

ผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสั่นนามิ



นายศิริชัย อังคสิงห์

ศูนย์วิทยุทรัพยากร  
วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

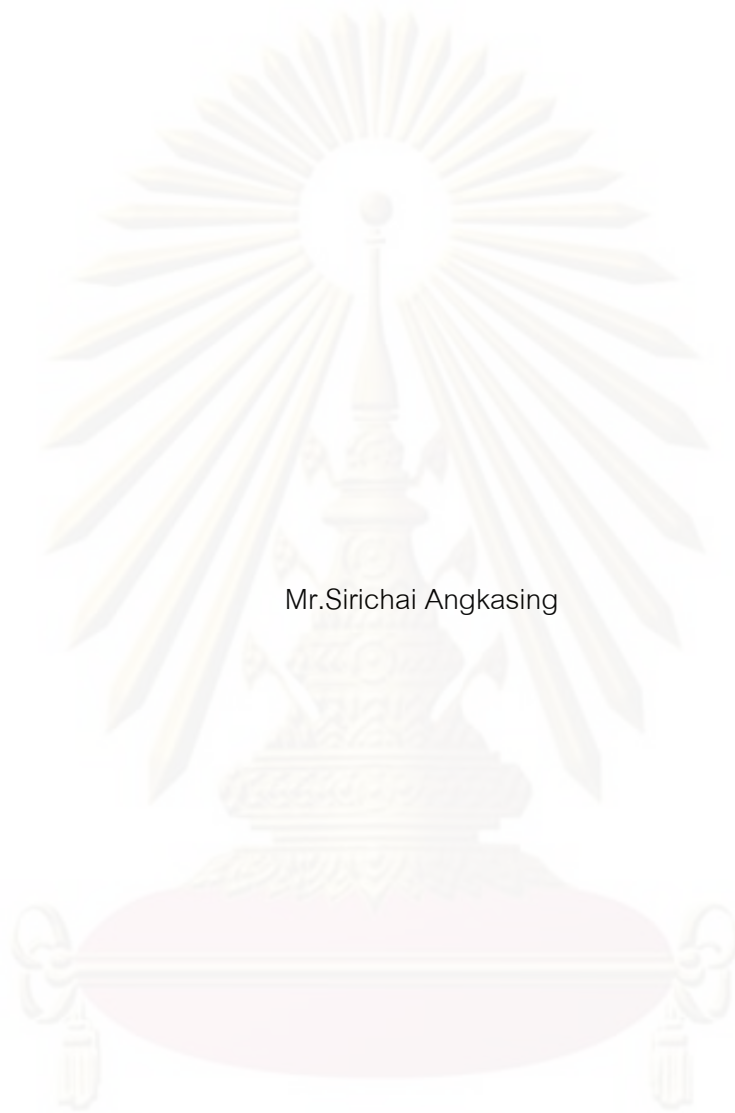
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2552

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS UNDER TSUNAMI LOADS



Mr.Sirichai Angkasing

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 2009

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

ผลตอบสนองของของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรง  
สั่นไหว

โดย

นายศิริชัย อังคสิงห์

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

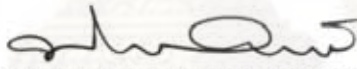
ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้นำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบัณฑิต



.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
(รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศนिरุญวงศ์)

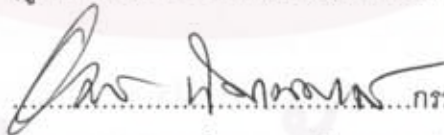
คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



.....ประธานกรรมการ  
(ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์)



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



.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย  
(รองศาสตราจารย์ ดร.อมร พิमानมาศ)

ศูนย์วิทยบริการ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ศิริชัย อังคสิงห์ : ผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสึนามิ.

(RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS UNDER TSUNAMI LOADS) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก : ผศ.ดร.อาณัติ เรืองรัศมี, 114 หน้า.

เมื่อวันที่ 26 ธันวาคม 2547 ได้เกิดสึนามิตามแนวชายฝั่งตะวันตกของประเทศไทยทำให้มีผู้เสียชีวิตและสูญหายเป็นจำนวนมาก นอกจากนั้นยังสร้างความเสียหายให้กับโครงสร้างทางวิศวกรรมเป็นอย่างมาก เพื่อศึกษาและบรรเทาความเสียหายของอาคาร การศึกษานี้จึงวิเคราะห์หารูปแบบความเสียหาย การกระจายแรงในชิ้นส่วนต่างๆ ของโครงสร้างและความสามารถในการรับแรงด้านข้างของอาคารซึ่งเป็นประโยชน์ต่อการออกแบบอาคารในเขตเสี่ยงภัยสึนามิ โดยงานวิจัยนี้ได้ทำการวิเคราะห์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำเนื่องจากสึนามิ ในการวิเคราะห์แบบจำลองอาคารได้พิจารณาอาคารเป็นโครงข้อแข็ง 3 มิติ และใช้แบบจำลองไฟเบอร์ในการจำลองชิ้นส่วนขององค์อาคารที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น

จากการสอบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบพบความคลาดเคลื่อนของสถิติเนสมิ ค่าประมาณ 2-28% และความคลาดเคลื่อนของระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 1-30% จากการศึกษาพฤติกรรมของอาคารศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลลาซึ่งเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยทำการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง 2 แนว คือแนวตั้งฉากกับแนวแรงกับแนวที่ขนานกับแนวแรงจากการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในแนวขนานกับแนวแรงที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อพบว่า โครงข้อแข็งที่ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อสามารถรับแรงสูงสุดได้เท่ากับ 16 kN โครงข้อแข็งที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อสามารถรับแรงได้เท่ากับ 360 kN โดยกำแพงอิฐก่อจะมีจะสามารถในการรับแรงประมาณ 95 % ของกำลังในการรับแรงด้านของโครงข้อแข็ง จากการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในแนวตั้งฉากกับแนวแรงพบว่าโครงข้อแข็งสามารถรับแรงได้เท่ากับ 33 kN โดยแรงที่กระทำกับโครงสร้างที่คำนวณได้จากมาตรฐานฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง 1312-51 มีค่าเท่ากับ 93 kN ซึ่งมีค่ามากกว่ากำลังต้านทานตามขวางของโครงข้อแข็ง

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่อนิสิต..... กิติโก้ วัชรวัฒน์  
 สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก..... Anu  
 ปีการศึกษา 2552.....



## 5070468021 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : TSUNAMI / FIBER MODEL / REINFORCED-CONCRETE BUILDING

SIRICHAJ ANGKASING : RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS UNDER TSUNAMI LOADS. THESIS ADVISOR : ASST.PROF. ANAT RUANGRASSAMEE,Ph.D., 114 pp.

The December 26<sup>th</sup>, 2004 tsunami killed many people and caused serious damage to civil engineering structures in the western costal of Thailand. To study and reduce the damage of buildings, this study analyses damage patterns, load distribution in structural members and the lateral resistance of buildings. In this research, the reinforced-concrete buildings are analyzed under tsunami loads. The building models are treated as 3-dimensional frames, and fiber models are used to capture non-linear behaviors of structural members.

The building models are calibrated with results of the lateral field load test conducted on the one-story reinforced-concrete building which is the former office of Thai Meteorological Department in Phang-Nga. From the calibration, the errors of stiffness are about 2% - 28%, and the errors of the maximum deformation are about 1% - 30%. This research studies behaviors of the Kamala nursery building by treating as 2-dimensional frames. Two frames, which are parallel and perpendicular to the tsunami flow frames, are considered. The frame parallel to the tsunami flow is analyzed with and without masonry infilled walls. It is found that the maximum lateral resisting force of the frame without masonry infilled walls is 16 kN while that with masonry infilled walls is 360 kN. It is interesting to note that the masonry infilled walls resist 95% of lateral force. The resistance of the frame perpendicular to the tsunami flow is 33 kN. The force predicted from the guideline by Department of Public Works and Town Planning is found to be 93 kN which is larger than the transverse resistance of the frame.

Department :.....Civil Engineering..... Student's Signature.....  
Field of Study :...Civil Engineering..... Advisor's Signature.....  
Academic Year :..2009.....

## กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์เล่มนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยความกรุณาของ ผศ.ดร.อาณัติ เรืองรัมย์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ซึ่งได้ให้คำปรึกษา จัดหาข้อมูลที่สำคัญ ข้อชี้แนะ และความช่วยเหลือในหลายสิ่งหลายอย่างที่เป็นประโยชน์อย่างยิ่งสำหรับผู้เขียนนำมาใช้ในการเรียบเรียงเนื้อหาในการจัดทำวิทยานิพนธ์เล่มนี้ จึงใคร่ขอขอบพระคุณไว้ ณ โอกาสนี้

ขอกราบขอบพระคุณ ศ.ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และ รศ.ดร.อมร พิमानมาศ ที่ได้ให้คำปรึกษา ให้แนวคิด และช่วยตรวจแก้ไขในส่วนที่บกพร่องต่าง ๆ ตั้งแต่เริ่มต้น จนกระทั่งเขียนวิทยานิพนธ์สำเร็จเป็นรูปเล่ม

ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดาและพี่ชาย ที่คอยให้กำลังใจและให้การสนับสนุนในด้านการศึกษา ตลอดจนผู้มีพระคุณทุกท่าน ที่ทำให้ผู้วิจัยมีกำลังใจจนสามารถทำการค้นคว้าอิสระฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์

ผู้เขียนขอกราบขอบคุณ เพื่อนๆ รุ่นพี่ และรุ่นน้องทุกท่าน ที่คอยให้กำลังใจและคำแนะนำ โดยเฉพาะอย่างยิ่งพี่แอนและพี่ห้องแผ่นดินไหว ที่คอยให้ความช่วยเหลือในทุกๆด้าน จนสำเร็จการศึกษา

ผู้เขียนขอกราบขอบคุณพี่ณัฐวุฒิที่ได้อนุเคราะห์ข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการซึ่งเป็นประโยชน์ต่อการทำวิทยานิพนธ์จนสำเร็จ

ผู้วิจัยจึงขอกราบขอบพระคุณเป็นอย่างสูงมา ณ โอกาสนี้

ศูนย์วิทยทรัพยากร

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

# สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย .....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ .....	จ
กิตติกรรมประกาศ .....	ฉ
สารบัญ .....	ช
สารบัญตาราง .....	ญ
สารบัญรูป .....	ฎ
บทที่ 1 บทนำ .....	1
1.1 ความสำคัญของปัญหา .....	1
1.2 วัตถุประสงค์ .....	2
1.3 ขอบเขตการวิจัย .....	2
1.4 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย .....	2
บทที่ 2 ผลงานวิจัยที่ผ่านมาและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง .....	3
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวกับแรงกระทำที่เกิดจากคลื่นน้ำ .....	3
2.2 มาตรฐานการออกแบบที่เกี่ยวกับแรงกระทำที่เกิดจากคลื่นน้ำ .....	23
2.3 แบบจำลองเกี่ยวกับข้อต่อของชิ้นส่วนของอาคาร .....	29
2.4 ทฤษฎีเกี่ยวกับแบบจำลองไฟเบอร์ .....	31
2.5 แบบจำลองเกี่ยวกับพฤติกรรมของวัสดุ .....	36
2.5.1 งานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด .....	36
2.5.2 งานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของคอนกรีตที่มีการโอบรัด .....	37
2.5.3 งานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร .....	41
2.6 งานวิจัยที่เกี่ยวกับผนังอิฐก่อ .....	44
บทที่ 3 การสอบเทียบแบบจำลอง .....	53
3.1 พารามิเตอร์ที่สำคัญในการจำลองพฤติกรรมของอาคาร .....	53
3.1.1 ระยะเวลาหมุนพลาสติก (Plastic hinge length) .....	53
3.1.2 ระยะเวลาพลาสติกที่ใช้ในการศึกษา .....	54
3.1.3 การวิเคราะห์โครงข้อแข็ง .....	58
3.2 อาคารที่ใช้ในการสอบเทียบแบบจำลอง .....	63
3.3 ผลการทดสอบในสนาม .....	66

3.4	กำลังของวัสดุของอาคารที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	68
3.5	การจำลองพฤติกรรมของอาคารที่ใช้ในการสอบเทียบแบบจำลอง.....	69
3.5.1	แบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด.....	71
3.5.2	แบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัด .....	72
3.5.3	แบบจำลองของเหล็กเสริม .....	73
3.5.4	แบบจำลองกำแพงอิฐก่อ.....	74
3.6	การสอบเทียบแบบจำลองโดยการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ.....	75
3.7	การสอบเทียบแบบจำลองโดยการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ.....	78
บทที่ 4	การวิเคราะห์โครงสร้าง .....	83
4.1	อาคารที่ทำการวิเคราะห์.....	83
4.2	การคำนวณแรงที่กระทำกับโครงข้อแข็ง .....	87
4.2.1	การคำนวณแรงที่กระทำตาม FEMA 55 (2000) .....	87
4.2.1.1	ความเร็วขอบเขตล่าง (Lower bound) .....	88
4.2.1.2	ความเร็วขอบเขตบน (Upper bound).....	88
4.2.1.3	ความเร็วของคลื่นสึนามิ .....	88
4.2.2	การคำนวณแรงที่กระทำตาม มยผ. 1312-51 (2551).....	88
4.3	การวิเคราะห์โครงข้อแข็ง A-A .....	89
4.3.1	การจำลองพฤติกรรมของโครงข้อแข็ง A-A .....	90
4.3.1.1	แบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด.....	91
4.3.1.2	แบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัด.....	91
4.3.1.3	แบบจำลองของเหล็กเสริม.....	92
4.3.1.4	แบบจำลองของกำแพงอิฐก่อ .....	93
4.3.2	ผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง A-A .....	94
4.3.2.1	ผลของโครงข้อแข็ง A-A ที่ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ.....	94
4.3.2.2	ผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง A-A ที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ .....	98
4.4	การวิเคราะห์โครงข้อแข็ง B-B .....	100
4.4.1	การจำลองพฤติกรรมของโครงข้อแข็ง B-B .....	101
4.4.1.1	แบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด.....	102
4.4.1.2	แบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัด.....	103
4.4.1.3	แบบจำลองของเหล็กเสริม.....	104



4.4.2 ผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง B-B .....	104
4.5 สรุปผลการวิเคราะห์.....	107
บทที่ 5 สรุปผลและข้อเสนอแนะ .....	108
5.1 สรุปผลการวิจัย.....	108
5.2 ข้อเสนอแนะ.....	109
รายการอ้างอิง .....	110
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	114



ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1 ความสูงสัมพัทธ์ของคลื่นเริ่มต้นที่บริเวณใกล้กับกำแพง .....	4
ตารางที่ 2.2 แสดงความดันที่ตำแหน่ง PF0, PF1 และ PF2 .....	21
ตารางที่ 2.3 แสดงแรงสั่นามิบนอาคารจำลองที่ต่างกันของลักษณะช่องเปิด .....	21
ตารางที่ 2.4 รูปงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับแรงกระทำที่เกิดจากคลื่นน้ำ .....	22
ตารางที่ 2.5 สัมประสิทธิ์ของแรงจุด ( $C_d$ ) สำหรับอัตราส่วนของความกว้าง ( $w$ ) ต่อความลึก ( $h$ ) .....	26
ตารางที่ 2.6 สัมประสิทธิ์ของแรงจุดสำหรับอาคารทั้งหลัง (Drag coefficient, $C_d$ ) .....	28
ตารางที่ 2.7 ผลการทดสอบรับแรงกระทำในแนวทแยง .....	45
ตารางที่ 2.8 ผลของการทดสอบรับแรงกระทำด้านข้าง .....	46
ตารางที่ 2.9 ตัวแปรกำลังของผนังอิฐก่อในระนาบตั้งฉาก .....	49
ตารางที่ 3.1 ระยะเวลาของจุดหมุนพลาสติก .....	54
ตารางที่ 3.2 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด .....	56
ตารางที่ 3.3 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด .....	56
ตารางที่ 3.4 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว .....	56
ตารางที่ 3.5 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด .....	59
ตารางที่ 3.6 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด .....	59
ตารางที่ 3.7 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว .....	59
ตารางที่ 3.8 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด .....	62
ตารางที่ 3.9 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด .....	62
ตารางที่ 3.10 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว .....	62
ตารางที่ 3.11 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงอิฐก่อ .....	62
ตารางที่ 3.12 คุณสมบัติของวัสดุของอาคาร .....	68
ตารางที่ 3.13 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด .....	72
ตารางที่ 3.14 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด .....	73
ตารางที่ 3.15 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว .....	73
ตารางที่ 3.16 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงอิฐก่อ .....	75
ตารางที่ 3.17 ความคลาดเคลื่อนของระยะการเคลื่อนตัวสูงสุด .....	78
ตารางที่ 3.18 ความคลาดเคลื่อนของสถิติเฟส .....	79

ตารางที่ 3.19 ความคลาดเคลื่อนของการดูดซับพลังงาน..... 79

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของวัสดุของอาคาร..... 84

ตารางที่ 4.2 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด..... 91

ตารางที่ 4.3 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด..... 92

ตารางที่ 4.4 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว..... 93

ตารางที่ 4.5 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงอิฐก่อ..... 94

ตารางที่ 4.6 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด..... 103

ตารางที่ 4.7 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด..... 103

ตารางที่ 4.8 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว..... 104



ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## สารบัญรูป

หน้า

รูปที่ 2.1 คลื่นขณะเข้าปะทะกำแพง (Cross 1967) .....	3
รูปที่ 2.2 (a) แสดงการกำเนิดคลื่นที่ตำแหน่ง $x = 21.39$ เมตร, คลื่นแตกตัวที่ $x_b$ และกำแพงที่ รับการปะทะอยู่ห่างจากชายฝั่งที่ $x_w$ ; (b) แสดงภาพการเกิดคลื่น (Bore) และการ ยกตัวของคลื่น ดังเส้นที่บและเส้นประตามลำดับ (Ramsden และ Raichen, 1990).....	4
รูปที่ 2.3 แรงสัมพัทธ์และภาพด้านข้างของคลื่นในแต่ละช่วงเวลาทีเลือก เมื่อ $H_o/d_o = 0.288$ (Ramsden และ Raichen, 1990) .....	5
รูปที่ 2.4 การเปรียบเทียบแรงที่ได้จากการตรวจวัดกับแรงอุทกสถิตที่คำนวณจากความสูงของ และแรงที่คำนวณได้จากทฤษฎี (Ramsden และ Raichen, 1990) .....	6
รูปที่ 2.5 แสดงการติดตั้งอุปกรณ์และหัววัดความดัน (Hamzah และคณะ, 2000) .....	7
รูปที่ 2.6 ความดันคลื่นที่ปะทะกำแพง (a) P1 และ (b) P4 (Hamzah และคณะ, 2000) .....	8
รูปที่ 2.7 การกระจายตัวของความดันคลื่นตามแนวตั้งที่ปะทะกำแพง (Hamzah และคณะ, 2000) .....	8
รูปที่ 2.8 รางทดลองขนาดใหญ่ 2 มิติ (Asakura และคณะ, 2002).....	9
รูปที่ 2.9 รางทดลองขนาดกลาง 2 มิติ (Asakura และคณะ, 2002).....	9
รูปที่ 2.10 อ่างจำลองคลื่นแบบ 3 มิติ (Asakura และคณะ, 2002).....	10
รูปที่ 2.11 การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดการยกตัวหน้าคลื่นและความเร็ว (Asakura และคณะ, 2002).....	10
รูปที่ 2.12 ตำแหน่งของเครื่องตรวจวัดความดันและแรงที่เกิดจากคลื่น (Asakura และคณะ, 2002).....	10
รูปที่ 2.13 การกระจายความดันของคลื่นที่ไม่เกิดการแตกตัว (Without fission) .....	11
รูปที่ 2.14 การกระจายความดันของคลื่นที่เกิดการแตกตัว (With fission) .....	11
รูปที่ 2.15 การกระจายความดันของคลื่นที่ไม่เกิดการแตกตัวในขณะที่แรงกระทำต่อโครงสร้าง มีค่ามากที่สุด (Asakura และคณะ, 2002) .....	12
รูปที่ 2.16 การยกตัวของคลื่นสึนามิบนกำแพง (Haritos และคณะ, 2005) .....	13
รูปที่ 2.17 แรงจากคลื่นสึนามิที่กระทำต่อกำแพง (Haritos และคณะ, 2005).....	13
รูปที่ 2.18 ความดันจากคลื่นสึนามิโดยใช้สมการ 2.9 (Okada และ คณะ, 2005).....	14
รูปที่ 2.19 แรงจากคลื่นสึนามิโดยใช้สมการที่ 2.10 (Okada และ คณะ, 2005) .....	15



รูปที่ 2.20 การกระจายแรงดันต่อโครงสร้างอาคารรูปแบบต่างๆ (Okada และ คณะ, 2005) .....	16
รูปที่ 2.21 การติดตั้งเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ (Lukkunaprasit และ คณะ, 2008) .....	18
รูปที่ 2.22 ด้านหน้าและด้านหลังของอาคารจำลองและตำแหน่งของเครื่องตรวจวัดความดัน (Lukkunaprasit และ คณะ, 2008).....	18
รูปที่ 2.23 ความสัมพันธ์ระหว่างความ (V) กับความสูงคลื่น (h) (Lukkunaprasit และ คณะ, 2008).....	18
รูปที่ 2.24 แสดงความดันที่บันทึกได้ ณ เวลาต่างๆ ของแบบจำลองที่ไม่มีช่องเปิด (Lukkunaprasit และ คณะ, 2008).....	19
รูปที่ 2.25 ลักษณะของเส้นความดัน (ความสูงคลื่น 80 มิลลิเมตร) (Lukkunaprasit และ คณะ, 2008) .....	20
รูปที่ 2.26 แสดงการเปรียบเทียบแรงที่เกิดจากคลื่นสึนามิ (Lukkunaprasit และ คณะ, 2008)...	20
รูปที่ 2.27 แบบจำลองของข้อต่อระหว่างคานและเสา (Lower และ คณะ, 2003).....	29
รูปที่ 2.28 การเคลื่อนที่ภายในและภายนอกและการหมุน (Lower และ คณะ, 2003).....	29
รูปที่ 2.29 การเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือน (Matrin Suthasit 2007) .....	30
รูปที่ 2.30 แบบจำลองข้อต่อระหว่างเสาและคาน (Matrin Suthasit 2007) .....	30
รูปที่ 2.31 การจำลองชิ้นส่วนของอาคาร.....	31
รูปที่ 2.32 ดีกรีของความอิสระสำหรับชิ้นส่วนย่อยของแบบจำลองไฟเบอร์.....	33
รูปที่ 2.33 การแบ่งแบบจำลองเป็นไฟเบอร์ย่อยๆ.....	33
รูปที่ 2.34 รายละเอียดของหน้าตัดที่วิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟเบอร์.....	33
รูปที่ 2.35 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Kent และ Park, 1971) .....	36
รูปที่ 2.36 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Mander และ คณะ, 1984).....	37
รูปที่ 2.37 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Hoshikuma และ คณะ, 1997) .....	39
รูปที่ 2.38 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Sakai และ Kawashima, 2006) ...	40
รูปที่ 2.39 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำ แบบวัฏจักร (Menegotto และ Pinto, 1973).....	42
รูปที่ 2.40 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมที่พิจารณาผลการ โด่งเดาะขอเหล็กเสริมตามยาว (Gomes และ Appleton, 1996) .....	42
รูปที่ 2.41 แสดงการทดสอบรับแรงตามแนวทแยงของโครงสร้างเหลี่ยมผนังก่อ (Smith 1966) .....	44

รูปที่ 2.42 การติดตั้งแบบทดสอบรับแรงด้านข้างของโครงสร้างเหล็มนั่งก่อก่อ 1 ชั้น (Smith 1966).....	46
รูปที่ 2.43 การติดตั้งแบบทดสอบรับแรงด้านข้างของโครงสร้างเหล็มนั่งก่อก่อ 2 ชั้น (Smith 1966).....	46
รูปที่ 2.44 การเปลี่ยนรูปเนื่องจากแรงกดตามแนวทแยงและแรงกระทำด้านข้าง (Smith 1966)....	47
รูปที่ 2.45 การประมาณการส่งถ่ายแรงที่เกิดขึ้นสำหรับรูปที่ 2.49 (Smith 1966) .....	47
รูปที่ 2.46 หลักการวิเคราะห์ห้ผนังอิฐก่อก (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004) .....	50
รูปที่ 2.47 สปริงในแนวทแยงและสปริงในแนวราบของแบบจำลองผนังอิฐก่อก (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004) .....	52
รูปที่ 2.48 ผลของการวิเคราะห์แรงด้านข้างของแบบจำลองสปริงแนวราบและแนวทแยง (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004) .....	52
รูปที่ 2.49 กำแพงอิฐก่อกที่มีช่องว่างของหน้าต่าง (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004) .....	52
รูปที่ 3.1 แสดงรายละเอียดของเสา (Sezen และ Moehle, 2004) .....	55
รูปที่ 3.2 แบบจำลองไฟเบอร์.....	56
รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความโค้งและโมเมนต์ดัด.....	57
รูปที่ 3.4 โครงข้อแข็งที่ใช้ในการตรวจสอบแบบจำลอง (Anil และ Altin, 2006).....	59
รูปที่ 3.5 ผลการตรวจสอบแบบจำลอง .....	60
รูปที่ 3.6 การวิบัติของโครงข้อแข็งที่พิจารณา (Anil และ Altin, 2006).....	60
รูปที่ 3.7 โครงข้อแข็งที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อกที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	61
รูปที่ 3.8 แบบจำลองของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อก.....	61
รูปที่ 3.9 ผลการตรวจสอบแบบจำลอง .....	62
รูปที่ 3.10 การวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อก .....	63
รูปที่ 3.11 อาคารสถานีตรวจอากาศ ของกรมอุตุนิยมวิทยา (Ruangrassamee และ คณะ, 2008).....	64
รูปที่ 3.12 คานบังแดดที่เสียหาย (Ruangrassamee และ คณะ, 2008) .....	64
รูปที่ 3.13 แบบแปลนโครงสร้างอาคารสถานีตรวจอากาศของกรมอุตุนิยมวิทยา (ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และ คณะ, 2008) .....	65
รูปที่ 3.14 ตำแหน่งของกำแพงอิฐก่อก.....	66
รูปที่ 3.15 การติดตั้งแจ็คไฮดรอลิกที่ตำแหน่งหน้าอาคาร.....	67
รูปที่ 3.16 แสดงตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องวัดระยะการเคลื่อนตัวบริเวณด้านหลังของอาคาร (Ruangrassamee และคณะ, 2008).....	67

รูปที่ 3.17 แรงและระยะการเคลื่อนตัวที่ด้านบนของอาคาร (Ruangrassamee และคณะ, 2008).....	67
รูปที่ 3.18 ระยะการเคลื่อนตัวของอาคารที่สภาวะแรงกระทำต่างๆ (Ruangrassamee และคณะ, 2008) .....	68
รูปที่ 3.19 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ.....	69
รูปที่ 3.20 การจำลองพฤติกรรมของอาคาร.....	69
รูปที่ 3.21 การจำลองพฤติกรรมขององค์อาคาร.....	71
รูปที่ 3.22 รายละเอียดจุดต่อ.....	71
รูปที่ 3.23 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Hoshikuma และ คณะ, 1997) .....	72
รูปที่ 3.24 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Hoshikuma และ คณะ, 1997) .....	72
รูปที่ 3.25 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว (Menegotto และ Pinto, 1973).....	73
รูปที่ 3.26 การจำลองพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ.....	74
รูปที่ 3.27 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะการเคลื่อนตัวของกำแพงอิฐก่อ (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004) .....	74
รูปที่ 3.28 แบบจำลองโครงสร้างแบบ 2 มิติ .....	76
รูปที่ 3.29 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของFrame A .....	77
รูปที่ 3.30 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของFrame B .....	77
รูปที่ 3.31 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของFrame C .....	77
รูปที่ 3.32 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของFrame A โดยการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ .....	80
รูปที่ 3.33 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของFrame B โดยการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ .....	80
รูปที่ 3.34 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของFrame C โดยการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ .....	80
รูปที่ 3.35 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของกำแพงอิฐก่อ .....	81
รูปที่ 3.36 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวของเสา frame A.....	81
รูปที่ 3.37 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดของเสา Frame A (คอนกรีตหุ้ม) .....	81
รูปที่ 3.38 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดของเสา Frame A (แกนคอนกรีต) .....	82
รูปที่ 3.39 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวด้านบนของอาคารที่สภาวะแรงกระทำต่างๆ .....	82

รูปที่ 4.1 ตำแหน่งของศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลา (กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม, 2005) .....	84
รูปที่ 4.2 ศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลาก่อนเหตุการณ์สึนามิ .....	85
รูปที่ 4.3 ศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลาล้างจากเหตุการณ์สึนามิ.....	85
รูปที่ 4.4 แปลนของอาคารศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลลา.....	86
รูปที่ 4.5 ความสูงน้ำท่วมจากเหตุการณ์สึนามิ (ไม่ทราบแหล่งข้อมูล).....	87
รูปที่ 4.6 แสดงพื้นที่ในการคำนวณแรงสึนามิ .....	87
รูปที่ 4.7 โครงข้อแข็ง A-A .....	89
รูปที่ 4.8 แสดงรายละเอียดของเหล็กเสริมในคานและเสา .....	89
รูปที่ 4.9 แบบจำลองโครงข้อแข็ง A-A ที่ไม่พิจารณาผลของกำแพง .....	90
รูปที่ 4.10 แบบจำลองโครงข้อแข็ง A- A ที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อในแนวนานกับแนวแรง.....	90
รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Hoshikuma และ คณะ, 1997) .....	91
รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Hoshikuma และ คณะ, 1997) .....	92
รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว (Menegotto และ Pinto, 1973).....	93
รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะการเคลื่อนตัวของกำแพงอิฐก่อ (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004) .....	94
รูปที่ 4.15 แสดงการเปลี่ยนตำแหน่งของแกนสะเทินหลังจากเหล็กเสริมเกิดการคราก .....	95
รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและระยะการเคลื่อนตัว .....	95
รูปที่ 4.17 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของโครงข้อแข็ง A-A ที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อ.....	96
รูปที่ 4.18 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในเสา (คอนกรีตหุ้ม) .....	96
รูปที่ 4.19 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในเสา (แกนคอนกรีต) .....	97
รูปที่ 4.20 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านรับแรงดึงที่เกิดขึ้นในเสา .....	97
รูปที่ 4.21 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านรับแรงอัดที่เกิดขึ้นในเสา.....	97
รูปที่ 4.22 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของโครงข้อแข็ง A-A ที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ .....	98
รูปที่ 4.23 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของกำแพงอิฐก่อ .....	99



รูปที่ 4.24 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในเสา (คอนกรีต หุ้ม) .....	99
รูปที่ 4.25 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในเสา (แกน คอนกรีต) .....	99
รูปที่ 4.26 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านรับแรงดึงที่เกิดขึ้นในเสา .....	100
รูปที่ 4.27 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านรับแรงอัดที่เกิดขึ้นในเสา.....	100
รูปที่ 4.28 โครงข้อแข็งในแนว B-B .....	101
รูปที่ 4.29 แสดงรายละเอียดของเหล็กเสริมในคานและเสา.....	101
รูปที่ 4.30 แสดงการสร้างแบบจำลองโครงข้อแข็ง B-B.....	102
รูปที่ 4.31 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Hoshikuma และ คณะ, 1997) .....	102
รูปที่ 4.32 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Hoshikuma และ คณะ, 1997) .....	103
รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว (Menegotto และ Pinto, 1973).....	104
รูปที่ 4.34 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของโครงข้อแข็ง B-B .....	105
รูปที่ 4.35 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของเสาและคาน .....	105
รูปที่ 4.36 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในเสา (คอนกรีต หุ้ม) และ คอนกรีตที่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในเสา (แกนคอนกรีต).....	106
รูปที่ 4.37 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในคาน (คอนกรีต หุ้ม) และ คอนกรีตที่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในคาน (แกนคอนกรีต).....	106
รูปที่ 4.38 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวที่เกิดขึ้นในเสา .....	106
รูปที่ 4.39 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวที่เกิดขึ้นในคาน.....	107
รูปที่ 4.40 ความสามารถต้านทานแรงกระทำจากสึนามิ .....	107

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความสำคัญของปัญหา

เมื่อวันที่ 26 ธันวาคม พ.ศ. 2547 เวลา 7:58:50 ตามเวลาในประเทศไทย เกิดแผ่นดินไหวขนาด 9.0 ตามมาตราริกเตอร์ โดยจุดศูนย์กลางของแผ่นดินไหวนี้อยู่ที่  $3.3^{\circ}$  N และ  $95.9^{\circ}$  E บริเวณชายฝั่งทางตะวันตกของเกาะสุมาตรา ซึ่งแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นครั้งนี้จัดได้ว่ามีความรุนแรงเป็นอันดับ 4 ของโลกส่งผลทำให้เกิดคลื่นสึนามิตามแนวชายฝั่งทะเลภาคใต้ของประเทศไทย ด้านทะเลอันดามัน ส่งผลให้ประเทศไทยมีผู้เสียชีวิตและผู้สูญหายจำนวนมาก นอกจากนั้นยังสร้างความเสียหายแก่บ้านเรือนและระบบสาธารณูปโภคที่อยู่ใกล้ชายฝั่งทะเลในบริเวณภาคใต้ฝั่งอันดามันเป็นอย่างมาก

ในอดีตประเทศไทยไม่ได้คำนึงถึงแรงกระทำที่เกิดขึ้นอันเนื่องมาจากคลื่นสึนามิในการออกแบบโครงสร้าง แต่จากเหตุการณ์ครั้งนี้ทำให้เห็นว่าเมื่อคลื่นสึนามิเข้าปะทะกับอาคารก่อสร้างมีผลทำให้โครงสร้างอาคารเกิดความเสียหายอย่างรุนแรง ดังนั้นในการออกแบบโครงสร้างอาคารอพยพจึงควรคำนึงถึงแรงที่เกิดขึ้นเมื่อคลื่นสึนามิเข้าปะทะกับอาคารเพื่อเป็นแนวทางในการออกแบบอาคารอพยพและบรรเทาความเสียหายของโครงสร้างอาคารบริเวณชายฝั่งทะเลหรือพื้นที่เสี่ยงภัยสึนามิเนื่องมาจากประเทศไทยนั้นมีโอกาสรับผลกระทบจากคลื่นสึนามิได้อีกในอนาคต

งานวิจัยนี้ทำการวิเคราะห์ผลตอบสนองต่อโครงสร้างของอาคารเมื่อรับแรงปะทะจากคลื่นสึนามิ โดยในการวิเคราะห์นั้นจะพิจารณาพฤติกรรมของอาคารแบบไม่เชิงเส้นภายใต้แรงกระทำด้านข้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้น ซึ่งจะทำให้ทราบถึงความสามารถในการรับแรงกระทำด้านข้างและรูปแบบการวิบัติของอาคาร เพื่อเป็นแนวทางสำหรับการออกแบบบรรเทาความเสียหายจากคลื่นสึนามิ โดยแบบจำลองของโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์จะเป็นแบบก่อสร้างจริงของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในจังหวัดภูเก็ต ที่ได้รับความเสียหายระดับที่เกิดการวิบัติเมื่อรับแรงปะทะจากคลื่นสึนามิ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## 1.2 วัตถุประสงค์

งานวิจัยนี้ได้ดำเนินการโดยมีวัตถุประสงค์ดังนี้

1. ทำการศึกษาและสร้างแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์ให้มัลติโอบสนองภายใต้แรงกระทำด้านข้างให้มีความใกล้เคียงกับความเป็นจริง
2. ศึกษาพฤติกรรมและผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำด้านข้างอันเนื่องมาจากคลื่นสึนามิ
3. วิเคราะห์หารูปแบบความเสียหายและความสามารถในการรับแรงด้านข้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

## 1.3 ขอบเขตการวิจัย

งานวิจัยนี้ได้ดำเนินการอยู่ภายใต้ขอบเขตดังต่อไปนี้

1. ศึกษาพฤติกรรมโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยพิจารณาเป็นโครงข้อแข็ง 3 มิติ ที่ไม่พิจารณาผลของการกัดเซาะของดินบริเวณใต้ฐานราก (scouring), ผลของการเปลี่ยนรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือนและผลของแรงกระทำเนื่องมาจากวัตถุที่ลอยมากับกระแสน้ำ
2. ทำการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์ในการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นขององค์อาคาร

## 1.4 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

งานวิจัยครั้งนี้มีวิธีการดำเนินการตามขั้นตอนต่อไปนี้

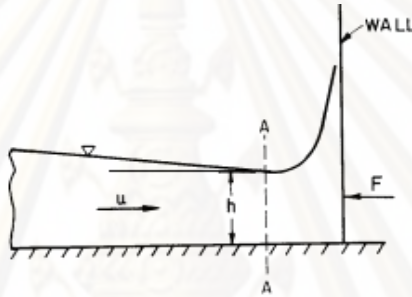
1. ศึกษาข้อมูลและงานวิจัยที่ผ่านมาเพื่อทบทวนงานวิจัยที่เกี่ยวกับแรงกระทำที่เกิดจากคลื่นสึนามิ, การจำลองชิ้นส่วนขององค์อาคารโดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์และพฤติกรรมของผนังอิฐก่อและการสร้างแบบจำลองผนังอิฐก่อ
2. ศึกษาวิธีการของไฟในเอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้นโดยใช้โปรแกรม TDAP III และวิธีการสร้างแบบจำลอง เพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างรับแรงกระทำด้านข้างที่มาจากคลื่นสึนามิ
3. ทำการสอบเทียบแบบจำลองกับอาคารสถานีตรวจอากาศของกรมอุตุนิยมวิทยา ซึ่งเป็นอาคารที่มีการทดสอบในสนาม
4. ทำการวิเคราะห์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำด้านข้าง
5. สรุปผลของการศึกษาวิจัย
6. เขียนวิทยานิพนธ์

## บทที่ 2

### ผลงานวิจัยที่ผ่านมาและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับแรงกระทำที่เกิดจากคลื่นน้ำ

Cross (1967) ได้ทำการเสนอแรงที่เกิดจากคลื่นที่เข้าปะทะกับกำแพง ดังรูปที่ 2.1 โดยทำการพิจารณาบริเวณหน้าตัด A-A เพื่อการไหลของน้ำที่ราบเรียบ โดยแรงที่คลื่นกระทำต่อกำแพงที่นำเสนอนั้นประกอบไปด้วย 2 ส่วน คือ ส่วนที่เกิดจากแรงดันอุทกสถิตและแรงดันอุทกพลวัต ดังสมการที่ 2.1 และ 2.2



รูปที่ 2.1 คลื่นขณะเข้าปะทะกำแพง (Cross 1967)

$$F = \underbrace{\frac{1}{2} \gamma h^2}_{\text{Static term}} + \underbrace{C_F \rho u^2 h}_{\text{Dynamic term}} \quad (2.1)$$

$$C_F - 1 = (\tan \theta)^{1.2} \quad (2.2)$$

โดยที่

$u$  = ความเร็วของคลื่นเสิร์จ (Surge)

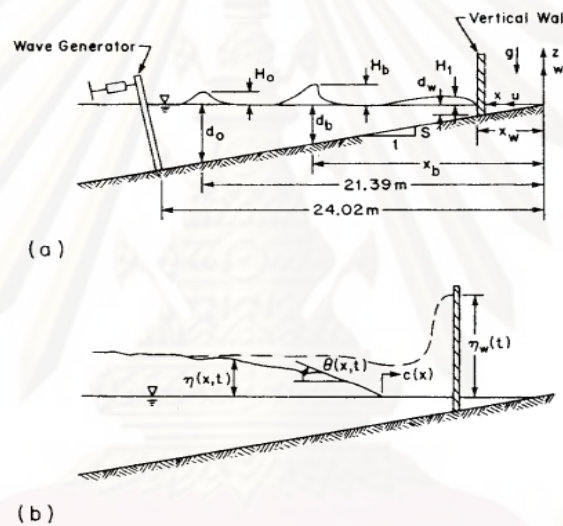
$h$  = ความสูงของคลื่นเสิร์จ (Surge) ขณะปะทะกำแพง

Ramsden และ Raichen (1990) ได้ทำการทดลองในห้องปฏิบัติการเพื่อวัดแรงจากคลื่นที่ปะทะกับกำแพงที่ไม่มีช่องเปิด ซึ่งเป็นคลื่นที่แตกตัวก่อนปะทะกับกำแพง โดยในการสร้างคลื่นนั้นได้ใช้หลักการของการผลักดันด้วยลูกสูบ (piston-type) เพื่อให้กำเนิดคลื่น ซึ่งรางที่ใช้ในการทดลองกว้าง 1.10 เมตร ยาว 40 เมตร สูง 0.61 เมตร และมีความลาดเอียง 0.02 เมตร/เมตร (1 ต่อ 50) ดังแสดงในรูปที่ 2.2 โดยมีบางส่วนของกำแพงจมอยู่ในน้ำ ( $d_w$ ) 0.5 เซนติเมตร กำแพงอยู่ห่างจากชายฝั่ง ( $x_w$ ) 25 เซนติเมตร ความลึกของน้ำที่เกิดคลื่นเริ่มต้น 42.8 เซนติเมตร ความเร็วกล้องในการจับภาพ 1/1000 วินาทีโดยทำการศึกษาทั้งหมด 6 กรณี ดังตารางที่ 2.1



