหัวข้อย่อยดังนี้

#### 5.1 กรณีแรงกระทำแนวราบเนื่องจากแรงสึนามิและน้ำท่วม

ในการให้แรงกระทำในแนวราบนั้นแรงกระทำจะมีลักษณะเป็นแรงกระจายคงที่ตลอดความสูงน้ำท่วมที่พิจารณา ซึ่งการกระจายแรงเข้าสู่แบบจำลองจะกระจายตามพื้นที่รับผิวดมของชั้นส่วนนั้นๆ โดยตารางที่ 5.1 แสดงค่าความสามารถรับแรงกระทำสูงสุด, ระยะการเคลื่อนที่สูงสุด และพฤติกรรมการวิบัติของอาคารตัวอย่างในกรณีความสูงน้ำท่วมต่างกัน

ตารางที่ 5.1 สรุปผลการวิเคราะห์สำหรับกรณีคิดเฉพาะแรงกระทำในแนวราบ

Inundation (m)	Max. Force (kN)	Max. Displacement (roof displacement)		1) Failure Mode
		mm	Location	
1.00	209.8	6.5	A1, A3, B1, B3, C1 and C3	Shear Failure in A1,A3,C1,C3
1.40	211.6	9.7	A1, A3, B1, B3, C1 and C3	Shear Failure in A1,A3,C1,C3
2.00	212.3	14.0	A1, A3, B1, B3, C1 and C3	Shear Failure in A1,A3,C1,C3
2.80	207.0	18.5	A1, A3, B1, B3, C1 and C3	Shear Failure in C1 and C3
3.20	188.2	28.6	A2, B2, C2	Flexural failure in B2
4.00	182.6	29.4	A2, B2, C2	Flexural failure in B2
4.80	178.6	30.8	A2, B2, C2	Flexural failure in B2
6.20	158.9	47.6	C2	Flexural failure in B2

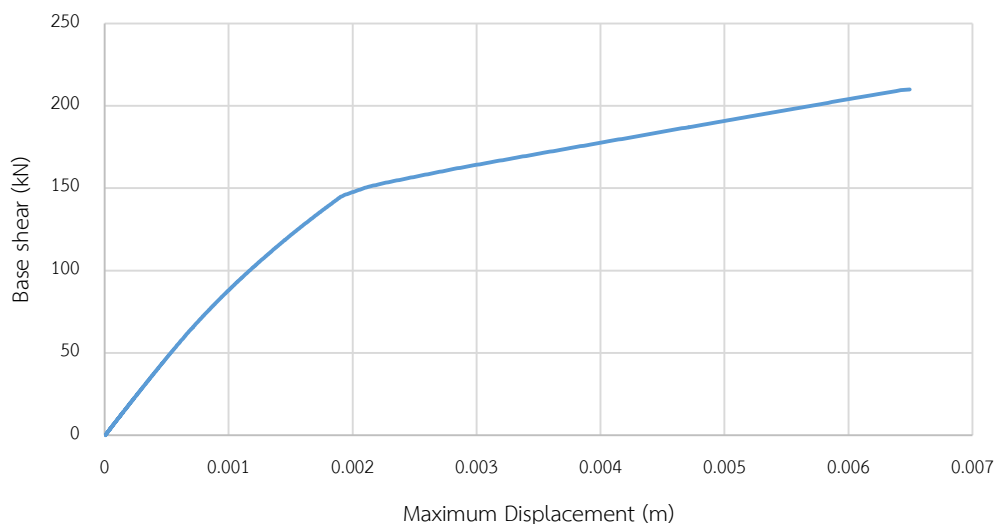
1) การวิบัติเกิดขึ้นบริเวณเสาชั้น 1 เท่านั้น

### 5.1.1 กรณีความสูงน้ำท่วม 1.00 เมตร

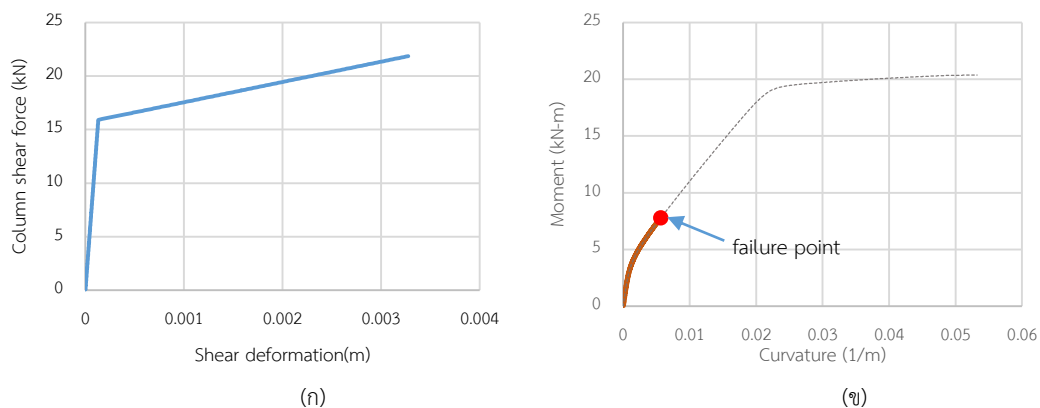
ในกรณีที่อาคารรับแรงกระทำน้ำท่วม และสึนามิ ที่มีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 1.00 เมตรนั้น ในรูปที่ 5.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุด พบว่าอาคารมีความสามารถรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 209.8 kN ภายใต้การเคลื่อนที่สูงสุดที่เท่ากับ 6.5 มิลลิเมตร และพบการวิบัติเป็นการวิบัติแบบเฉือนที่เสาชั้น 1 บริเวณคอนเส้า A1/1, A3/1, C1/1 และ C3/1 ซึ่งเป็นเสาต้นมุมทั้ง 4 มุมของอาคารที่มีความสามารถในการรับแรงเฉือนน้อยสุดเมื่อเทียบกับเสาต้นอื่น โดยค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาแต่ละต้นแสดงสรุปไว้ในตารางที่ 5.2 และกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ และกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสา C1/1 แสดงไว้รูปที่ 5.2

ตารางที่ 5.2 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 1.0 เมตร

Story\Column	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	C3
1.0	22.7	23.3	22.7	23.9	24.5	23.9	22.7	23.5	22.7
2.0	-0.3	-0.1	-0.3	-0.1	0.2	-0.1	0.2	0.4	0.2



รูปที่ 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุด กรณีความสูงน้ำท่วม 1.0 เมตร



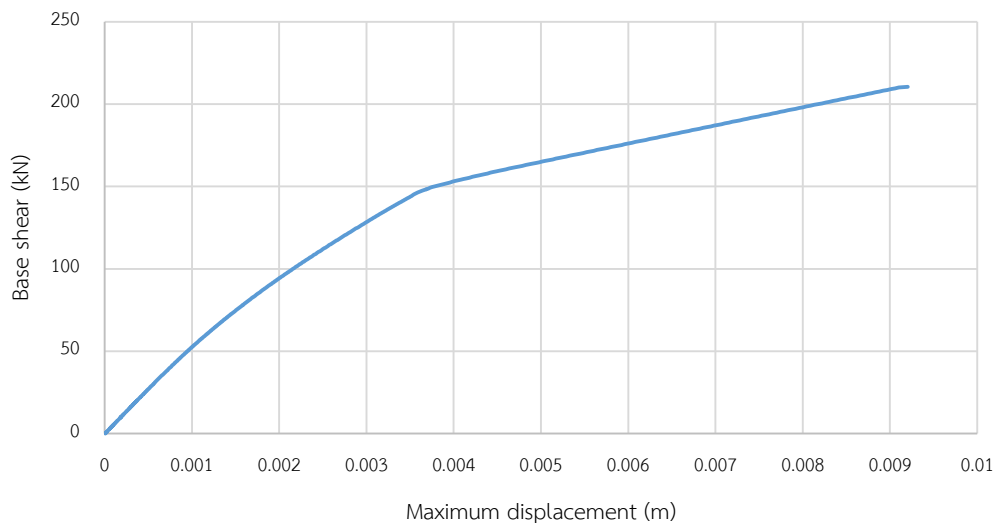
รูปที่ 5.2 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือนของเสา C1/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 1.0 เมตร  
(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของเสา C1/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 1.0 เมตร

### 5.1.2 กรณีความสูงน้ำท่วม 1.40 เมตร

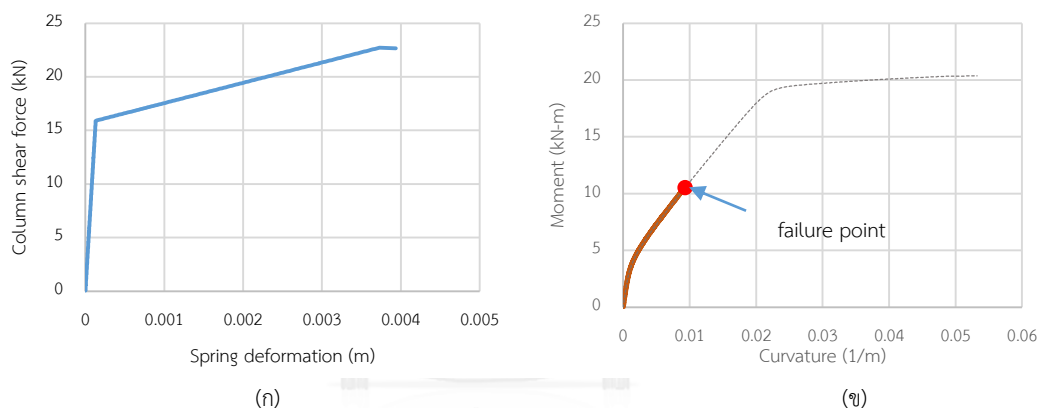
ในกรณีที่อาคารรับแรงกระทำน้ำท่วม และสึนามิ ที่มีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 1.40 เมตรนั้น พบว่าอาคารมีความสามารถรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 210.6 kN ภายใต้การเคลื่อนที่สูงสุดที่เท่ากับ 9.2 มิลลิเมตร โดยในรูปที่ 5.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุด และพบรูปแบบการวิบัติเป็นการวิบัติแบบเฉือนที่เสาชั้น 1 บริเวณโคนเสา A1/1, A3/1, C1/1 และ C3/1 โดยค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาแสดงสรุปไว้ในตารางที่ 5.3 และกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ และกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง ของเสา C1/1 แสดงไว้รูปที่ 5.4

ตารางที่ 5.3 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 1.4 เมตร

Story\Column	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	C3
1	22.7	23.4	22.7	24.1	24.9	24.1	22.7	23.5	22.7
2	-0.4	-0.2	-0.4	0.0	0.3	0.0	0.1	0.4	0.1



รูปที่ 5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุด สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 1.4 เมตร



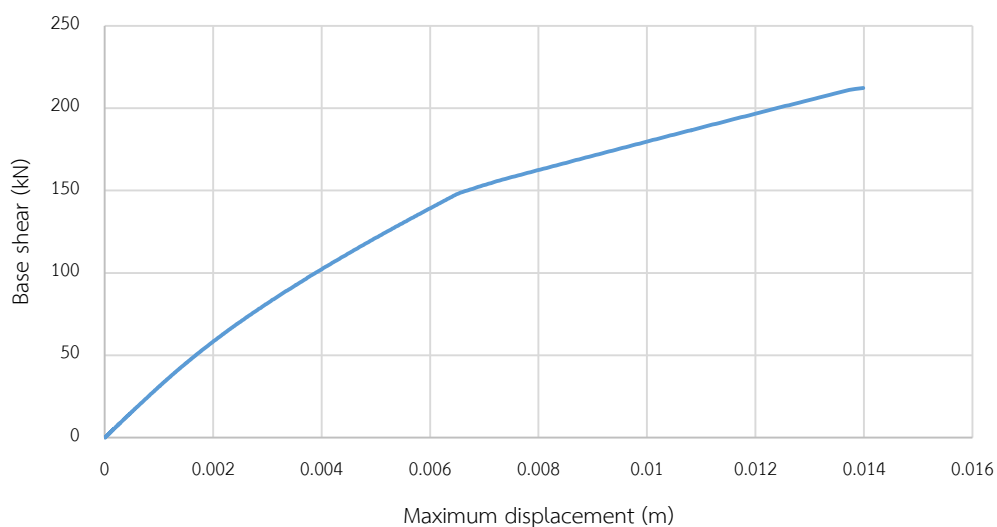
รูปที่ 5.4 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือนของเสา C1/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 1.4 เมตร  
(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของเสา C1/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 1.4 เมตร

### 5.1.3 กรณีความสูงน้ำท่วม 2.00 เมตร

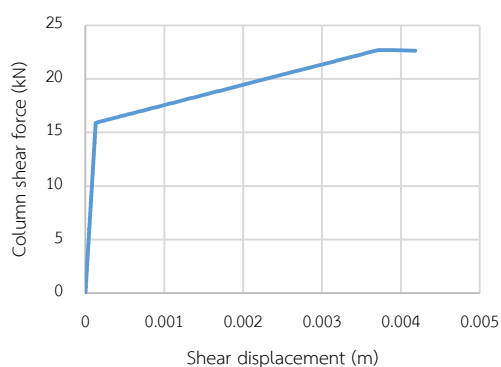
รูปที่ 5.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารในกรณีที่อาคารรับแรงกระทำน้ำท่วม และสึนามิ ที่มีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 2.0 เมตร พบว่าอาคารมีความสามารถรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 212.5 kN ที่ระยะการเคลื่อนที่สูงสุดเท่า 14.0 มิลลิเมตร ในบริเวณเสาต้นนอก (A1, A3, B1, B3, C1 และ C3) โดยที่พบรูปแบบการวิบัติเป็นการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนบริเวณโคนเสา A1/1, A3/1, C1/1 และ C3/1 ซึ่งค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาแต่ละต้นแสดงไว้ในตารางที่ 5.4 สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของเสาต้น C1/1 รวมถึงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง (Curvature) แสดงไว้ในรูปที่ 5.6

ตารางที่ 5.4 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 2.0 เมตร

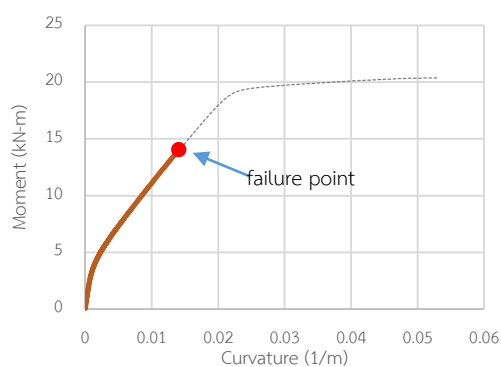
Story\Column	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	C3
1	22.7	23.5	22.7	24.4	25.5	24.4	22.7	23.7	22.7
2	-0.5	-0.3	-0.5	0.1	0.6	0.1	0.0	0.3	0.0



รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุด สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 2.0 เมตร



(ก)



(ข)

รูปที่ 5.6 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือนของเสา C1/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 2.0 เมตร

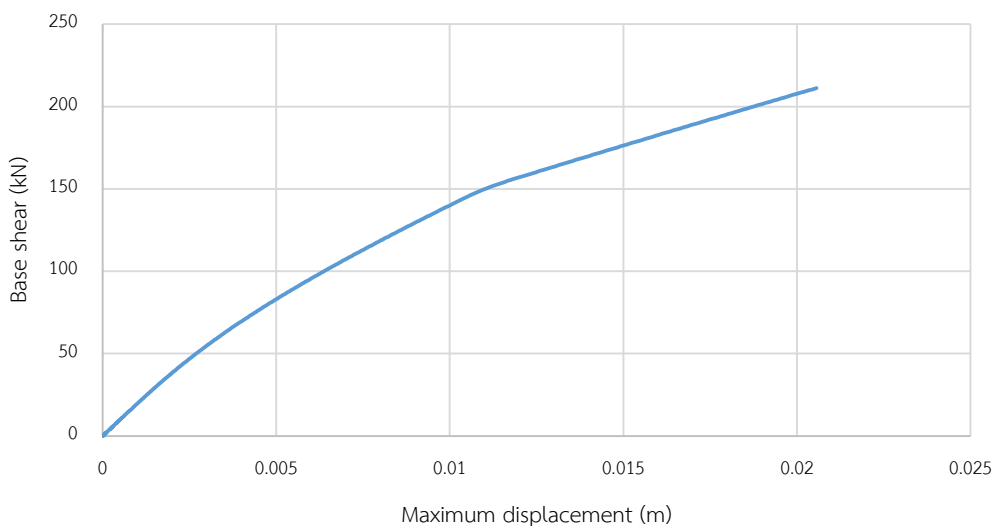
(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของเสา C1/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 2.0 เมตร

#### 5.1.4 กรณีความสูงน้ำท่วม 2.80 เมตร

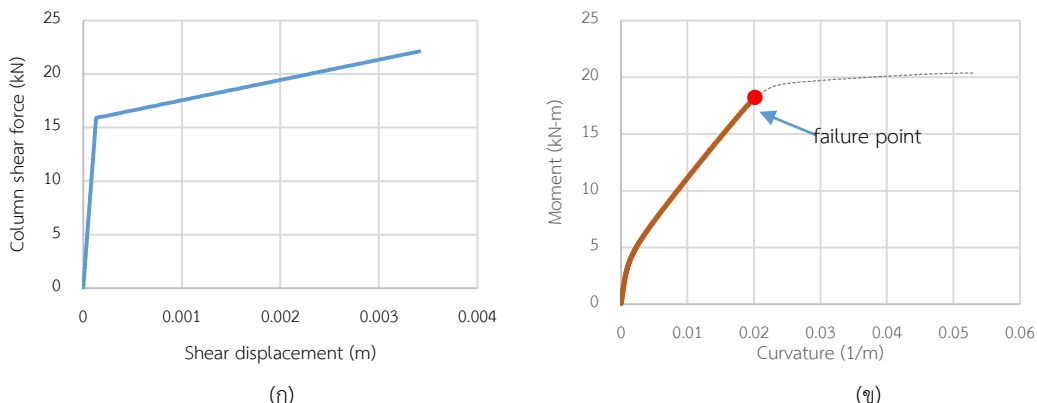
รูปที่ 5.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารและระยะการเคลื่อนที่สูงสุดในกรณีที่อาคารรับแรงกระทำน้ำท่วม และสึนามิ ที่มีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 2.8 เมตรนั้น พบว่าอาคารมีความสามารถรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 211.2 kN ที่ระยะการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 20.6 มิลลิเมตร ที่ชั้นสองบริเวณหัวเสาต้นขอบของอาคาร (A1,A3,B1,B3,C1 และ C3) โดยที่พบรูปแบบการวิบัติเป็นการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนบริเวณโคนเสา C1/1 และ C3/1 ซึ่งค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาแต่ละต้นแสดงไว้ในตารางที่ 5.5 สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่และความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง (Curvature) ของเสา C1/1 แสดงไว้ในรูปที่ 5.8

ตารางที่ 5.5 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 2.8 เมตร

Story\Column	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	C3
1	22.3	23.3	22.3	24.4	25.8	24.4	22.6	23.6	22.6
2	-0.6	-0.4	-0.6	0.5	1.0	0.5	-0.2	0.2	-0.2



รูปที่ 5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุด สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 2.8 เมตร



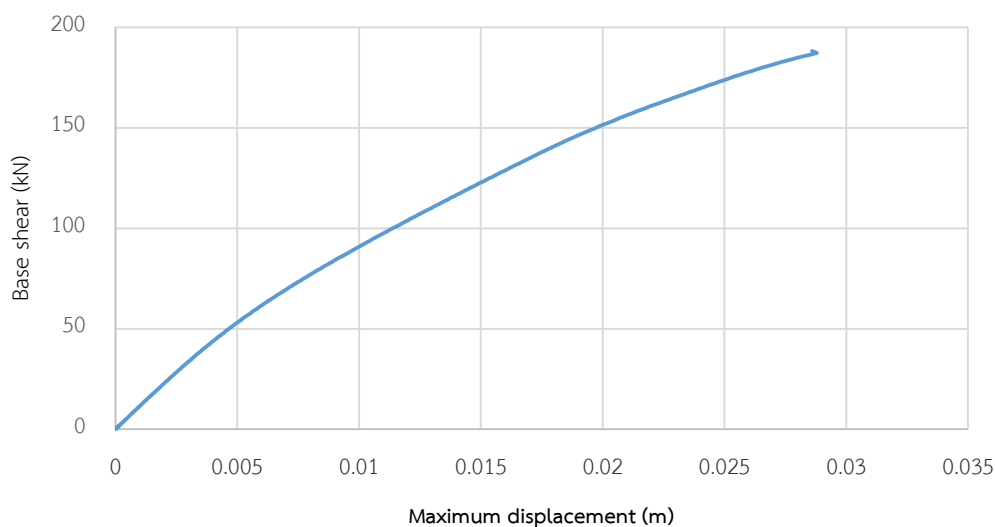
รูปที่ 5.8 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือนของเสา C1/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 2.8 เมตร  
(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของเสา C1/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 2.8 เมตร

### 5.1.5 กรณีความสูงน้ำท่วม 3.20 เมตร

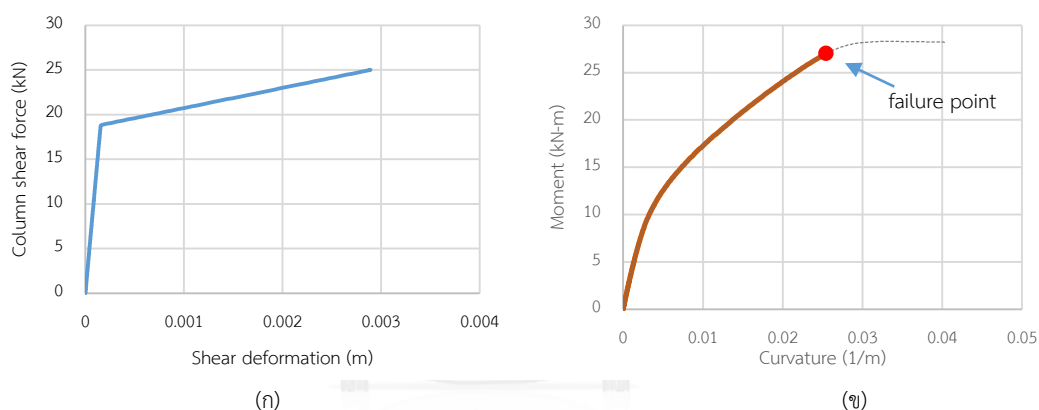
ในกรณีที่แรงกระทำเป็นแรงกระทำที่มีระดับในการไหลของน้ำเท่ากับ 3.2 เมตรนั้น ซึ่งเป็นความสูงที่มีค่าเท่ากับความสูงชั้นหนึ่งของอาคารตัวอย่าง ในกรณีนี้จะเกิดแรงกระทำเนื่องจากการประทะของของน้ำบริเวณคาน B1 grid line A ซึ่งวางตัวด้านทิศทางการไหลของน้ำ พบว่าอาคารมีความสามารถรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 187.2 kN ที่ระยะการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 28.8 มิลลิเมตร บริเวณปลายเสาชั้นสองได้แก่ A2/2, B2/2 และ C2/2 ซึ่งเสาทั้ง 3 มีระยะการเคลื่อนที่เท่ากัน โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและการเคลื่อนที่สูงสุดแสดงในรูปที่ 5.9 และพบว่ามีการวิบัติที่เปลี่ยนจากการวิบัติแบบเฉือนมาเป็นการวิบัติที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดัดบริเวณโคนเสา B2/1 ซึ่งโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ 27.1 kN-m สำหรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาแต่ละต้นนั้นแสดงไว้ในตารางที่ 5.6 โดยที่ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง และความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของชิ้นส่วนสปริงรับแรงเฉือนของเสา B2 แสดงในรูปที่ 5.10

ตารางที่ 5.6 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 3.20 เมตร

Story\Column	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	C3
1	18.5	21.6	18.5	21.6	25.0	21.6	19.1	22.1	19.1
2	-0.3	-2.0	-0.3	1.9	0.1	1.9	0.1	-1.4	0.1



รูปที่ 5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุด สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 3.2 เมตร



รูปที่ 5.10 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือนของเสา B2/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 3.2 เมตร  
(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของเสา B2/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 3.2 เมตร

### 5.1.6 กรณีความสูงน้ำท่วม 4.00 เมตร

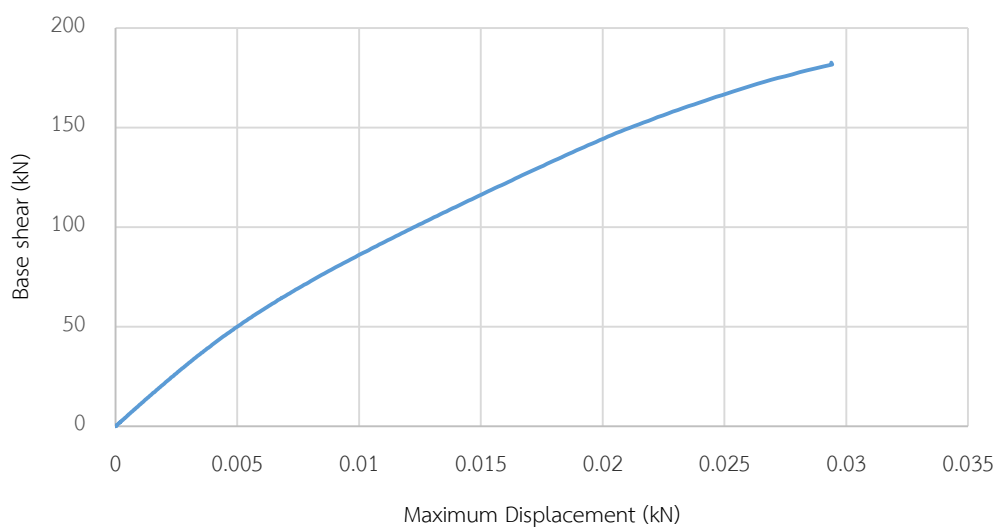
ในกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 4.00 เมตรนั้น ระดับน้ำดังกล่าวได้สูงเกินระดับความสูงของชั้นหนึ่ง ทำให้เกิดแรงกระทำบริเวณเสาชั้นสองของอาคารด้วย ซึ่งพบว่าอาคารมีความสามารถต้านทานแรงด้านข้างเท่ากับ 181.6 kN และมีระยะการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 29.4 mm โดยที่ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารแสดงไว้ในรูปที่ 5.11 บริเวณเสาหัวเสาต้นกลาง A2/2, B2/2 และ C2/2 มีรูปแบบการวิบัติแบบการดัดที่โคนเสาต้นที่ B2/1 โดยที่แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาแต่ละต้นแสดงไว้ในตารางที่ 5.7 โดยกราฟความสัมพันธ์ของแรงและการ



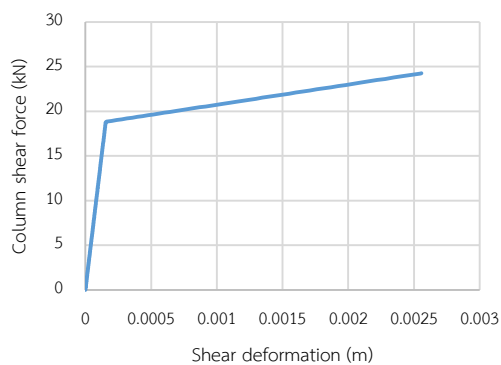
เคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือน และกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งแสดงไว้ในรูปที่ 5.12

ตารางที่ 5.7 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 4.0 เมตร

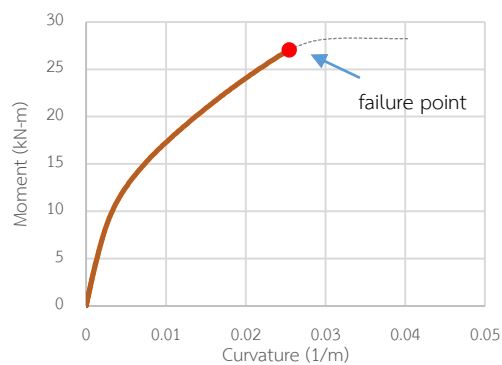
Story\Column	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	C3
1	17.9	20.7	17.9	21.2	24.2	21.2	18.6	21.3	18.6
2	1.8	0.4	1.8	4.1	2.9	4.1	2.1	0.9	2.1



รูปที่ 5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุด สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 4.0 เมตร



(ก)



(ข)

รูปที่ 5.12 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือนของเสา B2/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 4.0 เมตร

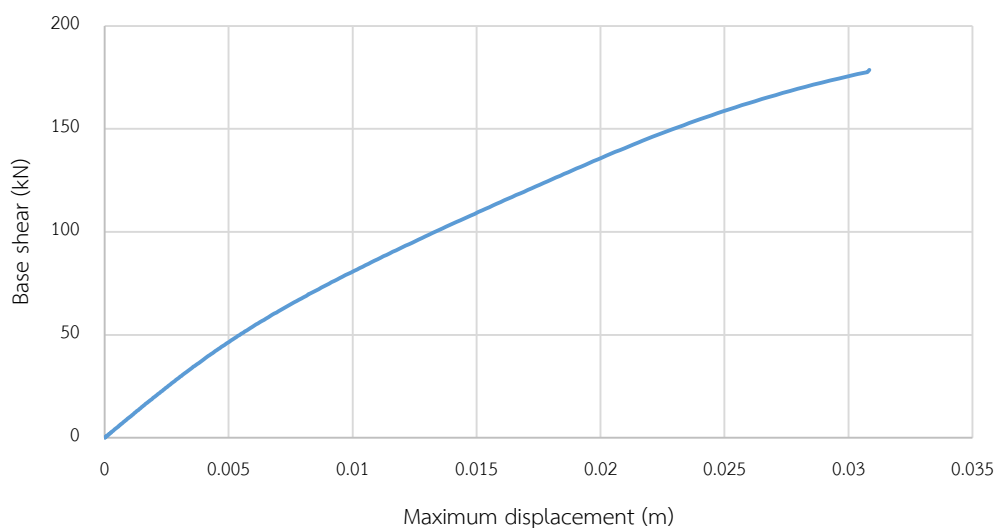
(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของเสา B2/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 4.0 เมตร