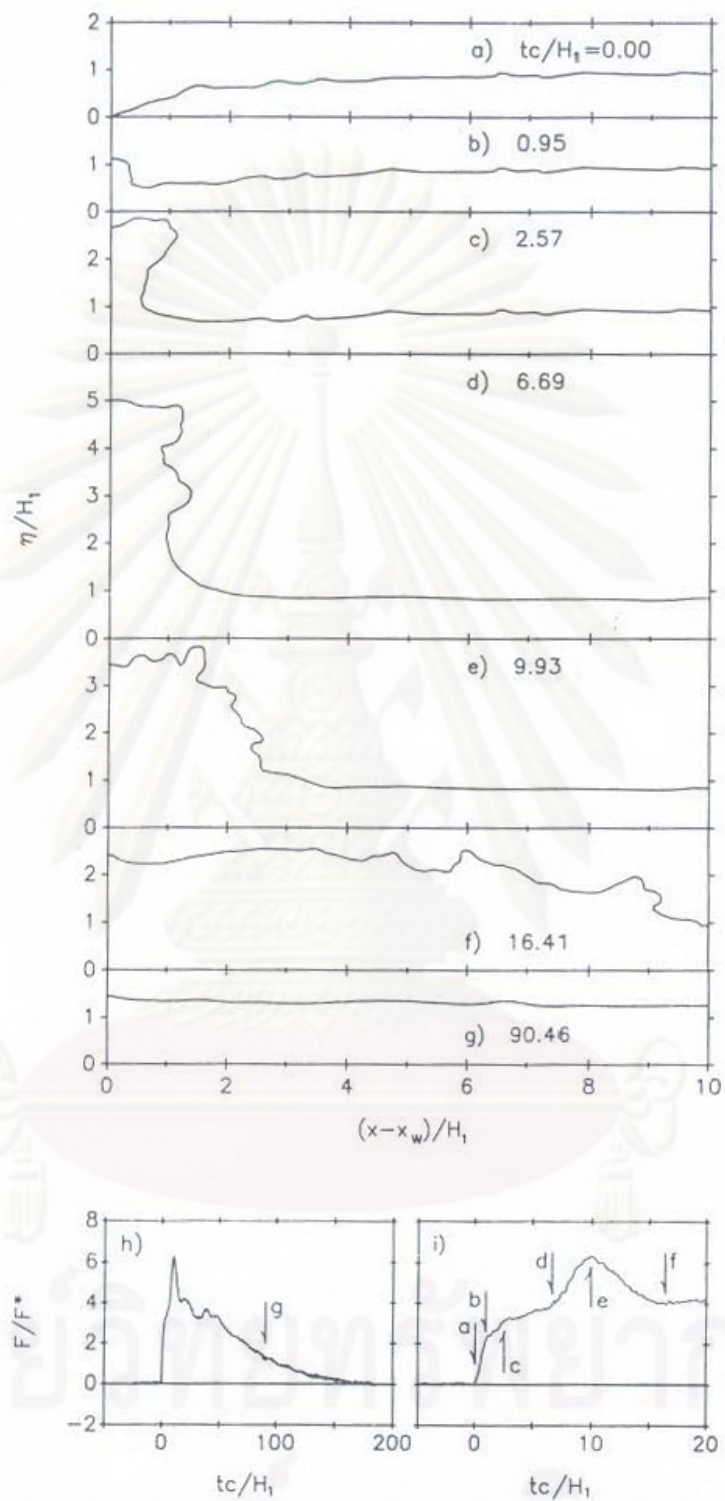
ตารางที่ 2.1 ความสูงสัมพัทธ์ของคลื่นเริ่มต้นที่บริเวณใกล้กับกำแพง

$H_0/d_0$	$H_b$ (cm)	$H_b/d_b$	$x_b - x_w$ (m)	$H_1$ (cm)	$c$ (cm/s)
0.044	4.7	1.35	1.56	2.4	75
0.086	9.0	1.23	3.47	2.6	92
0.141	13.5	1.22	5.37	3.5	110
0.165	15.7	1.26	6.07	4.0	115
0.216	18.2	1.19	7.45	4.5	121
0.288	20.2	1.21	8.14	4.9	126

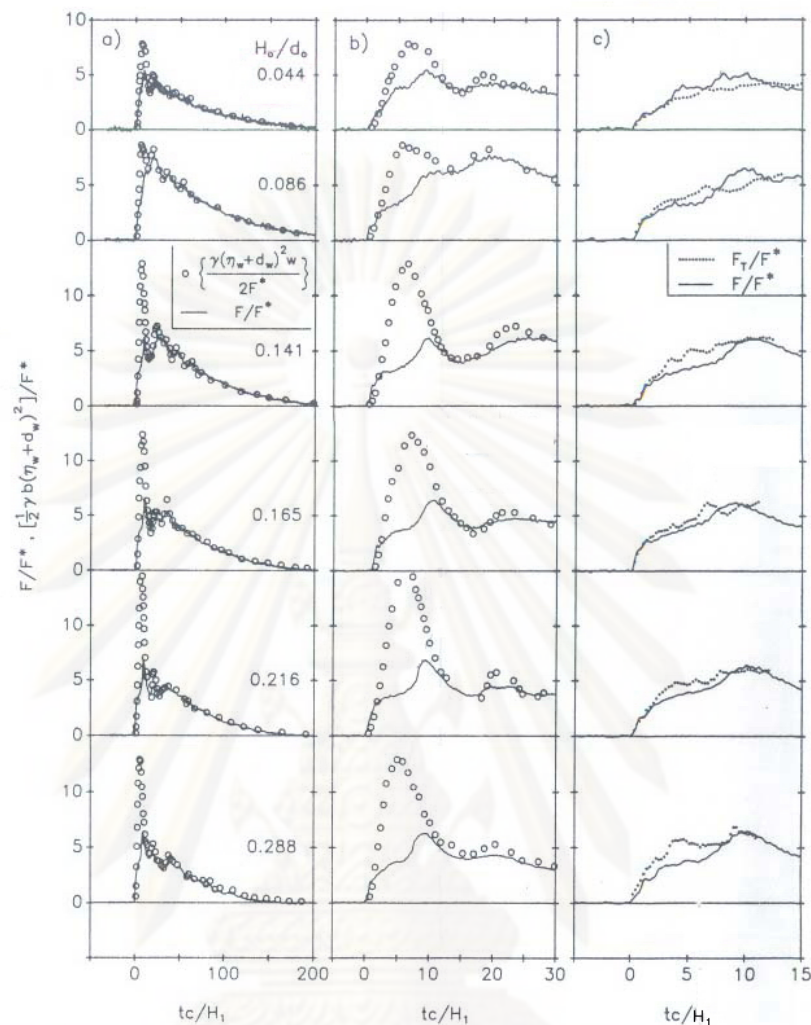


รูปที่ 2.2 (a) แสดงการกำเนิดคลื่นที่ตำแหน่ง  $x = 21.39$  เมตร, คลื่นแตกตัวที่  $x_b$  และกำแพงที่รับการปะทะอยู่ห่างจากชายฝั่งที่  $x_w$ ; (b) แสดงภาพการเกิดคลื่น (Bore) และการยกตัวของคลื่น  
 ดังเส้นทึบและเส้นประตามลำดับ (Ramsden และ Raichen, 1990)

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.3 แรงสัมผัสและภาพด้านข้างของคลื่นในแต่ละช่วงเวลาที่เลือก เมื่อ  $H_o/d_o = 0.288$   
(Ramsden และ Raichen, 1990)



รูปที่ 2.4 การเปรียบเทียบแรงที่ได้จากการตรวจวัดกับแรงอุทกสถิตที่คำนวณจากความสูงของและแรงที่คำนวณได้จากทฤษฎี (Ramsden และ Raichen, 1990)

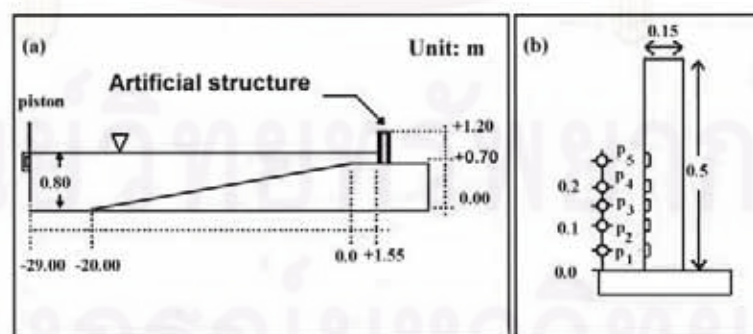
จากการทดลองในรูปที่ 2.3 ซึ่งแสดงภาพด้านข้างของความสูงคลื่นบนกำแพงและแรงที่เกิดขึ้นเมื่อปะทะกับกำแพงทำให้พบว่า แรงที่คลื่นกระทำต่อกำแพงมีค่ามากที่สุดไม่ได้เกิดขึ้นในขณะที่คลื่นบนกำแพงมีความสูงมากที่สุด โดยจากรูปที่ 2.3 (d) จะเห็นได้ว่าคลื่นบนกำแพงมีความสูงมากที่สุดเมื่อเข้าปะทะกับกำแพงที่ตำแหน่งนี้ แต่จากรูปที่ 2.3 (i) พบว่าแรงที่มากที่สุดไม่ได้เกิดขึ้นที่ตำแหน่งของคลื่นที่มีความสูงมากที่สุดแต่จะเกิดขึ้นหลังจากนั้นดังแสดงในรูปที่ 2.3 (e) และจากรูปที่ 2.4 เมื่อนำแรงที่ได้จากการตรวจวัดจริง ( $F$ ) มาเปรียบเทียบกับแรงอุทกสถิตที่คำนวณจากความสูงของคลื่นที่ยกตัวไปบนกำแพงเมื่อเข้าปะทะกับกำแพง ( $F^*$ ) ดังสมการที่ 2.1 และแรงที่คำนวณจากทฤษฎี ( $F_T$ ) ดังสมการที่ 2.2 (ซึ่งเป็นสมการที่ประยุกต์มาจากสมการของ Cross 1967)

$$F^* = \frac{1}{2} \gamma b (H_1 + d_w)^2 \quad (2.3)$$

$$\frac{F_T}{\frac{1}{2} \gamma b (H_1 + d_w)^2} = \left( \frac{\eta + d_w}{H_1 + d_w} \right)^2 + 2C_F N_F^2 \frac{\eta H_1}{(H_1 + d_w)^2} \quad (2.4)$$

จากรูปที่ 2.4(a) และ รูปที่ 2.4(b) จะเห็นได้ว่าในกรณีนี้ที่เวลาน้อยกว่า 11 แรงที่ได้จากการตรวจวัดจะมีค่าน้อยกว่าแรงอุทกสถิตที่คำนวณจากความสูงของคลื่นที่ยกตัวไปบนกำแพงแต่ในกรณีของเวลามากกว่า 11 แรงที่ได้จากการตรวจวัดและแรงอุทกสถิตที่คำนวณได้มีค่าที่ได้ใกล้เคียงกัน โดยแรงที่ได้จากการตรวจวัดมากที่สุดกับแรงสูงสุดที่คำนวณได้จากทฤษฎีมีค่าต่างกันไม่เกิน  $\pm 5\%$  สำหรับความสูงคลื่นสูงสุด 4 กรณีแรก สำหรับความสูงคลื่นน้อยที่สุดแรงที่ได้จากการตรวจวัดมากที่สุดมีค่ามากกว่าแรงที่ได้จากการคำนวณทางทฤษฎีประมาณ 20% โดยแรงที่ได้จากการตรวจวัดมีค่าประมาณ 5.5-7 เท่าของแรงอุทกสถิต นอกจากนั้นจากการทดลองยังทำให้ทราบว่า เมื่อคลื่นปะทะกับกำแพงแล้วจะมีความสูงที่สุดประมาณ 3.2 ถึง 4.3 เท่าของความสูงคลื่นที่กระทำต่อโครงสร้าง ( $H_1$ ) หรือประมาณ 2 ถึง 2.6 เท่าของความเร็วแรงดันหัวน้ำ (Velocity head) โดยอ้างอิงความเร็วเป็นความเร็วของคลื่นบริเวณใกล้กับกำแพง

Hamzah และ คณะ (2000) ได้ทำการศึกษาความดันอุทกพลวัต (Hydrodynamic pressure) ที่กระทำต่อโครงสร้าง โดยใช้การคำนวณทางทฤษฎีและการทดลอง ซึ่งการทดลองนั้นได้ใช้รางทดลองยาว 50 เมตร กว้าง 1 เมตร และสูง 1.5 เมตร โดยมีส่วนโครงสร้างจมอยู่ใต้น้ำ 0.10 เมตร และทำการติดตั้งเครื่องความดันจำนวน 5 ตัวดังแสดงในรูปที่ 2.5

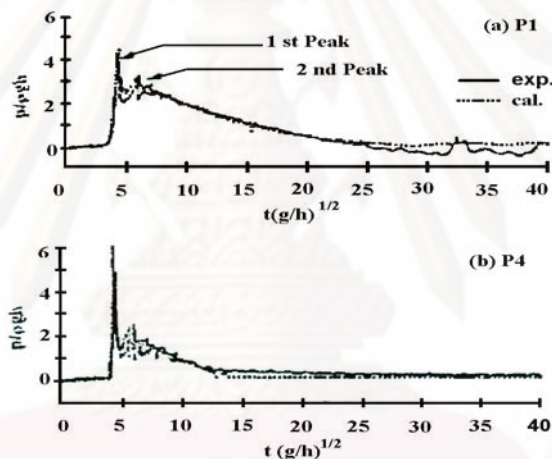


(a) การติดตั้งอุปกรณ์; (b) การติดตั้งหัววัดความดัน

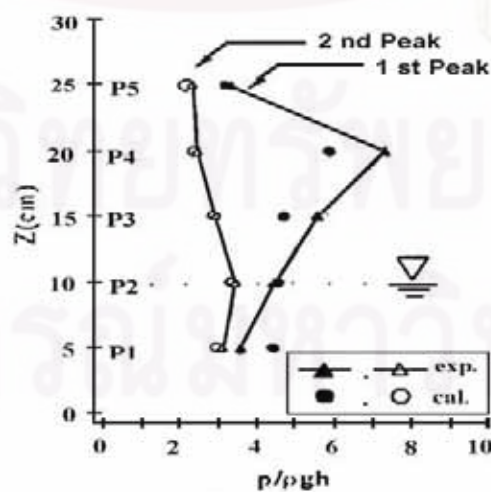
รูปที่ 2.5 แสดงการติดตั้งอุปกรณ์และหัววัดความดัน (Hamzah และคณะ, 2000)



จากการทดลองพบว่าเมื่อคลื่นปะทะกับกำแพงจะมีจุดยอดของความดันเกิดขึ้น 2 จุดด้วยกันดังแสดงในรูปที่ 2.6 โดยจุดยอดแรกเป็นผลเนื่องมาจากการกระตุ้นจากแรงดัน (Impulsive pressure) ซึ่งการกระตุ้นจากแรงดันจะเกิดขึ้นที่การสัมผัสครั้งแรกระหว่างคลื่นกับโครงสร้าง ซึ่งค่าสูงสุดของการกระตุ้นจากแรงดันจะแสดงในรูปที่ 2.7 และจุดที่สองเป็นผลเนื่องมาจากการไหลต่อเนื่องของคลื่น (Standing wave) ซึ่งมีลักษณะของการกระจายความดันเหมือนกับความดันอุทกสถิต เมื่อนำจุดยอดทั้งสองไปเปรียบเทียบผลที่คำนวณได้ทางทฤษฎีพบว่า ในกรณีของจุดยอดที่เกิดจากการกระตุ้นจากแรงดัน (Impulsive pressure) นั้นจะมีค่าที่ได้ไม่ตรงกันเนื่องจากเป็นเรียวมากที่จะคำนวณค่าของการกระตุ้นจากแรงดัน (Impulsive pressure) ที่เกิดขึ้นได้อย่างถูกต้อง ส่วนในกรณีของจุดยอดที่เกิดจากการไหลต่อเนื่องของคลื่น (Standing wave) มีค่าตรงกันกับการคำนวณทางทฤษฎีดังที่แสดงในรูปที่ 2.7



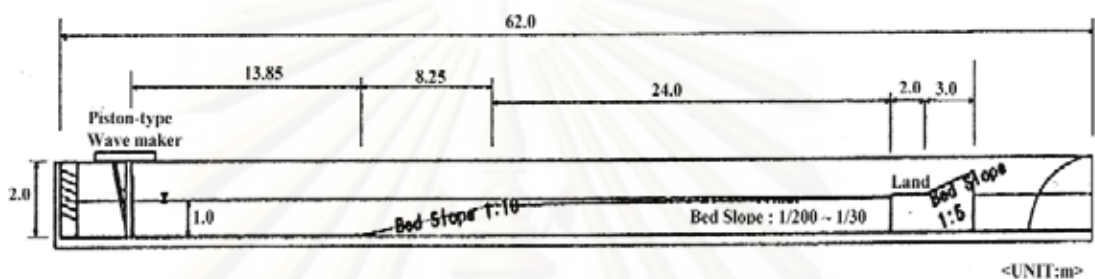
รูปที่ 2.6 ความดันคลื่นที่ปะทะกำแพง (a) P1 และ (b) P4 (Hamzah และคณะ, 2000)



รูปที่ 2.7 การกระจายตัวของความดันคลื่นตามแนวตั้งที่ปะทะกำแพง (Hamzah และคณะ, 2000)

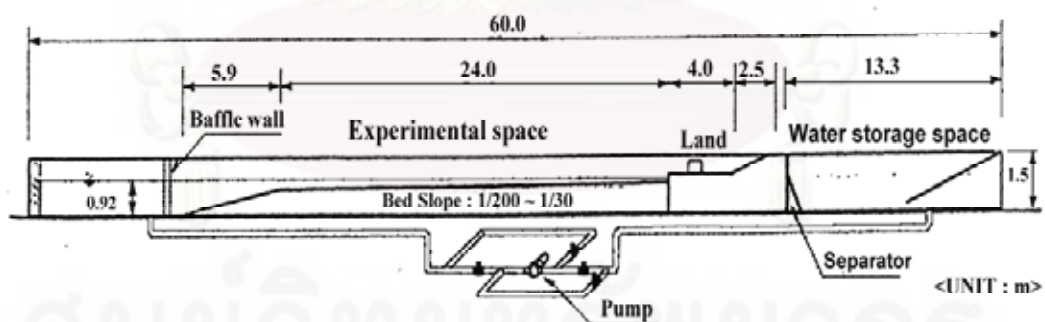
Asakura และ คณะ (2002) ได้เสนอเครื่องมือที่ใช้ในการสร้างคลื่นโดยการปั้มน้ำ เพื่อให้กำเนิดคลื่นที่มีความยาวคลื่นมาก โดยมีจำนวน 3 ขนาดด้วยกัน ดังนี้

ขนาดที่ 1 รางทดลองขนาดใหญ่ 2 มิติ กว้าง 2 เมตร ยาว 62 เมตร สูง 2 เมตร โดยมีการใช้ลูกสูบ (Piston type) ในการให้กำเนิดคลื่น พื้นรางทดลองมีความลาดเอียง 1 ต่อ 10 สำหรับกรณีความลาดเอียงสูงชัน และความลาดเอียง 1 ต่อ 200, 1 ต่อ 100, 1 ต่อ 50 และ 1 ต่อ 30 สำหรับความลาดเอียงปานกลาง ดังรูปที่ 2.8



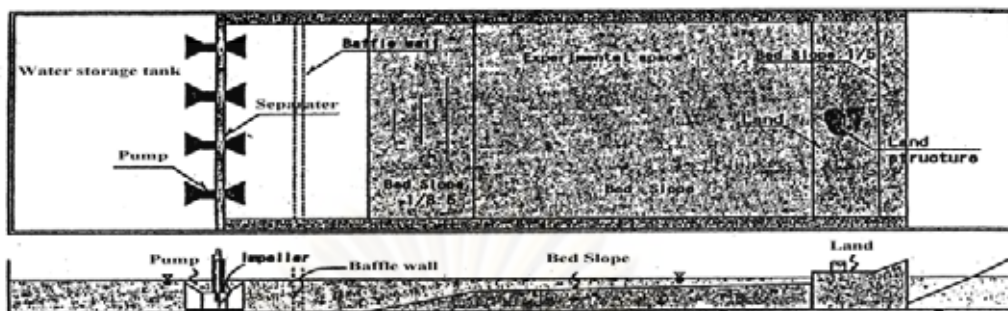
รูปที่ 2.8 รางทดลองขนาดใหญ่ 2 มิติ (Asakura และคณะ, 2002)

ขนาดที่ 2 รางทดลองขนาดกลาง 2 มิติ มีขนาดกว้าง 0.7 เมตร ยาว 60 เมตร สูง 1.5 เมตร โดยมีการปั้มน้ำ (Pump type) ในการให้กำเนิดคลื่น พื้นรางทดลองมีความลาดเอียง 1 ต่อ 10 สำหรับกรณีความลาดเอียงสูงชัน และความลาดเอียง 1 ต่อ 200, 1 ต่อ 100, 1 ต่อ 50 และ 1 ต่อ 30 สำหรับความลาดเอียงปานกลาง ดังรูปที่ 2.9



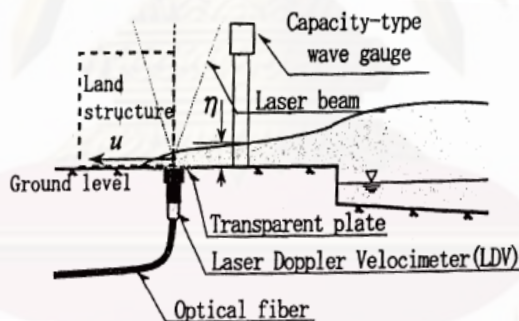
รูปที่ 2.9 รางทดลองขนาดกลาง 2 มิติ (Asakura และคณะ, 2002)

ขนาดที่ 3 อ่างจำลองคลื่น 3 มิติ มีขนาดกว้าง 20 เมตร ยาว 85 เมตร สูง 1.5 เมตร โดยมีการปั้มน้ำ (Pump type) ในการให้กำเนิดคลื่น พื้นรางทดลองมีความลาดเอียง 1 ต่อ 10 สำหรับกรณีความลาดเอียงสูงชัน และความลาดเอียง 1 ต่อ 200 สำหรับกรณีความลาดเอียงปานกลาง ดังรูปที่ 2.10

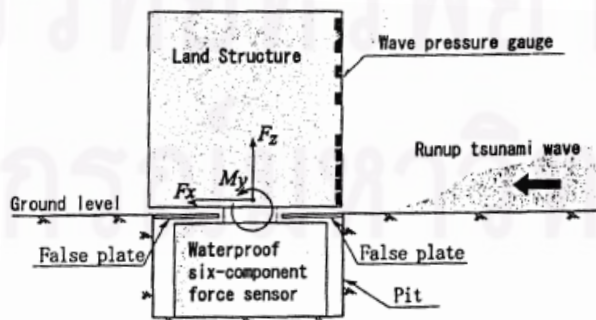


รูปที่ 2.10 อ่างจำลองคลื่นแบบ 3 มิติ (Asakura และคณะ, 2002)

นอกจากเสนอวิธีให้กำเนิดคลื่นใหม่แล้วยังได้ทำการศึกษาแรงที่คลื่นสึนามิที่กระทำต่อโครงสร้างบนฝั่ง โดยมีการติดตั้งเครื่องตรวจวัดชนิดความจุ (Capacity-type wave gauge) เพื่อวัดการยกตัว (Runup) ของคลื่นน้ำบริเวณผิวน้ำ ติดตั้งแสงเลเซอร์ (Laser doppler velocimeter) เพื่อตรวจวัดความเร็วของคลื่น ดังแสดงในรูปที่ 2.11 และติดตั้งเครื่องตรวจวัดความดันชนิดเครื่องควบแน่น (Condenser-type pressure wave gauge) เพื่อตรวจวัดความดันที่เกิดขึ้น และใช้เครื่องตรวจวัดแรงที่เกิดจากคลื่นแบบ 6 องค์ประกอบ (Six-component force sensor) ดังแสดงในรูปที่ 2.12

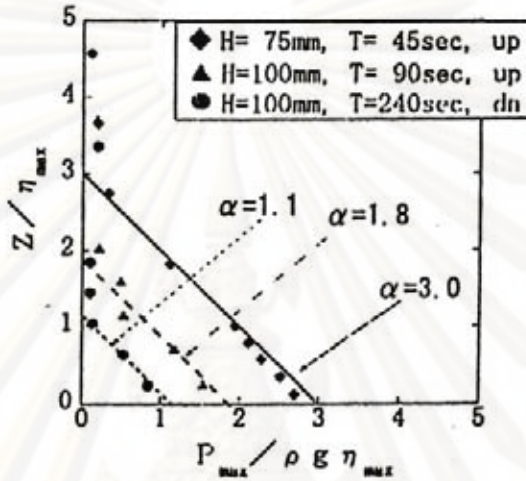


รูปที่ 2.11 การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดการยกตัวหน้าคลื่นและความเร็ว (Asakura และคณะ, 2002)

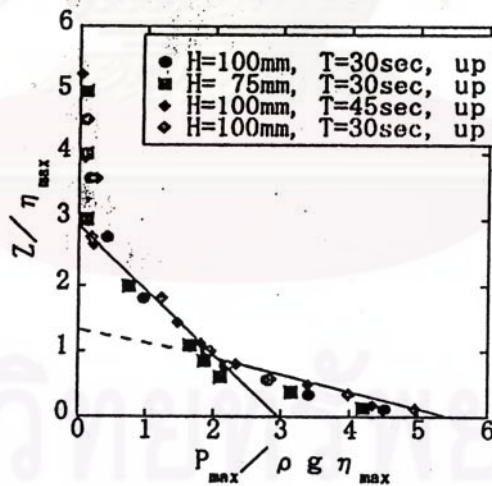


รูปที่ 2.12 ตำแหน่งของเครื่องตรวจวัดความดันและแรงที่เกิดจากคลื่น (Asakura และคณะ, 2002)

โดยได้เสนอสมการแสดงลักษณะการกระจายความดันคลื่นซึ่งทำการพิจารณาหน้าคลื่น 2 แบบคือ แบบไม่เกิดการแตกตัว (Without fission) และแบบเกิดการแตกตัว (With fission) โดยการกระจายของความดันสูงสุดของหน้าคลื่นที่ไม่เกิดการแตกตัวสามารถแสดงด้วยความสัมพันธ์ของเส้นตรงเชิงเดี่ยว (Linear) ดังแสดงในรูปที่ 2.13 ส่วนหน้าคลื่นที่เกิดการแตกตัวจะสามารถแสดงด้วยความสัมพันธ์ของเส้นตรงเชิงคู่ (Bilinear) ดังแสดงในรูปที่ 2.14



รูปที่ 2.13 การกระจายความดันของคลื่นที่ไม่เกิดการแตกตัว (Without fission)



รูปที่ 2.14 การกระจายความดันของคลื่นที่เกิดการแตกตัว (With fission)

จากรูปที่ 2.13 สามารถเขียนสมการแสดงลักษณะการกระจายความดันของคลื่นที่หน้าคลื่นไม่เกิดการแตกตัว (Without fission) ได้ดังนี้

$$\frac{P_{max}}{\rho g \eta_{max}} = \alpha - \frac{Z}{\eta_{max}} \tag{2.5}$$



จากรูปที่ 2.14 สามารถเขียนสมการแสดงลักษณะการกระจายความดันของคลื่นที่หน้าคลื่นเกิดการแตกตัว (With fission) ได้ดังนี้

$$\frac{P_{\max}}{\rho g \eta_{\max}} = \max\left(\alpha - \frac{Z}{\eta_{\max}}, 1.8\alpha - \frac{4Z}{\eta_{\max}}\right) \quad (2.6)$$

โดยที่

$P_{\max}$  = ความดันของคลื่นที่มากที่สุด

$\rho$  = ความหนาแน่นของน้ำ

$g$  = ความเร่งโน้มถ่วงของโลก

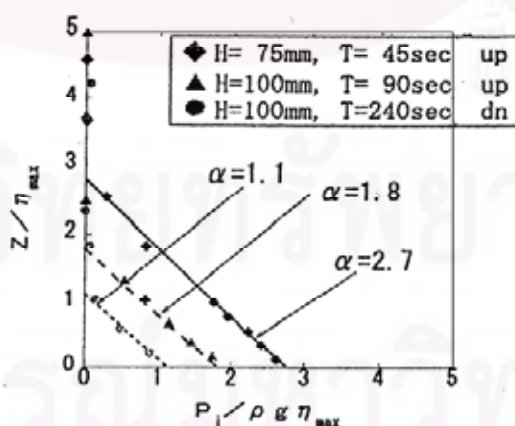
$\eta_{\max}$  = ความสูงที่มากที่สุดของคลื่นสันามิซึ่งวัดจากระดับพื้นดิน

$\alpha$  = ดัชนีความดันคลื่น ( $1 \leq \alpha \leq 3$ )

$Z$  = ระยะในแนวดิ่งซึ่งวัดจากพื้นดินไปจนถึงจุดที่ต้องการทราบค่าความดันของคลื่น

$F_x$  = ค่าของแรงในแนวราบที่มากที่สุดที่กระทำต่อโครงสร้าง

จากการทดลองพบว่าแรงกระทำในแนวราบที่ได้จากสมการที่ 2.5 และสมการที่ 2.6 เป็นสมการที่หาโดยการกระจายตัวของความดันคลื่นมากที่สุดเกิดขึ้นพร้อมกันในทุกตำแหน่งที่ทำการตรวจวัด ซึ่งโดยปกติความดันที่มากที่สุดจะไม่เกิดขึ้นพร้อมกันในทุกๆ จุด ในเวลาเดียวกัน จึงทำให้ค่าที่ได้จากสมการที่ 2.5 และ 2.6 มีค่ามากกว่าแรงกระทำที่มากที่สุดที่เกิดขึ้นจริง ซึ่งจากผลการทดลองพบว่า ในขณะที่แรงกระทำต่อโครงสร้างมีค่ามากที่สุด การกระจายความดันของคลื่นที่ไม่เกิดการแตกตัวมีลักษณะดังรูปที่ 2.15



รูปที่ 2.15 การกระจายความดันของคลื่นที่ไม่เกิดการแตกตัวในขณะที่แรงกระทำต่อโครงสร้างมีค่ามากที่สุด (Asakura และคณะ, 2002)

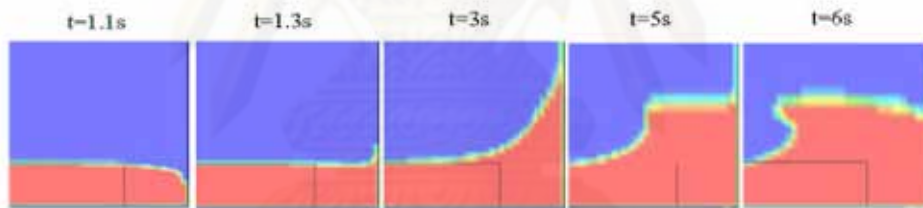
จากรูปที่ 2.13 ค่า  $\alpha$  มีค่ามากที่สุดเท่ากับ 3 แต่ในขณะที่รูปที่ 2.15 ค่า  $\alpha$  มีค่ามากที่สุดเท่ากับ 2.7 ซึ่งเมื่อแทน  $\alpha = 3$  และ  $\alpha = 2.7$  ลงในสมการที่ 2.5 ทำให้สามารถคำนวณแรงในแนวราบที่มากที่สุดที่กระทำต่อโครงสร้างได้ดังนี้

$$F_x = \left(\frac{1}{2}\right)(3\eta_{\max})(3\rho g \eta_{\max}) = \left(\frac{9}{2}\right)\rho g \eta_{\max}^2 \quad (2.7)$$

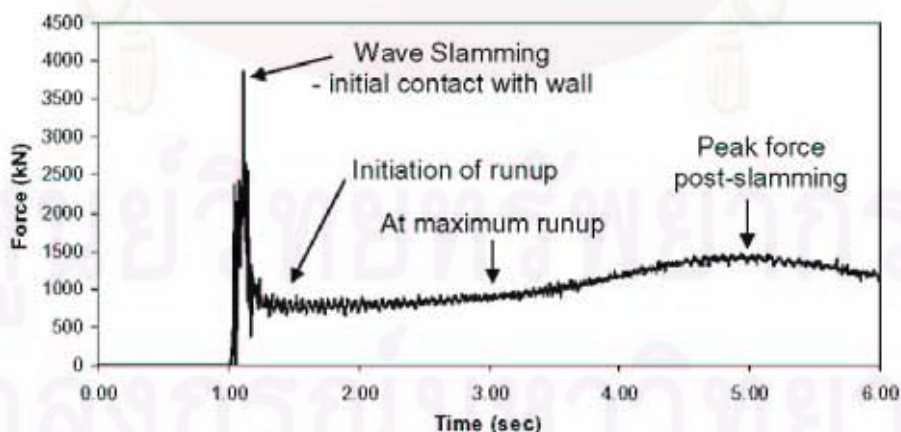
$$F_x = \left(\frac{1}{2}\right)(2.7\eta_{\max})(2.7\rho g \eta_{\max}) = \left(\frac{7.29}{2}\right)\rho g \eta_{\max}^2 \quad (2.8)$$

ซึ่งจะเห็นได้ว่าในกรณีของคลื่นที่ไม่แตกตัวเมื่อแทน  $\alpha = 3$  จะได้แรงกระทำที่มากกว่าแรงกระทำที่แทนด้วย  $\alpha = 2.7$  ประมาณ 20 เปอร์เซ็นต์

Heritos และ คณะ (2005) ได้ทำการศึกษาแรงที่เกิดจากคลื่นสึนามิเข้าปะทะกับกำแพง โดยใช้แบบจำลองเชิงตัวเลข (Numerical modeling) ซึ่งกำหนดให้คลื่นสึนามิที่ใช้ในการศึกษานั้น มีความสูง 5 เมตร และมีความเร็วเท่ากับ 10 เมตร/วินาที



รูปที่ 2.16 การยกตัวของคลื่นสึนามิบนกำแพง (Haritos และคณะ, 2005)



รูปที่ 2.17 แรงจากคลื่นสึนามิที่กระทำต่อกำแพง (Haritos และคณะ, 2005)

ซึ่งจากผลการศึกษาดังแสดงในรูปที่ 2.16 และรูปที่ 2.17 พบว่า ที่วินาทีที่ 3 เมื่อคลื่นปะทะกับกำแพงจะทำให้คลื่นมีความสูงประมาณ 3 เท่าของความสูงก่อนการปะทะกับกำแพง ซึ่งแรงที่มากที่สุดเมื่อปะทะกับกำแพงไม่ได้เกิดขึ้นในวินาทีนี้แต่แรงสูงสุดที่ปะทะกับกำแพงจะมีค่าสูงสุดอยู่ด้วยกันสองจุดดังแสดงใน ซึ่งในจุดแรกจะเกิดขึ้นเมื่อคลื่นเข้าปะทะกับกำแพงและมีค่าประมาณ 36 เท่าของแรงอุทกสถิต ( $\frac{36}{2} \rho gh^2$ ) โดยเป็นการกระแทกในของคลื่นในช่วงระยะเวลาสั้นๆ (Short duration) และจุดที่สองเกิดขึ้นหลังจากที่คลื่นเข้าปะทะกับกำแพงไปแล้วจะมีค่าประมาณ 12 เท่าของแรงอุทกสถิต ( $\frac{12}{2} \rho gh^2$ ) ซึ่งมีค่าน้อยกว่าแรงกระทำในจุดแรกประมาณ 3 เท่า

Okada และ คณะ (2005) ได้เสนอสมการที่ใช้ในการคำนวณความดันและแรงที่เกิดจากคลื่นสึนามิ โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

สมการของความดันที่เกิดจากคลื่นสึนามิ แสดงดังสมการ

$$q_x = \rho g(3h - z) \quad (2.9)$$

โดยที่

$q_x$  = ความดันจากคลื่นสึนามิ

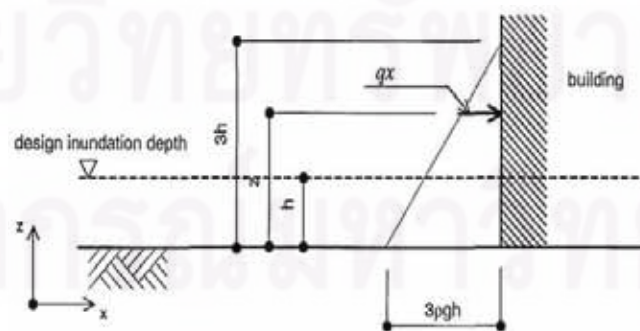
$\rho$  = ความหนาแน่นของน้ำ

$g$  = ความเร่งโน้มถ่วงของโลก

$h$  = ความสูงน้ำท่วมสำหรับการออกแบบ (Inundation depth)

$z$  = ความสูงในแนวตั้งซึ่งวัดจากระดับพื้นดินโดยที่

$$0 \leq z \leq 3h \text{ (เมตร)}$$



รูปที่ 2.18 ความดันจากคลื่นสึนามิโดยใช้สมการ 2.9 (Okada และ คณะ, 2005)

สมการของแรงที่เกิดจากคลื่นสึนามิ แสดงดังสมการ

$$Q_x = \rho g B \int_{z_1}^{z_2} (3h - z) dz \quad (2.10)$$

$$Q_x = \frac{1}{2} \rho g B \{ (6hz_2 - z_2^2) - (6hz_1 - z_1^2) \}$$

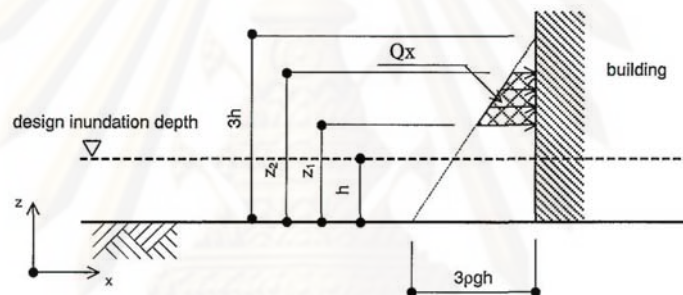
โดยที่

$Q_x$  = แรงจากคลื่นสึนามิ

$B$  = ความกว้างของอาคาร

$z_1$  = ความสูงต่ำสุดของพื้นที่ที่ได้รับแรงดัน  $0 \leq z_1 \leq z_2$

$z_2$  = ความสูงสูงสุดของพื้นที่ที่ได้รับแรงดัน  $z_1 \leq z_2 \leq 3h$



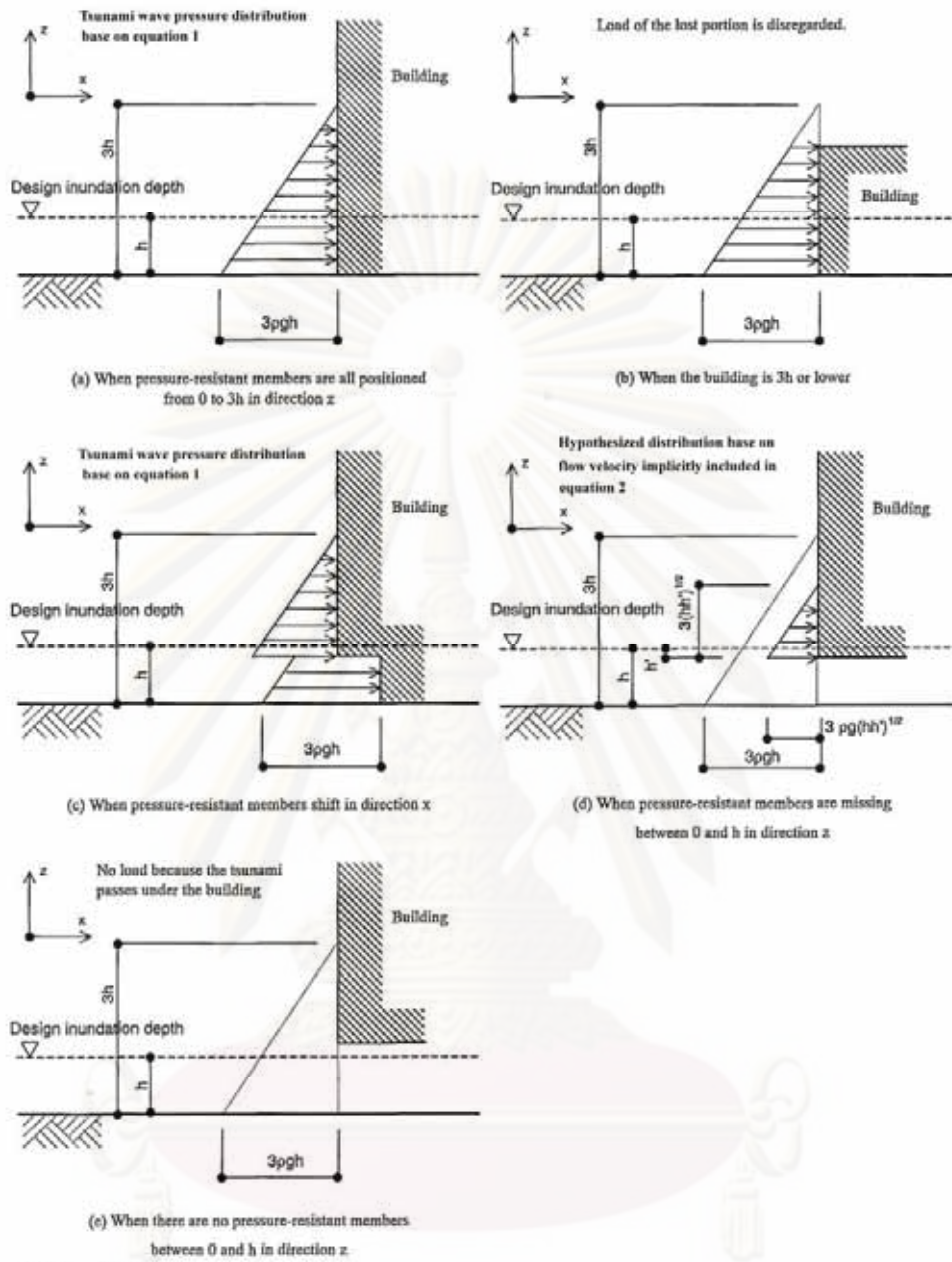
รูปที่ 2.19 แรงจากคลื่นสึนามิโดยใช้สมการที่ 2.10 (Okada และ คณะ, 2005)

นอกจากนั้นยังได้เสนอการกระจายแรงดันตามรูปแบบของอาคารดังแสดงในรูปที่ 2.20 ซึ่งถ้าอาคารมีความสูงน้อยกว่าความสูงน้ำท่วมก็จะเกิดการกระจายความดันเฉพาะความสูงของอาคารดังแสดงในรูปที่ 2.20 (b) และถ้าพื้นที่ชั้นล่างสูงกว่าความสูงน้ำท่วมคลื่นสามารถไหลผ่านไปได้ก็จะทำให้ไม่เกิดความดันขึ้นดังรูปที่ 2.20 (e)

ศูนย์วิทยุทรัพยากร

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





\* Excluding windows and other small openings

รูปที่ 2.20 การกระจายแรงดันต่อโครงสร้างอาคารรูปแบบต่างๆ (Okada และ คณะ, 2005)

ศูนย์วิจัยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Yeh (2007) ได้ทำการเสนอสมการของแรงอุทกพลวัตสูงสุด (Maximum hydrodynamic forces) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.11 ซึ่งอยู่บนพื้นฐานการไหลของโมเมนตัม (Momentum flux) ที่ได้คำนวณมาจากแบบจำลองเชิงตัวเลข (Numerical models) และได้ทำการแนะนำว่าในการคำนวณแรงอุทกพลวัตที่แท้จริงนั้นจะต้องพิจารณาถึงสัมประสิทธิ์ของแรงจุด (Drag coefficient) ที่เหมาะสมด้วย

$$F_d = \frac{1}{2} \rho C_d B (hu^2)_{\max} \quad (2.11)$$

โดยที่

- $B$  = ความกว้างของอาคารในระนาบรับแรง
- $C_d$  = สัมประสิทธิ์ของแรงจุด (Drag coefficient)
- $\rho$  = ความหนาแน่นของน้ำ