### 5.1.7 กรณีความสูงน้ำท่วม 4.80 เมตร

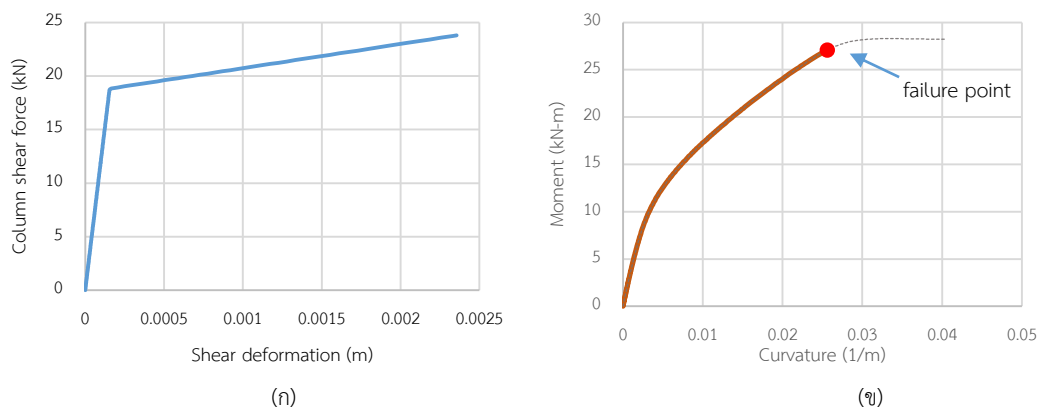
ในกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 4.80 เมตรนั้น พบว่าอาคารมีความสามารถด้านทานแรงด้านข้างเท่ากับ 177.6 kN และมีระยะการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 30.8 มิลลิเมตร บริเวณเสาหัวเสาต้นกลาง A2/2, B2/2 และ C2/2 โดยที่ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับระยะการเคลื่อนที่สูงสุดแสดงไว้ในรูปที่ 5.13 และพบว่าโครงสร้างมีการวิบัติแบบการตัดที่โคนเสาต้นที่ B2/1 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาแต่ละต้นแสดงไว้ในตารางที่ 5.8 สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง และความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือน และการระยะการเคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือนแสดงไว้ในรูปที่ 5.14

ตารางที่ 5.8 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 4.8 เมตร

Story\Column	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	C3
1.0	17.4	20.1	17.4	20.9	23.7	20.9	18.2	20.8	18.2
2.0	3.6	2.3	3.6	6.1	5.6	6.1	4.0	2.9	4.0



รูปที่ 5.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุด สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 4.8 เมตร

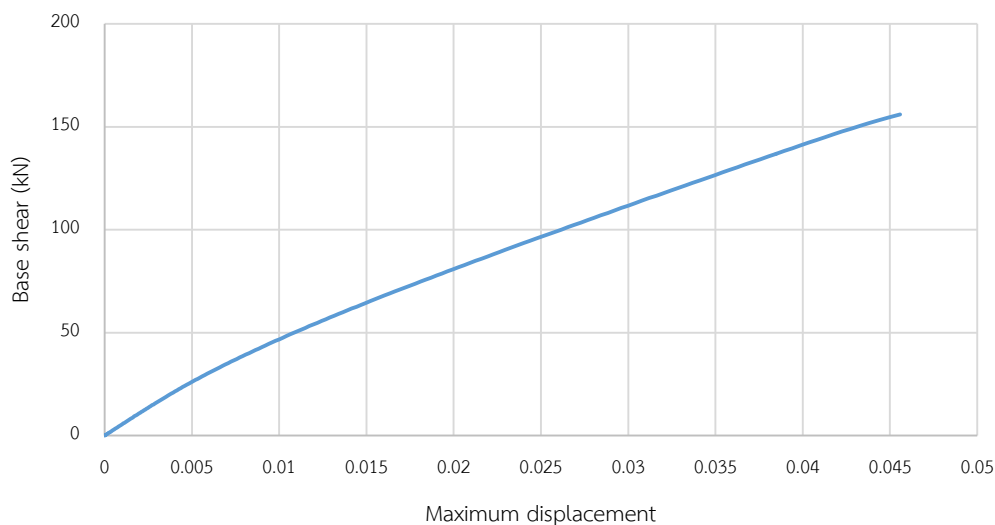


รูปที่ 5.14 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือนของเสา B2/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 4.8 เมตร  
(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของเสา B2/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 4.8 เมตร

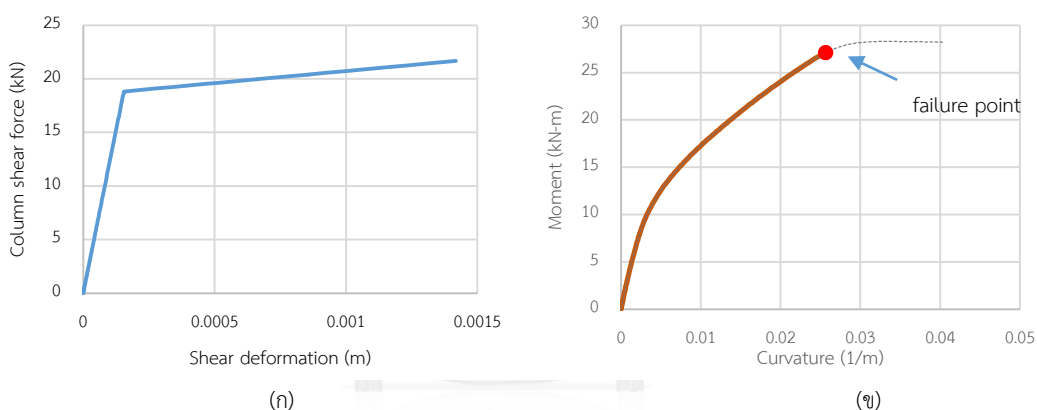
### 5.1.8 กรณีความสูงน้ำท่วม 6.20 เมตร

ในกรณีที่ระดับน้ำท่วมมีความสูงเท่ากับ 6.2 เมตร ซึ่งเป็นความสูงเท่ากับความสูงอาคาร ในกรณีนี้จะเกิดแรงกระทำทางด้านตลอดความยาวเสาทั้งสองชั้น รวมถึงเกิดแรงกระทำทางด้านข้างต่อคาน B1 grid line 1 และ บริเวณคาน B2 grid line 1, 2 และ 3 โดยที่พบว่าอาคารนั้นมีความสามารถในการรับแรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 158.9 kN โดยเกิดระยะการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 47.6 มิลลิเมตร บริเวณหัวเสา C2/2 ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่สูงสุดแสดงไว้ในรูปที่ 5.15 โดยที่พบการวิบัติแบบเนื่องจากโมเมนต์ดัดบริเวณโคนเสา B2/1 ซึ่งในส่วนของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาแสดงไว้ในตารางที่ 5.9 และสำหรับความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง และความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือน และการระยะการเคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือนแสดงไว้ในรูปที่ 5.16 ตารางที่ 5.9 แรงเฉือนสูงสุดในเสาของอาคารสำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 6.2 เมตร

Story\Column	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	C3
1	14.8	17.4	14.8	19.3	22.1	19.3	16.2	18.8	16.2
2	8.8	10.9	8.8	13.2	15.9	13.2	9.2	11.4	9.2



รูปที่ 5.15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่สูงสุด สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 6.2 เมตร

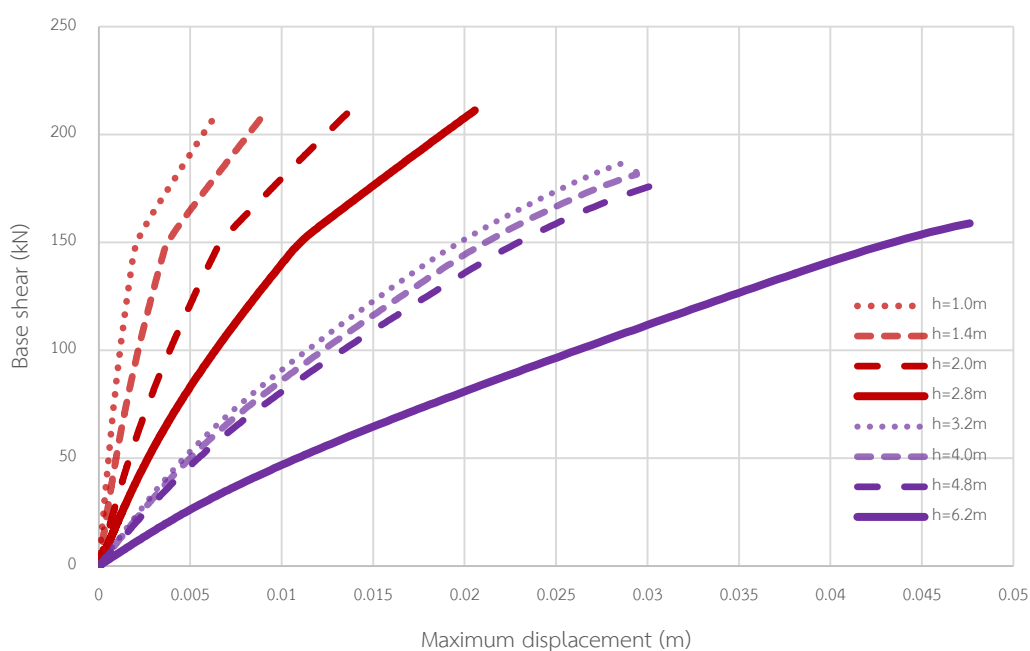


รูปที่ 5.16 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ของสปริงรับแรงเฉือนของเสา B2/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 6.2 เมตร  
(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของเสา B2/1 กรณีความสูงน้ำท่วม 6.2 เมตร

## 5.2 อิทธิพลของระดับความสูงน้ำท่วม

ระดับความสูงน้ำท่วมที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างมีค่าเท่ากับ 1.0 เมตร, 1.4 เมตร 2.0 เมตร 2.8 เมตร 3.2 เมตร 4.8 เมตร และ 6.2 เมตร ซึ่งผลการตอบสนองของโครงสร้างภายใต้ระดับน้ำท่วมต่างๆ ในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำในแนวราบเทียบกับระยะการเคลื่อนที่สูงสุดที่เกิดขึ้นแสดงในรูปที่ 5.17 และแสดงสรุปค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาในกรณีที่มีความสูงน้ำท่วมต่างๆ กันในตารางที่ 5.10 โดยที่ความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างของอาคารที่ระดับความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 1.0 ถึง 2.8 เมตร ถูกควบคุมโดยรูปแบบการวิบัติด้วยแรงเฉือนในเสา A1/1, A3/1, C1/1 และ C3/1 ซึ่งเป็นเสาต้นมุมของอาคาร มีความสามารถในการรับแรงเฉือนน้อยที่สุดเมื่อ

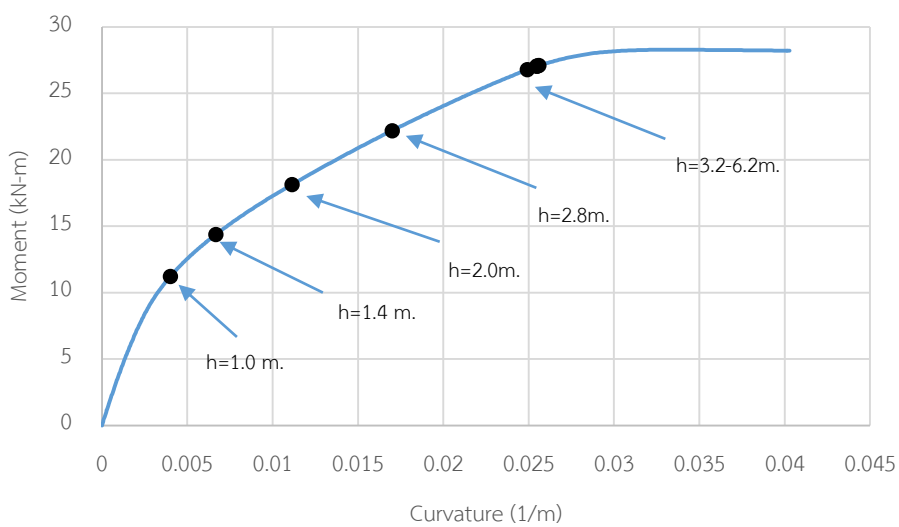
เทียบกับเสาต้นอื่น โดยรูปแบบการวิบัติได้มีการเปลี่ยนจากการวิบัติแบบเฉือนมาเป็นการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด เมื่อความสูงน้ำท่วมมีค่าตั้งแต่ 3.2 เมตร ซึ่งเป็นการวิบัติด้วยโมเมนต์ดัดบริเวณโคนเสา B2/1 ซึ่งในรูปที่ 5.18 แสดงค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งที่เกิดขึ้นเนื่องจากกรณีความสูงน้ำท่วมต่าง ๆ และเมื่อพิจารณาถึงความเค้นและความเครียดที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคอนกรีตจะพบว่าความเค้นในคอนกรีตส่วนที่ปราศจากการโอบรัดมีค่ามากกว่า 20 MPa เมื่อความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 2.8 เมตร และเมื่อความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 3.2 เมตรนั้น คอนกรีตที่ปราศจากการโอบรัดจะเกิดการแตก (crushing) ซึ่งเป็นจุดที่อาคารเกิดการวิบัติ โดยแสดงที่รูปที่ 5.19 และรูปที่ 5.20 แสดงความเค้นและความเครียดของคอนกรีตส่วนที่มีการโอบรัด ซึ่งจะเห็นว่าคอนกรีตส่วนนี้ยังไม่เกิดการวิบัติสำหรับความเค้นและความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมนั้นแสดงไว้ในรูปที่ 5.21



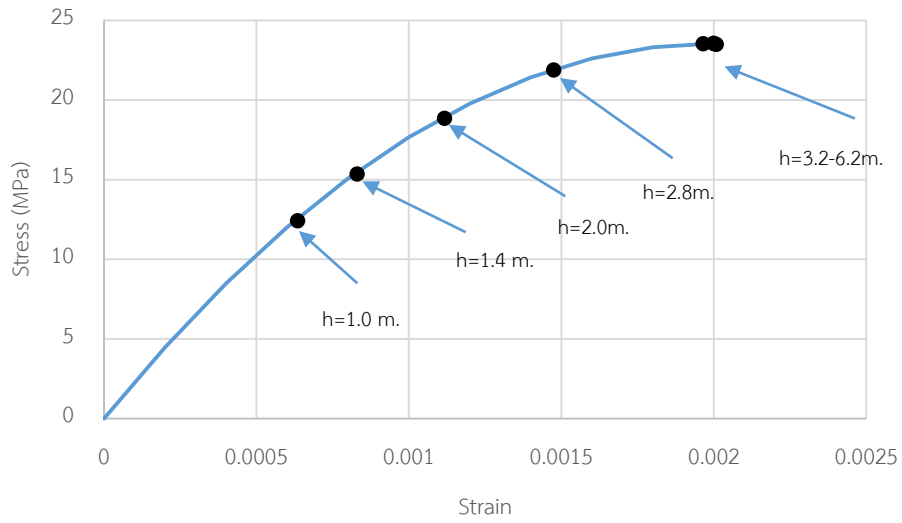
รูปที่ 5.17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและระยะการเคลื่อนที่สูงสุดในกรณีความสูงน้ำท่วมต่าง ๆ กัน

ตารางที่ 5.10 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาในกรณีความสูงน้ำท่วมต่าง ๆ กัน

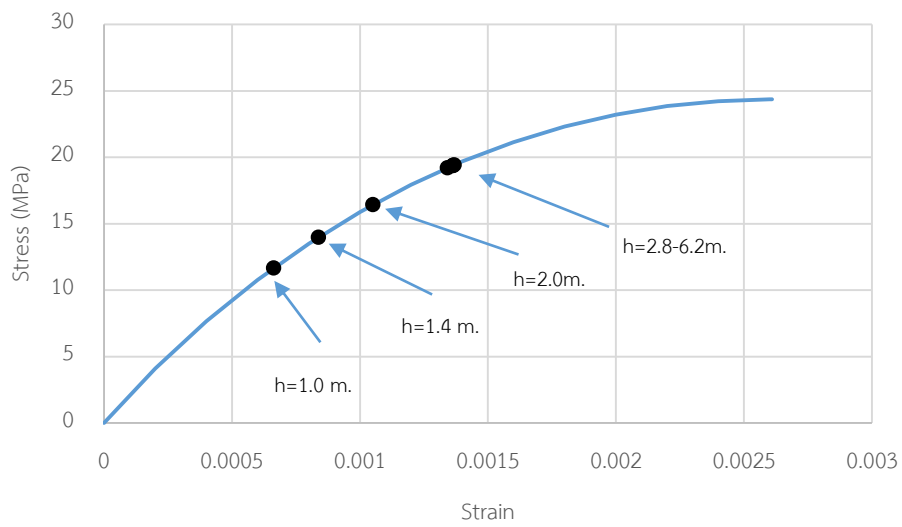
Inundation (m)	Column on the first floor								
	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	C3
1.00	22.7	23.3	22.7	23.9	24.5	23.9	22.7	23.5	22.7
1.40	22.7	23.4	22.7	24.1	24.9	24.1	22.7	23.5	22.7
2.00	22.7	23.5	22.7	24.4	25.5	24.4	22.6	23.7	22.6
2.80	22.3	23.3	22.3	24.4	25.8	24.4	22.6	23.6	22.6
3.20	18.5	21.6	18.5	21.6	25.0	21.6	19.1	22.1	19.1
4.00	17.9	20.7	17.9	21.2	24.2	21.2	18.6	21.3	18.6
4.80	17.4	20.1	17.4	20.9	23.7	20.9	18.2	20.8	18.2
6.20	14.5	17.2	14.5	18.9	21.7	18.9	16.0	18.4	16.0