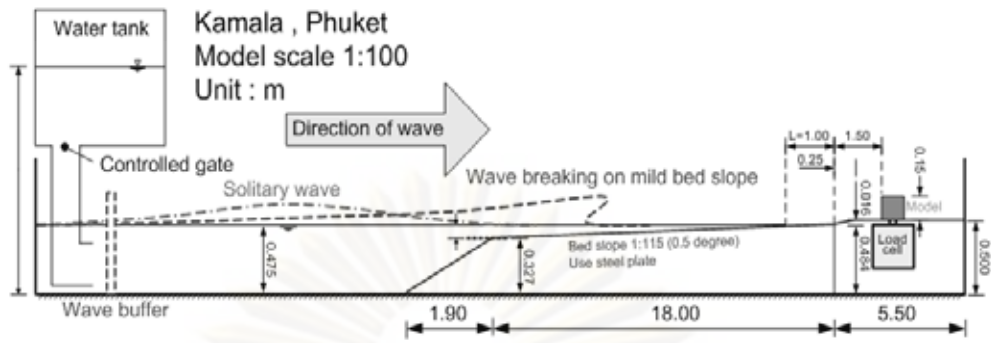
โดยที่  $(hu^2)_{\max} \neq h_{\max} u_{\max}^2$  เนื่องจากที่ความสูงสูงสุดกับความเร็วสูงสุดไม่ได้เกิดที่เวลาเดียวกัน โดยในการไหลของโมเมนตัม  $(hu^2)_{\max}$  หาได้จากสมการที่ 2.12

$$\frac{(hu^2)_{\max}}{g\alpha^2 L^2} = 0.11 \left( \frac{X}{L} \right)^2 + 0.015 \left( \frac{X}{L} \right) \quad (2.12)$$

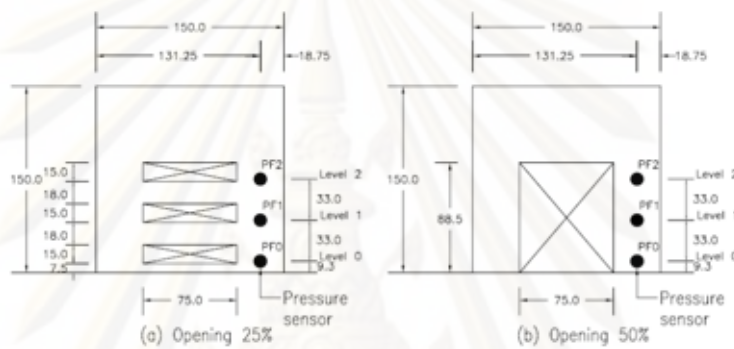
โดยที่

- $X$  = ระยะจากตำแหน่งที่สนใจจนถึงระดับที่น้ำท่วมถึง
- $L$  = ระยะจากชายหาดถึงระดับที่น้ำท่วมถึง
- $\alpha$  = ความลาดชันของชายหาด

Lukkunaprasit และ คณะ (2008) ได้ทำการศึกษาผลของแรงกระทำที่เกิดจากคลื่นสึนามิ โดยจำลองอาคารสามมิติในห้องปฏิบัติการทางชลศาสตร์ โดยกำหนดอัตราส่วน 1 : 100 และใช้รางทดลองขนาดความยาว 40 เมตร โดยแบบจำลองมีขนาด 150 มิลลิเมตร x 150 มิลลิเมตร x 150 มิลลิเมตรแสดงดังรูปที่ 2.21 โดยอาคารจำลองแบ่งเป็น 3 ลักษณะคือ 1) อาคารจำลองที่เป็นอาคารปิด 2) อาคารจำลองที่มีช่องเปิด 25% 3) อาคารจำลองที่มีช่องเปิด 50% โดยทำการติดตั้งเครื่องตรวจวัดความดันไว้ที่ด้านหน้าของอาคารจำลองดังแสดงดังรูปที่ 2.22 และใช้ความสูงคลื่นในการทดลอง 40, 60 และ 80 มิลลิเมตร

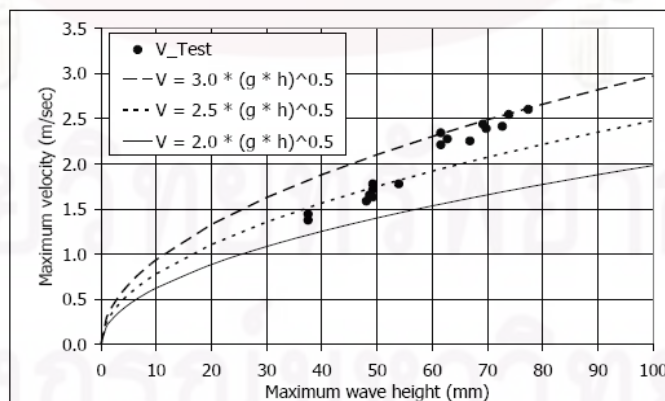


รูปที่ 2.21 การติดตั้งเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ (Lukkunaprasit และ คณะ, 2008)



รูปที่ 2.22 ด้านหน้าและด้านหลังของอาคารจำลองและตำแหน่งของเครื่องตรวจวัดความดัน (Lukkunaprasit และ คณะ, 2008)

เนื่องจากการขาดเครื่องมือในการทำการทดสอบจึงเป็นเรื่องยากที่จะหาความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วที่สอดคล้องกับความสูงคลื่นได้ ดังนั้นเพื่อความสะดวกจึงแสดงเป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วสูงสุดกับความสูงคลื่นสูงสุด ดังแสดงในรูปที่ 2.23



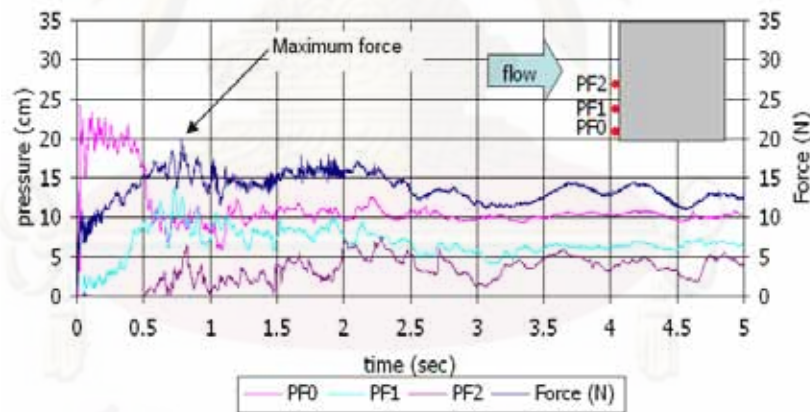
รูปที่ 2.23 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็ว (V) กับความสูงคลื่น (h)

(Lukkunaprasit และ คณะ, 2008)

จากผลการทดลองกับโครงสร้างอาคารจำลองไม่มีช่องเปิด ทำให้พบว่า ผลของสึนามิที่ปะทะกับอาคารจำลองชั่วขณะที่เกิดแรงกระแทกที่ผิวหน้าอาคาร มีสภาพคล้ายกับการปะทะผนังสองมิติมากกว่าการไหลล้อมของกระแสน้ำรอบอาคารในสถานะคงตัวและมีน้ำสะสมอยู่ด้านหน้า ด้วยความสูงราว 2 เท่าของความสูงน้ำท่วม โดยความดัน  $p_i$  ที่ความสูง  $z$  สามารถแสดงดังนี้

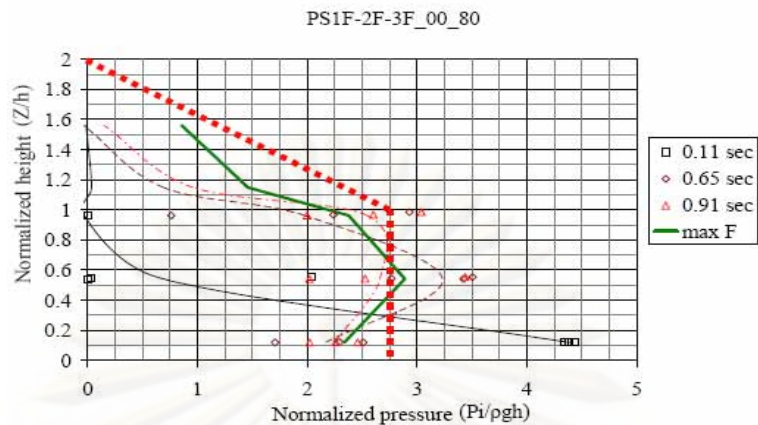
$$p_i / \rho gh = \begin{cases} 5.5 - 2.75z/h & \text{for } z/h > 1 \\ 2.75 & \text{for } z/h \leq 1 \end{cases} \quad (2.13)$$

จากรูปที่ 2.24 แสดงความดันเมื่อคลื่นสึนามิเข้าปะทะกับอาคารจำลองที่ไม่มีช่องเปิด ซึ่งเห็นได้ว่าระดับความดันจะเปลี่ยนแปลงตามเวลา โดยความดันจะมีค่ามากกว่าตำแหน่งที่ต่ำสุดก่อนหลังจากนั้นความดันที่ตำแหน่งสูงขึ้นไปก็จะมีค่ามากขึ้นตามเวลา ในขณะที่ความดันที่ตำแหน่งต่ำสุดจะมีค่าลดลง ซึ่งสามารถหาเส้นความดันด้านปะทะคลื่นที่สอดคล้องกับแรงสูงสุดที่เกิดจากคลื่นได้โดยประมาณความดันเป็นการกระจายแบบเส้นตรงเชิงคู่ (Bi-linear) ดังรูปที่ 2.25 ซึ่งแรงดันมีขนาด 2.75 เท่าของแรงดันอุทกสถิตและมีค่าลดลงจนเท่ากับศูนย์ที่ตำแหน่งความสูงเป็นสองเท่าของความสูงน้ำท่วม



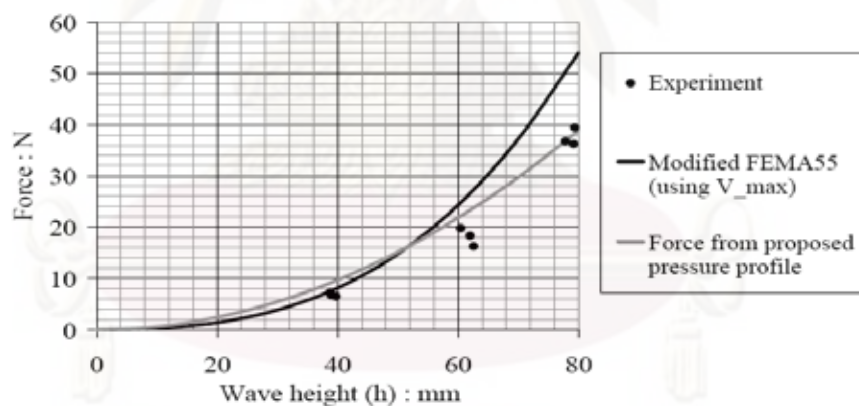
รูปที่ 2.24 แสดงความดันที่บันทึกได้ ณ เวลาต่างๆ ของแบบจำลองที่ไม่มีช่องเปิด (Lukkunaprasit และ คณะ, 2008)





รูปที่ 2.25 ลักษณะของเส้นความดัน (ความสูงคลื่น 80 มิลลิเมตร)  
(Lukkunaprasit และ คณะ, 2008)

กราฟเส้นโค้งระหว่างแรงกับความสูงคลื่นที่ได้จากการทดลองและแรงอุทกพลวัต(แรงดูด) ที่ได้จากการคำนวณโดยใช้มาตรฐานของ FEMA 55 (2000) โดยในการคำนวณนั้นได้เลือกใช้ความเร็วสูงสุดที่ได้จากการทดลอง ซึ่งในการคำนวณนั้นค่าของแรงที่ได้นั้นจะมีค่ามากกว่าค่าของแรงที่ได้จากการทดลองประมาณ 12%-44% ดังแสดงในรูปที่ 2.26



รูปที่ 2.26 แสดงการเปรียบเทียบแรงที่เกิดจากคลื่นสึนามิ (Lukkunaprasit และ คณะ, 2008)

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 2.2 แสดงความดันที่ตำแหน่ง PF0, PF1 และ PF2

Opening	Nominal Wave height								
	40 mm			60 mm			80 mm		
	PF0	PF1	PF2	PF0	PF1	PF2	PF0	PF1	PF2
0%	2.65	1.23	0.49	3.96	2.08	1.11	4.36	3.10	2.30
25%	2.80	1.04	0.33	4.56	2.04	1.19	4.61	2.71	2.14
50%	2.99	1.16	0.13	4.94	1.93	1.26	4.66	3.07	2.40

หมายเหตุ PF0, PF1 และ PF2 คือเครื่องตรวจวัดความดันบนแบบจำลองที่ตำแหน่ง 9.3, 42.3 และ 75.3 มิลลิเมตร ตามลำดับ

ตารางที่ 2.3 แสดงแรงสั่นามิบนอาคารจำลองที่ต่างกันของลักษณะช่องเปิด

Opening	Nominal Wave height		
	40 mm	60 mm	80 mm
0%	6.8 (100%)	18.1 (100%)	37.9 (100%)
25%	5.1 (75%)	15.5 (85%)	31.5 (83%)
50%	4.3 (63%)	11.2 (62%)	26.2 (69%)

หมายเหตุ : ค่าในวงเล็บคือค่าของร้อยละของแบบจำลองที่ไม่มีช่องเปิด

จากการทดลองดังตารางที่ 2.2 จะเห็นได้ว่าความดันที่วัดได้ที่ตำแหน่งต่างๆ ของแต่ละกรณีมีค่าใกล้เคียงกัน ดังนั้นกรณีของช่องเปิดนั้นไม่มีผลมากนักต่อระดับความดันที่ตำแหน่งเดียวกัน และ ตารางที่ 2.3 จะเห็นได้ว่าช่องเปิดของอาคารจำลองสามารถช่วยในการลดแรงกระทำของคลื่นได้ โดยในกรณีของอาคารจำลองที่มีช่องเปิด 25% สามารถลดแรงกระทำที่เกิดจากการปะทะของคลื่นได้ประมาณ 25% และแบบจำลองที่มีช่องเปิด 50% สามารถลดแรงกระทำที่เกิดจากการปะทะของคลื่นได้ประมาณ 50%

ตารางที่ 2.4 รูปงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับแรงกระทำที่เกิดจากคลื่นน้ำ

ผู้วิจัย	วิธีการ	ผลที่ได้	หมายเหตุ
Cross (1967)	ได้ทำการเสนอแรงที่เกิดจากคลื่นที่เข้าปะทะกับกำแพง	$F = \frac{1}{2} \gamma h^2 + C_F \rho u^2 h$	$C_F - 1 = (\tan \theta)^{1.2}$
Ramsden และ Raichlen (1990)	ทำการทดลองในห้องปฏิบัติการเพื่อวัดแรงจากคลื่นที่ปะทะกำแพงที่ไม่มีช่องเปิด	แรงที่ได้มีค่าประมาณถึง 5.5 เท่าของแรงอุทกสถิต $F_{\max} \approx \left(\frac{5.5}{2}\right)(\gamma b)(H_1 + d_w)^2$ ถึง 7 เท่าของแรงอุทกสถิต $F_{\max} \approx \left(\frac{7}{2}\right)(\gamma b)(H_1 + d_w)^2$	$H_1$ คือ ความสูงของคลื่นที่กระทำต่อโครงสร้าง $d_w$ คือ ความลึกของกำแพงที่จมอยู่ใต้น้ำ
Asakura และ คณะ (2002)	ทำการเสนอสมการการกระจายของแรงดัน	$p(z) = (3h - z) \rho g$ (คลื่นไม่แตกตัว) $p(z) = \max(5.4h - 4z, 3h - z) \rho g$ (คลื่นไม่แตกตัว)	$p(z)$ คือ ความดันของคลื่น $h$ คือ ความสูงที่มากที่สุดของคลื่นสึนามิ $z$ คือ ระยะจากพื้นที่ที่ต้องการหาความดัน
Heritos	ใช้แบบจำลองเชิงตัวเลข (numerical modeling)	จุดแรกมีค่าประมาณ 36 เท่าของแรงอุทกสถิต $\frac{36}{2} \rho g h^2$ และจุดที่สองมีค่าประมาณ 12 เท่าของแรงอุทกสถิต $\frac{12}{2} \rho g h^2$	กำหนดให้คลื่นสึนามิมีความสูงจากพื้น 5 เมตร (วัดจากพื้นดิน) และมีความเร็ว 10 เมตร/วินาที
Okada และคณะ (2005)	ได้เสนอแรงด้านข้างต่ออาคารเนื่องจากคลื่นสึนามิ	$Q_x = 4.5 \rho g h^2$	$Q_x$ คือ แรงด้านข้างต่อหนึ่งหน่วยความกว้างของโครงสร้าง
Yeh และคณะ (2005)	ได้เสนอสมการของแรงอุทกพลวัตสูงสุด	$F_d = \frac{1}{2} \rho C_d B (hu^2)_{\max}$	$\frac{(hu^2)_{\max}}{g \alpha^2 L^2} = 0.11 \left(\frac{X}{L}\right)^2 + 0.015 \left(\frac{X}{L}\right)$

## 2.2 มาตรฐานการออกแบบที่เกี่ยวข้องกับแรงกระทำที่เกิดจากคลื่นน้ำ

CCH (2000) ได้กล่าวถึงแรงที่เกิดจากคลื่นสึนามิที่นำมาพิจารณาเพื่อออกแบบโครงสร้างไว้ดังนี้

1. แรงลอยตัว (Buoyant force) เป็นแรงที่เกิดกับโครงสร้างหรือชิ้นส่วนของโครงสร้างบางชิ้นส่วนหรือทั้งหมดจมอยู่ใต้น้ำ โดยแรงที่เกิดขึ้นนั้นจะมีทิศทางในแนวตั้งผ่านจุดศูนย์กลางมวล คำนวณได้จากสมการ

$$F_B = \rho g V \quad (2.14)$$

โดยที่

$\rho$  = ความหนาแน่นของน้ำ

$g$  = ความเร่งเนื่องจากแรงดึงดูดของโลก

$V$  = ปริมาตรของน้ำที่ถูกแทนที่

2. แรงเสิร์จ (Surge force) เป็นแรงรวมต่อหน่วยความกว้างบนกำแพงในแนวตั้ง คำนวณได้จากสมการที่ 2.15 โดยแรงรวมจะกระทำที่ความสูงเท่ากับ  $h$  เนื่องจากพื้นของกำแพง (สมการนี้สามารถใช้ได้กับกำแพงที่มีความสูงเท่ากับหรือมากกว่า  $3h$  ส่วนกำแพงที่มีความสูงน้อยกว่า  $3h$  สามารถคำนวณโดยใช้ผลรวมของสมการแรงอุทกสถิตกับสมการแรงจุด (drag force) สำหรับแต่ละสถานการณ์)

$$F_S = 4.5 \rho g h^2 \quad (2.15)$$

โดยที่

$\rho$  = ความหนาแน่นของน้ำ

$g$  = ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก

$h$  = ความสูงของคลื่นเสิร์จ (Surge)

3. แรงจุด (Drag force) โดยสมมติให้การไหลมีค่าคงที่ ดังนั้นแรงลัพธ์จะกระทำที่ตำแหน่งจุดศูนย์กลางของพื้นที่ที่จมอยู่ใต้น้ำในการไหล

$$F_D = \frac{\rho C_D A u^2}{2} \quad (2.16)$$



โดยที่

$\rho$  = ความหนาแน่นของน้ำ

$C_D$  = สัมประสิทธิ์ของแรงดูด (Drag coefficient) (เท่ากับ 1.0 สำหรับเสาเข็มกลม, 2.0 สำหรับเสาเข็มสี่เหลี่ยม และ 1.5 สำหรับกำแพง)

$A$  = พื้นที่รับแรงของวัตถุรูปร่างปกติ (Body normal) ในทิศทางของการไหล

$u$  = ความเร็วของการไหลสัมพัทธ์ต่อวัตถุ (ประมาณได้เท่ากับค่าของความเร็วของน้ำที่ตำแหน่งโครงสร้าง)

#### 4. แรงอุทกสถิต (Hydrostatic loads)

$$F_H = \frac{1}{2} \rho g \left\{ h + \frac{u_p^2}{2g} \right\}^2 \quad (2.17)$$

โดยที่

$\rho$  = ความหนาแน่นของ

$g$  = ความเร่งเนื่องจากแรงดึงดูดของโลก

$h$  = ความลึกของน้ำ

$u_p$  = ความเร็วของการไหลที่ตั้งฉากกับกำแพง (ความเร็วรวม, ( $u$ ) ประมาณให้เท่ากับความเร็วของน้ำที่บริเวณอาคาร)

แรงลัพท์จะกระทำในแนวราบที่ตำแหน่งของ

$$\frac{1}{3} \left\{ h + \frac{u_p^2}{2g} \right\} \quad (2.18)$$

FEMA 55 (2000) ได้กล่าวถึงแรงที่เกิดจากคลื่นน้ำที่นำมาพิจารณาเพื่อออกแบบโครงสร้างไว้ดังนี้

1. แรงอุทกสถิต (Hydrostatic loads) เกิดขึ้นเมื่อคลื่นอยู่นิ่งหรือไหลอย่างช้าๆ เข้าสัมผัสกับอาคาร โดยแรงอุทกสถิตสามารถกระทำได้ทั้งด้านข้างและแนวตั้งดังนี้

1.1 แรงอุทกสถิตด้านข้าง (Lateral static load) โดยแรงลัพท์จะกระทำที่ตำแหน่ง 2 ใน 3 ของความสูงจากพื้นดิน คำนวณได้จาก

$$F_{sta} = \frac{1}{2} \gamma d_s^2 w \quad (2.19)$$

โดยที่

- $\gamma$  = น้ำหนักจำเพาะของน้ำ
- $d_s$  = ความลึกที่ใช้ในการออกแบบ
- $w$  = ความกว้างของชิ้นส่วนในแนวตั้ง

1.2 แรงอุทกสถิตในแนวตั้ง (Vertical hydrostatic force, (Buoyant)) คือ แรงที่กระทำกับโครงสร้างในแนวตั้งหรือแรงลอยตัวหาได้จากสมการ

$$F_{bouy} = \gamma \cdot Vol \quad (2.20)$$

โดยที่

- $\gamma$  = น้ำหนักจำเพาะของน้ำ
- $Vol$  = ปริมาตรของน้ำที่ถูกแทนที่ของน้ำที่ท่วม

2. แรงอุทกพลวัต (Hydrodynamic loads) การไหลของน้ำรอบๆโครงสร้างโดยพิจารณาจากการกระแทกของน้ำบริเวณด้านหน้า แรงดูดทางด้านข้างและแรงดูดของกระแสน้ำ

แรงอุทกพลวัตที่มีการไหลน้อยกว่า 10 ฟุตต่อวินาที สามารถแปลงเป็นแรงอุทกสถิตเทียบเท่า สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$F_{dyn} = \gamma d_s \frac{1}{2} \frac{C_d V^2}{g} w \quad (2.21)$$

โดยที่

- $V$  = ความเร็วกระแสน้ำ
- $\gamma$  = น้ำหนักจำเพาะของน้ำ
- $d_s$  = ความลึกที่ใช้ในการออกแบบ
- $g$  = ความเร่งเนื่องจากแรงดึงดูดของโลก
- $C_d$  = สัมประสิทธิ์ของแรงดูด (Drag coefficient) ดังตารางที่ 2.5
- $w$  = ความกว้างของโครงสร้าง (เมตร)

ตารางที่ 2.5 สัมประสิทธิ์ของแรงจุด ( $C_d$ ) สำหรับอัตราส่วนของความกว้าง ( $w$ ) ต่อความลึก ( $h$ )

อัตราส่วนของความกว้างต่อความลึก ( $w/d_s$ หรือ $w/h$ )	สัมประสิทธิ์ของแรงจุด ( $C_d$ )
1 – 12	1.25
13 – 20	1.30
21 – 32	1.40
33 – 40	1.50
41 – 80	1.75
81 – 120	1.80
> 120	2.00

สำหรับกรณีที่มีการไหลมีค่ามากกว่า 10 ฟุตต่อวินาทีที่สามารถคำนวณแรงออกทุกพลวัตได้จากสมการ

$$F_{dyn} = \frac{1}{2} C_d \rho V^2 A \quad (2.22)$$

โดยที่

$C_d$  = สัมประสิทธิ์ของแรงจุด (Drag coefficient) ดังตารางที่ 2.5

$\rho$  = ความหนาแน่นของน้ำ

$V$  = ความเร็วกระแสน้ำ

$A$  = พื้นที่สัมผัสด้านทานการไหล

มยผ. 1312-51 (2551) ในการคำนวณแรงที่เกิดจากคลื่นสึนามิเข้าปะทะกับโครงสร้างแบ่งแรงออกเป็นส่วนต่างๆ ดังนี้

1. แรงอุทกสถิตในแนวราบ ( $F_{sta}$ ) เป็นแรงที่น้ำกระทำต่อโครงสร้างในแนวราบ โดยแรงรวมของแรงอุทกสถิตจะกระทำที่ความลึก 2 ใน 3 ของความลึกน้ำนิ่งวัดจากผิวน้ำหาได้จากสมการ

$$F_{sta} = \frac{1}{2} \rho g h^2 w \quad (2.23)$$

โดยที่

$$\begin{aligned} \rho &= \text{ความหนาแน่นของมวลของน้ำทะเลมีค่าเท่ากับ } 1026 \text{ (kg/m}^3\text{)} \\ g &= \text{ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลกมีค่าเท่ากับ } 9.81 \text{ (m/s}^2\text{)} \\ h &= \text{ความสูงน้ำท่วม (m)} \\ w &= \text{ความกว้างของโครงสร้างด้านปะทะคลื่น (m)} \end{aligned}$$

2. แรงอุทกสถิตในแนวตั้งหรือแรงลอยตัว ( $F_{buoy}$ ) เป็นแรงที่น้ำกระทำต่อโครงสร้างหรือส่วนของโครงสร้างที่จมอยู่ในน้ำ มีทิศทางในแนวตั้งผ่านจุดศูนย์กลางมวลของน้ำที่ถูกแทนที่ โดยเมื่อดินอยู่ในสภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated) อาจทำให้โครงสร้างใต้ดินเกิดความเสียหายได้ โดยแรงลอยตัวสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$F_{buoy} = \rho g V \quad (2.24)$$

โดยที่

$$\begin{aligned} \rho &= \text{ความหนาแน่นของมวลของน้ำทะเลมีค่าเท่ากับ } 1026 \text{ (kg/m}^3\text{)} \\ g &= \text{ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลกมีค่าเท่ากับ } 9.81 \text{ (m/s}^2\text{)} \\ V &= \text{ปริมาตรของน้ำที่ถูกแทนที่ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

3. แรงอุทกพลวัต (Hydrodynamic) ในแนวราบ ( $F_{dyn}$ ) เป็นแรงกระทำต่อโครงสร้างเนื่องจากการที่น้ำเคลื่อนที่ด้วยความเร็วปะทะอาคารและไหลอ้อมโครงสร้างไปทางด้านข้างแรงที่เกิดขึ้นเป็นผลจากการปะทะทางด้านหน้า แรงดูดจากแรงเสียดทานทางด้านข้าง และแรงดูดทางด้านท้ายน้ำ คำนวณได้จาก

$$F_{dyn} = \frac{1}{2} C_d \rho v^2 A \quad (2.25)$$

โดยที่

$$\begin{aligned} C_d &= \text{สัมประสิทธิ์ของแรงดูด (Drag coefficient)} \\ v &= \text{ความเร็วของกระแส (m/s)} \\ A &= \text{พื้นที่ด้านที่คลื่นมาปะทะ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$



ตารางที่ 2.6 สัมประสิทธิ์ของแรงดูดสำหรับอาคารทั้งหลัง (Drag coefficient,  $C_d$ )

อัตราส่วนความกว้างอาคารต่อความสูงน้ำท่วม	สัมประสิทธิ์ของแรงดูด ( $C_d$ )
1 – 12	1.25
13 – 20	1.30
21 – 32	1.40
33 – 40	1.50
41 – 80	1.75
81 – 120	1.80
> 120	2.00

- หมายเหตุ 1) ในกรณีที่อัตราส่วนของความกว้างต่อความสูงมีค่าอยู่ระหว่างช่วงที่กำหนดในตาราง ให้ใช้วิธีประมาณเชิงเส้นสำหรับการคำนวณ
- 2) ถ้าอาคารจมอยู่หลังให้ใช้อัตราส่วนระหว่างความกว้างต่อความสูงอาคารเท่านั้น

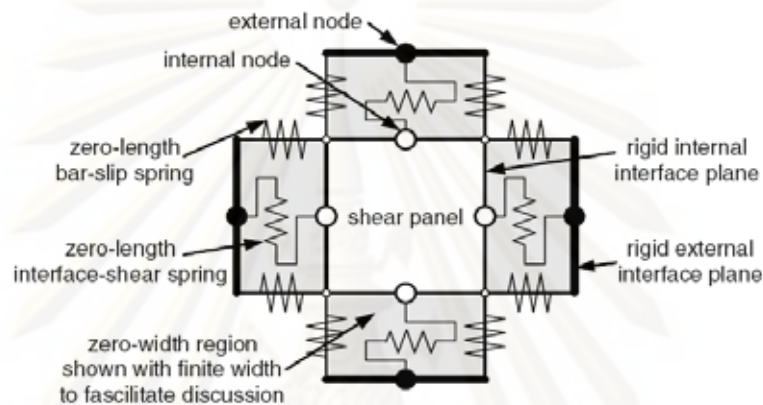
โดยในการคำนวณหาแรงที่เกิดขึ้นจากคลื่นสึนามิที่กระทำกับอาคารสามารถคำนวณได้โดยการรวมแรงระหว่างแรงอุทกสถิตกับแรงอุทกพลวัตเป็นแรงลัพธ์ แล้วนำแรงลัพธ์ที่ได้ไปกระจายเป็นความดันโดยในการกระจายนั้นต้องกระจายในลักษณะแปรผันแบบเส้นตรง โดยมีค่าเท่ากับศูนย์ที่ความสูงเท่ากับ 2.1 เท่าของความสูงน้ำท่วมและเพิ่มขึ้นเป็นแบบลักษณะเส้นตรงที่ระดับต่ำลงไป ซึ่งแรงที่ได้จากการกระจายความดันนั้นจะต้องเท่ากับผลรวมของแรงอุทกสถิตกับแรงอุทกพลวัตข้างต้น โดยความเร็วกระแสน้ำที่ปะทะอาคาร ( $v$ ) ให้ใช้ค่าที่แสดงในแผนที่เสี่ยงภัยสึนามิที่เชื่อถือได้ที่คำนึงถึงเหตุการณ์สึนามิต่าง ๆ ที่เป็นไปได้ หากไม่มีข้อมูลดังกล่าวให้ใช้ค่าของความเร็วไม่ต่ำกว่า  $1.4\sqrt{gh}$

ศูนย์วิทยุทรัพยากร

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

### 2.3 แบบจำลองเกี่ยวกับข้อต่อของชิ้นส่วนของค้ำอาคาร

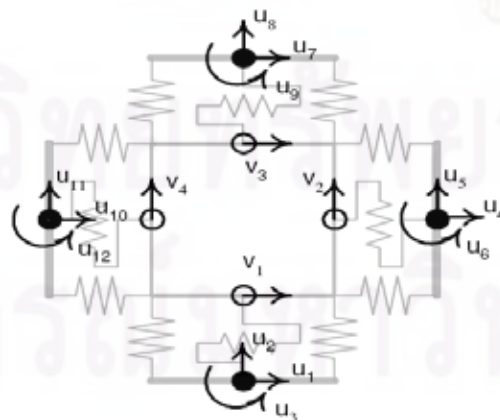
Lower และ คณะ (2003) ได้เสนอแบบจำลอง 2 มิติของข้อต่อระหว่างคานและเสาดังแสดงในรูปที่ 2.27 โดยพิจารณาถึงการเลื่อนไถลของเหล็กเสริมหลัก (Bar-slip) ที่ทำให้กำลังยึดเหนี่ยวลดลง (Bond-strength deterioration) การวิบัติด้วยแรงเฉือนในแกนของข้อต่อ (Joint core) และการถ่ายเทแรงเฉือนบริเวณหน้าสัมผัสผิวแรงเฉือน (Interface-shear) ของข้อต่อคานและข้อต่อเสา



รูปที่ 2.27 แบบจำลองของข้อต่อระหว่างคานและเสา (Lower และ คณะ, 2003)

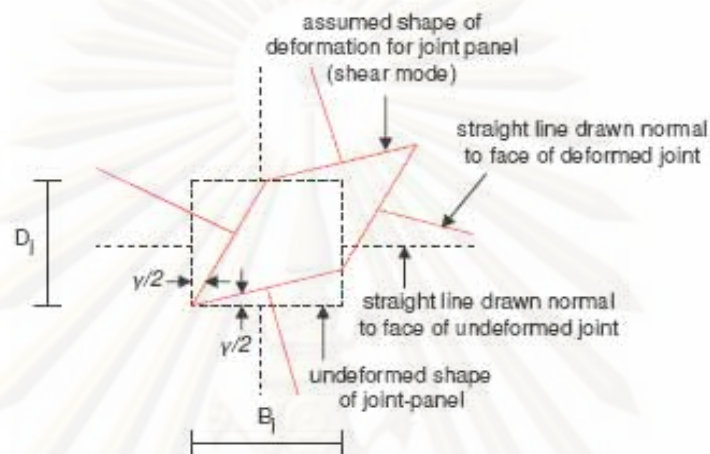
ซึ่งในการหาค่าการเคลื่อนที่นั้นจะไม่เหมือนกับการหาค่าการเคลื่อนที่ของชิ้นส่วนโครงสร้าง (Element) พื้นฐานทั่วไปที่สามารถหาได้จากแรงกระทำภายนอกที่จุดนั้นๆ แต่ในการหาค่าการเคลื่อนที่ของข้อต่อเสาคานนั้นจะสามารถหาได้จากจุดต่อภายนอก (External node) และจุดต่อภายใน (Internal node) ดังแสดงในรูปที่ 2.28 ซึ่งในการคำนวณนั้นจะต้องคำนวณให้สอดคล้องกับสมดุลของภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง

v: internal displacements  
u: external generalized displacements

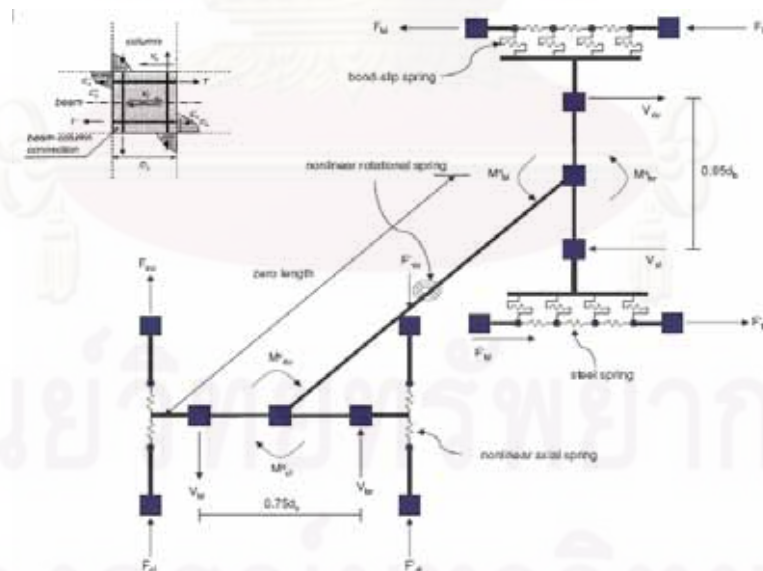


รูปที่ 2.28 การเคลื่อนที่ภายในและภายนอกและการหมุน (Lower และ คณะ, 2003)

Matrin Suthasit (2007) ได้เสนอแบบจำลองของข้อต่อระหว่างคานและเสาโดยพิจารณาถึงการเสื่อมโทรมของเหล็กเสริมที่ทำให้กำลังยึดเหนี่ยวลดลง (Bone deterioration) และผลของการวิบัติจากแรงเฉือนในบริเวณของข้อต่อ ดังแสดงในรูปที่ 2.30 โดยกำหนดให้พื้นที่รับแรงเฉือน (Shear panel) มีการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนเพียงอย่างเดียวและจุดศูนย์กลางของชิ้นส่วนข้อต่อไม่เปลี่ยนแปลง ดังรูปที่ 2.29



รูปที่ 2.29 การเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือน (Matrin Suthasit 2007)



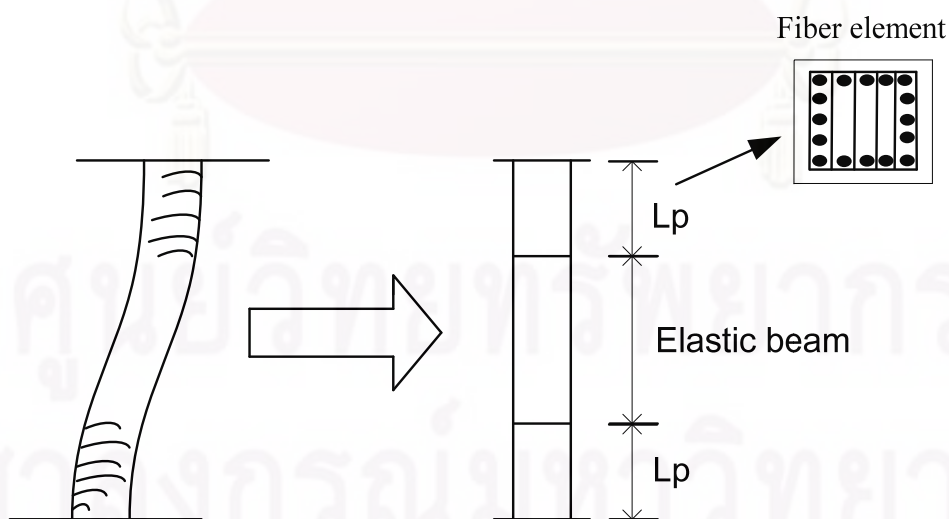
รูปที่ 2.30 แบบจำลองข้อต่อระหว่างเสาและคาน (Matrin Suthasit 2007)

## 2.4 ทฤษฎีเกี่ยวกับแบบจำลองไฟเบอร์

ในการวิเคราะห์โครงสร้างจะใช้แบบจำลองไฟเบอร์ในการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นโดยมีสมมติฐานในการใช้แบบจำลองไฟเบอร์ดังนี้

- 1) ระนาบหน้าตัดขององค์อาคารภายหลังการรับแรงดัดยังคงเป็นเส้นตรง (Plane sections remain plain after bending)
- 2) การเปลี่ยนรูปของชิ้นส่วนอาคารถือว่ามีค่าน้อย สำหรับวัสดุชนิดเดียวกัน และมีคุณสมบัติเหมือนกันตลอดความยาวชิ้นส่วน
- 3) การเปลี่ยนรูปเนื่องจากแรงเฉือนมีค่าน้อยมากไม่นำมาพิจารณา
- 4) ไม่พิจารณาผลของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม
- 5) ไม่พิจารณาผลของการโก่งเดาะเนื่องจากเหล็กเสริมตามยาว

ในการวิเคราะห์ชิ้นส่วนของอาคารของเสาและคานานั้นได้แบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 2 ส่วนด้วยกัน โดยในส่วนแรกองค์อาคารจะมีพฤติกรรมในช่วงที่มีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นคือชิ้นส่วนขององค์อาคารยังไม่เกิดความเสียหาย และส่วนที่สององค์อาคารจะมีพฤติกรรมในช่วงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นที่จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) หรือบริเวณที่โครงสร้างเกิดความเสียหาย ซึ่งมันจะเกิดขึ้นที่บริเวณปลายขององค์อาคาร ดังแสดงในรูปที่ 2.31



รูปที่ 2.31 การจำลองชิ้นส่วนของอาคาร



ซึ่งในส่วนขององค์อาคารที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นจะมีการวิเคราะห์พฤติกรรมโดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์ ซึ่งเป็นการวิเคราะห์โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Unconfined concrete) คอนกรีตที่มีการโอบรัด (Confined concrete) และเหล็กเสริมตามยาว (Reinforcement) ในการคำนวณ

สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาค่าแรงภายในของชิ้นส่วนของโครงสร้างจะใช้ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่กับสติฟเนสเมตริกซ์โดยมีสมการพื้นฐานคือ

$$\{\Delta F\} = [K]\{\Delta u\} \quad (2.26)$$

$$\{\Delta u\} = [K]^{-1}\{\Delta F\} \quad (2.27)$$

โดยที่

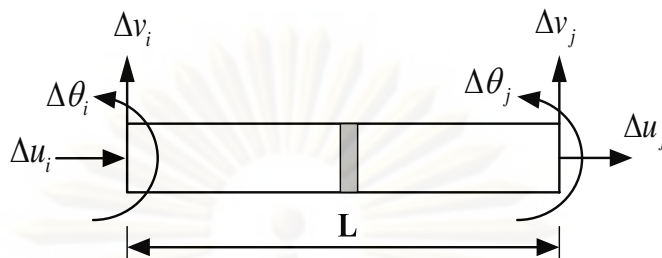
$\{\Delta F\}$  เป็นเวกเตอร์ของแรงกระทำภายนอก

$[K]$  เป็นสติฟเนสเมตริกซ์ของระบบโครงสร้างรวม

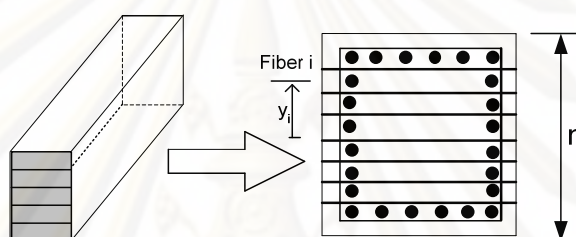
$\{\Delta u\}$  เป็นเวกเตอร์ของการเปลี่ยนตำแหน่งภายนอก

ซึ่ง  $[K]$  คือผลรวมสติฟเนสเมตริกซ์ของชิ้นส่วนย่อยที่หาได้จากแบบจำลองไฟเบอร์ในระบบพิกัดรวม (Global coordinate system) ซึ่งแปลงมาจากระบบพิกัดเฉพาะ (Local coordinate system) โดยชิ้นส่วนย่อยที่ใช้ในการคำนวณนั้นจะมีระดับขั้นความเสรี (Degree of freedom) ของแต่ละชิ้นส่วนย่อยเท่ากับ 6 ซึ่งประกอบไปด้วย  $\Delta u_i, \Delta u_j, \Delta v_i, \Delta v_j, \Delta \theta_i$  และ  $\Delta \theta_j$  ดังแสดงในรูปที่ 2.32 โดยในการสร้างสติฟเนสเมตริกซ์ของชิ้นส่วนย่อยจากแบบจำลองไฟเบอร์นั้นทำได้โดยการแบ่งหน้าตัดของชิ้นส่วนย่อยออกเป็นไฟเบอร์ย่อยๆ ดังรูปที่ 2.33 จากนั้นกำหนดแกนสะเทินแล้วจึงคำนวณหาความโค้ง (Curvature) และความเครียดที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้าชั้นที่จุดกึ่งกลางของหน้าตัดดังสมการที่ 2.28 และ 2.29 หลังจากได้ความเครียดที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้าชั้นที่จุดกึ่งกลางของหน้าตัดก็จะสามารถหาความเครียดของไฟเบอร์ที่เปลี่ยนไปจากชั้นต่อหน้าชั้นที่ตำแหน่งของไฟเบอร์ย่อยต่างๆ ตามที่ต้องการได้ดังสมการที่ 2.30 โดยใช้สมมติฐานของแบบจำลองไฟเบอร์ที่ว่า ระนาบของหน้าตัดขององค์อาคารยังคงเป็นเส้นตรงและตั้งฉากกับแนวยาวขององค์อาคารหลังจากเกิดการเปลี่ยนรูปดังรูปที่ 2.34 และเมื่อได้ความเครียดที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้าชั้นในแต่ละไฟเบอร์ย่อยต่างๆ แล้วก็สามารถคำนวณหาความเค้นของไฟเบอร์ย่อยต่างๆ ที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้าชั้นโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากแบบจำลองพฤติกรรมทางวัสดุของคอนกรีตและเหล็กเสริม หลังจากนั้นก็จะอินทิเกรตความเค้นที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้าชั้นของไฟเบอร์ย่อยต่างๆ บนหน้าตัดดังสมการที่ 2.31 และ 2.32 เพื่อหา

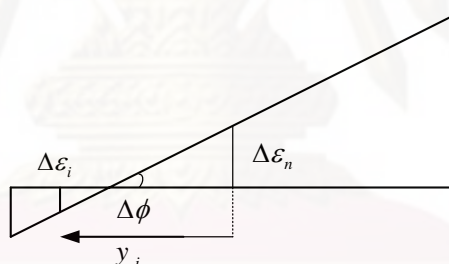
แรงตามแนวแกน ( $\Delta N$ ) และโมเมนต์ดัด ( $\Delta M$ ) ที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ของหน้าตัดได้และสามารถหาแรงเฉือนที่เปลี่ยนไปจากชั้นก่อนหน้านี้ได้จากสมการที่ 2.33



รูปที่ 2.32 ดีกรีของความอิสระสำหรับชั้นส่วนย่อยของแบบจำลองไฟเบอร์



รูปที่ 2.33 การแบ่งแบบจำลองเป็นไฟเบอร์ย่อยๆ



รูปที่ 2.34 รายละเอียดของหน้าตัดที่ใช้วิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟเบอร์

$$\Delta \varepsilon_a = (\Delta u_j - \Delta u_i) / L \quad (2.28)$$

$$\Delta \phi = (\Delta \theta_j - \Delta \theta_i) / L \quad (2.29)$$

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_a - y_i \cdot \Delta \phi \quad (2.30)$$

$$\begin{aligned} \Delta N &= \int_A \Delta \sigma dA \\ &= \sum (E_i A_i) \Delta \varepsilon_i \\ &= \sum (E_i A_i) (\Delta \varepsilon_a - y_i \cdot \Delta \phi) \\ &= \overline{EA} \cdot \Delta \varepsilon_n - \overline{EAY} \cdot \Delta \phi \end{aligned} \quad (2.31)$$

$$\begin{aligned}
\Delta M &= -\int_A \Delta \sigma y dA \\
&= -\sum (E_i A_i) \Delta \varepsilon_i \cdot y_i \\
&= -\sum (E_i A_i) (\Delta \varepsilon_a - y_i \cdot \Delta \phi) y_i \\
&= -\overline{EAI} \cdot \Delta \varepsilon_n + \overline{EI}_z \cdot \Delta \phi
\end{aligned} \tag{2.32}$$

$$\Delta Q = -\frac{d\Delta M}{dx} \tag{2.33}$$

โดยที่

$$\overline{EA} = \sum_{i=1}^k E_i A_i = \sum_{i=1}^n E_{si} A_{si} + \sum_{i=1}^m E_{ci} A_{ci}$$

$$\overline{EAY} = \sum_{i=1}^k E_i A_i y_i = \sum_{i=1}^n E_{si} A_{si} y_{si} + \sum_{i=1}^m E_{ci} A_{ci} y_{ci}$$

$$\overline{EAI}_z = \sum_{i=1}^k E_i A_i y_i^2 = \sum_{i=1}^n E_{si} A_{si} y_{si}^2 + \sum_{i=1}^m E_{ci} A_{ci} y_{ci}^2$$

$\Delta u_i, \Delta u_j$  = เป็นการเปลี่ยนตำแหน่งที่เพิ่มขึ้นที่ปลาย i และ j

$\Delta \theta_i, \Delta \theta_j$  = เป็นมุมหมุนที่เพิ่มขึ้นที่ปลาย i และ j

$L$  = เป็นความยาวของชิ้นส่วนย่อย

$k$  = จำนวนไฟเบอร์ทั้งหมดของหน้าตัด

$m, n$  = จำนวนไฟเบอร์ทั้งหมดของคอนกรีตและเหล็กเสริมตามลำดับ

$A_{ci}, A_{si}$  = พื้นที่หน้าตัดของไฟเบอร์คอนกรีตและเหล็กเสริมตามลำดับ

$E_{ci}, E_{si}$  = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและเหล็กเสริมตามลำดับ

$y_{ci}, y_{si}$  = ระยะห่างของไฟเบอร์คอนกรีตและเหล็กเสริมที่วัดจากแนวแกน  
สะเทิน

กำหนดให้

$$\Delta M_i = -\Delta Q \cdot \frac{L}{2} - \Delta M = \text{โมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้นที่ปลาย i}$$

$$\Delta M_j = -\Delta Q \cdot \frac{L}{2} + \Delta M = \text{โมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้นที่ปลาย j}$$

$$-\Delta N = \Delta N_i = \text{แรงตามแนวแกนที่เพิ่มขึ้นที่ปลาย i}$$

$$\Delta N = \Delta N_j = \text{แรงตามแนวแกนที่เพิ่มขึ้นที่ปลาย j}$$

$$-\Delta Q = \Delta Q_i = \text{แรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นที่ปลาย i}$$

$$\Delta Q = \Delta Q_j = \text{แรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นที่ปลาย j}$$

เมื่อรวมสมการทั้งหมดที่กล่าวมาแล้วให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่เปลี่ยนไปจากขั้นก่อนหน้าของขั้นส่วนย่อย ทำให้สามารถหาสติฟเนสเมตริกซ์ของขั้นส่วนย่อยในระบบพิกัดเฉพาะ (Local coordinate system) โดยไม่คิดผลของแรงเฉือนได้ดังสมการที่ 2.34

$$\{\Delta f\} = [K_e]_{fiber} \{\Delta u\} \quad (2.34)$$

โดยที่

$$\{\Delta u\} = \begin{Bmatrix} \Delta u_i \\ \Delta v_i \\ \Delta \theta_i \\ \Delta u_j \\ \Delta v_j \\ \Delta \theta_j \end{Bmatrix}, \quad \{\Delta f\} = \begin{Bmatrix} \Delta N_i \\ \Delta Q_i \\ \Delta M_i \\ \Delta N_j \\ \Delta Q_j \\ \Delta M_j \end{Bmatrix}$$

$$[k_e]_{fiber} = \begin{bmatrix} \frac{\overline{EA}}{L} & 0 & \frac{\overline{EAY}}{L} & \frac{\overline{EA}}{L} & 0 & \frac{\overline{EAY}}{L} \\ 0 & \frac{12\overline{EI}_z}{L^3} & \frac{6\overline{EI}_z}{L^2} & 0 & \frac{12\overline{EI}_z}{L^3} & \frac{6\overline{EI}_z}{L^2} \\ \frac{\overline{EAY}}{L} & \frac{6\overline{EI}_z}{L^2} & \frac{4\overline{EI}_z}{L} & \frac{\overline{EAY}}{L} & \frac{6\overline{EI}_z}{L^2} & \frac{2\overline{EI}_z}{L} \\ \frac{\overline{EA}}{L} & 0 & \frac{\overline{EAY}}{L} & \frac{\overline{EA}}{L} & 0 & \frac{\overline{EAY}}{L} \\ 0 & \frac{12\overline{EI}_z}{L^3} & \frac{6\overline{EI}_z}{L^2} & 0 & \frac{12\overline{EI}_z}{L^3} & \frac{6\overline{EI}_z}{L^2} \\ \frac{\overline{EAY}}{L} & \frac{6\overline{EI}_z}{L^2} & \frac{2\overline{EI}_z}{L} & \frac{\overline{EAY}}{L} & \frac{6\overline{EI}_z}{L^2} & \frac{4\overline{EI}_z}{L} \end{bmatrix}$$

โดยค่าของสติฟเนสเมตริกซ์  $[k_e]_{fiber}$  จะมีค่าไม่คงที่ที่จะแปรเปลี่ยนตามแบบจำลองของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่เราเลือกใช้ในการวิเคราะห์ของขั้นส่วนองค์อาคาร

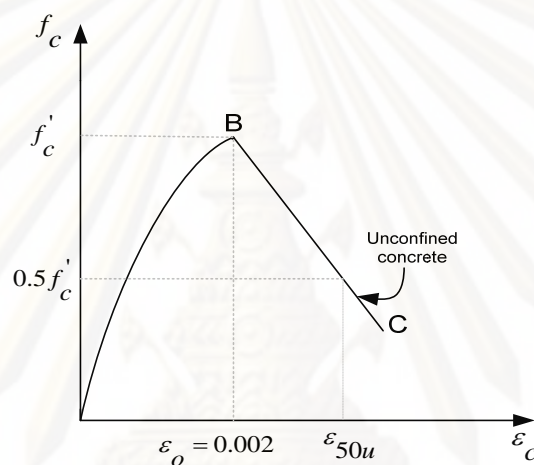
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



## 2.5 แบบจำลองเกี่ยวกับพฤติกรรมของวัสดุ

### 2.5.1 งานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

Kent และ Park (1971) ได้เสนอแบบจำลองของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังแสดงในรูปที่ 2.35 ซึ่งพบว่าในช่วงแรกกำลังอัดจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามสัดส่วนของสมการเส้นโค้งพาราโบลาโบล่า และช่วงหลังกำลังอัดจะมีค่าลดลงอย่างรวดเร็วโดยมีลักษณะเป็นเส้นตรง และยังพบว่าความเครียดที่จุดประลัยมีค่าค่อนข้างต่ำซึ่งแสดงว่าความเหนียว (ductility) ของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดมีค่าค่อนข้างต่ำ



รูปที่ 2.35 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

(Kent และ Park, 1971)

ช่วง AB ( $\epsilon_c \leq \epsilon_o$ )

$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (2.41)$$

ช่วง BC ( $\epsilon_c > \epsilon_o$ )

$$f_c = f'_c - Z_1(\epsilon_c - \epsilon_o) \quad \text{เมื่อ } \epsilon_c < 0.004 \quad (2.42)$$

$$f_c = 0 \quad \text{เมื่อ } \epsilon_c \geq 0.004 \quad (2.43)$$

โดยที่

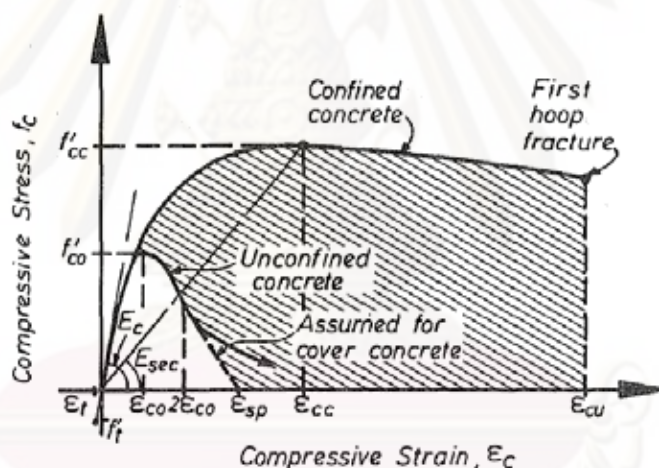
$$Z_1 = \frac{f'_c - 0.5f'_c}{\epsilon_{50u} - 0.002} \quad (2.44)$$

$$\epsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002f'_c}{f'_c - 1000} \quad (2.45)$$

- $f'_c$  = กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต (MPa)
- $\epsilon_o$  = ความเครียดของคอนกรีตที่กำลังสูงสุดมีค่าเท่ากับ 0.002

2.5.2 งานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของคอนกรีตที่มีการโอบรัด

Mander และ คณะ (1984) ได้เสนอแบบจำลองของคอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังแสดงในรูปที่ 2.36 โดยทำการทดสอบเสาที่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กเสริมทางขวางรูปสี่เหลี่ยมและวงกลมภายใต้แรงอัดที่ไม่มีแรงเฉือน และควบคุมให้การหดตัวเป็นไปอย่างช้าๆ (Slow strain rate) โดยหน่วยแรงของการโอบรัดด้านข้างจะขึ้นอยู่กับลักษณะของการจัดเรียงของเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมตามขวาง โดยจากกราฟความเครียดอัดประลัยตามแนวแกน ( $\epsilon_{cu}$ ) สามารถหาได้จากพื้นที่ส่วนที่แรงของเส้นโค้งของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด



รูปที่ 2.36 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Mander และ คณะ, 1984)

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \tag{2.46}$$

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} - 1.254 \right) \tag{2.47}$$

โดยที่

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \tag{2.48}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.49)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.50)$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002 \quad (2.51)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \quad (2.52)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.53)$$

$f'_{co}$  = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ไม่มีกรโอบรัด

$f'_l$  = หน่วยแรงโอบรัดประสิทธิผล มีค่าเท่ากับ  $f_l \cdot k_e$

$f_l$  = หน่วยแรงโอบรัดด้านข้าง

$k_e$  = ค่าสัมประสิทธิ์โอบรัดประสิทธิผล มีค่าเท่ากับ  $A_e / A_{cc}$

$A_e$  = พื้นที่ของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดประสิทธิผล

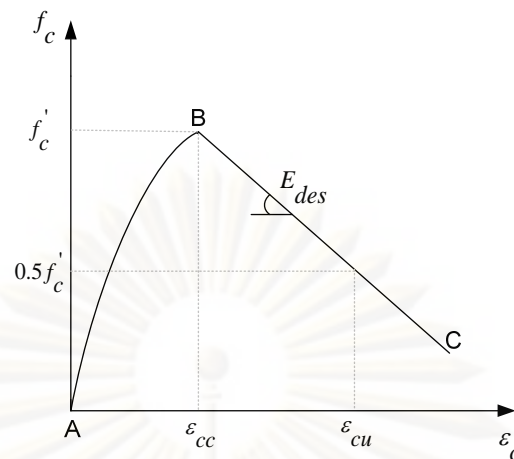
$A_{cc}$  = มีค่าเท่ากับ  $A_c (1 - \rho_{cc})$

$A_c$  = พื้นที่ของคอนกรีตที่อยู่ภายในเส้นรอบรูปของเหล็กเสริมทางขวาง

$\rho_{cc}$  = อัตราส่วนระหว่างพื้นที่ของเหล็กเสริมตามยาวต่อพื้นที่คอนกรีตที่อยู่ภายในเหล็กเสริมทางขวาง

$\varepsilon_c$  = ความเครียดในการหดตัวของคอนกรีต

Hoshikuma และ คณะ (1997) ได้เสนอแบบจำลองของคอนกรีตที่มีการโอบรัดโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังแสดงในรูปที่ 2.37 โดยได้จากการทดสอบของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่พิจารณาถึงปัจจัยของ ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางต่อปริมาณคอนกรีต ระยะระหว่างเหล็กเสริมทางขวาง ลักษณะของอ (Hook) สัดส่วนของหน้าตัดเสา และลักษณะของเหล็กยึด (Crosstie) โดยสมมติให้ค่าของกำลังอัดประลัยมีค่าเท่ากับ 50% ของกำลังอัดสูงสุดโดยค่าที่ได้มีค่าใกล้เคียงกว่าแบบจำลองอื่นเมื่อนำไปเปรียบเทียบกับแบบจำลองอื่นๆและเทียบกับผลการทดสอบ



รูปที่ 2.37 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด  
(Hoshikuma และ คณະ, 1997)

ช่วง AB:  $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left[ 1 - \frac{1}{n} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] \quad (2.54)$$

ช่วง BC:  $\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$

$$f_c = f'_c + E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (2.55)$$

โดยที่

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f'_c} \quad (2.56)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{f'_c}{2E_{des}} \quad (2.57)$$

$$\frac{f'_c}{f_{co}} = 1 + 3.8\alpha \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (2.58)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (2.59)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{f_{co}^2}{\rho_s f_{yh}} \quad (2.60)$$

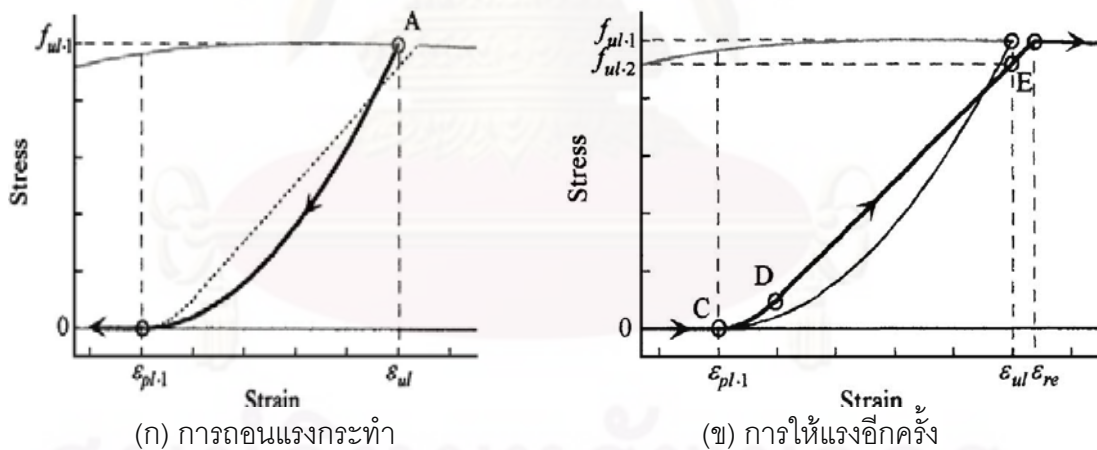
$f_c$  = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (MPa)

$\varepsilon_{cc}$  = ความเครียดที่กำลังรับแรงอัดสูงสุด



- $f_{cc}$  = กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต (MPa)  
 $f_{co}$  = กำลังของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (MPa)  
 $E_c$  = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (MPa)  
 $E_{des}$  = อัตราการลดลงของกราฟในช่วง  $\epsilon_{cc} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$   
 $\rho_s$  = อัตราส่วนระหว่างปริมาตรของเหล็กเสริมต่อปริมาตรของคอนกรีตที่ได้รับ  
การโอบรัดโดยคิดจากเส้นรอบนอกของเหล็กเสริมทางขวาง  
 $f_{yh}$  = กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมทางขวาง  
 $\alpha, \beta$  = พารามิเตอร์ที่ขึ้นอยู่กับลักษณะของหน้าตัดโดย หน้าตัดรูปวงกลมจะมี  
ค่า  $\alpha = 1$  และ  $\beta = 1$  หน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมจะมีค่า  $\alpha = 0.2$  และ  $\beta = 0.4$

Sakai และ Kawashima (2006) ได้เสนอแบบจำลองของคอนกรีตที่มีการโอบรัดสำหรับการถอนแรงกระทำ (Unloading) และการให้แรงกระทำอีกครั้ง (Reloading) โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดังแสดงรูปที่ 2.28 ซึ่งแบบจำลองที่เสนอมีความใกล้เคียงกับผลการทดสอบที่ให้แรงอัดกับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่พิจารณาเหล็กเสริมตามขวางในปริมาณที่แตกต่างกัน



รูปที่ 2.38 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Sakai และ Kawashima, 2006)

เส้นการถอนแรงกระทำ

$$f_c = f_{ul-1} \left[ \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{ul}} - \frac{\epsilon_{pl-1}}{\epsilon_{pl-1}} \right]^2 \quad (2.61)$$

เส้นการให้แรงอีกครั้ง

$$f_c = \begin{cases} 2.5 f_{ul-n} \left( \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl-n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl-n}} \right)^2 & 0 \leq \left( \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl-n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl-n}} \right) < 0.2 \\ E_{c-rl} (\varepsilon_c - \varepsilon_{ul}) + f_{ul-n+1} & 0.2 \leq \left( \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl-n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl-n}} \right) \leq \left( \frac{\varepsilon_{re} - \varepsilon_{pl-n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl-n}} \right) \end{cases} \quad (2.62)$$

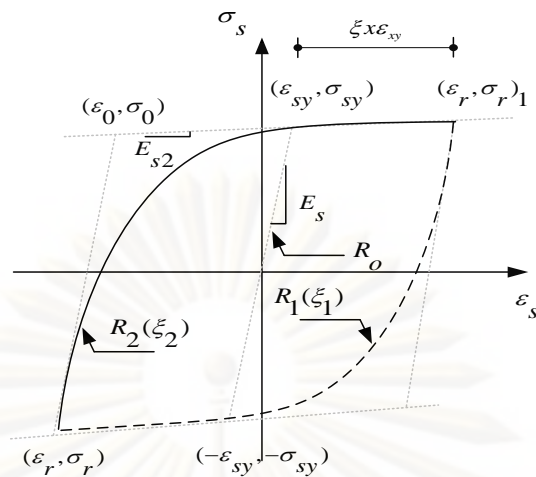
โดยที่

- $f_{ul-1}$  = กำลังคอนกรีตที่ตำแหน่งการถอนแรงกระทำจากเส้นโค้งขอบเขต
- $f_{ul-n+1}$  = ความเค้นคอนกรีตที่จุด  $\varepsilon_{ul}$  หลังจากการให้แรงอีกเป็นครั้งที่  $n$
- $\varepsilon_{pl-1}$  = ความเครียดพลาสติกของคอนกรีตหลังจากถอนแรงกระทำจากเส้นโค้งขอบเขต
- $\varepsilon_{ul-1}$  = ความเครียดของคอนกรีตที่ตำแหน่งถอนแรงกระทำจากเส้นโค้งขอบเขต
- $\varepsilon_{pl-n}$  = ความเครียดพลาสติกคอนกรีตหลังจากถอนแรงกระทำครั้งที่  $n$
- $\varepsilon_{re}$  = ความเครียดคอนกรีตที่จุดตัดของเส้นโค้งขอบเขตและเส้นการให้แรงกระทำอีกครั้ง
- $\varepsilon_{ul}$  = ความเครียดคอนกรีตที่จุดถอนแรงกระทำจากเส้นโค้งขอบเขต

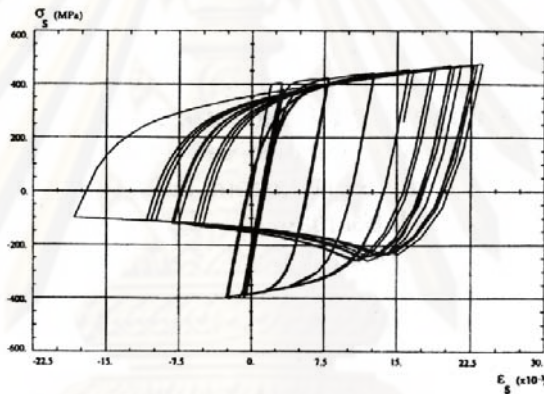
### 2.5.3 งานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร

Gomes และ Appleton(1997) ได้เสนอแบบจำลองของเหล็กเสริมที่พัฒนามาจากแบบจำลองของ Menegotto และ Pinto (1973) แสดงในรูปที่ 2.39 โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด ดังแสดงในรูปที่ 2.40 ซึ่งพิจารณาถึงการโก่งเดาะของเหล็กเสริม โดยอาศัยหลักการสมดุลของการวิบัติของเหล็กเสริมที่เกิดการโก่งเดาะเมื่อคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมเกิดการกะเทาะออก

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.39 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบวิวิจจักร (Menegotto และ Pinto, 1973)



รูปที่ 2.40 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมที่พิจารณาผลการโค้งเดาะขอเหล็กเสริมตามยาว (Gomes และ Appleton, 1996)

สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของ Menegotto และ Pinto (1973) แสดงดังสมการ 2.63

$$\sigma_s^* = R_s \varepsilon_s^* + \frac{(1 - R_s) \varepsilon_s^*}{\left(1 + (\varepsilon_s^*)^{R_b}\right)^{\frac{1}{R_b}}} \quad (2.63)$$

โดยที่

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (2.64)$$

$$\sigma_s^* = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (2.65)$$

$$R_s = \frac{E_{s2}}{E_s} \quad (2.66)$$

- $\sigma_0, \varepsilon_0$  = ความเค้นและความเครียดที่บริเวณจุดตัดของเส้นกรอบในตำแหน่งจุดคราก  
 $\sigma_r, \varepsilon_r$  = ความเค้นและความเครียดที่ตำแหน่งเมื่อให้แรงกระทำกลับข้าง  
 $R_s$  = อัตราส่วนระหว่างค่าสตีเฟนสในช่องของการแข็งตัวเพิ่มขึ้นต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสัมผัสในช่วงพฤติกรรมแบบเชิงเส้น  
 $R_b$  = ค่าพารามิเตอร์ที่มีผลต่อส่วนโค้งของเส้นกราฟ (Bauschinger effect)  
 หาได้จาก  $R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi}$   
 $\xi$  = ความเครียดที่จุดพลาสติก (Plastic strain)  
 $R_0, a_1, a_2$  = ค่าคงที่ของวัสดุ

สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในช่วงของการให้แรงกระทำอีกครั้ง (Reloading) และถอนแรงกระทำ (Unloading) ที่พัฒนามาจากแบบจำลองของ Menegotto และ Pinto (1973) แสดงดังสมการ 2.67

$$\sigma_s = \frac{2\sqrt{2}}{A_s L} \frac{4}{3} r^3 \sin^3 \theta \sigma_{sa} \frac{1}{\sqrt{\varepsilon_s}} \quad (2.67)$$

โดยที่

- $L$  = ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก  
 $A_s$  = พื้นที่หน้าตัดขวางของเหล็กเสริมตามยาว  
 $r$  = ความยาวเส้นรัศมีของเหล็กเสริมตามยาว  
 $\sigma_{sa}$  = ความเค้นของเหล็กเสริมที่ตำแหน่งเมื่อให้แรงกระทำกลับข้าง  
 $\varepsilon_s$  = ความเครียดของเหล็กเสริม

ศูนย์วิทยทรัพยากร

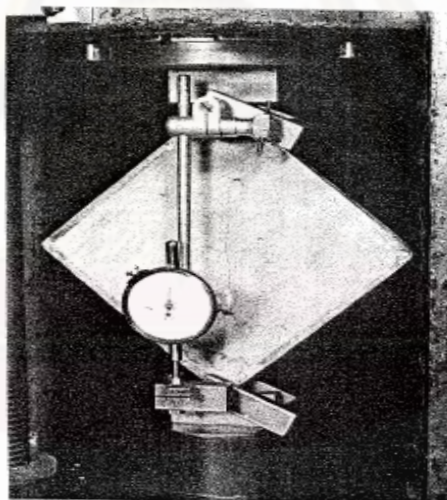
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



## 2.6 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับผนังอิฐก่อ

Smith (1966) ทำการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมในการรับแรงการของโครงสี่เหลี่ยมผนังอิฐก่อ (Square infilled frames) ที่ทำจากเหล็กและมอร์ตาร์ซึ่งสามารถแยกเป็น 2 ส่วนหลักด้วยกันคือ พฤติกรรมในการรับแรงในแนวทแยงและพฤติกรรมในการรับแรงด้าน โดยทำการทดสอบจนกว่าจะเกิดรอยแตกหรือการวิบัติเนื่องจากแรงอัดเกิดขึ้นกับแบบทดสอบในส่วนของพฤติกรรมในการรับแรงในแนวทแยงนั้นจะใช้แบบทดสอบทั้งหมด 7 ชุด โดยแต่ละชุดจะประกอบไปด้วยแบบทดสอบ 4-5 ตัวอย่างในการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 2.41 ซึ่งผลการทดสอบแสดงดังตารางที่ 2.7

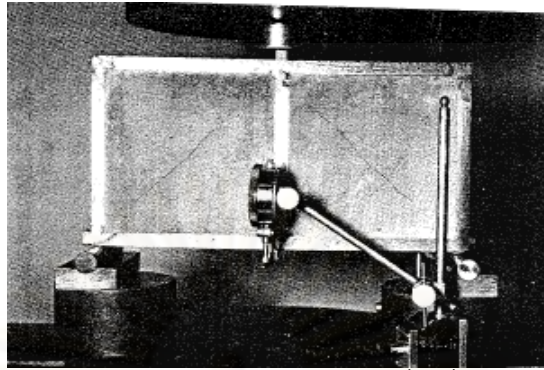
ในส่วนของพฤติกรรมในการรับแรงด้านข้างนั้นจะใช้แบบทดสอบทั้งหมด 2 ชุด ซึ่งจะประกอบไปด้วยโครงสี่เหลี่ยมผนังก่อ 1 ชั้น และ 2 ชั้นจำนวนอย่างละ 5 ตัวอย่างในการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 2.42 และ รูปที่ 2.43 ซึ่งผลการทดสอบแสดงดังตารางที่ 2.8



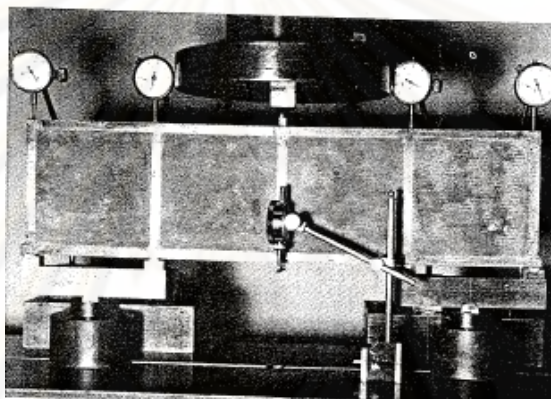
รูปที่ 2.41 แสดงการทดสอบรับแรงตามแนวทแยงของโครงสี่เหลี่ยมผนังก่อ (Smith 1966)

ตารางที่ 2.7 ผลการทดสอบรับแรงกระทำในแนวทแยง

Test no.	Frame thickness, in inches	$\lambda l$	Length of contract, in inches	Diagonal stiffness, in tons per inches	Cracking load, in inches	Compressive load, In tons	$E_c$ and $f_c'$ in tons per square inch
201	3/16 by 3/4	10.4	7/8	-	1.9	-	134
202	1/4	8.4	1 1/4	-	2.0	-	
203	3/8	6.3	1 7/8	-	2.0	-	2.0
204	3/4	4.0	2 3/8	-	3.3	-	
221	1/8 by 3/4	13.9	5/8	-	-	1.5	129
222	3/16	10.4	1 1/4	-	2.1	2.1	
223	1/4	8.4	1 3/4	-	1.8	2.0	2.0
224	3/8	6.3	2	-	2.2	3.1	
225	3/4	4.0	2 1/2	-	2.6	5.2	
231	1/8 by 3/4	13.9	-	-	-	1.7	152
232	3/16	10.4	-	-	2.6	2.6	
233	1/4	8.4	-	-	2.5	2.5	2.0
234	3/8	6.3	-	-	2.5	3.4	
235	3/4	4.0	-	-	2.6	6.2	
241	1/8 by 3/4	13.9	-	-	-	1.8	152
242	1/4	8.4	-	-	2.2	2.2	
243	3/8	6.3	-	-	1.8	3.1	2.4
244	3/4	4.0	-	-	2.5	5.4	
251	1/8 by 3/4	13.9	-	196	-	-	152
252	1/4	8.4	-	263	-	-	
253	3/8	6.3	-	225	-	-	2.0
254	3/4	4.0	-	288	-	-	
261	1/8 by 3/4	13.9	-	148	-	1.7	
262	3/16	10.4	-	192	2.0	2.0	
263	1/4	8.4	-	220	2.1	2.2	
264	3/8	6.3	-	250	2.0	3.0	
265	3/4	4.0	-	278	2.4	5.8	



รูปที่ 2.42 การติดตั้งแบบทดสอบรับแรงต้านข้างของโครงสร้างเหล็กชั้นหนึ่ง (Smith 1966)

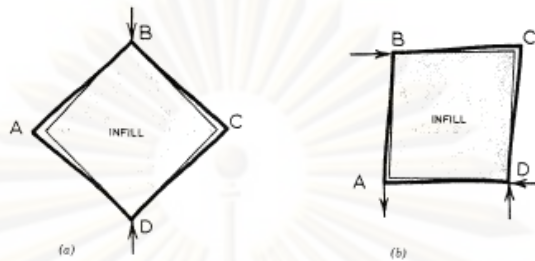


รูปที่ 2.43 การติดตั้งแบบทดสอบรับแรงต้านข้างของโครงสร้างเหล็กชั้นสอง (Smith 1966)

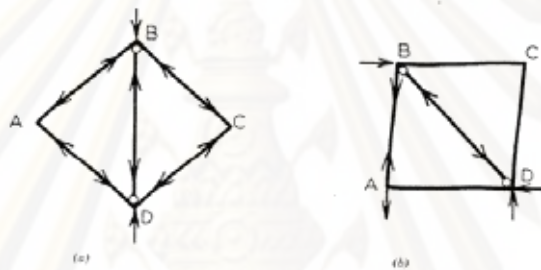
ตารางที่ 2.8 ผลของการทดสอบรับแรงกระทำด้านข้าง

Test no.	Frame Section in inches	$\lambda l$	Length of contract	Stiffness H/ in tons per inches		Failing load, in tons		$E_c$ and $f'_c$ in tons per square inch
				1st floor	2nd floor	Cracking	Compressive	
401	1/8 by 3/4	13.9	3/4	60		2.2	2.2	139
402	1/4	8.4	1 1/4	66	Single	2.6; 2.6	2.9	
403	3/8	6.3	1 1/2	78	Story	2.7; 2.7	3.9	
404	1/2	5.2	2	87	models	3.2; 3.3	5.3	1.8
405	3/4	4.0	2 1/2	100		3.7; 4.3	7.4	
411	1/8 by 3/4	13.9	3/4	20	13	2.8	2.8	
412	1/4	8.4	1 5/8	27	19	3.0	3.1	134
413	3/8	6.3	1 1/4	34	23	3.0; 3.0	5.0	
414	1/2	5.2	2 7/8	38	27	2.8; 3.1	5.5	1.8
415	3/4	4.0	3	49	31	3.5; 3.5 6.5; 7.0	7.6	

ซึ่งจากการทดสอบจะมีลักษณะของการเสียรูปดังรูปที่ 2.44 ซึ่งจากการเปลี่ยนรูปของแบบจำลองที่เกิดขึ้นจึงทำให้มีการประมาณค่าของการส่งถ่ายแรงที่เกิดขึ้นกับโครงส่เหล็กได้ดังรูปที่ 2.45



รูปที่ 2.44 การเปลี่ยนรูปเนื่องจากแรงกดตามแนวทแยงและแรงกรทำด้านข้าง (Smith 1966)



รูปที่ 2.45 การประมาณการส่งถ่ายแรงที่เกิดขึ้นสำหรับรูปที่ 2.49 (Smith 1966)

FEMA 306 (1998) มาตรฐานการประมาณค่าความเสียหายของผนังอิฐก่อเนื่องจากแผ่นดินไหว สามารถแบ่งได้ดังนี้

1. ในระนาบ (in-plane) สามารถหาค่ากำลังรับแรงเฉือนตามการวิบัติต่างๆได้ดังนี้

1.1. การวิบัติแบบเฉือนจากการเลื่อนไถล (Sliding-shear failure) โดยความสามารถในการรับแรงเฉือนคำนวณได้จากสมการ

$$V_{slide}^i = \mu L_{inf} t_{inf} E_m \theta^2 \quad (2.68)$$

โดยที่

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_{inf}}{L_{inf}} \right) \quad (2.69)$$

$\mu$  = สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานเนื่องจากการเลื่อนไถล

$L_{inf}$  = ความยาวของผนังอิฐก่อ, in

$h_{inf}$  = ความสูงของผนังอิฐก่อ, in



- $t_{inf}$  = ความหนาของค้ำยันเสมือน (Equivalent strut), in  
 $E_m$  = โมดูลัสยืดหยุ่นของผนังอิฐก่อ, psi.

1.2. การวิบัติเนื่องจากแรงอัด (Compression failure) สามารถหาแรงเฉือนที่เป็นแรงเฉือนในแนวราบได้ดังนี้

$$V_c = at_{inf} f'_{m90} \cos \theta \quad (2.70)$$

โดยที่

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (2.71)$$

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_m t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.72)$$

$f'_{m90}$  = กำลังอัดของผนังอิฐก่อในทิศทางแนวราบซึ่งอาจจะมีค่าเท่ากับ 50% ของกำลังรับแรงอัดประลัยของผนังอิฐก่อ

$a$  = ความกว้างของค้ำยันเสมือน, in

$h_{col}$  = ความสูงของเสาระหว่างเส้นศูนย์กลางของคาน, in

$r_{inf}$  = ความยาวในแนวทแยงของผนังก่อ, in

$I_{col}$  = โมเมนต์ความเฉื่อยของเสา, in<sup>4</sup>

1.3. การวิบัติด้วยแรงดึงในแนวทแยง (Diagonal tension failure of panel) สามารถหาแรงเฉือนเนื่องจากการแตกร้าวได้ดังนี้

$$V_{cr} = \frac{2\sqrt{2}t_{inf} \sigma_{cr}}{\left( \frac{L_{inf}}{h_{inf}} + \frac{h_{inf}}{L_{inf}} \right)} \quad (2.73)$$

โดยที่

$$\sigma_{cr} \approx 20\sqrt{f'_{me}} \quad (2.74)$$

$\sigma_{cr}$  = ความสามารถในการรับการแตกร้าวของผนังอิฐก่อ

$f'_{me}$  = กำลังรับแรงอัดประลัยของผนังอิฐก่อ

1.4. การวิบัติด้วยแรงเฉือนปกติ (General shear failure of panel) สามารถหาแรงเฉือนเริ่มต้นที่ยอมให้และค่าความต้านทานแรงเฉือนสุดท้ายของผนังอิฐก่อได้ดังนี้

$$V_{mi} = A_{vh} 2\sqrt{f'_{me}} \quad (2.75)$$

$$V_{mf} = 0.3V_{mi} \quad (2.76)$$

โดยที่

$V_{mi}$  = ค่าความต้านทานแรงเฉือนเริ่มต้นที่ยอมให้

$V_{mf}$  = ค่าความต้านทานแรงเฉือนเนื่องจากของการให้แรงแบบวิฤจักร

$A_{vh}$  = พื้นที่หน้าตัดสุทธิรับแรงเฉือนในแนวราบ

## 2. ตั้งฉากกับระนาบ (out-of-plane)

โดยการวิบัติที่เกิดขึ้นนั้นจะเกิดจากการกระจายของความดันที่สม่ำเสมอบนผนังอิฐก่อสามารถคำนวณได้จาก

$$w = \frac{2f'_{me}}{(h/t)} \lambda R_1 R_2 \quad (2.77)$$

โดยที่

$\lambda$  = ตัวแปรความชะลูด (Slenderness parameter) แสดงในตารางที่ 2.9

$R_1$  = ตัวคูณลดกำลัง แสดงในตารางที่ 2.9

$R_2$  = ตัวคูณลดสติเฟเนสสำหรับชิ้นส่วนโครงรับแรงตัด

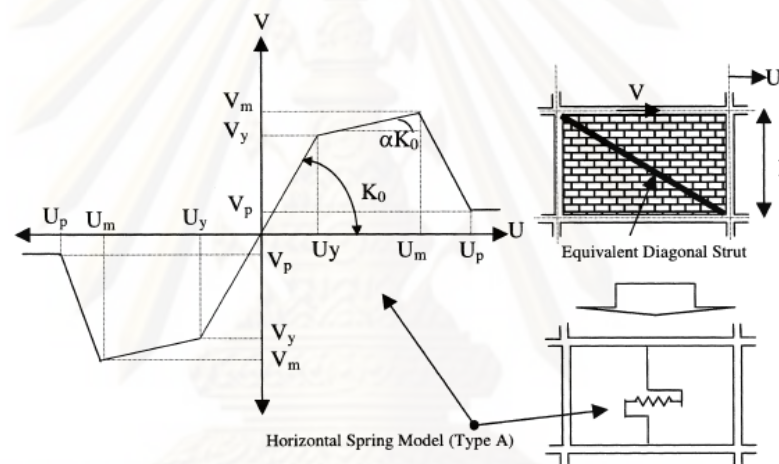
$$R_2 = 0.35 + 71.4 \times (10)^{-9} \text{ โดยที่ } EI \text{ ต้องมีค่าไม่เกิน } 1$$

$EI$  = ความแข็งเชิงดัดของโครงที่อ่อนที่สุดบนด้านที่ไม่ต่อเนื่องของผนังอิฐก่อ

ตารางที่ 2.9 ตัวแปรกำลังของผนังอิฐก่อในระนาบตั้งฉาก

Height-to-thickness ratio $\frac{h}{t}$	Slenderness parameter $\lambda$	Strength-reduction factor $R_1$	
		Moderate Damage	Severe Damage
5	0.130	1.0	1.0
10	0.060	0.9	0.9
15	0.035	0.9	0.8
20	0.020	0.8	0.7
25	0.015	0.8	0.6
30	0.008	0.7	0.5
35	0.005	0.7	0.5
40	0.003	0.7	0.5

Mostafaei และ Kabeyasawa (2004) ได้ทำการศึกษาผลกระทบของผนังอิฐก่อต่อแรงกระทำจากแผ่นดินไหว พบว่าในปฏิกิริยาวิบัติของผนังอิฐก่อจะเกิดขึ้นสองแบบคือการวิบัติแบบเฉือนจากการเลื่อนไถล (Sliding shear failure) และการวิบัติเนื่องจากรวมอัด (Compression failure) โดยได้มีการจำลองผนังก่อเป็นลักษณะของค้ำยันในแนวทแยงเพื่อทำการวิเคราะห์ และมีแบบจำลองในการวิเคราะห์แสดงดังรูปที่ 2.46 โดยกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงอิฐก่อที่ใช้ในการคำนวณจะพิจารณาจากกำลังรับแรงเฉือนที่มีค่าน้อยที่สุด ( $V_m$ ) ระหว่างกลไกของการวิบัติเนื่องจากการเลื่อนไถล (Sliding-shear failure) กับกลไกของการวิบัติเนื่องจากรวมอัด (Compression failure) โดยสมการความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับระยะการเคลื่อนตัวหาได้ดังสมการ (2.76) ถึง (2.82)