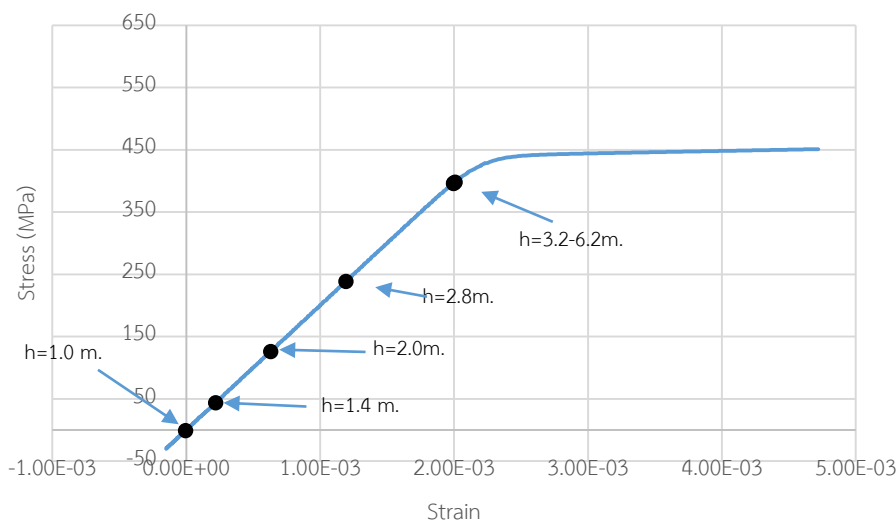
รูปที่ 5.18 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของเสา B2/1 ในความสูงน้ำท่วมกรณีต่าง ๆ



รูปที่ 5.19 ความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตส่วนที่มีการโอบรัด  
เสา B2/1 ภายใต้ความสูงน้ำท่วมกรณีต่าง ๆ



รูปที่ 5.20 ความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตส่วนที่มีการโอบรัด  
เสา B2/1 ภายใต้ความสูงน้ำท่วมกรณีต่าง ๆ

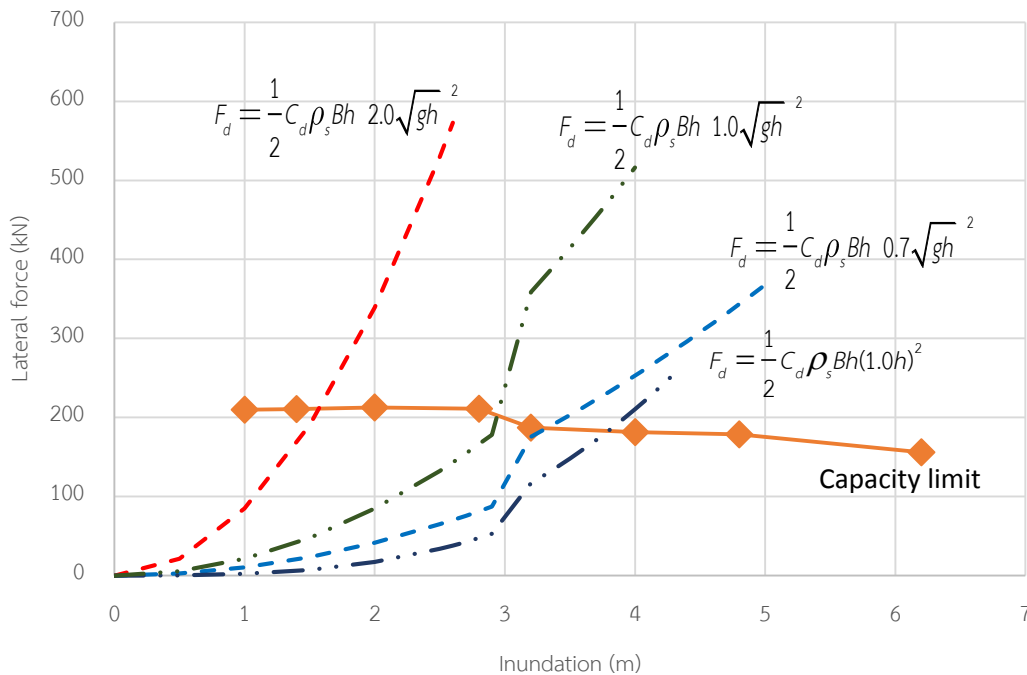


รูปที่ 5.21 ความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมในเสา B2/1 ภายใต้ความสูงน้ำท่วมกรณีต่าง ๆ

### 5.1 อิทธิพลของความเร็วกการไหลของน้ำ

ความเร็วกการไหลของปรากฏการณ์น้ำท่วมและปรากฏการณ์สึนามิมีความแตกต่างกันดังที่ได้กล่าวในบทที่ 4 แล้วนั้น ช่วงความเร็วกการไหลของปรากฏการณ์น้ำท่วมจะมีค่าอยู่ในช่วง  $h/\text{sec}$  ถึง  $1.0\sqrt{gh}$  ส่วนปรากฏการณ์สึนามิ จะมีความความเร็วกการไหลอยู่ระหว่าง  $0.7\sqrt{gh}$  ถึง  $2.0\sqrt{gh}$  โดยที่ความสัมพันธ์ระหว่างความสามารถในการรับแรงกระทำเนื่องจากการไหลของน้ำและความสูงน้ำท่วมในกรณีต่างๆแสดงไว้ในรูปที่ 5.22 ซึ่งมีการเทียบกับเส้นแรงกระทำที่เกิดขึ้นเนื่องจากการไหลของน้ำทั้งเหตุการณ์สึนามิ และเหตุการณ์น้ำท่วม ซึ่งในช่วงความเร็วกการไหลดังกล่าว แสดงให้เห็นว่า โครงสร้างอาคารเริ่มเกิดการวิบัติตั้งแต่ระดับความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 1.5 เมตร ถึง 3.2 เมตร สำหรับเหตุการณ์สึนามิ และเกิดการวิบัติในช่วงความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 3.0 เมตร ถึง 3.4 เมตร ซึ่งเมื่อระดับความสูงน้ำท่วมมีค่ามากกว่า 3.4 เมตรนั้น โครงสร้างอาคารจะเกิดการวิบัติด้วยความเร็วกการไหลที่น้อยกว่าขอบเขตล่างของทั้งช่วงความเร็วกการไหลเหตุการณ์สึนามิ และเหตุการณ์น้ำท่วม





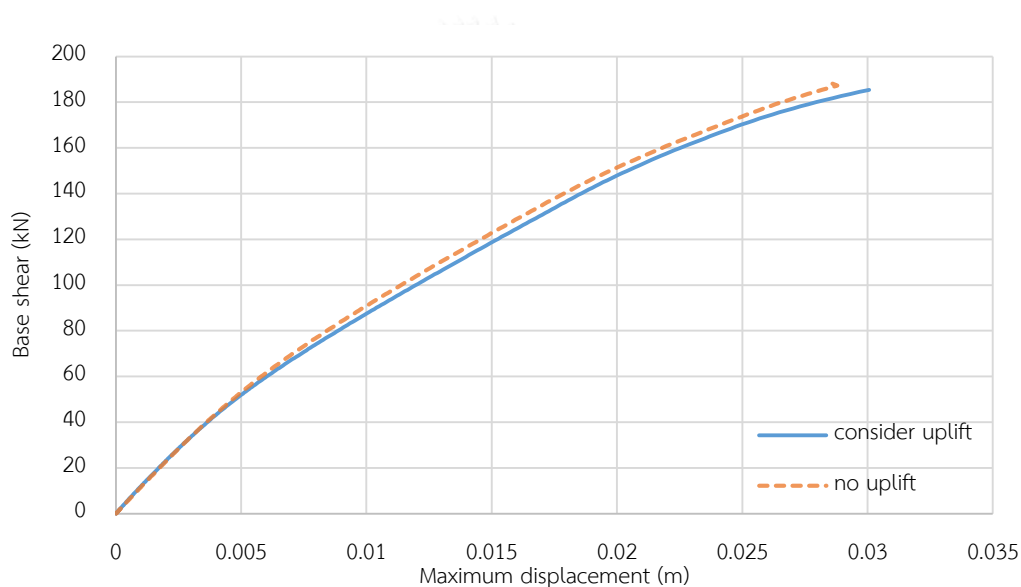
รูปที่ 5.22 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและความสูงน้ำท่วม โดยเปรียบเทียบกับแรงกระทำในช่วงความเร็วการไหลของเหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วม

## 5.2 การศึกษาผลของแรงลอยตัว

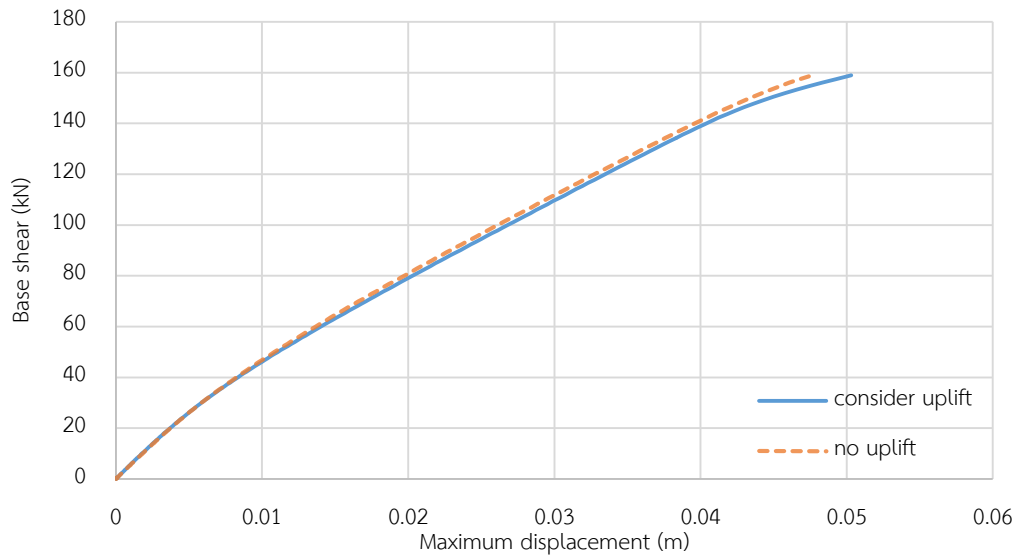
ในการศึกษาแรงลอยตัวของน้ำนั้นจะสมมติให้มีระดับน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 3.2 เมตร และ 6.2 เมตร ซึ่งมีความสูงที่มากกว่าความสูงชั้นที่หนึ่งของอาคาร โดยแรงลอยตัวจะกระทำต่อแผ่นพื้นบริเวณชั้นสองของอาคาร โดยจากการศึกษาพบว่าผลของแรงลอยตัวไม่ส่งผลต่อพฤติกรรมและความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างของอาคาร เนื่องจากอาคารที่พิจารณานั้นมีลักษณะที่ยอมให้กำแพงในแนวที่ขวางทางไหลของน้ำสามารถวิบัติและพังทลายลงได้ ทำให้แรงลอยตัวที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับน้ำหนักของอาคาร โดยที่แรงลอยตัวที่กระทำกับเสา A1, A3, C1 และ C3 มีค่าเท่ากับ 9.93 kN ส่วนเสา A2, B1, B3 และ C2 มีแรงลอยตัวกระทำมีค่าเท่ากับ 19.87 kN และในเสา B2 มีค่าแรงกระทำเท่ากับ 39.73 kN

สำหรับผลการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารในกรณี que ที่พิจารณาผลของแรงลอยตัวเมื่อมีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 3.2 เมตรนั้นพบว่า อาคารมีความสามารถรับแรงทางด้านข้างเท่ากับ 185.4 kN และมีการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 30.1 มิลลิเมตร ในเสา A2/2, B2/2 และ C2/2 และสำหรับกรณี

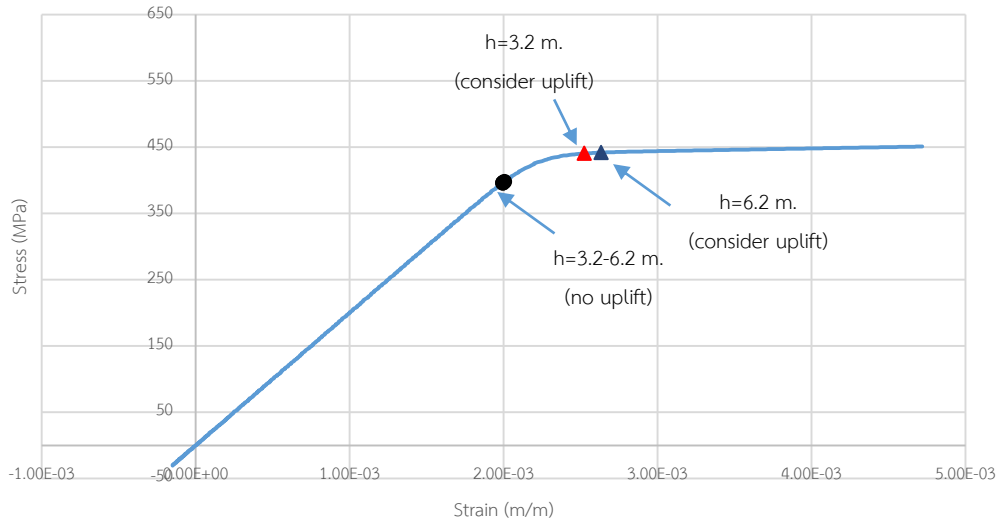
ที่มีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 6.2 เมตรนั้นพบว่า อาคารมีความสามารถรับแรงทางด้านข้างเท่ากับ 158.9 kN และมีระยะการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 50.3 มิลลิเมตร โดยทั้ง 2 กรณีเกิดการวิบัติเนื่องจาก โมเมนต์ดัดในเสาต้นที่ B2/1 และในรูปที่ 5.25 และรูปที่ 5.24 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารเปรียบเทียบกันระหว่างผลการตอบสนองของ อาคารที่พิจารณาผลของแรงลอยตัวและผลการตอบสนองของอาคารที่ไม่พิจารณาผลของแรงลอยตัว พบว่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารที่พิจารณาผลของแรงลอยตัวมีค่ามากกว่าการเคลื่อนที่ของอาคาร ที่ไม่พิจารณาผลของแรงลอยตัวเล็กน้อย เนื่องจากผลของแรงลอยตัวส่งผลให้แรงกดในเสามีค่าลดลง ทำให้เหล็กเสริมในเสาเกิดครากมากกว่ากรณีที่ไม่คิดผลของแรงลอยตัว ดังแสดงในรูปที่ 5.25