รูปที่ 2.46 หลักการวิเคราะห์ผนังอิฐก่อ (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)

$$V_f = \frac{\tau_0 t l_m}{(1 - \mu \tan \theta)} \quad (2.78)$$

$$V_c = z t f'_m \cos \theta \quad (2.79)$$

$$U_m = \frac{\varepsilon'_m d_m}{\cos \theta} \quad (2.80)$$

$$V_y = \frac{V_m - \alpha K_0 U_m}{1 - \alpha} \quad (2.81)$$

โดยที่

$$K_0 = 2(V_m / U_m), U_y = V_y / K_0 \quad (2.82)$$

$$V_p = 0.3V_m, U_p = 3.5(0.01h_m - U_m) \quad (2.83)$$

$$\lambda = \left[ \frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_g h_m} \right]^{1/4} \quad (2.84)$$

$V_m$  = กำลังรับแรงเฉือนหาจาก 2 กลไกการวิบัติ

$V_f$  = กำลังรับแรงเฉือนเนื่องจากการวิบัติแบบเลื่อนไถล

$V_c$  = กำลังรับแรงเฉือนเนื่องจากการวิบัติแบบแรงอัด

$V_y$  = แรงเฉือนคราก

$U_m, U_y$  = ระยะการเคลื่อนตัว

$f'_m$  = กำลังรับแรงอัดของผนังก่อ

$K_0$  = สติฟเนสเริ่มต้น

$t$  = ความหนาของกำแพงอิฐก่อ

$l_m$  = ความยาวของกำแพงอิฐก่อ

$d_m$  = ความยาวในแนวทแยงของกำแพงอิฐก่อ

$Z$  = ความกว้างของค้ำยันเสริมสามารถหาได้จาก  $0.175(\lambda h)^{-0.4} d_m$

$\theta$  =  $\tan^{-1}(h_m / l_m)$

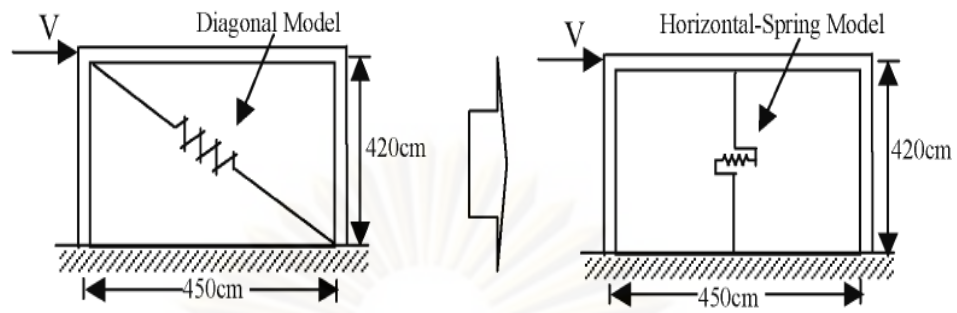
$\varepsilon'_m$  = ความเครียดของอิฐก่อที่ตำแหน่งรับแรงอัดสูงสุด

$\tau_0$  = หน่วยกำลังรับแรงเฉือนของมอร์ต้า

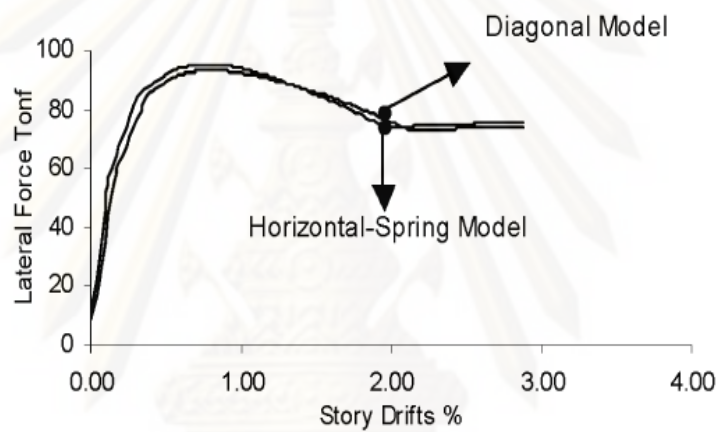
$\mu$  = สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานการเลื่อนไถลของมอร์ต้าหาได้จาก  
 $0.654 + 0.000515 f'_j$

โดยได้ทำการปรับใช้แบบจำลองสปริงในแนวราบแทนการใช้แบบจำลองสปริงในแนวทแยงดังรูปที่ 2.47 โดยในการวิเคราะห์ด้วยแรงผลักดันข้างจะเห็นได้ว่าผลที่ได้ระหว่างแบบจำลองทั้งสองนั้นมีค่าไม่ต่างกันดังแสดงในรูปที่ 2.48 จึงทำการเลือกแบบจำลองที่ใช้สปริงในแนวราบเนื่องจากแบบจำลองที่ใช้สปริงในแนวราบนั้นจะสามารถใช้ในการวิเคราะห์ผนังอิฐก่อที่มีช่องว่างได้ง่ายและสะดวกกว่าดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 2.49

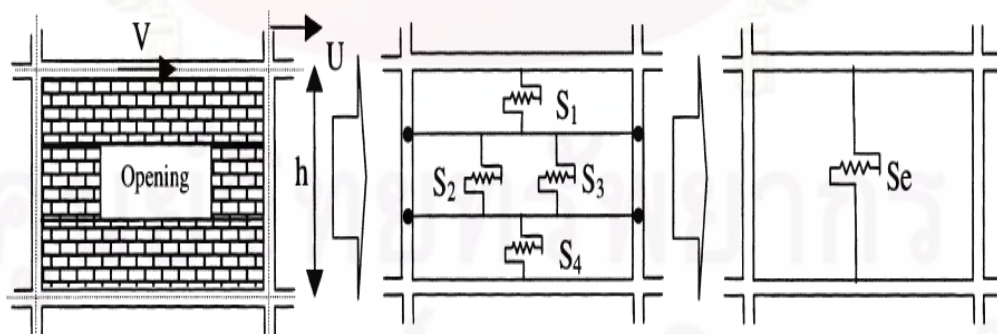




รูปที่ 2.47 สปริงในแนวทแยงและสปริงในแนวราบของแบบจำลองผนังอิฐก่อ  
(Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)



รูปที่ 2.48 ผลของการวิเคราะห์แรงต้านข้างของแบบจำลองสปริงแนวราบและแนวทแยง  
(Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)



รูปที่ 2.49 กำแพงอิฐก่อที่มีช่องว่างของหน้าต่าง (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)

## บทที่ 3

### การสอบเทียบแบบจำลอง

ในบทนี้ได้กล่าวถึงการสอบเทียบแบบจำลอง (Calibration) กับอาคารที่มีการทดสอบในสนามภายใต้แรงกระทำด้านข้าง โดยจะอธิบายถึงหลักการสร้างแบบจำลองของอาคารโดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์ (Fiber model) โดยใช้โปรแกรมทางไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้น, แบบจำลองที่ใช้ในจำลองพฤติกรรมของอาคาร และผลของการสอบเทียบแบบจำลองระหว่างผลที่ได้จากวิเคราะห์และผลที่ได้จากการทดสอบในสนาม

#### 3.1 พารามิเตอร์ที่สำคัญในการจำลองพฤติกรรมของอาคาร

##### 3.1.1 ระยะเวลาจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge length)

ในงานวิจัยนี้ได้มีการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นขององค์อาคารที่จะเกิดขึ้นที่จุดหมุนพลาสติกโดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์ (Fiber model) ดังนั้นระยะเวลาของจุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นหรือบริเวณขององค์อาคารที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นจึงเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญในการสร้างแบบจำลองในงานวิจัยนี้ โดยระยะเวลาของจุดหมุนพลาสติกได้มีนักวิจัยหลายท่านได้เสนอสมการสำหรับการคำนวณระยะเวลาของจุดหมุนพลาสติกต่างๆ ดังนี้

Barker และ Amarakone (1956) ได้เสนอ ระยะเวลาจุดหมุนพลาสติก ( $L_p$ ) ไว้ดังสมการ

$$L_p = 0.5D \quad (3.1)$$

โดยที่

$$D = \text{ความลึกของหน้าตัดคานหรือเสา}$$

Sawyer (1956) ได้เสนอ ระยะเวลาจุดหมุนพลาสติก ( $L_p$ ) ไว้ดังสมการ

$$L_p = 0.25D + 0.075L \quad (3.2)$$

โดยที่

$$D = \text{ความลึกของหน้าตัดคานหรือเสา}$$

$$L = \text{ความลึกของหน้าตัดคานหรือเสา}$$

Park และคณะ (1982) ได้เสนอสมการเพื่อหาระยะเวลาของจุดหมุนพลาสติก ซึ่งได้มาจากการวัดระยะเวลาความเสียหายที่เกิดขึ้นจากการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร

$$L_p = 0.08L + 6d_s \quad (3.3)$$

โดยที่

$L$  = ความลึกของหน้าตัดคานหรือเสา

$d_s$  = เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว

Park และ Priestley (1992) ได้เสนอสมการเพื่อหาระยะของจุดหมุนพลาสติก ซึ่งพิจารณาผลของเส้นผ่าศูนย์กลางและกำลังครากของเหล็กเสริมตามยาว

$$L_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \quad (3.4)$$

โดยที่

$L$  = ความลึกของหน้าตัดคานหรือเสา

$d_b$  = เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว

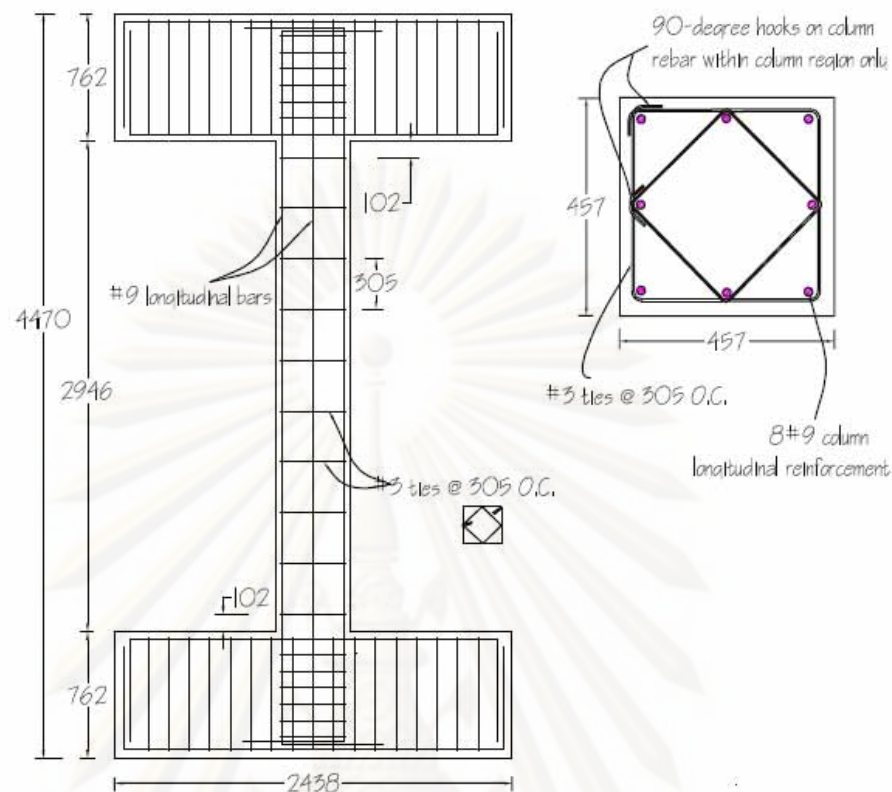
$f_y$  = กำลังครากของเหล็กเสริมตามยาว (Mpa)

### 3.1.2 ระยะจุดพลาสติกที่ใช้ในการศึกษา

ในงานวิจัยนี้จึงทำการศึกษาระยะของจุดหมุนพลาสติกหรือบริเวณที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น โดยทำการศึกษาเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้มีการทดสอบโดย Sezen และ Moehle, (2004) ซึ่งมีขนาด 0.45 เมตร x 0.45 เมตร สูง 2.95 เมตร และมีเหล็กเสริมเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาด 28 มิลลิเมตรจำนวน 8 เส้น โดยที่เหล็กเสริมมีกำลังครากเท่ากับ 447 Mpa และกำลังอัดประลัยของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 21.14 Mpa และรับกำลังตามแนวแกนเท่ากับ 667 kN ดังแสดงในรูปที่ 3.1 โดยค่าของระยะจุดหมุนพลาสติกตามนี้นักวิจัยได้เสนอไว้ในอดีตสามารถคำนวณได้ดังตารางที่ 3.1

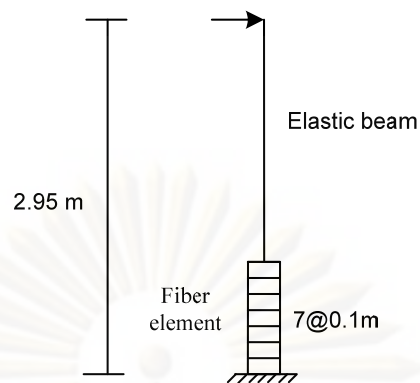
ตารางที่ 3.1 ระยะของจุดหมุนพลาสติก

นักวิจัย	ระยะของจุดหมุนพลาสติก (m)
Baker และ Amarakone (1956)	0.23
Sawyer (1956)	0.34
Park และ คณะ (1982)	0.40
Park และ Priestley (1992)	0.51



รูปที่ 3.1 แสดงรายละเอียดของเสา (Sezen และ Moehle, 2004)

ในการศึกษาระยะของจุดหมุนพลาสติกนั้นจะทำการศึกษาโดยทำการวิเคราะห์เสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงผลักดันข้างด้วยวิธีควบคุมระยะการเคลื่อนตัว (Displacement control) โดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์ 7 ชั้น ชั้นละ 0.1 เมตร ในการวิเคราะห์เพื่อศึกษาระยะจุดหมุนพลาสติกของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กหรือช่วงที่มีพฤติกรรมขององค์อาคารเป็นแบบไม่เชิงเส้นโดยพิจารณารูปร่างเป็นแบบยึดแน่น ดังแสดงในรูปที่ 3.2 โดยในการวิเคราะห์นั้นจะใช้โปรแกรมทางไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มีชื่อว่า TDAP III โดยใช้แบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดและคอนกรีตที่มีการโอบรัดของ Hoshikuma และ คณะ (1997) ซึ่งแสดงในรูปที่ 2.37 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.54 ถึง 2.60 โดยค่าที่คำนวณได้แสดงดังตารางที่ 3.2 กับตารางที่ 3.3 และใช้แบบจำลองเหล็กเสริมของ Menegotto และ Pinto (1973) ดังแสดงในรูปที่ 2.39 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.63 ถึง 2.66 โดยค่าที่คำนวณได้แสดงดังตารางที่ 3.4 จากการวิเคราะห์พบว่าระยะของพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นขององค์อาคารมีระยะประมาณ 0.5-0.6 เมตร ดังรูปที่ 3.3 ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับสมการที่เสนอโดย Paulay และ Priestley, (1992)



รูปที่ 3.2 แบบจำลองไฟเบอร์

ตารางที่ 3.3 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

Unconfined concrete (Hoshikuma และ คณະ, 1997)			
$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cc}$	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
21.61E+6	-12.00E+3	-0.002	-4.350E+6

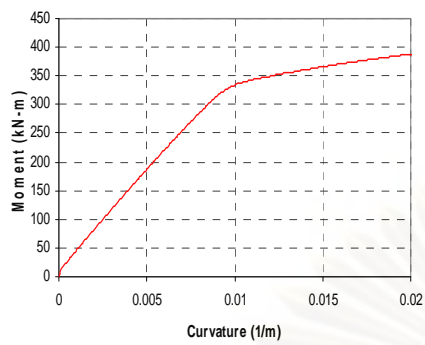
ตารางที่ 3.3 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด

Confined concrete (Hoshikuma และ คณະ, 1997)			
$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cc}$	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
21.61E+6	-23.04E+3	-0.00356	-2.00E+6

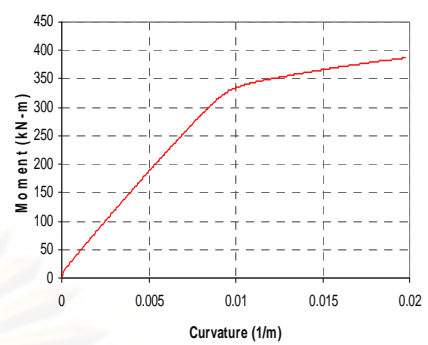
ตารางที่ 3.4 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว

Reinforcement (Menegotto และ Pinto, 1973)					
$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	Strain hardening	$R_0$	$a_1$	$a_2$
200.0E+6	447.0E+3	0.02	20.0	18.5	0.15

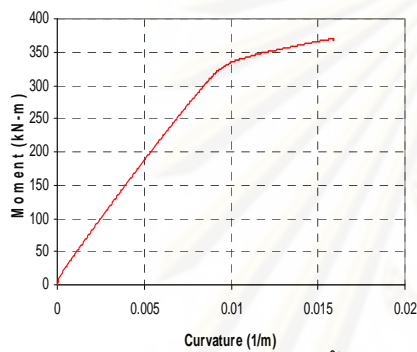




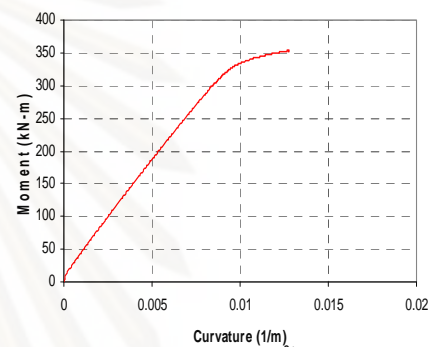
(ก) ที่ตำแหน่งสูงจากพื้น 0.1 m



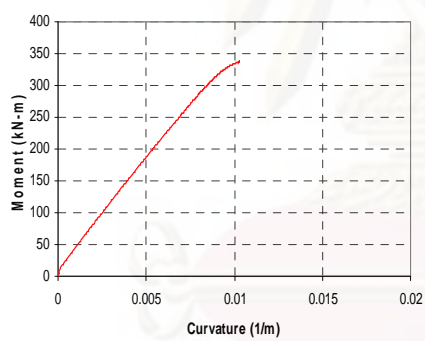
(ข) ที่ตำแหน่งสูงจากพื้น 0.2 m



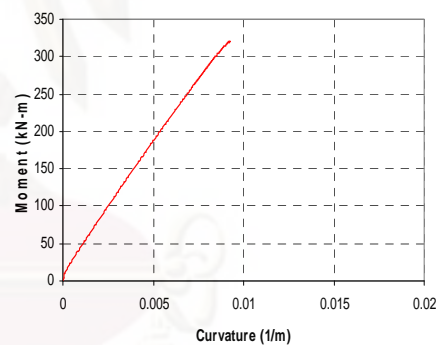
(ค) ที่ตำแหน่งสูงจากพื้น 0.3 m



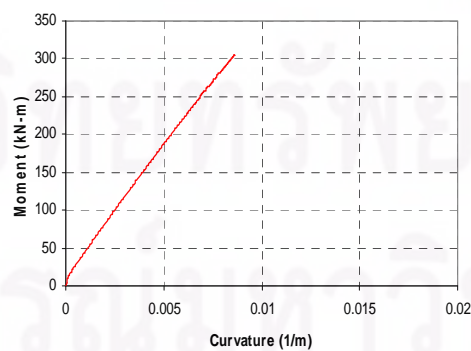
(ง) ที่ตำแหน่งสูงจากพื้น 0.4 m



(จ) ที่ตำแหน่งสูงจากพื้น 0.5 m



(ฉ) ที่ตำแหน่งสูงจากพื้น 0.6 m



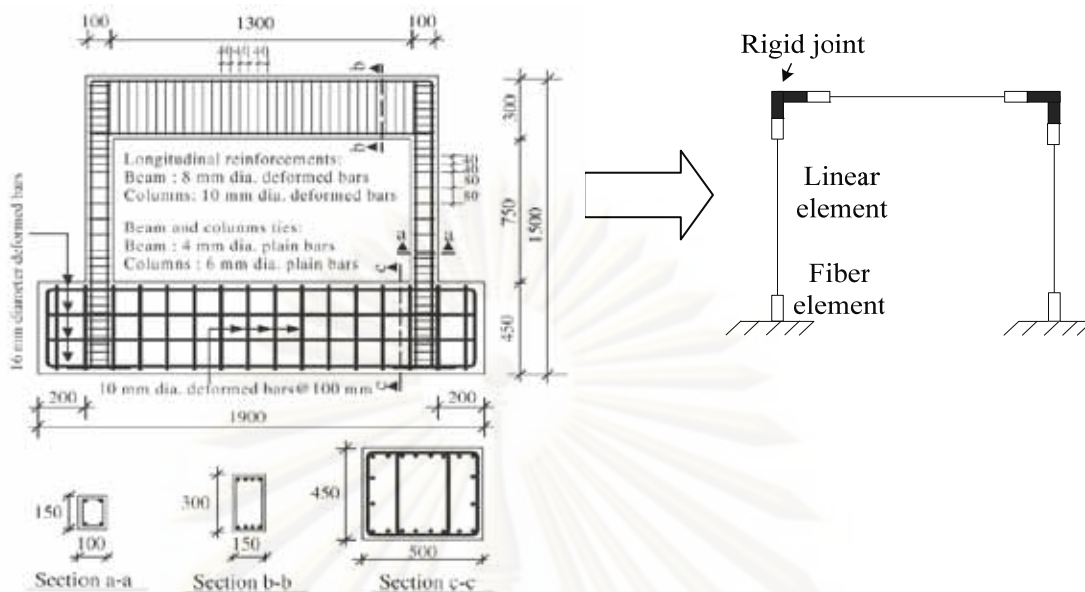
(ช) ที่ตำแหน่งสูงจากพื้น 0.7 m

รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความโค้งและโมเมนต์ดัด

### 3.1.3 การวิเคราะห์โครงข้อแข็ง

สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างที่ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อด้วยการพิจารณาแบบจำลองไฟเบอร์ออกเป็นไฟเบอร์ย่อยๆ จะทำให้ใช้เวลานานในการวิเคราะห์ ดังนั้นเพื่อความสะดวกผู้ดำเนินงานวิจัยจึงพิจารณาความหนาไฟเบอร์เท่ากับระยะของจุดหมุนพลาสติกโดยได้มีการตรวจสอบแบบจำลองกับผลการวิเคราะห์

วิเคราะห์โครงข้อแข็งที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อที่ได้มีการทดสอบโดย Anil และ Altin (2006) โดยทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรด้วยวิธีการควบคุมระยะการเคลื่อนตัว (Displacement control) โดยที่เสาคอนกรีตเสริมเหล็กมีขนาด 0.15 เมตร x 0.10 เมตรและคานคอนกรีตเสริมเหล็กมีขนาด 0.30 เมตร x 0.15 เมตร โดยเหล็กเสริมตามยาวในเสามีขนาด 10 มิลลิเมตร มีกำลังครากเท่ากับ 475 Mpa และเหล็กเสริมตามยาวในคานมีขนาด 8 มิลลิเมตร มีกำลังครากเท่ากับ 592 Mpa โดยที่กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ค่าเท่ากับ 21.80 Mpa ในการวิเคราะห์นั้นจะใช้แบบจำลองไฟเบอร์ในการจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคารโดยระยะของจุดหมุนพลาสติกใช้สมการที่คำนวณมาจากสมการของ Paulay และ Priestley, (1992) โดยที่จุดต่อจะมีการจำลองพฤติกรรมเป็นแบบจุดต่อแข็งเกร็งและฐานรากเป็นแบบยึดแน่น ดังแสดงรูปที่ 3.4 โดยใช้แบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มี การโอบรัดและคอนกรีตที่มีการโอบรัดของ Sakai และ Kawashima (2006) ซึ่งแสดงในรูปที่ 2.38 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.54 ถึง 2.60 โดยค่าที่คำนวณได้แสดงดังตารางที่ 3.5 กับตารางที่ 3.6 และใช้แบบจำลองเหล็กเสริมของ Menegotto และ Pinto (1973) ดังแสดงในรูปที่ 2.39 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.63 ถึง 2.66 ซึ่งค่าที่คำนวณได้แสดงดังตารางที่ 3.7 โดยผลที่ได้จากการวิเคราะห์เทียบกับผลการทดสอบพบว่าผลความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะการเคลื่อนตัวมีความใกล้เคียงกัน แต่ในช่วงแรกแรงที่ได้จากการวิเคราะห์นั้นจะมีค่ามากกว่าแรงที่ได้จากผลการทดสอบประมาณ 20 % โดยผลของการเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์กับผลการทดสอบได้แสดงดังรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.4 โครงข้อแข็งที่ใช้ในการตรวจสอบแบบจำลอง (Anil และ Altin, 2006)

ตารางที่ 3.5 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

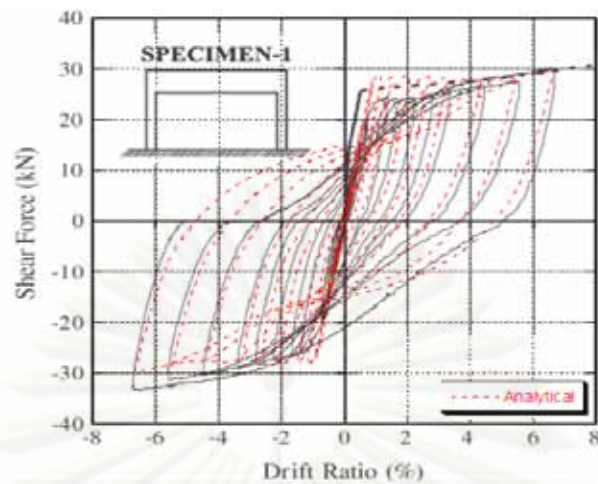
Unconfined concrete (Sakai และ Kawashima, 2006)			
$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cc}$	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
21.94E+6	-12.00E+3	-0.002	-4.960E+6

ตารางที่ 3.6 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด

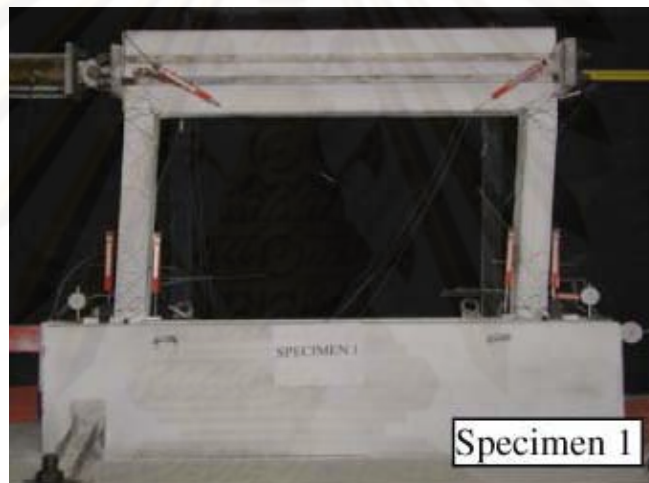
Element	Confined concrete (Sakai และ Kawashima, 2006)			
	$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cc}$	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Column	21.94E+6	-34.03E+3	-0.01175	-3.307E+5
Beam	21.94E+6	-23.98E+3	-0.00374	-1.856E+6

ตารางที่ 3.7 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว

Element	Reinforcement (Menegotto และ Pinto, 1973)					
	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	Strain hardening	$R_0$	$a_1$	$a_2$
Column	200.0E+6	475.0E+3	0.02	20.0	18.5	0.15
Beam	200.0E+6	592.0E+3	0.02	20.0	18.5	0.15



รูปที่ 3.5 ผลการตรวจสอบแบบจำลอง

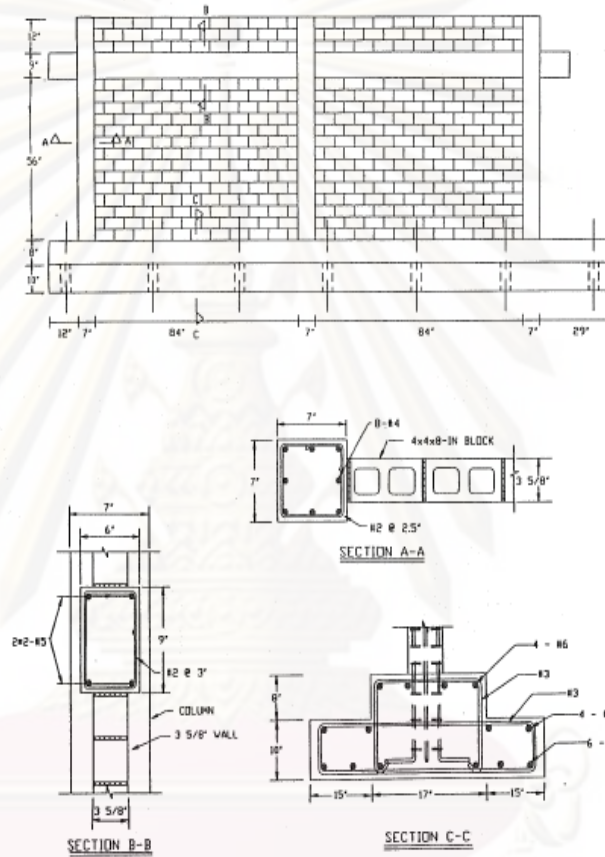


รูปที่ 3.6 การวิบัติของโครงข้อแข็งที่พิจารณา (Anil และ Altin, 2006)

วิเคราะห์โครงข้อแข็งที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อที่ได้มีการทดสอบ Meherbi และ Shing (1994) ตัวอย่างทดสอบที่ 8 ดังรูปที่ 3.7 โดยทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำด้านข้างด้วยวิธีการควบคุมระยะการเคลื่อนตัว (Displacement control) โดยในการจำลองพฤติกรรมของโครงข้อแข็งนั้นโดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์ในการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นและใช้สปริงในแนวทแยงในการจำลองพฤติกรรมที่เกิดขึ้นของอิฐก่อ โดยใช้แบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดและคอนกรีตที่มีการโอบรัดของ Sakai และ Kawashima (2006) ซึ่งแสดงในรูปที่ 2.38 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.54 ถึง 2.60 โดยค่าที่คำนวณได้แสดงดังตารางที่ 3.8 กับตารางที่ 3.9 และใช้แบบจำลองเหล็กเสริมของ Menegotto และ Pinto (1973) ดังแสดงในรูปที่ 2.39 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.63 ถึง 2.66 โดยค่าที่คำนวณได้แสดงดังตารางที่ 3.10 ส่วนแบบจำลองของกำแพงอิฐก่อใช้แบบจำลองของ Mostafaai

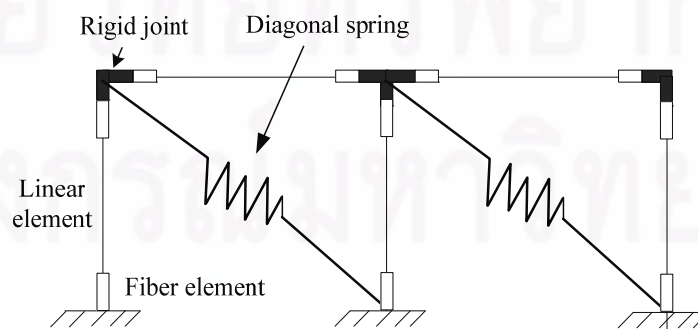


และ Kabeyasawa (2004) ดังแสดงในรูปที่ 2.46 จากผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของผนังก่อมีค่าเท่ากับ  $170 \text{ kg/cm}^2$  และค่ากำลังรับแรงอัดของมอร์ต้ามีค่าเท่ากับ  $160 \text{ kg/cm}^2$  โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.78 ถึง 2.84 โดยค่าที่คำนวณได้แสดงดังตารางที่ 3.11 ผลที่ได้จากการวิเคราะห์เทียบกับผลการทดสอบพบว่าค่าที่ได้มีความใกล้เคียงกันดังแสดงดังรูปที่ 3.9 โดยการวิบัติของโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 3.10



รูปที่ 3.7 โครงข้อแข็งที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อที่ใช้ในการวิเคราะห์

(Meherbi และ Shing, 1994)



รูปที่ 3.8 แบบจำลองของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อ



ตารางที่ 3.8 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีกรโอบรัด

Unconfined concrete (Sakai และ Kawashima, 2006)			
$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cc}$	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
21.61E+6	-12.00E+3	-0.002	-4.350E+6

ตารางที่ 3.9 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด

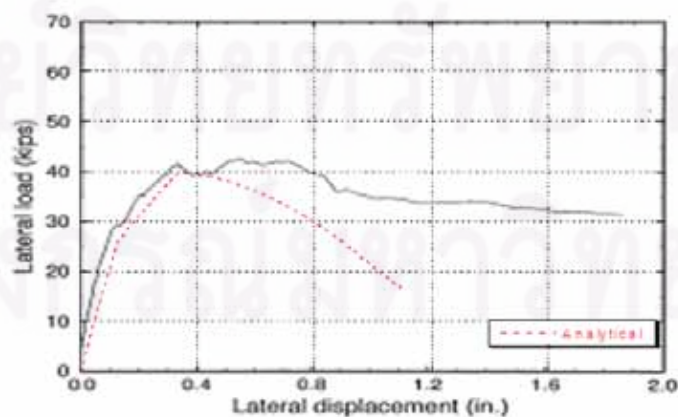
Confined concrete (Sakai และ Kawashima, 2006)			
$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cc}$	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
21.61E+6	-23.04E+3	-0.00356	-2.00E+6

ตารางที่ 3.10 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว

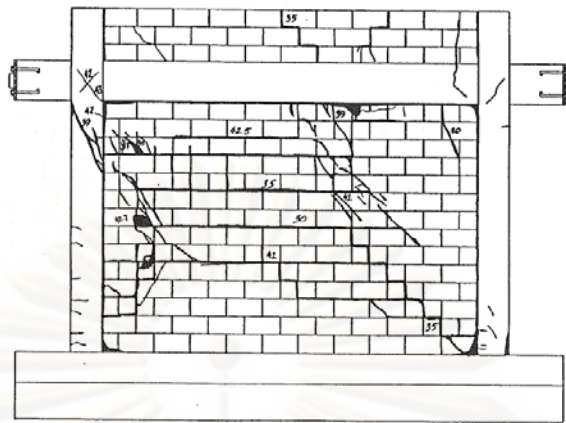
Reinforcement (Menegotto และ Pinto, 1973)					
$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	Strain hardening	$R_0$	$a_1$	$a_2$
200.0E+6	447.0E+3	0.02	20.0	18.5	0.15

ตารางที่ 3.11 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงอิฐก่อ

Infill wall (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)						
$K_0$ (kN/m)	$V_m$ (kN)	$U_m$ (cm)	$V_y$ (kN)	$U_y$ (cm)	$V_p$ (kN)	$U_p$ (cm)
2.64E+04	109.96	0.83	82.46	0.31	32.99	2.06



รูปที่ 3.9 ผลการตรวจสอบแบบจำลอง



รูปที่ 3.10 การบิดเบี้ยวของโครงข้อแข็งที่มีกำแพงอิฐก่อ

ซึ่งจากผลของการวิเคราะห์พบว่า ในการใช้ความหนาของไฟเบอร์เท่ากับระยะของจุดหมุนพลาสติกผลที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบ โดยมีค่าความคลาดเคลื่อนไม่มาก ดังนั้นผู้ทำการวิจัยจึงทำการใช้ความหนาของไฟเบอร์เท่ากับระยะของจุดหมุนพลาสติกที่คำนวณจากสมการของ Paulay และ Priestley, (1992)

### 3.2 อาคารที่ใช้ในการสอบเทียบแบบจำลอง

อาคารที่ใช้ในการสอบเทียบแบบจำลอง (Calibration) เป็นอาคารสถานีตรวจอากาศของกรมอุตุนิยมวิทยา ตำบลคึกคัก อำเภอตะกั่วป่า จังหวัดพังงา ซึ่งเป็นอาคารที่ได้รับผลกระทบจากเหตุการณ์สึนามิเมื่อวันที่ 26 ธันวาคม 2547 ดังแสดงในรูปที่ 3.11 โดยจากการสำรวจความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้นพบว่ากำแพงอิฐก่อด้านตั้งฉากกับแรงกระทำมีความเสียหายเกิดขึ้นทั้งหมด และคานที่บังแดด (Fin) บริเวณด้านบนของอาคารเกิดรอยร้าว ดังแสดงในรูปที่ 3.12 ส่วนโครงสร้างเสาและคานมีความเสียหายเกิดขึ้นเล็กน้อย

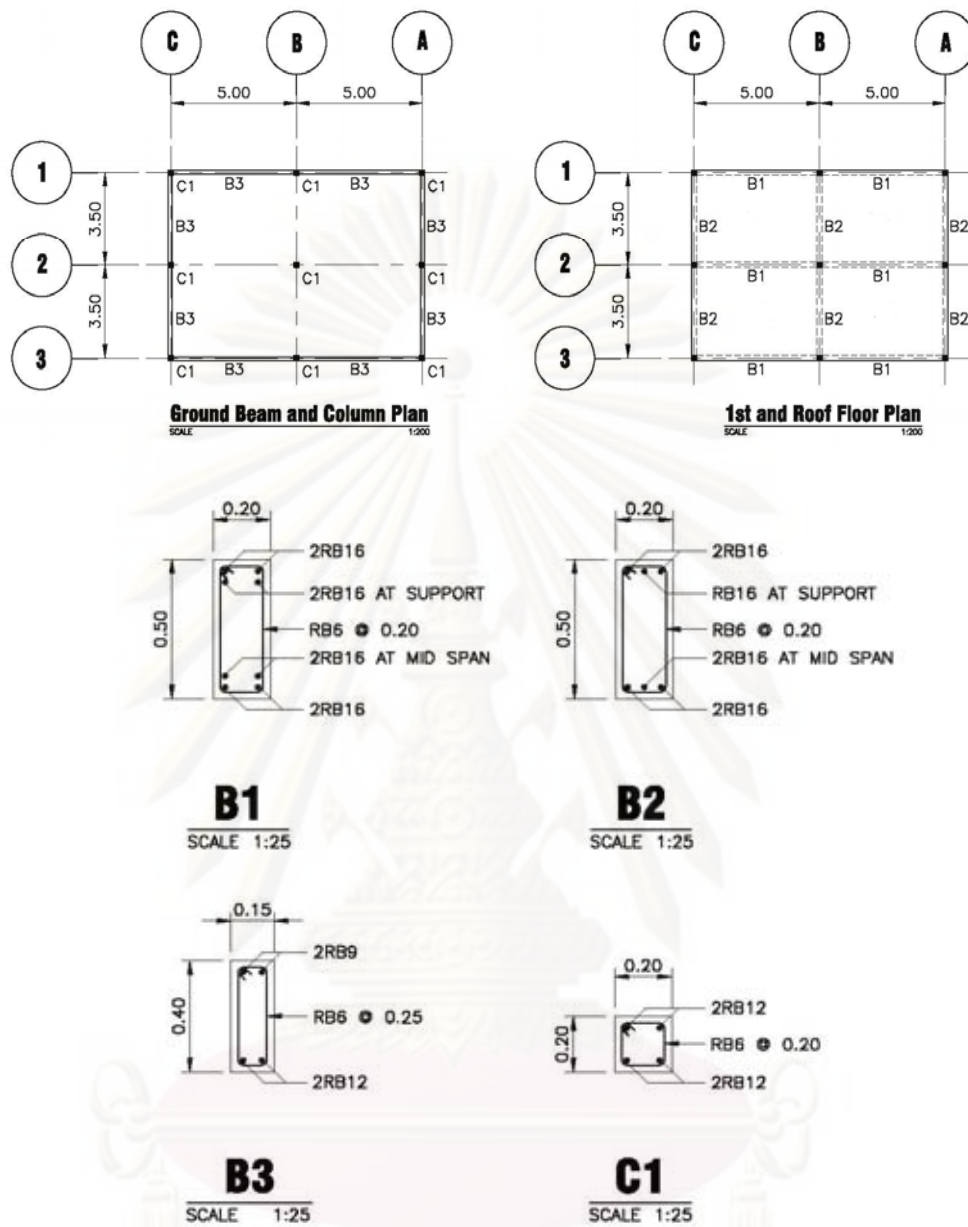
อาคารสถานีตรวจอากาศ ของกรมอุตุนิยมวิทยา เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 1 ชั้น โดยพื้นอาคารถูกยกให้อยู่สูงจากระดับพื้นดินประมาณ 0.9 เมตร และจากร่องรอยทำให้ทราบระดับน้ำท่วมสูงประมาณ 4.4 เมตรจากพื้นดิน อาคารมีแปลนขนาด 7 เมตร x 10 เมตร รายละเอียดแบบแปลนของอาคารได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.13 และรายละเอียดของกำแพงอิฐก่อในแนวขนานกับทิศทางแรงกระทำแสดงไว้ในรูปที่ 3.14



รูปที่ 3.11 อาคารสถานีตรวจอากาศ ของกรมอุตุนิยมวิทยา (Ruangrassamee และ คณะ, 2008)



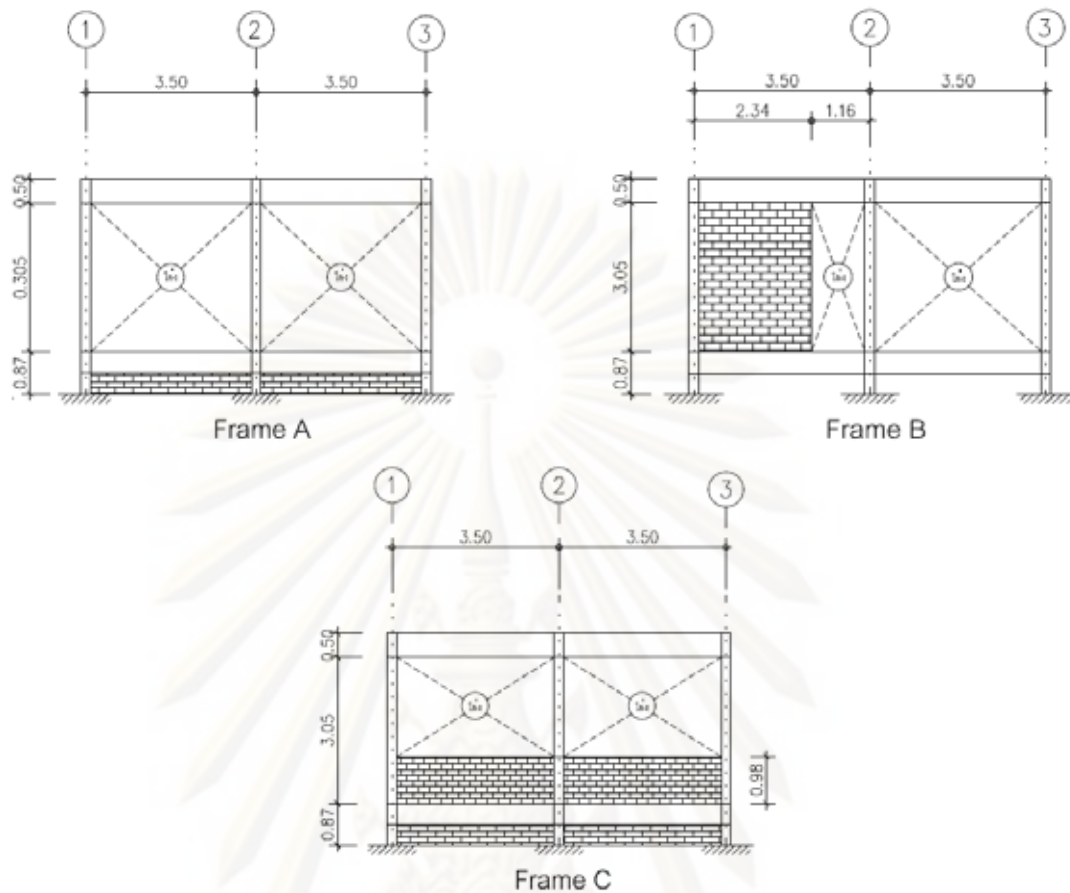
รูปที่ 3.12 คานบังแดดที่เสียหาย (Ruangrassamee และ คณะ, 2008)



รูปที่ 3.13 แบบแปลนโครงสร้างอาคารสถานีตรวจอากาศของกรมอุตุนิยมวิทยา  
(ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และ คณะ, 2008)

ศูนย์วิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





รูปที่ 3.14 ตำแหน่งของกำแพงอิฐก่อ

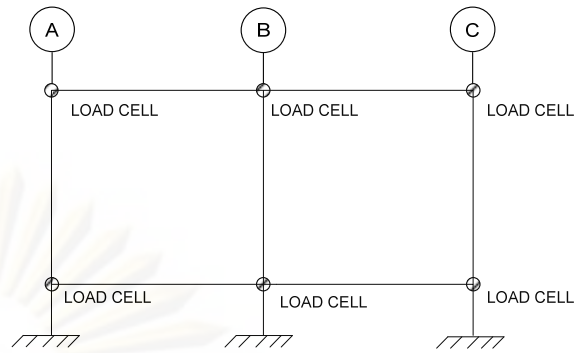
### 3.3 ผลการทดสอบในสนาม

จากการทดสอบในสนามของ Ruangrassamee และคณะ (2008) ได้ทำการทดสอบอาคารสถานีตรวจอากาศ ของกรมอุตุนิยมวิทยาด้วยวิธีผลัดด้านข้าง ซึ่งตั้งอยู่ที่ตำบลศิษย์ค้ำ อำเภอบึงสามพัน จังหวัดพิจิตร โดยในการทดสอบได้ใช้แจ็คไฮดรอลิกในการผลัดอาคารในแนวราบด้วยวิธีควบคุมแรง (Force control) ที่ด้านหน้าของอาคารเป็นจำนวน 6 จุดดังแสดงในรูปที่ 3.15 และทำการตรวจวัดระยะการเคลื่อนตัวของอาคารในแนวราบบริเวณด้านหลังของอาคารที่ตำแหน่งต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.16 โดยผลจากการทดสอบในสนามสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวของอาคารในแนวราบบริเวณด้านบนของอาคารที่ตำแหน่ง C-T-A3, C-T-B3, C-T-C3 กับแรงที่กระทำได้ดังรูปที่ 3.17 และระยะการเคลื่อนตัวของอาคารเทียบกับสถานะแรงกระทำต่างๆ ได้ดังรูปที่ 3.18



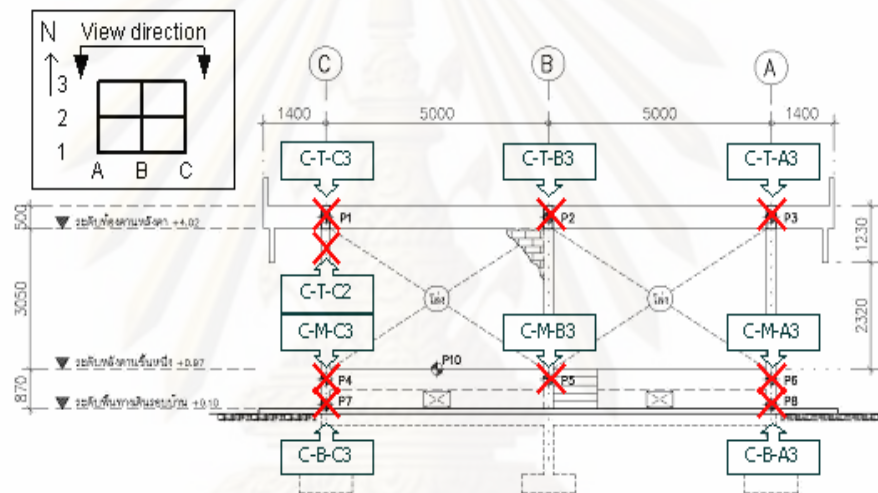


(ก) การติดตั้งแจ๊คไฮดรอลิก



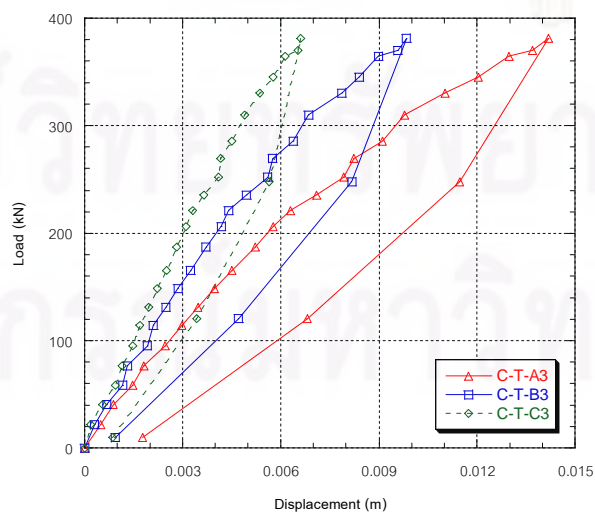
(ข) ตำแหน่งของการผลักอาคาร

รูปที่ 3.15 การติดตั้งแจ๊คไฮดรอลิกที่ตำแหน่งหน้าอาคาร

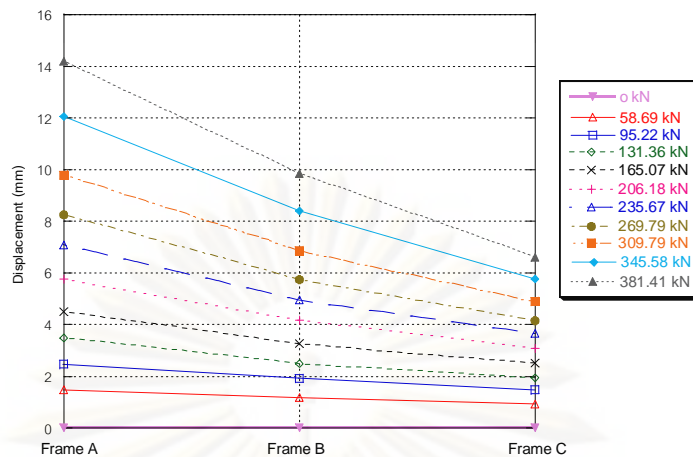


รูปที่ 3.16 แสดงตำแหน่งที่ติดเครื่องวัดระยะการเคลื่อนตัวบริเวณด้านหลังของอาคาร

(Ruangrassamee และคณะ, 2008)



รูปที่ 3.17 แรงและระยะการเคลื่อนตัวที่ด้านบนของอาคาร (Ruangrassamee และคณะ, 2008)



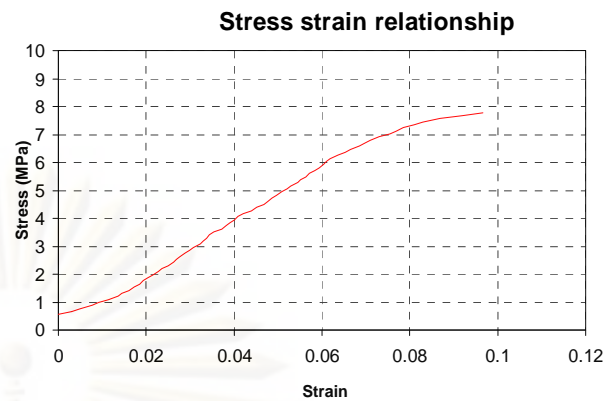
รูปที่ 3.18 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของอาคารที่สภาวะแรงกระทำต่างๆ  
(Ruangrassamee และคณะ, 2008)

### 3.4 กำลังของวัสดุของอาคารที่ใช้ในการวิเคราะห์

การวิเคราะห์อาคารสถานีตรวจอากาศ ของกรมอุตุนิยมวิทยา ได้ใช้กำลังวัสดุของคอนกรีตและผนังก่อที่ได้จากผลการทดสอบ โดยกำลังของคอนกรีตอ้างอิงจาก Ruangrassamee และคณะ (2008) ส่วนกำลังของผนังก่อได้มีการทดสอบในห้องปฏิบัติการ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยซึ่งเป็นอิฐที่มาจากอาคารจริงซึ่งในการทดสอบได้ใช้ตัวอย่างทดสอบที่มีขนาดกว้าง 0.3 เมตร สูง 0.3 เมตร และหนา 0.1 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.19 ส่วนกำลังของเหล็กเสริมรับแรงดึงอ้างอิงจาก ลักคุณะประสิทธิ์ และ คณะ (2008) และกำลังของมอร์ต้าอ้างอิงจากมาตรฐาน ASTM C270-00 ซึ่งแสดงดังต่อไปนี้

ตารางที่ 3.12 คุณสมบัติของวัสดุของอาคาร

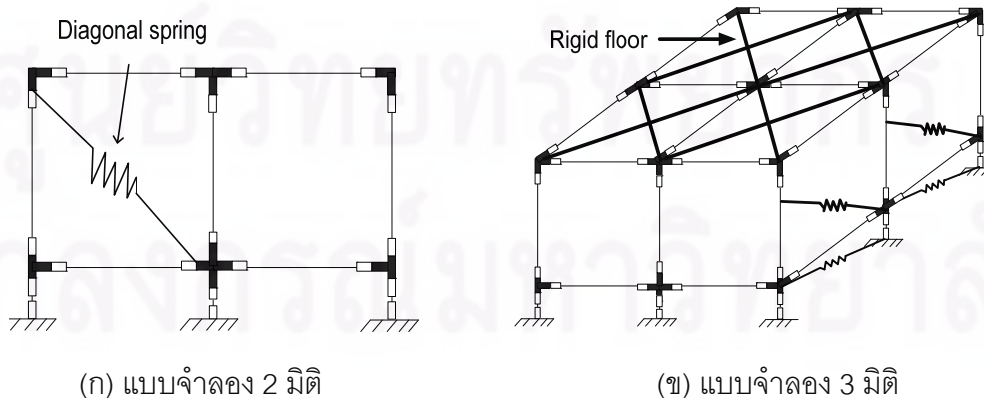
คุณสมบัติวัสดุของอาคาร	กำลังวัสดุ	รายการอ้างอิง
กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต ( $f'_c$ )	12 Mpa	Ruangrassamee และคณะ (2008)
กำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริม ( $f_y$ )	240 Mpa	ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และ คณะ (2008)
กำลังรับแรงอัดของผนังก่อ ( $f'_m$ )	7.76 Mpa	ทดสอบในห้องปฏิบัติการ
กำลังรับแรงอัดของมอร์ต้า ( $f'_j$ )	5.2 Mpa	ASTM C270-00



รูปที่ 3.19 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

### 3.5 การจำลองพฤติกรรมของอาคารที่ใช้ในการสอบเทียบแบบจำลอง

งานวิจัยนี้ได้ทำการสอบเทียบแบบจำลอง (Calibration) โดยการวิเคราะห์อาคารสถานีตรวจอากาศ ของกรมอุตุนิยมวิทยาภายใต้แรงกระทำด้านข้างด้วยวิธีควบคุมแรงเปรียบเทียบ กับผลที่ได้จากการทดสอบในสนาม โดยใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ชื่อโปรแกรม TDAP III ซึ่งเป็นโปรแกรมที่สามารถอธิบายพฤติกรรมของอาคารได้ถึงระดับวัสดุของคอนกรีตและเหล็กเสริม โดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์ (Fiber model) สำหรับการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น และใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Unconfined concrete) คอนกรีตที่มีการโอบรัด (Confined concrete) และเหล็กเสริมตามยาว (Reinforcement) ในการคำนวณ โดยในการวิเคราะห์แบบจำลองได้พิจารณาอาคารเป็นโครงข้อแข็งแบบ 2 มิติ และแบบ 3 มิติ ที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อในแนวนานกับทิศทางของแรงกระทำ ดังแสดงในรูปที่ 3.20



รูปที่ 3.20 การจำลองพฤติกรรมของอาคาร

ในการจำลองพฤติกรรมของเสาและคานจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วนคือส่วนที่มีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นและส่วนที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น โดยพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นจะเกิดขึ้นที่บริเวณปลายของเสาและคานหรือบริเวณที่เกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ดังแสดงในรูปที่ 3.21 โดยความยาวของจุดหมุนพลาสติก ( $L_p$ ) สามารถหาได้จากสมการ (3.5) ซึ่งเสนอโดย Paulay และ Priestley, (1992)

$$L_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \quad (3.5)$$

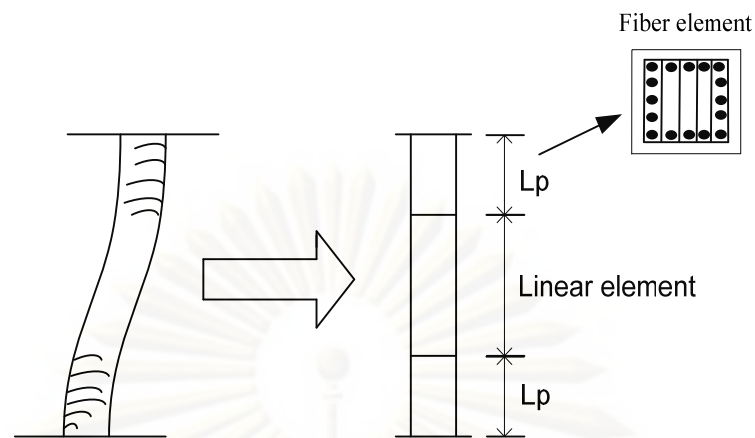
โดยที่  $L$  คือ ความยาวของเสาหรือคาน (mm)  
 $d_b$  คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว (mm)  
 $f_y$  คือ กำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริมตามยาว (Mpa)

ในการจำลองพฤติกรรมของเสาและคานที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นจะใช้แบบจำลองไฟเบอร์ (Fiber element) โดยการแบ่งหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กออกเป็นไฟเบอร์ย่อยๆ และใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Confined concrete), คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Unconfined concrete), และเหล็กเสริมตามยาว (Reinforcement) ในการคำนวณ โดยมีสมมติฐานในการใช้แบบจำลองไฟเบอร์คือ

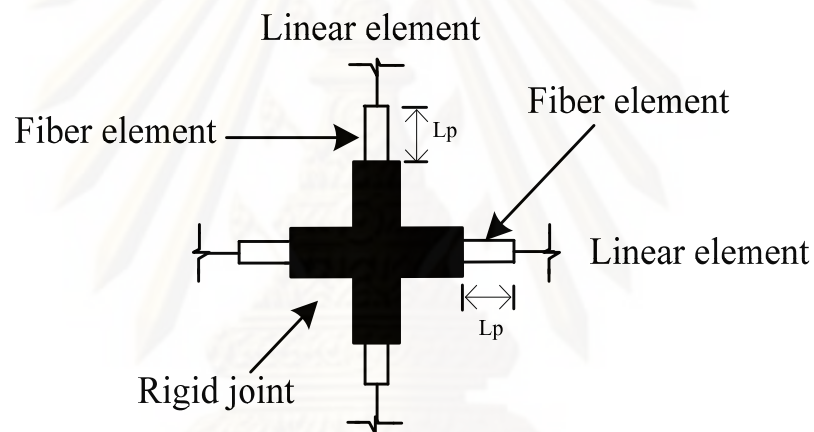
- 1) ระนาบหน้าตัดของชิ้นส่วนของอาคารยังคงเป็นเส้นตรงเสมอเมื่อรับแรงดัด (Plane sections remain plain after bending)
- 2) การเปลี่ยนแปลงของชิ้นส่วนของอาคารถือว่ามีค่าน้อย สำหรับวัสดุชนิดเดียวกัน และมีความสมบัติเหมือนกันตลอดความยาวชิ้นส่วน
- 3) การเปลี่ยนแปลงเนื่องจากแรงเฉือนมีค่าน้อยมากไม่นำมาพิจารณา
- 4) ไม่พิจารณาผลของแรงยึดเหนี่ยวเนื่องจากการเลื่อนไถลระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม
- 5) ไม่พิจารณาผลเนื่องจากการโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามยาว

ในการจำลองพฤติกรรมของจุดต่อ (Joint) จะจำลองเป็นแบบข้อจุดแข็งเกร็ง (Rigid joint) โดยความยาวของส่วนที่เป็นชิ้นส่วนแข็งเกร็งจะมีความยาวเท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกของคานหรือเสา ดังแสดงในรูปที่ 3.22 และในการจำลองพฤติกรรมของพื้นอาคารจะจำลองพฤติกรรมเป็นแบบพื้นแข็งเกร็ง (Rigid floor) ด้วยเช่นเดียวกัน โดยพิจารณาฐานรากเป็นแบบยึดแน่น





รูปที่ 3.21 การจำลองพฤติกรรมขององค์อาคาร



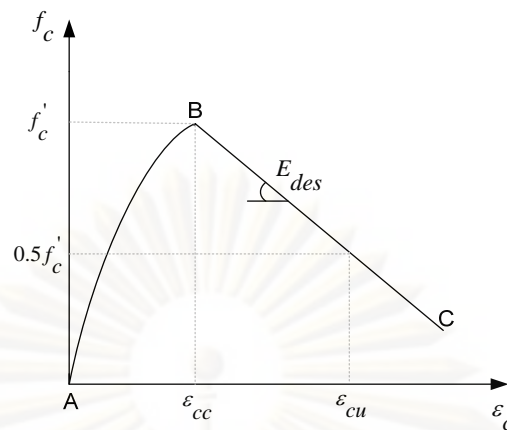
รูปที่ 3.22 รายละเอียดจุดต่อ

### 3.5.1 แบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

การจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดได้ใช้แบบจำลองของ Hoshikuma และคณะ (1997) ดังรูปที่ 3.23 โดยได้คำนวณค่าพารามิเตอร์ที่ใช้มาจากสมการของ Kent และ Park (1971) ดังสมการที่ 2.41 ถึง 2.45 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองได้แสดงดังตารางที่ 3.13

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





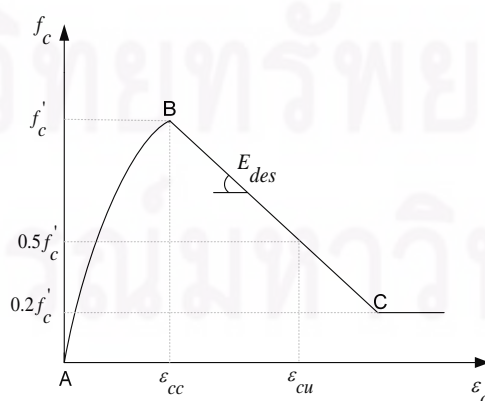
รูปที่ 3.23 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด  
(Hoshikuma และ คณະ, 1997)

ตารางที่ 3.13 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

Unconfined concrete (Hoshikuma และ คณະ, 1997)			
$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cc}$	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
16.28E+6	-12.00E+3	-0.002	-8.829E+5

### 3.5.2 แบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัด

การจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดได้ใช้แบบจำลองของ Hoshikuma และ คณະ (1997) ดังรูปที่ 3.24 แต่เนื่องจากอัตราส่วนระหว่างปริมาตรคอนกรีตต่อปริมาตรของเหล็กปลอกมีค่าน้อย ดังนั้นในการวิเคราะห์จึงได้คำนวณค่าพารามิเตอร์ที่ใช้มาจากสมการของ Kent และ Park (1971) ดังสมการที่ 2.41 ถึง 2.45 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองได้แสดงดังตารางที่ 3.14



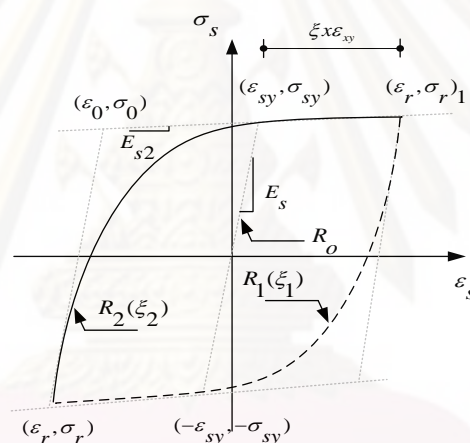
รูปที่ 3.24 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด  
(Hoshikuma และ คณະ, 1997)

ตารางที่ 3.14 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด

Element	Confined concrete (Hoshikuma และ คณะ, 1997)			
	$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cc}$	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Column	16.28E+6	-12.00E+3	-0.002	-6.430+5
Beam	16.28E+6	-12.00E+3	-0.002	-7.087+5

### 3.5.3 แบบจำลองของเหล็กเสริม

การจำลองพฤติกรรมของเหล็กเสริมตามยาวใช้แบบจำลองของ Menegotto และ Pinto (1973) ดังแสดงในรูปที่ 3.25 โดยพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.63 ถึง 2.66 โดยได้แสดงดังตารางที่ 3.15



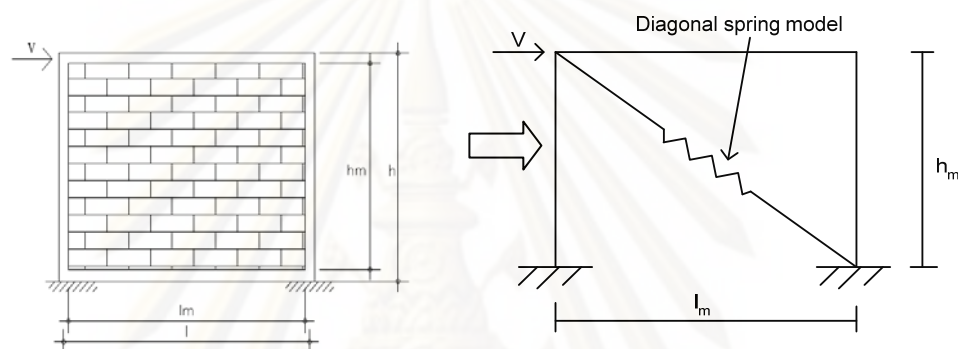
รูปที่ 3.25 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว (Menegotto และ Pinto, 1973)

ตารางที่ 3.15 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว

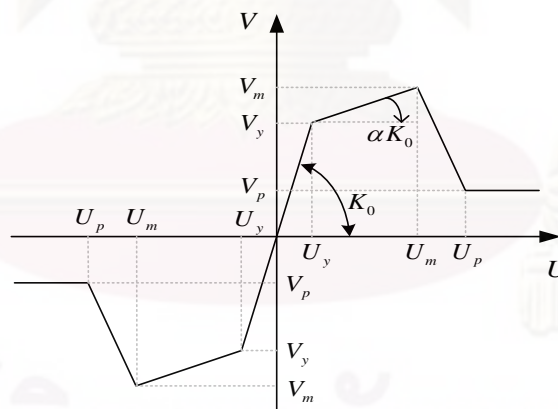
Element	Reinforcement (Menegotto และ Pinto, 1973)					
	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	Strain hardening	$R_0$	$a_1$	$a_2$
Column	200.0E+6	240.0E+3	0.02	20.0	18.5	0.15
Beam	200.0E+6	240.0E+3	0.02	20.0	18.5	0.15

### 3.5.4 แบบจำลองกำแพงอิฐก่อ

การจำลองพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อได้ใช้แบบจำลองของ Mostafaei และ Kabeyasawa (2004) โดยใช้สปริงในแนวทแยงเพื่อจำลองพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อที่เกิดขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 3.26 และใช้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับระยะการเคลื่อนตัวในการคำนวณดังแสดงในรูปที่ 3.27 ซึ่งกำลังของผนังก่อมีค่าเท่ากับ 7.74 Mpa และ กำลังของมอร์ต้ามีค่าเท่ากับ 5.2 Mpa โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงอิฐก่อสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.78 ถึง 2.84 โดยได้แสดงดังตารางที่ 3.16



รูปที่ 3.26 การจำลองพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ



รูปที่ 3.27 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะการเคลื่อนตัวของกำแพงอิฐก่อ

(Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)

ตารางที่ 3.16 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงอิฐก่อ

Infill	Infill wall (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)						
	$K_0$ (kN/m)	$V_m$ (kN)	$U_m$ (cm)	$V_y$ (kN)	$U_y$ (cm)	$V_p$ (kN)	$U_p$ (cm)
Frame B	2.605E+4	131.99	1.28	98.99	0.48	39.60	6.20
Frame C	3.385E+4	121.53	0.72	91.15	0.27	36.46	0.92
Infill bottom	3.134E+4	104.74	0.67	78.56	0.25	31.42	1.04

หมายเหตุ Infill bottom คือกำแพงอิฐก่อที่อยู่เหนือคานคอดินไปจนถึงบริเวณพื้นอาคาร

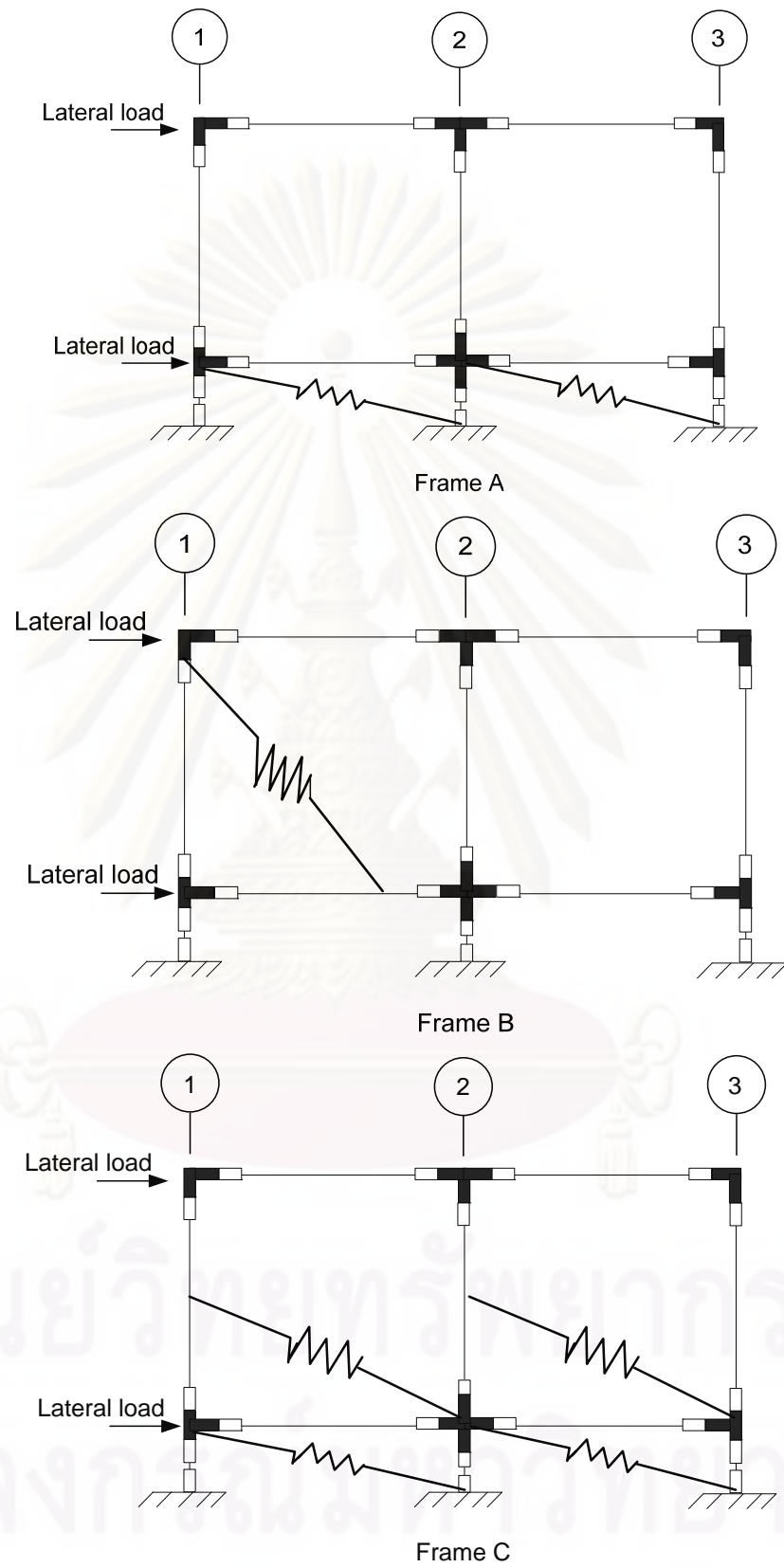
### 3.6 การสอบเทียบแบบจำลองโดยการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ

การสอบเทียบแบบจำลองโดยการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ จะทำการวิเคราะห์อาคารสถานีตรวจอากาศของกรมอุตุนิยมวิทยาที่ละโครงข้อแข็งโดยแบ่งออกเป็นโครงข้อแข็งในแนว A, โครงข้อแข็งในแนว B และโครงข้อแข็งในแนว C โดยทำการผลักอาคารในแนวราบที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาบบริเวณด้านบนและด้านล่าง 2 จุด ด้วยวิธีควบคุมแรง ดังรูปที่ 3.28

จากการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ พบว่าเมื่อนำความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กระทำกับระยะการเคลื่อนตัวของอาคารมาเปรียบเทียบกับผลของการทดสอบในสนามพบว่ามีความคลาดเคลื่อนเกิดขึ้นดังแสดงในรูปที่ 3.29 ถึง รูปที่ 3.31 สำหรับโครงข้อแข็งในแนว A, ในแนว B และในแนว C ตามลำดับ

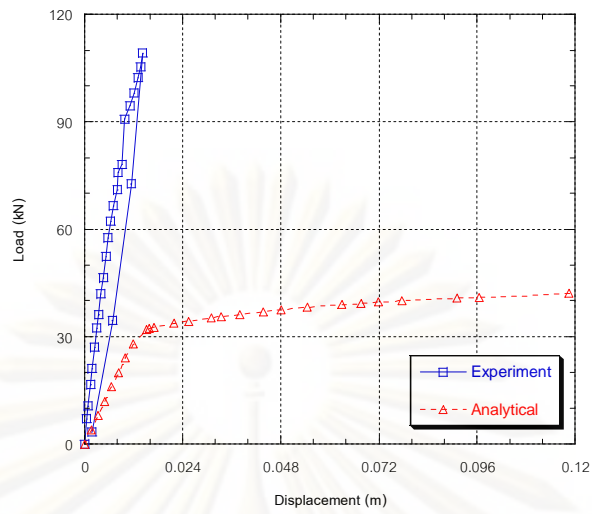
ศูนย์วิทยุทรัพยากร

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

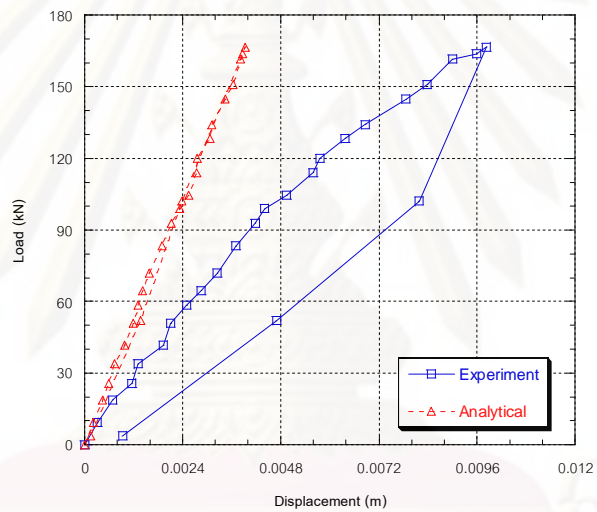


รูปที่ 3.28 แบบจำลองโครงสร้างแบบ 2 มิติ

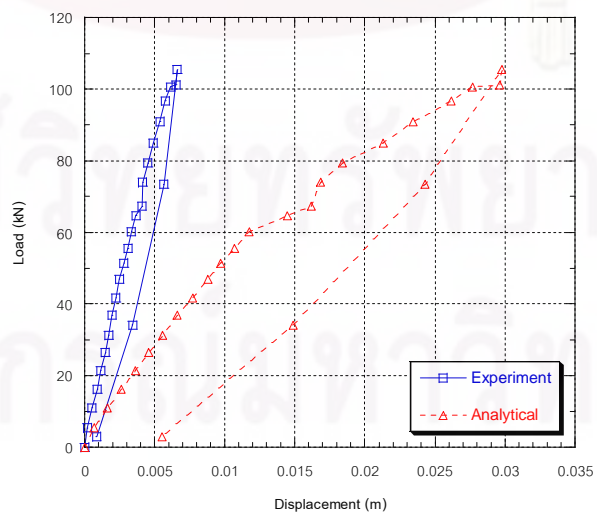




รูปที่ 3.29 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของ Frame A



รูปที่ 3.30 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของ Frame B



รูปที่ 3.31 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของ Frame C

จากรูปที่ 3.29 เป็นผลจากการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในแนว A พบว่ามีระยะการเคลื่อนตัวของอาคารมากเมื่อเปรียบเทียบกับผลของการทดสอบในสนามเนื่องจากโครงสร้างของโครงข้อแข็งในแนว A เป็นโครงสร้างที่มีแต่เสาและคานไม่มีกำแพงอิฐก่อในการรับแรงและไม่มีกรวยยึดรั้งด้วยโครงข้อแข็งในแนวใกล้เคียงจึงทำให้สติฟเนสของโครงข้อแข็งมีค่าน้อย

จากรูปที่ 3.30 เป็นการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในแนว B ผลที่ได้จากการวิเคราะห์พบว่าการเคลื่อนตัวที่ตำแหน่ง C-T-B3 มีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบในสนามเนื่องจากโครงสร้างของโครงข้อแข็งในแนว B เป็นโครงสร้างที่มีกำแพงอิฐก่อช่วยในการรับแรงจึงทำให้สติฟเนสของโครงข้อแข็งมีค่าสูง

จากรูปที่ 3.31 เป็นการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในแนว C ผลที่ได้จากการวิเคราะห์พบว่ามีค่าของการเคลื่อนตัวที่ตำแหน่ง C-T-C3มากกว่าการทดสอบในสนาม เนื่องจากกำแพงอิฐก่อบริเวณชั้น 1 ของโครงข้อแข็งนี้มีช่องเปิดทำให้พื้นที่ของกำแพงอิฐก่อลดน้อยลงและไม่มีกรวยยึดรั้งของโครงข้อแข็งในแนวใกล้เคียงจึงทำให้ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างของโครงข้อแข็งเพิ่มมากขึ้นเนื่องจากสติฟเนสของโครงข้อแข็งลดลง

### 3.7 การสอบเทียบแบบจำลองโดยการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ

จากการวิเคราะห์อาคารสถานีตรวจอากาศของกรมอุตุนิยมวิทยาแบบ 3 มิติ ด้วยการผลักอาคารในแนวราบโดยวิธีควบคุมแรง โดยให้แรงที่บริเวณด้านหน้าของอาคาร 6 จุดเหมือนกับการทดสอบในสนาม สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กระทำกับระยะการเคลื่อนตัวของโครงข้อแข็งเปรียบเทียบกับผลจากการทดสอบในสนามได้ดังรูปที่ 3.32 ถึง รูปที่ 3.34 โดยค่าความคลาดเคลื่อนของการวิเคราะห์ได้แสดงใน ตารางที่ 3.17 ถึง ตารางที่ 3.19

ตารางที่ 3.17 ความคลาดเคลื่อนของระยะการเคลื่อนตัวสูงสุด

โครงข้อแข็ง	ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุด (mm)		
	การทดสอบในสนาม	การวิเคราะห์	ความคลาดเคลื่อน
Frame A	0.0142	0.0144	1.41 %
Frame B	0.0098	0.0115	17.35 %
Frame C	0.0066	0.0086	30.30 %

ตารางที่ 3.18 ความคลาดเคลื่อนของสติฟเนส

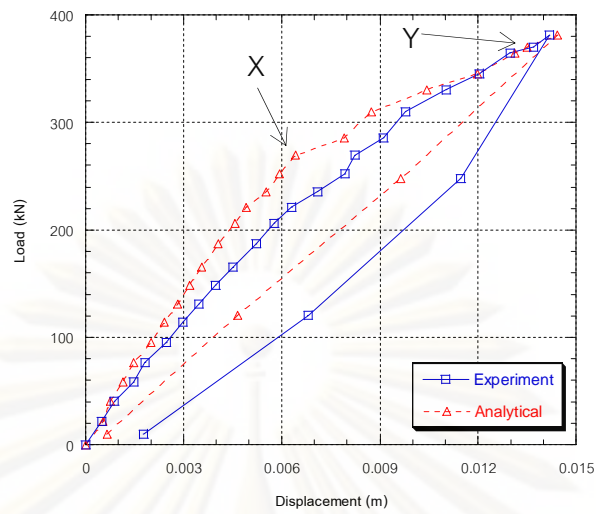
โครงข้อแข็ง	สติฟเนส (kN/m)		
	การทดสอบในสนาม	การวิเคราะห์	ความคลาดเคลื่อน
Frame A	33.240	42.618	28.21 %
Frame B	47.610	52.085	9.40 %
Frame C	64.567	65.987	2.20 %

ตารางที่ 3.19 ความคลาดเคลื่อนของการดูดซับพลังงาน

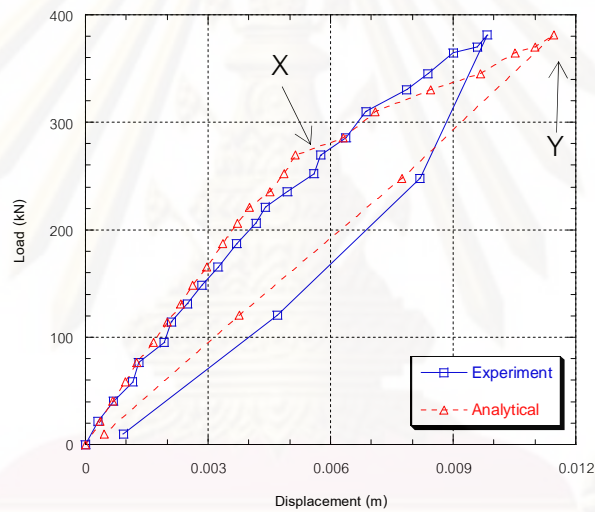
โครงข้อแข็ง	การดูดซับพลังงาน (kN-m)		
	การทดสอบในสนาม	การวิเคราะห์	ความคลาดเคลื่อน
Frame A	1.1282	0.8627	23.53 %
Frame B	0.7587	0.6635	12.55 %
Frame C	0.4943	0.4651	5.91 %

จากการวิเคราะห์พบว่ากำแพงอิฐก่อในแนว B รับแรงกระทำประมาณ 70 % ของแรงที่กระทำและจากรูปที่ 3.35 จุด X แสดงถึงจุดที่มีการเปลี่ยนแปลงของความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะการเคลื่อนตัวของกำแพงอิฐก่อในแนว B เนื่องมาจากแบบจำลองที่ใช้ในการจำลองพฤติกรรมโดยเป็นจุดที่ทำให้สติฟเนสของกำแพงอิฐก่อมีค่าลดลง ทำให้ระยะการเคลื่อนตัวของโครงสร้างเพิ่มขึ้นอย่างมากทำให้เกิดความคลาดเคลื่อนเมื่อนำผลที่ได้ไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในสนามและจากรูปที่ 3.36 แสดงตำแหน่งของการเกิดการครากของเหล็กเสริมตามยาวของเสาในแนว A ส่วนกำลังคอนกรีตมีค่าต่ำกว่ากำลังรับแรงสูงสุดดังแสดงในรูปที่ 3.37 และ รูปที่ 3.38

จากรูปที่ 3.39 พบว่าระยะการเคลื่อนตัวของโครงข้อแข็งในแนว A และแนว B มีค่ามากจึงทำให้โครงสร้างเกิดการหมุนในทิศทางตามเข็มนาฬิกา โดยค่าการเคลื่อนที่ในช่วงแรกที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าน้อยกว่าที่ได้จากผลการทดสอบแต่หลังจากจุดเปลี่ยนสติฟเนสของแบบจำลองกำแพงอิฐก่อทำให้การเคลื่อนที่เพิ่มขึ้นจนทำให้ที่ระดับแรงสูงสุดมีระยะการเคลื่อนตัวของอาคารที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่ามากกว่าที่ได้จากการทดสอบในสนาม

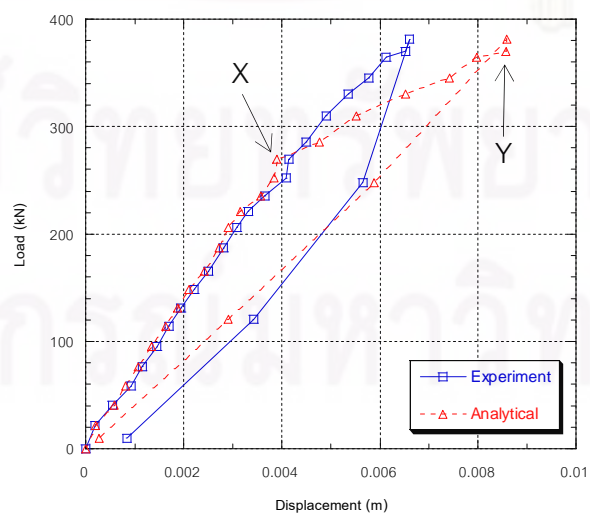


รูปที่ 3.32 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของ Frame A โดยการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ

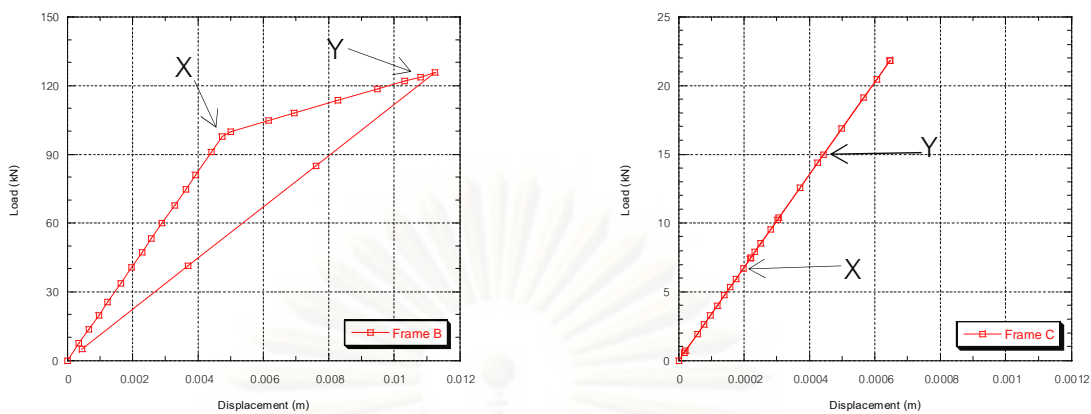


465

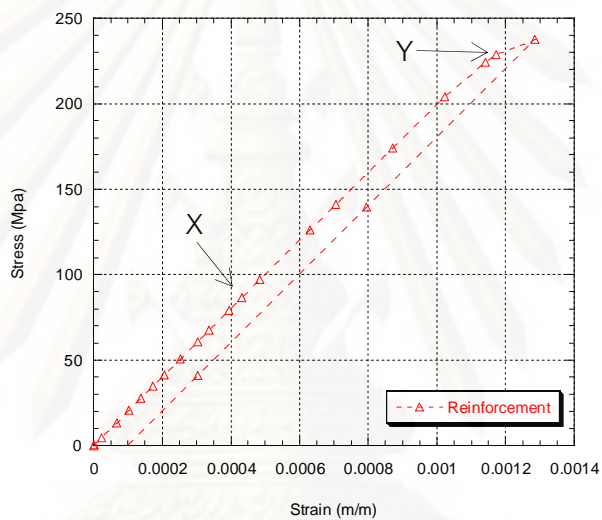
รูปที่ 3.33 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของ Frame B โดยการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ



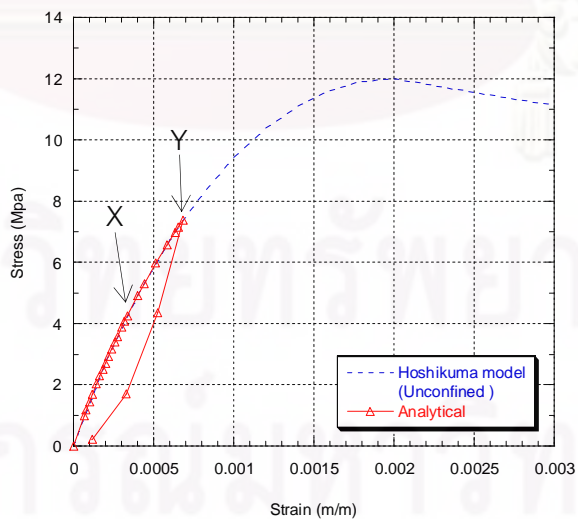
รูปที่ 3.34 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของ Frame C โดยการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ



รูปที่ 3.35 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของกำแพงอิฐก่อ

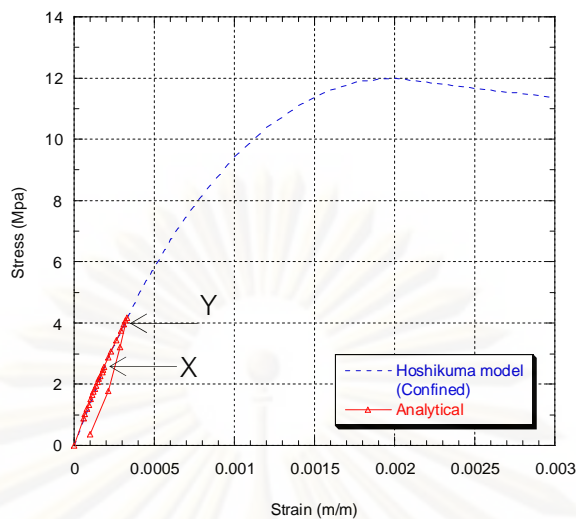


รูปที่ 3.36 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวของเสา frame A

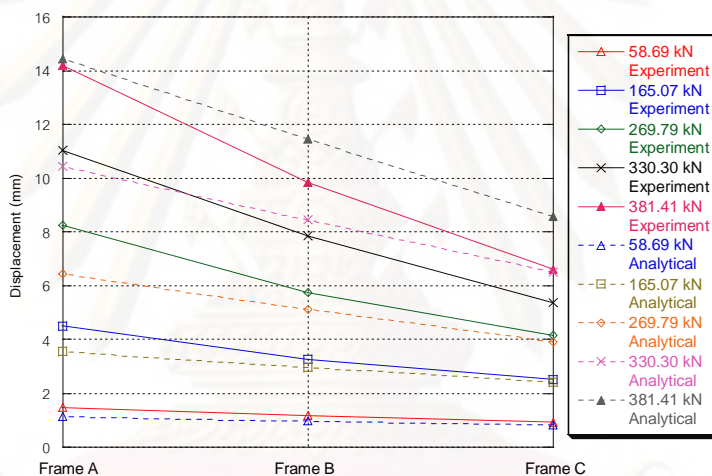


รูปที่ 3.37 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีอาร์มัดของเสา Frame A (คอนกรีตหุ้ม)





รูปที่ 3.38 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดของเสา Frame A (แกนคอนกรีต)



รูปที่ 3.39 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวด้านบนของอาคารที่สภาวะแรงกระทำต่างๆ

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## บทที่ 4

### การวิเคราะห์โครงสร้าง

ในบทนี้จะแสดงการวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงกระทำจากสึนามิ ซึ่งจะประกอบไปด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมของอาคารและแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์อาคารซึ่งเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้รับความเสียหายอย่างมากถึงขั้นเกิดการวิบัติจากสึนามิเมื่อวันที่ 26 ธันวาคม 2547 และผลของการวิเคราะห์ที่เกิดขึ้นกับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำจากสึนามิ

#### 4.1 อาคารที่ทำการวิเคราะห์

ในการศึกษาพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำจากสึนามินั้น จะพิจารณาจากอาคารที่ได้รับความเสียหายจากเหตุการณ์สึนามิในครั้งนั้น ซึ่งอาคารที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมคือ ศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลาซึ่งตั้งอยู่ที่หมู่ที่ 3 ตำบลกมลา อำเภอกะทู้ จังหวัดภูเก็ต ดังแสดงในรูปที่ 4.1 และรูปที่ 4.2 ซึ่งเป็นอาคารที่ได้รับความเสียหายระดับขั้นวิบัติหลังจากเหตุการณ์สึนามิในครั้งนั้นโดยความเสียหายได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.3 จากรูปพบว่าความเสียหายของอาคารเกิดขึ้นกับบริเวณด้านข้างของอาคารทั้งสองข้าง โดยศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลาเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหนึ่งชั้น มีความสูงจากพื้นดินถึงคานหลังคาเท่ากับ 3.9 ม. แปลนอาคารมีความยาว 27 เมตร และความกว้าง 24 เมตร ซึ่งอาคารมีลักษณะเป็นรูปตัว U ดังแสดงในรูปที่ 4.4

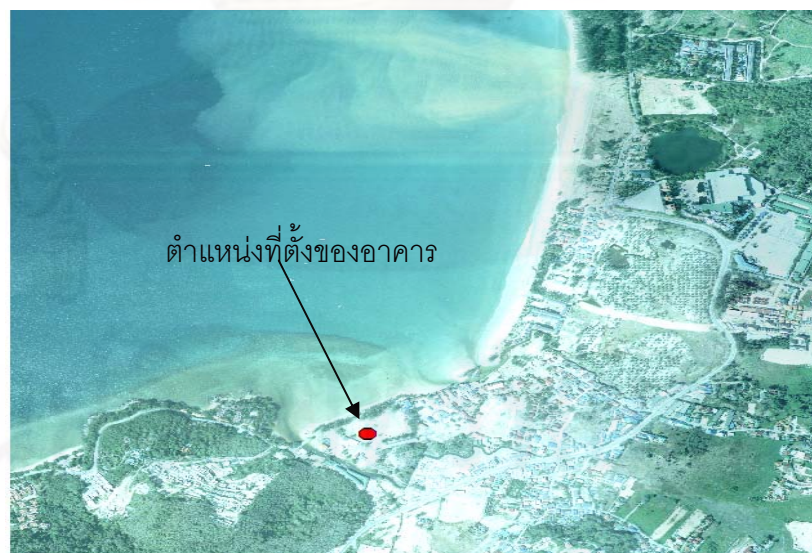
จากรูปที่ 4.1 จะเห็นว่าตำแหน่งของอาคารศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลา โดยอยู่ห่างจากชายหาดประมาณ 200 เมตรและจากรูปที่ 4.3 จะเห็นว่าอาคารมีความเสียหายเกิดขึ้นที่ด้านข้างของอาคารทั้งสองข้างเมื่อรับแรงปะทะจากคลื่นสึนามิเนื่องจากตำแหน่งที่ตั้งของอาคารมีทิศทางตั้งฉากกับแรงกระทำดังนั้นบริเวณด้านข้างของอาคารทั้งสองข้างจึงเป็นบริเวณที่ได้รับแรงปะทะจากคลื่น สำหรับการวิเคราะห์อาคารนั้นจะพิจารณาโครงสร้างของอาคารเป็นโครงข้อแข็ง A-A และโครงข้อแข็ง B-B ดังแสดงในรูปที่ 4.4 ที่พิจารณาทิศทางในการรับแรงที่แตกต่างกัน โดยโครงข้อแข็งจะพิจารณาแรงกระทำในทิศทางตั้งฉากกับโครงข้อแข็งเนื่องจากเป็นบริเวณด้านหน้าของอาคารด้านปะทะกับคลื่นสึนามิส่วนโครงข้อแข็งในแนว B-B จะพิจารณาแรงในกระในทิศทางขนานกับโครงข้อแข็งเนื่องจากอาคารศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลาที่มีลักษณะเป็นรูปตัว U ทำให้คลื่นสามารถเคลื่อนที่เข้ามาในช่องว่างแล้วปะทะกับโครงข้อแข็งในแนวขนานกับโครงข้อแข็งได้ ดังนั้นจึงพิจารณาแรงปะทะในแนวขนานกับโครงข้อแข็ง โดยที่โครงข้อแข็ง A-A และโครงข้อแข็ง B-B เป็น

โครงข้อแข็งที่มีความเสียหายเกิดขึ้น และจากข้อมูลสำรวจพบว่ากำแพงอิฐก่อในทิศทางตั้งฉากกับแรงกระทำจะมีความเสียหายเกิดขึ้นเมื่อได้รับแรงกระทำที่เกิดขึ้นเนื่องจากสึนามิ

จากตารางที่ 4.1 เป็นค่ากำลังของวัสดุโดยที่ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต กำลังครากของเหล็กเสริม อ้างอิงจากแบบอาคาร ส่วนกำลังของมอร์ต้าอ้างอิงจาก ASTM C270-00 และกำลังรับแรงอัดของผนังก่อเนื่องจากไม่ทราบค่ากำลังรับแรงอัดของกำลังผนังก่อที่แน่นอนดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงได้ใช้ค่าของกำลังผนังก่อที่ได้จากผลของการทดสอบในห้องปฏิบัติการในหัวข้อ 3.4

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของวัสดุของอาคาร

คุณสมบัติของวัสดุของอาคาร	กำลังวัสดุ	รายการอ้างอิง
กำลังอัดประลัยของคอนกรีต ( $f'_c$ )	250 ksc	แบบอาคาร
กำลังครากของเหล็กเสริม (เหล็กกลม)	2400 ksc	แบบอาคาร
กำลังครากของเหล็กเสริม (เหล็กข้ออ้อย)	3000 ksc	แบบอาคาร
กำลังรับแรงอัดมอร์ต้า ( $f'_j$ )	5.2 Mpa	ASTM C270-00
กำลังรับแรงอัดของกำแพงอิฐก่อ ( $f'_m$ )	7.76 Mpa	ตามหัวข้อ 3.4
อัตราส่วนแรงในแนวแกน ( $P / f'_c A_g$ )	0.022	-



รูปที่ 4.1 ตำแหน่งของศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลา  
(กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม, 2005)

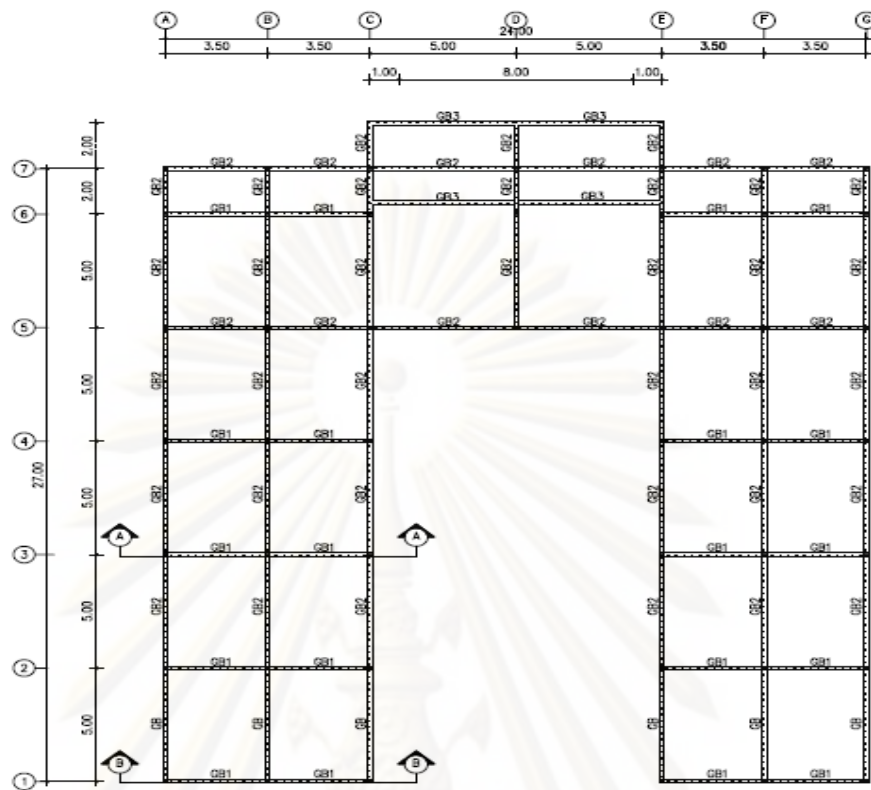




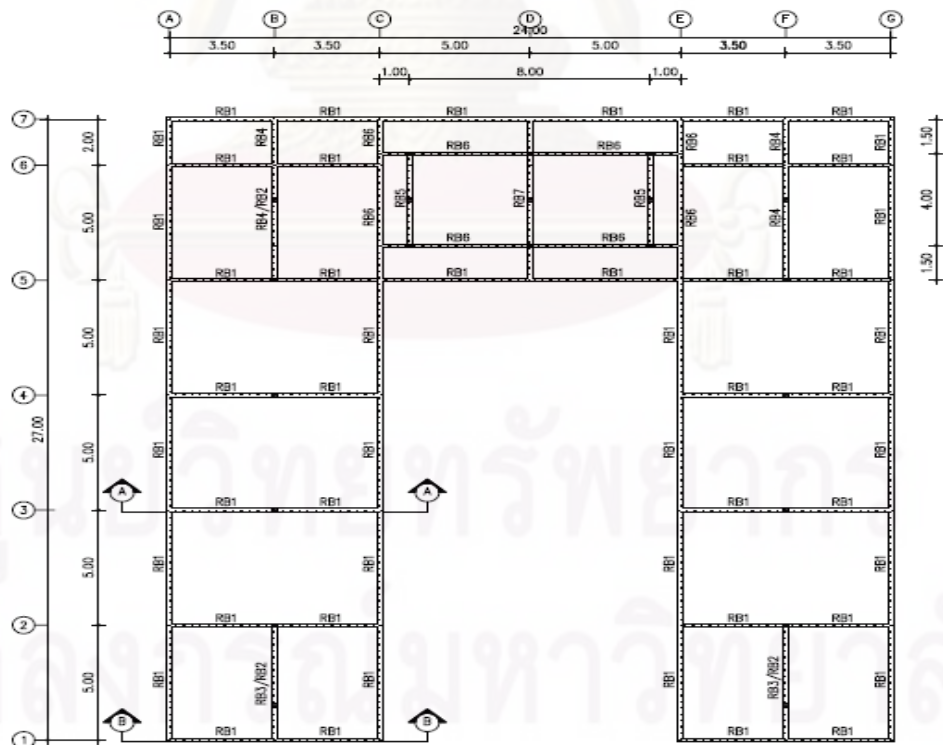
รูปที่ 4.2 ศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลา ก่อนเหตุการณ์สึนามิ



รูปที่ 4.3 ศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลา หลังจากเหตุการณ์สึนามิ



แปลนฐานราก



แปลนคานหลังคา

รูปที่ 4.4 แปลนของอาคารศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลดา



## 4.2 การคำนวณแรงที่กระทำกับโครงข้อแข็ง

ในการคำนวณแรงที่กระทำต่อโครงข้อแข็งนั้นจะพิจารณาแรงที่กระทำเฉพาะด้านบนของโครงข้อแข็งเนื่องจากบริเวณด้านบนของโครงข้อแข็งเป็นจุดที่จะทำการวิเคราะห์ด้วยการผลัดโครงข้อแข็งในแนวราบ ซึ่งในการคำนวณแรงที่กระทำกับโครงข้อแข็งได้จากเส้นประแต่จากข้อมูลการสำรวจพบว่ากำแพงอิฐก่อในแนวตั้งฉากกับแรงกระทำส่วนใหญ่เกิดความเสียหาย ดังนั้นในการคำนวณแรงกระทำจากสึนามิจึงสามารถคำนวณได้จากแรงอุทกพลวัตที่กระทำกับเสาและคานดั่งเส้นที่บที่แสดงในรูปที่ 4.6 โดยความสูงของสึนามิสามารถประเมินได้จากภาพถ่ายจากบริเวณที่ใกล้เคียงมีค่าประมาณ 4.5 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 4.5



รูปที่ 4.5 ความสูงน้ำท่วมจากเหตุการณ์สึนามิ (ไม่ทราบแหล่งข้อมูล)



(ก) โครงข้อแข็ง A-A

(ข) โครงข้อแข็ง B-B

รูปที่ 4.6 แสดงพื้นที่ในการคำนวณแรงสึนามิ

### 4.2.1 การคำนวณแรงที่กระทำตาม FEMA 55 (2000)

การคำนวณแรงที่กระทำตาม FEMA 55 สามารถคำนวณแรงตามความเร็วที่ค่าต่างๆ ได้

ดังนี้

#### 4.2.1.1 ความเร็วขอบเขตล่าง (Lower bound)

ความเร็วที่ใช้ในการคำนวณแรงกระทำตามสมการที่ 2.23 มีค่าเท่ากับ  $u = h/t$  โดยที่  $t$  มีค่ากับ 1 วินาที ดังนั้นสามารถคำนวณแรงที่กระทำจากสมการที่ 2.22 ได้ดังนี้

$$\begin{aligned} F_{dyn} &= \frac{1}{2} C_d \rho V^2 A \\ &= \frac{1}{2} \times (2) \times (1026) \times (3.9)^2 \times [(1.95 \times 0.15) + (2 \times 1.68 \times 0.35)] \\ &= 23 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4.2.1.2 ความเร็วขอบเขตบน (Upper bound)

ความเร็วที่ใช้ในการคำนวณแรงกระทำตามสมการที่ 2.24 มีค่าเท่ากับ  $u = \sqrt{gh}$  ดังนั้นสามารถคำนวณแรงที่กระทำจากสมการที่ 2.22 ได้ดังนี้

$$\begin{aligned} F_{dyn} &= \frac{1}{2} C_d \rho V^2 A \\ &= \frac{1}{2} \times (2) \times (1026) \times (\sqrt{9.81 \times 4.5})^2 \times [(1.95 \times 0.15) + (2 \times 1.68 \times 0.35)] \\ &= 66 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4.2.1.3 ความเร็วของคลื่นสึนามิ

ความกำหนดให้ค่าความเร็วที่ใช้ในการคำนวณแรงกระทำตามสมการที่ 2.25 มีค่าเท่ากับ  $u = 2\sqrt{gh}$  ดังนั้นสามารถคำนวณแรงที่กระทำจากสมการที่ 2.22 ได้ดังนี้

$$\begin{aligned} F_{dyn} &= \frac{1}{2} C_d \rho V^2 A \\ &= \frac{1}{2} \times (2) \times (1026) \times (2\sqrt{9.81 \times 4.5})^2 \times [(1.95 \times 0.15) + (2 \times 1.68 \times 0.35)] \\ &= 266 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4.2.2 การคำนวณแรงที่กระทำตาม มยผ. 1312-51 (2551)

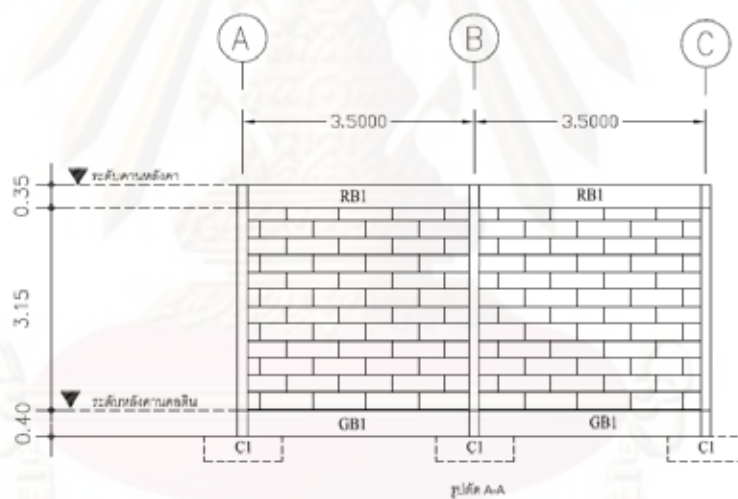
การคำนวณแรงที่กระทำตาม มยผ. 1312-51 (2551) โดยกำหนดให้ความเร็วมีค่า  $u = 1.4\sqrt{gh}$  สามารถคำนวณแรงจากสมการที่ 2.28 ได้ดังนี้

$$\begin{aligned} F_{dyn} &= \frac{1}{2} C_d \rho v^2 A \\ &= \frac{1}{2} \times (2) \times (1026) \times (1.4\sqrt{9.81 \times 4.5})^2 \times [(1.95 \times 0.15) + (2 \times 1.68 \times 0.35)] \\ &= 93 \text{ kN} \end{aligned}$$

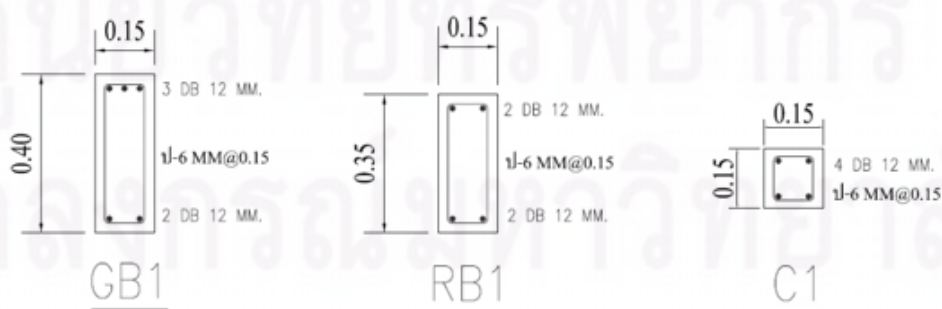
จากการคำนวณแรงที่กระทำกับโครงสร้างของอาคารเนื่องมาจากสึนามิโดยพิจารณาว่า กำแพงอิฐก่อที่ตั้งฉากกับแนวแรงมีความเสียหายจึงไม่ช่วยในการรับแรงพบว่าแรงที่คำนวณได้จากสมการต่างๆ อยู่ในช่วงประมาณ 23 kN ถึง 266 kN

### 4.3 การวิเคราะห์โครงสร้างข้อแข็ง A-A

โครงสร้างข้อแข็งในแนว A-A เป็นโครงสร้างข้อแข็งที่ประกอบไปด้วยช่วงคาน 2 ช่วง แต่ละช่วงคานมีความยาว 3.5 ม. และมีความสูงจากพื้นดินถึงระดับคานหลังคาเท่ากับ 3.9 ม. ดังแสดงในรูปที่ 4.4 โดยเสามีขนาด 0.15 ม. x 0.15 ม. คานคอดินมีขนาด 0.15 ม. x 0.40 ม. และคานหลังคามีขนาด 0.15 ม. x 0.35 ม. โดยรายละเอียดของคานและเสาได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.6 โดยในการวิเคราะห์โครงสร้างข้อแข็งในแนว A-A จะเป็นการวิเคราะห์ที่พิจารณาแรงกระทำจากสึนามิในทิศทางขนานกับกำแพงอิฐก่อ



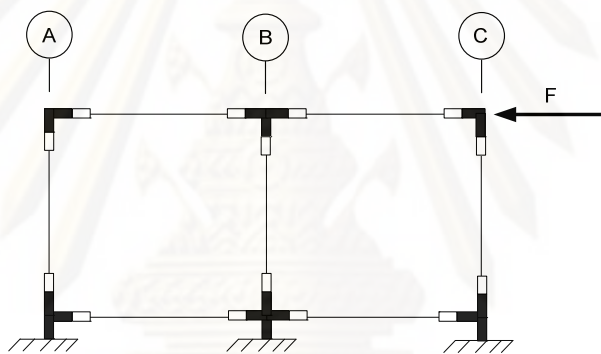
รูปที่ 4.7 โครงสร้างข้อแข็ง A-A



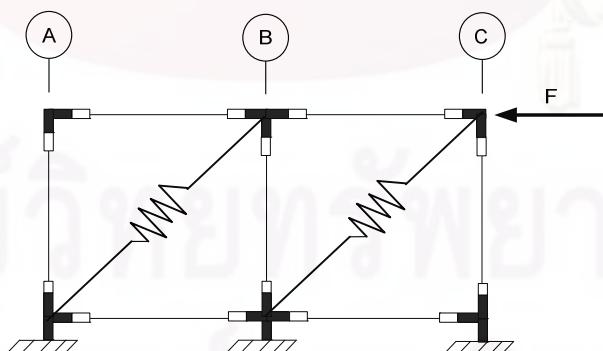
รูปที่ 4.8 แสดงรายละเอียดของเหล็กเสริมในคานและเสา

### 4.3.1 การจำลองพฤติกรรมของโครงข้อแข็ง A-A

การวิเคราะห์แบบจำลองของโครงข้อแข็ง A-A จะทำการพิจารณาเป็นโครงข้อแข็งที่ไม่คิดผลเนื่องจากการกำพองอิฐก่อกับที่พิจารณาผลของการกำพองอิฐก่อในแนวขนานกับแนวแรงกระทำ โดยจะทำการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นขององค์อาคารโดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์และใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Unconfined concrete) คอนกรีตที่มีการโอบรัด (Confined concrete) และเหล็กเสริมตามยาว (Reinforcement) ในการคำนวณ โดยในการจำลองพฤติกรรมของจุดต่อ (Joint) จะจำลองเป็นแบบจุดต่อแข็งเกร็ง (Rigid joint) โดยให้แรงกระทำที่บริเวณที่ด้านบนของอาคารในทิศทางขนานกับกำพองอิฐก่อ ดังแสดงในรูปที่ 4.9 และ รูปที่ 4.10 โดยความยาวของจุดหมุนพลาสติก ( $L_p$ ) สามารถหาได้จากสมการ (3.1) สำหรับเสามีความยาวของระยะจุดหมุนพลาสติกเท่ากับ 0.33 ม. สำหรับและคานมีความยาวของระยะจุดหมุนพลาสติกเท่ากับ 0.34 ม.



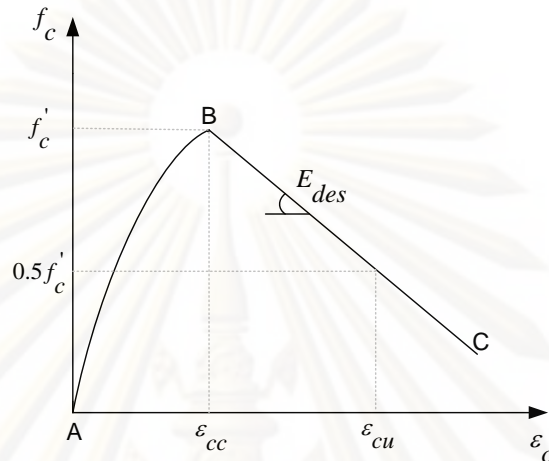
รูปที่ 4.9 แบบจำลองโครงข้อแข็ง A-A ที่ไม่พิจารณาผลของการกำพอง



รูปที่ 4.10 แบบจำลองโครงข้อแข็ง A-A ที่พิจารณาผลของการกำพองอิฐก่อในแนวขนานกับแนวแรง

#### 4.3.1.1 แบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

การจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดได้ใช้แบบจำลองของ Hoshikuma และ คณะ (1997) ดังรูปที่ 4.11 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้มาจากสมการของ Kent และ Park (1971) ดังสมการที่ 2.41 ถึง 2.45 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองได้แสดงดังตารางที่ 4.2



รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด  
(Hoshikuma และ คณะ, 1997)

ตารางที่ 4.2 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

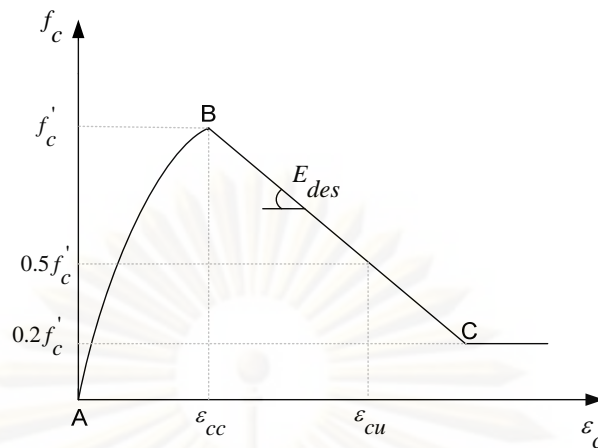
Unconfined concrete			
$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cc}$	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
23.28E+6	-24.53E+3	-0.002	-6.247E+6

#### 4.3.1.2 แบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัด

ในการจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตที่มีการโอบรัดได้ใช้แบบจำลองของ Hoshikuma และ คณะ (1997) ดังรูปที่ 4.12 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองคำนวณได้จากสมการที่ 2.54 ถึง 2.60 ดังแสดงในตารางที่ 4.3

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





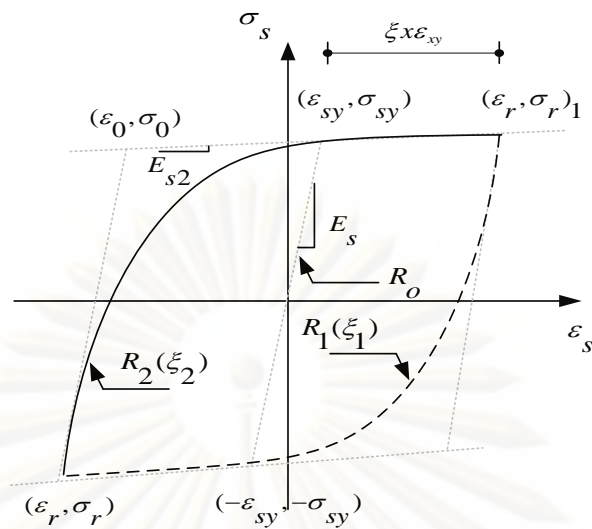
รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด  
(Hoshikuma และ คณะ, 1997)

ตารางที่ 4.3 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด

Element	Unconfined concrete			
	$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cc}$	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
C1	23.28E+6	-26.02E+3	-0.00306	-3.415E+6
GB1	23.28E+6	-25.47E+3	-0.00267	-5.401E+6
RB1	23.28E+6	-25.51E+3	-0.00270	-5.213E+6

#### 4.3.1.3 แบบจำลองของเหล็กเสริม

การจำลองพฤติกรรมของเหล็กเสริมตามยาวใช้แบบจำลองของ Menegotto และ Pinto (1973) ดังแสดงในรูปที่ 4.13 โดยพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองคำนวณได้จากสมการที่ 2.63 ถึง 2.66 ดังแสดงในตารางที่ 4.4



รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว

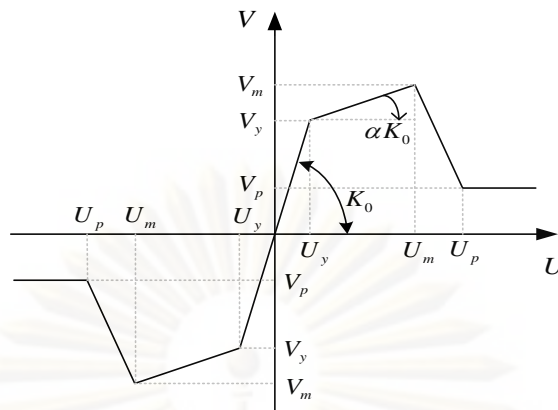
(Menegotto และ Pinto, 1973)

ตารางที่ 4.4 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว

Element	Reinforcement					
	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	Strain hardening	$R_0$	$a_1$	$a_2$
C1	200.0E+6	294.3E+3	0.02	20.0	18.5	0.15
GB1	200.0E+6	294.3E+3	0.02	20.0	18.5	0.15
RB1	200.0E+6	294.3E+3	0.02	20.0	18.5	0.15

#### 4.3.1.4 แบบจำลองของกำแพงอิฐก่อ

การจำลองพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อได้ใช้แบบจำลองของ Mostafaei และ Kabeyasawa (2004) โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับระยะการเคลื่อนตัวในการคำนวณดังแสดงในรูปที่ 4.14 โดยกำลังรับแรงอัดของกำแพงอิฐก่อ ( $f'_m$ ) เท่ากับ 7.76 Mpa ซึ่งได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ กำลังรับแรงอัดของมอร์ต้า ( $f'_j$ ) เท่ากับ 5.2 Mpa ซึ่งอ้างอิงมาจาก ASTM C270-00 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงอิฐก่อคำนวณได้จากสมการที่ 2.78 ถึง 2.84 ดังแสดงในตารางที่ 4.5



รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะการเคลื่อนตัวของกำแพงอิฐก่อ  
(Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)

ตารางที่ 4.5 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงอิฐก่อ

Infill	Infill wall (Mostafaei และ Kabeyasawa, 2004)						
	$K_0$ (kN/m)	$V_m$ (kN)	$U_m$ (cm)	$V_y$ (kN)	$U_y$ (cm)	$V_p$ (kN)	$U_p$ (cm)
Frame A-A	3.149E+04	178.79	1.14	134.09	0.43	53.64	7.05

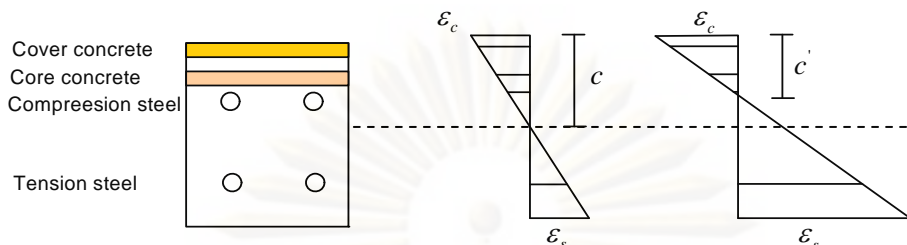
### 4.3.2 ผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง A-A

#### 4.3.2.1 ผลของโครงข้อแข็ง A-A ที่ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ

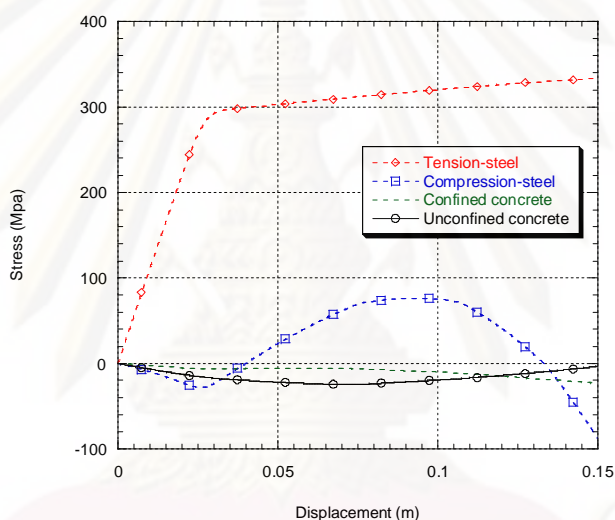
จากผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง A-A ที่ไม่พิจารณาผลเนื่องจากกำแพงอิฐก่อพบว่า โครงข้อแข็ง A-A สามารถรับแรงกระทำได้ประมาณ 16 kN โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะการเคลื่อนตัวของโครงข้อแข็งได้แสดงไว้ดังรูปที่ 4.15 โดยจุด C คือจุดที่แรงมีค่าสูงสุดที่ได้จากการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง A-A ที่ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ จุด D แสดงจุดสุดท้ายของการวิเคราะห์ โดยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดที่ได้จากการวิเคราะห์ พบว่ามีกำลังต่ำกว่ากำลังรับแรงสูงสุดดังแสดงในรูปที่ 4.17 ส่วนความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดได้แสดงไว้ดังรูปที่ 4.16

จากรูปที่ 4.20 เป็นรูปที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมด้านรับแรงดึง พบว่า จุด A เป็นจุดที่เหล็กเสริมด้านรับแรงดึงมีการคราก ทำให้ตำแหน่งของแกนสะเทินมีการเปลี่ยนแปลงโดยมีการเลื่อนขึ้นไปบนหน้าตัดรับแรงอัด ส่งผลให้กำลังรับแรงอัด

ของคอนกรีตที่มีการโอบรัดและเหล็กเสริมด้านรับแรงอัดมีค่ารับแรงอัดได้น้อยลง ดังแสดงในรูปที่ 4.15



รูปที่ 4.15 แสดงการเปลี่ยนตำแหน่งของแกนสะเทินหลังจากเหล็กเสริมเกิดการร้าว

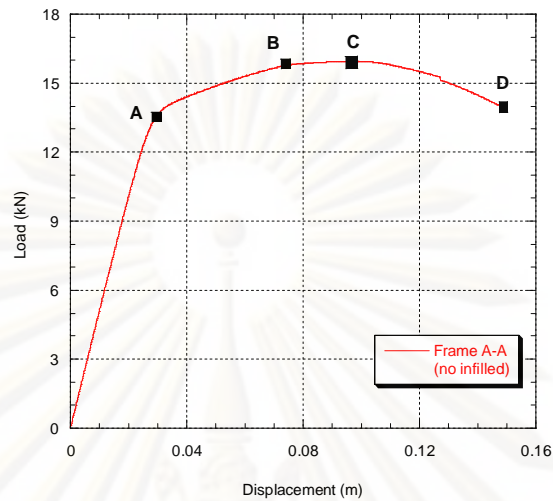


รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและระยะการเคลื่อนตัว

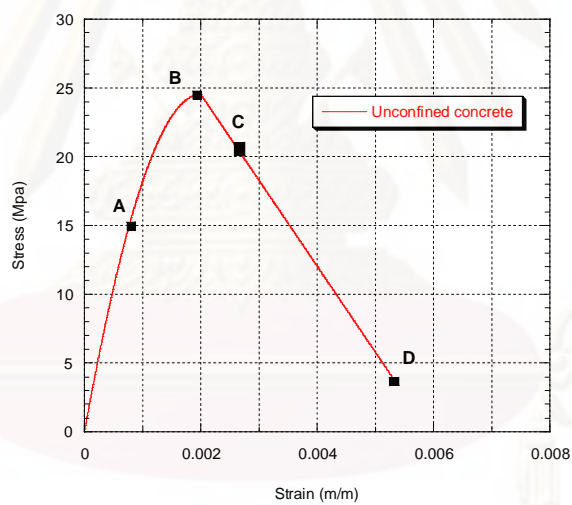
จากรูปที่ 4.16 จะเห็นว่าหลังจากเหล็กเสริมด้านรับแรงดึงเมื่อเกิดการร้าวแล้วเหล็กเสริมด้านรับแรงอัดจะรับแรงอัดลดน้อยลงเรื่อยๆ จนกระทั่งเหล็กเสริมรับแรงอัดกลายเป็นเหล็กเสริมรับแรงดึง ซึ่งตรงจุดนี้กำลังของคอนกรีตที่มีการโอบรัดจะมีค่าลดลง จนกระทั่งกำลังของคอนกรีตที่มีการโอบรัดเริ่มลดลงจะทำให้แกนสะเทินเกิดการเปลี่ยนแปลงอีกครั้งโดยการเลื่อนลง ส่งผลให้เหล็กเสริมจะมีพฤติกรรมรับแรงอัดอีกครั้งหนึ่ง โดยการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของแกนสะเทินครั้งนี้ทำให้คอนกรีตที่มีการโอบรัดมีความสามารถในการรับแรงอัดได้มากขึ้น

จากรูปที่ 4.19 จุด A เป็นจุดที่คอนกรีตที่มีการโอบรัดรับแรงอัดเริ่มรับแรงได้น้อยลง เนื่องจากการเลื่อนของตำแหน่งของแกนสะเทินหลังจากเหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดการร้าวจึงทำให้ค่าของความเค้นลดลง และจากจุด B เป็นจุดที่ความเค้นของคอนกรีตที่มีการโอบรัดความเค้นจะ

มีค่าเพิ่มขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนตำแหน่งของแกนสะเทิน ซึ่งเป็นผลมาจากการมีความเค้นลดลงของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด



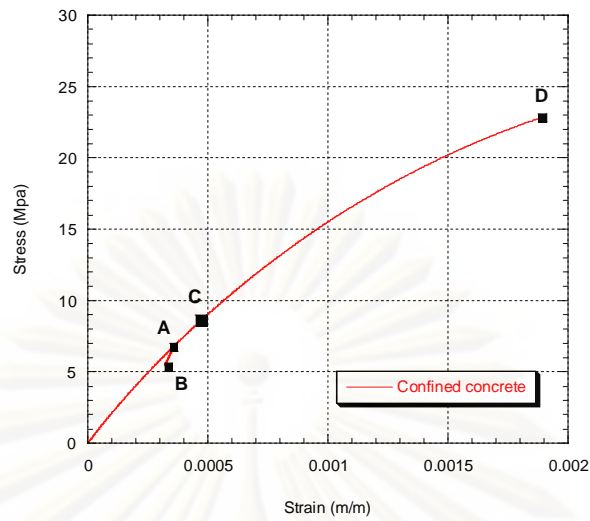
รูปที่ 4.17 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของโครงข้อแข็ง A-A ที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อ



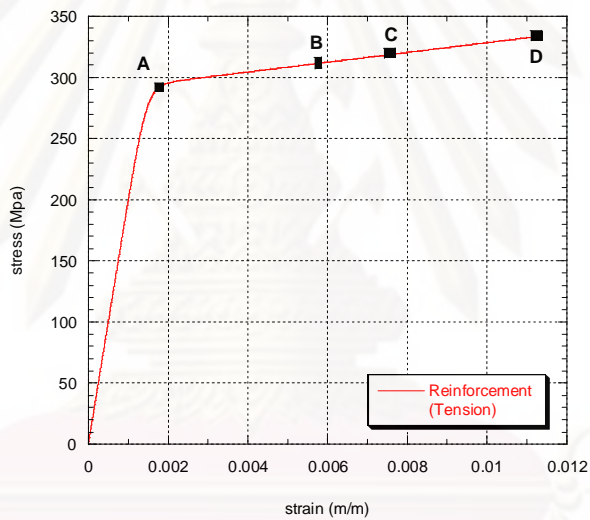
รูปที่ 4.18 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในเสา (คอนกรีตหุ้ม)