รูปที่ 5.23 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับระยะการเคลื่อนที่สูงสุดในกรณีที่ไม่คิดผลของแรงลอยตัวและกรณีที่ไม่คิดผลของแรงลอยตัวสำหรับความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 3.2 เมตร



รูปที่ 5.24 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับระยะการเคลื่อนที่สูงสุดในกรณีที่เกิดผลของแรงลอยตัวและกรณีที่ไม่เกิดผลของแรงลอยตัวสำหรับความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 6.2 เมตร

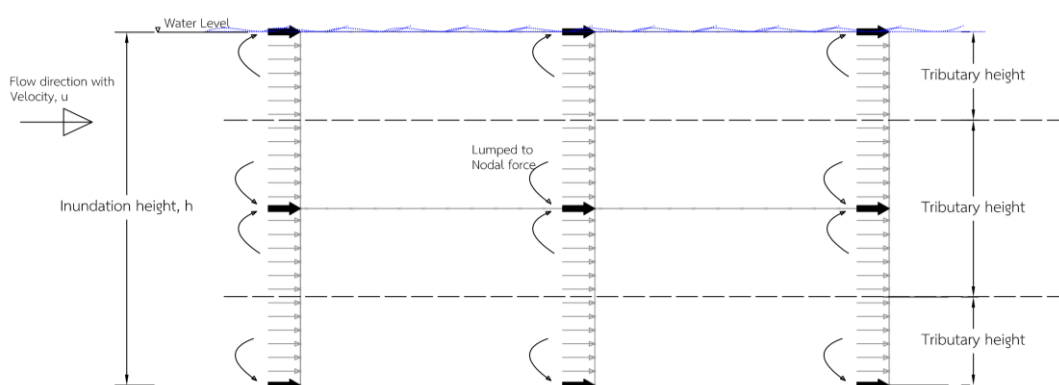


รูปที่ 5.25 ความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมในเสา B2/1 ในกรณีที่เกิดผลของแรงลอยตัวและในกรณีที่ไม่เกิดผลของแรงลอยตัว

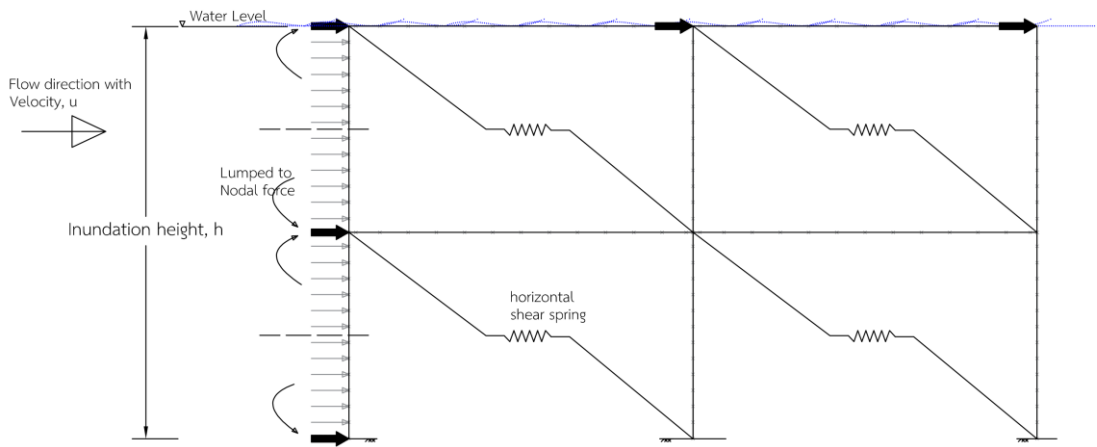
### 5.3 พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีกำแพงอิฐ

#### 5.3.1 การพิจารณาแรงกระทำในกรณีที่กำลังถึงพฤติกรรมของกำแพงอิฐร่วมด้วย

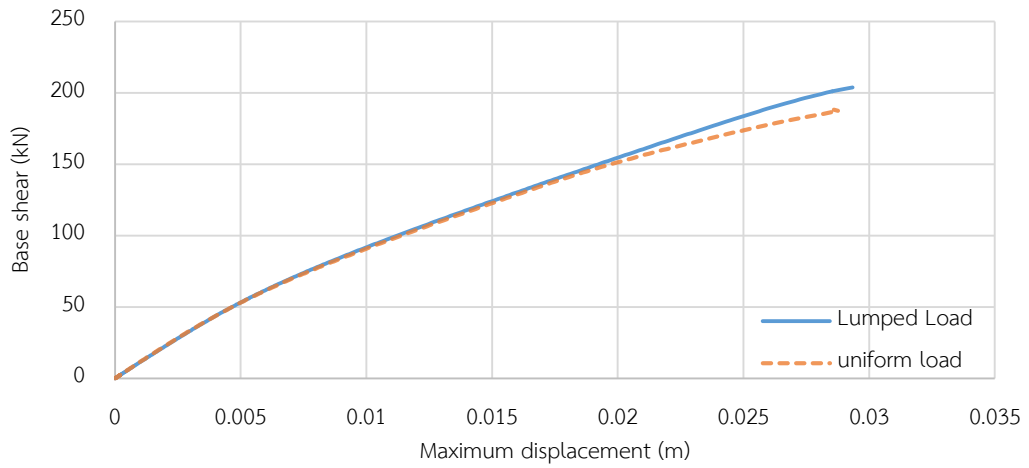
ในการศึกษาหาพฤติกรรมของอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อนนั้น เนื่องจากการวิจัยนี้ได้ใช้แบบจำลองค้ำยันในแนวทแยงจำลองพฤติกรรมของผนังอิฐก่อดูดช่องระหว่างโครงข้อแข็ง ซึ่งในกรณีนี้จะทำการจำลองแรงกระทำจากสึนามิ และน้ำท่วม ให้เป็นแรงกระทำรวมกันเป็นจุดกระทำตรงบริเวณหัวเสาโดยแรงกระทำจะคิดจากพื้นที่ที่รับผิดชอบของแต่ละเสา (tributary area) ดังแสดงในรูปที่ 5.26 และรูปที่ 5.27 เนื่องมาจากข้อจำกัดของแบบจำลองค้ำยันในแนวทแยงไม่สามารถจะจำลองพฤติกรรมของเสาที่มีกำแพงค้ำตลอดความสูง ซึ่งในพฤติกรรมจริงนั้นเสาจะไม่เกิดการโก่งเดาะในช่วงที่มีกำแพงค้ำยันไว้ โดยในการศึกษาจะทำการจำลองแรงกระทำแบ่งออกเป็นสองกรณีคือ 1) กรณีที่มีระดับความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 3.20 เมตร และ 2) กรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 6.20 เมตร ซึ่งก่อนจะนำแรงกระทำที่ทำการแปลงเป็นแรงรวมนี้ไปวิเคราะห์อาคารที่มีกำแพงอิฐนั้น งานวิจัยนี้ได้ทำการเปรียบเทียบผลการตอบสนองของอาคารเนื่องจากแรงกระทำเป็นจุด และแรงกระทำแบบกระจายคงที่ตลอดความสูงน้ำท่วม ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่สูงสุดของแรงกระทำจุดเปรียบเทียบกับแรงกระทำกระจาย สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วม 3.20 เมตร และ 6.20 เมตร นั้นแสดงไว้ในรูปที่ 5.28 และรูปที่ 5.29 ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นได้ว่าแบบจำลองที่ใช้แรงกระทำเป็นจุด สามารถจะจำลองพฤติกรรมรวมของอาคารได้ใกล้เคียงกับผลการตอบสนองของแบบจำลองที่ใช้แรงกระทำกระจายคงที่สำหรับความสูงน้ำท่วม 3.20 เมตร และ 6.20 เมตร



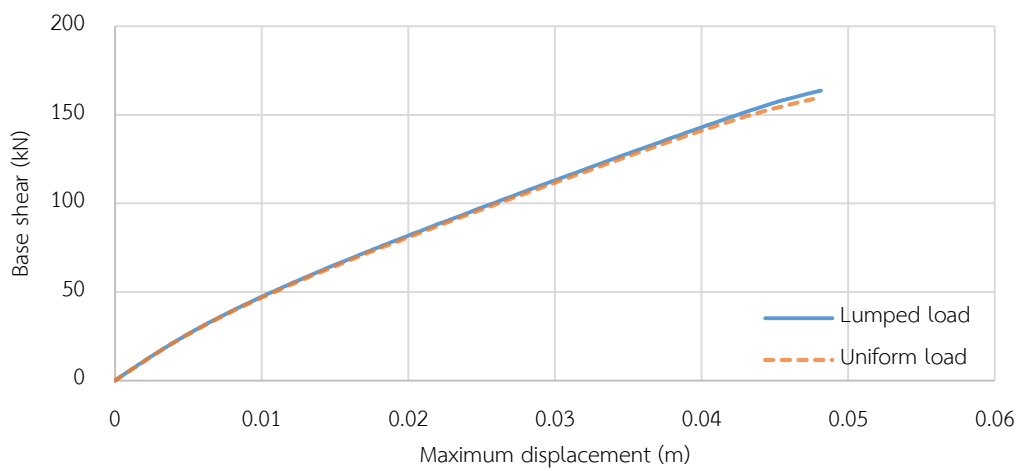
รูปที่ 5.26 รูปแบบแรงกระทำแบบให้แรงรวมที่จุด



รูปที่ 5.27 รูปแบบแรงกระทำในกรณีที่เกิดผลของพฤติกรรมของกำแพงอิฐ



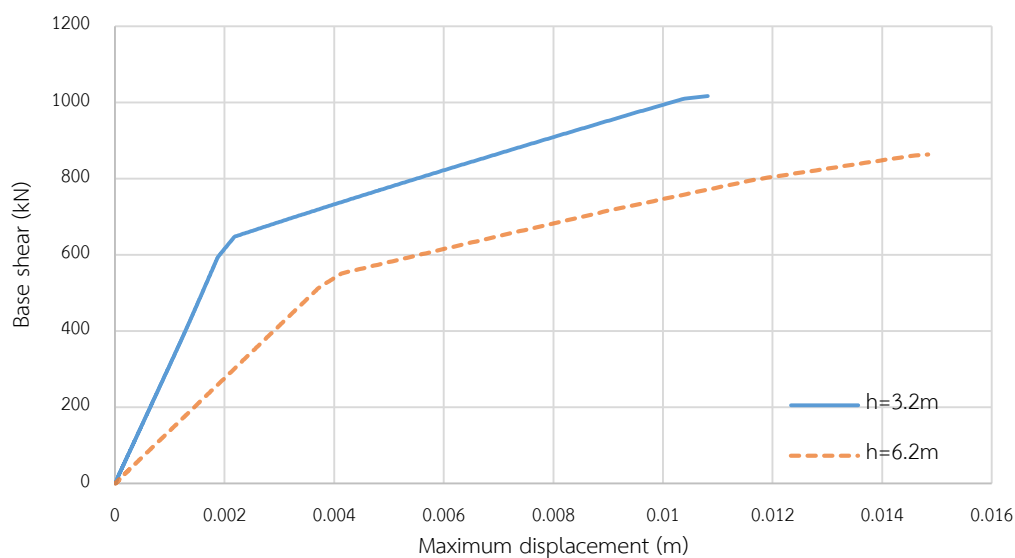
รูปที่ 5.28 เปรียบเทียบรูปแบบแรงกระทำแบบจุดและแรงกระทำแบบกระจายในกรณีความสูงน้ำท่วม 3.2 เมตร



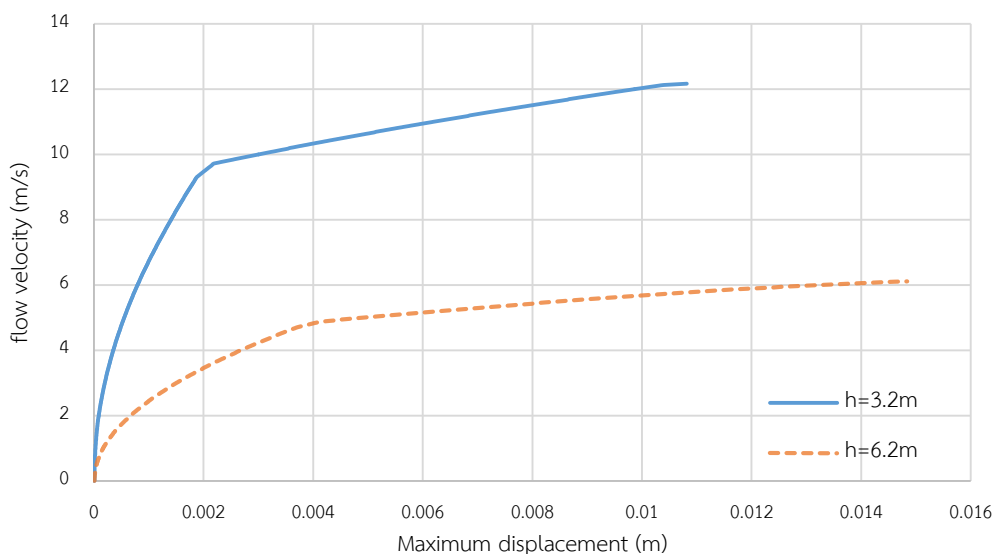
รูปที่ 5.29 เปรียบเทียบรูปแบบของแรงกระทำแบบจุดและแรงกระทำแบบกระจายในกรณีความสูงน้ำท่วม 6.2 เมตร

### 5.3.2 ผลการตอบสนองของอาคารที่คำนึงถึงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ

การวิเคราะห์ผลการตอบสนองของอาคารที่มีกำแพงอิฐพบว่า เมื่อความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 3.20 เมตร อาคารมีความสามารถต้านทานแรงด้านข้างเท่ากับ 1016 kN โดยที่มีระยะการเคลื่อนที่สูงสุด 10.3 มิลลิเมตร ในช่วงกลางของอาคาร (grid line 2) โดยที่พบการวิบัติบริเวณกำแพงอิฐ W-2-1 และ W-2-2 ที่ชั้นล่างของอาคาร และในกรณีการวิเคราะห์เมื่อความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 6.20 เมตร พบว่าอาคารมีความสามารถต้านทานแรงทางด้านข้างเท่ากับ 863.7 kN โดยที่มีระยะการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 14.8 มิลลิเมตร ใน grid line 2 โดยในรูปที่ 5.30 และรูปที่ 5.31 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้าง และความเร็วการไหลของน้ำที่กระทำต่ออาคาร ซึ่งเปรียบเทียบกันระหว่างกรณีความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 3.20 เมตร และ 6.20 เมตร

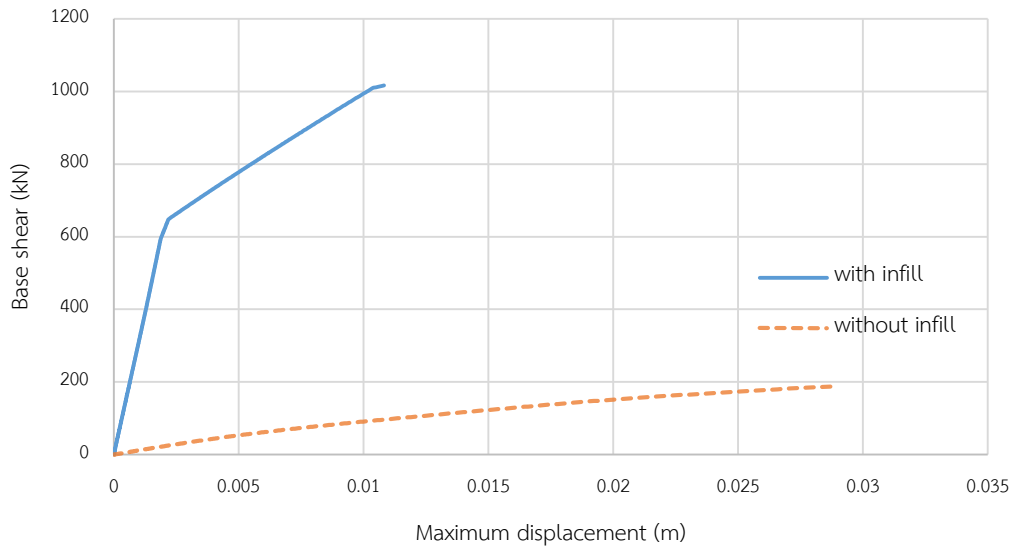


รูปที่ 5.30 เปรียบเทียบความสามารถรับแรงทางด้านข้างของอาคารที่มีกำแพงอิฐ กรณีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 3.2 เมตร และ 6.2 เมตร

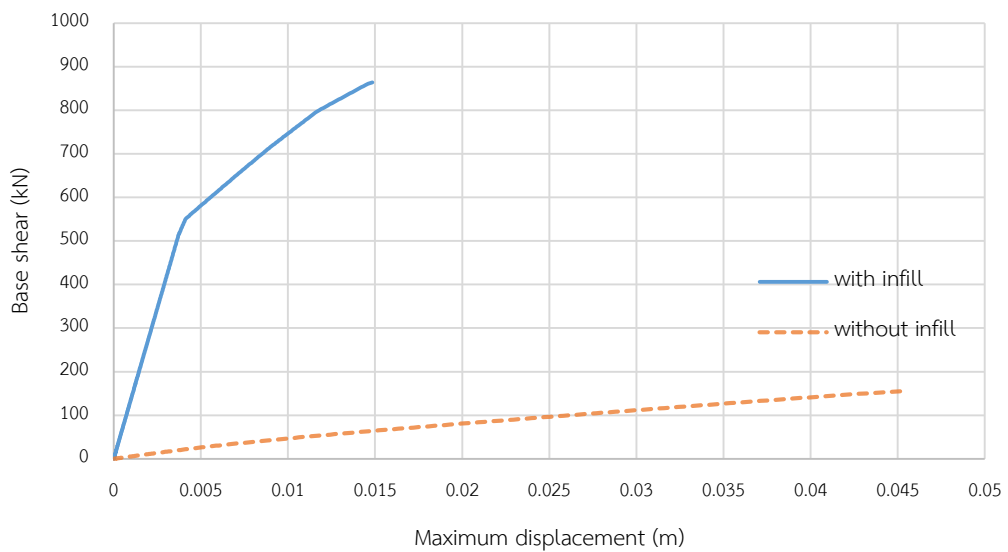


รูปที่ 5.31 เปรียบเทียบความเร็วการไหลของน้ำที่เข้ากระทำกับอาคารที่มีกำแพงอิฐ กรณีความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 3.2 เมตร และ 6.2 เมตร

เมื่อนำผลการตอบสนองของอาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐและมีกำแพงอิฐมาเปรียบเทียบกันในรูปแบบที่ 5.32 และรูปที่ 5.33 จะเห็นได้ว่ากำแพงอิฐมีส่วนช่วยเพิ่มความสามารถรับแรงทางด้านข้างขึ้นอย่างมาก โดยเพิ่มขึ้นคิดเป็น 5.4 เท่าของกำลังสูงสุดของอาคารที่ไม่คิดผลของกำแพง และในรูปที่ 5.34 และรูปที่ 5.35 แสดงเปรียบเทียบระหว่างความเร็วการไหลที่กระทำกับอาคาร และช่วงขอบเขตความเร็วการไหลของน้ำสำหรับเหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วม เมื่อความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 3.2 เมตร อาคารที่มีกำแพงอิฐจะเกิดการวิบัติเมื่อความเร็วการไหลของน้ำที่กระทำต่ออาคารมีค่าเท่ากับ 12.2 m/s ซึ่งมีความมากกว่าขีดจำกัดบนของช่วงความเร็วการไหลสึนามิและน้ำท่วม และเมื่อกรณีที่ความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 6.2 เมตร อาคารที่มีกำแพงอิฐจะเกิดการวิบัติเมื่อความเร็วการไหลของน้ำที่กระทำต่ออาคารจะมีค่าเท่ากับ 6.11 m/s ซึ่งมีความมากกว่าขีดจำกัดล่างของช่วงความเร็วการไหลในเหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วม สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การไหล และความสูงน้ำท่วมของอาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐ และมีกำแพงอิฐ เปรียบเทียบกับช่วงความเร็วการไหลของเหตุการณ์สึนามิ และเหตุการณ์น้ำท่วม นั้น ได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.36

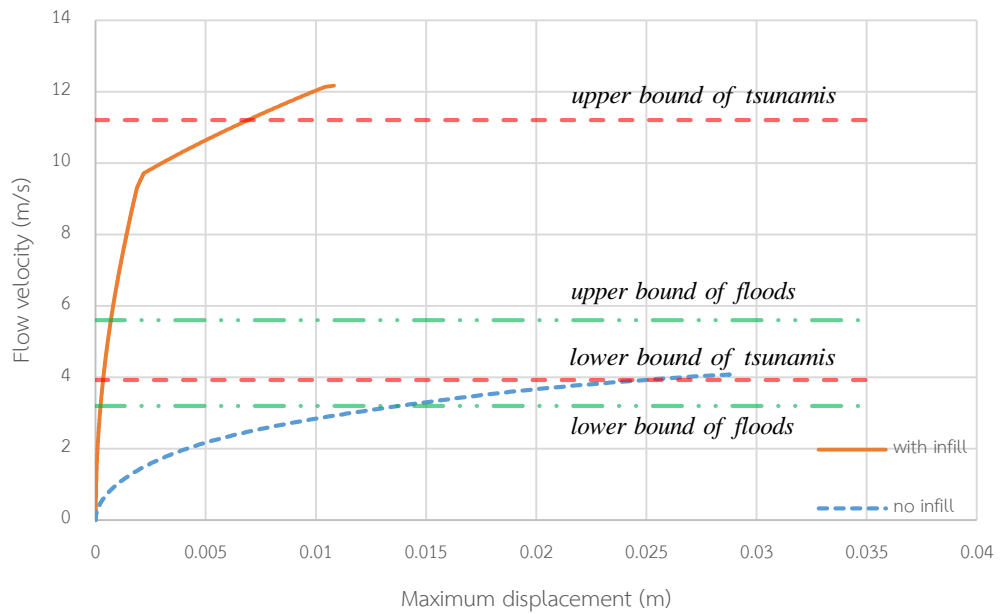


รูปที่ 5.32 เปรียบเทียบความสามารถรับแรงทางด้านข้างของอาคารที่คิดผลของกำแพงอิฐและอาคารที่ไม่คิดผลของกำแพงอิฐ ในกรณีที่มีความสูงน้ำท่วม 3.2 เมตร

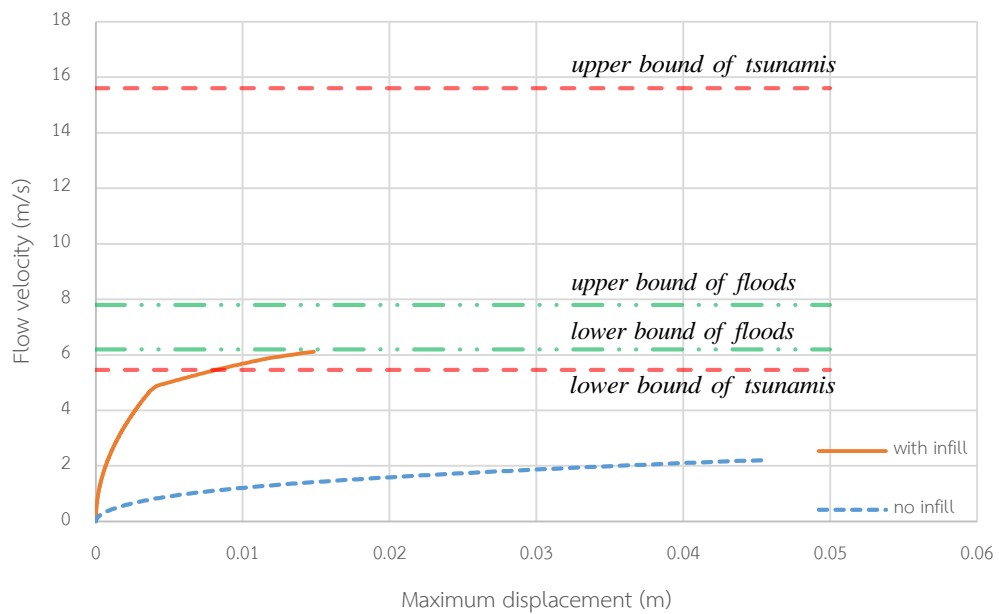


รูปที่ 5.33 เปรียบเทียบความสามารถรับแรงทางด้านข้างของอาคารที่คิดผลของกำแพงอิฐและอาคารที่ไม่คิดผลของกำแพงอิฐ ในกรณีที่มีความสูงน้ำท่วม 6.2 เมตร

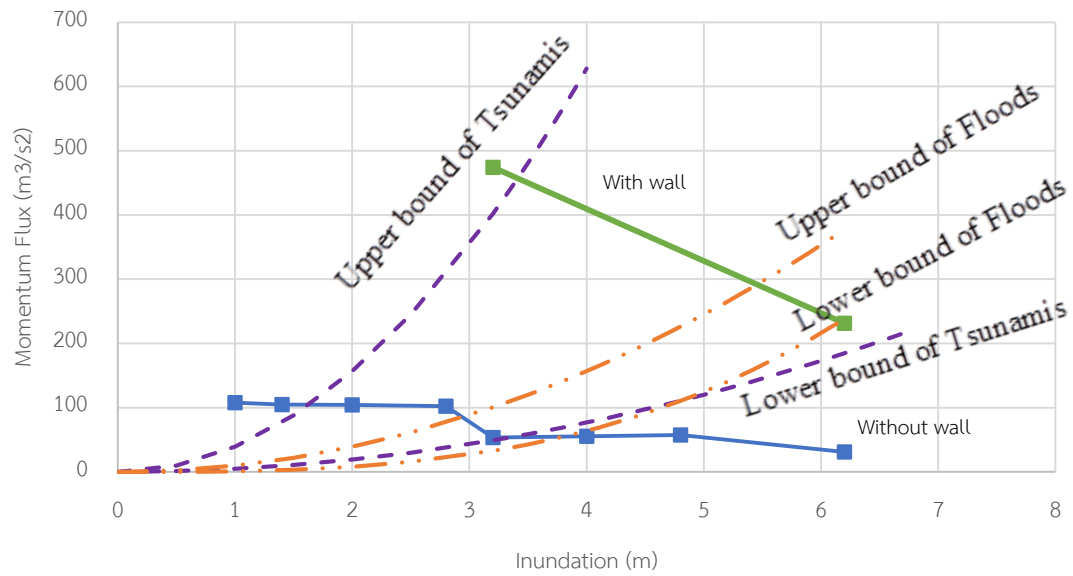




รูปที่ 5.34 ความสัมพันธ์ความเร็วการไหลของน้ำและการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารที่มีกำแพงอิฐ กรณีความสูงน้ำท่วม 3.2 เมตร



รูปที่ 5.35 ความสัมพันธ์ความเร็วการไหลของน้ำและการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารที่มีกำแพงอิฐ กรณีความสูงน้ำท่วม 6.2 เมตร



รูปที่ 5.36 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์การไหล-ความสูงน้ำท่วม ของอาคารที่มีกำแพงอิฐและไม่มีกำแพงอิฐ เปรียบเทียบกับช่วงการไหลสึนามิ และน้ำท่วม



## บทที่ 6

### สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 2 ชั้นภายใต้แรงสั่นไหวและน้ำท่วมโดยแบ่งพิจารณาออกเป็น 2 กรณีได้แก่ อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยที่บริเวณชั้นหนึ่งของอาคารเปิดโล่งปราศจากกำแพง และอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยที่บริเวณชั้นหนึ่งของอาคารมีการก่อผนังอิฐก่อชนิดอิฐมวลเบา โดยในงานวิจัยนี้ได้ทำการหารูปแบบของแบบจำลองที่เหมาะสมของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง ซึ่งพิจารณาศึกษาวัสดุที่ใช้ก่ออยู่สองประเภทได้แก่ อิฐมอญ และอิฐมวลเบา คำนวณโดยใช้แบบจำลองโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น และนำผลวิเคราะห์ที่ได้มาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบที่ได้มาจากการทดสอบโครงสร้างที่มีขนาด และมิติต่าง ๆ เท่ากับขนาดโครงสร้างจริง ซึ่งผลการศึกษาในงานวิจัยนี้สามารถสรุปได้ดังนี้

1) จากการทดสอบโครงข้อแข็งที่ใช้อิฐมวลเบาเป็นวัสดุก่อ (W2) นั้นมีกำลังต้านทานแรงทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 286 kN และพบรูปแบบการวิบัติเป็นแบบแตกอัดที่มุมของกำแพง (Corner crushing failure) ซึ่งในการประมาณค่ากำลังรับแรงในแนวราบของกำแพงอิฐก่อ ในส่วนของรูปแบบการวิบัติแบบเลื่อนเฉือนซึ่งเป็นรูปแบบการวิบัติที่พบในตัวอย่างทดสอบ W1 คำนวณตามสมการที่เสนอโดย Mostafaei and Kabeyasawa (2004) ปรากฏว่าได้ค่ากำลังต่ำกว่าผลการทดสอบ ส่วนรูปแบบการวิบัติแบบแตกอัดที่มุม ซึ่งเป็นรูปแบบการวิบัติที่พบในตัวอย่างทดสอบ W2 ได้คำนวณกำลังรับแรงในแนวราบตามสมการที่เสนอโดย FEMA306 (1998) โดยที่ความกว้างของค้ำยันได้ใช้ตามสมการที่เสนอโดย Liauw and Kwan (1984) ปรากฏว่าสามารถประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริง

2) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของค้ำยันในแนวทแยง ในส่วนของระยะการเคลื่อนที่ในตำแหน่งที่เกิดแรงกระทำสูงสุดตามที่เสนอโดยมาตรฐาน ASCE41 (2013) มีค่าน้อยกว่าผลการทดสอบประมาณ 1.5 เท่า และในส่วนของค่าสติฟเนสนั้น ค่าสติฟเนสเริ่มต้นที่คำนวณมาจากสติฟเนสรับแรงในแนวแกนของค้ำยัน ให้ค่าที่น้อยกว่าผลการทดสอบ แต่ค่าสติฟเนสเริ่มต้นที่คำนวณมาจากสติฟเนสแรงเฉือนของแผ่นกำแพงให้ค่าที่สอดคล้องกับผลการทดสอบ

3) การเปรียบเทียบรูปแบบของแบบจำลองค้ำยันเดี่ยวและแบบจำลองค้ำยันหลายตัว พบว่าแบบจำลองค้ำยันเดี่ยวสามารถที่วิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างรวมได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ แต่ไม่สามารถจำลองพฤติกรรมแบบเฉพาะจุดได้ ซึ่งเมื่อนำมาเปรียบเทียบกับแบบจำลองค้ำยันสองตัวและแบบจำลองค้ำยันสามตัวพบว่า แบบจำลองค้ำยันสองตัวให้ค่ากำลังต้านทานแรงด้านข้างมากที่สุด และพบว่าแบบจำลองค้ำยันสามตัวนั้นสามารถที่จะพฤติกรรมเฉพาะจุดได้สมเหตุสมผลมากที่สุด

4) ในการวิเคราะห์ผลการตอบสนองของอาคารซึ่งพิจารณาเฉพาะแรงกระทำจากการไหลของน้ำในทิศทางเดียว พบว่าอาคารที่ไม่มีผนังจะเกิดการวิบัติสองรูปแบบคือการวิบัติด้วยแรงเฉือนในเสาและการวิบัติด้วยแรงดัดในเสา ในกรณีที่มีความสูงน้ำท่วมมีค่าไม่เกิน 2.80 เมตร ความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างของอาคารจะถูกควบคุมโดยการวิบัติด้วยแรงเฉือน ซึ่งจะเกิดการวิบัติขึ้นในเสาต้นมุมของอาคารชั้นที่ 1 ได้แก่เสา A1, A3, C1 และ C3 เนื่องจากเป็นเสาที่มีความสามารถในการรับแรงเฉือนต่ำสุดเมื่อเทียบกับเสาต้นในของอาคาร โดยอาคารมีความสามารถในการรับแรงด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 212 kN สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 2.40 เมตร ซึ่งรูปแบบการวิบัติจะเปลี่ยนจากการวิบัติด้วยแรงเฉือนมาเป็นการวิบัติด้วยโมเมนต์ดัดในกรณีที่มีความสูงน้ำท่วมมีค่าตั้งแต่ 3.20 เมตรขึ้นไป และพบการวิบัติในเสาต้นกลางของอาคาร ซึ่งได้แก่เสา B2 โดยการวิบัติด้วยแรงดัดนี้มีความสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 188 kN สำหรับกรณีความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 3.20 เมตร และความสามารถรับแรงด้านข้างจะลดลงเหลือเท่ากับ 159 kN เมื่อความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 6.20 เมตร

5) การวิเคราะห์อิทธิพลของความเร็วการไหลของกระแสน้ำที่กระทำต่อโครงสร้าง โดยที่ช่วงความเร็วการไหลของเหตุการณ์สึนามิจะมีค่าเท่ากับ  $0.7\sqrt{gh}$  ถึง  $2.0\sqrt{gh}$  และช่วงความเร็วการไหลของเหตุการณ์น้ำท่วมมีค่าเท่ากับ  $h/1\text{sec}$  ถึง  $1.0\sqrt{gh}$  ซึ่งพบว่าเมื่อน้ำมีความเร็วของการไหลเท่ากับขอบเขตบนของเหตุการณ์สึนามิ อาคารจะเกิดการวิบัติเมื่อความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 1.5 เมตร และเมื่อความเร็วการไหลของกระแสน้ำมีค่าเท่ากับขอบเขตล่างของเหตุการณ์สึนามิ อาคารจะเกิดการวิบัติเมื่อความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 3.2 เมตร สำหรับการศึกษาเหตุการณ์น้ำท่วม เมื่อน้ำมีความเร็วการไหลเท่ากับขอบเขตบนของช่วงความเร็วการไหลของเหตุการณ์น้ำท่วม การวิบัติของอาคารจะเกิดเมื่อความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 3.0 เมตร และเมื่อความเร็วการไหลของน้ำมีค่าเท่ากับขอบเขตล่างของเหตุการณ์น้ำท่วมจะทำให้อาคารเกิดการวิบัติเมื่อความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 3.8 เมตร

6) การวิเคราะห์ผลการตอบสนองของอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อในแนวขนานกับทิศทางการไหลของน้ำ พบว่ากำแพงอิฐก่อมีส่วนช่วยเพิ่มกำลังต้านทานแรงด้านข้างให้กับอาคาร โดยกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารที่มีกำแพงอิฐ ในกรณีที่มีความสูงน้ำท่วมเท่ากับ 3.20 เมตร มีกำลังต้านทานสูงสุดเท่ากับ 1016 kN และเมื่อความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 6.20 เมตรนั้นค่ากำลังต้านทานสูงสุดมีค่าเท่ากับ 863.7 kN โดยคิดเป็น 5.4 เท่าของกำลังรับแรงด้านข้างของอาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐ ซึ่งพบว่าพฤติกรรมรวมของอาคารจะถูกควบคุมโดยพฤติกรรมของกำแพงอิฐ โดยจะพบการวิบัติในกำแพงอิฐในชั้นที่ 1 ของอาคาร (กำแพง W-2-1 และ W-2-2) แต่เนื่องจากงานวิจัยนี้ได้พิจารณาเฉพาะแบบจำลองค้ำยันเดียว จึงไม่สามารถวิเคราะห์ผลการวิบัติเฉพาะจุดของชิ้นส่วนเสาและคานได้ ส่วนการพิจารณาอิทธิพลของความเร็วการไหลที่มีต่ออาคารที่มีกำแพงอิฐก่อพบว่า เมื่อที่ความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 3.2 เมตรนั้น ในขณะที่อาคารเกิดการวิบัติ ความเร็วการไหลของกระแสน้ำที่เข้ากระทำต่ออาคารมีค่าเท่ากับ 12.2 m/s ซึ่งเป็นความเร็วการไหลที่สูงกว่าขีดจำกัดบนของช่วงความเร็วการไหลของเหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วม และในกรณีที่ความสูงน้ำท่วมมีค่าเท่ากับ 6.2 เมตรนั้นพบว่า ในขณะที่อาคารเกิดการวิบัติ ความเร็วการไหลของกระแสน้ำที่เข้ากระทำต่ออาคารมีค่าเท่ากับ 6.11 m/s ซึ่งมีค่ามากกว่าขีดจำกัดล่างของช่วงความเร็วการไหลของเหตุการณ์สึนามิและน้ำท่วม

### รายการอ้างอิง

- ACI530 (2005) *Building Code Requirements for Masonry Structures and Specification for Masonry Structures and Related Commentaries*. ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05.
- Asakura, R., Iwase, K., Ikeya, T., Takao, M., Keneto, T., Fujii, N. and Ohmori, M. 'The tsunami wave force acting on land structures', *the 28th International Conference on Coastal Engineering*, Cardiff, Wales, 1191-1202.
- ASCE7 (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-10. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE41 (2013) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE/SEI 41-13. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S. and Chrysostomou, C. Z. (2011) 'Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art', *Journal of Structural Engineering*, 137(12), pp. 1508-1517.
- Chock, G., Carden, L., Robertson, I., Olsen, M. and Yu, G. (2013) 'Tohoku Tsunami-Induced Building Failure Analysis with Implications for U.S. Tsunami and Seismic Design Codes', *Earthquake Spectra*, 29(S1), pp. S99-S126.
- Crisafulli, F. J. and Carr, A. J. (2007) 'Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures', *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40(2), pp. 69-77.
- Crisafulli, F. J., Carr, A. J. and Park, R. (2000) 'Analytical Modeling of Infilled Frames Structures-A General Review', *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33, pp. 30-47.
- Cross, R. H. (1967) 'Tsunami surge forces', *Journal of Waterways and Harbors Division*, pp. 201-231.
- EL-Dakhkhni, W. W., Elgaaly, M. and Hamid, A. A. (2003) 'Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames', *Journal of Structural Engineering-Asce*, 129(2), pp. 177-185.

- FEMA273 (1997) *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 273. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA306 (1998) *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*. FEMA 306. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA356 (2000) *Prestandard and Commentary For the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA-P646 (2008) *Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis*. FEMA P646. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA-P-55 (2011) *Coastal Construction Manual*. FEMA P-55. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Foytong, P., Ruangrassamee, A. and Lukkunaprasit, P. (2013a) 'Correlation analysis of a reinforced-concrete building under tsunami load pattern and effect of masonry infill walls on tsunami load resistance', *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 6(3), pp. 173-184.
- Foytong, P., Ruangrassamee, A., Shoji, G., Hiraki, Y. and Ezura, Y. (2013b) 'Analysis of Tsunami Flow Velocities during the March 2011 Tohoku, Japan, Tsunami', *Earthquake Spectra*, 29(S1), pp. S161-S181.
- Fritz, H. M., Borrero, J. C., Synolakis, C. E. and Yoo, J. (2006) '2004 Indian Ocean tsunami flow velocity measurements from survivor videos', *Geophysical Research Letters*, 33(24), pp. 5.
- Fritz, H. M., Phillips, D. A., Okayasu, A., Shimozono, T., Liu, H., Mohammed, F., Skanavis, V., Synolakis, C. E. and Takahashi, T. (2012) 'The 2011 Japan tsunami current velocity measurements from survivor videos at Kesenuma Bay using LiDAR', *Geophysical Research Letters*, 39(7), pp. n/a-n/a.
- Gomes, A. and Appleton, J. (1997) 'Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling', *Engineering Structures*, 19(10), pp. 822-826.

- Holmes, M. (1961) 'STEEL FRAMES WITH BRICKWORK AND CONCRETE INFILLING', *ICE Proceedings*, 19(4), pp. 473-478. Available at: <http://www.icevirtuallibrary.com/content/article/10.1680/iicep.1961.11305>.
- Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W. (1997) 'Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers', *Journal of Structural Engineering-Asce*, 123(5), pp. 624-633.
- Kakaletsis, D. J. and Karayannis, C. G. (2008) 'Influence of Masonry Strength and Openings on Infilled R/C Frames Under Cycling Loading', *Journal of Earthquake Engineering*, 12(2), pp. 197-221.
- Kelman, I. and Spence, R. (2004) 'An overview of flood actions on buildings', *Engineering Geology*, 73(3-4), pp. 297-309.
- Kent, D. and Park, R. (1971) 'Flexural Members with Confined Concrete', *Journal of the Structural Division*, 97(7), pp. 1969-1990.
- Kreibich, H., Piroth, K., Seifert, I., Maiwald, H., Kunert, U., Schwarz, J., Merz, B. and Thieken, A. H. (2009) 'Is flow velocity a significant parameter in flood damage modelling?', *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9(5), pp. 1679-1692.
- Liau, T. C. and Kwan, K. H. (1984) 'Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames', *Computers and Structures*, 18(3), pp. 551-560.
- Lukkunaprasit, P., Ruangrassamee, A., Stitmannathum, B., Chintanapakdee, C. and Thanasisathit, N. (2010) 'CALIBRATION OF TSUNAMI LOADING ON A DAMAGED BUILDING', *Journal of Earthquake and Tsunami*, 4(2), pp. 105-114.
- Lukkunaprasit, P., Thanasisathi, N. and Yeh, H. (2009) 'Experimental Verification of FEMA P646 Tsunami Loading', *Disaster Research*, 4, pp. 9.
- Madan, A. and Reinhorn, A. M. (1997) 'Modeling of masonry infill panels for structural analysis', *Journal of Structural Engineering*, 123(10), pp. 1295.
- Mainstone, R. J. (1971) 'On the stiffnesses and strengths of infilled frames', *Proc Inst Civ Eng, Suppl (iv)*, pp. 57-90.
- Mainstone, R. J. and Weeks, G. A. 'The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of brick walls'. *2nd International Brick Masonry Conference* Watford, England: Building Research Establishment.



- Matsutomi, H. and Okamoto, K. (2010) 'Inundation flow velocity of tsunami on land', *Island Arc*, 19(3), pp. 443-457.
- Matsutomi, H., Sakakiyama, T., Nugroho, S. and Matsuyama, M. (2006) 'Aspects of inundated flow due to the 2004 Indian Ocean Tsunami', *Coastal Engineering Journal*, 48(2), pp. 167-195.
- Mehrabi, A. B., Shing, P. B., Schuller, M. P. and Noland, J. L. (1996) 'Experimental evaluation of masonry-infilled rc frames', *Journal of Structural Engineering*, 122(3), pp. 10.
- Menegotto, M. and Pinto, P. E. 'Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending'. *IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well defined Repeated Loads.*, Lisbon, Portugal, 15-22.
- Mostafaei, H. and Kabeyasawa, T. 'Effect of infill masonry walls on the seismic response of reinforced concrete buildings subjected to the 2003 Bam earthquake strong motion: a case study of Bam telephone center', *Bulletin Earthquake Research Institute University of Tokyo*, 133-156.
- Okada, T., Saugano, T., Ishikawa, T., Ohigi, T., Takai, S. and Hamabe, C. (2005) *Structural design method of buildings for tsunami resistance (proposed)*, Japan: Building Technology Research Institute
- Palermo, D., Nistor, I., Al-Faesly, T. and Cornett, A. (2013) 'Impact of Tsunami Forces on Structures', *Journal of Tsunami Society International*, 32(2), pp. 58-76.
- Panagiotakos, T. B. and Fardis, M. N. 'Seismic Response of Infilled RC Frames Structures'. *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*.
- Paulay, T. and Priestley, M. J. N. (1992) *Seismic design of RC and masonry buildings*. New York: John Wiley & Sons, Ltd.
- Ramsden, J. D. (1996) 'Tsunami forces on a vertical wall caused by long waves, bores and surge on a dry bed', *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 122(3), pp. 134-141.

- Ramsden, J. D. and Raichlen, F. (1990) 'Forces on vertical wall caused by incident bores', *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 116(5), pp. 592-613.
- Robertson, I., Chock, G. and Morla, J. (2012) 'Structural Analysis of Selected Failures Caused by the 27 February 2010 Chile Tsunami', *Earthquake Spectra*, 28(S1), pp. S215-S243.
- Roos, W., Waarts, P. and Vrouwenvelder, A. (2003) 'Damage to buildings', *Delft Cluster*.
- Saneinejad, A. and Hobbs, B. (1995) 'INELASTIC DESIGN OF INFILLED FRAMES', *Journal of Structural Engineering-Asce*, 121(4), pp. 634-650.
- Sezen, H. (2002) *Seismic Behavior and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns*. Doctor of Philosophy, University of California, Berkeley, California.
- Shige-eda, M. and Akiyama, J. (2003) 'Numerical and Experimental Study on Two-Dimensional Flood Flows with and without Structures', *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(10), pp. 817-821.
- Srechai, J. (2013) *MASONRY INFILL REINFORCED CONCRETE FRAMES UNDER CYCLIC LOADING*. Doctor of Philosophy in Civil Engineering, Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand.
- Stafford, B. S. and Carter, C. (1969) 'A METHOD OF ANALYSIS FOR INFILLED FRAMES', *ICE Proceedings*, 44, pp. 31-48. Available at: <http://www.icevirtuallibrary.com/content/article/10.1680/iicep.1969.7290>.
- Stavridis, A. and Shing, P. B. 'Simplified Modeling of Masonry-Infilled RC Frames Subjected to Seismic Loads', *The 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
- Xiao, S. and Li, H. (2013) 'Impact of Flood on a Simple Masonry Building', *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 27(5), pp. 550-563.
- Yeh, H. (2006) 'Maximum Fluid Forces in the Tsunami Runup Zone', *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 132(6), pp. 496-500.
- Yeh, H., Sato, S. and Tajima, Y. (2013) 'The 11 March 2011 East Japan Earthquake and Tsunami: Tsunami Effects on Coastal Infrastructure and Buildings', *Pure and Applied Geophysics*, 170(6-8), pp. 1019-1031.

Zovkic, J., Sigmund, V. and Guljas, I. (2013) 'Cyclic testing of a single bay reinforced concrete frames with various types of masonry infill', *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(8), pp. 1131-1149.

กรมโยธาธิการและผังเมือง, สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร (พ.ศ. 2551) มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างอาคารอพยพในเขตเสี่ยงภัยสึนามิระดับปานกลาง. ถนนพระรามที่ 6 แขวงสามเสนใน เขตพญาไท กรุงเทพฯ.

อนุชาติ ลื่อนันต์ศักดิ์ศิริ, ไพบูลย์ ปัญญาคะโป, อาณัติ เรืองรัมย์, ณัฐวัฒน์ จุฑารัตน์, อภิชาติ วงศ์ดี, Vitali Terentjevs and Phawe Suit Theint. (2558) 'การศึกษากำลังต้านทานแผ่นดินไหวของผนังอิฐก่อภายในโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก', การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20, พัทยาเหนือ จ.ชลบุรี





## ภาคผนวก ก

ก.1 การคำนวณความสามารถในการรับแรงของค้ำยัน ตัวอย่างทดสอบ W1

ก.1.1 การคำนวณความสามารถในการรับแรงของค้ำยันในรูปแบบการวิบัติแบบเลื่อนเฉือน

$$V_f = \frac{\tau_0 t_w L_w}{(1 - \mu \tan \theta)}$$

โดยที่

$$t_w = 5.5 \text{ cm}$$

$$L_w = 365 \text{ cm}$$

$$\theta = 39.42^\circ$$

$$f'_m = 7.4 \text{ MPa}$$

$$f'_j = 21 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.04 f'_m = 0.04(7.4) = 3.0 \text{ ksc}$$

$$\mu = 0.654 + 0.00515(f'_j) = 0.654 + 0.00515(21) = 0.76215$$

ดังนั้น

$$V_f = \frac{\tau_0 t_w L_w}{(1 - \mu \tan \theta)} = \frac{3.00(5.5)(365)}{(1 - 0.7622 \tan 39.42)} / 1000 = 16.1 \text{ tonf}$$

ก.1.2 การคำนวณความสามารถในการรับแรงของค้ำยันในรูปแบบการวิบัติแบบอัดแตกที่มุม  
การคำนวณค่าสติเฟเนสสัมพัทธ์ระหว่างโครงข้อแข็งและกำแพงอิฐก่อ

$$\lambda_h = \left[ \frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4 E I h_w} \right]^{\frac{1}{4}} \cdot h$$

โดยที่

$$E_w = 2138 \text{ MPa}$$

$$E = 19193 \text{ MPa}$$

$$I = 0.001608 \text{ m}^4$$

$$h_w = 3.0 \text{ m}$$

$$h = 3.2 \text{ m}$$

$$t_w = 0.055 \text{ m}$$

$$\theta = 39.42^\circ$$

ดังนั้น

$$\lambda_h = \left[ \frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EI h_w} \right]^{\frac{1}{4}} \cdot h = \left[ \frac{2138(0.055) \sin 2(39.42)}{4(19193)(0.001608)(3.0)} \right]^{\frac{1}{4}} \cdot 3.2 = 2.39$$

การคำนวณความกว้างค้ำยันตามสมการที่เสนอโดย FEMA (1998)

$$w = 0.175(\lambda_h)^{-0.4} d$$

$$w = 0.175(2.39)^{-0.4} \cdot (4.72) = 0.583 \text{ m}$$

การคำนวณความกว้างค้ำยันตาม Liauw and Kwan (1984)

$$w = \frac{0.95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda_h}} d$$

$$w = \frac{0.95 \sin 2(39.42)}{2\sqrt{2.39}} \cdot (4.72) = 1.423 \text{ m}$$

การคำนวณความสามารถในการรับแรงในรูปแบบการวิบัติแบบแตกอัดที่มุมโดยใช้ความกว้างของค้ำยันตาม Liauw and Kwan (1984)

$$V_c = w t_w f'_m \cos \theta$$

โดยที่

$$f'_m = 7.4 \text{ MPa}$$

$$t_w = 0.055 \text{ m}$$

$$w = 1.423 \text{ m}$$

$$\theta = 39.42^\circ$$

ดังนั้น

$$V_c = w t_w f'_m \cos \theta = 1.423(0.055)(7.4) \cos(39.42^\circ) \times 10^3 = 447 \text{ kN}$$

ก.2 การคำนวณความสามารถในการรับแรงของค้ำยัน ตัวอย่างทดสอบ W2

ก.2.1 การคำนวณความสามารถในการรับแรงของค้ำยันในรูปแบบการวิบัติแบบเลื่อนเฉือน

$$V_f = \frac{\tau_0 t_w L_w}{(1 - \mu \tan \theta)}$$

โดยที่

$$t_w = 7.5 \text{ cm}$$

$$L_w = 365 \text{ cm}$$

$$\theta = 39.42^\circ$$

$$f'_m = 2.56 \text{ MPa}$$

$$f'_j = 17 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.04 f'_m = 0.04(26.1) = 1.04 \text{ ksc}$$

$$\mu = 0.654 + 0.00515(f'_j) = 0.654 + 0.00515(17) = 0.7415$$

ดังนั้น

$$V_f = \frac{\tau_0 t_w L_w}{(1 - \mu \tan \theta)} = \frac{1.04(7.5)(365)}{(1 - 0.762 \tan 39.42)} / 1000 = 7.62 \text{ tonf}$$

ก.2.2 การคำนวณความสามารถในการรับแรงของค้ำยันในรูปแบบการวิบัติแบบอัดแตกที่มุม

การคำนวณค่าสติเฟนสสัมพัทธ์ระหว่างโครงข้อแข็งและกำแพงอิฐก่อ

$$\lambda_h = \left[ \frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EI h_w} \right]^{\frac{1}{4}} \cdot h$$

โดยที่

$$E_w = 1560 \text{ MPa}$$

$$E = 19193 \text{ MPa}$$

$$I = 0.001608 \text{ m}^4$$

$$h_w = 3.0 \text{ m}$$

$$h = 3.2 \text{ m}$$

$$t_w = 0.075 \text{ m}$$

$$\theta = 39.42^\circ$$

ดังนั้น

$$\lambda_n = \left[ \frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EI h_w} \right]^{\frac{1}{4}} \cdot h = \left[ \frac{1560(0.075) \sin 2(39.42)}{4(19193)(0.001608)(3.0)} \right]^{\frac{1}{4}} \cdot 3.2 = 2.38$$

การคำนวณความกว้างค้ำยันตามสมการที่เสนอโดย FEMA (1998)

$$w = 0.175(\lambda_n)^{-0.4} d$$

$$w = 0.175(2.38)^{-0.4} \cdot (4.72) = 0.584 \text{ m}$$

การคำนวณความกว้างค้ำยันตาม Liauw and Kwan (1984)

$$w = \frac{0.95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda_n}} d$$

$$w = \frac{0.95 \sin 2(39.42)}{2\sqrt{2.38}} \cdot (4.72) = 1.426 \text{ m}$$

การคำนวณความสามารถในการรับแรงในรูปแบบการวิบัติแบบแตกอัดที่มุมโดยใช้ความกว้างของค้ำยันตาม Liauw and Kwan (1984)

$$V_c = w t_w f'_m \cos \theta$$



โดยที่

$$f'_m = 2.56 \text{ MPa}$$

$$t_w = 0.075 \text{ m}$$

$$w = 1.426 \text{ m}$$

$$\theta = 39.42^\circ$$

ดังนั้น

$$V_c = wt_w f'_m \cos \theta = 1.426(0.075)(2.56) \cos(39.42^\circ) \times 10^3 = 211 \text{ kN}$$



## ภาคผนวก ข

ข.1 ตัวอย่างการคำนวณความสามารถในการรับแรงเฉือนของเสา

$$V_n = V_s + V_c = k \frac{A_v f_y d}{s} + k \left( \frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g$$

โดยที่

$$a = 1500 \text{ mm}$$

$$d = 158 \text{ mm}$$

$$s = 175 \text{ mm}$$

$$k = 1.00$$

$$f'_c = 23.54 \text{ MPa}$$

$$f_y = 440.96 \text{ MPa}$$

$$f_{vy} = 235.44 \text{ MPa}$$

$$P = 225.84 \text{ kN}$$

$$A_g = 40000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 452 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 56.55 \text{ mm}^2$$

$$L = 3000 \text{ mm}$$

$$E_s = 200124 \text{ MPa}$$

$$E_c = 22805 \text{ MPa}$$

ดังนั้น

$$V_s = k \frac{A_v f_{vy} d}{s} = (1.0) \frac{(56.55)(235.44)(158)}{175} / 1000 = 12.02 \text{ kN}$$

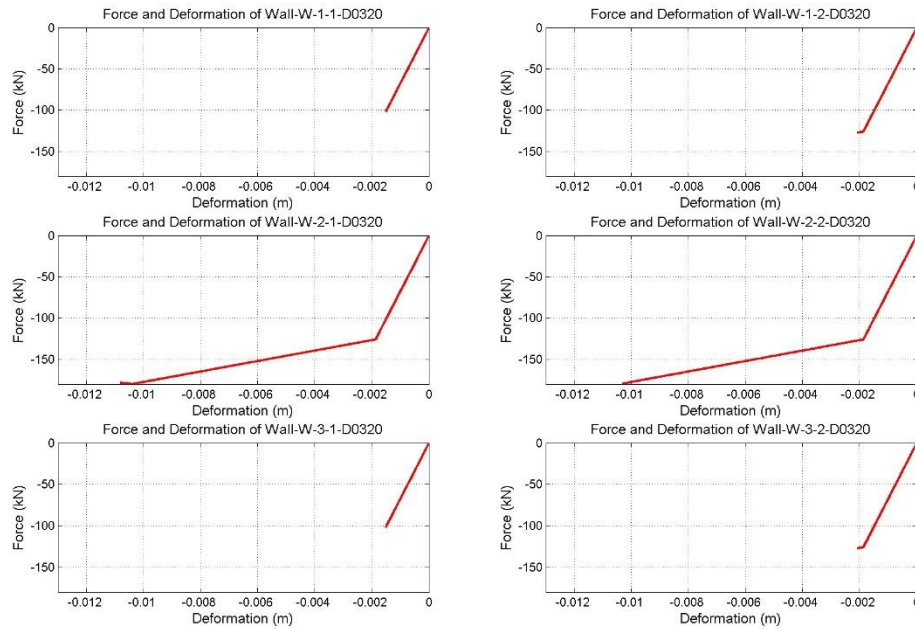
$$V_c = k \left( \frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g$$

$$V_c = \left[ (1.0) \left( \frac{0.5 \sqrt{23.54}}{1500/158} \sqrt{1 + \frac{225.84 \times 10^3}{0.5 \sqrt{23.54} (40000)}} \right) 0.8 (40000) \right] / 1000$$

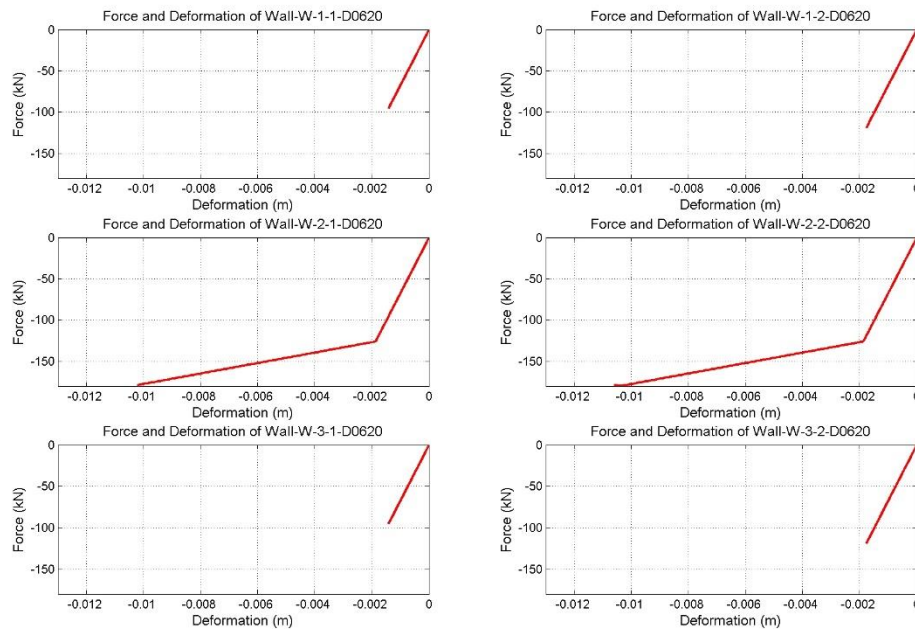
$$V_c = 14.91 \text{ kN}$$

$$V_n = V_s + V_c = 14.91 + 12.02 = 26.93 \text{ kN}$$

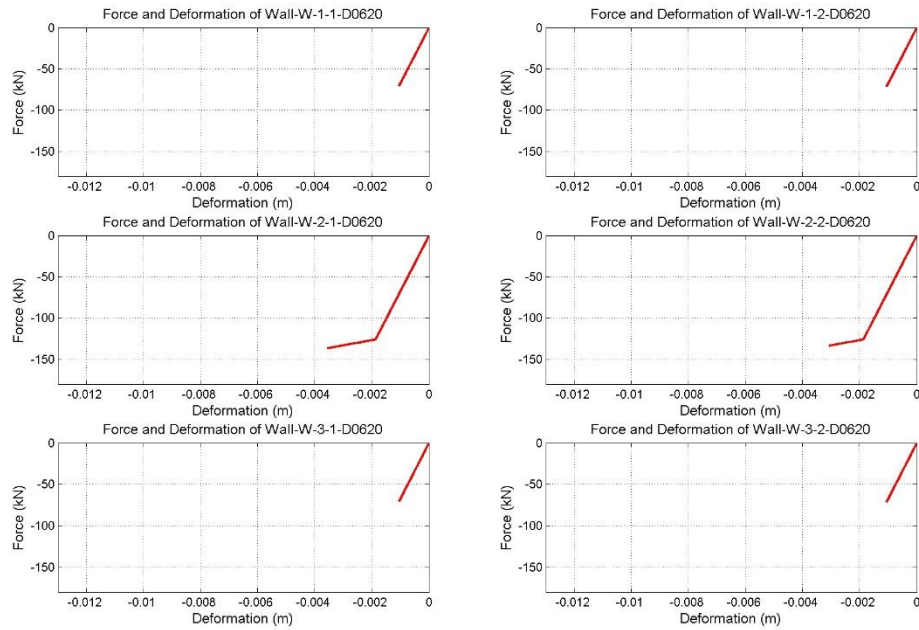
## ข.2 ผลการวิเคราะห์แรงภายในค้ำยันในแนวทแยง อาคารที่รับแรงสึนามิและน้ำท่วม



รูปที่ ข.2.0.1 แรงภายในค้ำยันในแนวทแยงในชั้น 1 ของอาคาร กรณีความสูงน้ำท่วม 3.2 เมตร



รูปที่ ข.2.0.2 แรงภายในค้ำยันในแนวทแยงในชั้น 1 ของอาคาร กรณีความสูงน้ำท่วม 6.2 เมตร



รูปที่ ข.2.0.3 แรงภายในค้ำยันในแนวขนานในชั้น 2 ของอาคาร กรณีความสูงน้ำท่วม 6.2 เมตร



### ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายอภิชาติ วงศ์ดี เกิดเมื่อวันที่ 01 กันยายน 2532 ได้รับวุฒิการศึกษาระดับปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ พ.ศ. 2554 ระหว่างการศึกษาในระดับปริญญาตรี ได้รับเลือกให้เป็นประธานชมรมแบดมินตัน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ระหว่าง พ.ศ. 2553 ถึง พ.ศ. 2554 และเข้าร่วมกิจกรรมต่าง ๆ ที่ทางภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเชียงใหม่จัดขึ้นเป็นประจำ โดยเมื่อหลังจากจบการศึกษาในระดับปริญญาตรี ได้เข้าทำงานในบริษัท ไมน์ฮาร์ท(ประเทศไทย) ในตำแหน่ง วิศวกรออกแบบโครงสร้าง ระหว่าง พ.ศ. 2555 ถึง พ.ศ. 2556 และได้เข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย พ.ศ. 2556 ระหว่างการศึกษาได้มีผลงานตีพิมพ์ ได้แก่ ของโครงข้อแข็งที่ใช้ระบบผนังคอนกรีตมวลเบา และการสอบเทียบบออิชาต วงศ์ดี, พชร เครือวิทย์, อนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ, Vitali Terentjevs และอาณัติ เรืองรัศมี, 2558, พฤติกรรมการรับแรงด้านข้างแบบจำลอง โครงการจัดการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20