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

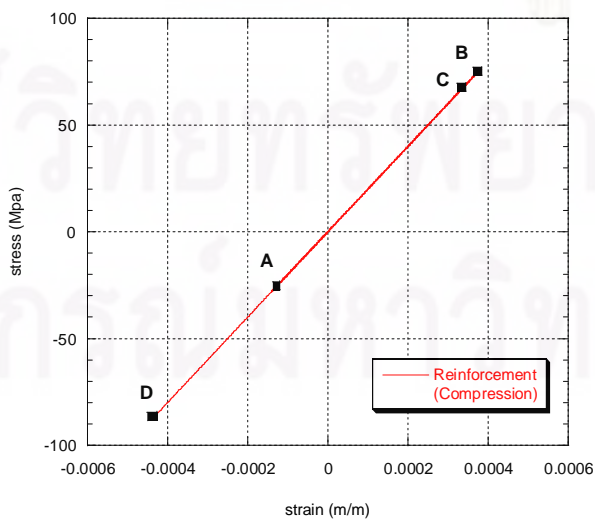




รูปที่ 4.19 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในเสา (แกนคอนกรีต)



รูปที่ 4.20 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านรับแรงดึงที่เกิดขึ้นในเสา

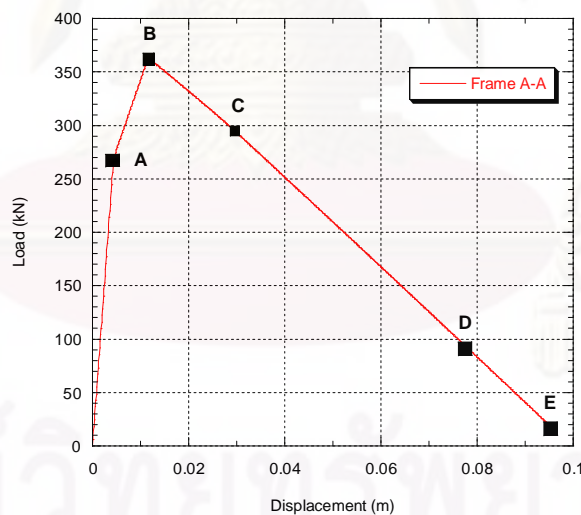


รูปที่ 4.21 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านรับแรงอัดที่เกิดขึ้นในเสา

#### 4.3.2.2 ผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง A-A ที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ

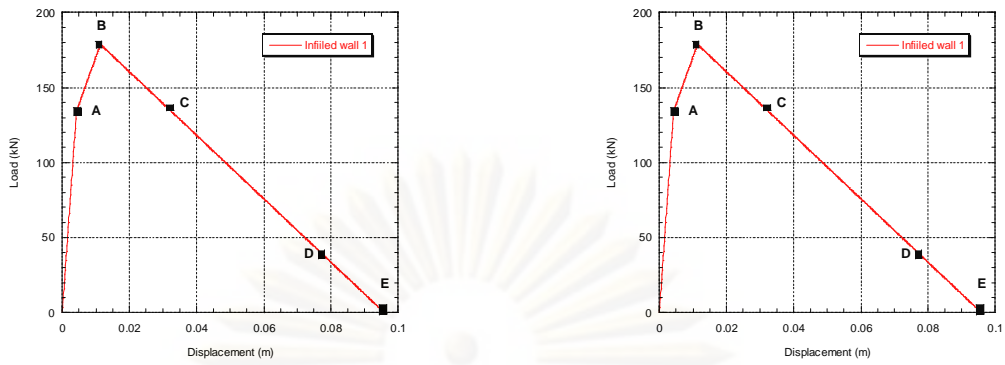
จากการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง A-A ที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ จากรูปที่ 4.19 พบว่า จุด A เป็นจุดที่มีการเปลี่ยนความชันของความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะการเคลื่อนตัว เนื่องจากแบบจำลองของกำแพงอิฐก่อ มีผลทำให้สติเฟนสของกำแพงอิฐก่อมีค่าลดลง ซึ่งจากจุด B พบว่าโครงข้อแข็ง A-A ที่มีการพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อสามารถรับแรงด้านข้างได้ประมาณ 360 kN

จากรูปที่ 4.26 เป็นรูปที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมด้านรับแรงดึง พบว่า จุด C เป็นจุดที่เหล็กเสริมด้านรับแรงดึงมีการครากเกิดขึ้น ทำให้ตำแหน่งของแกนสะเทินมีการเปลี่ยนแปลง ส่งผลให้ความเค้นของคอนกรีตที่มีการโอบรัดและเหล็กเสริมด้านรับแรงอัดมีค่าน้อยลง โดยเหล็กเสริมด้านรับแรงอัดจะรับแรงอัดลดน้อยลงจนกลายเป็นเหล็กเสริมรับแรงดึง เหล็กเสริมจะมีพฤติกรรมรับแรงดึงจนกระทั่งคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดมีความเค้นลดลง เหล็กเสริมก็จะมีพฤติกรรมกลับมารับแรงอัดอีกครั้ง ซึ่งจะทำให้คอนกรีตที่มีการโอบรัดมีกำลังความเค้นมากขึ้นด้วย โดยจุด D แสดงถึงตำแหน่งความเค้นสูงสุดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด และ ที่จุด E คือจุดสิ้นสุดของการวิเคราะห์

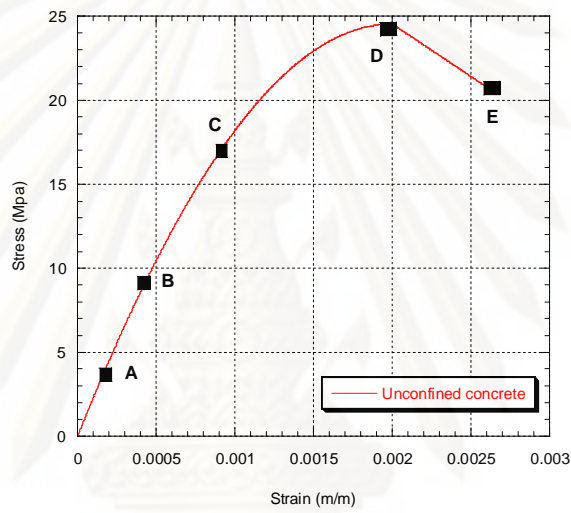


รูปที่ 4.22 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของโครงข้อแข็ง A-A ที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ

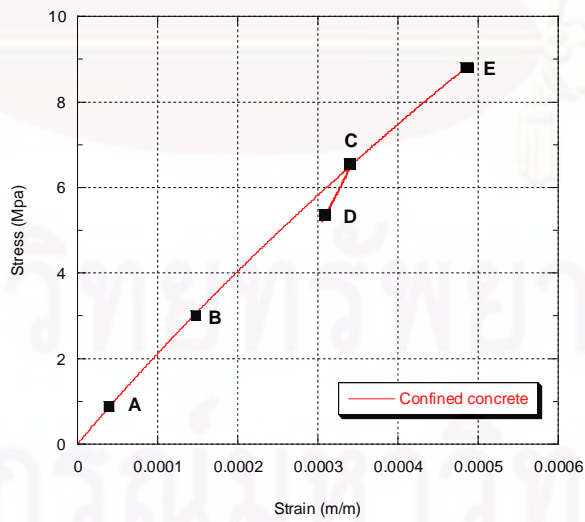
ศูนย์วิจัยและพัฒนาการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



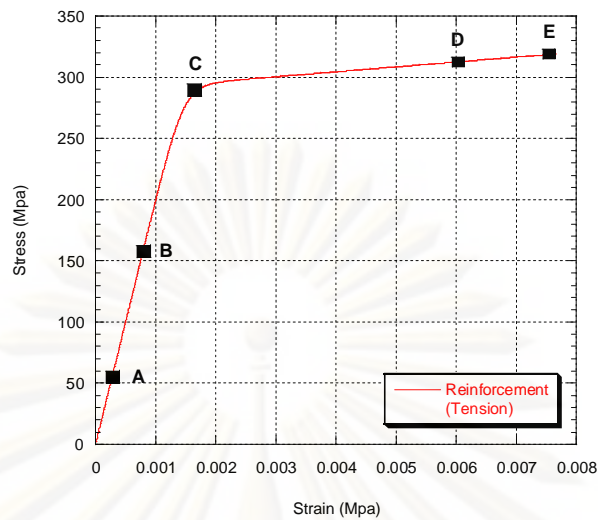
รูปที่ 4.23 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของกำแพงอิฐก่อ



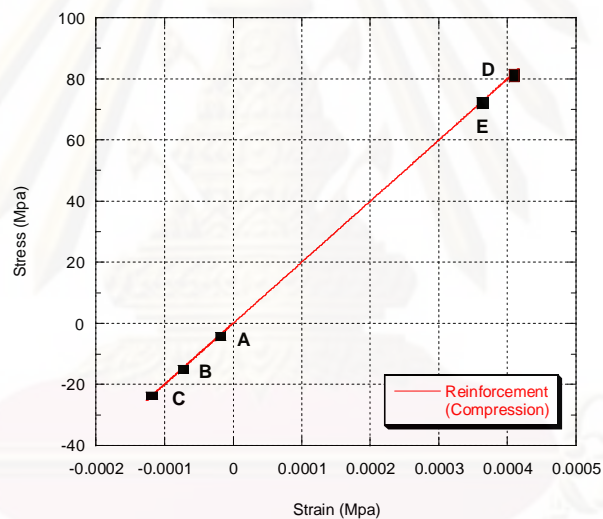
รูปที่ 4.24 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีกรโอบรัดที่เกิดขึ้นในเสา (คอนกรีตหุ้ม)



รูปที่ 4.25 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในเสา (แกนคอนกรีต)



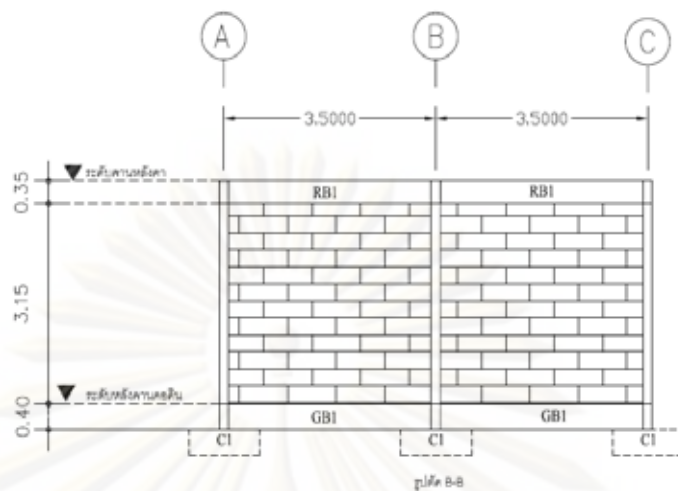
รูปที่ 4.26 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านรับแรงดึงที่เกิดขึ้นในเสา



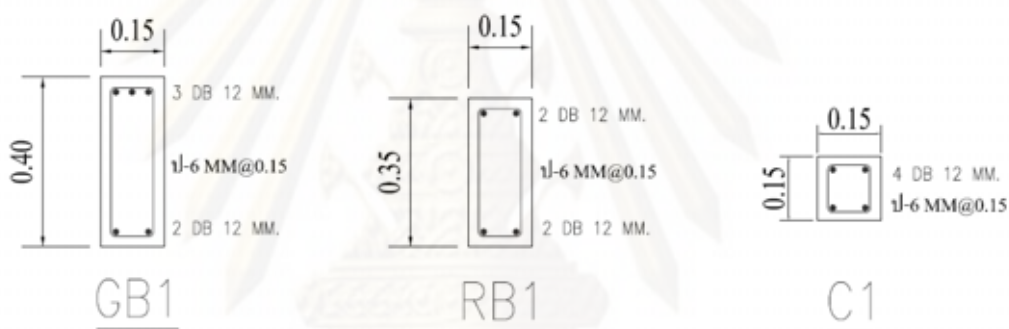
รูปที่ 4.27 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านรับแรงอัดที่เกิดขึ้นในเสา

#### 4.4 การวิเคราะห์โครงข้อแข็ง B-B

โครงข้อแข็งในแนว B-B เป็นโครงข้อแข็งที่ประกอบไปด้วยช่วงคาน 2 ช่วง แต่ละช่วงคานมีความยาว 3.5 ม. และมีความสูงจากพื้นดินถึงระดับคานหลังคาเท่ากับ 3.9 ม. ดังแสดงในรูปที่ 4.28 โดยที่เสามีขนาด 0.15 ม. x 0.15 ม. คานคอดินมีขนาด 0.15 ม. x 0.40 ม. และคานหลังคา มีขนาด 0.15 ม. x 0.35 ม. โดยรายละเอียดของคานและเสาได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.29 เหมือนกับโครงข้อแข็งในแนว A-A แต่ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในแนว B-B จะเป็นการวิเคราะห์ที่พิจารณาแรงกระทำจากสึนามิในทิศทางตั้งฉากกับกำแพงอิฐก่อ



รูปที่ 4.28 โครงข้อแข็งในแนว B-B



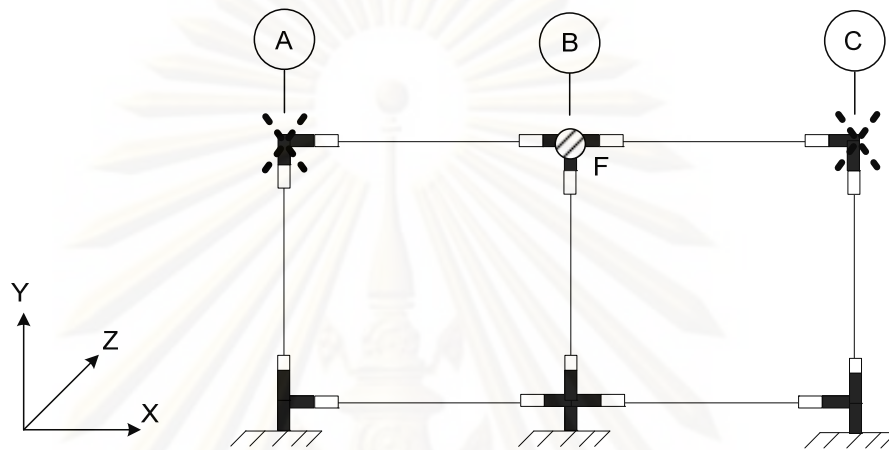
รูปที่ 4.29 แสดงรายละเอียดของเหล็กเสริมในคานและเสา

#### 4.4.1 การจำลองพฤติกรรมของโครงข้อแข็ง B-B

ในการวิเคราะห์แบบจำลองของโครงข้อแข็ง B-B จะเป็นพิจารณาแรงกระทำในทิศทางตั้งฉากกับกำแพงอิฐก่อโดยในการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง B-B จะทำการยึดรั้งบริเวณด้านบนของอาคารในแนว A และ แนว B ไม่ให้สามารถเคลื่อนที่ในแนวแกน z ได้ เนื่องจากในแนว A และ แนว B นั้นเป็นแนวที่มีกำแพงอิฐก่อที่ช่วยในการรับแรงเป็นแนวยาวดังนั้นในการจำลองพฤติกรรมจึงพิจารณาเป็นจุดยึดตรึง โดยจำลองพฤติกรรมของอาคารแบบไม่เชิงเส้นโดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์ และใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Unconfined concrete) คอนกรีตที่มีการโอบรัด (Confined concrete) และเหล็กเสริมตามยาว (Reinforcement) ในการคำนวณ โดยในการจำลองพฤติกรรมของจุดต่อ (Joint) จะจำลองเป็นแบบจุดต่อแข็งเกร็ง (Rigid joint) โดยพิจารณาแรงกระทำที่บริเวณด้านบนของอาคารในแนว B ใน



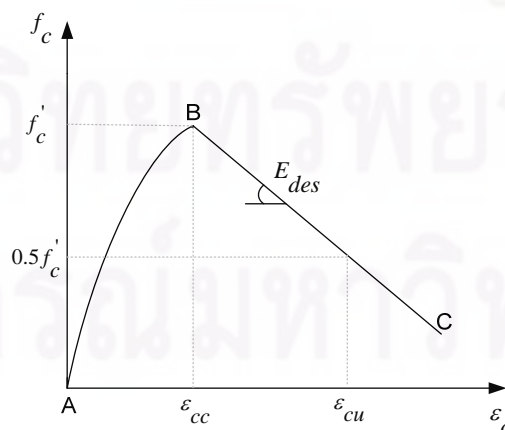
ทิศทางตั้งฉากกับกำแพงอิฐก่อ โดยไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อในแนวตั้งฉากกับแรงกระทำ ดังแสดงในรูปที่ 4.30 โดยความยาวของจุดหมุนพลาสติก ( $L_p$ ) สามารถหาได้จากสมการ (3.1) สำหรับเสาที่มีความยาวของระยะจุดหมุนพลาสติกเท่ากับ 0.33 ม. สำหรับและคานมีความยาวของจุดหมุนพลาสติกเท่ากับ 0.34 ม.



รูปที่ 4.30 แสดงการสร้างแบบจำลองโครงข้อแข็ง B-B

#### 4.4.1.1 แบบจำลองคอนกรีตที่ไม่มีการไอบรัด

การจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตที่ไม่มีการไอบรัดได้ใช้แบบจำลองของ Hoshikuma และ คณะ (1997) ดังรูปที่ 4.31 แต่เนื่องจากในการหาค่าพารามิเตอร์มีความยุ่งยากในการคำนวณ ดังนั้นในการวิเคราะห์จึงได้คำนวณค่าพารามิเตอร์ที่ใช้มาจากสมการของ Kent และ Park (1971) ดังสมการที่ 2.41 ถึง 2.45 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองได้แสดงดังตารางที่ 4.6



รูปที่ 4.31 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการไอบรัด

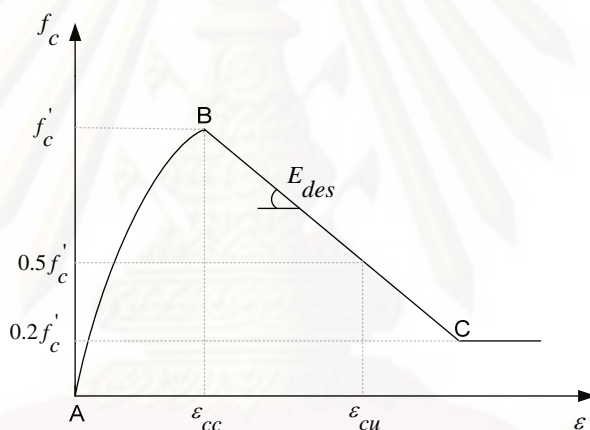
(Hoshikuma และ คณะ, 1997)

ตารางที่ 4.6 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด

Unconfined concrete			
$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cc}$	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
23.28E+6	-24.53E+3	-0.002	-6.247E+6

#### 4.4.1.2 แบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัด

การจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดได้ใช้แบบจำลองของ Hoshikuma และ คณะ (1997) ดังรูปที่ 4.32 โดยค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองคำนวณได้จากจากสมการที่ 2.54 ถึง 2.60 ดังแสดงในตารางที่ 4.7



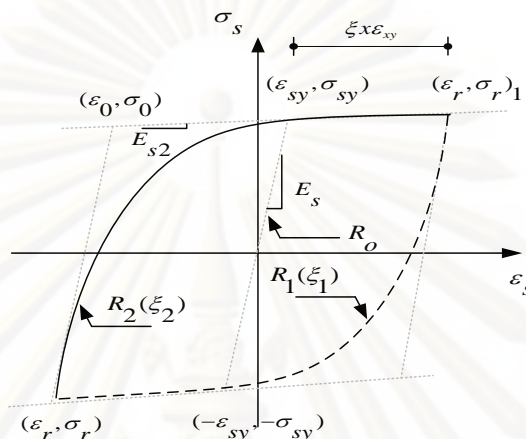
รูปที่ 4.32 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด  
(Hoshikuma และ คณะ, 1997)

ตารางที่ 4.7 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คอนกรีตที่มีการโอบรัด

Element	Unconfined concrete			
	$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cc}$	$E_{des}$ (kN/m <sup>2</sup> )
C1	23.28E+6	-26.02E+3	-0.00306	-3.415E+6
GB1	23.28E+6	-25.47E+3	-0.00267	-5.401E+6
RB1	23.28E+6	-25.51E+3	-0.00270	-5.213E+6

#### 4.4.1.3 แบบจำลองของเหล็กเสริม

การจำลองพฤติกรรมของเหล็กเสริมตามยาวใช้แบบจำลองของ Menegotto และ Pinto (1973) ดังแสดงในรูปที่ 4.33 โดยพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองคำนวณได้จากสมการที่ 2.63 ถึง 2.66 ดังแสดงในตารางที่ 4.8



รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว

(Menegotto และ Pinto, 1973)

ตารางที่ 4.8 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เหล็กเสริมตามยาว

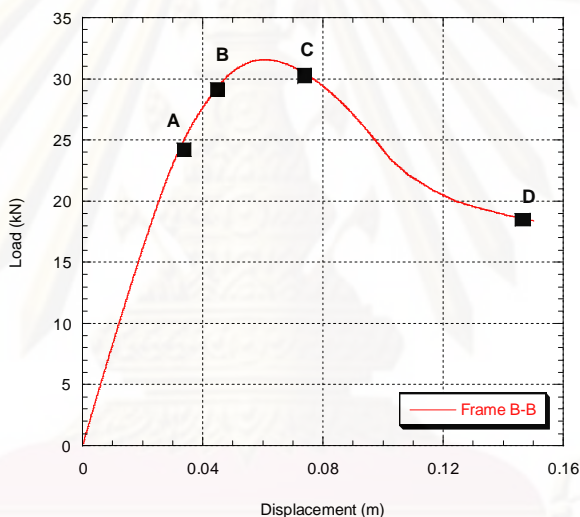
Element	Reinforcement					
	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	Strain hardening	$R_0$	$a_1$	$a_2$
C1	200.0E+6	294.3E+3	0.02	20.0	18.5	0.15
GB1	200.0E+6	294.3E+3	0.02	20.0	18.5	0.15
RB1	200.0E+6	294.3E+3	0.02	20.0	18.5	0.15

#### 4.4.2 ผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง B-B

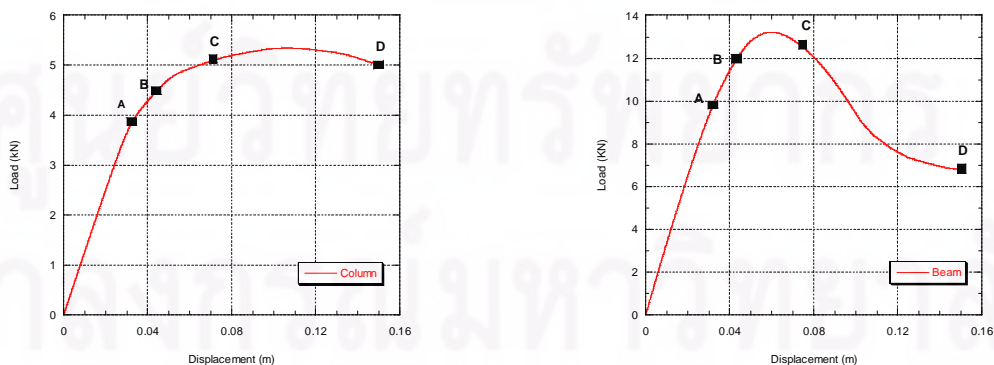
ในวิเคราะห์โครงข้อแข็ง B-B จะเป็นการวิเคราะห์โครงข้อแข็งที่ไม่พิจารณาผลเนื่องจากกำแพงอิฐก่อเนื่องจากกำแพงอิฐก่อนั้นวางตัวอยู่ในทิศทางตั้งฉากกับแนวแรงซึ่งจะมีความเสียหายเกิดขึ้นจึงไม่ช่วยในการรับแรง ซึ่งจากการวิเคราะห์พบว่า โครงข้อแข็ง B-B สามารถรับแรงกระทำได้ประมาณ 32 kN ดังแสดงในรูปที่ 4.27

จากการวิเคราะห์พบว่า เหล็กเสริมตามยาวด้านรับแรงดึงในเสาจะมีการร้าวเกิดขึ้นดังแสดงในจุด A ในรูปที่ 4.38 ทำให้ตำแหน่งของแกนสะเทินมีการเปลี่ยนแปลง ส่งผลให้ความเค้นของคอนกรีตที่มีการโอบรัดและเหล็กเสริมด้านรับแรงอัดมีค่าน้อยลง โดยเหล็กเสริมด้านรับแรงอัดจะรับแรงอัดลดน้อยลงจนกลายเป็นเหล็กเสริมรับแรงดึง เหล็กเสริมจะมีพฤติกรรมรับแรงดึงจนกระทั่งคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดมีความเค้นลดลง เหล็กเสริมก็จะมีพฤติกรรมกลับมารับแรงอัดอีกครั้ง ซึ่งจะทำให้คอนกรีตที่มีการโอบรัดมีกำลังในการรับแรงอัดมากขึ้นด้วย โดยที่จุด D คือจุดสิ้นสุดของการวิเคราะห์

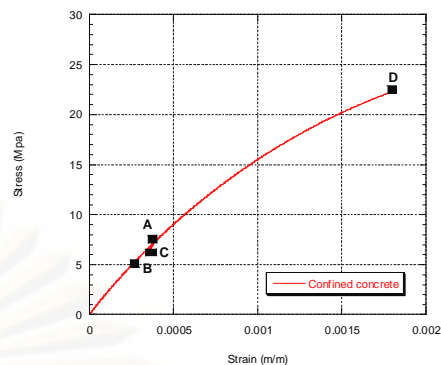
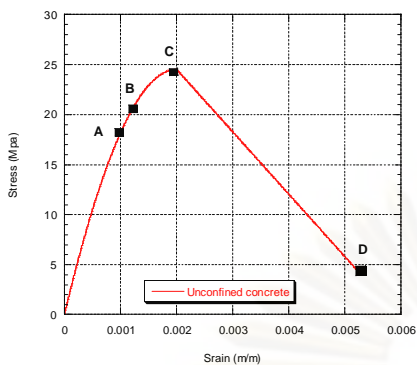
จากรูปที่ 4.39 จุด B แสดงการร้าวของเหล็กเสริมด้านรับแรงดึงในคานหลังจากการร้าวของเหล็กเสริมในเสาไปแล้ว โดยที่เหล็กเสริมด้านรับแรงอัดของคานก็เกิดการร้าวด้วยเช่นเดียวกัน โดยที่จุด D คือจุดที่สิ้นสุดการวิเคราะห์



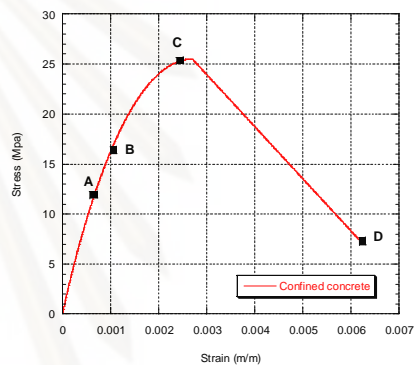
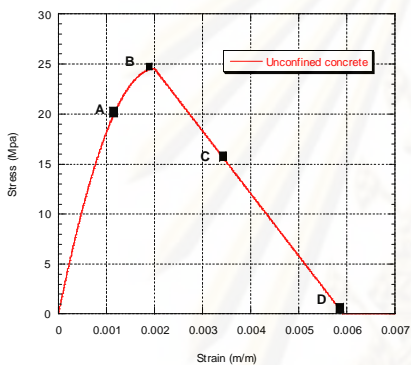
รูปที่ 4.34 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของโครงข้อแข็ง B-B



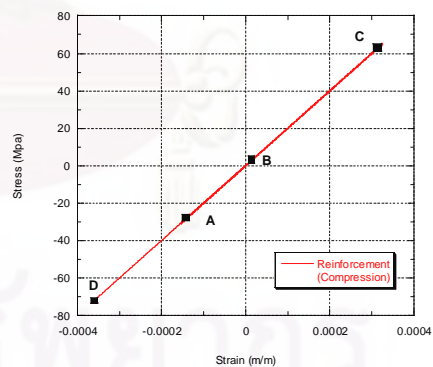
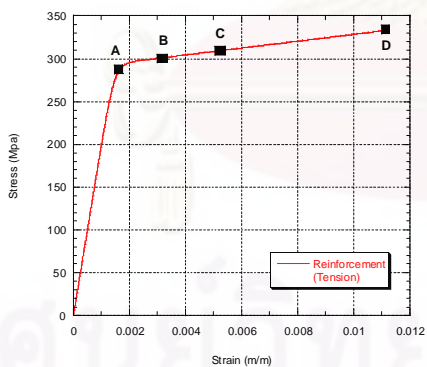
รูปที่ 4.35 แรงและระยะการเคลื่อนตัวของเสาและคาน



รูปที่ 4.36 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในเสา (คอนกรีตหุ้ม) และ คอนกรีตที่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในเสา (แกนคอนกรีต)



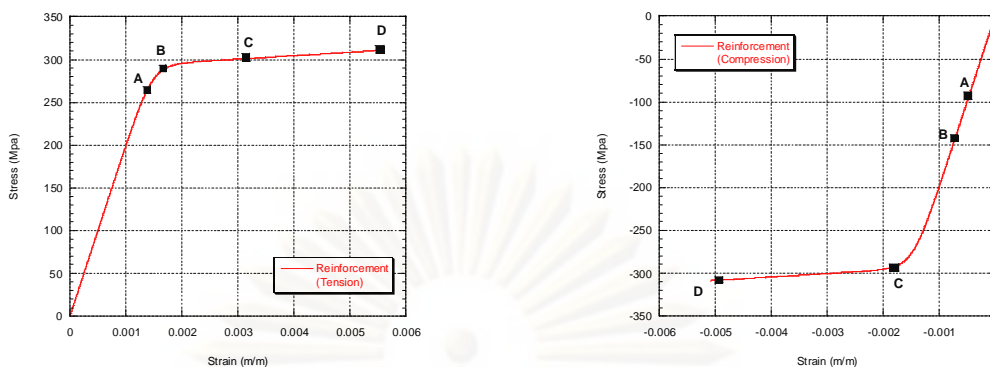
รูปที่ 4.37 ความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในคาน (คอนกรีตหุ้ม) และ คอนกรีตที่มีการโอบรัดที่เกิดขึ้นในคาน (แกนคอนกรีต)



รูปที่ 4.38 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวที่เกิดขึ้นในเสา

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

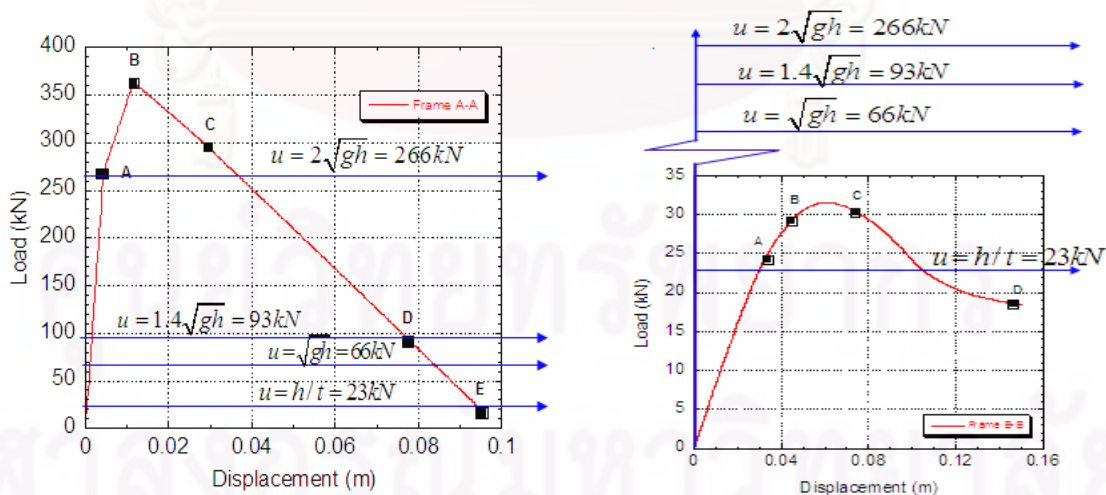




รูปที่ 4.39 ความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวที่เกิดขึ้นในคาน

### 4.5 สรุปผลการวิเคราะห์

จากการคำนวณแรงกระทำที่เกิดจากสึนามิทำให้ทราบค่าแรงที่คำนวณได้จามสมการต่างๆ โดยที่แรงที่คำนวณได้จะอยู่ในช่วง ประมาณ 23 kN ถึง 266 kN ซึ่งจากการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง A-A และโครงข้อแข็ง B-B พบว่าการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในแนว A-A สามารถต้านทานแรงกระทำที่เกิดจากสึนามิได้เนื่องจากกำแพงอิฐก่อมีผลทำให้ความสามารถในการรับแรงมากขึ้นกว่าโครงสร้างที่ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อประมาณ 20 เท่าโดยกำแพงอิฐก่อจะรับแรงกระทำประมาณ 95 % ของแรงกระทำทั้งหมดที่กระทำต่อโครงข้อแข็ง แต่ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในแนว B-B พบว่าอาคารจะมีความเสียหายเกิดขึ้นเมื่อได้รับแรงกระทำจากสึนามิ



(ก) โครงข้อแข็ง A-A

(ข) โครงข้อแข็ง B-B

รูปที่ 4.40 ความสามารถต้านทานแรงกระทำจากสึนามิ

## บทที่ 5

### สรุปผลและข้อเสนอแนะ

#### 5.1 สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสั่นไหว โดยมีการสอบเทียบแบบจำลองกับอาคารที่ได้มีการทดสอบในสนาม เพื่อให้การจำลองโครงสร้างมีสภาพสอดคล้องกับพฤติกรรมของอาคารที่เกิดขึ้นจริง โดยอาคารที่ใช้สำหรับทำการศึกษาพฤติกรรมเป็นอาคารศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลา ซึ่งเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 1 ชั้น ในการวิเคราะห์พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นขององค์อาคารนั้นใช้แบบจำลองไฟเบอร์ในการวิเคราะห์ ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

1. จากการสอบเทียบแบบจำลองแบบ 3 มิติกับอาคารสถานีตรวจอากาศของกรมอุตุนิยมวิทยาซึ่งเป็นอาคารที่ได้มีการทดสอบในสนาม พบว่าค่าแกงอิฐก่อมีผลอย่างมากสำหรับผลของการวิเคราะห์อาคารเนื่องจากมีผลต่อกำลังการรับแรงของโครงสร้างอย่างมาก ซึ่งจากการวิเคราะห์พบว่า มีค่าความเคื่อนของสติฟเนสมีค่าประมาณ 2-28%, ความคลาดเคื่อนของระยะการเคื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 1-30 % และความคลาดเคื่อนเนื่องจากการดูดซับพลังงานมีค่าประมาณ 5-23 %

2. จากการศึกษาพฤติกรรมของอาคารศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลาซึ่งเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทำการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง 2 แนว คือแนวตั้งฉากกับแนวแรงกับแนวที่ขนานกับแนวแรง เนื่องจากเป็นโครงข้อแข็งที่ได้รับความเสียหาย ซึ่งจากการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในแนวขนานกับแนวแรงที่พิจารณาผลของค่าแกงอิฐก่อและไม่พิจารณาผลของค่าแกงอิฐก่อพบว่า โครงข้อแข็งที่ไม่พิจารณาผลของค่าแกงอิฐก่อสามารถรับแรงสูงสุดได้เท่ากับ 16 kN โครงข้อแข็งที่พิจารณาผลของค่าแกงอิฐก่อสามารถรับแรงได้เท่ากับ 360 kN โดยค่าแกงอิฐก่อจะมีจะสามารถในการรับแรงประมาณ 95 % ของกำลังในการรับแรงด้านของโครงข้อแข็ง

3. จากการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในแนวตั้งฉากกับแนวแรงที่พิจารณาจากอาคารศูนย์พัฒนาเด็กเล็กกมลาพบว่า เสาคอนกรีตจะมีความเสียหายเกิดขึ้นเนื่องจากเสาคอนกรีตที่ใช้มีขนาดเล็กและมีปริมาณเหล็กเสริมน้อยทำให้ความสามารถในการรับแรงด้านข้างได้น้อย จึงทำให้เป็นชิ้นส่วนที่ โดยโครงข้อแข็งสามารถรับแรงได้เท่ากับ 33 kN

4. จากการคำนวณแรงเนื่องจากสึนามิตามสมการต่างๆ พบว่าโครงสร้างในแนวตั้งฉากกับแรงกระทำจะมีความเสียหายเกิดขึ้นเมื่อรับแรงกระทำจากสึนามิ ส่วนโครงข้อแข็งในแนวขนานกับแนวแรงสามารถรับแรงกระทำจากสึนามิได้

## 5.2 ข้อเสนอแนะ

จากการวิจัยในครั้งนี้ สามารถสรุปข้อเสนอแนะเพื่อเป็นแนวทางในการวิจัยในอนาคตได้ดังนี้

1. ในการวิเคราะห์อาคารที่มีความไม่สมมาตรนั้นควรที่จะทำการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ เพื่อความถูกต้องของการวิเคราะห์
2. ในการเลือกแบบจำลองของกำแพงอิฐก่อในการวิเคราะห์ผลนั้น มีความสำคัญอย่างมากเนื่องจากกำแพงอิฐก่อมีผลอย่างมากต่อการรับแรงของโครงสร้าง ดังนั้นในการเลือกแบบจำลองในการวิเคราะห์พฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อควรที่จะคำนึงถึงแบบจำลองพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อเป็นพิเศษ

ศูนย์วิทยทรัพยากร

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## รายการอ้างอิง

### ภาษาไทย

กรมโยธาธิการและผังเมือง. 2551. มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างอาคารอพยพในเขตเสี่ยงภัยดิน  
นามิระดับปานกลาง. บริษัท สหมิตรพรินติ้งแอนด์พับลิชชิง จำกัด : สำนักควบคุมและ  
ตรวจสอบอาคาร กรมโยธาธิการและผังเมือง

นัทธสม อินทรกำแหง. 2546. การวิเคราะห์ผลตอบสนองแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก  
โดยวิธีผลัดด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรม  
โยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

### ภาษาอังกฤษ

Anil, O. and Altin, S. 2007. An experimental study on reinforced concrete partially infilled  
frames. Engineering Structures. 29 (2007) : 449-460

Asakura, R., Iwase, K., Ikeya, T., Takao, M., Kaneto, T., Fujii, N., and Ohmori, M. 2002.  
The tsunami wave force acting on land structures. Proceedings of the 28th  
International conference on Coastal Engineering. pp. 1191-1202. Cardiff, Wales

Baker, A. L. L. and Amarakane, A. M. N.. 1964. Inelastic Hyperstatic Frame Analysis.  
Flexure Mechanics of Reinforced Concrete, American Concrete Institute,  
Farmington Hills MI. 12 : 85-142

CCH. 2000. The city and County of Honolulu Building Code. Chapter 16, Article 11,  
Department of Planning and permitting of Honolulu, Hawaii

Cross, R. 1967. Tsuanmi surge forces. Journal of the Waterways and Harbors Division,  
Proceedings of the American Society of Civil engineers 93(WW4) : 201-231.

FEMA 55. 2000. Coastal Construction Manual, Edition 3. Federal Emergency  
Management Agency. Washington, DC.

FEMA 306. 1998. Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall  
Buildings - Basic Procedures Manual. Federal Emergency Management Agency.  
Washington, DC

- Gomes, A. and Appleton, J. 1997. Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling. Engineering Structures. 19(10) : 822-826.
- Hamzah, M. A., Mase, H., and Takayama, T. 2000. Simulation and experiment of hydrodynamic pressure on a tsunami barrier. Proceedings of the 27th International conference on Coastal Engineering. pp. 1501-1507. Sydney, Australia
- Haritos, N., Ngo, T., and Mendis, P. 2005. Modelling tsunami wave force effects on structures. Annual Technical conference of the Australian Earthquake Engineering Society. pp. 111-117. Albury, New South Wales
- Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.W. 1997. Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers. Journal of the Structural Engineering, ASCE. 123(5) : 624-633.
- Kent, D. and Park, R. (1971). Flexural member with confined concrete. Journal of the Structural Division, ASCE. 97 : 1969-1990.
- Lowes, L.N., Mitra, N. and Altoontash, A. 2003. A beam-column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames. PEER Report 2003/10, Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley.
- Lukkunaprasit, P., Chintanapakdee, C. and Thanasisathit, N. 2008. Calibration of tsunami loading on a damaged building. Fifth International conference on Urban Earthquake Engineering. Tokyo Insitute of Technology, Tokyo, Japan.
- Lukkunnapasit, p. Ruangrassamee, A. and Thanasisathit, N. 2008. Tsunami Loading on Buildings with Openings. The 14<sup>th</sup> World conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.



- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of the Structural Engineering, ASCE. 114(8) : 1804-1849.
- 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: 228-237.
- Suthasit, M. and Warnitchai, P. 2008. Modeling of gravity-load-design RC frame buildings for nonlinear dynamic analysis. . The 14<sup>th</sup> World conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.
- Mostafaei, H. and Kabeyasawa, T. 2004. 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 Univ. 79 : 133-156.
- Okada, T., Sugano, T., Ishikawa, T., Ohgi, T., Takai, S. and Hamabe, C. 2004. Structural design method of buildings for tsunami resistance (proposed). Building Technology Research Institute, Building Centre for Japan.
- Park, R., Priestley, M. J. N. and Gill, W. D. 1982. Ductility of Square-Confined Concrete Columns. Journal of Structural Division, ASCE. 108 : 929-950.
- Paulay, T. and Priestley, M. J. N. 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons, New York.
- 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) : 592-613.
- Ruangrassamee, A., Thanasisathit, N., Stitmannaitum, B. and Lukkunaprasit, P. 2008. Behavior of a reinforced-concrete building under tsunami loading patterns by full-scale pushover test. Fifth International conference on Urban Earthquake Engineering. Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan.

Sakai, J. and Kawashima, K. 2006. Unloading and Reloading stress-strain model for confined concrete. Journal of the structural engineering. 132 : 112-122.

Smith S. 1966. Behavior of square infilled frame. Journal of the structural division  
Proceeding of the America Society of Civil Engineers. 92 : 381-403.

Yeh, H. 2007. Design tsunami forces for onshore structures. Journal of Disaster  
Research 2(6) : 531-536.



ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นาย ศิริชัย อังคสิงห์ เกิดวันที่ 6 มีนาคม พ.ศ. 2528 ที่จังหวัดสมุทรปราการ สำเร็จ การศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ในปีการศึกษา 2549 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร มหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อปี การศึกษา 2550



ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย