

คู่มือการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแรงลมและแรงแผ่นดินไหว  
MANUAL OF BUILDING DESIGN FOR WIND AND  
EARTHQUAKE FORCES RESISTANCE



โดย  
นายปฐมเมศ ภาณีเดพมาน  
นายปรเมศร์ ล้วนเลิศ  
นายปริญญา ยามาฮาร่า

เลขหมู่.....  
เลขทะเบียน..... 45835  
วัน, เดือน, ปี 18 ก.พ. 2546

b.....  
i.....

ปฏิญานีพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต  
สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง  
ปีการศึกษา 2544

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีคนนำไปใช้

**MANUAL OF BUILDING DESIGN FOR WIND AND  
EARTHQUAKE FORCES RESISTANCE**



MR.PATAMET PHANITPODCHAMARN  
MR.PORAMACE LUANLERD  
MR.PARINYA YAMAHARA

A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT  
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF  
BACHELOR OF CIVIL ENGINEERING  
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, FACULTY OF ENGINEERING  
KING MONGKUT 'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

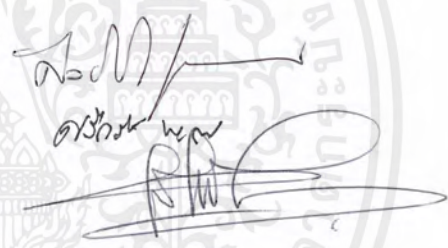
2001

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

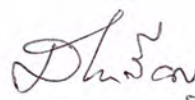
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ใบรับรองโครงการพิเศษ

หัวข้อโครงการพิเศษ	คู่มือการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแรงลมและแรงแผ่นดินไหว		
นักศึกษา	นายปฐมเมศ พาณิชย์	รหัสนประจำตัว	41014663
	นายปรเมศร์ ล้วนเลิศ	รหัสนประจำตัว	41014665
	นายปริญญา ยามาฮาร่า	รหัสนประจำตัว	41014675
หลักสูตร	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต	สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา		
อาจารย์ที่ปรึกษา	รศ.ศิริวัฒน์ ไชยชนะ		

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ	ลายมือชื่อ
อ.ศิลป์ชัย จานสุวรรณ ผศ.ดร.ศรียกริช หิรัญมาศ รศ.ศิริวัฒน์ ไชยชนะ	

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว



(ผศ.ดร.แดง เจริญสุวรรณ)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ 30 เดือน เมษายน พ.ศ. 2545

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หัวข้อโครงการพิเศษ คู่มือการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแรงลมและแรงแผ่นดินไหว  
MANUAL OF BUILDING DESIGN FOR WIND AND  
EARTHQUAKE FORCES RESISTANCE

นักศึกษา นายปฐมเมศ ผาณิตพจมาน

นายปรเมศร์ ล้วนเลิศ

นายปริญญา ยามาฮาร่า

อาจารย์ที่ปรึกษา รศ.ศิริวัฒน์ ไชยชนะ

ระดับการศึกษา วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

ปีการศึกษา 2544

## บทคัดย่อ

การออกแบบอาคารต้องคำนึงถึงทั้งแรงแนวตั้งและแรงด้านข้าง สำหรับแรงด้านข้าง นอกจากแรงลมแล้ว ในเขตพื้นที่ที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวซึ่งรวมถึงบางพื้นที่ในประเทศไทยจำเป็นต้องคำนึงถึงแรงแผ่นดินไหวร่วมด้วย โดยในการออกแบบอาคารจะต้องพิจารณาเปรียบเทียบเพื่อใช้แรงสูงสุดระหว่างแรงลมและแรงแผ่นดินไหวในการออกแบบ ดังนั้นในการออกแบบอาคารจึงต้องให้ความสำคัญกับแรงแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้น

การออกแบบอาคารเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวที่เสนอในโครงการนี้เน้นส่วนสำคัญ 2 ส่วน ส่วนแรกคือการคำนวณหาค่าแรงด้านข้างที่ใช้ออกแบบและกระจายแรงสู่องค์อาคาร ครอบคลุมระบบในการรับแรงด้านข้างที่สำคัญคือ กำแพงรับแรงเฉือน โครงยึด และ โครงข้อแฉ่งที่มีความเหนียว โดยในส่วนนี้เสนอการกระจายแรงโดยประมาณซึ่งให้ความสะดวกและปลอดภัยแต่อาจไม่เป็นการประหยัด สำหรับส่วนที่สองเสนอการคำนวณออกแบบของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กอ้างอิงตามมาตรฐานเพิ่มเติมการออกแบบตามวิธีกำลังและข้อกำหนดทั่วไปและได้ให้ข้อกำหนดกฎหมายในส่วนที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวไว้ในโครงการ

การออกแบบอาคารเพื่อรับแรงลมและแรงแผ่นดินไหวเพิ่มเติมจากแรงแนวตั้ง เพื่อให้เกิดความปลอดภัยจำเป็นต้องมีความรู้ในการออกแบบ การคำนวณ และข้อกำหนดมาตรฐานที่เกี่ยวข้องกับแรงทั้งสอง โดยส่วนต่างๆ เหล่านี้ได้นำเสนอไว้ในโครงการด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Title : MANUAL OF BUILDING DESIGN FOR WIND AND  
EARTHQUAKE FORCES RESISTANCE

Name : MR.PATAMET PHANITPODCHAMARN  
MR.PORAMACE LUANLERD  
MR.PARINYA YAMAHARA

Field : CIVIL ENGINEERING

Department : CIVIL ENGINEERING

Faculty : ENGINEERING

Advisor : ASSOC.PROF.SIRIWAT CHAICHANA

## ABSTRACT

Building must be designed to resist both gravity and lateral loads. Besides wind loads, in the areas which are susceptible to earthquake, seismic loads must also be considered. Building must be designed to withstand the greater lateral effects caused by either wind or earthquake.

Building design for wind and earthquake forces is the major theme of this study. The study is divided into two parts. The first part is the lateral load analysis and the transfer of this load through lateral resistance members of the structure such as shear wall, braced frame and ductile frame. The analysis presented in this study is an approximated method for simplicity and safety but may be conservative. The second part shows a step-by-step procedure in designing a structural member to resist seismic effect by the strength design method following the governed building code.

Design to resist wind and earthquake loads, in addition to the gravity load, is necessary in every building design. Besides basic background in structural design, the designer must familiar with local building code concerning seismic effect. Thailand building code regarding seismic effect is also provided in this report.

## กิตติกรรมประกาศ

ปริญญาบัตรฉบับนี้สำเร็จลุล่วงด้วยดีเพราะได้รับการสนับสนุนและช่วยเหลือจากอาจารย์หลายๆท่าน ซึ่งข้าพเจ้ารู้สึกซาบซึ้งในบุญคุณเป็นอย่างสูง กิตติกรรมประกาศที่พิมพ์ขึ้นนี้เพื่อใช้แทนคำกล่าวขอบคุณและแสดงให้เห็นประจักษ์ถึงคุณงามความดีงามที่พวกท่านทั้งหลายได้กระทำไว้

ขอขอบคุณอย่างสูงต่อ รศ.ศิริวัฒน์ ไชยชนะ ที่คอยให้คำปรึกษาและแนะนำในสิ่งที่ดีมาโดยตลอด โดยเฉพาะคำแนะนำถึงแนวทางในการจัดทำเอกสารอิเล็กทรอนิกส์ ซึ่งเป็นประโยชน์อย่างมาก ขอขอบคุณอย่างสูงต่อผศ.ดร.ศรียุทธ หิรัญมาศ ที่เอื้อเฟื้อข้อมูลมาตรฐานการออกแบบเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวของACI ซึ่งนำมาใช้อ้างอิงในการออกแบบของค้ออาคาร ขอขอบคุณอย่างสูงต่ออาจารย์แหลมทอง เหล่าคงถาวร ที่เอื้อเฟื้อสถานที่ในการทำงาน หากไม่ได้รับความอนุเคราะห์นี้ ปริญญาบัตรของข้าพเจ้าคงไม่มีทางสำเร็จลงได้ ขอขอบคุณอย่างสูงต่ออาจารย์อุเบ ศรีแก้ว ที่ให้ความช่วยเหลือในตอนต้น โดยแนะนำอาจารย์ที่ปรึกษาให้ หากไม่ได้อาจารย์ปริญญาบัตรฉบับนี้คงไม่มีทางเกิดขึ้น ขอขอบคุณอย่างสูงต่ออาจารย์สุพจน์ ศรีนิล ที่เสนอให้ปริญญาบัตรฉบับนี้มีเนื้อหาเกี่ยวกับแรงลมด้วย ส่งผลให้ปริญญาบัตรฉบับนี้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ที่สำคัญที่สุดขอขอบคุณอย่างสูงต่อบิดา มารดา ที่คอยให้กำลังใจและความช่วยเหลือทางด้านทุนทรัพย์ตลอดมา และขอขอบคุณต่อคณาจารย์ทุกท่านที่ประสิทธิ์ประสาทความรู้แก่ข้าพเจ้า สุดท้ายนี้ขอมอบความดีทั้งหลายที่ได้จากการจัดทำปริญญาบัตรฉบับนี้แก่ทุกท่านที่มีบุญคุณต่อข้าพเจ้าเพื่อความเจริญรุ่งเรืองสืบไป

นายปฐมเมศ ภาณิตพจมาน

นายปรเมศร์ ล้วนเลิศ

นายปริญญา ยามาฮารา

ผู้ประพันธ์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	ปกใน(ภาษาไทย)	ก
	ปกใน(ภาษาอังกฤษ)	ข
	หน้าอำนวยการ	ค
	บทคัดย่อภาษาไทย	ง
	บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
	กิตติกรรมประกาศ	ฉ
	สารบัญ	ช
	สารบัญตาราง	ฎ
	สารบัญรูป	ฏ
	คำอธิบายสัญลักษณ์	ถ
1	อาคารรับแรงลมและแรงแผ่นดินไหว	
	1.1. แรงลม	1
	1.1.1. ผลกระทบแรงลมต่ออาคาร	2
	1.1.1.1. แรงในแนวราบของอาคาร	2
	1.1.1.2. แรงลมต่อส่วนยื่นของอาคาร	3
	1.1.1.3. การบิดตัวของอาคาร	3
	1.1.1.4. ความดันบวกและความดันลบ	4
	1.1.1.5. การแกว่งตัวของอาคาร	5
	1.2. แรงแผ่นดินไหว	5
	1.2.1. ผลกระทบแรงแผ่นดินไหวต่ออาคาร	6
	1.3. ค่าก่อสร้างเปรียบเทียบอาคารต้านแรงแผ่นดินไหวและแรงลม	7
	1.4. การออกแบบอาคารรับแรงด้านข้าง	8
	1.5. เทคนิคใหม่สำหรับการออกแบบอาคารรับแรงด้านข้าง	10

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
2	การคำนวณแรงลมและแรงแผ่นดินไหว	
2.1.	การคำนวณแรงลม	12
2.1.1.	Uniform Building Code( UBC )มาตรฐานการก่อสร้างแห่งสหรัฐอเมริกา	12
2.1.2.	American Society of Civil Engineers( ASCE )มาตรฐานของสมาคมวิศวกรโยธาแห่งสหรัฐอเมริกา	13
2.2.	การคำนวณแรงแผ่นดินไหว	15
2.2.1.	การคำนวณหาแรงเฉือนที่ฐาน ( Base shear )	15
2.2.2.	การกระจายแรงเฉือนไปยังระดับต่างๆของโครงสร้าง	18
2.2.3.	การเคลื่อนที่ด้านข้างระหว่างชั้นที่ติดกัน ( Story Drifts, $\Delta$ )	19
2.3.	ตัวอย่างการเปรียบเทียบแรงลมและแรงแผ่นดินไหว	20
3	ระบบการรับแรงและกระจายแรงด้านข้าง	
3.1.	การกระจายแรงของพื้น	35
3.1.1.	วิธีการกระจายแรงของพื้น	36
3.2.	ระบบการรับแรงด้านข้าง	37
3.2.1.	ระบบกล่อง ( Box system )	38
3.2.1.1.	กำแพงรับแรงเฉือน ( Shear wall )	38
3.2.1.2.	โครงแกนแนงหรือ โครงยัด ( Braced frame )	39
3.2.2.	ระบบโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว ( Ductile moment resisting space frame )	40
3.3.	การกระจายแรงด้านข้างเข้าสู่อาคาร	42
3.3.1.	กำแพงรับแรงเฉือน( Shear wall )	42
3.3.1.1.	การกระจายแรง	42
3.3.1.2.	การเคลื่อนตัวแนวราบ	43

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	3.3.2. โครงข้อแข็งที่มีความเหนียว ( Ductile moment resisting space frame )	46
	3.3.2.1. การกระจายแรง	46
	3.3.2.2. การเคลื่อนตัวแนวราบ	48
	3.3.3. โครงยึด ( Braced frame )	49
	3.3.2.1. การกระจายแรง	49
	3.3.2.2. การเคลื่อนตัวแนวราบ	49
	3.3.4. กานยึดฐานราก ( Tie beam )	51
	3.3.5. ฐานราก ( Footing )	51
	3.4. ตัวอย่างการถ่ายแรงค้ำข้างลงสู่องค์อาคาร	52
4	การออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหว	
	4.1. แนวคิดของการออกแบบของค้ำอาคารเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว	94
	4.2. ขั้นตอนการออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว	95
	4.2.1. สัญลักษณ์	95
	4.2.2. ขั้นตอนการออกแบบในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง	97
	4.2.3. ขั้นตอนการออกแบบในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง	103
	4.3. ตัวอย่างการออกแบบของค้ำอาคาร	120
	4.4. ปริมาณเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้นในการออกแบบเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว	156
5	การออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทย	
	5.1. การออกแบบอาคารต้านทานแรงลมเปรียบเทียบกับแรงแผ่นดินไหว ในประเทศไทย	158
	5.2. ข้อเสนอแนะการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทย	160

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	5.3. การเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างที่ออกแบบด้านทานแรงแผ่นดินไหวและแรงลมในไทย	161
6	ข้อสรุปและข้อเสนอแนะ	
	6.1. สรุปการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหว	168
	6.2. ข้อเสนอแนะการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทย	169
	รายการอ้างอิง	171
	ภาคผนวก ก สัมประสิทธิ์เพื่อการวิเคราะห์แรงลมและแรงแผ่นดินไหวจาก 1994 UNIFORM BUILDING CODE	ผก1
	ภาคผนวก ข ข้อกำหนดเกี่ยวกับการออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวตามมาตรฐานACI 318-97	ผข1
	ภาคผนวก ค กฎกระทรวง ฉบับที่ 49 (พ.ศ.2540) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ.2522	ผง1
	ภาคผนวก ง มาตรฐานการออกแบบอาคารเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทยของ วสท.	ผด1
	ภาคผนวก จ สัมประสิทธิ์แรงลมในประเทศไทย	ผจ1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญตาราง

ตารางที่	ชื่อตาราง	หน้า
2.1.	สัมประสิทธิ์ความสำคัญของอาคาร(I)	14
2.2.	สัมประสิทธิ์ตามสภาพแวดล้อมอาคาร	14
2.3.	สัมประสิทธิ์ความรุนแรงของแผ่นดินไหว(Z)	16
2.4.	ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคาร(I)	16
2.5.	สัมประสิทธิ์เกี่ยวกับการประสานความถี่ธรรมชาติ	16
2.6.	สัมประสิทธิ์ $R_w$ ของระบบโครงสร้าง	17
2.7.	น้ำหนักบรรทุกต่างๆในอาคาร A	21
2.8.	น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่แต่ละชั้นในอาคาร B	24
2.9.	ค่า $p$ ที่คำนวณได้จาก $C_u$ และ $C_d$ ตามมาตรฐาน	25
2.10.	การกระจายค่าแรงแผ่นดินไหวที่กระทำแต่ละชั้นของอาคาร	27
2.11.	น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่แต่ละชั้นในอาคาร C	28
2.12.	รายการคำนวณแรงและการเคลื่อนที่ของอาคารเมื่อเกิดแผ่นดินไหว	32
3.1.	ชั้นของดิน ณ ที่ตั้งอาคาร	61
3.2.	การกระจายแรงที่ระดับพื้นชั้นใดๆ	63
3.3.	การคำนวณหาจุดศูนย์กลางของความแกร่งในแนวตะวันออก-ตะวันตก สำหรับกำแพงในแนวเหนือ-ใต้ (ชั้น 2 ถึงหลังคา)	67
3.4.	การคำนวณหาจุดศูนย์กลางของความแกร่งในแนวเหนือ-ใต้ สำหรับกำแพงในแนวตะวันออก-ตะวันตก (ชั้น 2 ถึงชั้นหลังคา)	68
3.5.	การคำนวณหาแรงเฉือนในกำแพงแนวเหนือ-ใต้	70
3.6.	การคำนวณหาแรงเฉือนในกำแพงแนวตะวันออก-ตะวันตก	70
3.7.	ความเบี่ยงเบนของกำแพงหมายเลข 7 ในแนวตะวันออก-ตะวันตก	73
3.8.	น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ของอาคาร C ด้าน n-s	76
3.9.	การกระจายแรงสู่ชั้นต่างๆของอาคาร	77
3.10.	แรงและโมเมนต์ในเสาชั้นใดๆของอาคาร	82
3.11.	ตาราง 3.10 การกระจายแรงในแนวนอน (ตะวันออก-ตะวันตก)	89

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญตาราง

ตารางที่	ชื่อตาราง	หน้า
3.12.	แสดงความเบี่ยงเบนของโครงยึดในแนวตะวันออก-ตะวันตก	93
4.1.	แฟกเตอร์โมเมนต์รวมผลของแผ่นดินไหวจากการวิเคราะห์เฟรมยึดหยุ่น	122
4.2.	กำหนดค่าแรงตามแกน, โมเมนต์ และแรงเฉือนในเสา	130
4.3.	คำนวณแรงตามแกน, โมเมนต์ และแรงเฉือนในเสา	131
4.4.	การออกแบบกำแพงแนวเหนือ-ใต้	139
4.5.	การออกแบบกำแพงแนวตะวันออก-ตะวันตก	139
5.1.	เหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งสำคัญในประเทศไทย	157
5.2.	ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมอาคาร พ.ศ. 2544	159
5.3.	หน่วยแรงลมบนอาคารตามกฎหมายกระทรวงมหาดไทย 2527	160
ผ.ก.1.	UBC1994[ตารางที่ 16-F แรงด้นลม( $q_s$ ) ที่ความสูงมาตรฐาน 32 ฟุต]	ผก2
ผ.ก.2.	UBC1994[ตารางที่ 16-G สัมประสิทธิ์ที่ขึ้นกับค่าความสูง, แรงด้นลม และความแรงลม( $C_p$ )]	ผก2
ผ.ก.3.	UBC1994[ตารางที่ 16-H สัมประสิทธิ์แรงด้นลม( $C_p$ )]	ผก3
ผ.ก.4.	UBC1994[ตารางที่ 16-I สัมประสิทธิ์เขตแผ่นดินไหวZ]	ผก4
ผ.ก.5.	UBC1994[ตารางที่ 16-J สัมประสิทธิ์สภาพที่ดิน]	ผก5
ผ.ก.6.	UBC1994[ตารางที่ 16-N ระบบโครงสร้าง]	ผก6
ผ.ก.7.	UBC1994[ตารางที่ 16-O สัมประสิทธิ์แรงด้านข้าง( $C_p$ )]	ผก7
ผ.ข.1.	ACI 318-97 [ตารางที่31-1 ความสัมพันธ์ของระดับความเสี่ยง ต่อแผ่นดินไหวของแต่ละมาตรฐาน]	ผข4
ผ.ข.2.	ACI 318-97 [ตารางที่ 13-2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าEPV และ $A_v$ ]	ผข6
ผ.ข.3.	ACI 318-97 [ตารางที่31-3 ข้อกำหนดทางด้านขนาด และรายละเอียดของACI 318]	ผข8
ผ.ข.4.	ACI 318-97 [ตารางที่31-4 ความแตกต่างของการจัดข้อมูล ในบทที่21 ระหว่างฉบับปี1989 และปี1995]	ผข15

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญตาราง

ตารางที่	ชื่อตาราง	หน้า
ผ.ง.1.	ความผิดปกติในแนวตั้งของโครงสร้าง(VERTICAL STRUCTURAL IRREGULARITIES)ประเภทของความผิดปกติและคำจำกัดความ	ผง4
ผ.ง.2.	ความผิดปกติในแนวนอนของโครงสร้าง(PLAN STRUCTURAL IRREGULARITIES)ประเภทของความผิดปกติและคำจำกัดความ	ผง5
ผ.ง.3.	สัมประสิทธิ์ของแรงในแนวนอน K สำหรับอาคารหรือโครงสร้างอื่นๆ	ผง16
ผ.ง.4.	สัมประสิทธิ์ของแรงในแนวนอน $C_p$ สำหรับชิ้นส่วนของโครงสร้างและส่วนประกอบอื่นๆ	ผง17
ผ.จ.1.	ข้อมูลสัมประสิทธิ์สำหรับคำนวณแรงลมที่สำรวจได้จากสถานีตรวจวัด	ผจ2
ผ.จ.2.	ผลจากการวิเคราะห์โดยวิธีของ Gumbel	ผจ4
ผ.จ.3.	ผลจากการวิเคราะห์โดยวิธีของ Lieblein	ผจ6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
1.1.	แสดงการไหลของลมผ่านสิ่งกีดขวาง	2
1.2.	แรงลมต่อส่วนยื่นของอาคาร	3
1.3.	แรงลมต่อส่วนยื่นของอาคาร	4
1.4.	แรงดันบวกและลบที่ตำแหน่งต่างๆของอาคาร	4
1.5.	ผลของความเฉื่อยของอาคารต่อแรงแผ่นดินไหว	6
1.6.	การใช้ลวดอัดแรงในการรับแรงด้านข้าง	11
1.7.	เครื่องแดมป์และพฤติกรรมตอบสนองต่อแรงกระทำเป็นวิส โคอีลาสติก	17
2.1.	การกระจายแรงกระทำด้านข้างของอาคาร	16
2.2.	ลักษณะ โครงสร้างอาคาร A	20
2.3.	พื้นที่รับแรงลมออกแบบแต่ละแนว	22
2.4.	ลักษณะ โครงสร้างอาคาร B	24
2.5.	ค่าแรงลมต่อหน่วยความสูงที่กระจายในแต่ละชั้น	26
2.6.	ลักษณะและความสูงของอาคาร C	28
3.1.	การกระจายแรงด้านข้างจากพื้นสู่องค์อาคาร	34
3.2.	พฤติกรรมการกระจายแรงตามประเภทพื้น	35
3.3.	โมเมนต์บิดที่เกิดขึ้นที่พื้นอาคาร	37
3.4.	ตัวอย่างผังกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารที่ไม่ต่อเนื่อง	39
3.5.	โครงยึดแบบต่างๆ	39
3.6.	ตัวอย่างการวางโครงยึด	40
3.7.	โครงข้อแข็งที่มีความเหนียว	41
3.8.	การเบี่ยงเบนของกำแพง	44
3.9.	ลักษณะกำแพงรับแรงเฉือนที่ช่องเปิดแบบต่างๆ	45
3.10.	ลักษณะการรับแรงแนวราบที่เสาของ โครงข้อแข็งตามวิธี Cantilever	46
3.11.	ลักษณะการรับแรงแนวตั้งที่เสาของ โครงข้อแข็ง	47
3.12.	ลักษณะการรับแรงแนวราบที่เสาของ โครงข้อแข็งกรณีต่างๆ	48

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
3.13.	พฤติกรรมของอาคารเมื่อเสาแข็งกว่าคานและเสาอ่อนกว่าคาน	49
3.14.	ลักษณะการกระจายแรงใน โครงยึด	50
3.15.	การเคลื่อนตัวของ โครงยึด	51
3.16.	การกระจายแรงที่พื้นหลังคาของอาคาร A	55
3.17.	ความต้องการการยึดรั้งและการกระจายแรงที่เกิดขึ้น	56
3.18.	ผังอาคาร D	59
3.19.	ช่องเปิดกำแพงลิฟท์	64
3.20.	โมเมนต์ที่จะทำให้กำแพงเกิดการทรงตัว	71
3.21.	แสดงคานยึดและเหล็กเสริมในคาน	73
3.22.	โครงสร้างรับแรงด้านข้างของอาคาร C	75
3.23.	แรงเฉือนที่กระจายแต่ละชั้นของอาคาร	78
3.24.	การกระจายแรงและโมเมนต์สู่องค์อาคาร โดยวิธี Cantilever	80
3.25.	การกระจายแรงและโมเมนต์สู่องค์อาคารด้วยวิธีการกระจายแรง ด้านข้างตามความแกร่ง	83
3.26.	ผังอาคาร E	86
3.27.	แสดงการรับแรงเฉือนขององค์ประกอบใน โครงยึด	91
3.28.	แสดงแรงกระทำบน โครงยึดแต่ละชั้น	92
4.1.	ผังการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในเขตที่มี ความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง	106
4.2.	สรุปรายละเอียดการเสริมเหล็กในคานในเขตที่มีความ เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูงตามข้อกำหนดของACI 318-97	110
4.3.	สรุปรายละเอียดการเสริมเหล็กในเสาในเขตที่มีความ เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูงตามข้อกำหนดของACI 318-97	111
4.4.	แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กที่หน้าตัดเสาในเขตที่มีความ เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูงตามข้อกำหนดของACI 318-97	112

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
4.5.	สรุปรายละเอียดการเสริมเหล็กในข้อต่อในเขตที่มีความ เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูงตามข้อกำหนดของACI 318-97	112
4.6.	แสดงรายละเอียดของระยะฝั่งเพิ่มที่ข้อต่อในเขตที่มีความ เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูงตามข้อกำหนดของACI 318-97	113
4.7.	สรุปรายละเอียดการเสริมเหล็กในกำแพงรับแรงเฉือนในเขตที่มีความ เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูงตามข้อกำหนดของACI 318-97	113
4.8.	ผังการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในเขตที่มีความ เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง	114
4.9.	สรุปรายละเอียดการเสริมเหล็กในคานในเขตที่มีความ เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลางตามข้อกำหนดในACI 318-97	117
4.10.	รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสาในเขตที่มีความเสี่ยงต่อ แผ่นดินไหวปานกลาง ตามข้อกำหนดของACI 318-97	118
4.11.	การวางเหล็กเสริมในคานยึดฐานรากให้สามารถต้านทาน แรงดึงและแรงอัดตามแนวแกน	119
4.12.	การเสริมเหล็กในคานยึดฐานรากที่รับ โมเมนต์และแรงอัดตามแนวแกน	119
4.13.	รายละเอียดของคาน	121
4.14.	การคำนวณแรงเฉือน	127
4.15.	โมเมนต์ที่จุดต่อคาน-เสา	132
4.16.	ผังปฏิกริยา	133
4.17.	การเสริมเหล็กในเสา	137
4.18.	แสดงแรงเฉือนในกำแพงย่อยหมายเลข 1 ของกำแพง หมายเลข 10 ที่ระดับชั้น 2	139
4.19.	แสดงการเสริมเหล็กที่ขอบและเหนือช่องเปิดในกำแพง หมายเลข 10 กำแพงหนา 15 cm	140

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
4.20.	รูปสำหรับออกแบบฐานรากแผ่	141
4.21.	รายละเอียดเสาเข็ม	148
4.22.	รายละเอียดฐานราก	149
5.1.	แผนที่แบ่งเขตแผ่นดินไหวของประเทศไทยตามร่างกฎกระทรวงว่าด้วยแรงแผ่นดินไหว ภายใต้พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ( เป็นหนึ่ง วานิชชัย, 2540 )	163
5.2.	รอยเลื่อนแผ่นดินไหวในประเทศไทย มีพลังให้เกิดคลื่นแผ่นดินไหว	164
5.3.	แผนที่แสดงระดับความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหวและโซนเสี่ยงภัยของประเทศไทย ตามมาตรฐาน UBC 1994 ( เป็นหนึ่ง วานิชชัย 2540 )	165
5.4.	ความเร็วลมออกแบบในแต่ละพื้นที่ของประเทศไทย	166
5.5.	แผนที่ความเร็วลมในประเทศไทยจากการวางสถานีวัดความเร็วลมทั่วประเทศ	167
ผ.ข.1.	ACI318-97 [รูปที่31-1 ข้อกำหนดของเหล็กเสริมสำหรับองค์อาคารรับแรงคัด]	ผข20
ผ.ข.2.	ACI318-97 [รูปที่31-2 ขอบเขตของการวางเหล็กเสริมทางขวางในคาน]	ผข23
ผ.ข.3.	ACI318-97 [รูปที่31-3 น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในคานในกรณีของน้ำหนักบรรทุกทุกแบบแผ่กระจายสม่ำเสมอ(21.7.1.1)]	ผข24
ผ.ข.4.	ACI318-97 [รูปที่31-4 เหล็กปลอกแบบเส้นเดียวและสองเส้น]	ผข27
ผ.ข.5.	ACI318-97 [รูปที่31-5 ข้อกำหนดของโครงอาคาร “เสาแข็ง-คานอ่อน”]	ผข28
ผ.ข.6.	ACI318-97 [รูปที่31-6 ข้อกำหนดของการให้แรงดัดด้านข้างที่ปลายเสา]	ผข30
ผ.ข.7.	ACI318-97 [รูปที่31-7 เหล็กเสริมทางขวางในเสา]	ผข32
ผ.ข.8.	ACI318-97 [รูปที่31-8 น้ำหนักบรรทุกในกรณีที่ใช้ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในเสา]	ผข33
ผ.ข.9.	ACI318-97 [รูปที่31-9 เสาที่ไม่ต่อเนื่องกับผนัง]	ผข34

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
ผ.ข.10.	ACI318-97 [รูปที่31-10 พื้นที่ประสิทธิผลของข้อต่อ]	ผข37
ผ.ข.11.	ACI318-97 [รูปที่31-11 แรงเฉือนในแนวนอนในจุดต่อกาน-เสา]	ผข39
ผ.ข.12.	ACI318-97 [รูปที่31-12 ของมาตรฐาน90°]	ผข40
ผ.ข.13.	ACI318-97 [รูปที่31-13 ข้อกำหนดของการออกแบบและรายละเอียดของผนังรับแรงเฉือน]	ผข44
ผ.ข.14.	ACI318-97 [รูปที่31-14 ข้อกำหนดขององค์อาคารขอบผนังรับแรงเฉือน]	ผข51
ผ.ข.15.	ACI318-97 [รูปที่31-15 องค์อาคารคอร์ดและส่วนสะสมแรงของโคอะเฟรม]	ผข52
ผ.ข.16.	ACI318-97 [รูปที่31-16 ข้อกำหนดขององค์อาคารที่ไม่มีส่วนร่วมต่อการต้านทานแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว]	ผข54
ผ.ข.17.	ACI318-97 [รูปที่31-17 ข้อกำหนดของการวางเหล็กเสริมในแผ่นพื้นไร้คานในพื้นที่ที่เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง]	ผข58
ผ.ข.18.	ACI318-97 [รูปที่31-18 ข้อกำหนดของการจัดเหล็กเสริมในแผ่นพื้นไร้คานในพื้นที่ที่เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง]	ผข58
ผ.ง.1.	แสดงเหล็กเสริมเพิ่มเติมบริเวณช่องเปิดในพื้นที่	ผง22

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# คำอธิบายสัญลักษณ์

## สัญลักษณ์

## ความหมาย

$C_c$	สัมประสิทธิ์ความสูงของอาคารและพื้นที่โดยรอบ
$C_p$	สัมประสิทธิ์ความดันสำหรับ โครงสร้าง
$D$	ขนาดของ โครงสร้างในทิศทางขนานกับแรงที่กระทำ
$\delta_I$	ความเบี่ยงเบนที่ระดับ $I$ เทียบกับฐานอันเกิดจากแรงในแนวนอน $\sum f_i$
$F_p$	แรงในแนวนอนที่กระทำบนส่วนใดส่วนหนึ่งของ โครงสร้างและในทิศทางที่พิจารณาอยู่
$F_i$	แรงในแนวนอนที่กระทำ ณ จุดยอดของ โครงสร้าง นอกเหนือจาก $F_u$
$f_i$	ส่วนหนึ่งของแรงในแนวนอนทั้งหมด ที่ระดับ $I$
$g$	อัตราเร่งจากแรงดึงดูดของโลก
$I$	ความสำคัญของอาคารพักอาศัย
$K_z$	สัมประสิทธิ์การเปลี่ยนความเร็วลม เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงภูมิประเทศอย่างฉับพลัน เช่น หน้าผาหรือแนวเขา สำหรับภูมิประเทศโดยทั่วไปมีค่าเป็น 1
$K_{zt}$	สัมประสิทธิ์ความสูงของอาคารและพื้นที่โดยรอบ
$L$	ระดับของ โครงสร้าง อ้างถึง โดยใช้ตัวอักษร $I$
$N$	จำนวนชั้นทั้งหมด จากฐานถึงระดับ $n$
$S$	สัมประสิทธิ์แสดงความสัมพันธ์ระหว่างชั้นดินและ โครงสร้าง
$T$	คาบการสั่นสะเทือนพื้นฐานของ โครงสร้าง ในทิศทางที่กำลังพิจารณา
$T_s$	คาบการสั่นสะเทือนของชั้นดิน
$V$	แรงในแนวนอนทั้งหมดที่ฐาน
$W$	น้ำหนักทั้งหมดของอาคารรวมทั้งผนังกันห้อง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# คำอธิบายสัญลักษณ์

## สัญลักษณ์

## ความหมาย

$A_{cp}$	พื้นที่หน้าตัดในระนาบด้านทานแรงเฉือนตามแนวอนของกำแพงรับแรงเฉือน
$A_{cv}$	พื้นที่สุทธิหน้าตัดของกำแพงรับแรงเฉือน ซึ่งได้จากความหนาของเวบ(web) กับความยาวของหน้าตัดในทิศทางที่พิจารณาแรงเฉือน
$A_g$	พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด
$A_j$	พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลภายในข้อต่อ
$A_{sh}$	พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมทางขวาง(รวมเหล็กยึดด้วย) ที่อยู่ภายในระยะระยะ $s$ และมีทิศทางตั้งฉากกับ $h_c$
$A_{sv}$	พื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวขวางกับระนาบของ $A_{cv}$
$b$	ความกว้างประสิทธิผลของปีกรับแรงอัดขององค์อาคาร
$b_w$	ความกว้างของเวบ หรือเส้นผ่าศูนย์กลางของหน้าตัดวงกลม
$d$	ความลึกประสิทธิผลของหน้าตัด
$d_b$	เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเส้น
$E$	น้ำหนักบรรทุกซึ่งเป็นผลมาจากแผ่นดินไหว หรือ โมเมนต์และแรงภายในที่เกี่ยวข้อง
$f'_c$	กำลังอัดของคอนกรีต
$f_y$	กำลังที่จุดคานาของเหล็กเสริม
$f_{yh}$	กำลังที่จุดคานาของเหล็กเสริมทางขวาง
$h$	ความหนาทั้งหมดขององค์อาคาร
$h_c$	ความกว้างของแกนเสาหรือองค์อาคารส่วนขอบของกำแพงรับแรงเฉือน วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กปลอก
$h_w$	ความสูงของกำแพงหรือส่วนของกำแพงที่พิจารณา
$l_d$	ความยาวระยะฝังเพิ่ม
$l_{dh}$	ความยาวระยะฝังเพิ่มสำหรับเหล็กเส้นที่มีการขอมมาตรฐาน
$l_n$	ระยะช่วงคาน
$l_o$	ระยะความยาวต่ำสุดวัดจากขอบของข้อต่อ ไปตามความยาวขององค์อาคาร ซึ่งจะต้องมีการจัดเตรียมเหล็กเสริมไว้ตลอดระยะดังกล่าว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# คำอธิบายสัญลักษณ์

## สัญลักษณ์

## ความหมาย

$I_u$	ระยะช่วงว่างของเสา
$I_w$	ความยาวของกำแพงหรือส่วนของกำแพงซึ่งพิจารณาตามทิศทางของแรงเฉือน
$M_n$	กำลังโมเมนต์ระบุ
$M_{pr}$	probable flexural strength ขององค์อาคารที่อาจจะมีหรือไม่มีแรงตามแกนก็ได้ เป็นค่าที่หน้าตัดขององค์อาคารที่ขอบของข้อต่อ ซึ่งคำนวณได้โดยใช้กำลังรับแรงดัดในเหล็กเสริมตามยาวที่มีค่าน้อย $1.25f_y$ และตัวคูณลดกำลัง $\phi$ เท่ากับ 1.0
$s$	ระยะเรียงของเหล็กเสริมทางขวางซึ่งวัดในแกนตามยาวขององค์อาคาร
$s_o$	ระยะเรียงสูงสุดของเหล็กเสริมทางขวาง
$V_c$	กำลังเฉือนระบุของคอนกรีต
$V_c$	แรงเฉือนที่ใช้คำนวณออกแบบ
$V_n$	กำลังเฉือนระบุ
$V_s$	กำลังเฉือนที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว ณ หน้าตัดใดๆ
$\alpha_s$	ค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งจะสัมพันธ์กับกำลังของคอนกรีตต่อกำลังของกำแพง
$\rho$	อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง
$\rho_g$	อัตราส่วนของพื้นที่เหล็กเสริมทั้งหมดต่อพื้นที่หน้าตัดของเสา
$\rho_s$	อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนบนระนาบที่ตั้งฉากกับระนาบของ $A_{cv}$
$\rho_v$	$A_{sv}/A_{cv}$
$\phi$	ตัวคูณลดกำลัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# บทที่ 1

## อาคารกับแรงลมและแรงแผ่นดินไหว

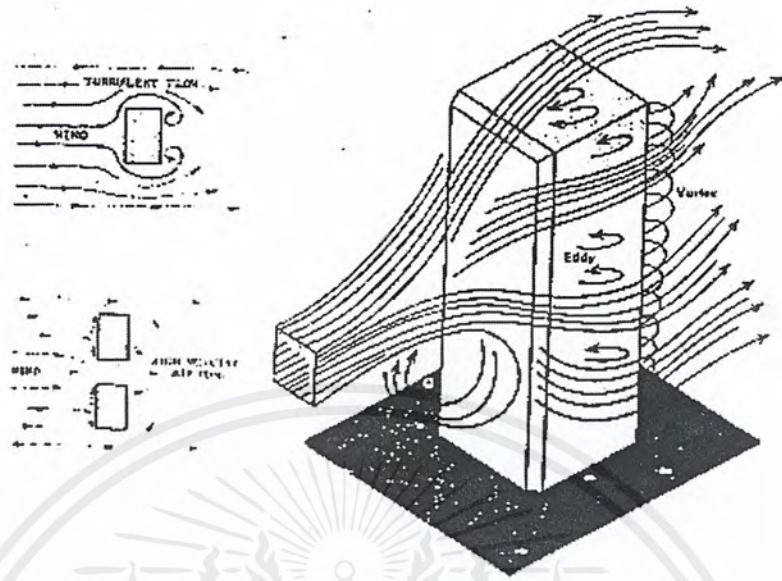
นอกจากการคำนวณโครงสร้างเพื่อให้มีความสามารถในการรับน้ำหนักอาคารและน้ำหนักใช้งานซึ่งเป็นแรงในแนวดิ่งแล้ว ยังต้องคำนึงถึงแรงด้านข้างหรือแรงที่กระทำในแนวราบซึ่งมีความสำคัญเช่นเดียวกัน โดยแรงด้านข้างที่มีผลต่ออาคารนั้นมี 3 แรงหลักๆด้วยกัน คือ แรงลม, แรงจากแผ่นดินไหว และแรงดันดินและน้ำ ในที่นี้จะพิจารณาเฉพาะแรงลมและแรงจากแผ่นดินไหวเท่านั้น ซึ่งแรงทั้งสองนี้มีผลมากต่ออาคาร โดยเฉพาะอาคารสูง ผลกระทบเหล่านี้เริ่มมีบทบาทและความสำคัญมากขึ้นตามความสามารถในการก่อสร้างออกแบบอาคารให้มีความสูงและน้ำหนักเบามากขึ้นโดยอาศัยเทคโนโลยีการก่อสร้างต่างๆ ดังนั้นค่าสถิติพิเศษของอาคารซึ่งเป็นส่วนช่วยในการรับและกระจายแรงด้านข้าง จึงมีความสำคัญเพิ่มขึ้นทัดเทียมกับกำลังของวัสดุที่ใช้ นอกจากนี้เสถียรภาพความมั่นคงของอาคารเป็นอีกสิ่งหนึ่งที่ต้องให้ความสำคัญเพิ่มมากขึ้น

### 1.1. แรงลม

ลมเกิดจากสภาพความกดอากาศที่แตกต่างกัน ในแต่ละพื้นที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลอากาศร้อนและเย็น โดยพื้นที่ที่มีอากาศร้อนจะมีความกดอากาศต่ำ อากาศจะลอยตัวสูงขึ้นและไหลออกสู่พื้นที่อื่น เรียกว่าการเคลื่อนตัวของมวลอากาศหรือลมนั่นเอง เมื่อเราทำการวัดความเร็วลมที่ความสูงหนึ่งๆ จะสังเกตว่าสามารถแบ่งได้ความเร็วออกได้ 2 คุณลักษณะคือ ความเร็วลมแบบคงที่ (Constant Mean) และความเร็วลมแบบลมจัดเป็นพักๆ (Qust)

ลมมีทั้งลมท้องถิ่น (ลมประจำ) และลมพายุ การเกิดลมทั้ง 2 ประเภทขึ้นอยู่กับสภาพพื้นที่หรือลักษณะภูมิประเทศ ดังนั้นในการก่อสร้างต้องคำนึงถึงโอกาสที่เกิดลมพายุด้วย โดยในพื้นที่ที่เป็นเขตทางผ่านของพายุการคำนวณแรงลมต้องคำนึงถึงลมพายุเป็นพิเศษซึ่งมีผลกระทบต่ออาคารมากกว่าลมประจำเป็นอันมาก ลักษณะของแรงลมเมื่อลมพัดผ่านสิ่งกีดขวางหรืออาคารจะมีพฤติกรรมคล้ายกับของเหลวไหลผ่านสิ่งกีดขวาง โดยกระแสลมจะไหลผ่านด้านข้างและรวมตัวกันใหม่ดังแสดงในรูปที่ 1.1. แรงลมที่ปะทะกับอาคารจะมีความดันเป็นบวกหรือแรงเข้าสู่อาคาร ส่วนมวลอากาศที่ไม่ปะทะกับอาคาร โดยตรงความดันอากาศบริเวณนั้นจะเป็นความดันลบและลมวนจะเกิดขึ้นที่บริเวณนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 1.1. แสดงการไหลของลมผ่านสิ่งกีดขวาง

แรงกระทำของลมพิจารณาในรูปความดันที่กระทำต่อผิวอาคาร พื้นฐานของความดันคือการแปลงพลังงานจากการเคลื่อนตัวของมวลอากาศ โดยแปลงให้เป็นความดันสถิตย์โดยความดันนี้ส่วนความสัมพันธ์กับความสูง พื้นที่และลักษณะอาคาร ซึ่งได้แสดงไว้ในเรื่องการคำนวณแรงลมและแรงแผ่นดินไหว แรงลมที่เกิดขึ้นมีผลกระทบต่ออาคารดังนี้

### 1.1.1. ผลกระทบแรงลมต่ออาคาร

#### 1.1.1.1. แรงในแนวราบของอาคาร

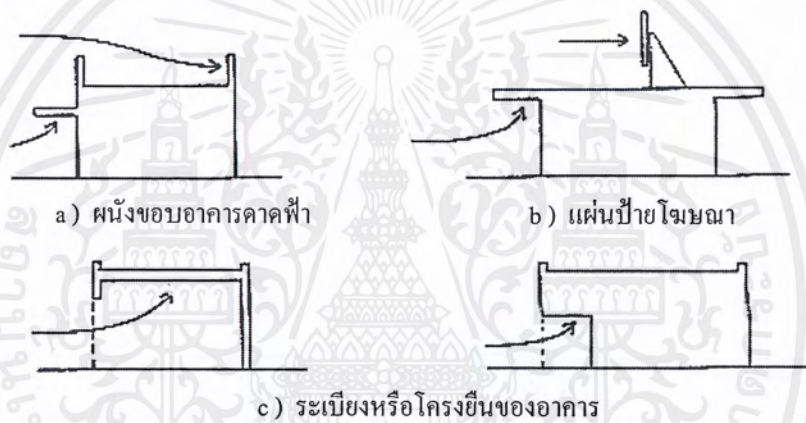
เมื่อมีลมปะทะกับอาคารมีผลให้เกิดแรงดันขึ้นซึ่งเป็นแรงต้านข้างของอาคาร โดยแรงที่เกิดขึ้นจะเพิ่มขึ้นตามความสูงของอาคาร ในรูปแบบอาคารสมมาตรและรูปทรงลักษณะง่ายทั่วไปแรงลมมีค่าสูงสุดที่ส่วนบนสุดและสามารถคำนวณได้โดยวิธีแรงดันสถิตย์ แต่สำหรับอาคารที่มีลักษณะที่พิเศษและอื่นๆในการคำนวณค่าแรงลมจำเป็นต้องใช้วิธีทดสอบ โดยทอลมเพื่อให้ได้ค่าที่มีความถูกต้องมากกว่าในการออกแบบ แรงแนวราบที่เกิดขึ้นจะกระจายสู่องค์อาคารต่างๆทั้งเป็นแรงตามแกน แรงเฉือนและโมเมนต์ ซึ่งมีผลต่อเนื่องในอาคารเช่น การเคลื่อนตัวในแนวราบ, โมเมนต์การพลิกคว่ำ, การแอ่นตัวของเสาหรือคาน เป็นต้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้นจึงต้องการคำนวณแรงและผลการกระจายแรงหรือ โมเมนต์ที่เกิดขึ้นกับองค์อาคาร รวมทั้ง การเคลื่อนตัวของโครงสร้างให้อยู่ในสภาพใช้งานได้และปลอดภัยเมื่อมีแรงมากระทำ โดยอาศัยข้อกำหนดตามมาตรฐานต่างๆหรือกฎหมายมาพิจารณา

### 1.1.1.2. แรงลมต่อส่วนยื่นของอาคาร

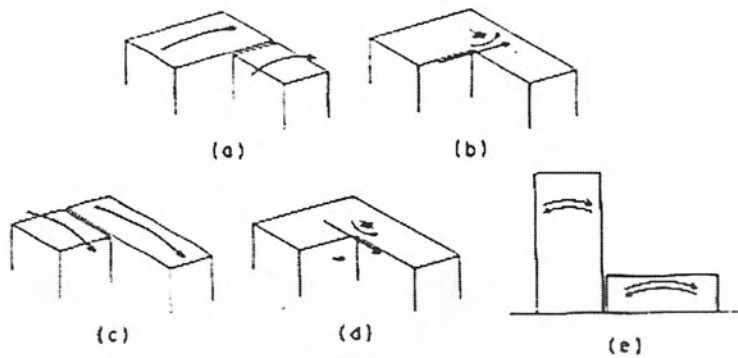
เมื่อมีบางส่วนของอาคารยื่นออกมาเช่น ระเบียง แรงลมที่เกิดขึ้นเป็นไปได้อันทั้งแรงกดและแรงยกขึ้นโดยเป็นผลตามทิศทางลม ในส่วนนี้จะมีผลสำหรับอาคารที่มีลมพัดแรงซึ่งต้องออกแบบการยึดรับเพื่อรับแรงที่เกิดขึ้น



รูปที่ 1.2. แรงลมต่อส่วนยื่นของอาคาร

### 1.1.1.3. การบิดตัวของอาคาร

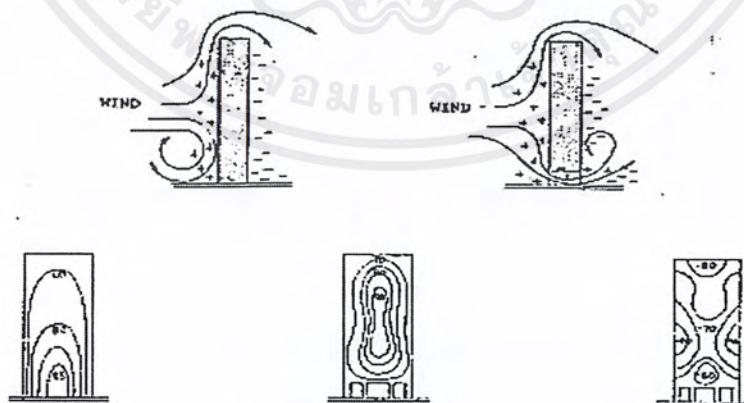
นอกจากค่าแรงปกติที่เกิดขึ้นแล้วในกรณีที่อาคารหรือระบบต้านทานแรงด้านข้างมีความไม่สมมาตร นั่นคือจุดศูนย์กลางของแรงและจุดศูนย์กลางของความแกร่งหรือระบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวไม่อยู่ตำแหน่งเดียวกัน นอกจากนี้อาคารเดียวกันที่มีความสูงไม่เท่ากันใหญ่เล็กต่างกันมีผลต่อแรงกระจายที่เกิดขึ้น แรงลมที่กระจายไม่เท่ากันทำให้เกิดการบิดขึ้นกับอาคาร ดังรูปที่ 1.3.



รูปที่ 1.3. แรงบิดที่เกิดขึ้นกับอาคารแบบต่างๆ

#### 1.1.1.4. ความดันบวกและความดันลบ

ลมทำให้เกิดความดันบวกซึ่งเป็นแรงอัดและความดันลบซึ่งเป็นแรงดูด โดยที่แรงอัดจะเกิดขึ้นที่ผิวปะทะแรงลมซึ่งเป็นทางเหนือลม (Windward) แรงดูดเกิดที่ผิวขนานแรงลมและผิวใต้ลม (Leeward) แรงที่เกิดขึ้นที่ผิวอาคารจึงจำเป็นต้องคำนึงถึงในการติดตั้งผนังภายนอก นอกจากนี้ในส่วนหลังคาอาจเกิดแรงดูดที่ทำให้เกิดการยกตัวขึ้นทำให้ต้องมีการคำนึงถึงการยึดรั้งที่พอเพียง สิ่งที่ต้องพิจารณาอย่างหนึ่งในเรื่องนี้คือลักษณะอาคาร อาคารที่มีลักษณะแตกต่างกันไปจะมีผลต่อความดันบวกลบที่เกิดขึ้น ในการออกแบบอาคารที่มีผลกระทบของแรงลมมากจึงจำเป็นต้องพิจารณาให้รอบครอบ



รูปที่ 1.4. แรงดันบวกและลบที่ตำแหน่งต่างๆของอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 1.1.1.5. การแกว่งตัวของอาคาร

ในกรณีที่มีลมมีการเปลี่ยนแปลงทั้งความแรงหรือทิศทางหากการเคลื่อนตัวมีความสอดคล้องกับความถี่ธรรมชาติของอาคาร อาคารจะสั่นแรงและมากขึ้น โดยเป็นผลจากการสั่นพ้องในการแกว่งตัวหรือการเคลื่อนตัวของอาคารมีผลต่อความรู้สึกของผู้ใช้อาคาร หากการเคลื่อนตัวมากเกินไปผู้ใช้อาคารอาจรู้สึกไม่สบายได้เป็นผลเสียแก่ผู้ใช้อาคาร

นอกจากผลกระทบต่ออาคารแล้วผลกระทบต่อผู้ใช้และผู้อาศัยรอบอาคารยังต้องคำนึงถึงเช่นกัน ผลกระทบต่อผู้ใช้อาคารคือ การแกว่งตัวและเสียงลมที่เข้ามาในอาคารซึ่งสร้างความรำคาญให้ผู้ใช้อาคาร ผลกระทบต่อผู้อาศัยรอบอาคารคือ การสร้างอาคารที่มีความสูงนั้นเป็นการเปลี่ยนแปลงลักษณะเดิมของลมเช่น ทำให้เกิดลมหมุน หรืออื่นๆ ซึ่งสร้างความเดือดร้อนขึ้น

## 1.2. แรงแผ่นดินไหว

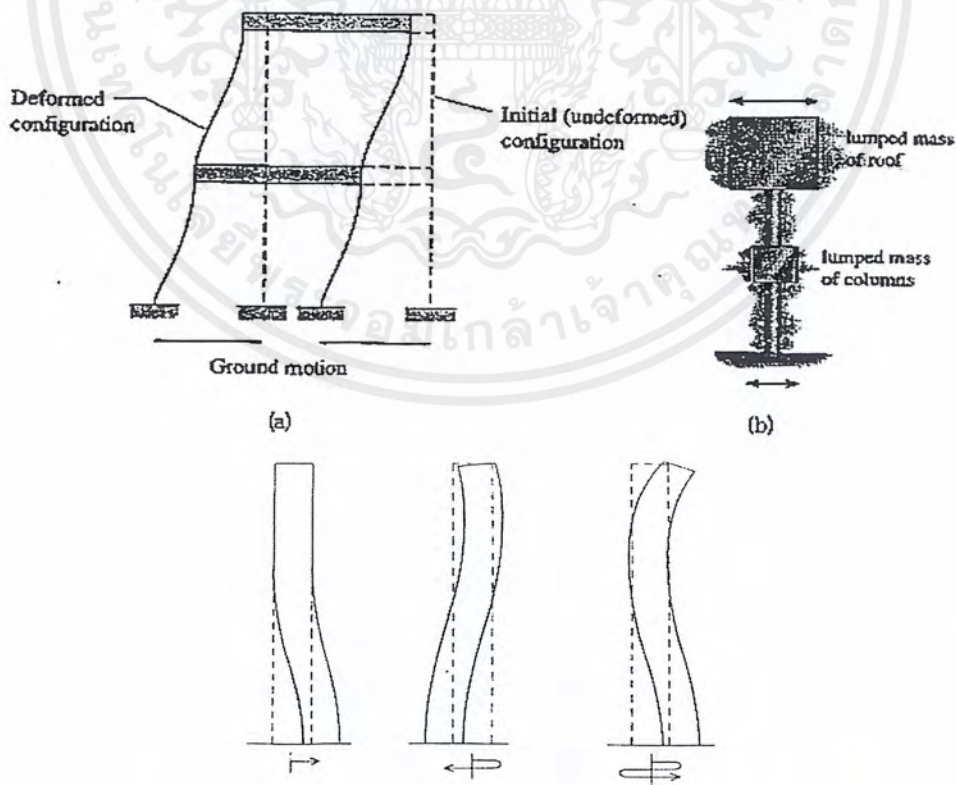
แรงจากแผ่นดินไหวเกิดจากการที่ชิ้นส่วนผิวโลกเกิดการเคลื่อนตัวและเกิดการชนกันระหว่างชิ้นผิวเปลือกโลกที่อยู่ติดกัน โดยการเคลื่อนตัวนี้ทั้งการเคลื่อนตัวในแนวตั้งและแนวราบแต่การเคลื่อนตัวในแนวราบเป็นผลกระทบสำคัญซึ่งมีผลให้เกิดคลื่นความสั่นสะเทือนที่มีผลกับโครงสร้าง การสั่นสะเทือนมีค่าสูงตามแนวรอยต่อของเปลือกโลกชั้นต่าง คลื่นความสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นจะกระจายรอบตำแหน่งเป็นวงกลม และความสามารถในการกระจายคลื่นความสั่นสะเทือนขึ้นอยู่กับสภาพทางธรณี เช่นลักษณะของชั้นดิน โดยดินประเภทดินอ่อนอย่างดินเหนียวสามารถส่งต่อพลังงานการสั่นสะเทือนได้ดีจึงเกิดผลกระทบจากแผ่นดินไหวในปริมาณที่มาก ซึ่งตรงข้ามกับลักษณะชั้นดินที่เป็นหินหรือดินที่มีความแข็งพลังงานที่เคลื่อนผ่านจะลดลงมากผลกระทบที่เกิดขึ้นจึงอยู่ในวงไม่กว้างนัก

โดยในขณะที่เกิดคลื่นความสั่นสะเทือนอาคารจะได้รับผลกระทบเป็นแรงเฉือนที่กระจายเข้าสู่อาคารเกิดการแกว่งและการเคลื่อนไหวของอาคาร โครงสร้างต่างๆที่สร้างขึ้นย่อมต้องคำนึงถึงหน่วยแรงและผลกระทบต่างๆที่เพิ่มขึ้นจากสภาวะปกติ

### 1.2.1. ผลกระทบแรงแผ่นดินไหวต่ออาคาร

ผลกระทบของอาคารต่อคลื่นความสั่นสะเทือนหรือการเคลื่อนไหวของดินขึ้นกับปัจจัยหลายอย่าง เช่น ความสูงอาคาร ขนาดและน้ำหนักอาคาร สถิติเนสของโครงสร้าง และลักษณะของชั้นดิน เป็นต้น

ในระหว่างที่เกิดแผ่นดินไหวฐานรากของโครงสร้างซึ่งสัมผัสกับดินจะเคลื่อนตัวไปพร้อมกับดิน แต่ในความเป็นจริงความเร่งของอาคารจะไม่เท่ากับความเร่งของพื้นดิน เพราะอาคารและฐานรากไม่แข็งแรงพอที่จะสั่นไหวไปพร้อมกับพื้นดินด้วยความเร่งอันเดียวกัน ดังนั้นโครงสร้างที่อยู่เหนือดินจะพยายามต้านการเคลื่อนตัวเนื่องจากความเฉื่อยของตัวอาคารทำให้เกิดการสั่นสะเทือนและแรงเฉือนในแนวนอนทำให้อาคารเกิดการโยกและบิดไปมาดังรูปที่ 1.5 หากอาคารเป็นลักษณะเสาแข็งและมวลอาคารน้อยช่วงการสั่นสะเทือนจะสั้นและการเคลื่อนตัวที่ต่างกันของส่วนบนของอาคารกับฐานรากมีน้อยทำให้แรงเพิ่มขึ้นในโครงสร้างมีค่าน้อยเป็นผลดีต่ออาคาร จึงกล่าวได้ว่าน้ำหนักของอาคารเป็นปัจจัยสำคัญที่มีผลโดยตรงต่อแรงเฉือนที่ทำต่ออาคาร อาคารที่มีความสูงและน้ำหนักมากจะได้รับผลจากแรงเฉือนที่มากกว่าอาคารที่สูงและน้ำหนักน้อยกว่า



รูปที่ 1.5. ผลของความเฉื่อยของอาคารต่อแรงแผ่นดินไหว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงแผ่นดินไหวมีผลกระทบต่ออาคารค่อนข้างเหมือนกับแรงลม คือ มีทั้งการเคลื่อนตัวในแนวราบ ,การแกว่งตัว ,แรงเฉือนแรงดัดข้างกระจายสู่โครงสร้าง ,โมเมนต์การพลิกคว่ำเป็นต้น แต่ข้อแตกต่างของแรงกระทำทั้ง 2 ต่ออาคารคือ แรงลมเป็นแรงที่กระทำต่อโครงสร้างทางด้านบนคั้งนั้นฐานรากจึงอยู่กับที่ ส่วนแรงแผ่นดินไหวเกิดจากการกระทำทางด้านล่างและเกิดเป็นแรงกระจายเข้าสู่อาคาร ดังนั้นพฤติกรรมด้านการแกว่งตัวของอาคารขณะรับแรงแผ่นดินไหวมีโอกาเกิดการคัดกลับได้ง่าย เป็นผลที่ต้องคำนึงถึงอย่างหนึ่งในการออกแบบอาคาร

การวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวต่ออาคารที่ถูกต้องจะเป็นการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ ( Dynamic ) ซึ่งต้องมีการคำนวณค่าต่างๆมากมายและยุ่งยาก เช่น คาบการสั่น การแกว่งตัวและอื่นๆ อย่างไรก็ตามมาตรฐานการออกแบบเช่น UBC ยอมให้ใช้การวิเคราะห์แบบสถิตย์ ( Static ) ซึ่งเป็นวิธีโดยประมาณโดยอาศัยการศึกษาและวิจัยให้ครอบคลุมอาคารที่มีลักษณะทั่วไป คือ สำหรับอาคารรูปสี่เหลี่ยมซึ่งเป็นรูปทรงสมมาตรอย่างง่ายที่สูงไม่เกิน 75 เมตร โดยการแปลงแรงแบบพลศาสตร์เป็นแรงสถิตย์ในแนวราบที่ทำกับอาคารทั้งนี้เพื่อความสะดวกในการคำนวณ การคำนวณแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานUBC ให้ไว้ในเรื่องการคำนวณแรงลมและแรงแผ่นดินไหว

### 1.3. ค่าก่อสร้างเปรียบเทียบอาคารต้านแรงแผ่นดินไหวและแรงลม

เมื่อก่อสร้างอาคาร โดยส่วนใหญ่แรงลมมักถูกคำนึงถึงควบคู่กับแรงในแนวตั้งในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างแล้ว ดังนั้นในการเปรียบเทียบค่าก่อสร้างที่เพิ่มขึ้นจึงเปรียบเทียบอาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว กับอาคารที่ออกแบบโดยคำนวณค่าแรงลมไว้แล้ว โดยมีผลการศึกษาจากนักวิจัยหลายท่านดังนี้

Whittman, Biggs, Brenan, Cornell, Neufvill, Vanmarcke (1974) วิจัยราคาค่าก่อสร้างอาคารที่พักอาศัยคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงเท่ากับ 6 11 และ 17 ชั้น ราคาค่าก่อสร้างเพิ่มขึ้นไม่เกินร้อยละ 10 ในทุกเขตความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวที่กำหนดโดย UBC 1973

Tritruengtatsana (1984) ศึกษาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูง 7 ชั้นเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างทั้งหมดของโครงการ พบว่าเพิ่มขึ้นอยู่ในช่วงร้อยละ 6 ถึง 8 เมื่อออกแบบให้อาคารดังกล่าวต้านแรงแผ่นดินไหวในเขตที่ 2 ของ UBC 1982

Choi และ Chung (1992) ศึกษาเปรียบเทียบแรงลมและแรงแผ่นดินไหวของ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและมีรูปผังเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าในเกาหลีใต้ พบว่าขนาดของแรงลมจะครอบคลุมขนาดของแรงแผ่นดินไหวเมื่ออาคารมีค่าความสูงตั้งแต่ 40 ชั้นขึ้นไป

Dittapunya (1996) ศึกษาเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างและปริมาณวัสดุที่เพิ่มเมื่อออกแบบอาคารสูง 4 ชั้น ให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวเทียบเท่าเขตความเสี่ยง 2B ตาม UBC 1994 พบว่าราคาค่าก่อสร้างเพิ่มขึ้นร้อยละ 7.2

ในเรื่องราคาค่าก่อสร้างอาคารรับแรงแผ่นดินไหวนั้นขึ้นอยู่กับสถานที่และปัจจัยหลายอย่าง เช่นแม้ในเขตแผ่นดินไหวเดียวกันอาคารที่มีความสูงต่างกันร้อยละของค่าก่อสร้างที่เพิ่มขึ้นก็เปลี่ยนไป นอกจากนี้ในเรื่องของระบบในการรับแรงและลักษณะอาคารยังมีส่วนสัมพันธ์กัน สำหรับผลการวิจัยของนักวิจัยหลายท่านพบว่าการออกแบบอาคารให้สามารถรับแรงแผ่นดินไหวได้จะมีค่าใช้จ่ายที่เพิ่มขึ้นประมาณ 10 % แม้จะมีค่าใช้จ่ายที่เพิ่มขึ้นแต่สิ่งนี้คงเป็นสิ่งที่หลีกเลี่ยงไม่ได้เพราะความปลอดภัยถือเป็นสิ่งสำคัญที่สุดของการก่อสร้าง

#### 1.4. สถาปนิกและวิศวกรกับการออกแบบอาคารรับแรงด้านข้าง

การออกแบบอาคารเป็นหน้าที่ร่วมกันของทั้งวิศวกรและสถาปนิกที่จะต้องออกแบบให้มีความมั่นคงปลอดภัย, ตรงกับการใช้งานและประหยัด แม้หน้าที่หลักในการออกแบบก่อสร้างเป็นหน้าที่ของวิศวกร แต่หน้าที่สถาปนิกก็เป็นส่วนหนึ่งที่สำคัญในการออกแบบอาคารคือเป็นผู้กำหนดลักษณะรูปทรงและการใช้งาน ดังนั้นในการก่อสร้างทั้งวิศวกรและสถาปนิกต้องให้คำปรึกษาซึ่งกันและกันเพื่อให้ได้งานออกมาเป็นผลดี ในส่วนของอาคารที่มีการรับแรงด้านข้างทั้งสถาปนิกและวิศวกรต้องมีความรู้ความเข้าใจเรื่องต่างๆดังนี้

**สถาปนิก** สถาปนิกเป็นผู้ออกแบบรูปทรงและลักษณะอาคาร ดังนั้นสถาปนิกควรมีความรู้ในเรื่องลักษณะอาคารที่เอื้อต่อการกระจายแรงที่เหมาะสม ปลอดภัยและหลีกเลี่ยงลักษณะที่ไม่ดี เช่น อาคารรูปทรงไม่สมมาตร , อาคารที่มีลักษณะของความอ่อนหรือช่วงชั้นที่เปลี่ยนแปลงมาก และการสร้างช่องเปิดหรือสร้างความไม่ต่อเนื่องในกำแพงรับแรงเฉือน เป็นต้น ซึ่งทำให้เกิดการเสียหายได้ง่ายเมื่อมีแรงลมหรือแรงแผ่นดินไหวมากระทำและส่งผลในทางไม่ดี ดังนั้นสถาปนิกควรมีความรู้ในเรื่องลักษณะของอาคารที่ดีในการรับแรงด้านข้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในส่วนของการเลือกระบบในการรับแรงด้านข้างอาจต้องใช้การปรึกษาร่วมกันเพื่อให้ได้ประโยชน์ทั้งในเรื่องโครงสร้างและการใช้งาน

วิศวกร วิศวกรต้องนำอาคารที่ได้จากการออกแบบโดยสถาปนิกมาออกแบบโครงสร้าง ดังนั้นวิศวกรต้องมีความรู้ในเรื่องพฤติกรรม การรับและกระจายแรงที่มากกว่าสถาปนิก ขึ้นตอนในการทำงานที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบของอาคารที่รับแรงด้านข้างคือ

1. วิเคราะห์ค่าแรงด้านข้างที่เกิดขึ้นและเปรียบเทียบหาค่าแรงสูงสุดที่ใช้รูปแบบระหว่างแรงลมและแรงแผ่นดินไหว นอกจากการมีข้อมูลเรื่องรูปทรงลักษณะอาคารซึ่งมีในเรื่องของขนาดต่างๆเช่น กว้าง ยาว สูงแล้ว ในการคำนวณค่าแรงแผ่นดินไหวยังจำเป็นต้องมีข้อมูลลักษณะชั้นดิน ในกรณีที่ต้องการคำนวณค่าแรงที่ละเอียดขึ้นเพื่อใช้ในการเลือกสัมประสิทธิ์ในการคำนวณแรง
2. หาค่าแรงกระจายสู่องค์อาคารต่างๆทั้งแรงเฉือน โมเมนต์ การเคลื่อนตัว และอื่นๆ โดยใช้การวิเคราะห์โครงสร้าง ซึ่งค่าแรงทั้งหมดที่เกิดขึ้นต้องรวมผลจากแรงในแนวตั้งร่วมกัน เพื่อใช้ในการออกแบบของอาคารต่อไป
3. ออกแบบของอาคารซึ่งอาจเป็นไม้ คอนกรีตเสริมเหล็ก หรือเหล็กรูปพรรณ โดยใช้ความรู้ในเรื่องวัสดุศาสตร์ มาตรฐานและข้อกำหนดต่างๆในการออกแบบเข้ามาเกี่ยวข้องกับ

ขั้นตอนทั้งหมดที่เกี่ยวข้องต้องมีในเรื่องมาตรฐานเข้ามาเกี่ยวข้องในการควบคุมการออกแบบต่างๆเพื่อความปลอดภัยในเรื่องมาตรฐานอาจแบ่งเป็น 2 ส่วนคือ มาตรฐานการออกแบบของอาคารทั่วไป เช่น มาตรฐาน วสท. และข้อกำหนดอาคารรับแรงแผ่นดินไหว ในขั้นตอนใดก็ตามของการออกแบบต้องทำให้ถูกต้องและผ่านทั้ง 2 มาตรฐาน

ในการออกแบบและการวิเคราะห์คำนวณแรงต้องมองแรงต่างๆอย่างรอบครอบเช่น แรงจากน้ำหนัก ,แรงลม , แรงแผ่นดินไหว เป็นต้น และเข้าใจผลกระทบที่เกิดขึ้นของแรงนั้นๆทั้งระบบจะช่วยให้การออกแบบมีความรัดกุมและปลอดภัยแก่ชีวิตและทรัพย์สินซึ่งช่วยลดความเสียหายทางเศรษฐกิจและสังคมได้ อย่างไรก็ตามแม้สามารถออกแบบอาคารให้มีความสามารถในการรับแรงด้านข้างตามหลักวิชาได้ แต่แรงด้านข้างทั้งแรงลมและแรงแผ่นดินไหวเป็นผลที่เกิดจากธรรมชาติแรงออกแบบจึงเป็นผลจากสถิติและการศึกษาที่ผ่านมาซึ่งก็อาจเป็นไปได้ที่จะต้องรับแรงมากกว่านี้ ดังนั้นอาคารที่ก่อสร้างต้องให้ความปลอดภัยแก่ชีวิตและอาคารในช่วงแรงที่ออกแบบ แต่ในสถานะที่เกินขอบเขตมากอาคารควรให้ความปลอดภัยแก่ชีวิตได้แม้อาคารจะเสียหายเกินกว่าจะซ่อมแซมได้

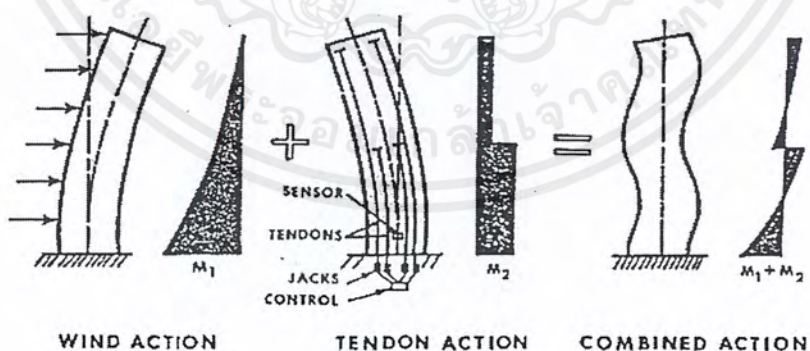
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 1.5. เทคนิคใหม่สำหรับการออกแบบอาคารรับแรงด้านข้าง

นอกจากการออกแบบอาคารโดยใช้กำลังของวัสดุเพียงอย่างเดียว ซึ่งเมื่อมีแรงด้านข้างเข้ามากระทำมามากขึ้น โดยเฉพาะอาคารที่มีความสูงมากองค์อาคารย่อมมีขนาดใหญ่ทำให้ไม่ประหยัดในการก่อสร้างหรืออาจก่อสร้างไม่ได้เนื่องจากการแกว่งตัวหรือเคลื่อนตัวมากเกินไป ดังนั้นในการก่อสร้างจึงจำเป็นต้องหาเทคนิควิธีการก่อสร้างใหม่ๆมาตอบสนองความต้องการ

การุญ จันทรางศุ (2526) บทความ “การออกแบบอาคารรับแรงด้านข้าง” ให้รายละเอียดในเรื่องเทคนิคใหม่สำหรับการออกแบบอาคารรับแรงด้านข้าง โดยมีรายละเอียดดังนี้

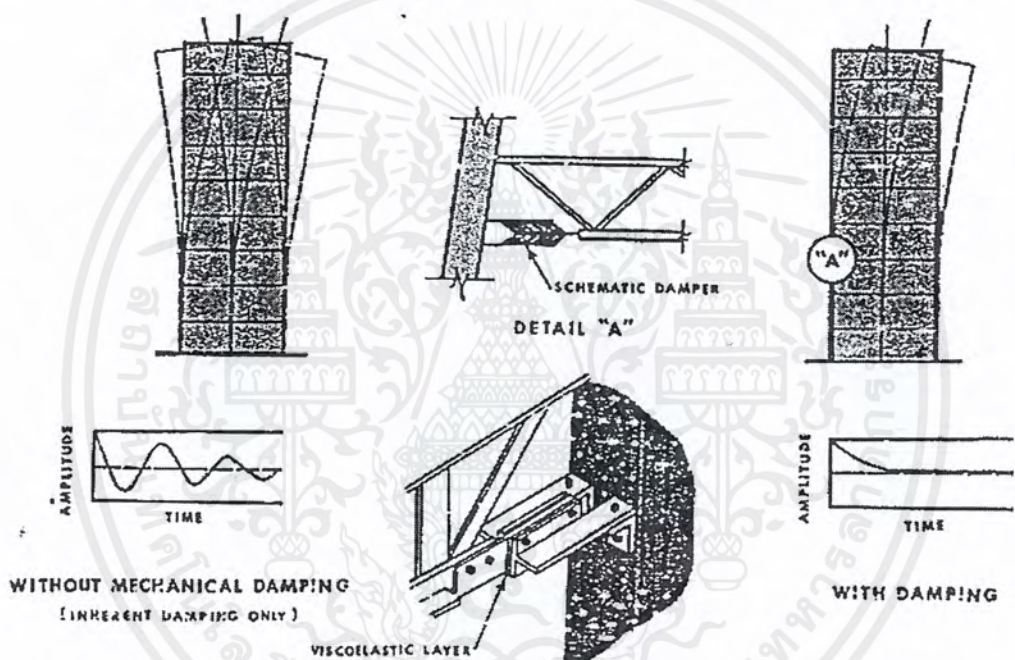
สำหรับอาคารที่สูงมากในต่างประเทศได้มีการนำเอาวิธีการควบคุมระยะการเคลื่อนตัวและการสั่นไหวที่ขุดอาคาร อันเนื่องจากแรงด้านข้างให้น้อยลงมาใช้ โดยทำให้อาคารสามารถต้านทานแรงด้านข้างในแบบไดนามิกมากกว่าแบบสถิตย์อย่างปกติ (Counteracting force or Dynamic response) กล่าวคือ การให้แรงดึงกับลวดกำลังสูงที่ติดตั้งไว้ในอาคารในลักษณะที่จะทำให้อาคารเกิดการเคลื่อนตัวในทิศทางตรงข้ามกับที่จะเกิดโดยแรงด้านข้างดังรูปที่ 1.6. แรงดึงในลวดจะเป็นระบบอัตโนมัติสัมพันธ์กับแรงด้านข้างที่เกิดขึ้น โดยใช้เครื่องมืออิเล็กทรอนิกส์ในกรณีสตีเฟนสทางด้านข้างของอาคารสามารถลดลงได้มากทำให้ประหยัดวัสดุก่อสร้างในส่วนนี้



รูปที่ 1.6. การใช้ลวดอัดแรงในการรับแรงด้านข้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การใช้เครื่องแดมป์ ( Damper ) เพื่อหน่วงและลดการสั่นไหวของอาคารเนื่องจากแรงด้านข้าง อาคาร World Trade Center ในกรุงนิวยอร์กใช้เครื่องแดมป์ติดกับคอร์กลางของโครงข้อมหุนซึ่งเป็นตงของอาคารแล้วต่อเข้ากับเสาของอาคารดังรูปที่ 1.7. เครื่องแดมป์ให้พฤติกรรมตอบสนองต่อแรงกระทำเป็นวิสโคอีลาสติก คล้ายกับเครื่องหน่วงที่ติดไว้ที่ประตูให้ปิดเองช้าลงนั่นเอง คุณสมบัติของวัสดุที่เป็นวิสโคอีลาสติกคือไม่เก็บเอาพลังงานที่ได้จากการเคลื่อนที่ไว้ เช่นชดสปริง แต่จะปล่อยออกเป็นพลังงานความร้อน ดังนั้นเมื่อถอนแรงกระทำวัสดุออกไปอาคารจะไม่เด้งกลับไปกลับมาเหมือนชดสปริง แต่จะค่อยๆคืนตัวอย่างช้าๆ ดังนั้นอาคารที่มีเครื่องแดมป์จะไม่สั่นไหวมาก หลักการนี้เรียกว่า Shock Absorbing Soft Story Concept ซึ่งคิดค้นโดย Fazlur Khan และ Mark Fintel



รูปที่ 1.7. เครื่องแดมป์และพฤติกรรมตอบสนองต่อแรงกระทำเป็นวิสโคอีลาสติก

ในปัจจุบันมีการคิดเทคนิคใหม่เพิ่มขึ้นในการลดการเคลื่อนตัวในแนวราบของอาคาร โดยใช้หลักการการสลายพลังงานหรือลดพลังในแนวราบให้น้อยลง ซึ่งอาคารสูงมากในต่างประเทศ นิยมใช้ทั้งนี้เพื่อช่วยลดหน่วยแรงที่เกิดขึ้นอันเป็นการประหยัดในการก่อสร้างบางส่วน อันเป็นการตอบสนองความต้องการและเพิ่มความสามารถในการก่อสร้างอาคารที่สูงขึ้นในอนาคต เทคนิคที่คิดค้นจะถูกประยุกต์ใช้ให้มีความเหมาะสมกับอาคารต่างๆกันไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 2

### การคำนวณแรงลมและแรงแผ่นดินไหว

มาตรฐาน UBC ระบุในการคำนวณออกแบบอาคารในส่วนแรงด้านข้างใช้ค่าที่มากกว่าระหว่างแรงลมและแรงแผ่นดินไหวในการออกแบบ แรงลมและแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่ามีลักษณะคล้ายกันดังนั้นระบบการรับแรงและการวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับแรงลมและแรงแผ่นดินไหวจึงเหมือนกัน การคำนวณแรงลมและแรงแผ่นดินไหวที่ถูกต้องคือการคำนวณแบบพลศาสตร์ (Dynamic) แต่เพื่อความสะดวกยอมให้ใช้การวิเคราะห์แบบสถิต (Static) กับอาคารรูปทรงง่ายๆ เช่นสี่เหลี่ยม หรือ รูปทรงสมมาตรที่มีความสูงไม่มากนักซึ่งต้องเป็นไปตามแต่ละมาตรฐานกำหนด ทั้งนี้เพื่อความสะดวกในการคำนวณและวิเคราะห์

#### 2.1. การคำนวณแรงลม

ลมที่พัดอย่างต่อเนื่องและปะทะกับอาคารแรงลมจะถูกแปลงเป็นแรงดันคงที่กระทำบนโครงสร้าง แรงดัน ( $q$ ) หาได้จากสมการ  $q = (1/2) \rho V^2$  การคำนวณแรงลมในแต่ละมาตรฐานมีการผนวกในเรื่องความสำคัญของอาคาร ความสูงและตำแหน่งที่ตั้งของอาคารเข้าไปในสมการ ในที่นี้ได้เสนอการคำนวณตามมาตรฐานต่างๆดังนี้

##### 2.1.1. Uniform Building Code (UBC) มาตรฐานการก่อสร้างแห่งสหรัฐอเมริกา

$$P = C_e C_q q_s I \text{ psf} \quad [\text{UBC Formula (18-1), Sec.1518}]$$

$P$  คือความดันสถิตย์กระทำที่ผิวภายนอกของอาคาร

$C_e$  คือสัมประสิทธิ์ความสูงของอาคารและพื้นที่โดยรอบตาม [UBC table (16-G)]

$C_q$  คือสัมประสิทธิ์ความดันสำหรับโครงสร้างตาม [UBC Table (16-H)]

$q_s$  คือสัมประสิทธิ์ความสัมพันธ์กับความเร็วลมในรูปความดันลมที่ 30 ftตาม [UBC table (16-E)]

$$q_s = 0.00256 V^2 \quad (V \text{ มีหน่วยเป็น mph})$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

I คือสัมประสิทธิ์ความสำคัญของอาคารตาม

[ UBC table ( 16-L ) ]

ค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆแสดงในภาคผนวก

### 2.1.2. American Society of Civil Engineers ( ASCE )มาตรฐานของสมาคมวิศวกรโยธาแห่ง สหรัฐอเมริกา

“Minimum Design Loads for Buildings and other Structures” เลขที่ ANSI/ASCE 7-95

$$q_z = 0.0625 K_z K_{zT} V^I \text{ kg/m}^2$$

- $q_z$  คือความดันสถิตย์กระทำที่ผิวภายนอกของอาคาร  
 $V$  คือความเร็วลมกระโชกในช่วง 3 วินาทีวัดที่ความสูง 10 เมตรเหนือพื้น ที่เกิดทุกระยะ 50 ปี  
หน่วย m/s ค่าเหล่านี้หาได้จากแผนที่ลม  
 $I$  คือสัมประสิทธิ์ความสำคัญของอาคาร แสดงในตารางที่ 2.1.  
 $K_z$  คือสัมประสิทธิ์การเปลี่ยนความเร็วลม เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงภูมิประเทศอย่างฉับพลัน เช่น  
หน้าผาหรือแนวเขา สำหรับภูมิประเทศโดยทั่วไปมีค่าเป็น 1  
 $K_{zT}$  คือสัมประสิทธิ์ความสูงของอาคารและพื้นที่โดยรอบ

$$K_{zT} = 2.01 (Z/Z_g)^{2\alpha} \quad \text{สำหรับ } 4.6 < Z < Z_g$$

$$K_{zT} = 2.01 (4.6/Z_g)^{2\alpha} \quad \text{สำหรับ } Z < 4.6$$

โดย  $Z$  เป็นความสูง ณ ตำแหน่งพิจารณาจากพื้นดิน  $Z_g$  เป็นความสูงเปรียบเทียบ และ  $\alpha$  เป็น  
สัมประสิทธิ์ ทั้ง  $Z_g$  และ  $\alpha$  เป็นค่าที่ขึ้นกับสภาพแวดล้อมแสดงในตาราง 2.2.

ตารางที่ 2.1. สัมประสิทธิ์ความสำคัญของอาคาร (I)

อาคารและการใช้งาน	ประเภท	I
อาคารซึ่งเมื่อเกิดการวิบัติจะเกิดการสูญเสียชีวิตน้อยมาก เช่น โรงนา	I	0.87
อาคารที่ไม่จัดอยู่ในประเภท I , II หรือ III	II	1.00
อาคารซึ่งเมื่อเกิดการวิบัติจะเกิดการสูญเสียชีวิตมาก เช่นอาคารที่มีผู้คนเกิน 300 คนอยู่ในพื้นที่เดียวกัน โรงเรียนซึ่งมีนักเรียนเกิน 250 คน มหาวิทยาลัยซึ่งมีนักศึกษาเกิน 500 คน โรงพยาบาลซึ่งไม่มีห้องฉุกเฉินและห้องผ่าตัดแต่มีเตียงคนไข้เกิน 50 เตียง ทัณฑสถาน โรงไฟฟ้าและสาธารณูปโภคอื่นๆที่ไม่จำเป็นต่อสถานะฉุกเฉิน และอาคารที่เก็บสารพิษหรือวัตถุระเบิด	III	1.15
อาคารสำคัญ ได้แก่ สถานที่ราชการ อาคารชุมชน โรงไฟฟ้าและสาธารณูปโภคที่มีความจำเป็นในภาวะฉุกเฉิน เช่น โรงพยาบาล	IV	1.15

ตารางที่ 2.2. สัมประสิทธิ์ตามสภาพแวดล้อมอาคาร

สถานะแวดล้อม	ประเภท	$Z_g$ , ม.	$\alpha$
ใจกลางเมือง มีอาคารไม่น้อยกว่าครึ่งสูงเกิน 21 ม.	A	457	5.0
ชานเมือง ประกอบด้วยบ้านเดี่ยวเรียงรายอยู่ใกล้กัน	B	366	7.0
ทุ่งโล่งไม่มีสิ่งกีดขวางเช่น อาคารหรือต้นไม้กระจัดกระจายและสูงไม่เกิน 9 เมตร	C	274	9.5
ทุ่งราบไม่มีสิ่งกีดขวางหรือชายทะเล	D	213	11.5

การคำนวณแรงลมที่กล่าวไว้ข้างต้นเป็นการคำนวณตามหลักสากลที่นิยมใช้ทั่วไปโดยเฉพาะในต่างประเทศ แต่สำหรับการออกแบบอาคารที่ไม่สูงมากนัก เช่น อาคารบ้านพักอาศัย ตึกพาณิชย์ กฎหมายแต่ละประเทศหรือแต่ละท้องถิ่นสามารถกำหนดมาตรฐานการคำนวณแรงลมในการออกแบบอาคาร ทั้งนี้เพื่อความสะดวกและปลอดภัยในการก่อสร้างอาคาร สำหรับประเทศไทยข้อกำหนดการคำนวณแรงลม ได้แก่ หน่วยแรงลมบนอาคารตามกฎกระทรวงมหาดไทย 2527

แรงลมที่กระจายสู่พื้นในระดับชั้นใดๆมีค่าเท่ากับ แรงลมที่กระทำต่อความสูงครึ่งชั้นเหนือระดับพื้นและแรงลมที่กระทำต่อความสูงครึ่งชั้นใต้ระดับพื้น สำหรับพื้นชั้นดาดฟ้าของอาคารหรือพื้นเพดานสำหรับอาคารบางชนิดเช่นอาคารไม้ กำหนดแรงลมจากความสูงครึ่งชั้นที่ต่ำกว่าบวก

ด้วยแรงลมจากหลังคาหรือผนังขอบอาคาร แสดงในตัวอย่างที่ 2.1. และไม่พิจารณาแรงลมโดยตรงที่กระทำต่อพื้นที่อยู่ระดับเดียวกับพื้นดินแต่แรงที่กระทำมาจากการกระจายแรง

ส่วนแรงด้นลมเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างที่ละเอียดเพื่อใช้ออกแบบโครงสร้างทั้งผนังด้านรับลม หรือผนังใต้ลม ศึกษาได้จากหนังสือเกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงสร้างเบื้องต้นในเรื่องน้ำหนักบรรทุกของอาคาร เพื่อใช้ออกแบบการยึดผนังให้สามารถรับแรงได้

## 2.2. การคำนวณแรงแผ่นดินไหว

มาตรฐานที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวที่เป็นที่ยอมรับ Unifrom Building Code (UBC) ของสหรัฐอเมริกา และมีการนำไปประยุกต์ใช้ในหลายประเทศ ซึ่งรวมทั้งประเทศไทยได้มีการนำส่วนหนึ่งของ Unifrom Building Code 1985 มาใช้เป็นมาตรฐานที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวคือ กฎกระทรวงฉบับที่ 49 สำหรับการเสนอการคำนวณในส่วนนี้ใช้มาตรฐาน UBC1994 แสดงดังนี้

### 2.2.1. การคำนวณหาแรงเฉือนที่ฐาน ( Base shear )

$$V = \frac{ZICW}{R_w} \quad (2.1.)$$

แรงเฉือนที่กระทำที่ฐานของโครงสร้างโดยวิธีสถิตย์เทียบเท่ามีสมการคือ

- Z คือสัมประสิทธิ์ความรุนแรงของแผ่นดินไหว( Seismic Zone Factor ) ตามตารางที่ 2.3. ซึ่งในมาตรฐานนี้แบ่งเขตความรุนแรงเป็น 6 เขตโดยเรียงตามลำดับความรุนแรง
- I คือปัจจัยความสำคัญของอาคาร( Importance Factor ) ขึ้นอยู่กับการใช้อาคาร โดยแบ่งอาคารเป็น 2 ประเภท ได้แก่ อาคารทั่วไปและอาคารที่ต้องการความปลอดภัยสูง เช่น อาคารสาธารณะหรือมีผู้คนใช้เป็นจำนวนมาก ตามตารางที่ 2.4.
- C คือสัมประสิทธิ์การประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งอาคาร ตามตารางที่ 2.5.
- $R_w$  คือสัมประสิทธิ์ของระบบโครงสร้าง( Structural System Coefficient ) มีค่าตามตารางที่ 2.6.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

W คือน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ทั้งหมดถึงพื้นระดับล่างสุดของอาคาร อาจคิดแบบแยกน้ำหนักตามทิศทางการคิดแรงเฉือนดังตัวอย่างที่ 2.1. ซึ่งเป็นการคิดแบบละเอียด หรือ คือน้ำหนักแบบรวมทั้งอาคารโดยไม่พิจารณาทิศทางซึ่งจะได้ค่าแรงเฉือนเพิ่มขึ้นเล็กน้อยแต่ให้ความสะดวกดังตัวอย่างที่ 2.2. การคือน้ำหนักกำแพงจะแบ่งความสูงที่เป็นน้ำหนักที่รับในแต่ละชั้นเช่นเดียวกับพื้นที่รับแรงลม สำหรับตัวอย่างที่ 2.3. แสดงการคำนวณแรงแผ่นดินไหวโดยละเอียด

ตารางที่ 2.3. สัมประสิทธิ์ความรุนแรงของแผ่นดินไหว (Z)

เขตพื้นที่	Z	ลักษณะ
0	0	ไม่เกิดความเสียหาย
1	0.075	ความเสียหายเล็กน้อย
2A	0.15	ความเสียหายปานกลาง
2B	0.20	ความเสียหายปานกลาง
3	0.30	ความเสียหายรุนแรง
4	0.40	ความเสียหายรุนแรงมาก

ตารางที่ 2.4. ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคาร (I)

ประเภทอาคาร	I
อาคารทั่วไป	1.0
อาคารสาธารณะที่ต้องการความปลอดภัยสูง	1.25

ตารางที่ 2.5. สัมประสิทธิ์เกี่ยวกับการประสานความถี่ธรรมชาติ

ชนิด	ลักษณะของดิน	S
S <sub>1</sub>	หินหรือดินที่มีความแข็งปานกลาง ถึง มาก ( dense to stiff soil ) โดยมีความลึกน้อยกว่า 60 เมตร	1.0
S <sub>2</sub>	ดินที่มีความแข็งปานกลาง ถึง มาก ( dense to stiff soil ) โดยมีความลึกมากกว่า 60 เมตร	1.2
S <sub>3</sub>	ดินเหนียวอ่อน ( soft clay ) ที่มีความหนาของชั้นดินระหว่าง 6 ถึง 12 เมตร	1.5
S <sub>4</sub>	ดินเหนียวอ่อน ( soft clay ) ที่มีความหนาของชั้นดินมากกว่า 12 เมตร	2.0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

C คือสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นกับการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งอาคาร ( S ) และคาบการสั่นธรรมชาติของอาคาร(T) คำนวณได้จากสูตร

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \leq 2.75 \quad (2.2.)$$

และ  $C/R_w \geq 0.075$

T คือคาบการสั่นธรรมชาติของอาคาร หากค่าได้ 2 วิธีคือ การวิเคราะห์อย่างละเอียดโดยพิจารณาโครงสร้างและการเปลี่ยนตำแหน่งตามหลักพลศาสตร์ และอีกวิธีคือใช้การคำนวณโดยประมาณตามสูตร

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (2.3.)$$

เมื่อ  $C_t = 0.0853$  (SI) และ  $0.035$  (English) สำหรับโครงสร้างแบบโครงข้อแข็งเหล็ก

$C_t = 0.0731$  (SI) และ  $0.030$  (English) สำหรับโครงสร้างแบบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก

$C_t = 0.0488$  (SI) และ  $0.020$  (English) สำหรับโครงสร้างแบบอื่นๆ

$h_n =$  ความสูงอาคาร

ตารางที่ 2.6. สัมประสิทธิ์  $R_w$  ของระบบโครงสร้าง

ระบบโครงสร้าง	$R_w$
มีระบบรับแรงในแนวดิ่งเป็นกำแพงหรือ โครงยึดและมีระบบรับแรงในแนวนอน เป็นกำแพงรับแรงเฉือน( shear wall )หรือ โครงยึด( braced frame )	4
มีระบบรับแรงในแนวดิ่งเป็นโครงข้อแข็ง( space frame ) และมีระบบรับแรงในแนวนอน เป็นกำแพงรับแรงเฉือน( shear wall ) หรือ โครงยึด( braced frame )	8
มีระบบรับแรงในแนวดิ่งและแนวนอนเป็น โครงข้อแข็งที่มีความเหนียว( ductile moment resisting space frame )	12

2.2.2. การกระจายแรงเฉือนไปยังระดับต่างๆของโครงสร้าง แบ่งเป็น 2 ส่วนคือ

- การกระจายแรงที่ตำแหน่งบนสุดของอาคาร ( $F_t$ )

$$\left. \begin{aligned} F_t &= 0 && \text{เมื่อ } T \leq 0.7 \text{ วินาที} \\ F_t &= 0.07TV && \text{เมื่อ } T > 0.7 \text{ วินาที} \end{aligned} \right\} \quad (2.5)$$

- การกระจายแรงส่วนที่เหลือสู่ระดับต่างๆของอาคาร ( $F_x$ ) ซึ่งกระจายตลอดความสูงรูปสามเหลี่ยมมีค่าเป็นศูนย์ที่ฐาน

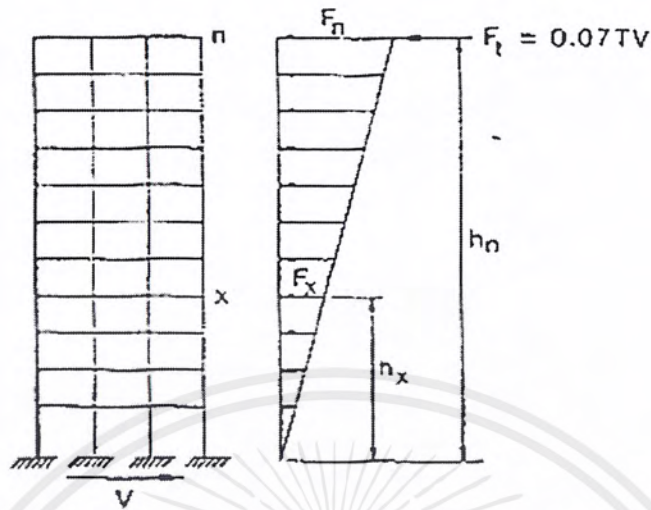
$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (2.6)$$

เมื่อ  $F_x$  คือ แรงด้านข้างที่กระจายต่อพื้นที่  $X$   
 $W_x, W_i$  คือ น้ำหนักทั้งหมดในแนวตั้งของพื้นที่  $x$  และ  $i$  ตามลำดับ  
 $h_x, h_i$  คือ ความสูงจากฐานถึงพื้นที่  $x$  และ  $i$  ตามลำดับ  
 $n$  คือ จำนวนชั้นทั้งหมดของอาคาร

ส่วนค่าแรงเฉือนที่ออกแบบแต่ละชั้นคือ

$$V_x = F_t + \sum_{i=x}^n F_i \quad (2.7)$$

เมื่อ  $V_x$  คือ แรงเฉือนที่ใช้ออกแบบในชั้นที่  $x$



รูปที่ 2.1. การกระจายแรงกระทำด้านข้างของอาคาร

2.2.3. การเคลื่อนที่ด้านข้างระหว่างชั้นที่ติดกัน (Story Drifts,  $\Delta$ ) มีสูตรการคำนวณคือ

$$\Delta_i = \frac{V_x}{\text{stiffness}_i} \quad (2.8.)$$

เมื่อ  $\Delta_i$  คือ การเคลื่อนที่ด้านข้างของชั้น  $i$

Stiffness <sub>$i$</sub>  (R) คือ ค่าความแกร่งรวมของชั้น ถ้าเป็นระบบเสา-คานจะมีค่าเป็นจำนวนเสาที่รองรับพื้นชั้น  $i$   $\times (12EI_c/h^3)$  หน่วย kg/cm โดยสมมุติพื้นเป็นแบบ Rigid Floor

E คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

H คือ ความสูงของเสาที่รองรับพื้นชั้น  $i$

$V_x$  คือ แรงเฉือนรวมที่เกิดขึ้นชั้นที่  $i$

ขอบเขตการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นพิจารณา 2 กรณี

- กรณีที่ 1 โครงสร้างที่มีคาบการสั่น (T) น้อยกว่า 0.7 วินาที การเคลื่อนที่ระหว่างชั้นต้องไม่เกิน  $(0.04/R_w$  หรือ  $0.005)$  เท่าของความสูงระหว่างชั้น
- กรณีที่ 2 โครงสร้างที่มีคาบการสั่น (T) มากกว่าหรือเท่ากับ 0.7 วินาที การเคลื่อนที่ระหว่างชั้นต้องไม่เกิน  $(0.03/R_w$  หรือ  $0.004)$  เท่าของความสูงระหว่างชั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

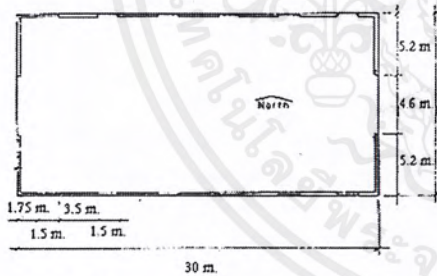
### 2.3. ตัวอย่างการเปรียบเทียบแรงลมและแรงแผ่นดินไหว

ในการเปรียบเทียบแรงลมและแรงแผ่นดินไหวนั้น แรงลมใช้ค่าแรงรวมที่กระทำต่อระดับพื้นหรือหลังคาทุกชั้นที่อยู่เหนือพื้นดินไม่รวมชั้นในระดับเดียวกับพื้นดิน ส่วนแรงแผ่นดินไหวใช้ค่าแรงที่คำนวณโดยใช้สูตรแรงเฉือนที่กระทำที่ฐานของอาคารในการเปรียบเทียบ ดังแสดงในตัวอย่างต่อไปนี้

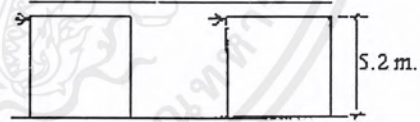
ตัวอย่างที่ 2.1. เป็นอาคาร A โดดังไม้ ระบบผนังไม้ด้านนอกรับแรงเฉือนส่วนผนังช่วงในไม่มีส่วนรับแรงเฉือน ผนังด้านนอกใช้แบบแยกขาดกับส่วนที่มีช่องเปิด มีลักษณะผนังรับแรงแสดงดังรูปที่ 2.2.

#### 1. มีข้อมูลดังนี้

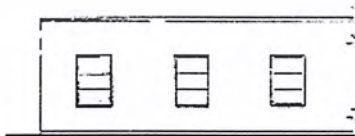
- ความเร็วลม 35 m/s หรือ 80 mph
- อยู่ในเขตแผ่นดินไหวที่ 3
- นำหนักบรรทุกทุกตามตารางที่ 2.8.



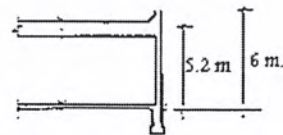
a) ผนังอาคาร A



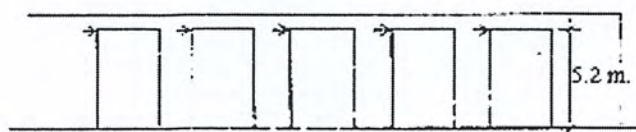
b) ความสูงอาคารและพื้นที่ฝ้าเพดาน



c) ช่องเปิดหน้าต่างด้านข้างผนังช่องเปิดแยกจากด้านข้าง



d) ผนังช่องเปิดด้านสั้นของอาคาร



e) ผนังช่องเปิดด้านยาวของอาคาร

#### รูปที่ 2.2. ลักษณะโครงสร้างอาคาร A

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 2.7. น้ำหนักบรรทุกต่างๆในอาคาร A

น้ำหนักบรรทุกต่างๆ	น้ำหนักบรรทุก N-S (tons)	น้ำหนักบรรทุก E-W (tons)
หลังคา $100\text{kg/m}^2 \times 15\text{m} \times 30\text{m}$	45.0	45
ระบบฝ้าเพดาน	2.0	2
ผนังด้านนอก E-W (พื้นที่รับแรง)		
$100\text{kg/m}^2 \times 15\text{m} \times 3.4\text{m} \times 2$		10.2
ผนังด้านนอก N-S (พื้นที่รับแรง)		
$100\text{kg/m}^2 \times 30\text{m} \times 3.4\text{m} \times 2$	20.4	
ผนังกันห้อง $50\text{kg/m}^2 \times 2.8\text{m} \times 30\text{m}$	<u>4.2</u>	<u>4.2</u>
น้ำหนักบรรทุกรวม	71.6	61.4

## 2. การคำนวณแรงลม

$$P = C_e C_q q_s I \text{ kg/m}^2 \quad [\text{UBC Formula ( 18-1 )}]$$

ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆดังนี้

$$C_e = 1.2 \text{ อาคารมีความสูงไม่เกิน } 20 \text{ ft (6m) ประเภท C} \quad [\text{UBC table ( 16-G )}]$$

$$C_q = 1.3 \quad [\text{UBC table ( 16-H )}]$$

$$q_s = 83 \text{ kg/m}^2 \text{ จากความเร็วลม } 35\text{m/s} \quad [\text{UBC table ( 16-F )}]$$

$$I = 1 \quad [\text{UBC table ( 16-K )}]$$

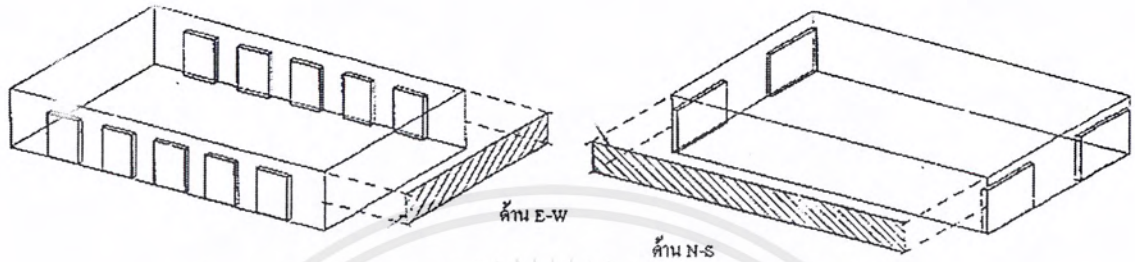
$$\begin{aligned} P &= 1.2 \times 1.3 \times 83 \times 1 \\ &= 128 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

การคิดความสูงคำนวณแรงลม คือครึ่งหนึ่งของความสูงชั้นหนึ่งในตัวอย่างนี้คือตั้งแต่ระดับพื้นถึงพื้นถึงฝ้าเพดานหลังคา  $5.2/2=2.6$  mบวกด้วย ความสูงผนังที่เหลือทั้งหมด 0.8 m ดังนั้นความสูงคำนวณคือ  $2.6+0.8= 3.4\text{m}$

$$\begin{aligned} \text{แรงลม } H(n-s) &= p \times \text{ยาวของอาคาร} \times \text{ความสูงพื้นที่รับลม} \\ &= 128 \text{ kg/m}^2 \times 30\text{m} \times 3.4\text{m} \end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\begin{aligned}
 &= 13,056 \quad \text{ใช้ } 13 \text{ tons} \\
 \text{แรงลม H(e-w)} &= 128 \text{ kg/m}^2 \times 15 \text{ m} \times 3.4 \text{ m} \\
 &= 6,528 \quad \text{ใช้ } 6.5 \text{ tons}
 \end{aligned}$$



รูปที่ 2.3. พื้นที่รับแรงลมออกแบบแต่ละแนว

### 3. การคำนวณแรงแผ่นดินไหว(UBC 1994)

$$V = \frac{ZICW}{R_w}$$

ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆดังนี้

$$Z = 0.30 \text{ สำหรับโซน 3}$$

[ ตารางที่ 2.3. ]

$$I = 1$$

[ ตารางที่ 2.4. ]

$$C = 2.75 \text{ เป็นค่าสูงสุดเมื่อไม่มีข้อมูลค่า S}$$

$$R_w = 8 \text{ กำแพงไม่รับแรงเฉือน}$$

[ ตารางที่ 2.6. ]

( S คือ สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและพื้นดิน )

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{0.30 \times 1 \times 2.75W}{8} \\
 &= 0.103125W \\
 V(n-s) &= 0.103125 \times 71.6 \\
 &= 7.4 \text{ tons} \\
 V(e-w) &= 0.103125 \times 61.4 \\
 &= 6.3 \text{ tons}
 \end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

#### 4. สรุป

จากการคำนวณพบว่าค่าแรงลมเปรียบเทียบกับแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร แรงลมมีค่ามากกว่าแรงแผ่นดินไหวทั้ง 2 ทิศทางดังนั้นจึงใช้ค่าแรงลมในการออกแบบอาคารนี้

หากอาคารในรูปแบบเดียวกันแต่เปลี่ยนวัสดุที่ใช้ เช่น เปลี่ยนเป็นผนังคอนกรีตจะมีผลให้น้ำหนักอาคารในแต่ละทิศทางมีค่ามากขึ้น และค่าสัมประสิทธิ์  $R_w$  มีค่าเปลี่ยนเป็น 6 ดังนั้นค่าแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้นและอาจเปลี่ยนค่าแรงออกแบบเป็นแรงแผ่นดินไหว



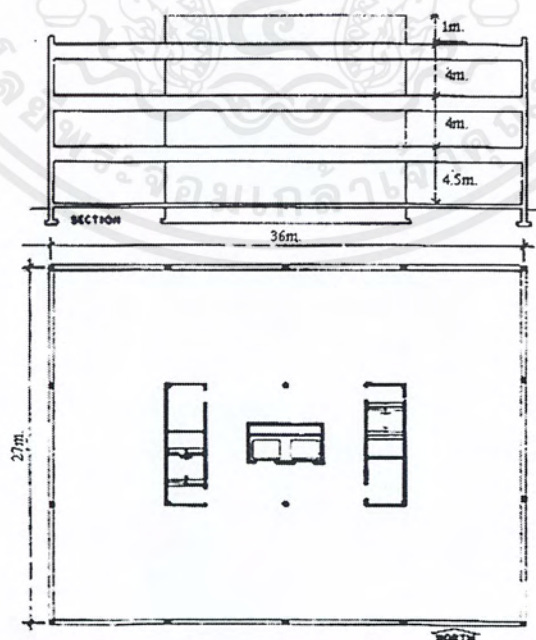
ตัวอย่างที่ 2.2. อาคาร B ระบบผนังรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก 3 ชั้น แสดงในรูปที่ 2.4.

1. มีข้อมูลดังนี้

- ความเร็วลม 35 m/s หรือ 80 mph
- อยู่ในเขตแผ่นดินไหวที่ 3 และ คาบการสั่นธรรมชาติของอาคารคือ 0.512 วินาที
- น้ำหนักบรรทุกโดยไมแยกทิศทางตามตาราง 2.8.

ตารางที่ 2.8. น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่แต่ละชั้นในอาคาร B

ชั้นที่	ความสูงชั้น (m)	น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่(tons) กำแพง+เสา+คาน+พื้น
คานฟ้า	1.0	200
ชั้นที่ 3	4.0	500
ชั้นที่ 2	4.0	500
ชั้นที่ 1	4.5	300
น้ำหนักรวมของอาคาร		1500



รูปที่ 2.4. ลักษณะโครงสร้างอาคาร B

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เปรียบเทียบค่าแรงเฉาะด้านยาวของอาคาร กำหนดให้ด้านยาว, ความกว้าง เมื่อก่อสร้างเสร็จคือ 36.3m, 27.3mตามลำดับ

## 2. การคำนวณแรงลม

$$P = C_e C_q q_s I \text{ kg/m}^2 \quad [\text{UBC Formula ( 18-1 )}]$$

ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆดังนี้

$$q_s = 83 \text{ kg/m}^2 \text{ จากความเร็วลม } 35 \text{ m/s} \quad [\text{UBC table ( 16-F )}]$$

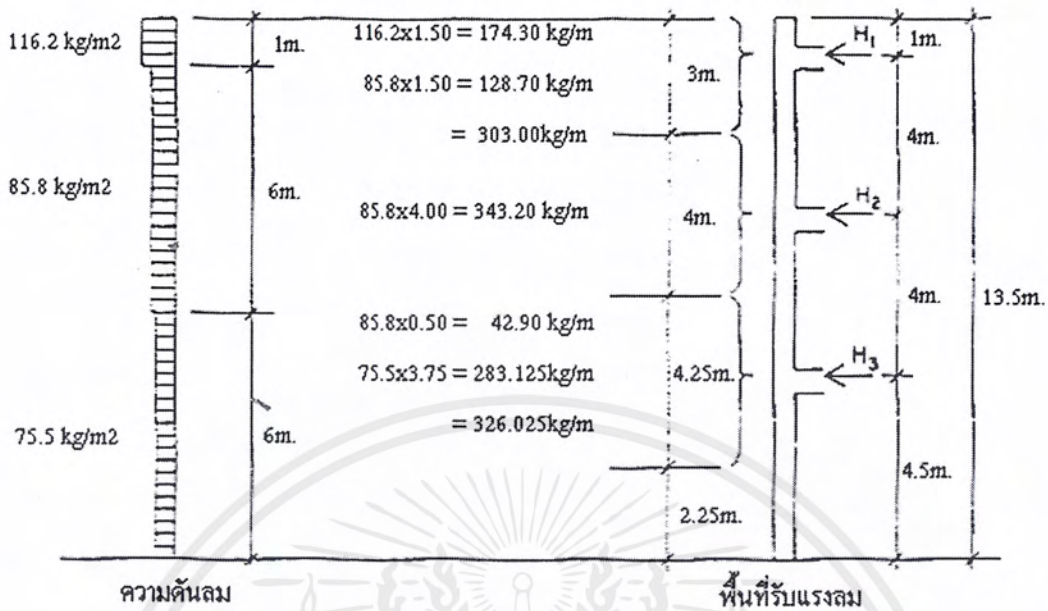
$$I = 1 \quad [\text{UBC table ( 16-K )}]$$

ตารางที่ 2.9. ค่า  $p$  ที่คำนวณได้จาก  $C_e$  และ  $C_q$  ตามมาตรฐาน

ความสูงเฉลี่ยจากพื้นดิน( m )	$C_e$	$C_q$	ความดันลม(kg/m <sup>2</sup> )
0-6	0.7	1.3	75.5
6-12	0.8	1.3	85.8
12-18	1.0	1.4	116.2

ตารางที่ 2.9. แสดงค่า  $C_e$  และ  $C_q$  อ้างอิงตาม [ UBC table ( 16-G ) ] และ [ UBC table ( 16-H ) ] ซึ่งแปรผันตามความสูง และ ค่า  $p$  ที่คำนวณได้

การคิดความสูงคำนวณแรงลมคือครึ่งหนึ่งของความสูงชั้นหนึ่งรวมกับความสูงที่เหลือทั้งหมด ในตัวอย่างนี้คือ  $4.5/2 = 2.25 \text{ m}$  บวกด้วย ความสูงผนังที่เหลือทั้งหมดคือ  $4+4+1 = 9 \text{ m}$  ดังนั้นความสูงคำนวณคือ  $2.25+9 = 11.25 \text{ m}$



รูปที่ 2.5. ค่าแรงลมต่อหน่วยความสูงที่กระจายในแต่ละชั้น

จากรูปที่ 2.5. แรงลมที่กระจายแต่ละชั้น คือ

$$\begin{aligned}
 \text{แรงลมที่กระทำต่อพื้นที่ชั้น 1} &= 326.03 \times 36.3 = 11,835 \text{ kg} \\
 \text{แรงลมที่กระทำต่อพื้นที่ชั้น 2} &= 343.20 \times 36.3 = 12,458 \text{ kg} \\
 \text{แรงลมที่กระทำต่อพื้นที่ชั้น 3} &= 303.00 \times 36.3 = 10,999 \text{ kg} \\
 \text{ค่าแรงลมรวม คือ} &= 35,292 \text{ kg} \\
 &= 35.2 \text{ tons}
 \end{aligned}$$

### 3. การคำนวณแรงแผ่นดินไหว(UBC 1994)

$$V = \frac{ZICW}{R_w}$$

ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆดังนี้

$$Z = 0.30 \text{ สำหรับ โซน 3}$$

[ ตารางที่ 2.3. ]

$$I = 1$$

[ ตารางที่ 2.4. ]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

C = 2.75 เป็นค่าสูงสุดเมื่อไม่มีข้อมูลค่า S

R<sub>w</sub> = 6 กำแพงคอนกรีตบดอัดรับแรงเฉือน

[ ตารางที่ 2.6. ]

$$\begin{aligned}V &= \frac{0.30 \times 1 \times 2.75W}{6} \\ &= 0.1375W \\ V(n-s) &= 0.1375 \times 1,500 \\ &= 206.25 \text{ tons}\end{aligned}$$

ตารางที่ 2.10. การกระจายค่าแรงแผ่นดินไหวที่กระทำแต่ละชั้นของอาคาร

ระดับ	W <sub>x</sub> (tons)	h <sub>x</sub> (m)	W <sub>x</sub> h <sub>x</sub>	F <sub>x</sub> (tons)
คาตฟ้า	200	12.5	2,500	57.29
ชั้น 3	500	8.5	4,250	97.40
ชั้น 2	500	4.5	2,250	51.56
			9,000	206.25

หมายเหตุ: F<sub>x</sub> คือ แรงเฉือนที่กระจายแต่ละชั้นของอาคาร

$$F_i = 0 \text{ เมื่อ } T \leq 0.7 \text{ วินาที}$$

$$F_x = \frac{(V - F_i)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

$$F_x = \frac{(206.25 - 0)W_x h_x}{9,000}$$

#### 4. สรุป

จากการคำนวณพบว่าค่าแรงแผ่นดินไหวมีค่ามากกว่าแรงลมดังนั้นจึงใช้ค่าแรงแผ่นดินไหวในการออกแบบอาคารนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

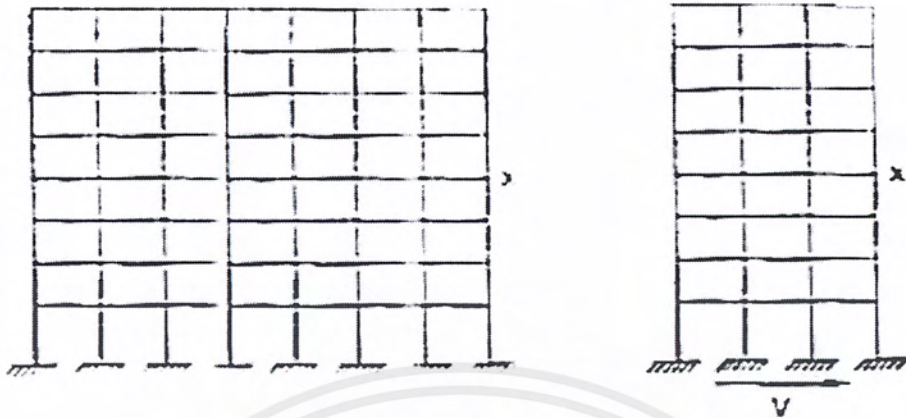
ตัวอย่างที่ 2.3. อาคาร C เป็นอาคารโรงแรมระบบโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวคอนกรีตเสริมเหล็ก 8 ชั้น คำนวณแรงและการเคลื่อนตัวในแต่ละชั้นของอาคารเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวภาพโครงอาคารดังรูปที่ 2.6.

### 1. มีข้อมูลดังนี้

- อยู่ในเขตแผ่นดินไหวที่ 1
- น้ำหนักบรรทุกโดยไม่มีแยกทิศทางตามตารางที่ 2.11.
- ความกว้างยาวของอาคารคือ 15 m × 35 m ความสูงชั้นทุกชั้น 3.5 m ยกเว้นชั้นที่ 1 สูง 5 m พื้นเป็นแบบ Rigid Floor
- ลักษณะชั้นดินที่ตั้งอาคารเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 9 m

ตารางที่ 2.11. น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่แต่ละชั้นในอาคาร C

ชั้นที่	ความสูงกำแพง ที่ค้ำน้ำหนักแต่ละชั้น (m)	น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ (tons) กำแพง+เสา+คาน+พื้น
ดาดฟ้า	1.75	400
ชั้นที่ 3-8	3.5	800
ชั้นที่ 2	4.25	800
ชั้นที่ 1	2.5	600
น้ำหนักรวมของอาคาร		6600



รูปที่ 2.6. ลักษณะและความสูงของอาคาร C

## 2. การคำนวณแรงแผ่นดินไหว(UBC 1994)

$$V = \frac{ZICW}{R_w}$$

ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆดังนี้

$Z = 0.075$  สำหรับโซน 1 [ตารางที่ 2.3.]

$I = 1$  อาคารโรงแรม [ตารางที่ 2.4.]

$S = 1.5$  ดินเหนียวอ่อนมีความหนา 6-12 m [ตารางที่ 2.5.]

$R_w = 12$  โครงข้อแข็งที่มีความเหนียว [ตารางที่ 2.6.]

### 2.1. คาบการสั่นธรรมชาติของอาคาร ( T )

$$T = C_t(h_n)^{3/4}$$

$$T = 0.0731(29.5)^{3/4}$$

$$= 0.925 \text{ วินาที}$$

พบว่า  $T > 0.7$  วินาที

ดังนั้น  $FT = 0.07TV$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 2.2. สัมประสิทธิ์ C

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \leq 2.75$$

$$\begin{aligned} C &= \frac{1.25 \times 1.5}{0.925^{2/3}} \\ &= 1.975 \end{aligned}$$

$$\text{ตรวจสอบ } - C = 1.975 < 2.75 \text{ (ใช้ได้)}$$

$$- \frac{C}{R_w} = \frac{1.975}{12} = 0.165 > 0.075 \text{ (ใช้ได้)}$$

## 2.3. แรงเดือนที่กระทำที่ฐานของอาคาร (V)

$$\begin{aligned} V &= \frac{ZICW}{R_w} \\ &= \frac{0.075 \times 1.0 \times 1.975 \times 6600}{12} \\ &= 81.47 \text{ tons} \end{aligned}$$

## 2.4. การกระจายแรงเดือนไปยังระดับต่างๆของโครงสร้าง

- การกระจายแรงที่ตำแหน่งบนสุดของอาคาร ( $F_t$ )

$$\begin{aligned} F_t &= 0.07TV \quad \text{เมื่อ } T > 0.7 \text{ วินาที} \\ &= 0.07 \times 0.925 \times 81.47 \\ &= 5.27 \text{ tons} \end{aligned}$$

- การกระจายแรงสู่ระดับต่างๆของอาคาร ( $F_x$ ) แสดงในตารางที่ 2.12.

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 2.5. การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง(พิจารณาการเคลื่อนที่ขนานด้านแคบของอาคาร)

- การเคลื่อนที่ระหว่างชั้นที่ติดกัน ( $\Delta_i$ )

$$\Delta_x = \frac{V_i}{\text{stiffness}_i}$$

$$E = 15100 \sqrt{f'_c} = 282495 \text{ kg/cm}^2 \text{ เมื่อ } f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4 \text{ เสาขนาด } 30 \times 30 \text{ cm}^2$$

จำนวนเสาที่รองรับพื้นชั้น  $i = 32$  ต้น เท่ากันทุกชั้น

$$\text{stiffness}_i = \text{จำนวนเสาที่รองรับพื้นชั้น } i \times \frac{12EI_c}{h^3}$$

พื้นเป็นแบบ Rigid Floor

$$\begin{aligned} \text{stiffness}_i &= 32 \times \left( \frac{12 \times 282495 \times 67500}{h^3} \right) \text{ kg/cm} \\ &= \frac{7322270400}{h^3} \text{ ton/cm} \end{aligned}$$

- การเคลื่อนที่ด้านข้างจากฐานรากของอาคาร ( $\delta_i$ )

การเคลื่อนที่จากฐานของอาคารมีค่าเท่ากับผลรวมการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นที่ติดกันคือ

$$\delta_i = \sum_{i=0}^{n-1} \Delta_i \text{ cm}$$

การเคลื่อนที่ทั้ง 2 กรณีแสดงในตารางที่ 2.12.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 2.12. รายการคำนวณแรงและการเคลื่อนที่ของอาคารเมื่อเกิดแผ่นดินไหว

ชั้นที่	$w_x$ (tons)	$h_x$ (m)	$w_x h_x$ (t-m)	$F_x$ (tons)	$V_x$ (tons)	Stiffness (tons/cm)	$\Delta_x$ (cm)	$\delta_x$ (cm)
				5.27( $F_1$ )				
ดาดฟ้า	400	29.5	11,800	9.12	14.39	170.78	0.084	3.512
8	800	26	20,800	16.07	30.46	170.78	0.178	3.428
7	800	22.5	18,000	13.91	44.37	170.78	0.259	3.250
6	800	19	15,200	11.75	56.12	170.78	0.329	2.991
5	800	15.5	12,400	9.58	65.70	170.78	0.385	2.662
4	800	12	9,600	7.42	73.12	170.78	0.428	2.277
3	800	8.5	6,800	5.26	78.38	170.78	0.459	1.849
2	800	5	4,000	3.09	81.47	58.58	1.390	1.390
1	600	0	-	-	-	-	-	-
	$\Sigma$		98,600	81.47	-	-	3.512	-

## 2.6. ตรวจสอบการเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคาร

T ที่ถูกต้องคือ 1.283 วินาที ซึ่งมีค่ามากกว่า 0.7 วินาที ดังนั้นข้อจำกัดการเคลื่อนตัวระหว่างชั้น คือ ต้องไม่เกิน ( $0.03/R_w$  หรือ  $0.004$ ) เท่าของความสูงระหว่างชั้น โดยใช้ค่าน้อยกว่า

$$0.03/R_w \text{ เท่าของความสูงระหว่างชั้น} = \frac{0.03 \times 350}{12}$$

$$= 0.875 \text{ cm}$$

$$0.004 \text{ เท่าของความสูงระหว่างชั้น} = 0.004 \times 350$$

$$= 1.4 \text{ cm}$$

จากการตรวจสอบพบว่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้น 1 และ 2 ของอาคาร ซึ่งมีค่า 1.39 cm มีค่าเกินขอบเขตที่ยอมให้ดังนั้นจึงจำเป็นต้องเพิ่มสติฟเนสของเสาในช่วงนี้ อาจทำได้โดย

- เพิ่มหน้าตัดเสา
- เพิ่มจำนวนเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- ลดความสูงช่วงเสาระหว่างชั้นที่ 1 และ 2

หากเปลี่ยนหน้าตัดเสาขนาด  $40 \times 40 \text{ cm}^2$  โดยความยาวช่วงคงเดิม Stiffness ที่ได้คือ

$$\begin{aligned} \text{stiffness} &= 32 \times \left( \frac{12 \times 282495 \times \frac{40 \times 40^3}{12}}{500^3} \right) \\ &= 185.14 \text{ ton/cm} \end{aligned}$$

และ

$$\begin{aligned} \Delta_x &= \frac{81.47}{185.14} \\ &= 0.44 \text{ cm} > 0.875 \text{ cm (ใช้ได้)} \end{aligned}$$

### 3. สรุป

โครงสร้างที่สมมุติเบื้องต้นต้องมีการปรับเปลี่ยนให้การเคลื่อนที่ระหว่างชั้นอยู่ภายใต้ขอบเขตที่ยอมรับให้

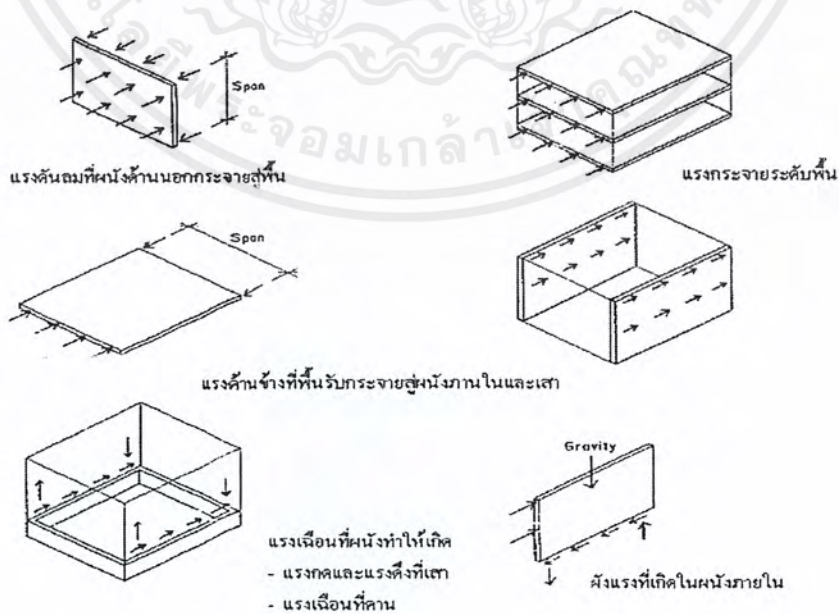
จากเนื้อหาในบทนี้สามารถเปรียบเทียบแรงที่ใช้ในการออกแบบอาคาร ซึ่งค่าแรงเหล่านี้กระจายในระดับพื้นต่างๆ แรงเหล่านี้ต้องกระจายต่อสู่โครงสร้างหรือองค์อาคารทั้งแนวดิ่งและแนวราบค่าแรงต่างๆที่กระจายสู่องค์อาคารจะใช้ในการออกแบบขององค์อาคาร อย่างไรก็ตามตัวอย่างที่ 2.3. เป็นตัวอย่างที่ดีที่แสดงให้เห็นถึงความสำคัญของสติเฟเนส นั่นคือแม้ว่าโครงสร้างจะมีกำลังและความสามารถในการรับแรงได้แต่ต้องคำนึงถึงสติเฟเนสด้วยพร้อมๆกัน ดังนั้นในการออกแบบขององค์อาคารต้องตรวจสอบทั้งในเรื่องกำลังและสติเฟเนสให้สอดคล้องกันไป

# บทที่ 3

## ระบบการรับแรงและกระจายแรงด้านข้าง

องค์อาคารทำหน้าที่ในการรับและกระจายแรงในแนวดิ่งและแนวราบให้แก่อาคาร แรงแนวราบที่กระจายตลอดความสูงอาคารต้องถ่ายแรงองค์อาคารทั้งหมดช่วยรับ องค์อาคารแต่ละส่วนต้องสัมพันธ์และสามารถถ่ายแรงซึ่งกันและกันได้เพื่อกระจายค่าแรงต่างๆและในที่สุดจะถ่ายลงสู่ฐานรากและเสาเข็ม ซึ่งเป็นส่วนรับแรงสุดท้ายของอาคารที่สัมผัสกับพื้นดิน

- องค์ประกอบของ โครงสร้างที่รับน้ำหนักของ โครงสร้างและน้ำหนักจรในแนวดิ่ง ได้แก่ พื้น คาน เสา กำแพงรับน้ำหนัก และฐานราก ทำหน้าที่ถ่ายแรงสู่ชั้นดิน
- องค์ประกอบของ โครงสร้างที่รับแรงในแนวนอน ( แรงด้านข้าง ) เช่นแรงลม หรือ แรงแผ่นดินไหว
  - ก. ไดอะแฟรม( Diaphragm ) หรือระบบพื้น ทำหน้าที่ถ่ายแรงด้านข้างลงสู่องค์อาคารในแนวดิ่ง
  - ข. องค์ประกอบในแนวดิ่ง ( Vertical resisting elements ) เพื่อต้านทานแรงด้านข้างและถ่ายแรงลงสู่ฐานราก เช่น กำแพงรับแรงเฉือน โครงข้อแข็งที่มีความเหนียวเป็นต้น
  - ค. คานยึดฐานรากทำหน้าที่ช่วยยึดฐานรากในแนวดิ่ง เพื่อให้ฐานรากมีการเคลื่อนตัวไปในทิศทางเดียวกัน เป็นส่วนช่วยในการกระจายแรงในระดับฐานราก

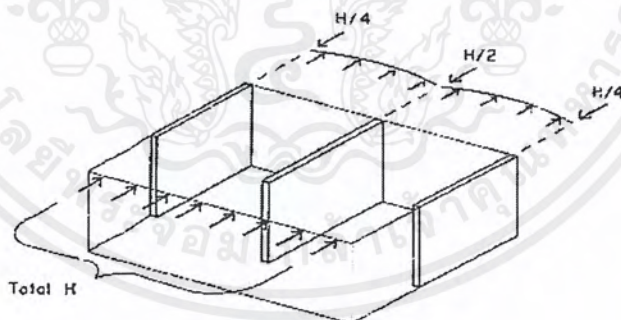


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ ซึ่งการนำเอกสารนี้ไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

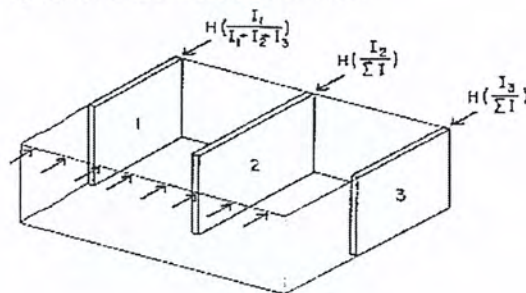
### 3.1. การกระจายแรงของพื้น

แรงด้านข้างทั้งแรงลมและแรงแผ่นดินไหวเป็นแรงที่กระทำตลอดความสูงของอาคาร แต่การกระจายแรงด้านข้างนั้น พื้น (ไดอะแฟรม) เป็นตัวหลักในการทำหน้าที่กระจายแรงสู่องค์อาคาร ในแนวตั้งดังรูปที่ 3.2. ดังนั้นจึงต้องคำนวณแรงแนวราบที่กระจายสู่พื้นเป็นอันดับแรก เมื่อพื้นได้รับแรงด้านข้างจะกระจายแรงต่อองค์อาคารส่วนอื่น ซึ่งขึ้นกับชนิดของพื้นแบ่งเป็น 2 ส่วนใหญ่ๆ คือ

1. ไดอะแฟรมประเภทอ่อน ( Flexible diaphragm ) พื้นกระดาน พื้นไม้อัดจัดเป็นไดอะแฟรมประเภทอ่อน เมื่อรับแรงไดอะแฟรมจะมีพฤติกรรมเหมือนคานถ่ายแรงลงสู่ฐานรองรับ คือองค์ประกอบในแนวตั้งตามสัดส่วนของพื้นที่ที่ฐานรองรับ แสดงในรูปที่ 3.2. a)
2. ไดอะแฟรมประเภทแข็ง ( Rigid diaphragm ) พื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก พื้นแผ่นเหล็กถูกผูกเททับด้วยคอนกรีตหรือไม้ก็ตาม จัดเป็นไดอะแฟรมประเภทแข็งเมื่อมีแรงด้านข้างกระทำบนไดอะแฟรมจะทำให้องค์ประกอบในแนวตั้งเกิดการเคลื่อนตัวเท่ากัน ทำให้การถ่ายแรงด้านข้างจากไดอะแฟรมสู่องค์ประกอบในแนวตั้งเป็นไปตามสัดส่วนของของความแข็งแรง ( Rigidity ) องค์ประกอบในแนวตั้งแสดงในรูปที่ 3.2. b)



a) การกระจายแรงของไดอะแฟรมประเภทอ่อน



b) การกระจายแรงของไดอะแฟรมประเภทแข็ง

### รูปที่ 3.2. พฤติกรรมการกระจายแรงตามประเภทพื้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 3.1.1. การกระจายแรงของพื้น

แรงเฉือนที่พื้นกระจายให้องค์อาคารหลักที่รับแรงด้านข้างมาจาก 2 ส่วนคือ

- แรงเฉือนที่เกิดจากการกระจายโดยตรง ( $V_D$ ) มีค่าแรงเฉือนที่กระจายสู้องค์อาคารรับแรงด้านข้างตำแหน่งใดๆ ( $V_{D_p}$ ) คือ

$$(V_{D_p}) = \frac{V_x R_p}{\sum R} \quad (3.1.)$$

- แรงเฉือนจากโมเมนต์บิด ( $V_T$ ) ซึ่งเป็นผลจากจุดศูนย์กลางของแรงด้านข้างและจุดศูนย์กลางของความแกร่งขององค์อาคารที่รับแรงด้านข้างเช่น เสาหรือกำแพงรับแรงเฉือน อยู่คนละตำแหน่งทำให้เกิดโมเมนต์บิดและแรงเฉือนขึ้น

$$M_T = F_x e \quad (3.2.)$$

แรงเฉือน สำหรับองค์อาคารที่รับแรงด้านข้างทิศทาง x

$$(V_{T_p}) = \frac{M_{T_y} R_p}{\sum R(x')^2 + \sum R(y')^2} \quad (3.3.)$$

แรงเฉือน สำหรับองค์อาคารที่รับแรงด้านข้างทิศทาง y

$$(V_{T_p}) = \frac{M_{T_x} R_p}{\sum R(x')^2 + \sum R(y')^2} \quad (3.4.)$$

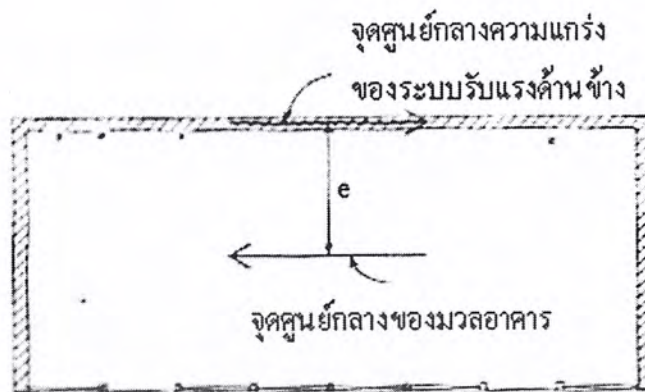
เมื่อ  $M_T$  คือ โมเมนต์บิด

$R_p$  คือ ความแกร่งขององค์อาคารใดๆ (แสดงการคำนวณในเรื่องต่อไป)

$x'$  และ  $y'$  คือ ระยะห่างจากจุดศูนย์กลางพื้นอาคารทาง x และ y ตามลำดับ

$(V_{T_p})$  คือ แรงเฉือนจากโมเมนต์บิดขององค์อาคารในตำแหน่งใดๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.3. โมเมนต์บิดที่เกิดขึ้นที่พื้นอาคาร

ในการออกแบบของค้ำอาคารรับแรงดัดข้างต้องรวมแรงทั้ง 2 กรณีที่เกิดขึ้น แรงส่วนที่ 2 ซึ่งมาจากการวางระบบ โครงสร้างที่ไม่สมมาตรในชั้นเดียวกันและมีการวางองค์อาคารที่ต่างกันระหว่างชั้น หากเป็นไปได้ควรจะหลีกเลี่ยงหรือให้เกิดการเอียงศูนย์น้อยสุดเพราะค่าแรงเหล่านี้จะทำให้อาคารเกิดการบิดทั้งอาคารทำให้เกิดความเสียหายได้ง่าย ตัวอย่างในการกระจายแรงของพื้นแสดงไว้ในตัวอย่างที่ 3.2.

ไดอาแฟรมเป็นองค์ประกอบที่มีความสำคัญลำดับแรกในการถ่ายแรง โดยเฉพาะอย่างยิ่งไดอาแฟรมประเภทแข็งซึ่งไดอาแฟรมจะต้องทำหน้าที่ร่วมกันทั้งระบบในการถ่ายแรง ดังนั้นระบบพื้นที่มีความแข็งแรงไม่เพียงพอ เช่น แผ่นพื้นไร้คาน ( Flat slab ) และแผ่นพื้นหล่อสำเร็จ จึงขาดคุณสมบัติไดอาแฟรมประเภทแข็งดังนั้นแผ่นพื้นเหล่านี้จึงไม่เหมาะสมที่จะใช้ ในเขตแผ่นดินไหวที่รุนแรงแผ่นพื้นที่ต้องการความแกร่งมากซึ่งอยู่ในเขตแผ่นดินไหวรุนแรงอาจใช้พื้นระบบรังผึ้ง ( Waffle slab ) ซึ่งรับและกระจายแรงได้ดีที่สุด

### 3.2. ระบบการรับแรงดัดข้าง

ระบบ โครงสร้างที่ใช้รับแรงดัดข้างแบ่งเป็น 2 ประเภทใหญ่ๆคือ

#### 3.2.1. ระบบกล่อง ( Box system )

#### 3.2.2. ระบบ โครงข้อแข็งที่มีความเหนียว ( Ductile moment resisting space frame )

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 3.2.1. ระบบกล่อง ( Box system ) มี 2 ชนิด

#### 3.2.1.1. กำแพงรับแรงเฉือน ( Shear wall )

กำแพงรับแรงเฉือนอาจสร้างด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก ไม้ หรือ คอนกรีตบล็อก ( มีใช้ในต่างประเทศ ) โดยปกติกำแพงรับแรงเฉือนใช้ได้กับโครงสร้างที่มีความสูงไม่เกิน 20 ชั้นหรือ 70 เมตร การถ่ายแรงของกำแพงรับแรงเฉือนสู่ฐานรากใช้คุณสมบัติในเรื่องการรับกำลังของวัสดุ แต่ในเรื่องของความแข็งแรงแล้วจะขึ้นอยู่กับความสามารถกำลังในการรับแรงดัด( ควบคุมไม่ให้อาคารเคลื่อนตัวมาก )ไม่ให้แรงเฉือน

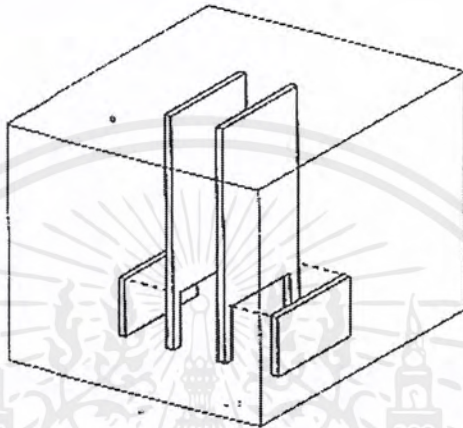
แรงเฉือนที่กระทำในชั้นใดๆขึ้นกับระบบ โครงสร้างทั้งระบบแรงที่กระจายสู่กำแพงแต่ละชั้น โดยการกระจายแรงเฉือนจะเป็นสัดส่วนกับความแข็งแรงสัมพัทธ์ของส่วนกำแพง ปกติกำแพงรับแรงเฉือนถูกกระหนาบด้วยพื้นทั้ง 2 ข้างโดยพื้นส่วนใหญ่เป็น โดอะเฟรมประเภทแข็งทำให้กำแพงเบี่ยงเบนไปเท่าๆกัน

#### การวางผังกำแพงรับแรงที่สมควรปฏิบัติดังนี้

1. วางกำแพงที่ขอบนอกของอาคาร
2. ความแข็งแรงของอาคารทั้ง 2 ทิศมีค่าใกล้เคียงกัน
3. จุดศูนย์กลางความแข็งแรงของกำแพงเป็นจุดเดียวกันหรืออยู่ใกล้กับจุดศูนย์กลางของมวลของชั้น
4. ทุกกำแพงแต่ละชั้นต้องหนาเท่ากัน
5. ทุกกำแพงต้องเริ่มที่ฐานรากและต่อเนื่องจนถึงหลังคา
6. การลดความหนาของกำแพงจากฐานรากจนถึงหลังคา ควรเป็นไปอย่างสม่ำเสมอ

ไม่ว่าจะเป็นพื้นหรือกำแพงรับแรงเฉือนมักมีปัญหาในเรื่องช่องเปิดที่เกิดขึ้นสำหรับการใช้งานต่างๆ เช่น หน้าต่างหรือประตูในกำแพงรับแรงเฉือน การวางท่อหรือระบบน้ำไฟกับแผ่นพื้น ช่องเปิดเหล่านี้เป็นจุดอ่อนที่ต้องพิจารณาเป็นพิเศษให้สามารถส่งผ่านแรงได้โดยเป็นจุดอ่อนน้อยที่สุด ปัญหาในเรื่องช่องเปิดทำให้หลายอาคาร โดยเฉพาะในเขตแผ่นดินไหวที่ค่อนข้างรุนแรง( โชน 3,4)มีการพังทลายเสียหายจนไม่สามารถกลับมาใช้การได้อีก การป้องกันในเรื่องนี้คือใช้การคำนวณการถ่ายแรงโดยอาศัยการเสริมเหล็กที่มีการระบุไว้ในมาตรฐาน

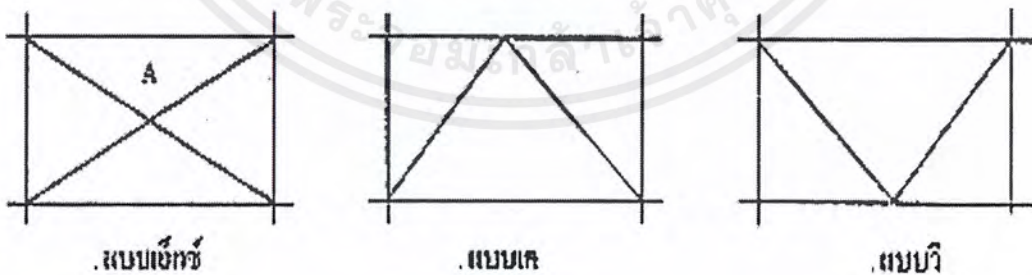
ในการก่อสร้างอาคารระบบกำแพงรับแรงเฉือนบางครั้งอาจมีความต้องการทางด้านสถาปัตยกรรม ในการก่อสร้างกำแพงรับแรงเฉือนที่มีความไม่ต่อเนื่องดังรูปที่ 3.4 เช่น ความต้องการโถงอาคารชั้นล่างที่กว้าง ทำให้ไม่สามารถสร้างกำแพงที่ต่อเนื่องได้ซึ่งหากไม่จำเป็นควรหลีกเลี่ยง แต่ในกรณีที่จำเป็นต้องออกแบบกำแพงให้มีความสามารถในการถ่ายแรงด้านข้างสู่กำแพงด้านข้างที่สร้างกระนาบคู่ขึ้นมา ต้องใช้การออกแบบที่พิเศษขึ้น



รูปที่ 3.4. ตัวอย่างผนังกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารที่ไม่ต่อเนื่อง

### 3.2.1.2. โครงแก่งแนงหรือโครงยึด ( Braced frame )

โครงยึดถือเป็นการยึดโยงอาคาร ไม่ให้เคลื่อนตัวในแนวราบระหว่างชั้นมากเกินไป โดยอาศัยหลักการถ่ายแรงสู่ชั้นส่วนย่อยซึ่งเป็นการตั้งรับของ โครงยึดและกระจายแรงสู่เสา โครงยึดที่ใช้อยู่ทั่วไปแบ่งเป็น 3 ชนิดใหญ่ๆคือ X, V และ K แสดงดังรูปที่ 3.5.



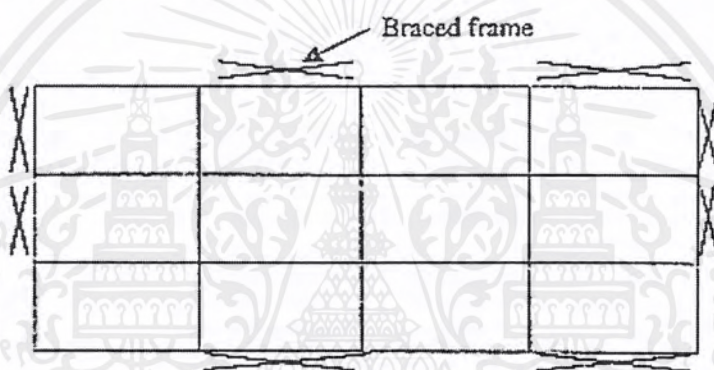
รูปที่ 3.5 โครงยึดแบบต่างๆ

ในการออกแบบโครงยึดแบบ X เป็นแบบที่นิยมใช้และเป็นการกระจายแรงที่ดีเนื่องจากมีความสมมาตรทั้ง 2 แนวสามารถคำนวณแรงได้สะดวก จุดตัดขององค์ประกอบของโครงยึดแบบ X จะต้องเป็นอิสระไม่ยึดติดกัน ( จุด A ในรูปที่3.5. ) เนื่องจากเมื่อมีแรงมากระทำทางด้านข้างเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

องค์ประกอบชิ้นเดียวจะรับแรงดึง, ส่วนอีกชิ้นจะไม่รับแรง เมื่อแรงกระทำกลับทิศทางขององค์ประกอบ ซึ่งไม่รับแรงจะทำหน้าที่รับแรงดึง ในขณะที่องค์ประกอบที่รับแรงจะเปลี่ยนเป็นไม่รับแรง ส่วนโครงสร้าง K หรือ V จะใช้ในกรณีจำเป็นเท่านั้นอาจเป็นความจำเป็นในเรื่องสถาปัตยกรรมของอาคาร

การวางโครงยึดมีข้อควรปฏิบัติดังนี้ (แสดงในรูปที่ 3.6.)

1. วางที่ขอบนอกของอาคาร
2. จำนวน โครงยึดบนแต่ละด้านของอาคารที่ขนานกับแนวตรงควรเท่ากัน
3. จำนวน โครงยึดในแต่ละทิศทางของแรงควรเท่ากันหรือใกล้เคียงกัน



รูปที่ 3.6. ตัวอย่างการวางโครงยึด

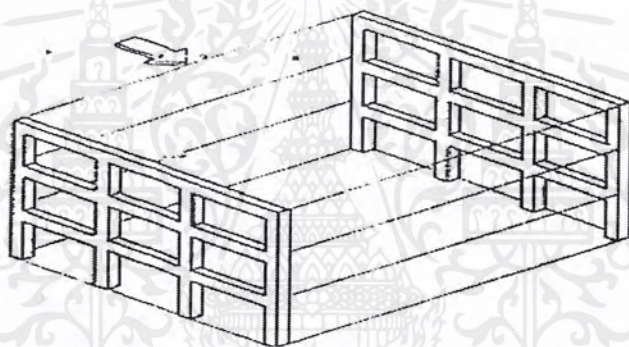
### 3.2.2. ระบบโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว(Ductile moment resisting space frame )

ความเหนียวของโครงสร้าง คือ ความสามารถในการสลายพลังงานพลศาสตร์ในภาวะที่โครงสร้างมีการโยกตัวไปมาอย่างรุนแรง โดยอาศัยพฤติกรรมในช่วงอินเลาสติกโดยไม่มีการสูญเสียกำลังของโครงสร้างมากนัก แต่ในการที่จะให้อาคารอยู่ในช่วงอินเลาสติกตลอดทุกค่าแรงที่เกิดขึ้นนั้นจำเป็นต้องเสียค่าใช้จ่ายมาก ดังนั้นการออกแบบอาคาร โครงข้อแข็งที่มีความเหนียวจึงออกแบบให้สามารถรับแรงได้อย่างไม่มีความเสียหายในช่วงการรับแรงปกติ และสามารถรับแรงได้อย่างปลอดภัยซึ่งอาจเกิดความเสียหายพอซ่อมแซมได้เมื่อรับค่าแรงสูงสุดที่คาดว่าจะเกิดขึ้น

เมื่ออาคารมีความสูงกว่า 70 เมตร ระบบโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวเป็นระบบที่จำเป็นในการก่อสร้างเพราะความเหนียวของวัสดุเป็นสิ่งที่ช่วยให้อาคารอยู่รอดได้เมื่อเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ เนื่องจากความเหนียวของเหล็กสามารถดูดซับพลังงานได้มากหลังจากการรับแรงผ่าน เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จุดคลากไปแล้ว จึงทำให้โครงสร้างวิบัติได้ยากกว่าโครงสร้างที่ใช้วัสดุเปราะ ข้อพิจารณาอย่างหนึ่งคือ การใช้ระบบนี้ข้อต่อของโครงข้อแข็งต้องสามารถรับโมเมนต์ดัดที่เกิดกลางช่วงคานได้ 100 % การสร้างโครงข้อแข็งอาจสร้างเป็นขอบโครงรอบนอกของอาคารหรือใช้โครงอาคารที่มีเสาคานออกแบบให้เป็นองค์อาคารที่มีความเหนียวทั้งหมดเพื่อรับแรงและเพิ่มเสถียรภาพ ทั้งนี้ขึ้นกับลักษณะการออกแบบและแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

ระบบโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว เป็นได้ทั้งการใช้โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก และ โครงสร้างเหล็ก แต่คอนกรีตเสริมเหล็กในการสร้างความเหนียวต้องเพิ่มปริมาณเหล็กขึ้นดังนั้นจึงเป็นการยากในการเทคอนกรีตซึ่งเป็นปัญหาในการก่อสร้าง ดังนั้นระบบโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวจึงนิยมระบบโครงสร้างเหล็กในการก่อสร้างมากกว่า



รูปที่ 3.7. โครงข้อแข็งที่มีความเหนียว

ระบบการรับแรงด้านข้างตามที่กล่าวนั้นอาจมีการใช้ประกอบร่วมกัน เช่น ระบบกำแพงรับแรงเฉือนและโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว ในการใช้ระบบร่วมกันอาจเป็นลักษณะระบบสำเร็จหรือการรับแรงกระจายร่วมกัน แต่การใช้ระบบร่วมกันจะมีลักษณะการตอบสนองที่ต่างกัน ลักษณะการเคลื่อนตัวก็ต่างกัน ดังนั้นเมื่อมีการยึดติดร่วมกันโดยพื้นทำให้การออกแบบก่อสร้างมีการคำนวณที่ยากขึ้น และพบปัญหาที่ว่าจะแบ่งสัดส่วนการกระจายอย่างไร แม้ถือว่าการกระจายแรงเฉือนเป็นไปตามสัดส่วนความแกร่งก็ตาม ในส่วนนี้ต้องมาตรฐานหรือข้อกำหนดเป็นคำแนะนำไว้เพื่อใช้ในการออกแบบ แต่อย่างไรก็ตามประสบการณ์และความสามารถของวิศวกรยังเป็นสิ่งสำคัญในการก่อสร้างที่จะมองความเหมาะสมและพิจารณาแบบต่างๆในการก่อสร้างให้สอดคล้องกัน

### 3.3. การกระจายแรงด้านข้างสู่องค์อาคาร

การกระจายแรงด้านข้างที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริงต้องใช้การวิเคราะห์ที่ยุ่งยากโดยมากแล้วการวิเคราะห์ที่ละเอียดมักใช้โปรแกรมในการคำนวณโดยอ้างอิงหลักพลศาสตร์ เช่น โปรแกรม Sap90 ( EARTHQUAKE ANALYSIS ON TALL BUILDING USING COMPUTER PROGRAM SAP90 ) ในปัจจุบันมีโปรแกรมเกิดขึ้นมากมาย แต่ในการวิเคราะห์อาคารที่ไม่สูงมากนักการคำนวณโดยใช้วิธีประมาณซึ่งอิงอยู่กับแรงสถิตย์ที่คำนวณได้การคำนวณโดยใช้วิธีประมาณสามารถให้ความปลอดภัยได้เช่นกัน แต่ในเรื่องความประหยัดอาจน้อยกว่าการคำนวณด้วยวิธีที่ละเอียดสำหรับโครงการนี้เสนอการคำนวณโดยวิธีประมาณทั้งหมด

#### 3.3.1. กำแพงรับแรงเฉือน( Shear wall )

##### 3.3.1.1. การกระจายแรง

การรับแรงของกำแพงรับแรงเฉือนซึ่งเป็นผลจากแรงที่พื้นกระจายให้ ส่วนแรงที่เกิดขึ้นในกำแพงมีทั้งแรงเฉือนและโมเมนต์การพลิกคว่ำ การรับแรงของกำแพงรับแรงเฉือนคิดได้ 2 กรณีคือ

1. คิดแยกออกเป็นชั้นๆ โดยถือเป็นแบบกำแพงสั้นๆที่มีการยึดปลายทั้ง 2 ข้าง ค่าความแกร่งเพื่อรับการที่กระจายให้แรงจึงเป็นลักษณะกำแพงที่มีความสูงเท่ากับชั้นหากไม่มีช่องเปิด การคิดการกระจายแรงโดยอาศัยการคิดกำแพงแต่ละชั้น ดังตัวอย่างที่ 3.2.

ขั้นตอนการการกระจายแรงคือ

- คำนวณการเคลื่อนตัวของกำแพงแต่ละส่วน
- หาค่าความแกร่งแต่ละกำแพง
- หาโมเมนต์บิดที่เกิดขึ้น โดยการหาจุดศูนย์กลางความแกร่งและ จุดศูนย์กลางของแรงด้านข้าง
- หากการกระจายแรง

2. คิดแบบคานยื่นจากพื้นดิน เป็นลักษณะของกำแพงโดยภาพรวมซึ่งยื่นจากพื้นดิน ค่าความแกร่งของกำแพงจึงคิดรวมความสูงทั้งหมดตลอดอาคารทั้งหมด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การวางกำแพงที่ถูกค้ำยันควรมีเสากระหนาบจากข้างหนึ่งถึงอีกข้างหนึ่ง เนื่องจากเมื่อกำแพงรับแรงเฉือนจะเกิด โมเมนต์พลิกคว่ำที่พยายามทำให้เกิดการเสียการทรงตัวของกำแพงเกิดเป็นแรงอัดและแรงดึง ดังนั้นเมื่อสร้างเสาโมเมนต์ที่เกิดขึ้นจะถูกถ่ายเทไปสู่เสาและลงสู่ฐานรากในรูปของแรงกดและดึง ดังนั้นเสาจะต้องออกแบบให้รับแรงเพิ่มขึ้นและขณะเดียวกันต้องระวังแรงดึงที่เกิดขึ้นไม่ให้ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ

### 3.3.1.2. การเคลื่อนตัวแนวราบ

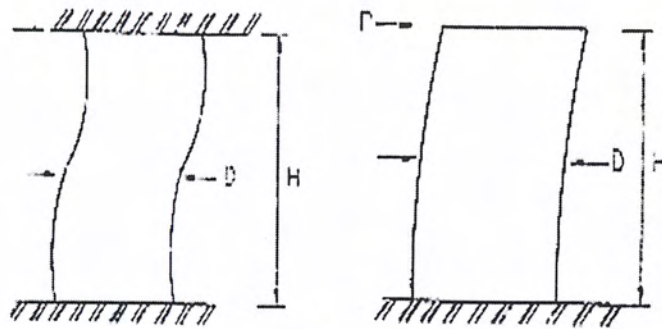
ดังที่กล่าวข้างต้นการรับแรงด้านข้างจะกระจายตามค่าความแกร่ง( $R$ ) ในที่นี้จะกล่าวถึงการรับแรงโดยแยกกำแพงแต่ละชั้น โดยที่ค่า  $R = \frac{1}{\Delta}$  โดยที่ค่า  $\Delta$  คือการเบี่ยงเบนหรือการเคลื่อนตัวในแนวนอน สามารถวิเคราะห์  $\Delta$  โดยใช้วิธีการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงเมื่อมีแรงมากระทำ โดยจะถือว่ากำแพงมีการยึดปลายแน่นทั้งสองข้าง สำหรับแรงที่กระทำคิดแบบหน่วยแรง เพราะต้องการเพียงค่าสัดส่วนความแกร่งที่ได้เพื่อหาสัดส่วนในการกระจายแรง และค่า  $\Delta$  ไม่ใช่ค่าการเบี่ยงเบนของอาคารเป็นเพียงค่าการเบี่ยงเบนของกำแพงดังรูป 3.8. a)

การคำนวณการเคลื่อนตัวมี 2 วิธี คือ

#### 1. ค่า $\Delta$ ของกำแพงยึดปลายทั้งสองข้าง

$$\begin{aligned} \Delta &= \Delta_b + \Delta_s \\ \Delta &= \frac{PH^3}{12E_bI} + \frac{1.2PH}{AE_s} \\ \Delta &= \frac{P}{E_{bt}} \left( \frac{H}{D} \right)^3 + \frac{1.2P}{E_{st}} \left( \frac{H}{D} \right) \end{aligned} \quad (3.5.)$$

ในบางกรณี เช่น กำแพงชั้นเดียว หรือ กำแพงยื่นอิสระ ค่าการเคลื่อนตัว  $\Delta$  ต้องคิดการเคลื่อนตัวของกำแพงเป็นแบบยึดปลายข้างเดียว ซึ่งการเคลื่อนตัวไม่มีจุดเปลี่ยนความโค้ง ดังรูปที่ 3.8. b)



a) ยึดปลายสองข้าง

b) ยึดปลายข้างเดียว

รูปที่ 3.8. การเบี่ยงเบนของกำแพง

2. ค่า  $\Delta$  ของกำแพงยึดปลายข้างเดียว

$$\Delta = \Delta_b + \Delta_s$$

$$\Delta = \frac{PH^3}{3E_b I} + \frac{1.2PH}{AE_s}$$

$$\Delta = \frac{P}{E_b t} \left[ 4 \left( \frac{H}{D} \right)^3 + 3 \left( \frac{H}{D} \right) \right]$$

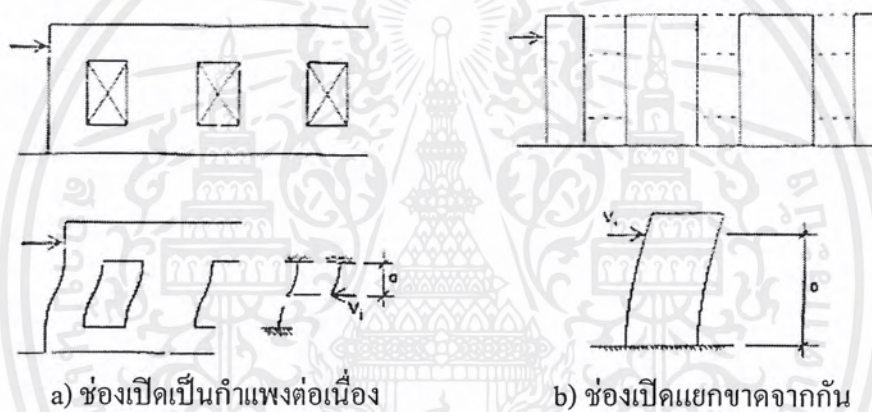
(3.6)

- เมื่อ  $\Delta_s$  คือ ความเบี่ยงเบนที่เกิดจากแรงเฉือน  
 $\Delta_b$  คือ ความเบี่ยงเบนที่เกิดจากแรงดัด  
 $E_s$  คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของแรงเฉือน  
 $E_b$  คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของแรงดัด  
 $I$  คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของกำแพงในทิศทางที่รับแรงดัด  
 $P$  คือ หน่วยแรงที่กระทำ ซึ่งสมมุติให้เป็น 1 หน่วย  
 $H$  คือ ความสูงกำแพงในช่วงชั้นใด ๆ  
 $D$  คือ ความหนาของกำแพงรับแรงเฉือน  
 $A$  คือ เนื้อที่หน้าตัดของกำแพงในชั้นใด ๆ

จากค่า  $\Delta$  มีความสัมพันธ์กับ  $H/D$  ค่าความแกร่ง ( $R$ ) ที่มองในรูปของ  $H/D$  เรียกว่าค่าความแกร่งสัมพันธ์ ค่าความแกร่งที่หาได้ใช้ในการหาจุดศูนย์กลางความแกร่งของกำแพงแต่ละชั้นอาคาร

สำหรับกำแพงที่มีช่องเปิดแยก การออกแบบและการคิดค่าความแกร่งมี 2 กรณี

- ให้กำแพงที่มีช่องเปิดเป็นกำแพงต่อเนื่องดังรูป 3.9. a) ความแกร่งของกำแพงรวมจึงเท่ากับทุกส่วนย่อยรวมกัน
- ให้กำแพงที่มีช่องเปิดแยกขาดจากกันดังนั้นความแกร่งของกำแพงจึงคิดเป็นส่วนๆดังรูป 3.9. b)



รูปที่ 3.9. ลักษณะกำแพงรับแรงเฉือนที่ช่องเปิดแบบต่างๆ

กำแพงรับแรงเฉือนที่มีช่องเปิดมากจะมีลักษณะและพฤติกรรมเช่นเดียวกับ โครงข้อแข็งที่มีความเหนียว ซึ่งเป็นแบบคานและเสารวมกันต่อเนื่องเป็นลักษณะกรอบ โครงหลายช่วงช่วยในการรับแรงด้านข้าง ดังนั้นในการวิเคราะห์ต้องเปลี่ยนหลักการคิดใหม่ให้เป็นแบบ โครงข้อแข็ง

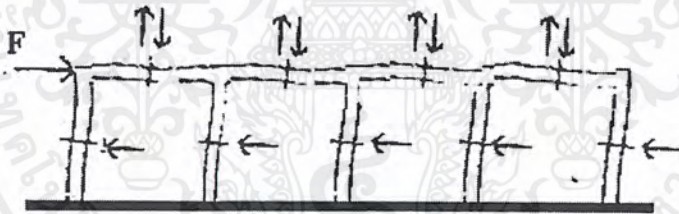
### 3.3.2. โครงข้อแข็งที่มีความเหนียว ( Ductile moment resisting space frame )

#### 3.3.2.1. การกระจายแรง

การพิจารณาค่าแรงต่างๆที่เกิดขึ้นทั้งแรงเฉือนและโมเมนต์ในการรับแรงของโครงข้อแข็ง (คานและเสา ) เสนอการคำนวณและกระจายแรงโดยวิธีประมาณเพื่อความสะดวกในการคำนวณ เสนอไว้ 2 วิธีคือ

##### 1. วิธี Cantilever

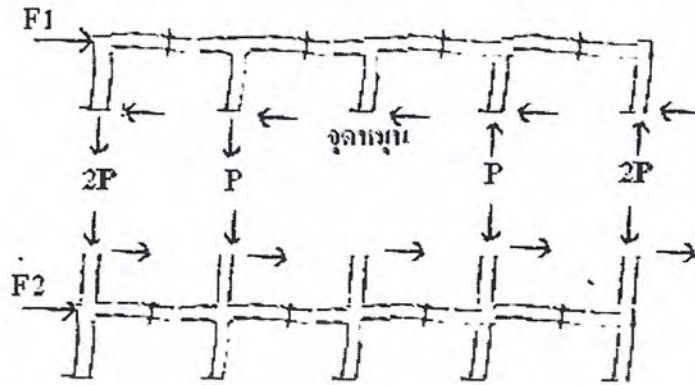
หลักการของวิธีนี้คือ แยกส่วนอาคารเป็นส่วนๆลักษณะเสมือนเป็นคานโครง( มีลักษณะเป็นก้านหรือกิ่ง )ยื่นเหนือพื้นดิน ส่วนใต้ดินและฐานรากจะถือเสมือนการยึดแน่นกับที่รองรับ ทำให้การวิเคราะห์เป็นแบบ determinate ทำให้สามารถวิเคราะห์แรงและโมเมนต์ได้ง่าย โดยต้องวิเคราะห์แรงกระจายสู่ตำแหน่งคานและเสาก่อนหลังจากนั้นคำนวณค่าโมเมนต์ในแต่ละส่วนของอาคาร ตัวอย่างการคำนวณแสดงในตัวอย่างที่ 3.3.



รูปที่ 3.10. ลักษณะการรับแรงแนวราบที่เสาของ โครงข้อแข็งตามวิธี Cantilever

วิธีนี้ใช้ข้อสมมุติ 3 ประการ คือ

- การรับแรงด้านข้างของเสาพิจารณาที่ตำแหน่งดัดกลับของเสา ซึ่งให้อยู่ ณ กึ่งกลางเสา ดังรูปที่ 3.10.
- การรับแรงเฉือนของคานจากแรงด้านข้างพิจารณาที่ตำแหน่งดัดกลับของคาน ซึ่งให้อยู่ ณ กึ่งกลางคาน ดังรูปที่ 3.10.
- แรงแนวคิ่งที่เกิดขึ้นที่เสา( จากโมเมนต์ที่เกิดขึ้น ) สมมุติให้กระจายเป็นส่วนๆกับระยะห่างจากจุดศูนย์กลางของแนวเสาทั้งหมด โดยที่แรงแต่ละฝั่งเกิดแรงอัดและแรงดึงดังรูปที่ 3.11.



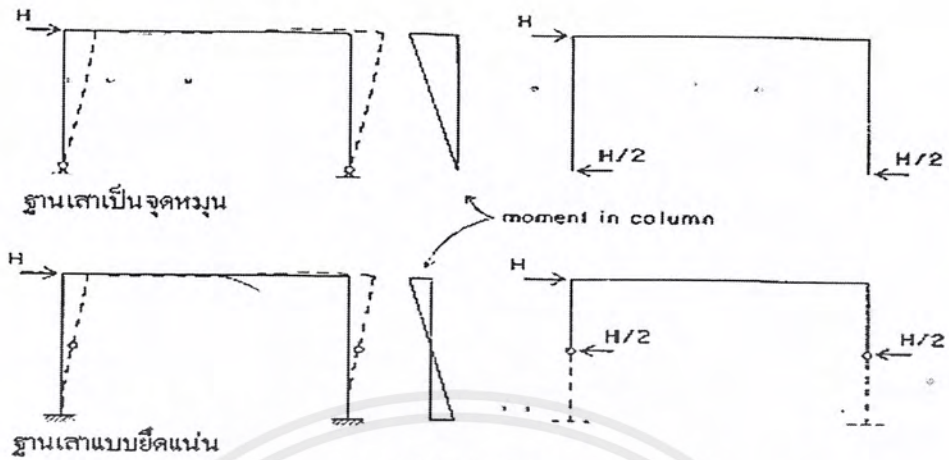
รูปที่ 3.11. ลักษณะการรับแรงแนวตั้งที่เสาของโครงข้อแข็ง

## 2. วิธีกระจายแรงด้านข้างตามความแกร่งของเสา

การรับแรงด้านข้างของเสาในโครงข้อแข็งเกิดเป็นแรงเฉือนในเสา โดยแบ่งตามสัดส่วนความแกร่งของเสาแต่ละต้น โดยมากแล้วแต่ละเสาก็มีความแกร่งเท่ากันจึงกระจายแรงเท่าๆกัน ยกเว้นเสาช่วงนอกที่มักสมมุติให้มีความแกร่งเป็นครึ่งหนึ่งเนื่องจากลักษณะการรับแรงของเสาที่รับแรงเพียงครึ่งหนึ่งของช่วงใน การพิจารณาโมเมนต์ที่เกิดขึ้นเกิดจากแรงกระจายที่เสารับและคิดผลรวมของโมเมนต์รอบข้อต่อใดๆมีค่าเท่ากับศูนย์ วิธีนี้ไม่คิดแรงกอดัดที่เกิดในเสาแต่ละต้น

ลักษณะการรับแรงมีทั้งกรณีแบบจุดหมุนและยึดแน่น การรับแรงในเสาในช่วงชั้นถือว่าอยู่ภายใต้การยึดแน่น ตำแหน่งของแรงที่ใช้ในการวิเคราะห์เป็นจุดเปลี่ยนโค้งของส่วน โครงสร้างทั้งเสาและคานขณะเคลื่อนตัวในการออกแบบปกติอยู่กึ่งกลางช่วงคานและเสาซึ่งในส่วนนี้เหมือนกับวิธี Cantilever สำหรับแรงเฉือนที่เกิดในชั้นล่างสุดนักวิเคราะห์บางท่านอาจสมมุติการรับแรงในเสาเป็น  $2h/3$  จากฐานในกรณีฐานแบบยึดแน่น และ  $h/3$  จากฐานในกรณีฐานรากแบบหมุน แสดงตัวอย่างการคำนวณที่ตัวอย่างที่ 3.3.

การกำหนดให้แรงที่กระจายสู่เสากระทำที่กึ่งกลางความสูงเสานั้น วิธีนี้ใช้โดยทั่วไปมีความถูกต้องพอสมควรแต่เหมาะกับการวิเคราะห์ใช้กับอาคารที่มีความสูงไม่มาก ซึ่งมีการแกว่งตัวทางเดียวการกระจายแรงจึงใกล้เคียง สำหรับอาคารที่มีความสูงมากซึ่งอาจมีการแกว่งตัวกลับทิศทางจำเป็นต้องใช้การวิเคราะห์โดยวิธีพลศาสตร์ซึ่งมีความยุ่งยากจึงใช้เป็นโปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์



รูปที่ 3.12. ลักษณะการรับแรงแนวราบที่เสาของ โครงข้อแข็งกรณีต่างๆ

### 3.3.2.2. การเคลื่อนตัวของแนวราบ

การเคลื่อนตัวในแนวราบของเสาคิดแยกในแต่ละชั้นและใช้การเคลื่อนตัวของเสาที่รับโมเมนต์สูงสุด ซึ่งส่วนใหญ่เป็นเสาต้นกลางในการตรวจสอบค่าขอบเขตการเคลื่อนตัวสูงสุด

การคำนวณการเคลื่อนตัว คือ

$$\Delta = \frac{ML^2}{6E_b I} \quad (3.7.)$$

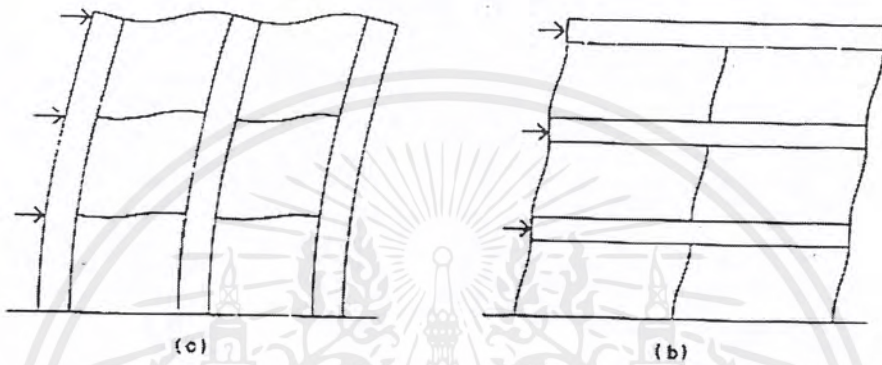
- เมื่อ  $\Delta$  คือ ความเบี่ยงเบนที่เกิดขึ้น  
 $E_b$  คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของแรงค้ำ  
 $I$  คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของเสา  
 $M$  คือ โมเมนต์ที่เกิดขึ้นในเสา  
 $L$  คือ ความสูงเสาแต่ละชั้น

ในอาคาร โครงข้อแข็งที่มีความเหนียวมีข้อคำนึงในเรื่องพฤติกรรมของอาคารที่เป็น 2 ลักษณะขึ้นกับการออกแบบแสดงในรูปที่ 3.13. พบว่าในองค์อาคารที่มีความอ่อนจะมีพฤติกรรมโค้งคดกลับซึ่งจะมีผลต่อการรับและตำแหน่งแรงที่ถูกต้อง หากพิจารณาในเรื่องความสำคัญขององค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อาคารแล้วเสาคือส่วนสำคัญมากเนื่องจากต้องรับน้ำหนักทั้งหมดของอาคารหากเสาเกิดการวิบัติอาคารทั้งหมดต้องพังลงมา ในการออกแบบประเภทเสาอ่อน

คานแข็งพฤติกรรมการวิบัติของเสาเป็นแบบเปราะ ( brittle failure ) คือเกิดขึ้นอย่างกะทันหันซึ่งเป็นอันตราย ดังนั้นการออกแบบที่เหมาะสมคือการออกแบบโดยให้เสาแข็งกว่าคานเล็กน้อยจะทำให้มีความปลอดภัยมากขึ้น



รูป 3.13. พฤติกรรมของอาคารเมื่อเสาแข็งกว่าคานและเสาอ่อนกว่าคาน  
a) คือพฤติกรรมของอาคารที่มีการออกแบบให้เสาแข็งกว่าคาน  
b) คือพฤติกรรมของอาคารที่มีการออกแบบให้เสาอ่อนกว่าคาน

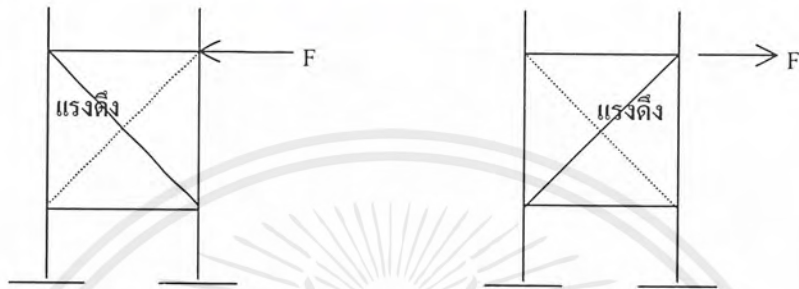
### 3.3.3. โครงยึด ( Braced frame )

#### 3.3.3.1. การกระจายแรง

การกระจายแรงในโครงยึดที่กล่าวถึงเป็นโครงยึดในแนวตั้ง โดยใช้หลักการต้านแรงที่ทำให้โครงสร้างเสียการทรงตัวในทิศทางที่ขนานกับระนาบของโครงยึด ซึ่งเป็นการออกแรงของโครงยึดเพื่อลดการเคลื่อนตัวเหมือนโครงยึดทั่วไปทำให้เกิดการกระจายแรงไปยังส่วนย่อยในโครงยึดแรงเหล่านี้จะถ่ายลงสู่เสาทำให้เสามีโอกาสเกิดขึ้นได้ทั้งแรงอัดและแรงดึง วิเคราะห์แรงที่เกิดขึ้นได้โดยการวิเคราะห์โครงสร้างปกติ

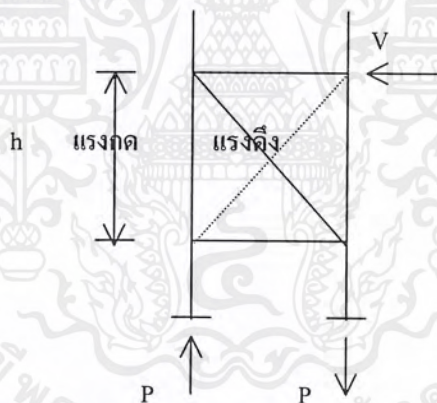
การกระจายแรงสู่โครงยึดแต่ละตัวมีค่าเท่ากับแรงเฉือนในชั้นนั้นหารด้วยจำนวนแถวของโครงยึด สำหรับโครงยึดรูป X คัดการรับแรงซึ่งเป็นแรงดึงในโครงยึด( ชั้นส่วนที่เอียง )เพียงด้านเดียวขณะเกิดแรงเฉือนไปด้านใดด้านหนึ่ง ชั้นส่วนในการยึดที่เหลือซึ่งต้องรับแรงอัดแต่ในการ

แบบสมมุติว่าไม่รับแรงที่เกิดขึ้นทั้งนี้เพื่อความสะดวกในการคิดแรงและเป็นการคิดที่เพื่อความปลอดภัย ตัวอย่างโครงยึดรับแรงแสดงในรูปที่ 3.14. หากเกิดการเปลี่ยนทิศทางของแรงด้านข้างที่กระทำค่าแรงที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนจะเปลี่ยนไป โดยที่ส่วนที่รับแรงอัดจะเปลี่ยนเป็นรับแรงดึงได้ดังนั้นในการออกแบบต้องให้ความสามารถในการรับแรงเกิดขึ้นได้ทั้ง 2 กรณี เนื่องจากโครงยึดจำเป็นต้องรับทั้งแรงดึงและแรงอัดดังนั้นการออกแบบ โครงยึดส่วนมากนิยม โครงยึดที่เป็นเหล็ก



a) แสดงการรับแรงเฉือนขององค์ประกอบในโครงยึด

เกิดโมเมนต์ =  $Fh$



b) การกระจายแรงของเสาในโครงยึดของอาคาร

รูปที่ 3.14. ลักษณะการกระจายแรงในโครงยึด

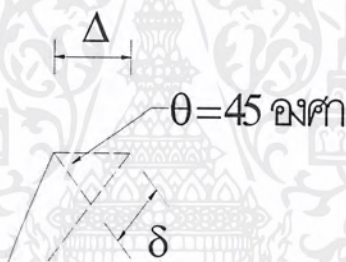
ค่าแรงกระจายที่เกิดขึ้นจะถ่ายทอดลงสู่ระดับล่างลงมาทำให้มีการรับแรงสูงขึ้นเรื่อยๆ โดยในการออกแบบต้องออกแบบให้โครงมีขนาดรับแรงสูงสุดที่เกิดขึ้น ในการออกแบบอาจสร้างโครงยึดเป็นกรอบนอกรูปขั้นบันไดซึ่งเป็นลักษณะการลดจำนวน โครงยึดในระดับที่สูงขึ้นไปซึ่งมีแรงเฉือนเกิดขึ้นน้อย ทำให้ประหยัดแต่การวิเคราะห์จะยุ่งยากบ้าง

### 3.3.3.2. การเคลื่อนตัวแนวราบ

การเคลื่อนตัวของโครงยึดเกิดจากการยืดและหดตัวขึ้นส่วนในการยึดโยงระหว่างเสา เป็นสำคัญ ดังนั้นการคำนวณการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นต้องมีการปรับค่าการยืดหดตัวของชิ้นส่วนยึด ตามมุมที่เกิดขณะยึดตัว แต่เพื่อความสะดวกจึงสมมุติมุมที่เกิดเป็น 45 องศา

การคำนวณการเคลื่อนตัวคือ

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{PL}{AE} \\ \Delta &= \frac{1}{\sin 45} \times \delta \\ &= 1.414\delta\end{aligned}\tag{3.8.}$$



รูปที่ 3.15. การเคลื่อนตัวของโครงยึด

### 3.3.4. คานยึดฐานราก ( Tie Beam )

คานยึดฐานรากช่วยให้ฐานรากเคลื่อนตัวไปในทิศทางเดียวกันและมีเสถียรภาพเพิ่มขึ้น ป้องกันการถ่วงและแยกออกของฐานรากคานยึดจัดเป็นการรับและกระจายแรงในฐานรากทั้งหมดของอาคาร โดยคานจะต้องมีความสามารถในการรับแรงดึงและแรงอัด 10% ของน้ำหนักคงที่ที่เสารับไว้ ดังนั้นการออกแบบคานยึดจึงเป็นการออกแบบอย่างเสารับแรงในแนวแกนเป็นหลัก

### 3.3.5. ฐานราก ( Footing )

ฐานรากจะรับทั้งแรงและโมเมนต์จากเสาซึ่งเป็นการรับแรงในระดับสุดท้าย ในส่วนของฐานรากนอกจากรองรับน้ำหนักทั้งหมดของอาคารแล้ว ฐานรากยังเป็นส่วนต้องรับแรงแนวนอน เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทั้งหมดที่เกิดขึ้นหากอาคารไม่สามารถรับแรงด้านข้างได้อาคารจะเกิดการเลื่อนไถลซึ่งเป็นอาคารที่ไม่ปลอดภัย ความสามารถในการรับแรงด้านข้างของฐานรากจัดเป็นการป้องกันการขยับตัวทางด้านล่างของอาคาร การรับแรงในแนวนอนของฐานรากมีผลมาจาก 2 ส่วนคือ

- จากความฝืดที่ผิวสัมผัสระหว่างดินกับโครงสร้าง ขึ้นกับความเสียดทานและน้ำหนักคงที่ของอาคารที่ลงสู่ฐานราก
- แรงต้านของดินและเสาเข็มในแนวนอน ขึ้นกับลักษณะของดินที่รองรับฐานรากหากเป็นฐานรากประเภทเสาเข็มความลึกจะเป็นปัจจัยอีกส่วนหนึ่งที่จะช่วยให้การรับแรงดีขึ้น

จากระบบการรับและการกระจายแรงสู่องค์อาคารที่กล่าวข้างต้น วิศวกรต้องออกแบบของค์อาคารที่ใช้ในการรับแรง เช่น เสา คาน กำแพงรับแรงเฉือน และฐานรากเป็นต้น ให้สามารถรับแรงที่เกิดขึ้นรวมถึงค้ำึงเสถียรภาพและสัดส่วนความปลอดภัยโดยรวมของอาคาร ทั้งความสามารถรับน้ำหนัก, การเลื่อนไถลและ การเคลื่อนตัวในแนวราบเป็นต้น ในส่วนนี้คงต้องพิจารณาให้สอดคล้องกับมาตรฐานควบคุมอาคารรับแรงแผ่นดินไหวที่จะกล่าวถึงต่อไป

### 3.4. ตัวอย่างการถ่ายแรงด้านข้างลงสู่องค์อาคาร

ตัวอย่างที่ 3.1. คำนวณการถ่ายแรงในอาคารระบบกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่างที่ 2.1. ซึ่งจากการคำนวณแรงลมเปรียบเทียบแรงแผ่นดินไหว ซึ่งใช้ค่าแรงลมในการออกแบบ

$$\text{แรงลม } H(n-s) = 13 \text{ tons}$$

$$\text{แรงลม } H(e-w) = 6.5 \text{ tons}$$

#### 1. การกระจายแรงและโมเมนต์

##### 1.1. พื้นหลังคา

เมื่อพิจารณาพื้นหลังคามองทาง n-s เปรียบเสมือนคานช่วงเดียวธรรมดา มีจุดรองรับ 2 จุดคือผนังทั้งสองด้านทำให้เกิดแรงเฉือน โมเมนต์คัต และหน่วยแรงจากโมเมนต์กระจายไปในพื้น แสดงไว้ในรูปที่ 3.16.

หน่วยแรงเฉือนที่เกิดที่ขอบด้านยาว คือ

$$\begin{aligned} V &= \frac{6,500/2}{30} \\ &= 108.33 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

หน่วยแรงเฉือนที่สูงสุดเกิดที่ขอบด้านกว้าง คือ

$$\begin{aligned} V &= \frac{13,000/2}{15} \\ &= 433.33 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

หน่วยแรงคัตสูงสุด ( โมเมนต์สูงสุด / ความกว้าง) เกิดที่กึ่งกลางของด้านยาวพื้น คือ

$$\begin{aligned} T &= \frac{13,000/8}{15} \\ &= 108.33 \text{ kg} \end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พื้นหลังคาเมื่อมองทาง e-w พิจารณาเฉพาะการถ่ายแรงเฉือนจากแรงด้าน e-w ไม่คิดโมเมนต์ตัดเนื่องจากเป็นด้านแคบ และค่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นก็ไม่ใช่ว่าสูงสุด การสร้างพื้นหลังคาในกรณีอาคารไม้ซึ่งใช้การประกอบคานต่อซี่ของไม้ ต้องมีความสามารถในการรับค่าหน่วยแรงต่างๆ ที่เกิดขึ้น

## 1.2. ผนังด้าน e-w ( ผนังรับแรงเฉือน )

เนื่องจากเป็นอาคารไม้พื้นหลังคาจึงเป็น โคอแฟรมอ่อน การกระจายแรงจึงเท่ากัน ทั้งในผนังทั้ง 2 ด้านมีค่าเท่ากับ  $13,000/2$  kg หรือ 6,500 kg โดยค่าแรงนี้กระจายสู่ผนังรับแรงเฉือนด้าน e-w ซึ่งแบ่งเป็นสองผนังเนื่องจากมีช่องเปิดและกีดผนังแยกส่วนจากกัน โดยผนังยาว 5.2 m ทั้ง 2 ส่วน ความยาวรวม 10.4 m

หน่วยแรงเฉือนที่กระทำต่อผนัง

$$V = \frac{6,500}{10.4} = 625 \text{ kg/m}$$

เมื่อมีแรงที่กระจายสู่ผนัง e-w 6,500 kg มีผนัง 2 ส่วนช่วยกันรับแต่ละส่วนจึงรับแรงคือ 3,250 kg ซึ่งถือว่าแรงกระทำในระดับความสูงพื้นหรือ 5.2 m ทำให้เกิดโมเมนต์ที่พยายามให้ผนังหมุนหรือเคลื่อนตัว ดังแสดงในรูป 3.17. a) โมเมนต์การพลิกคว่ำที่เกิดขึ้นต้องโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำจากแรงยึดรั้งและน้ำหนัก กำหนดให้น้ำหนักที่ถ่ายสู่ผนังจากน้ำหนักหลังคาและผนังคือ 5.70 tons

โมเมนต์การพลิกคว่ำ

$$3.25 \times 5.2 = 16.90 \text{ t-m}$$

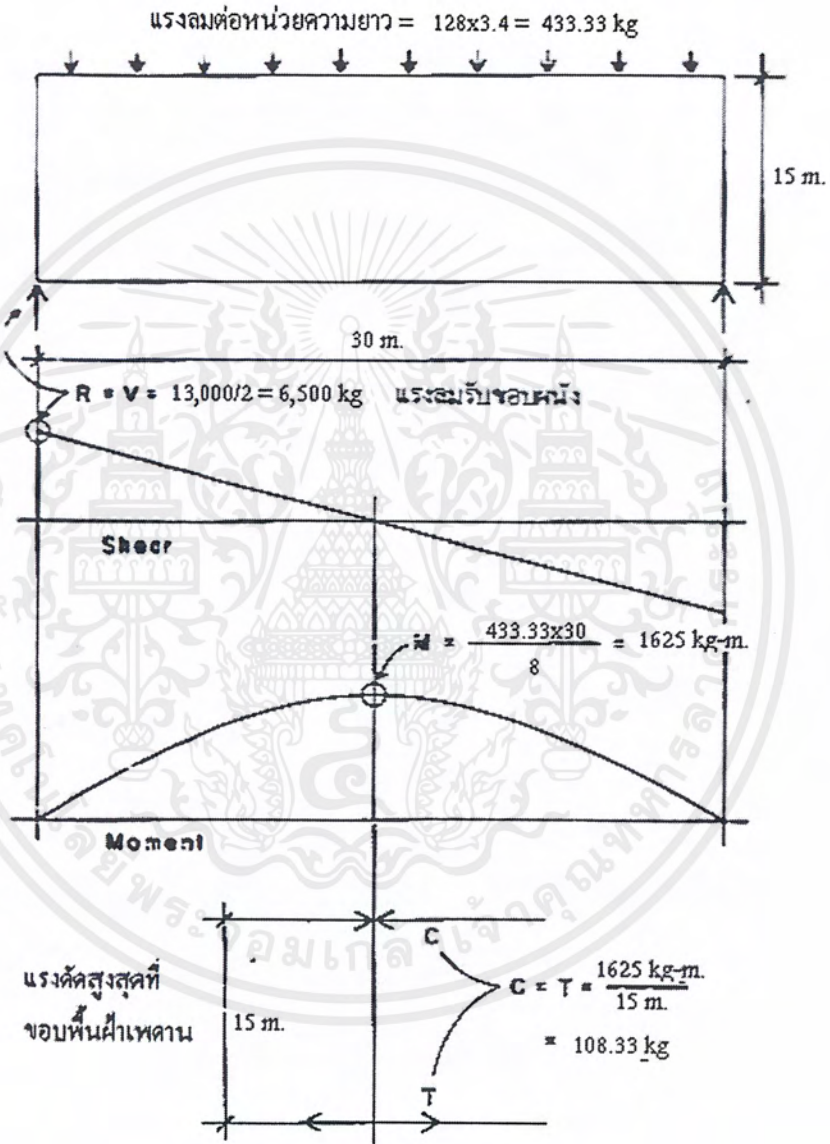
โมเมนต์ต้านทานจากน้ำหนัก

$$5.7 \times \frac{5.2}{2} = 14.82 \text{ t-m}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โมเมนต์ต้านทานจากการยึดรั้ง

$$16.90 - 14.82 = 2.08 \text{ t-m}$$



รูปที่ 3.16. การกระจายแรงที่พื้นหลังคาของอาคาร A

### 1.3. ผนังด้าน n-s

เนื่องจากช่องเปิดจึงใช้ผนังเป็นแบบแยก 5 ส่วนในแต่ละด้านซึ่งยาวผนังละ 3.5 m รวมทั้ง 2 ด้านจึงมีทั้งสิ้น 10 ผนังซึ่งช่วยกันรับแรงด้าน e-w แรงที่ผนังแต่ละส่วนรับคือ 6,500/10 หรือ 650 kg

แรงเฉือน

$$V = \frac{650}{3.5} = 185.71 \text{ kg/m}$$

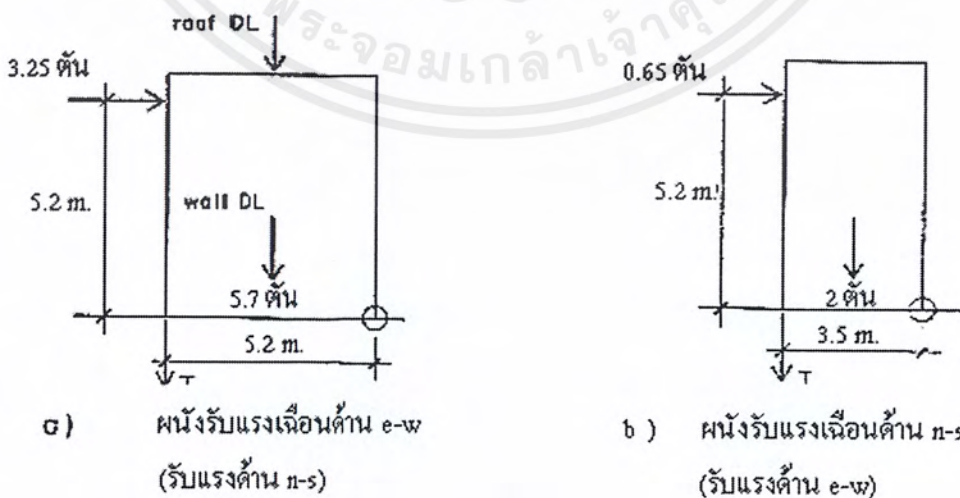
โมเมนต์การพลิกคว่ำ (รูป 3.17. b)

$$0.65 \times 5.2 = 3.38 \text{ t-m}$$

โมเมนต์ต้านทานจากน้ำหนัก (กำหนดน้ำหนักที่ผนังรับเป็น 2 ตัน/ผนัง)

$$2.0 \times \frac{3.5}{2} = 3.5 \text{ t-m}$$

โมเมนต์ต้านทานจากการยึดรั้งขึ้นกับค่าความปลอดภัยที่ต้องการ



รูปที่ 3.17. ความต้องการการยึดรั้งและการกระจายแรงที่เกิดขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและ 56 อ่างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้นในการก่อสร้างผนังซึ่งรับแรงเฉือน การต่อยึดโยงกันส่วนพื้นหรือฐานด้านล่างของอาคารต้องทนต่อแรงเฉือนและโมเมนต์การพลิกคว่ำที่พยายามเคลื่อนส่วนผนังให้หลุดออกจากฐาน สำหรับตัวอย่างนี้เป็นอาคารไม้การยี่ครั้งกระทำโดยใช้ตะปูซึ่งต้องคำนวณการรับแรงเฉือนและแรงดอนของตะปูซึ่งไม่กล่าวไว้ในที่นี้ การยี่ครั้งส่วนต่างนอกจากจะรับที่ที่เกิดจากการคำนวณได้แล้วยังคงต้องเป็นไปตามที่มาตรฐานกำหนดด้วย เช่น สำหรับแผ่นดินไหวโซน 3 ข้อกำหนดตามมาตรฐาน UBC 1994 กำหนดว่าโมเมนต์โมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำเป็น 1.5 เท่าของโมเมนต์การพลิกคว่ำ

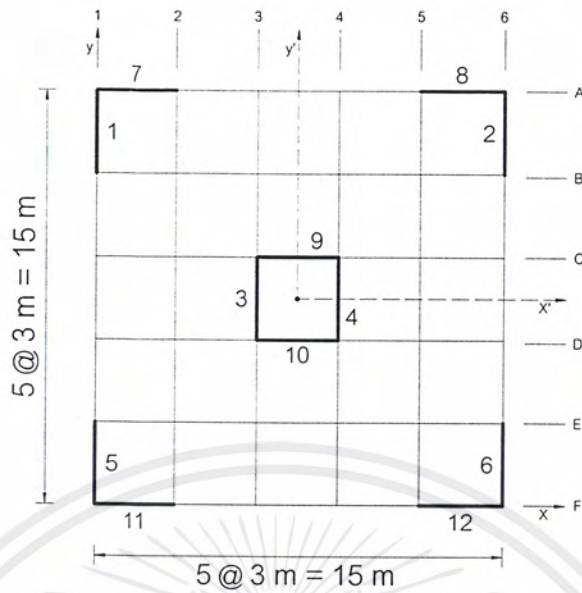


ตัวอย่างที่ 3.2. คำนวณการกระจายแรงออกแบบอาคาร D เป็นอาคารสำนักงาน 7 ชั้น ใช้กำแพงรับแรงเฉือนระบบการรับแรงด้านข้างฐานรากเสาเข็ม ( วิเคราะห์แรงโดยใช้วิธีแยกกำแพงเป็นส่วนๆแต่ละชั้น ) แสดงผังอาคารดังรูปที่ 3.18.

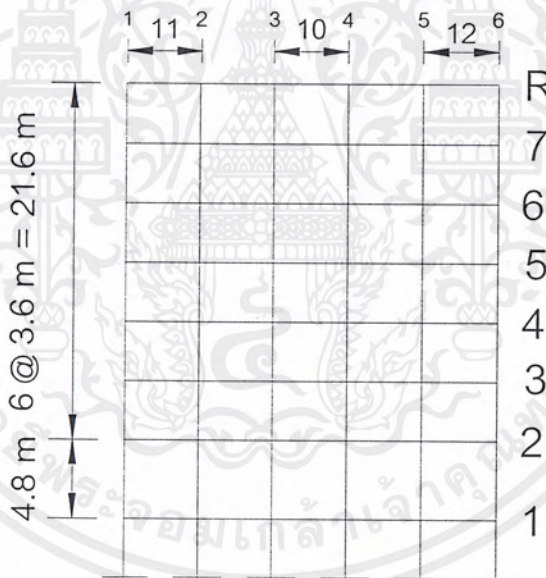
### 1. มีข้อมูลดังนี้

- อาคารตั้งอยู่ในกาญจนบุรี ( เขตแผ่นดินไหวที่ 2 )
- ขนาดของอาคาร  $15 \text{ m} \times 15 \text{ m} \times 26.4 \text{ m}$
- ระบบรับแรงแนวตั้ง  
 พื้นหนา 10 cm  
 คานชอยวางห่างกัน 3 m ขนาด  $22.5 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$  ยาว 9 m  
 คานหลักบนทุกเส้นพิกัดในแนวเหนือใต้ ขนาด  $30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$  ยาว 9 m  
 เสาขนาด  $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$
- รายการน้ำหนักอาคาร /ชั้น ดังนี้
 

พื้น+กำแพง	244	$\text{kg/m}^2$
ฝ้าเพดาน	49	$\text{kg/m}^2$
คาน	5	$\text{kg/m}^2$
คานหลัก	5	$\text{kg/m}^2$
เสา	5	$\text{kg/m}^2$
รวมน้ำหนักคงที่ =	308	$\text{kg/m}^2$
น้ำหนักจร	244	$\text{kg/m}^2$
รวมน้ำหนักทั้งหมด =	552	$\text{kg/m}^2$
- กำลังประลัยของคอนกรีต :  $f'_c = 280 \text{ ksc}$
- จุดคลากของเหล็กเสริม :  $f_y = 4200 \text{ ksc}$



a) แปลนพื้นอาคารสำนักงาน 7 ชั้น



b) รูปด้านทิศใต้ อาคารสำนักงาน 7 ชั้น

รูปที่ 3.18. ผังอาคาร D

เนื่องจากตัวอย่างนี้อาคารตั้งอยู่ในประเทศไทยจึงใช้วิธีการคำนวณแรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (UBC 1985) ให้ไว้ในภาคผนวก ข. ร่วมกับร่างมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวของ วสท.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 2. การคำนวณแรงแผ่นดินไหว

แรงในแนวนอนทั้งหมดที่ฐานของ โครงสร้าง

$$V = ZIKCSW$$

เมื่อ Z คือ สัมประสิทธิ์แสดงเขตแผ่นดินไหว ที่  $2 = 3/8$

I คือ สัมประสิทธิ์แสดงความสำคัญของอาคาร = 1

K คือ สัมประสิทธิ์แสดงประเภทของโครงสร้าง = 1.33

น้ำหนักของโครงสร้าง W

$$\text{น้ำหนักคงที่} = \frac{8 \times 15 \times 15 \times 308}{1000} = 554.4 \text{ tons}$$

$$\text{กำแพง} = \frac{36 \times 26.4 \times 293}{1000} = 278.5 \text{ tons}$$

$$W \text{ รวม} = \text{น้ำหนักคงที่} + \text{กำแพง} = 832.9 \text{ tons}$$

### 2.1. แนวเหนือ-ใต้

คาบการสั่นสะเทือนของโครงสร้าง(T)

$$\begin{aligned} T &= \frac{0.09hn}{\sqrt{D}} \\ &= \frac{0.09 \times 26.4}{\sqrt{15}} \\ &= 0.613 \end{aligned}$$

ค่าสัมประสิทธิ์ C ( $C \leq 0.12$ )

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} = 0.085$$

S หาได้โดยพิจารณาลักษณะชั้นดินจากรายงานการสำรวจดิน ในกรณีนี้สถานที่ตั้งของอาคารอยู่ในจังหวัดกาญจนบุรี ลักษณะของชั้นดินแสดงในตารางที่ 3.1. พิจารณาจากลักษณะของชั้นดิน อาจสรุปได้ว่า S มีค่า 1.5

ตารางที่ 3.1. ชั้นของดิน ณ ที่ตั้งอาคาร

ชั้นที่	ลักษณะชั้นดิน	ความลึก(เมตร)
		ABH-1
1.	MED.DENSE SILTY FINE	0-3.6
2.	MED. TO VERY STIFF CLAY	3.6-10.5

ค่า CS  $CS = 0.085 \times 1.5 = 0.128 \leq 0.14$

แรงในแนวนอนทั้งหมดที่ฐานของโครงสร้าง

$$\begin{aligned} V &= ZIKCSW \\ &= 0.375 \times 1 \times 1.33 \times 0.128 \times 832.9 \\ &= 53 \text{ tons} \end{aligned}$$

## 2.2. แนวตะวันออก-ตะวันตก

เนื่องด้วยอาคารเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ดังนั้นแรงในแนวนอนทั้งหมดที่ฐาน ของโครงสร้างในแนวตะวันออก-ตะวันตก จึงมีค่าเท่ากับแรงในแนวเหนือ-ใต้

## 3. การกระจายแรง

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$F_t = 0.07TV$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= 0.07 \times 0.613V$$

$$= 0.043V$$

ตรวจสอบค่าของ  $F_t$  ดังนี้

1. เมื่อ  $T \leq 0.7$  วินาที,  $F_t = 0$
2. ค่า  $F_t$  ไม่ควรเกิน  $0.25V$  ดังนั้นใช้ค่า  $F_t$  ตามสมการข้างต้น

ส่วนที่เหลือของแรงในแนวนอนทั้งหมดควรจะกระจายตลอดความสูงของโครงสร้าง โดยถือว่าน้ำหนักของแต่ละชั้นเท่ากันรวมทั้งชั้นสูงสุด

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

ตัวอย่างการหาค่า  $F_x$  ที่ชั้นหลังคาค้างนี้

$$F_x = \frac{(53 - 0) \times 26.4}{109.2}$$

$$= 12.81 \text{ tons}$$

$$F_t = 0; T < 0.7 \text{ วินาที}$$

แรงกระทำหรือแรงเฉือนที่หลังคามีค่า  $F_t + F_x = 12.81 \text{ tons}$

เมื่อคำนวณแรงที่กระจาย ( $F_x$ ) ไปทุกชั้นแล้ว ก็หาค่าแรงเฉือนในแต่ละชั้นได้ แรงเฉือนที่ระดับชั้นสองจะเท่ากับแรงแนวนอนทั้งหมดที่ฐานของโครงสร้าง (V) ตารางที่ 3.2. การกระจายแรงในแนวนอน

ตารางที่ 3.2. การกระจายแรงที่ระดับพื้นชั้นใดๆ

STORY	H (m.)	$h_i, h_x$ (m.)	$F_x$ (tons)	$V_x$ (tons)
R	3.6	26.4	12.81	12.81
7	3.6	22.8	11.07	23.88
6	3.6	19.2	9.32	33.2
5	3.6	15.6	7.57	40.77
4	3.6	12	5.82	46.59
3	3.6	8.4	4.08	50.67
2	3.6	4.8	2.33	53
1	-	-	-	53
		109.2	53	

#### 4. การหาค่าแรงแรงของกำแพง

การหาค่าแรงแรงของกำแพงเนื่องจากการกระจายแรงสู่กำแพงเป็นสัดส่วนของความแรงแรงของกำแพงในคิกกำแพงแบบยึดปลายสองข้าง การหาค่าความแรงแรงต้องแบ่งกำแพงออกเป็น ส่วนๆ ดังนี้

ความแรงแรงของกำแพง

$$R = \frac{1}{\Delta}$$

การหาค่า  $\Delta$  ของกำแพงยึดปลายสองข้าง

$$\Delta = \Delta_b + \Delta_s$$

$$\Delta = \frac{PH^3}{3E_b I} + \frac{1.2PH}{AE_s}$$

$$\Delta = \frac{P}{E_b t} \left[ 4 \left( \frac{H}{D} \right)^3 + 3 \left( \frac{H}{D} \right) \right]$$

กำหนดให้

P = 453515 kg ( ใช้ค่าสมมุติเพื่อหาสัดส่วนของความแรงจึงเป็นเท่าใดก็ได้ )

$E_b = 231990$  ksc

T = 25 cm ( ความหนาของกำแพง )

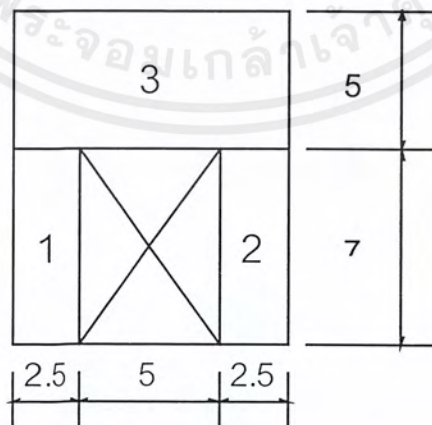
D = ความกว้างหรือความยาวของตอม่อหรือกำแพง

ดังนั้น

$$\Delta = 0.0782 \left( \frac{H}{D} \right)^3 + 0.2346 \left( \frac{H}{D} \right)$$

สามารถใช้ค่า  $\Delta$  ที่ให้คำนวณกำแพงที่ไม่มีช่องเปิดแต่ละส่วนได้ โดยการแทนค่า H และ D ในสมการ ค่า  $\Delta$  แสดงในตารางที่ 3.3.

สำหรับกำแพงที่มีช่องเปิดการคำนวณความแรงของกำแพงทำโดยแยกกำแพงเป็นส่วนๆ และคิด  $\Delta$  ในแต่ละส่วนย่อยๆมารวมกันเรียกวิธีนี้ว่า วิธีซ้อนภาพ (SUPERPOSITION) สำหรับกำแพงที่มีช่องเปิดในตัวอย่างนี้คือ กำแพงลิฟท์ มีช่องเปิดดังแสดงในรูป 3.19.



รูปที่ 3.19. ช่องเปิดกำแพงลิฟท์

ขั้นตอนการคำนวณหาความแรงของกำแพงลิฟท์ มีดังนี้

1. หา R กำแพงย่อย 1 และ 2  $H = 2.1, D = 0.75, \frac{H}{D} = 2.8$

$$\begin{aligned} \Delta &= 0.0782 \left( \frac{2.1}{0.75} \right)^3 + 0.2346 \left( \frac{2.1}{0.75} \right) \\ &= 2.37 \\ R &= \frac{1}{\Delta} = 0.42 \end{aligned}$$

2. หาผลรวมของความแรงกำแพงย่อย 1 และ 2 ( $R_{1-2}$ )

$$\sum R = 2 \times 0.42 = 0.84$$

3. หา  $\Delta$  รวมของกำแพงย่อยหมายเลข 1 และ 2, ( $\Delta_{1-2}$ )

$$\begin{aligned} \Delta_{1-2} &= \frac{1}{R_1 - 2} \\ &= 1.19 \end{aligned}$$

4. หา  $\Delta$  ของทับหลังหมายเลข 3, ( $\Delta_3$ )  $\frac{H}{D} = \frac{1.5}{3} = 0.5$

$$\Delta_3 = 0.127$$

5. หา  $\Delta$  ของกำแพงรวม

$$\begin{aligned} \Delta &= \Delta_{1-2} + \Delta_3 \\ &= 1.317 \end{aligned}$$

6. หา R ของกำแพง

$$\begin{aligned} R &= \frac{1}{1.317} \\ &= 0.759 \end{aligned}$$

5. จุดศูนย์กลางของมวลและจุดศูนย์กลางของความแกร่ง

จากแปลนพื้นในรูปที่ 3.18. จะเห็นว่ากำแพงรับแรงเฉือนในแนวเหนือ-ใต้มีความแกร่งของกำแพงไม่สมมาตร เนื่องจากกำแพงมีช่องเปิด แต่ในทางปฏิบัติในการออกแบบมักอนุโลมให้จุดศูนย์กลางของมวลอยู่ที่จุดกึ่งกลางของแปลนพื้น

การคำนวณหา โมเมนต์จากแรงบิด (TORSION) ซึ่งจะต้องพิจารณาดังนี้

1. ถ้าระยะระหว่างจุดศูนย์กลางของมวล และจุดศูนย์กลางของความแกร่งมีค่ามากกว่า 5% ของความกว้างของอาคารในแนวตะวันออก-ตะวันตกให้ใช้ ระยะนั้นในการคำนวณหาค่าโมเมนต์จากแรงบิด
2. ถ้าระยะระหว่างจุดศูนย์กลางของมวลและจุดศูนย์กลางของความแกร่ง มีค่าน้อยกว่า 5% ของความกว้างของอาคารในแนวตะวันออก-ตะวันตก ให้ใช้ 5% ของความกว้างของอาคารในการหาค่าโมเมนต์จากแรงบิด

ในการออกแบบกำแพงแต่ละชั้นมักจะมีคานและความสูงเท่ากัน ดังนั้นจึงมักจะใช้ความแกร่งสัมพัทธ์ของกำแพงในการคำนวณหาแรงในกำแพง แทนที่จะใช้ความแกร่งที่แท้จริงของกำแพง

เพื่อความสะดวกให้จุดเริ่มต้นของพิคัด X-Y อยู่ที่เสา F-1 แกน X อยู่ในแนวตะวันออก-ตะวันตก แกน Y อยู่ในแนวเหนือ-ใต้

## 5.1. แนวเหนือ-ใต้

ตารางที่ 3.3. การคำนวณหาจุดศูนย์กลางของความแกร่งในแนวตะวันออก-ตะวันตก  
สำหรับกำแพงในแนวเหนือ-ใต้ (ชั้น 2 ถึงหลังคา)

กำแพง	H	D	H/D	$\Delta$	R	X	$R_x$
1	3.6	3	1.2	0.417	2.4	-	-
2	3.6	3	1.2	0.417	2.4	15	36
3	3.6	3	1.2	0.417	2.4	6	14.4
4	3.6	3	1.2	0.417	2.4	9	21.6
5	3.6	3	1.2	0.417	2.4	-	-
6	3.6	3	1.2	0.417	2.4	15	36
$\bar{X} = 108/14.4 = 7.5$					14.4		108

แนวเหนือ-ใต้ อยู่ในตำแหน่งสมมาตร อย่างไรก็ตาม มาตรฐานระบุให้ใช้ค่า  $e_x = 5\%$  ของความกว้างของอาคารในการคำนวณหาโมเมนต์จากแรงบิด

$$e_x = 0.05 \times 15 = 0.75 \text{ m}$$

$$M_T = 0.75V$$

พิจารณากำแพงรับแรงเฉือนระหว่างชั้น 2 และชั้น 3 แรงเฉือนที่ชั้น 3 มีค่า 50.67 tons

$$M_T = 0.75 \times 50.67 = 38 \text{ t-m}$$

## 5.2. แนวตะวันออก-ตะวันตก

ตารางที่ 3.4. การคำนวณหาจุดศูนย์กลางของความแกร่งในแนวเหนือ-ใต้  
สำหรับกำแพงในแนวตะวันออก-ตะวันตก (ชั้น 2 ถึงชั้นหลังคา)

กำแพง	H	D	H/D	$\Delta$	R	X	$R_x$
7	3.6	3	1.2	0.417	2.4	-	-
8	3.6	3	1.2	0.417	2.4	-	-
9	3.6	3	1.2	0.417	2.4	6	14.4
10	3.6	3	1.2	1.317	0.76	9	6.84
11	3.6	3	1.2	0.417	2.4	15	36
12	3.6	3	1.2	0.417	2.4	15	36

$$\bar{X} = 93.24/12.76 = 7.31$$

$$12.76$$

$$93.24$$

ระยะเยื้องศูนย์กลางเนื่องจากมีช่องเปิดบริเวณปล่องลิฟท์

$$e_y = 7.5 - 7.31 = 0.19 \text{ m}$$

$$5\% \text{ ของความกว้างของอาคาร} = 0.05 \times 15 = 0.75 \text{ m} > (e_y=0.19)$$

ดังนั้นให้ใช้  $e_y = 0.75 \text{ m}$  ในการคำนวณหาโมเมนต์จากแรงบิด

$$M_T = 0.75V$$

พิจารณากำแพงรับแรงเฉือนระหว่างชั้น 2 และชั้น 3 มีค่า  $V=50.67 \text{ tons}$

$$M_T = 0.75 \times 50.67 = 38 \text{ t-m}$$

## 6. แรงเฉือนในกำแพง

แรงเฉือนที่กำแพงมี 2 ส่วนคือ

1. แรงเฉือนที่กระจายสู่กำแพงในชั้นนั้นๆ ตามสัดส่วนความแกร่งของกำแพงตามสมการ

$$(V_D)_i = \frac{VR_i}{\sum R_i}$$

2. แรงเฉือนจากโมเมนต์จากแรงบิด  $M_T$

- สำหรับกำแพงในแนวเหนือ-ใต้

$$(V_T)_i = \frac{M_T(X'_i)(R_i)}{\sum R_i(X'_i)^2 + \sum R_i(Y'_i)^2}$$

- สำหรับกำแพงในแนวตะวันออก-ตะวันตก

$$(V_T)_i = \frac{M_T(Y'_i)(R_i)}{\sum R_i(X'_i)^2 + \sum R_i(Y'_i)^2}$$

แรงเฉือนทั้งหมดในกำแพงแต่ละชั้น

$$V_i = (V_D)_i + (V_T)_i$$

$V_T$  จะมีค่าบวกหรือลบขึ้นอยู่กับค่าของ  $X'_i$  หรือ  $Y'_i$  ถ้า  $V_T$  มีค่าลบไม่ต้องนำมารวม

ตารางที่ 3.5. การคำนวณหาแรงเฉือนในกำแพงแนวเหนือ-ใต้

กำแพง	R	X'	(X') <sup>2</sup>	R(X') <sup>2</sup>	V <sub>D</sub>	V <sub>T</sub>	V
1	2.4	-7.5	56.25	135	8.45	-0.62	8.45
2	2.4	7.5	56.25	135	8.45	0.62	9.07
3	2.4	-1.5	2.25	5.4	8.45	-0.12	8.45
4	2.4	1.5	2.25	5.4	8.45	0.12	8.57
5	2.4	-7.5	56.25	135	8.45	-0.62	8.45
6	2.4	7.5	56.25	135	8.45	0.62	9.07
	14.4				550.8		

ตารางที่ 3.6. การคำนวณหาแรงเฉือนในกำแพงแนวตะวันออก-ตะวันตก

กำแพง	R	Y'	(Y') <sup>2</sup>	R(Y') <sup>2</sup>	V <sub>D</sub>	V <sub>T</sub>	V
7	2.4	7.31	53.44	128.26	9.53	0.61	10.14
8	2.4	7.31	53.44	128.26	9.53	0.61	10.14
9	2.4	1.31	1.72	4.13	9.53	0.11	9.64
10	0.76	-1.69	2.86	2.17	3.02	-0.04	3.02
11	2.4	-7.69	59.14	141.94	9.53	-0.64	9.53
12	2.4	-7.69	59.14	141.94	9.53	-0.64	9.53
	12.76			546.7			

$$\sum R(X')^2 + \sum R(Y')^2 = 1097.5$$

ตัวอย่างการหาแรงเฉือนในกำแพงหมายเลข 7

$$(V_D)_7 = \frac{50.67 \times 2.4}{12.76} = 9.53 \text{ tons}$$

$$(V_T)_7 = \frac{38 \times 7.31 \times 2.4}{1097.5} = 0.61 \text{ tons}$$

$$V_7 = 9.53 + 0.61 = 10.14 \text{ tons}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 7. โมเมนต์พลิกคว่ำ

ตัวอย่างแสดง โมเมนต์การพลิกคว่ำกำแพงหมายเลข 7 รูปที่ 3.20. เมื่อมีแรงกระทำที่ด้านบนของกำแพง ทำให้เกิด โมเมนต์ที่จะทำให้กำแพงเสียการทรงตัว

$$\begin{aligned}M_o &= V_7 \times H \\ &= 10.14 \times 3.6 \\ &= 36.5 \text{ t-m}\end{aligned}$$

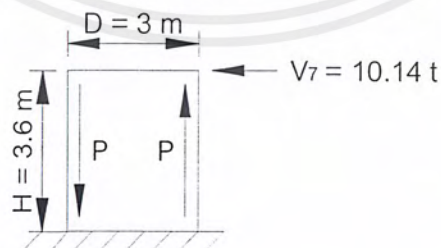
โมเมนต์นี้จะทำให้เกิดกดที่ปลายซ้ายของกำแพง ในขณะที่เดียวกันมีแรงดึงที่ปลายขวาของกำแพง

$P_u$ -LOAD ในกำแพงหมายเลข 7 มีค่าเท่ากับ

$$\frac{10.14 \times 2 \times 3.6}{3} = 24.34 \text{ tons}$$

ซึ่งจะต้องบวกหรือลบออกจากน้ำหนักประลัยที่รับ โดยเสา C-3 และ C-4 เสา C-3 หรือ C-4 รับน้ำหนักคองที่ประลัยของโครงสร้างที่ชั้น 2

$$(P_u)_{C-3} = \frac{1.4 \times 3 \times 3 \times 308 \times 7}{1000} = 27.17 \text{ tons}$$



รูปที่ 3.20. โมเมนต์ที่จะทำให้กำแพงเสียการทรงตัว

$P_u$ -LOAD จากแนวโน้มเสียการทรงตัวมีค่า 24.34 tons ซึ่งน้อยกว่า  $(P_u)_{c-3}$  ดังนั้นแรงดึงในเสา C-3 หรือ C-4 จะไม่เกิดขึ้น การออกแบบเสา C-3 หรือ C-4 จะต้องบวกแรง  $P_u$ -LOAD เข้ากับน้ำหนักคงที่ประลัยของโครงสร้าง ดังนั้น

$$\text{DESIGN } (P_u)_{c-3} = 27.17 \pm 24.34 = 51.51 \text{ tons}$$

## 8. ความเบี่ยงเบนของกำแพง

การคำนวณความเบี่ยงเบนของกำแพงในแนว ตะวันออก-ตะวันตก แสดงตัวอย่างการคำนวณในกำแพงหมายเลข 7

แรงที่กำแพงหมายเลข 7 รับในแต่ละชั้น

$$\sum R = 12.76 \text{ และ } R_7 = 2.4$$

$$(F_x)_7 = \frac{F_x \times 2.4}{12.76} = 0.188F_x$$

จากสมการ(3.7.) และแรงกระทำ  $P = 453515 \text{ kg}$  ความเบี่ยงเบนของกำแพงจะเป็นดังนี้

$$t = 10 \text{ cm. , } (\Delta_f)_7 = 1.042 \text{ cm. , } H/D = 1.2$$

$$t = 12.5 \text{ cm. , } (\Delta_f)_7 = 0.833 \text{ cm. , } H/D = 1.2$$

$$t = 15 \text{ cm. , } (\Delta_f)_7 = 0.694 \text{ cm. , } H/D = 1.2$$

ความเบี่ยงเบนของกำแพงหมายเลข 7 ในแนวตะวันออก-ตะวันตก แสดงในตารางที่ 3.7. จากหลักการของไดอะแฟมประเภทแข็ง กำแพงแต่ละชั้นในชั้นหนึ่งๆ จะเบี่ยงเบนเท่ากัน ดังนั้นความเบี่ยงเบนของกำแพงหมายเลข 7 ในตารางที่ 3.7. มีค่าเท่ากับความเบี่ยงเบนของทั้งชั้น

ตารางที่ 3.7. ความเบี่ยงเบนของกำแพงหมายเลข 7 ในแนวตะวันออก-ตะวันตก

STORY	t (cm.)	H/D	$V_x$ (tons)	$(V_x)_7$ (tons)	$(\Delta)_7$ (cm.)
R	10	1.2	12.81	2.41	0.0055
7	10	1.2	23.88	4.49	0.0103
6	10	1.2	33.2	6.24	0.0143
5	12.5	1.2	40.77	7.67	0.0141
4	12.5	1.2	46.59	8.76	0.0161
3	15	1.2	50.67	9.53	0.0146
2	15	1.2	53	9.97	0.0153
1					

1/2 % ของความสูงของ โครงสร้าง =  $0.005 \times 26.4 \times 100 = 13.2$  cm

$\Sigma = 0.0902$

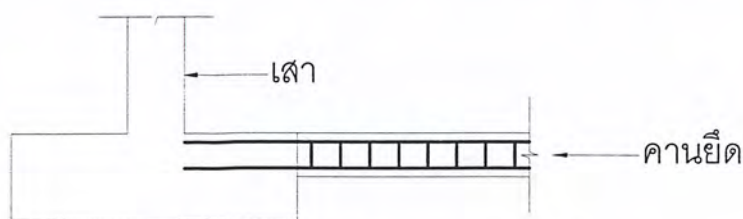
ในการคำนวณความเบี่ยงเบน ไม่ได้คิดแรงเฉือนที่เกิดจากแรงบิด ในการออกแบบจริง จะต้องคำนวณความเบี่ยงเบนจากแรงเฉือนที่รวมค่าแรงเฉือนที่เกิดจากแรงบิดด้วย ความเบี่ยงเบนทั้งหมดที่ระดับหลังคาจะต้องไม่เกินครึ่งเปอร์เซ็นต์ของความสูงของโครงสร้าง

### 9. แรงในคานยึดฐานราก

คานยึดต้องออกแบบให้รับแรงดึงหรือ แรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 10% ของแรงในแนวตั้งที่รับ โดยตอม่อ น้ำหนักที่เสถียรใน ได้รับ

$$P_{DL} = \frac{8 \times 3 \times 3 \times 308}{1000} = 22.18 \text{ tons}$$

แรงดึงหรือแรงอัดในคานยึด มีค่า  $0.1 \times 22.18 = 2.22$  tons



รูปที่ 3.21. แสดงคานยึดและเหล็กเสริมในคาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 10. ตรวจสอบการขยับตัวของโครงสร้าง

ขั้นตอนสุดท้ายในการออกแบบ ก็คือตรวจสอบกาขยับตัวของโครงสร้างเมื่อมีแรงแนวนอนมากระทำ

แรงที่จะต้านการขยับตัวมีดังนี้

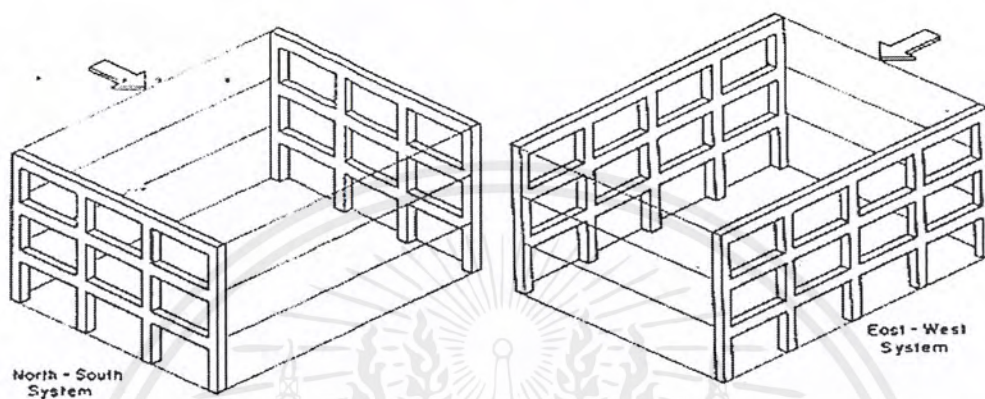
1. แรงที่เกิดจากความฝืดระหว่างโครงสร้างและชั้นดิน
2. แรงต้านของดินที่ระดับฐานราก (PASSIVE EARTH PRESSURE)
3. แรงต้านแนวนอนของเสาเข็ม

น้ำหนักของโครงสร้าง  $W = 832.9$  tons

ความฝืด  $= 0.5 \times 832.9 = 416.45$  tons

มากกว่าแรงแนวนอน  $V = 53$  tons ที่เกิดจากแผ่นดินไหว ดังนั้น โครงสร้างจึงไม่ขยับตัว

ตัวอย่างที่ 3.3 คำนวณการกระจายแรงของอาคาร C เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ระบบโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว 3 ชั้นแสดงในรูปที่ 3.22. โดยใช้โครงข้อแข็งที่มีความเหนียวเป็นกรอบด้านนอกความสูงชั้น 2 และ 3 คือ 3 m และความสูงชั้นที่ 1 คือ 3.5 m ดังนั้นการรับแรงด้านข้างจึงเป็นหน้าที่ของโครงด้านนอก หากค่าแรงในโครงข้อแข็งด้าน e-s



รูปที่ 3.22. โครงสร้างรับแรงด้านข้างของอาคาร C

### 1. มีข้อมูลดังนี้

- อยู่ในเขตแผ่นดินไหวที่ 3
- ระยะช่วงเสา คือ 9 m
- ความกว้างอาคาร 27 m, ความยาว 36 m
- นำหนักบรรทุกตามตารางที่ 3.8.

ตารางที่ 3.8. น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ของอาคาร C ด้าน n-s

ชั้นที่	รายการ	หน่วยน้ำหนัก (kg/m <sup>2</sup> )	น้ำหนัก (tons)
ชั้นที่ 1	ดาดฟ้า	680	680×27×36 = 661.0
	เสา 100kg/m		100×1.5×20 = 3.0
	ผนังหน้าต่าง	75	75×126×1.2 = 11.5
	ผนังภายใน	50	50×153×1.5 = 11.5
	ระบบปรับอากาศ		11.0
	รวม		698.0
ชั้นที่ 3	พื้น	680	680×27×36 = 661.0
	เสา 100kg/m		100×3×20 = 6.0
	ผนังหน้าต่าง	75	75×126×2.4 = 23.0
	ผนังภายใน	50	50×153×3 = 23.0
	รวม		713.0
ชั้นที่ 2	พื้น	680	680×27×36 = 661.0
	เสา 100 kg/m		100×3.25×20= 6.5
	ผนังหน้าต่าง	75	75×126×2.5 = 23.5
	ผนังภายใน	50	50×153×3.25= 25.0
	รวม		716.0
	น้ำหนักรวมของอาคาร		2127.0

## 2. การคำนวณแรงแผ่นดินไหว(UBC 1994)

$$V = \frac{ZICW}{R_w}$$

- เมื่อ  $Z = 0.30$  สำหรับโซน 3 [ UBC table ( 16-I ) ]  
 $I = 1$  อาคารพักอาศัยทั่วไป [ UBC table ( 16-K ) ]  
 $C = 2.75$  เป็นค่าสูงสุดเมื่อไม่มีข้อมูลค่า S [ UBC sec. 1628.2.1 ]  
 $R_w = 12$  อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก [ UBC table ( 16-N ) ]

( S คือ สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและพื้นดิน )

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่ออนุญาตเห็นไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{0.30 \times 1 \times 2.75W}{12} \\
 &= 0.06875W \\
 V(n-s) &= 0.06875 \times 2127 \\
 &= 146.2 \text{ tons}
 \end{aligned}$$

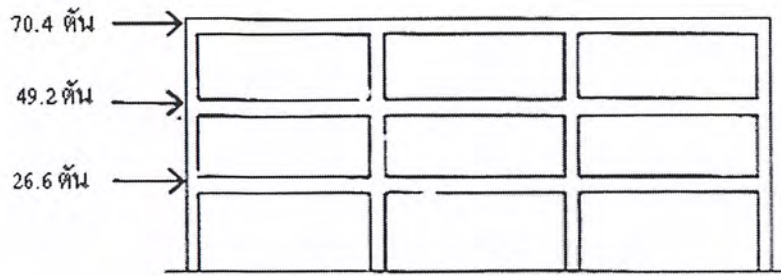
### 3. การกระจายแรงและโมเมนต์

การกระจายแรงในระดับพื้นชั้นต่างๆแสดงในตารางที่ 3.9. แรงที่กระจายสู่โครงข้อแข็งด้านนอกในทิศ e-w เป็นแรงครึ่งหนึ่งของที่กระจายสู่แต่ละชั้น ในรูปที่ 3.23.

ตารางที่ 3.9. การกระจายแรงสู่ชั้นต่างๆของอาคาร

ระดับ	$W_x$ (tons)	$h_x$ (m)	$W_x h_x$	$F_x$ (tons)
คาบฟ้า	698	9.5	6,631	70.4
ชั้น 3	713	6.5	4,634.5	49.2
ชั้น 2	716	3.5	2,506	26.6
	รวม		13,771.5	146.2

แรงด้านข้างที่กระจายแต่ละชั้นจะแบ่งกันรับโดยโครงข้อแข็งที่ 2 ชุด โครงข้อแข็งแต่ละอันจึงรับแรงเพียงครึ่งหนึ่งของแรงเฉือนแต่ละชั้น และแรงเฉือนที่เกิดขึ้นกระทำต่อเสาโดยกระจายตามค่าความแกร่ง สำหรับตัวอย่างนี้เนื่องจากการคำนวณแรงเพื่อสร้างองค์อาคารดังนั้นจึงเริ่มการสมมติค่าความแกร่งของเสาช่วงในเท่ากันทั้งหมด ส่วนเสาด้านนอกใช้ค่าความแกร่งเพียงครึ่งหนึ่งของด้านในดังนั้นเสาด้านนอกจะรับแรงเพียงครึ่งหนึ่งของเสาช่วงใน โดยค่าแรงที่เสารับเพิ่มขึ้นตามแรงเฉือนสะสมที่เพิ่มในแต่ละชั้น



รูปที่ 3.23. แรงเฉือนที่กระจายแต่ละชั้นของอาคาร

### 3.1. วิธี Cantilever

การกระจายแรงและโมเมนต์ ดังรูปที่ 3.24. a) และ b) ตามลำดับ มีขั้นตอนการคำนวณเป็นดังนี้

#### 1. คำนวณแรงกดและแรงดึงในเสาจาก โมเมนต์ของแรงเฉือน

เนื่องจากจุดศูนย์กลางของเสาอยู่ที่กึ่งกลางของโครงและการกระจายแรงในเสาเป็นสัดส่วนกับระยะห่างจากอาคาร จึงกำหนดให้

- เสาต้นริมมีแรงกดหรือดึง  $4.5 \times P$  (4.5 คือ ระยะห่างจากจุดศูนย์กลางของโครง(m))
- เสาต้นริมมีแรงกดหรือดึง  $13.5 \times P$  (13.5 คือ ระยะห่างจากจุดศูนย์กลางของโครง(m))

คำนวณแรงกดหรือดึงที่เสาแต่ละต้น โดยใช้โมเมนต์รอบจุดศูนย์กลางของโครงมีระดับกึ่งกลางเสาชั้นใดๆ ยกตัวอย่างชั้นที่2 การคำนวณแรงกดหรือดึงในเสา คือ

$$\begin{aligned}
 \text{โมเมนต์จากแรงเฉือน} &= \text{โมเมนต์จากแรงต้านในเสา} \\
 (35.2 \times 4.55) + (24.6 \times 1.5) &= 2((4.5 \times P) \times 4.5 + (13.5 \times P) \times 13.5) \\
 P &= 0.482 \text{ tons}
 \end{aligned}$$

$$\text{ฉะนั้น แรงที่เสาต้นในชั้น 2} = 4.5 \times 0.482 = 2.71 \text{ tons}$$

$$\text{แรงที่เสาต้นริมชั้น 2} = 13.5 \times 0.482 = 6.51 \text{ tons}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 2. คำนวณแรงเฉือนในเสาและคาน

การคำนวณแรงเฉือนในเสาและคานต้องคิดที่ละชิ้นส่วนจากด้านบนลงมาตามรูปที่ 3.24. a) ยกตัวอย่างชิ้นส่วนริมซ้ายของโครงชั้นดาดฟ้า( ตำแหน่ง a) ) คัดโมเมนต์รอบจุดศูนย์กลางคาน

$$\begin{aligned}\text{โมเมนต์จากแรงกดที่เสา} &= \text{โมเมนต์จากแรงเฉือนที่เสา} \\ 1.76 \times 4.5 &= F \times 1.5 \\ F &= 5.28 \text{ tons}\end{aligned}$$

ฉะนั้น แรงเฉือนที่คานซึ่งได้สมดุลของแรงแนวตั้ง = 1.76 tons

แรงเฉือนในคานและเสาที่ได้จะกระจายต่อไปสู่ชิ้นส่วนอื่นๆดังรูปที่ 3. 24. สำหรับการกระจายแรงในชิ้นส่วนอื่นๆทำได้เช่นเดียวกัน

## 3. คำนวณโมเมนต์ คาน-เสา ผลการคำนวณแสดงในรูปที่ 3.24. b)

ในที่นี้จะแสดงตัวอย่างการคำนวณโมเมนต์ข้อต่อตำแหน่ง c )

$$\text{โมเมนต์จากแรงเฉือนในเสาชั้น 1} = 25.80 \times 1.75 = +45.15 \text{ t-m}$$

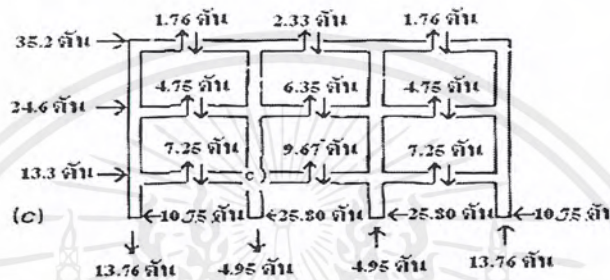
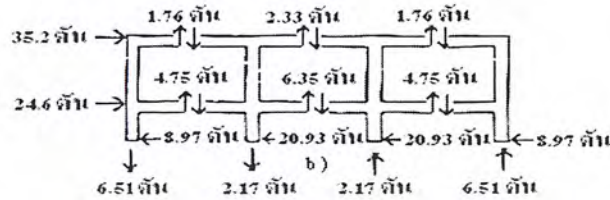
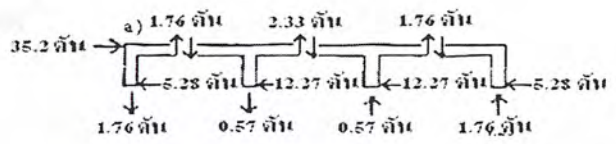
$$\text{โมเมนต์จากแรงเฉือนในเสาชั้น 2} = 20.93 \times 1.5 = +31.40 \text{ t-m}$$

$$\text{โมเมนต์จากแรงเฉือนในคานด้านซ้าย} = 7.25 \times 4.5 = -32.63 \text{ t-m}$$

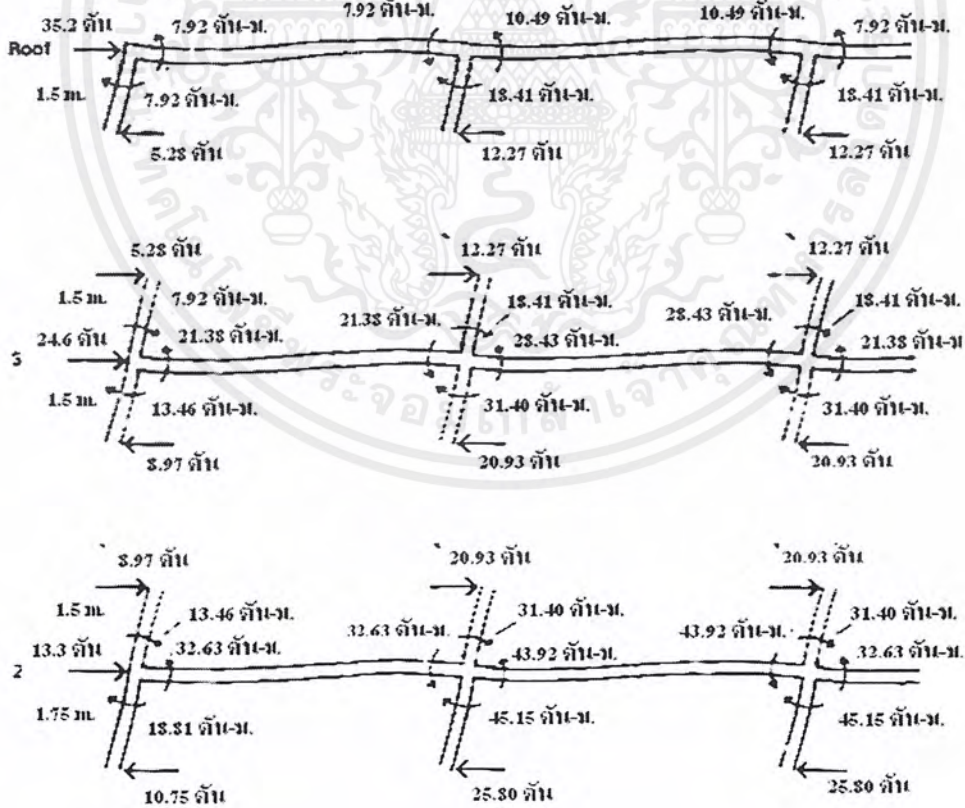
$$\text{โมเมนต์จากแรงเฉือนในคานด้านขวา} = 9.67 \times 4.5 = -43.51 \text{ t-m}$$

$$\text{รวมโมเมนต์รอบข้อต่อตำแหน่ง c) = 0 t-m}$$

โมเมนต์ในข้อต่อตำแหน่งอื่นๆทำได้เช่นเดียวกัน เพื่อความสะดวกควรหาค่าแรงเฉือนที่เสาและคานทุกตำแหน่งก่อน



a) แรงกระจายในเสาและคานวิธี Cantilever



b) การกระจายโมเมนต์สู่องค์อาคารวิธี Cantilever

รูปที่ 3.24. การกระจายแรงและโมเมนต์สู่องค์อาคาร โดยวิธี Cantilever

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 3.2. วิธีกระจายแรงด้านข้างตามความแกร่ง

การกระจายแรงและโมเมนต์ ดังรูปที่ 3.25. a) และ b) ตามลำดับ มีขั้นตอนการคำนวณเป็นดังนี้

#### 1. การกระจายแรง ดังรูปที่ 3.22 a)

ในที่นี้จะยกตัวอย่างการคำนวณแรงเฉือนในเสาชั้นที่ 2

$$\text{เสาชั้นที่ 2 รับแรงเฉือนสะสมคือ } 70.4 + 49.2 = 119.6 \text{ t-m}$$

$$\text{โครงข้อแข็งแต่ละ โครงรับแรงกระจายคือ } 119.6/2 = 59.8 \text{ t-m}$$

สมมติให้

เสาด้านในมีความแกร่ง 1 หน่วย

เสาด้านริมมีความแกร่ง 0.5 หน่วย

ความแกร่งรวม  $(1 \times 2) + (0.5 \times 2) = 3$  หน่วย

ดังนั้น แรงเฉือนที่เสาด้านริม คือ

$$\frac{0.5}{3} \times 59.8 = 10 \text{ tons}$$

แรงเฉือนที่เสาด้านใน คือ

$$\frac{1}{3} \times 59.8 = 20 \text{ tons}$$

เมื่อได้การกระจายแรงดังรูปที่ 3.25. a) แล้ว แรงที่กระจาย ณ กึ่งกลางเสาจะเป็นแรงที่ทำให้เกิดโมเมนต์ในจุดข้อต่อและเมื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างจะได้โมเมนต์ที่ข้อต่อแต่ละชั้น ทั้งหมดนี้เป็นแรงและโมเมนต์ที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวเพียงอย่างเดียว

2. โมเมนต์ คาน-เสา รูปที่ 3.25. b)

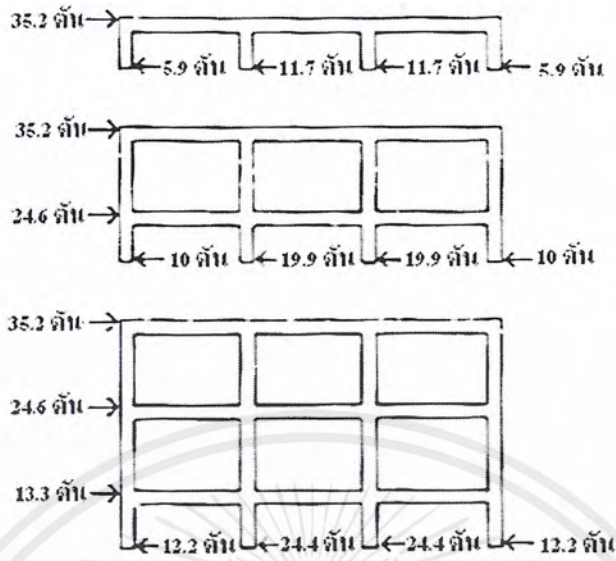
ในที่นี้จะยกการคำนวณ โมเมนต์ในเสาและคานชั้นที่ 2 ( Mตาม เป็น + )

หาโมเมนต์ที่คานโดยใช้

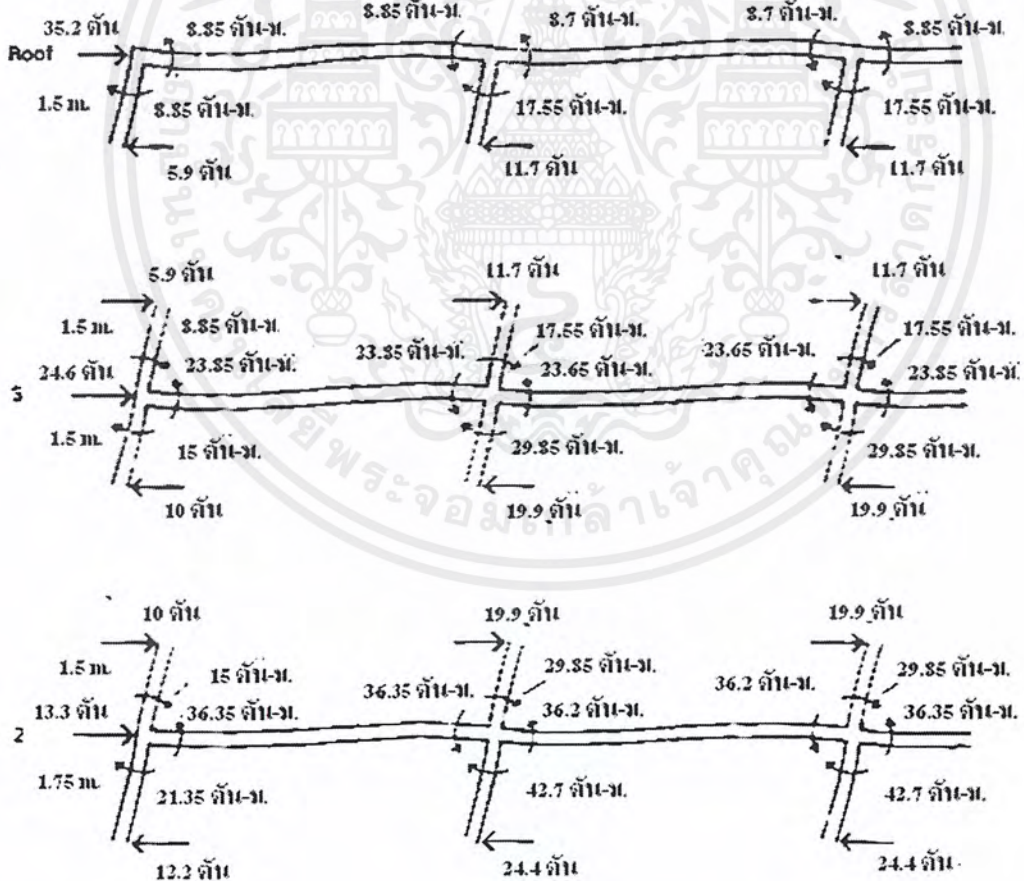
$$\sum M_{\text{รอบข้อต่อ}} = 0$$

ตารางที่ 3.10. การกระจายแรงสู่ชั้นต่างๆของอาคาร

ตำแหน่ง	โมเมนต์จาก เสาชั้นที่ 3 (t-m)	โมเมนต์จาก เสาชั้นที่ 2(t-m)	คานด้าน ซ้าย (t-m)	คานด้าน ขวา (t-m)
ข้อต่อช่วงริม	5.9×1.5 = + 8.85	10×1.5 = +15	- -	8.85+15 = -23.85
ข้อต่อช่วงใน	11.7×1.5 = +17.55	19.9×1.5 = +29.85	( 17.55+29.85)/2 = -23.75	(17.55+29.85)/2 = -23.75



a) การกระจายลู่ของค้ำอาคารวิธีกระจายแรงด้านข้างตามความแกร่ง



b) การกระจายโมเมนต์ลู่ของค้ำอาคารวิธีกระจายแรงด้านข้างตามความแกร่ง

รูปที่ 3.25. การกระจายแรงและโมเมนต์ลู่ของค้ำอาคารด้วยวิธีการกระจายแรงด้านข้างตามความแกร่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากการคำนวณในตัวอย่างนี้เปรียบเทียบทั้งสองวิธี พบว่าค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ที่ได้มีความแตกต่างกันประมาณ 10 % ซึ่งถือว่ามีความที่ไม่แตกต่างกันมากนักดังนั้นในการออกแบบอาจใช้ได้ทั้งสองวิธี แต่อย่างไรก็ตามวิธีcantilever เป็นวิธีที่ได้รับความนิยมมาก ในการออกแบบของอาคารต้องนำค่าแรงและโมเมนต์จากแรงแผ่นดินไหวที่ได้บวกเพิ่มกับการรับแรงในแนวดิ่ง การบวกค่าแรงทั้งแรงแนวดิ่งและราบแล้วต้องเป็นไปตามที่มาตรฐานการออกแบบกำหนด และในการออกแบบต้องใช้ค่าแรงและโมเมนต์ที่รวมแล้วในการออกแบบการเสริมเหล็กต่อไป

ในการใช้การออกแบบจริงไม่ว่าการคำนวณคอนกรีตเสริมเหล็กตามวิธีกำลังหรือการคำนวณตามมาตรฐานอาคารรับแรงแผ่นดินไหวก็ตาม เช่น  $0.9(\text{น้ำหนักบรรทุกคงที่}) + 1.3(\text{แรงแผ่นดินไหว})$  เป็นต้นสามารถดูเพิ่มเติมได้ในส่วนมาตรฐานที่แสดงไว้ในภาคผนวก

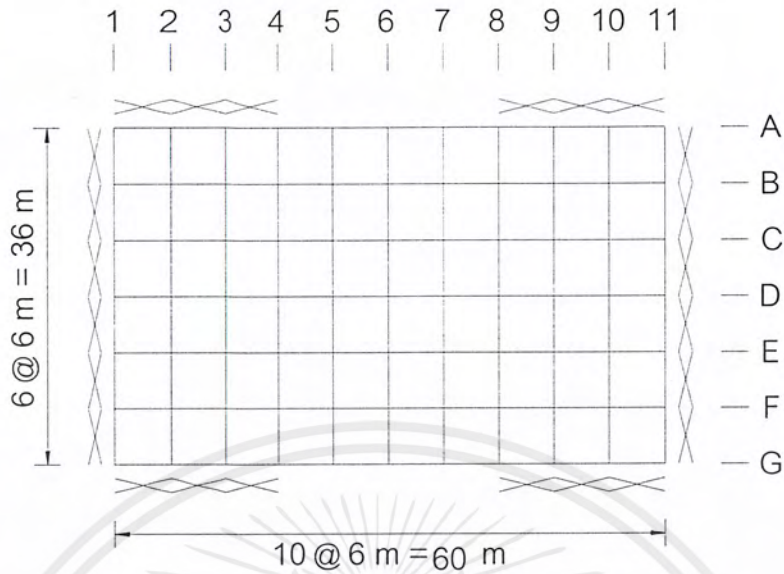


ตัวอย่าง 3.4 คำนวณการกระจายแรงของอาคาร E เป็นอาคารเป็นอาคารโรงงานสูง 5 ชั้น รับแรงแผ่นดินไหวใช้ระบบโครงสร้างรูป x ในการรับแรงด้านข้าง อาคารตั้งอยู่ในประเทศไทย แสดงผังอาคารดังรูปที่ 3.26.

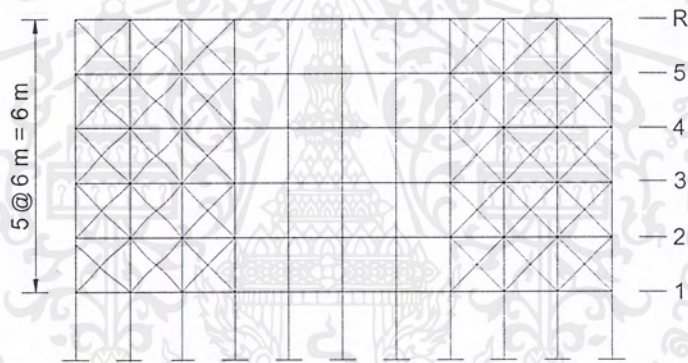
1. มีข้อมูลดังนี้

- เขตแผ่นดินไหวที่ 2
- ขนาดของโครงสร้าง 36 m×60 m×30 m
- จุดคานของเหล็กกล้า  $f_y = 2400$  ksc
- ชั้นดินใต้ฐานรากส่วนใหญ่เป็นดินเหนียวอ่อน
- รายการน้ำหนักอาคาร/ชั้น ดังนี้

พื้น+กำแพง	342	kg/m <sup>2</sup>
ฝ้าเพดาน	49	kg/m <sup>2</sup>
คาน	10	kg/m <sup>2</sup>
คานเหล็ก	10	kg/m <sup>2</sup>
เสา	10	kg/m <sup>2</sup>
รวมน้ำหนักคงที่ =	371	kg/m <sup>2</sup>
น้ำหนักจร	98	kg/m <sup>2</sup>
รวมน้ำหนักทั้งหมด =	469	kg/m <sup>2</sup>



a) แปลนพื้น โครงสร้างโรงงานอุตสาหกรรม 5 ชั้น



b) รูปค้ำยันทึบได้

รูปที่ 3.26. ผังอาคาร E

เนื่องจากตัวอย่างนี้อาคารตั้งอยู่ในประเทศไทยจึงใช้วิธีการคำนวณแรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 ((UBC 1985) ให้ไว้ในภาคผนวก ข. ร่วมกับร่างมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินของ วสท.

## 2. การคำนวณแรงแผ่นดินไหว

แรงในแนวนอนทั้งหมดที่ฐานของโครงสร้าง

$$V = ZIKCSW$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- เมื่อ  $Z =$  สัมประสิทธิ์แสดงเขตแผ่นดินไหว ที่ 2 = 3/8  
 $I =$  สัมประสิทธิ์แสดงความสำคัญของอาคาร = 1  
 $K =$  สัมประสิทธิ์แสดงประเภทของโครงสร้าง = 1.33

น้ำหนักของโครงสร้าง  $W$  :

$$\text{น้ำหนักคงที่ต่อพื้นที่} \frac{36 \times 60 \times 6 \times 371}{1000} = 4808 \text{ tons}$$

$$W = 4808 \text{ tons}$$

## 2.1. แนวเหนือ-ใต้

คาบการสั่นสะเทือนของโครงสร้าง ( $T$ )

$$T = \frac{0.09hn}{\sqrt{D}}$$

$$= \frac{0.09(30)}{\sqrt{36}}$$

$$= 0.45$$

ค่าสัมประสิทธิ์  $C$  ( $C \leq 0.12$ )

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}}$$

$$= 0.099$$

จากลักษณะชั้นดิน  $S = 1.5$

$$\text{ค่า } CS = 0.099 \times 1.5 = 0.149 \leq 0.14$$

แรงในแนวนอนทั้งหมดที่ฐานของโครงสร้าง

$$V = ZIKCSW$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\begin{aligned}
 &= 0.375 \times 1 \times 1.33 \times 0.14 \times 4808 \\
 &= 336 \text{ tons}
 \end{aligned}$$

## 2.2. แนวตะวันออก-ตะวันตก

คาบการสั่นสะเทือนของโครงสร้าง (T)

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{0.09hn}{\sqrt{D}} \\
 &= \frac{0.09 \times 30}{\sqrt{60}} \\
 &= 0.349
 \end{aligned}$$

ค่าสัมประสิทธิ์ C ( $C \leq 0.12$ )

$$\begin{aligned}
 C &= \frac{1}{15\sqrt{T}} \\
 &= 0.113
 \end{aligned}$$

ค่า CS  $CS = 0.113 \times 1.5 = 0.17 \leq 0.14$

แรงในแนวนอนทั้งหมดที่ฐานของโครงสร้าง

$$\begin{aligned}
 V &= ZIKCSW \\
 &= 0.375 \times 1 \times 1.33 \times 0.14 \times 4808 \\
 &= 336 \text{ tons}
 \end{aligned}$$

## 3. การกระจายแรง

ในโครงสร้างที่กำลังพิจารณาอยู่นี้ค่า T ทั้งสองทิศทางมีค่าน้อยกว่า 0.7 วินาที ดังนั้น  $F_t = 0$  การกระจายแรง V ตลอดความสูงของโครงสร้างจึงเขียนได้ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



$$J = \sum R(X')^2 + \sum R(Y')^2$$

เพื่อสะดวกในการคำนวณ ให้ค่าความแรงแ้งสัมพัทธ์ของโครงยึด = 1 เนื่องจากเรานิยมใช้โครงยึดที่มีขนาดและประเภทเดียวกัน ดังนั้น

$$J = 12(30)^2 + 12(18)^2 = 14688$$

แรงเฉือนใน โครงยึด หมายเลข 1-12 ที่เกิดจากแรงบิด จะมีค่า

$$(V_T)_{1-12} = \frac{M_T(X')}{J} = \frac{604.8 \times 30}{14688} = 1.24$$

แรงเฉือนใน โครงยึด หมายเลข 13-24 ที่เกิดจากแรงบิด จะมีค่า

$$(V_T)_{13-24} = \frac{M_T(Y')}{J} = \frac{604.8 \times 18}{14688} = 0.74$$

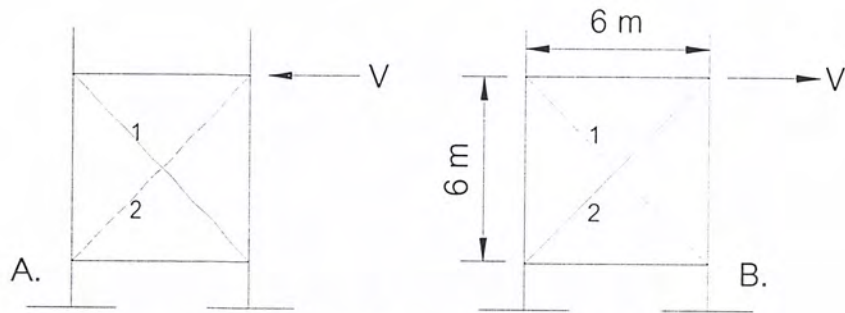
โครงยึดหมายเลข 13-24 จะรับแรงเฉือนตรง จากแรงเฉือนในชั้น 2 โดยเฉลี่ย ดังนี้

$$(V_D)_{13-24} = 336/12 = 28 \text{ tons}$$

โครงยึดหมายเลข 13-24 จะรับแรงเฉือนรวม ดังนี้

$$(V)_{13-24} = (V_D)_{13-24} + (V_T)_{13-24} = 28 + 0.74 = 28.74 \text{ tons}$$

#### 4. แรงกระจายในโครงยัด



รูปที่ 3.27. แสดงการรับแรงเฉือนขององค์ประกอบในโครงยัด

##### 4.1. แรงในชิ้นส่วนยัด

โครงยัดระหว่างชั้น 1 และ 2 รับแรงเฉือน  $V = 28.74$  tons ซึ่งองค์ประกอบหมายเลข 1 หรือ 2 จะรับแรงดังนี้

ความยาวขององค์ประกอบหมายเลข 1 หรือ 2 = 8.48 m.

$$\text{แรงดึง } T_1 = T_2 = \frac{8.48}{6} \times 28.74 = 40.62 \text{ tons}$$

##### 4.2. แรงที่ข้อต่อ

ข้อต่อระหว่างองค์ประกอบ โครงยัด เสา และคาน จะออกแบบให้รับแรง 1.25 เท่า ของแรงดึงในองค์ประกอบและไม่อนุญาตให้เพิ่มความสามารถในการรับแรงของข้อต่อ 33% แต่อนุญาตให้กระทำได้ในการออกแบบโครงสร้างเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว

$$\text{แรงที่ข้อต่อ} = 1.25 \times 40.62 = 50.78 \text{ tons}$$

#### 5. โมเมนต์พลิกคว่ำ

แรงกระจายในเสาข้างโครงยัดระหว่าง ชั้น 1 และ 2 คำนวณโดยคิดโมเมนต์รอบจุดหมุนที่มุมเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

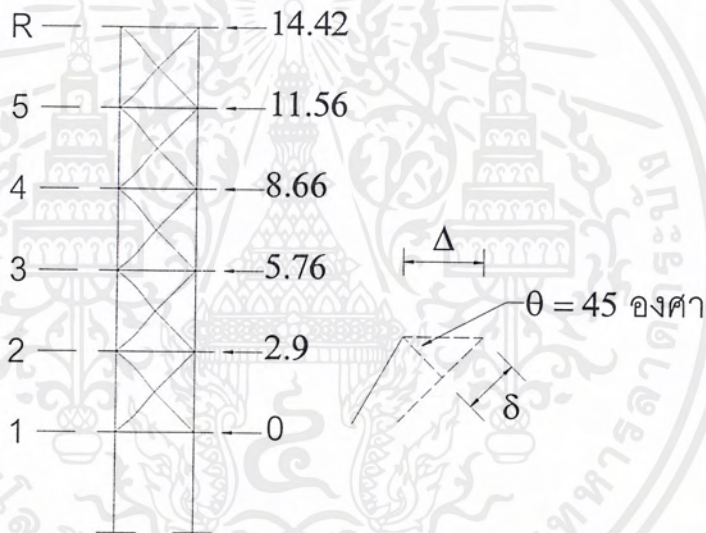
$$(P)_{13-24} = \frac{28.74 \times 6}{6} = 28.74 \text{ tons}$$

น้ำหนักที่เสาได้รับ

$$(P)_{DL} = \frac{6 \times 6 \times 6 \times 371}{1000} = 80 \text{ tons}$$

ซึ่งมากกว่า  $(P)_{13-24}$  ดังนั้นจะไม่เกิดแรงดึงในเสา

### 6. ความเบี่ยงเบนของโครงยึด



รูปที่ 3.28. แสดงแรงกระทำบน โครงยึดแต่ละชั้น

รูปที่ 3.28. แสดงแรงกระทำบน โครงยึดในแต่ละชั้น ซึ่งทำให้โครงยึดเบี่ยงเบนไป ความเบี่ยงเบนสามารถหาได้ ดังแสดงในตารางที่ 3.12.

ตารางที่ 3.12. แสดงความเบี่ยงเบนของโครงสร้างในแนวตะวันออก-ตะวันตก

STORY	$F_x$ (tons)	V (tons)	T (tons)	A (cm <sup>2</sup> )	$\delta$ (cm)	$\Delta$ (cm)
6	14.42	14.42	20.39	16.99	0.50	0.71
5	11.56	25.98	36.74	30.62	0.50	0.71
4	8.66	34.64	48.98	40.82	0.50	0.71
3	5.76	40.4	57.13	47.61	0.50	0.71
2	2.90	43.3	61.23	51.03	0.50	0.71

$$\Sigma\Delta = 3.55$$

ตัวอย่างในการคำนวณ ที่ชั้น 5

$$V = 25.98 \text{ tons}$$

$$T = 1.414 \times 25.98 = 36.74 \text{ tons}$$

$$A = \frac{1.414 \times 25.98}{1200} = 30.62 \text{ cm}^2$$

$$\delta = \frac{PL}{AE} = \frac{36.74 \times 1000 \times 28.28 \times 30}{30.62 \times 2040000} = 0.50$$

$$\Delta = 1.414 \times 0.50 = 0.71$$

ความเบี่ยงเบนของโครงสร้าง  $\Sigma\Delta = 3.55 \text{ cm} < (30 \times 100 \times 0.005 = 15 \text{ cm})$

ความเบี่ยงเบนน้อยกว่า 0.5% ของความสูงของโครงสร้าง

## 7. ตรวจสอบการขยับตัวของโครงสร้าง

ขั้นตอนสุดท้ายในการออกแบบ ก็คือตรวจสอบกาขยับตัวของโครงสร้างเมื่อมีแรงแนวนอนมากกระทำ

## บทที่ 4

### การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงแผ่นดินไหว

การออกแบบของค้ำอาคารจำเป็นต้องอ้างอิงและอยู่ภายใต้ข้อกำหนดหรือกฎหมายตามแต่ละประเทศที่กำหนดขึ้น สำหรับมาตรฐานการออกแบบในด้านการก่อสร้างที่ได้รับความนิยมคือมาตรฐานACI ซึ่งหลายประเทศรับมาตรฐานนี้ไว้ประยุกต์และปรับปรุงเป็นมาตรฐานสำหรับการก่อสร้างซึ่งรวมทั้งประเทศไทยด้วย สำหรับในบทนี้ใช้มาตรฐาน ACI ในการออกแบบของค้ำอาคารรับแรงแผ่นดินไหวซึ่งเสนอไว้ในภาคผนวก ในส่วนของรายละเอียดนั้นมีความใกล้เคียงกับมาตรฐานUBC ดังนั้นในโครงการนี้จึงเสนอมาตรฐานในการออกแบบเพียงมาตรฐานเดียว

#### 4.1. แนวคิดของการออกแบบของค้ำอาคารเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว

โดยปกติการออกแบบอาคารด้านแผ่นดินไหวทั่วไป ความเข้มของแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบจะเป็นความเข้มของแผ่นดินไหวที่พิจารณาreturn period ในช่วง100-150 ปี การที่จะออกแบบให้โครงสร้างสามารถต้านทานความเข้มของแผ่นดินไหวสำหรับreturn period ขนาดนี้ โดยยังอยู่ในช่วงฮิสตริกและไม่ให้เกิดความเสียหายใดๆ บน โครงสร้างเลยนั้นจะเป็นการไม่ประหยัด เพราะแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบสำหรับ โครงสร้างด้านแผ่นดินไหวในช่วงฮิสตริกนั้นจะสูงมาก ดังนั้นหลักการในการออกแบบ โครงสร้างเมื่อรับแผ่นดินไหวรุนแรงจะยินยอมให้มีการเสียหายของโครงสร้างได้ โดยยินยอมให้โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวในช่วงฮิสตริกซึ่ง โครงสร้างอาจเกิดการเสียหายแต่ไม่พังทลายลง มาตรฐานการออกแบบทั่วไปจะมีเกณฑ์การออกแบบดังนี้

- ก. สำหรับแผ่นดินไหวขนาดเล็กที่อาจเกิดได้หลายๆ ครั้งในช่วงอายุใช้งานของโครงสร้าง โครงสร้างนั้นควรจะต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวเล็กๆ นี้ได้ในช่วงฮิสตริก โดยไม่มีการเสียหาย
- ข. สำหรับแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง โครงสร้างเกิดความเสียหายได้บ้างจากแรงแผ่นดินไหว โดยยังสามารถซ่อมแซมได้ ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างเกิดความเสียหาย
- ค. สำหรับแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ซึ่งอาจเกิดได้สักครั้งในช่วงอายุการใช้งานของโครงสร้าง โครงสร้างอาจเกิดความเสียหายแต่จะต้องไม่พังทลาย

สำหรับการออกแบบที่ยินยอมให้โครงสร้างสามารถรับแรงแผ่นดินไหวได้ในช่วงอินีลาสติกนั้น หากเกิดพฤติกรรมในช่วงอินีลาสติกขึ้นที่เสาจะเป็นอันตรายอย่างมากต่อโครงสร้าง เพราะเสาเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างที่ถ่ายแรงลงสู่ฐานรากซึ่งหากเกิดการวิบัติขึ้นที่เสาอาจทำให้โครงสร้างพังทลายได้ ดังนั้นในการออกแบบจึงควรจัดให้เกิดสภาพอินีลาสติกขึ้นในคานแทนที่จะเกิดในเสา บริเวณของช่วงคานที่มีพฤติกรรมในช่วงอินีลาสติกจะเกิดลักษณะของข้อหมุนพลาสติก(plastic hinge) ซึ่งมีความสามารถในการสลายพลังงานได้ดี

จากหลักการที่กล่าวมาข้างต้นคือการออกแบบให้เสามีความแข็งแรงมากกว่าคาน จึงกลายเป็นแนวคิดในการออกแบบที่เรียกว่า “เสาแข็ง-คานอ่อน”(strong column-weak beam)

## 4.2. ขั้นตอนการออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว

### 4.2.1. สัญลักษณ์

- $A_{cp}$  = พื้นที่หน้าตัดในระนาบต้านทานแรงเฉือนตามแนวอนของกำแพงรับแรงเฉือน,  $cm^2$
- $A_{cv}$  = พื้นที่สุทธิหน้าตัดของกำแพงรับแรงเฉือน ซึ่งได้จากความหนาของเอว(web) กับความยาวของหน้าตัดในทิศทางที่พิจารณาแรงเฉือน,  $cm^2$
- $A_g$  = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด,  $cm^2$
- $A_j$  = พื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพภายในข้อต่อ,  $cm^2$
- $A_{sh}$  = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมทางขวาง(รวมเหล็กยึดด้วย) ที่อยู่ภายในระยะเรียง  $s$  และมีทิศทางตั้งฉากกับ  $h_c$
- $A_{sv}$  = พื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวขวางกับระนาบของ  $A_{cv}$
- $b$  = ความกว้างประสิทธิภาพของปีกรับแรงอัดขององค์อาคาร,  $cm$
- $b_w$  = ความกว้างของเอว หรือเส้นผ่าศูนย์กลางกลางของหน้าตัดวงกลม,  $cm$
- $d$  = ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด,  $cm$
- $d_b$  = เส้นผ่าศูนย์กลางกลางเหล็กเส้น,  $mm$
- $E$  = น้ำหนักบรรทุกซึ่งเป็นผลมาจากแผ่นดินไหว หรือโมเมนต์และแรงภายในที่เกี่ยวข้อง
- $f'_c$  = กำลังอัดของ,  $kg/cm^2$
- $f_y$  = กำลังที่จุดคลากของเหล็กเสริม,  $kg/cm^2$
- $f_{yh}$  = กำลังที่จุดคลากของเหล็กเสริมทางขวาง,  $kg/cm^2$
- $h$  = ความหนาทั้งหมดขององค์อาคาร,  $cm$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- $h_c$  = ความกว้างของแกนเสาหรือองค์อาคารส่วนขอบของกำแพงรับแรงเฉือน วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กปลอก, cm
- $h_w$  = ความสูงของกำแพงหรือส่วนของกำแพงที่พิจารณา
- $l_d$  = ความยาวระยะฝังเพิ่ม, cm
- $l_{dh}$  = ความยาวระยะฝังเพิ่มสำหรับเหล็กเส้นที่มีการขอมมาตรฐาน, cm
- $l_n$  = ระยะช่วงคาน
- $l_o$  = ระยะความยาวต่ำสุดวัดจากขอบของข้อต่อไปตามความยาวขององค์อาคาร ซึ่งจะต้องมีการจัดเตรียมเหล็กเสริมไว้ตลอดระยะดังกล่าว, cm
- $l_u$  = ระยะช่วงว่างของเสา
- $l_w$  = ความยาวของกำแพงหรือส่วนของกำแพงซึ่งพิจารณาตามทิศทางของแรงเฉือน
- $M_n$  = กำลังโมเมนต์ระบุ
- $M_{pr}$  = probable flexural strength ขององค์อาคารที่อาจจะมีหรือไม่มีแรงตามแกนก็ได้ เป็นค่าที่หน้าตัดขององค์อาคารที่ขอบของข้อต่อ ซึ่งคำนวณได้โดยใช้กำลังรับแรงดัดในเหล็กเสริมตามยาวที่มีอย่างน้อย  $1.25f_y$  และตัวคูณลดกำลัง  $\phi$  เท่ากับ 1.0
- $s$  = ระยะเรียงของเหล็กเสริมทางขวางซึ่งวัดในแกนตามยาวขององค์อาคาร, cm
- $s_o$  = ระยะเรียงสูงสุดของเหล็กเสริมทางขวาง, cm
- $V_c$  = กำลังเฉือนระบุของคอนกรีต
- $V_c$  = แรงเฉือนที่ใช้คำนวณออกแบบ
- $V_n$  = กำลังเฉือนระบุ
- $V_s$  = กำลังเฉือนที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว ณ หน้าตัดใดๆ
- $\alpha_s$  = ค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งจะสัมพันธ์กับกำลังของคอนกรีตต่อกำลังของกำแพง
- $\rho$  = อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดัด
- $\rho_g$  = อัตราส่วนของพื้นที่เหล็กเสริมทั้งหมดต่อพื้นที่หน้าตัดของเสา
- $\rho_s$  = อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนบนระนาบที่ตั้งฉากกับระนาบของ  $A_{cv}$
- $\rho_v$  =  $A_{sv}/A_{cv}$
- $\phi$  = ตัวคูณลดกำลัง

#### 4.2.2. ขั้นตอนการออกแบบในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง

(คู่มือสรุปการออกแบบในรูปแบบที่ 4.1. และรายละเอียดการเสริมเหล็กในรูปแบบที่ 4.2. ถึง 4.7.)

1. กำหนดขนาดเบื้องต้นตามข้อกำหนดของACI เพื่อให้ห้องค้ำอาคารทั้งคาน, เสา และคาน-เสา ทั้งหมด ต่อเข้ากันเป็นโครงอาคารแบบเหนียวที่ต้านทานโมเมนต์ ถ้าโครงอาคารไม่เป็นโครงอาคารแบบเหนียวที่ต้านทานโมเมนต์จะทำให้ไม่ประหยัดและไม่มีประสิทธิภาพเพราะผู้ออกแบบจะต้องเลือกใช้โครงอาคารที่เป็นระบบเปราะ(brittle system) ซึ่งสัมประสิทธิ์  $R_w$  มีค่าต่ำ

ข้อกำหนดด้านขนาดของคาน

$$\text{อัตราส่วนความกว้างต่อความลึก} \geq 0.3$$

$$\text{ความกว้าง} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\geq [\text{ความกว้างของเสาค้ำยัน} + 1.5(\text{ความลึกคาน})]$$

ข้อกำหนดด้านขนาดของเสา

$$\text{ด้านสั้นที่สุดของหน้าตัด} \geq 30 \text{ cm}$$

(วัดในแนวตรงผ่านจุดศูนย์กลางของหน้าตัด)

$$\frac{\text{ด้านที่สั้นที่สุด}}{\text{ด้านที่ตั้งฉาก}} \geq 0.4$$

2. ใช้แนวคิดเรื่องเสาแข็ง-คานอ่อนซึ่งจะสมมุติให้เกิดสภาพข้อหมุนพลาสติกขึ้นที่คาน

แรงเฉือนที่คาน

$$V_{cL} = \frac{M_{prL}^- + M_{prR}^+}{l_n} + 0.75 \frac{1.4D + 1.7L}{2} \quad (4.1.)$$

$$V_{cR} = \frac{M_{prL}^+ + M_{prR}^-}{l_n} - 0.75 \frac{1.4D + 1.7L}{2} \quad (4.2.)$$

เมื่อ  $l_n$  = ระยะช่วงกาน

$M_{pr}$  = probable moment strength ซึ่งคำนวณโดยใช้หน่วยแรงในเหล็กเสริมเท่ากับ  $1.25f_y$   
และตัวคูณลดกำลัง  $\phi = 1.0$

ตัวห้อย L และ R = ทางซ้าย และ ทางขวา ตามลำดับ

แรงเฉือนที่เสา

$$V_c = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_u} \quad (4.3.)$$

เมื่อ  $l_u$  = ระยะช่วงว่างของเสา

เพื่อให้มั่นใจว่าจะเกิดสภาพข้อหมุนขึ้นที่กาน ดังนั้น

$$\sum M_{col} \geq \frac{6}{5} M_{bm} \quad (4.4.)$$

### 3. เหล็กเสริมทางยาว

กาน-เสา หรือ เสา

$$0.01 \leq \rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.06 \quad (4.5.)$$

แต่โดยทั่วไปจะใช้  $\rho_g \leq 0.0035$

กาน(เหล็กเสริมรับโมเมนต์บวก)

$$\rho_{min} \geq \frac{1.4}{f_y} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \quad (4.6.)$$

กาน(เหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\rho_{\min} \geq \frac{1.4}{f_y} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{2f_y} \quad (4.7.)$$

โดยที่  $\rho$  ต้องไม่เกิน 0.025

สำหรับการเสริมเหล็กในคานจะต้องมีการตรวจสอบข้อกำหนดของกำลังโมเมนต์ระบุ ดังนี้

ก.  $M_n^+$  ที่ผิวจุดต่อ  $\geq \frac{1}{2} M_n^-$  ที่ผิวนั้น

ข.  $M_n^+$  หรือ  $M_n^-$  ที่หน้าตัดใดๆ  $\geq \frac{1}{4} M_{a,\max}$  ที่ผิว

#### 4. เหล็กเสริมทางขวางเพื่อให้แรงดันด้านข้าง

- เหล็กปลอกเกลียวในเสา

$$\rho_g \geq \frac{0.12f'_c}{f_{yh}} \quad (4.8.)$$

$$\geq 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (4.9.)$$

โดยเลือกใช้ค่าที่มากกว่า

$A_g$  = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด

$f_{yh}$  = กำลังคลากของเหล็กเสริมทางขวาง

$A_{ch}$  = พื้นที่หน้าตัดของเสา วัดโดยรอบนอกเหล็กเสริมทางขวาง

- เหล็กปลอกสี่เหลี่ยมในเสา

$$A_{sh} \geq 0.09sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (4.10.)$$

$$\geq 0.3sh_c \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (4.11.)$$

โดยเลือกใช้ค่าที่มากกว่า

$A_{sh}$  = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวาง(รวมถึงพื้นที่หน้าตัดของเหล็กยึดขวาง) ภายในระยะ  
เรียง  $s$  และตั้งฉากกับด้าน  $h_c$

$h_c$  = ขนาดของหน้าตัดเสา วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริมให้แรงดัดด้านข้าง

$s$  = ระยะเรียงของเหล็กเสริมทางขวาง วัดตามแกนยาวขององค์อาคาร

$s_{max}$  =  $1/4 \times$  (ด้านสั้นที่สุดของหน้าตัด), หรือ 10 cm แล้วแต่ว่าค่าไหนจะน้อยกว่ากัน

- การวางเหล็กเสริมให้แรงดัดด้านข้างในเสาจะต้องวางทั้งสองข้างจากจุดที่เกิดสภาพข้อหมุน โดย  
ระยะที่ต้องมีการวางเหล็กเสริมคือระยะที่มากที่สุดจากระยะต่อไปนี้

ก. ความลึกขององค์อาคารที่จุดต่อ

ข. ระยะหนึ่งในหกของช่วงว่างของเสา

ค. 45 cm

- เหล็กเสริมเพื่อให้แรงดัดด้านข้างที่ปลายคานจะต้องวางบนระยะ  $2h$  จากทั้งสองข้างของผิวข้อต่อ  
โดยเลือกใช้ระยะเรียงที่น้อยที่สุดจากค่าต่อไปนี้

ก.  $d/4$

ข.  $8 \times$  (เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางยาวที่เล็กที่สุด)

ค.  $24 \times$  (เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอก)

ง. 30 cm

ถ้าที่ข้อต่อมีการอัดตัวทั้งสี่ด้าน สามารถลดเหล็กเสริมเพื่อให้แรงดัดด้านข้างลงได้ 50% และเพิ่ม  
ระยะเรียงในเสาขึ้นได้เป็น 15 cm

5. จุดเชื่อมต่อกาน-เสา(ข้อต่อ)

ข้อกำหนดของกำลังเฉือนระบุ,  $V_n$  ที่ข้อต่อ สำหรับคอนกรีตมวลปกติ เป็นดังนี้

ก. เมื่อมีการอัดตัวที่ข้อต่อทุกด้าน:  $V_n \leq 5.3\sqrt{f'_c}A_j$  (4.12.)

ข. เมื่อมีการกำกับขนาดข้อต่อสามด้านหรือสองด้านที่ตรงข้ามกัน:  $V_n \leq 3.97\sqrt{f'_c}A_j$  (4.13.)

ค. กรณีอื่นๆ นอกเหนือจากนี้:  $V_n \leq 3.18\sqrt{f'_c}A_j$  (4.14.)

เมื่อ  $A_j$  = พื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพของข้อต่อ

ในกรณีที่เป็นคอนกรีตมวลเบา ค่า  $V_n$  จะต้องลดลง 25% จากกรณีของคอนกรีตมวลปกติ

แรงเฉือนแนวนอนในข้อต่อกำหนดโดยสมมุติให้หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึง =  $1.25f_y$

6. ระยะฝังเพิ่มของเหล็กเสริม

สำหรับเหล็กเสริมขนาดDB9 ถึงDB 32 ที่ไม่มีการงอขอ จะต้องใช้ระยะฝังเพิ่มจากค่าที่มากที่สุดดังต่อไปนี้

ก.  $l_d = 2.5l_{dh}$  เมื่อความหนาคอนกรีตได้แนวเหล็กเสริมน้อยกว่า30 cm (4.15.)

ข.  $l_d = 3.5l_{dh}$  เมื่อความหนาคอนกรีตได้แนวเหล็กเสริมหนากว่า30 cm (4.16.)

และสำหรับคอนกรีตมวลปกติ

$$l_{dh} \geq f_y d_b / 12.7 \sqrt{f'_c} \geq 8d_b \geq 15 \text{ cm} \quad (4.17.)$$

เมื่อมีการงอขอมาตรฐาน  $90^\circ$  กำหนดให้ระยะ  $l_d = l_{dh}$

## 7. กำแพงรับแรงเฉือน

$$\frac{\text{ความกว้าง}}{\text{ความลึก}} > 2.0$$

ก. ถ้า  $V_{uh} > 2A_{cv}\sqrt{f'_c}$  (4.18.)

ค่าต่ำสุดของ  $\rho_v = 0.0025$  และจะต้องเสริมเหล็กเสริมสองแถบ เมื่อ  $A_{cv} =$  พื้นที่หน้าตัด  
สุทธิของคอนกรีต = ความยาว  $\times$  ความหนาของหน้าตัดในระนาบที่พิจารณาแรงเฉือน

ข. ถ้าหน่วยแรง(extreme fiber compressive stresses) มีค่ามากกว่า  $0.2f'_c$  จะต้องมีการจัดสร้าง  
องค์อาคารส่วนขอบที่ขอบด้านแนวตั้งของกำแพงและโดยรอบขอบของช่องเปิด

ค. ใช้ค่า  $V_n = A_{cv}(0.265\alpha_s\sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$  (4.19.)

เมื่อ  $h_w/l_w \geq 2.0$ ,  $\alpha_s = 2.0$

เมื่อ  $h_w/l_w = 1.5$ ,  $\alpha_s = 3.0$

เทียบอัตราส่วนเชิงเส้นค่า  $h_w/l_w$  เพื่อหาค่า  $\alpha_s$

ง. ค่าแรงเฉือนระบุสูงสุดที่ยอมให้  $V_n = 2.12A_{cv}\sqrt{f'_c}$  สำหรับกำแพงทั้งผืน (4.20.)

และ  $V_n = 2.65A_{cp}\sqrt{f'_c}$  สำหรับกำแพงที่แยกส่วน โดยช่องเปิด (4.21.)

เมื่อ  $A_{cp}$  คือพื้นที่หน้าตัดแต่ละส่วนของกำแพง

#### 4.3.3. ขั้นตอนการออกแบบในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง

(คู่มือสรุปการออกแบบในรูปที่ 4.8. และรายละเอียดการเสริมเหล็กในรูปที่ 4.9. ถึง 4.12.)

- กำหนดขนาดเบื้องต้นตามข้อกำหนดของACI เพื่อให้ห้องค้ำอาคารทั้งคาน, เสา และคาน-เสา ทั้งหมด ต่อเข้ากันเป็นโครงอาคารแบบเหนียวที่ต้านทานโมเมนต์ ถ้าโครงอาคารไม่เป็นโครงอาคารแบบเหนียวที่ต้านทานโมเมนต์จะทำให้ไม่ประหยัดและไม่มีประสิทธิภาพเพราะผู้ออกแบบจะต้องเลือกใช้โครงอาคารที่เป็นระบบเปราะ(brittle system) ซึ่งสัมประสิทธิ์  $R_w$  มีค่าต่ำ
- ใช้แนวคิดเรื่องเสาแข็ง-คานอ่อนซึ่งจะสมมุติให้เกิดสภาพข้อหมุนพลาสติกขึ้นที่คาน

แรงเฉือนที่คาน

$$V_{cL} = \frac{M_{nL}^- + M_{nR}^+}{l_n} + 0.75 \frac{1.4D + 1.7L}{2} \quad (4.22.)$$

$$V_{cR} = \frac{M_{nL}^+ + M_{nR}^-}{l_n} - 0.75 \frac{1.4D + 1.7L}{2} \quad (4.23.)$$

เมื่อ  $l_u$  = ระยะช่วงคาน

ตัวห้อย L และ R = ทางซ้าย และ ทางขวา ตามลำดับ

แรงเฉือนที่เสา

$$V_c = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{l_u} \quad (4.24.)$$

เมื่อ  $l_u$  = ระยะช่วงว่างของเสา

เพื่อให้มั่นใจว่าจะเกิดสภาพข้อหมุนขึ้นที่คาน ดังนั้น

$$\sum M_{col} \geq \frac{6}{5} M_{bm}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 3. เหล็กเสริมทางยาว

สำหรับการเสริมเหล็กในคานจะต้องมีการตรวจสอบข้อกำหนดของกำลังโมเมนต์ระบุ ดังนี้

$$\text{ก. } M_n^+ \text{ ที่ผิวจุดต่อ} \geq \frac{1}{3} M_n^- \text{ ที่ผิวนั้น}$$

$$\text{ข. } M_n^+ \text{ หรือ } M_n^- \text{ ที่หน้าตัดใดๆ} \geq \frac{1}{4} M_{n,\max} \text{ ที่ผิว}$$

### 4. เหล็กเสริมทางขวาง

- การวางเหล็กเสริมให้แรงดัดด้านข้างในเสาจะต้องวางทั้งสองข้างจากจุดที่เกิดสภาพข้อหมุน โดยระยะที่ต้องมีการวางเหล็กเสริมคือระยะที่มากที่สุดจากระยะต่อไปนี้

- ก. ความลึกขององค์อาคารที่จุดต่อ
- ข. ระยะหนึ่งในหกของช่วงว่างของเสา
- ค. 45 cm

โดยที่การวางเหล็กเสริมในบริเวณข้างต้นจะต้องมีระยะเรียงไม่เกินค่าที่น้อยที่สุดต่อไปนี้

- ก. 1/2 เท่าของด้านแคบของเสา
- ข.  $8 \times$  (เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางยาวที่เล็กที่สุด)
- ค.  $24 \times$  (เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอก)
- ง. 30 cm

- เหล็กเสริมเพื่อให้แรงดัดด้านข้างที่ปลายคานจะต้องวางบนระยะ 2h จากทั้งสองข้างของผิวข้อต่อ โดยเลือกใช้ระยะเรียงที่น้อยที่สุดจากค่าต่อไปนี้

- ก.  $d/4$
- ข.  $8 \times$  (เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางยาวที่เล็กที่สุด)
- ค.  $24 \times$  (เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอก)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ง. 30 cm

5. จุดเชื่อมต่อกาน-เสา(ข้อต่อ)

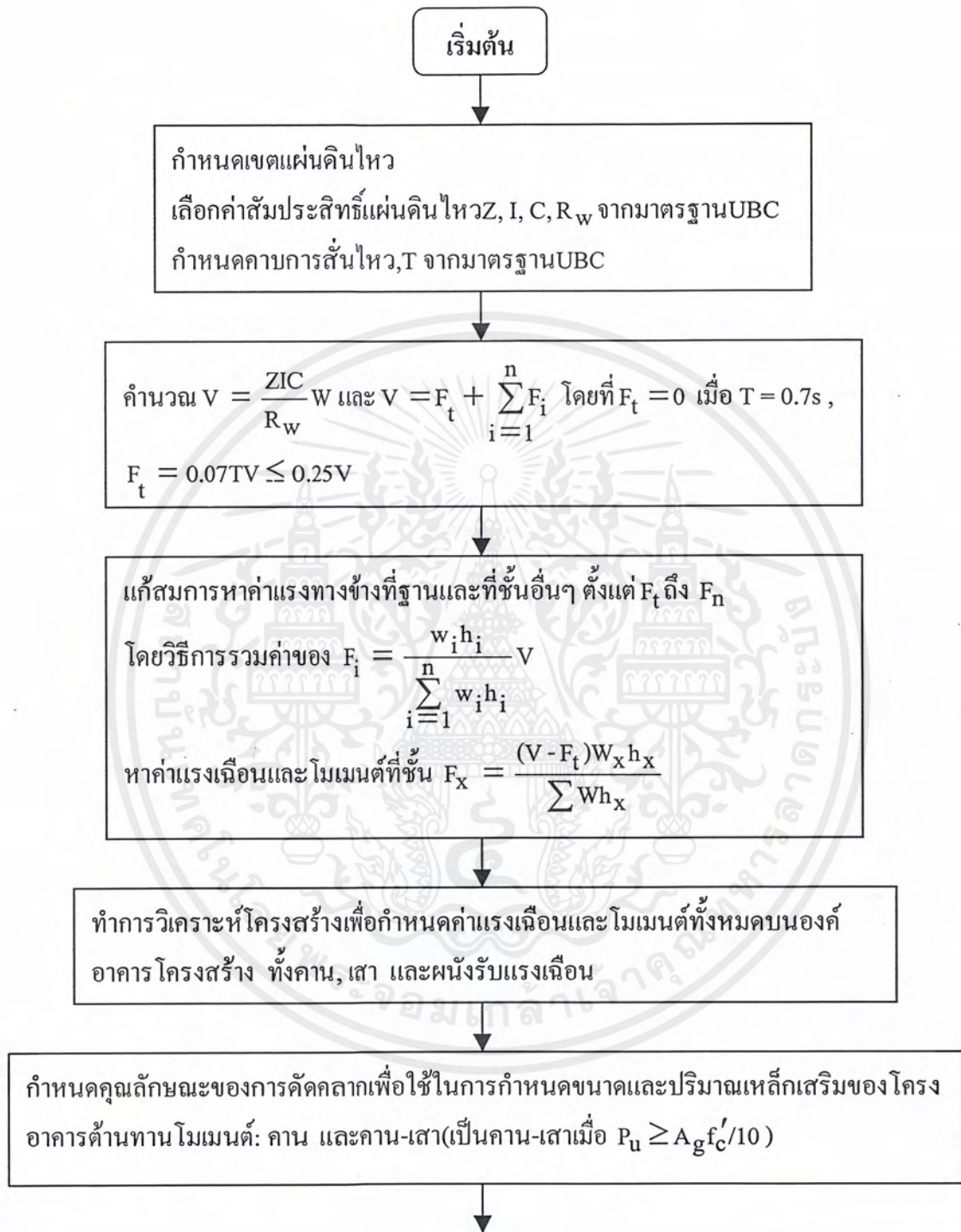
ในข้อต่อจะต้องมีเหล็กปลอกอยู่ไม่น้อยกว่าค่าที่คำนวณได้จาก

$$A_v = \frac{3.50b_w s}{f_y} \quad (4.25.)$$

เมื่อ  $A_v$  = ผลรวมของหน้าตัดเหล็กปลอกในข้อต่อ

$b_w$  = ความกว้างของเสาในด้านที่กำลังพิจารณาอยู่

$s$  = ระยะเรียงของเหล็กปลอก



รูปที่ 4.1. ฟังการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง

ใช้แนวคิดเรื่องเสาแข็ง-คานอ่อน คือเกิดสภาพข้อหมุนพลาสติกขึ้นที่คานแต่ไม่เกิดที่เสา

$$\sum M_{col} \geq \frac{6}{5} M_{bm} \text{ (ที่จุดต่อ)}$$

$$\text{คาน: } V_{eL} = \frac{M_{prL}^- + M_{prR}^+}{l_n} + 0.75 \frac{1.4D + 1.7L}{2}$$

$$V_{eR} = \frac{M_{prL}^+ + M_{prR}^-}{l_n} - 0.75 \frac{1.4D + 1.7L}{2}$$

$$\text{เสา: } V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_u}$$

ออกแบบเหล็กเสริมทางยาว

ก. ในคาน-เสา หรือเสา:  $0.01 \leq \rho_g \leq \frac{A_s}{A_g} \leq 0.06$

โดยทั่วไปมักจะพิจารณาใช้ค่า  $\rho_g \leq 0.035$

ข. ในคาน:  $M_n^+$  ที่ผิวจุดต่อ  $\geq 1/2 M_n^+$  ที่ผิวนั้น

$M_n^+$  หรือ  $M_n^-$  ที่หน้าตัดใดๆ  $\geq 1/4 M_{a, \max}$  ที่ผิว

รูปที่ 4.1. ฝักรออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง (ต่อ)

เหล็กเสริมทางขวางกำกับขนาด

$$\text{ก. เหล็กปลอกเกลียวในเสา: } \rho_g \geq \frac{0.12f'_c}{f_{yh}} \text{ หรือ } \geq 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

ขึ้นอยู่กับว่าค่าใดมากกว่ากัน

$$\begin{aligned} \text{ข. เหล็กรัศรอบในเสา: } A_{sh} &\geq 0.09s h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \\ &\geq 0.3s h_c \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \end{aligned}$$

$s = 1/4$  ของมิติด้านสั้นที่สุดของหน้าตัดหรือ 10 cm, ขึ้นอยู่กับว่าค่าใดน้อยกว่ากัน

ใช้เหล็กยึดประกอบเพื่อให้ระยะเรียงเป็นไปตามมาตรฐาน

ค. คาน: วางเหล็กรัศรอบบนช่วงระยะ = 2h จากผิวหน้าเสา

ระยะเรียงสูงสุด:  $s =$  ค่าที่น้อยกว่าของ  $1/4d$ ,  $8d_b$  ของเหล็กเสริมหลัก,  $24d_b$  ของเหล็กรัศรอบ หรือ 30 cm

เมื่อมีการอัดตัว(confined)ที่ข้อต่อทั้งสี่ด้าน ในเสาสามารถลดปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดันด้านข้าง(confinement reinforcement)ได้ 50% และสามารถเพิ่มระยะช่วงว่างของเหล็กยึดได้อีก 12 cm

เลือกใช้เหล็กถูกตั้งตามมาตรฐานของขนาดและระยะเรียงเพื่อรับแรงเฉือน

ข้อต่อคาน-เสา

$$\text{กำลังเฉือนระบุ } \geq V_u$$

$$\text{เมื่อมีการอัดตัว(confined)ที่ข้อต่อทุกด้าน: } V_n = 5.3\sqrt{f'_c} A_j$$

$$\text{เมื่อมีการกำกับขนาดข้อต่อสามด้านหรือสองด้านที่ตรงข้ามกัน: } V_n \leq 3.97\sqrt{f'_c} A_j$$

$$\text{กรณีอื่นๆ นอกเหนือจากนี้: } V_n \leq 3.18\sqrt{f'_c} A_j$$

รูปที่ 4.1. ฟังการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง (ต่อ)

ตรวจสอบระยะฝังเพิ่ม

กรณีคอนกรีตมวลปกติ:

$$l_{dh} \geq f_y d_b / 12.7 \sqrt{f'_c} \geq 8 d_b \geq 15 \text{ cm}$$

$l_d = 2.5 l_{dh}$  เมื่อความหนาคอนกรีตใต้แนวเหล็กเสริมน้อยกว่า 30 cm

$l_d = 3.5 l_{dh}$  เมื่อความหนาคอนกรีตใต้แนวเหล็กเสริมมากกว่า 30 cm

หากเหล็กเสริมมีการงอ 90° กำหนดให้  $l_d = l_{dh}$

กรณีคอนกรีตมวลเบา: ปรับแก้สมการข้างบนตามข้อกำหนดของ ACI

ออกแบบกำแพงรับแรงเฉือน

ถ้า  $V_{uh} > 2A_{cv} \sqrt{f'_c}$ ; ต้องใช้เหล็กเสริมในผนังสองแถบ

ถ้าผนังมีค่า  $f_c > 0.2f'_c$  แล้วจะต้องมีการสร้างองค์อาคารส่วนขอบ (boundary element)

$$V_n = A_{cv} (0.265 \alpha_s \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

เมื่อ  $h_w/l_w \geq 2.0$ ,  $\alpha_s = 2.0$

เมื่อ  $h_w/l_w = 1.5$ ,  $\alpha_s = 3.0$

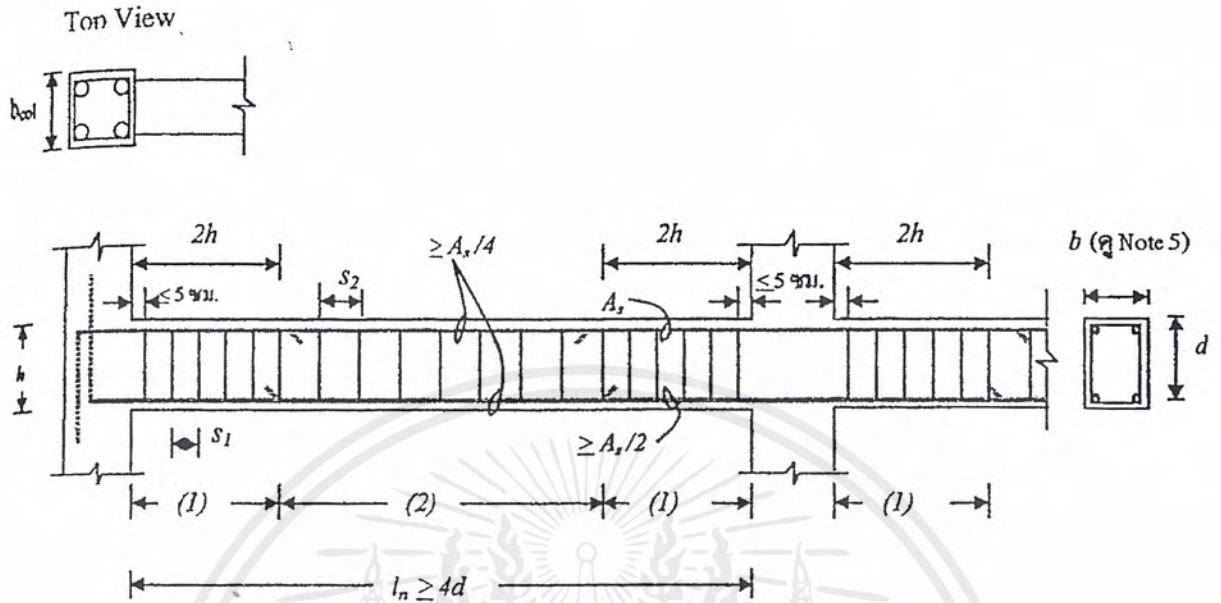
เทียบอัตราส่วนเชิงเส้นค่า  $h_w/l_w$  เพื่อหาค่า  $\alpha_s$

ค่าสูงสุดที่ยอมให้:  $V_n = 2.12 A_{cv} \sqrt{f'_c}$  สำหรับผนังทั้งผืน

$V_n = 2.65 A_{cp} \sqrt{f'_c}$  สำหรับผนังที่แยกส่วน โดยช่องเปิด

จบ

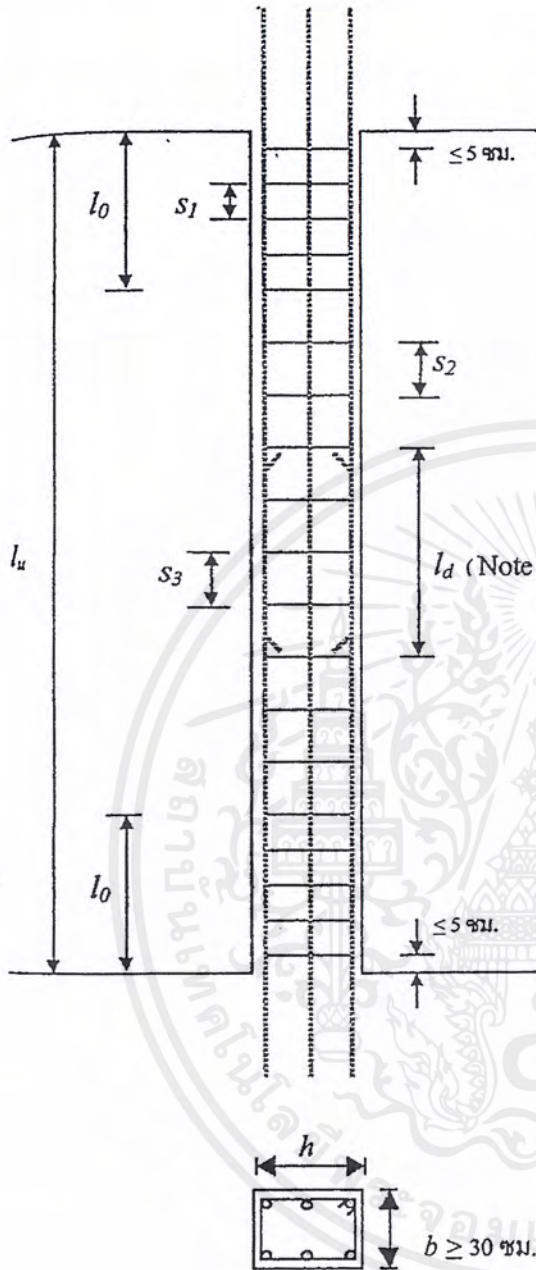
รูปที่ 4.1. ฝังกการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง (ต่อ)



Note :

1. ที่ระยะ  $2h$  จากขอบเสา จะต้องมีระยะเรียง  $s_1$  ไม่เกิน
  - $d/4$
  - 8 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริมตามยาวเส้นที่เล็กที่สุด
  - 24 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอก , และ
  - 30 ซม.
2. ระยะเรียงเหล็กปลอก ณ ทุกๆตำแหน่ง ( $s_2$ ) ต้อง  $\leq d/2$
3. เหล็กเสริมอย่างน้อย 2 เส้นจะต้องถูกจัดให้ต่อเนื่องทั้งด้านบนและด้านล่าง
4. ณ ทุกๆ หน้าตัดของคาน  $A_s$  และ  $A_s'$  ต้อง  $\geq 14 b_w d / f_y$  และ  $\rho$  ต้อง  $\leq 0.025$
5. ความกว้างคาน  $b$  ต้อง
  - ไม่น้อยกว่า  $0.3 h$
  - ไม่น้อยกว่า 25 ซม.
  - ไม่เกิน  $b_{col} + (3/4) h$  ในแต่ละด้านของเสา

รูปที่ 4.2. สรุปรายละเอียดการเสริมเหล็กในคานในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูงตามข้อกำหนดของ ACI 318-97



โดย  $b/h$  ต้อง  $\geq 0.4$

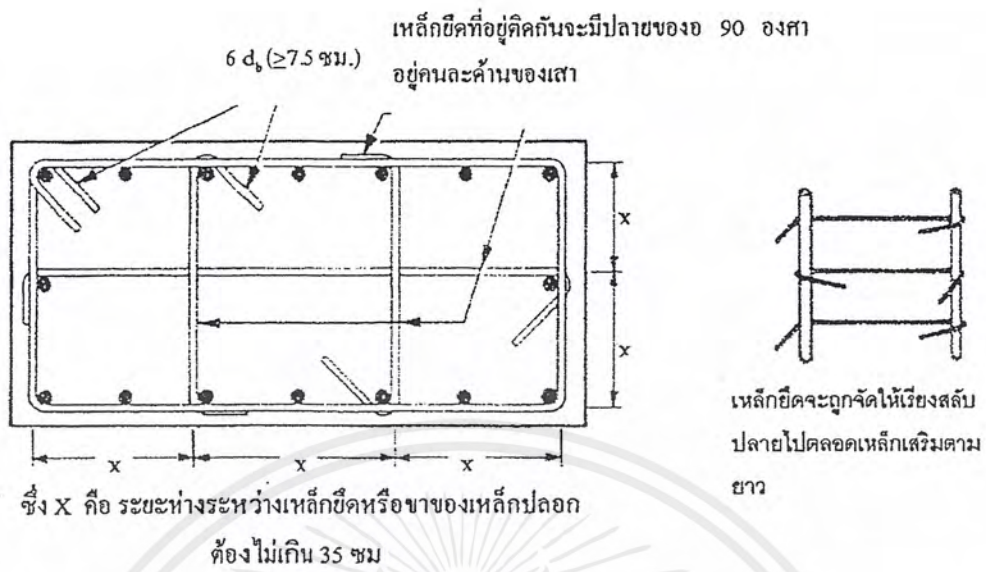
Note

1. ด้านแคบของหน้าตัดต้องค่าการตึง  $\geq 30$  ซม.
2. อัตราส่วนเหล็กเสริมต่อพื้นที่หน้าตัดเสา  
 $0.01 \leq \rho_s \leq 0.06$
3. การต่อทาบเหล็กต้องกระทำภายในช่วง Center half ของความยาวเสา โดยมีระยะเช่นเดียวกับ การต่อของเหล็กรับแรงดึง ( $s_3$  ไม่เกิน  $d/4$  หรือ 10 ซม.)
4. ที่ระยะ  $l_0$  จากขอบแต่ละด้านของเสาจะต้องใช้เหล็กปลอก @ ไม่เกิน  $s_1$  โดย  $l_0$  ใช้ค่ามากที่สุดของ
  - 1) ความลึกเสา ( $h$ )
  - 2)  $l_u/6$
  - 3) 45 ซม.
 ซึ่งภายใน  $l_0$  ต้องมีการเตรียมเหล็กปลอกดังนี้
  - เหล็กปลอกเดี่ยว  
พื้นที่หน้าตัดขวางต้องไม่น้อยกว่า  
 $A_{sh} = 0.3 (sh_c f'_c / f_{yh}) [(A_g / A_{ch}) - 1]$  และ  
 $A_{sh} = 0.09 (sh_c f'_c / f_{yh})$
  - เหล็กปลอกเกลียว  
อัตราส่วนปริมาตรของเหล็กปลอก  $\rho_s$   
 $\rho_s = 0.12 f'_c / f_{yh}$  โดยต้องไม่น้อยกว่า  
 $\rho_s = 0.45 (A_g / A_c - 1) f'_c / f_y$
 ระยะเรียงเหล็กปลอก  $s_1$  ต้องไม่เกิน
  - 1)  $1/4$  เท่าของด้านแคบของเสา และ
  - 2) 10 ซม.
5. ในที่ซึ่งไม่ต้องใช้ปริมาณเหล็กปลอกตามข้อ 4 ต้องมีระยะเรียงเหล็กปลอก  $s_2$  ไม่เกิน
  - 1) 6 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางกลางเหล็กตามยาวของเสา
  - 2) 15 ซม.

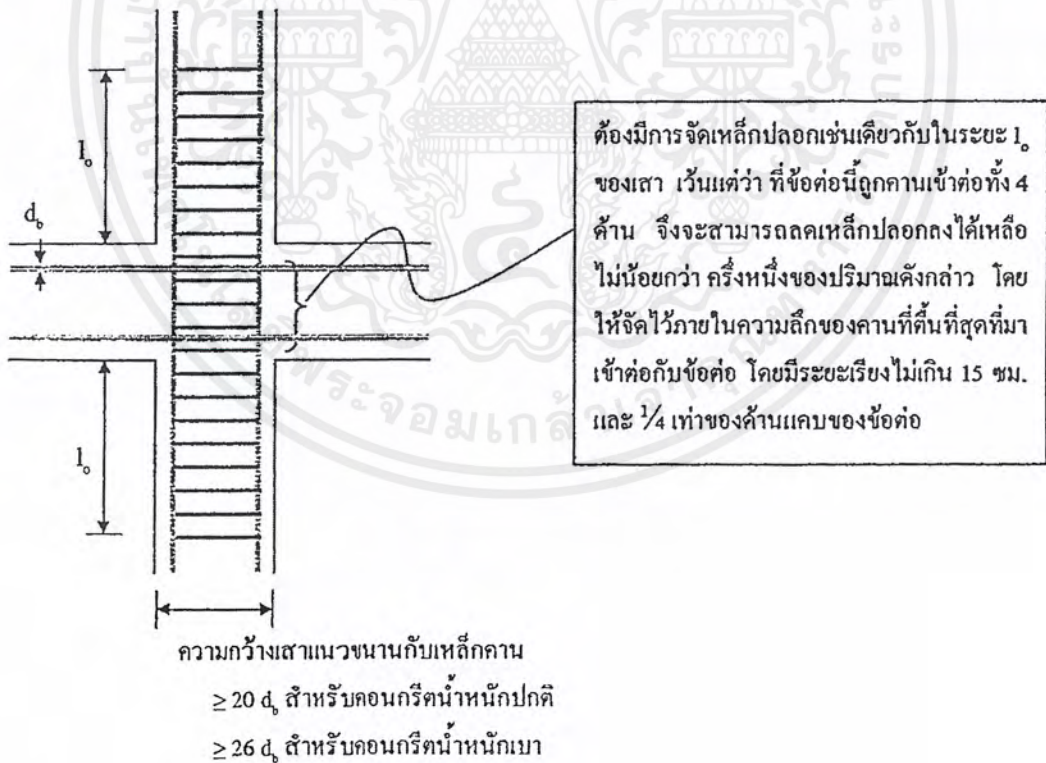
รูปที่ 4.3. สรุปรายละเอียดการเสริมเหล็กในเสาในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง

ตามข้อกำหนดของ ACI 318-97

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

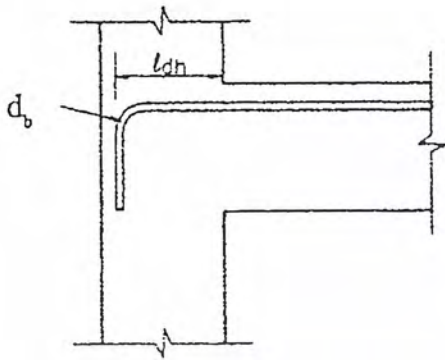


รูปที่ 4.4. แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กที่หน้าตัดเสาในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง  
ตามข้อกำหนดของ ACI 318-97



รูปที่ 4.5. สรุปรายละเอียดการเสริมเหล็กในข้อต่อในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง  
ตามข้อกำหนดของ ACI 318-97

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



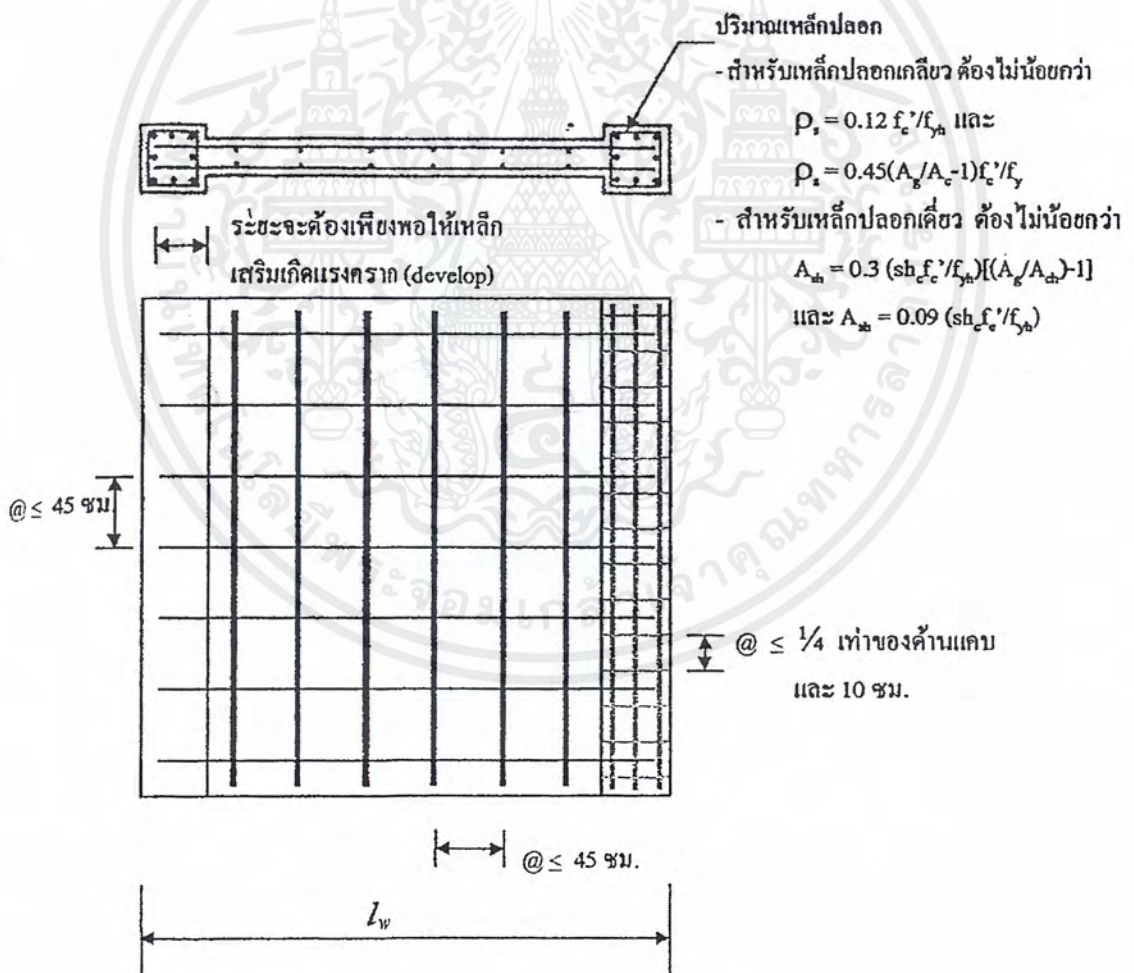
สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ

$$l_{dh} \geq 8d_b \text{ หรือ } 15 \text{ cm. หรือ } f_y d_b / (17.2 \sqrt{f_c})$$

สำหรับคอนกรีตมวลรวมน้ำหนักเบา

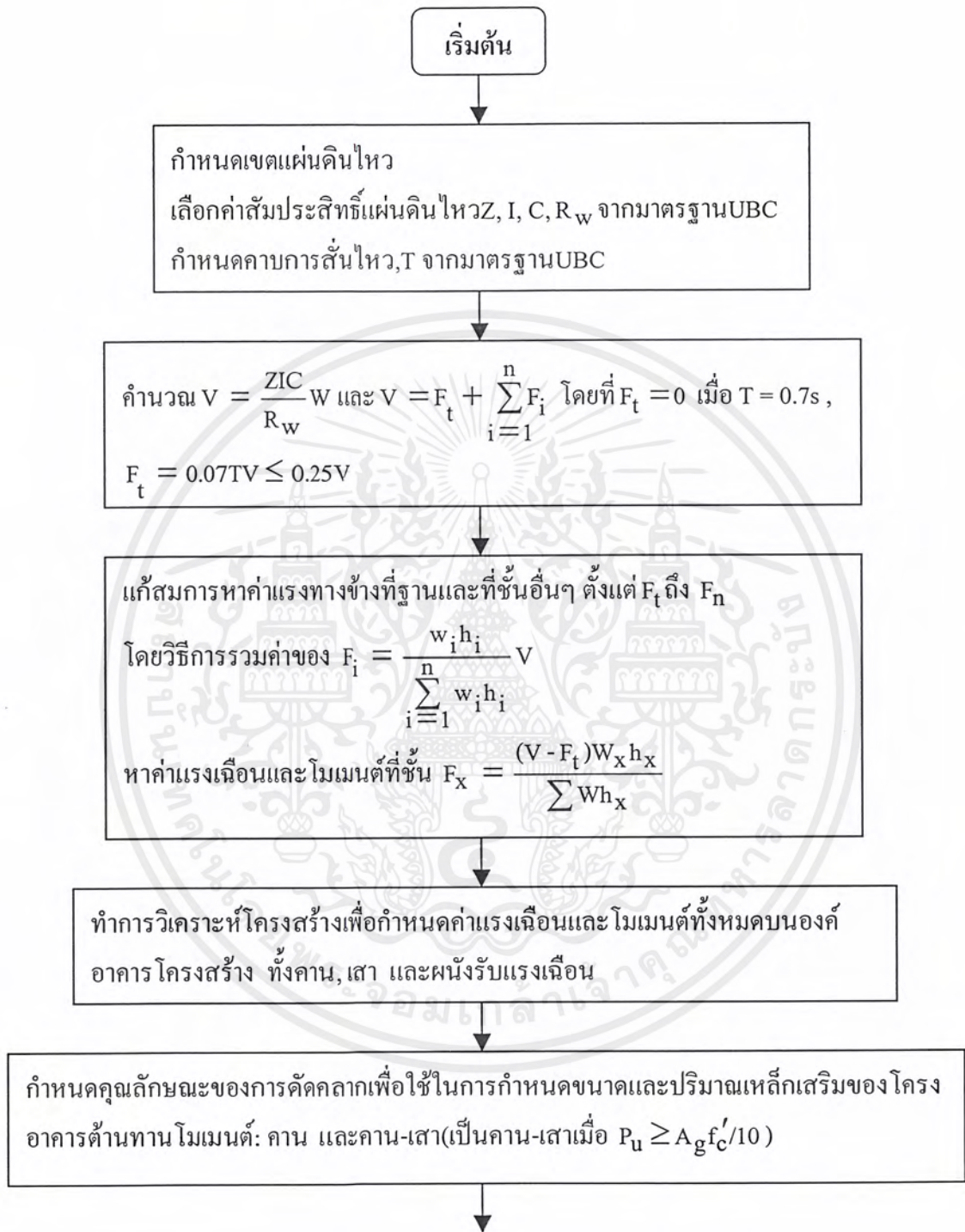
$$l_{dh} \geq 10d_b \text{ หรือ } 19 \text{ cm. หรือ } 1.25 f_y d_b / (17.2 \sqrt{f_c})$$

รูปที่ 4.6. แสดงรายละเอียดของระยะฝังเพิ่มที่ข้อต่อในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูงตามข้อกำหนดของ ACI 318-97



รูปที่ 4.7. สรุปรายละเอียดการเสริมเหล็กในกำแพงรับแรงเฉือนในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูงตามข้อกำหนดของ ACI 318-97

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.8. ผังการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง

ใช้แนวคิดเรื่องเสาค้ำ-คานอ่อน คือเกิดสภาพข้อหมุนพลาสติกขึ้นที่คานแต่ไม่เกิดที่เสา

$$\sum M_{col} \geq \frac{6}{5} M_{bm} \text{ (ที่จุดต่อ)}$$

$$\text{คาน: } V_{er} = \frac{M_{nL}^- + M_{nR}^+}{l_n} + 0.75 \frac{1.4D + 1.7L}{2}$$

$$V_{eR} = \frac{M_{nL}^+ + M_{nR}^-}{l_n} - 0.75 \frac{1.4D + 1.7L}{2}$$

$$\text{เสา: } V_e = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{l_u}$$

ออกแบบเหล็กเสริมทางยาว

ก. ในคาน:  $M_n^+$  ที่ผิวจุดต่อ  $\geq 1/3 M_a$  ที่ผิวนั้น

$M_n^+$  หรือ  $M_n^-$  ที่หน้าตัดใดๆ  $\geq 1/5 M_a, \max$  ที่ผิว

เหล็กเสริมทางขวางกำกับขนาด

ก. การวางเหล็กเสริมให้แรงดัดด้านข้างในเสาจะต้องวางทั้งสองข้างจากจุดที่เกิดสภาพข้อหมุน โดยระยะที่ต้องมีการวางเหล็กเสริมคือระยะที่มากที่สุดจากระยะความลึกขององค์อาคารที่จุดต่อ, ระยะหนึ่งในหกของช่วงว่างของเสา, 45 cm

โดยที่การวางเหล็กเสริมในบริเวณข้างต้นจะต้องมีระยะเรียงไม่เกินค่าที่น้อยที่สุดของ 1/2 เท่าของด้านแคบของเสา, 8 × (เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเหล็กเสริมทางยาวที่เล็กที่สุด), 24 × (เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเหล็กปลอก), 30 cm

ข. เหล็กเสริมเพื่อให้แรงดัดด้านข้างที่ปลายคานจะต้องวางบนระยะ 2h จากทั้งสองข้างของผิวข้อต่อ โดยเลือกใช้ระยะเรียงที่น้อยที่สุดจากระยะ d/4, 8 × (เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเหล็กเสริมทางยาวที่เล็กที่สุด), 24 × (เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเหล็กปลอก), 30 cm

รูปที่ 4.8. ผังการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง (ต่อ)

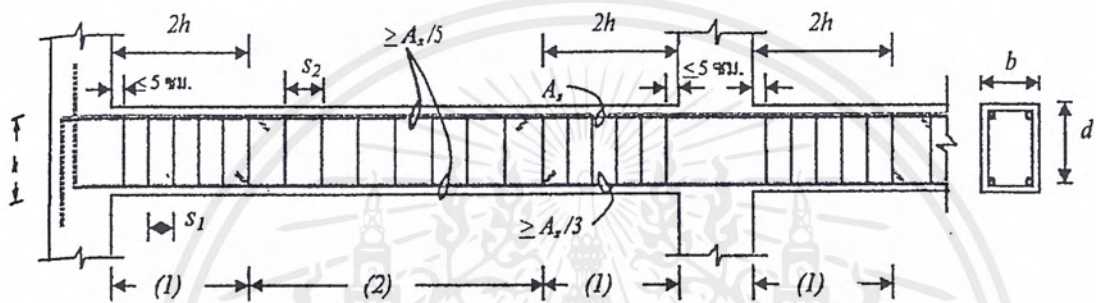
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อต่อคาน-เสา

ในข้อต่อจะต้องมีเหล็กปลอกอยู่ไม่น้อยกว่าค่าที่คำนวณได้จาก  $A_v = \frac{3.50b_w s}{f_y}$

จบ

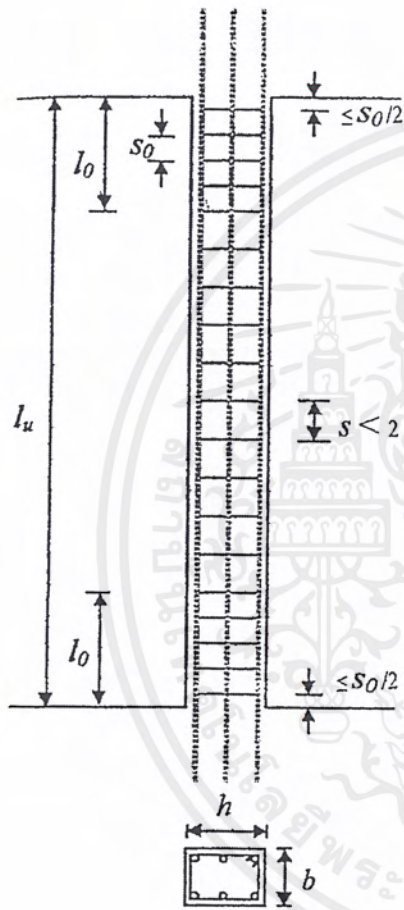
รูปที่ 4.8. ผังการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง (ต่อ)



Note :

1. ที่ระยะ  $2h$  จากขอบเสา หรือจากจุด Flexural Yielding จะต้องมีระยะเรียง  $s_1$  ไม่เกิน
  - $d/4$
  - 8 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริมตามยาวเส้นที่เล็กที่สุด
  - 24 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอก , และ
  - 30 ซม.
2. ในส่วนที่ไม่จำเป็นต้องมีเหล็กปลอก ระยะเรียง  $s_2$  ต้องไม่เกิน  $d/2$

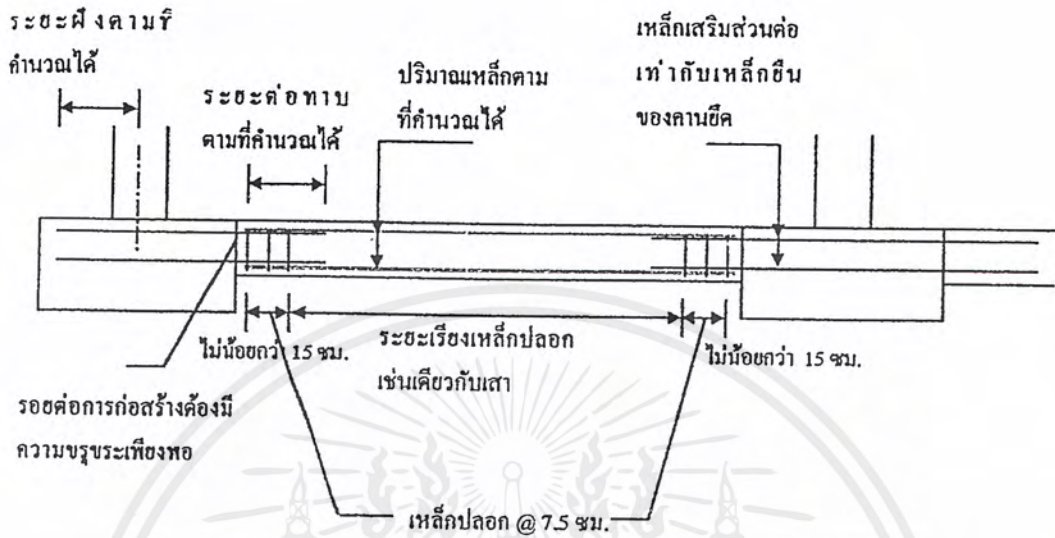
รูปที่ 4.9. สรุปรายละเอียดการเสริมเหล็กในคานในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง ตามข้อกำหนดใน ACI 318-97



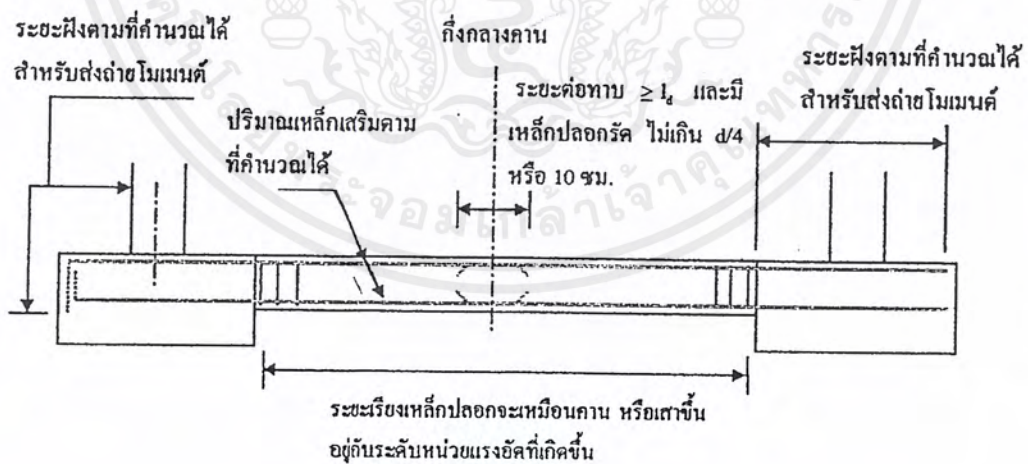
**Note**

1. ระยะ  $l_0$  จากขอบแต่ละด้านของเสาจะต้องใช้เหล็กปลอก @ ไม่เกิน  $s_0$   
โดย  $l_0$  ใช้ค่ามากที่สุดของ
  - 1) ความลึกเสา ( $h$ )
  - 2)  $l_u/6$
  - 3) 45 ซม.
2. ระยะเรียง  $s_0$  ใช้ค่าน้อยสุดของ
  - 1) 8 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสาเส้นเล็กสุด
  - 2) 24 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอก
  - 3)  $1/2$  เท่าของค้ำแคบของเสา
  - 4) 30 ซม.
3. ระยะเรียงของเหล็กปลอกต้องไม่เกิน  $2s_0$

รูปที่ 4.10. รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสาในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง ตามข้อกำหนดของ ACI 318-97



รูปที่ 4.11. การวางเหล็กเสริมในคานยึดฐานรากให้สามารถต้านทานแรงดึงและแรงอัดตามแนวแกน (รับแรงดึงหรืออัด 10% ของน้ำหนักบรรทุกทุกตามแนวตั้งของเสา)



รูปที่ 4.12. การเสริมเหล็กในคานยึดฐานรากที่รับ โมเมนต์และแรงอัดตามแนวแกน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 4.3. ตัวอย่างการออกแบบของค์อาคาร

ในหัวข้อนี้จะแสดงตัวอย่างการออกแบบของค์อาคารต่างๆ เพื่อด้านทานต่อแรงแผ่นดินไหว โดยบางตัวอย่างจะอ้างอิงแรงจากการคำนวณโดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ บางตัวอย่างจะอ้างอิงแรงออกแบบจากตัวอย่างในบทที่แล้ว การคำนวณของค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กใช้การคำนวณตามวิธีกำลัง และพิจารณาข้อกำหนดและอาคารรับแรงแผ่นดินไหวควบคู่ไป โดยมีรายการตัวอย่างการคำนวณดังนี้

ตัวอย่างที่ 4.1. การออกแบบและรายละเอียดการเสริมเหล็กของคาน

ตัวอย่างที่ 4.2. การออกแบบและรายละเอียดการเสริมเหล็กของเสา

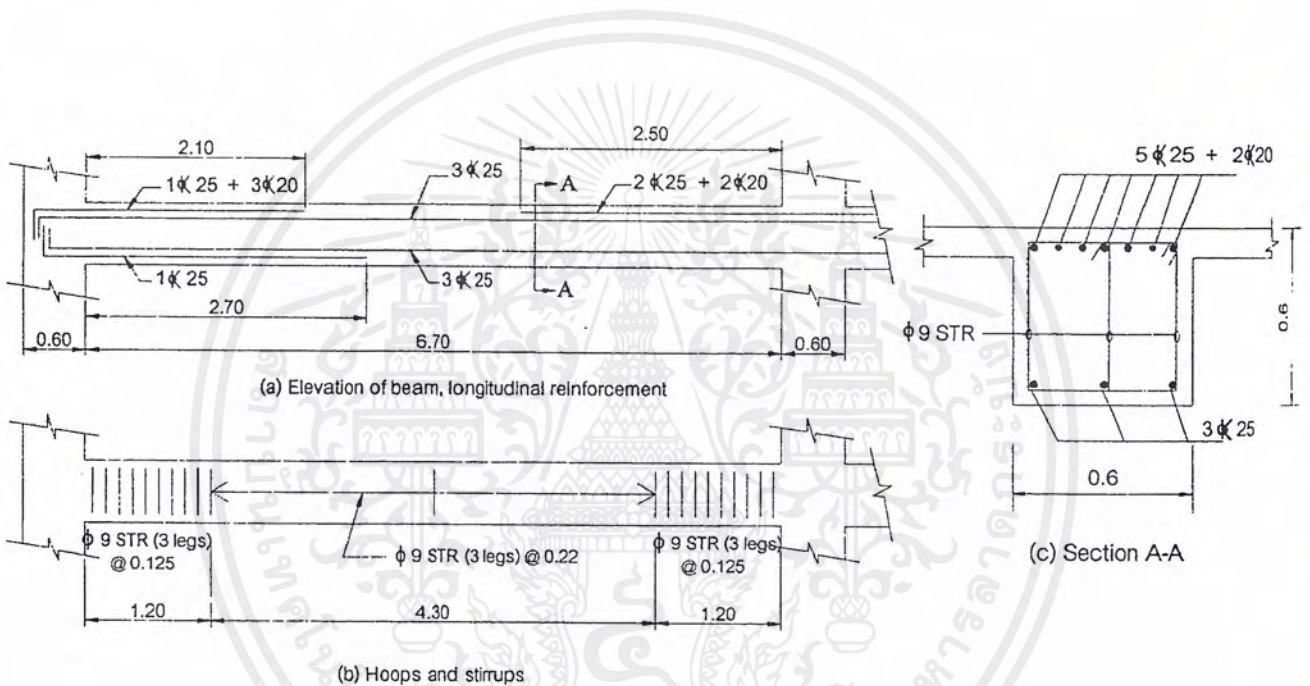
ตัวอย่างที่ 4.3. การออกแบบและรายละเอียดการเสริมเหล็กของผนังรับแรงเฉือนจากอาคารตัวอย่างที่ 3.2

ตัวอย่างที่ 4.4. การออกแบบและรายละเอียดการเสริมเหล็กฐานรากแผ่

ตัวอย่างที่ 4.5. การออกแบบและรายละเอียดการเสริมเหล็กฐานรากเสาเข็ม

ตัวอย่างที่ 4.1. การออกแบบและรายละเอียดการเสริมเหล็กของคาน

คานที่แสดงในรูปที่ 4.13. a) และ b) อยู่ในโครงอาคารด้านทานโมเมนต์ของอาคารสำนักงานในเขตซึ่งมีแผ่นดินไหว น้ำหนักบรรทุกของน้ำหนักคงที่ = 2675 kg/m และน้ำหนักบรรทุกจร = 890 kg/m เนื่องจากโมเมนต์ปลาย =  $\pm 34.5$  t-m ที่ ปลายนอก และ  $\pm 33.1$  t-m ที่ ปลายใน (เนื่องจากแรงแผ่นดินไหว) กำลังของ คอนกรีต และ เหล็ก = 280 ksc และ 4000 ksc พังของอาคาร เป็นโครงอาคารปกติ จึงออกแบบเหล็กเสริม



รูปที่ 4.13. รายละเอียดของคาน

1. กำหนดแฟกเตอร์โมเมนต์

ใช้ แฟกเตอร์น้ำหนักกระทำของ ACI

การรวมน้ำหนักกระทำ แบบที่ 1 – ACI 318-99:  $U = 1.4D + 1.7L$

แฟกเตอร์น้ำหนักแผ่:  $W_u = 1.4 \times 2.68 + 1.7 \times 0.89 = 5.26$  t/m

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\text{โมเมนต์ลบภายนอกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง} = \frac{W_u L_n}{16} = \frac{5.26 \times 6.71^2}{16} = 14.8 \text{ t-m}$$

$$\text{โมเมนต์บวกกลางช่วงเนื่องจากแรงโน้มถ่วง} = 16.9 \text{ t-m}$$

$$\text{โมเมนต์ลบภายในเนื่องจากแรงโน้มถ่วง} = 23.6 \text{ t-m}$$

การรวมน้ำหนักกระทำ แบบที่ 2 - ASCE 7-95:  $U = 1.32D+1.1E+0.55L$

$$\text{แฟกเตอร์น้ำหนักแผ่: } W_u = 1.32 \times 2.68 + 0.55 \times 0.89 = 4.03 \text{ t/m}$$

$$\text{โมเมนต์ลบภายนอกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง} = 11.3 \text{ t-m}$$

$$\text{โมเมนต์บวกกลางช่วงเนื่องจากแรงโน้มถ่วง} = 12.9 \text{ t-m}$$

$$\text{โมเมนต์ลบภายในเนื่องจากแรงโน้มถ่วง} = 18.1 \text{ t-m}$$

การรวมน้ำหนักกระทำ แบบที่ 3 - ASCE 7-95:  $U = 0.99D+1.1E$

$$\text{แฟกเตอร์น้ำหนักแผ่: } W_u = 0.99 \times 2.68 = 2.65 \text{ t/m}$$

$$\text{โมเมนต์ลบภายนอกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง} = 7.4 \text{ t-m}$$

$$\text{โมเมนต์บวกกลางช่วงเนื่องจากแรงโน้มถ่วง} = 8.5 \text{ t-m}$$

$$\text{โมเมนต์ลบภายในเนื่องจากแรงโน้มถ่วง} = 11.9 \text{ t-m}$$

แฟกเตอร์โมเมนต์รวมผลของแผ่นดินไหวจากการวิเคราะห์เฟรมยึดหย่อน

	โมเมนต์ภายนอก (t-m)	โมเมนต์กลางช่วง (t-m)	โมเมนต์ภายใน (t-m)
การรวมโหลด แบบที่ 1	- 14.8	+16.9	- 23.6
การรวมโหลด แบบที่ 2			
เซทางขวา	+26.6	+12.9	- 54.5
เซทางซ้าย	- 49.3	+12.9	+18.4
การรวมโหลด แบบที่ 3			
เซทางขวา	+30.5	+8.5	- 48.3
เซทางซ้าย	- 45.4	+ 8.5	+ 24.5

## 2. ตรวจสอบขอบเขตด้านมิติของหน้าตัดคาน

ข้อกำหนดคานของชิ้นส่วนยึดหยุ่น ACI Sec. 21.3.1 ต้องการชิ้นส่วนยึดหยุ่นที่มี : แพลกเตอร์แรงอัดน้อยกว่า  $0.10A_g f_c$

ไม่มีแรงตามแกน ok.

ช่วงว่างต้องไม่น้อยกว่า 4 เท่าของ ความลึกประสิทธิภาพ

$$4d = 4 \times 55 = 220 \text{ cm} < L_n = 670 \text{ cm} \text{ ok.}$$

ความกว้างไม้ : ก. น้อยกว่า 25 cm ok.

ข. มากกว่าความกว้างของเสา บวก  $\frac{3}{4}h$  บนแต่ละด้านของเสา

$$60 + 3/4 \times 60 = 105 \text{ cm} \text{ ok.}$$

ถ้าไม่ได้ตามนี้ต้องเปลี่ยนหน้าตัดคาน

## 3. กำหนดปริมาณเหล็กที่ต้องการสำหรับการยึดหยุ่น

ที่รองรับภายใน, โมเมนต์ลบ : โมเมนต์ลบมากที่สุดจากชั้นตอนที่ 2 = -54.5 t-m

สมมติวางเหล็ก 1 ชั้น,  $d = 0.60\text{m} - 0.05\text{m} = 0.55 \text{ m}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d}$$

สมมติ  $j = 0.9$

$$A_s = \frac{54.5}{0.9 \times 4.0 \times 0.9 \times 0.55} = 30.58 \text{ cm}^2$$

ลองใช้ 5-DB 25 mm + 2-DB 20,  $A_s = 30.83 \text{ cm}^2$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \\
 &= \frac{30.83 \times 4.0}{0.85 \times 2800 \times 0.60} = 0.0864 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0.9 \times 30.83 \times 4.0 \times \left( 0.55 - \frac{0.0864}{2} \right) = 56.2 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

จาก ACI Sec. 21.3.

$$A_{s,min} = \frac{0.795 \sqrt{f'_c} b d}{f_y} = 10.9 \text{ cm}^2$$

แต่ต้องไม่น้อยกว่า

$$\frac{14 b d}{f_y} = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{s,min} = 11.5 \text{ cm}^2 < 30.8 \text{ cm}^2 \text{ ok.}$$

$$\text{ตรวจสอบ } \rho = \frac{30.83}{60 \times 55} = 0.0104 \leq 0.75 \rho_b = 0.0228 \text{ ok.}$$

ที่รองรับภายใน, โมเมนต์บวก :

โมเมนต์บวกมากที่สุด = 24.5 t-m

แต่ ACI Sec. 21.10.4.1 ต้องการ โมเมนต์บวกที่ผิวของจุดต่อไม่น้อยกว่า 1/3 เท่าของ โมเมนต์ลบ =  $1/3 \times 56.2 = 18.73 \text{ t-m}$

ดังนั้น ออกแบบ  $\phi M_n = 24.5 \text{ t-m}$  ใช้ 3-DB 25,  $A_s = 14.73 \text{ cm}^2$ ,  $\phi M_n = 28.1 \text{ t-m}$

ที่รองรับภายนอก, โมเมนต์ลบ :

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โมเมนต์ลบมากที่สุด = -49.3 t-m

ใช้ 4-DB 25 + 3-DB 20,  $A_s = 29.06 \text{ cm}^2$ ,  $\phi M_n = 54 \text{ t-m}$

ที่รองรับภายนอก, โมเมนต์บวก :

โมเมนต์บวกมากที่สุด = +30.5 t-m

แต่ไม่น้อยกว่า 1/3 เท่าของ  $\phi M_n$  โมเมนต์ลบ =  $1/3 \times 54 = 27 \text{ t-m}$

ใช้ 4-DB25,  $A_s = 19.64 \text{ cm}^2$ ,  $\phi M_n = 36.9 \text{ t-m}$

กลางช่วง, โมเมนต์บวก :

โมเมนต์บวกมากที่สุด ที่กลางช่วง = 16.9 t-m

ใช้ 3-DB 25,  $A_s = 14.73 \text{ cm}^2$ ,  $\phi M_n = 28.1 \text{ t-m}$

โมเมนต์ลบและ โมเมนต์บวกน้อยที่สุดที่สามารถรับได้ :

ACI Sec. 21.10.4.1 ต้องการ โมเมนต์บวก-ลบ น้อยที่สุด

ที่หน้าตัดต่างๆ ไปได้ตลอดคาน ไม่น้อยกว่า 0.20 เท่าของโมเมนต์ลบมากที่สุดที่แต่ละจุดต่อ =  $0.20 \times 56.2 = 11.24 \text{ t-m}$ , 3-DB 25 เพียงพอสำหรับเหล็กน้อยที่สุด เหล็กถูกเลือกสำหรับความยืดหยุ่นและความเหมาะสมของรายละเอียด ซึ่งแสดงใน รูปที่ 4.14. a)

#### 4. กำหนด Probable Flexural Strength ( $M_{pr}$ )

กำหนด probable flexural strength ( $M_{pr}$ )

โมเมนต์ลบภายนอก :

$$M_{pr} = 1.25 A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

เมื่อ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$a = \frac{12.5f_y A_s}{0.85f'_c b}$$

$$M_{pr} = 1.25 \times 29.06 \times 4000 \times \left( 55 - \frac{1.25 \times 4000 \times 29.06}{1.7 \times 280 \times 60} \right)$$

$$= 56992281 \text{ kg} = 59.9 \text{ t-m}$$

โมเมนต์บวกภายนอก :  $M_{pr} = 41 \text{ t-m}$

โมเมนต์ลบภายใน :  $M_{pr} = 62.4 \text{ t-m}$

โมเมนต์บวกภายใน :  $M_{pr} = 31.2 \text{ t-m}$

## 5. คำนวณแรงเฉือน

คำนวณแรงเฉือน รูป 4.14 a) และออกแบบเหล็กปลอก สำหรับโครงอาคารเซไปทางขวา แรงปฏิกิริยาประกอบด้วย 2 ส่วน

- แรงปฏิกิริยาเนื่องจากแรงโน้มถ่วง =  $\frac{W_u L_n}{2} = \frac{4 \times 6.7}{2} = 13.4 \text{ tons}$  กระทำขึ้น

- เซด้านขวา แรงปฏิกิริยาเนื่องจาก  $M_n$  ที่แต่ละปลาย =  $\frac{41 + 62.4}{6.7} = 15.4 \text{ tons}$  กระทำลงที่ด้านซ้าย และกระทำขึ้นที่ ด้านขวา

$R_{ซ้าย} = 13.4 \text{ tons}$ , เนื่องจากแรงโน้มถ่วง  $-15.4 \text{ tons}$  เนื่องจากแรงแผ่นดินไหว =  $2 \text{ tons}$  กระทำลง

$R_{ขวา} = 13.4 \text{ tons}$ , เนื่องจากแรงโน้มถ่วง  $+15.4 \text{ tons}$  เนื่องจากแรงแผ่นดินไหว =  $28.2 \text{ tons}$  กระทำขึ้น

ตรวจสอบ :  $\sum V = -2 + 28.8 - 4 \times 6.7 = 0 \text{ ok.}$

ผลลัพธ์ผังแรงเฉือน แสดงในรูปที่ 4.14. b)

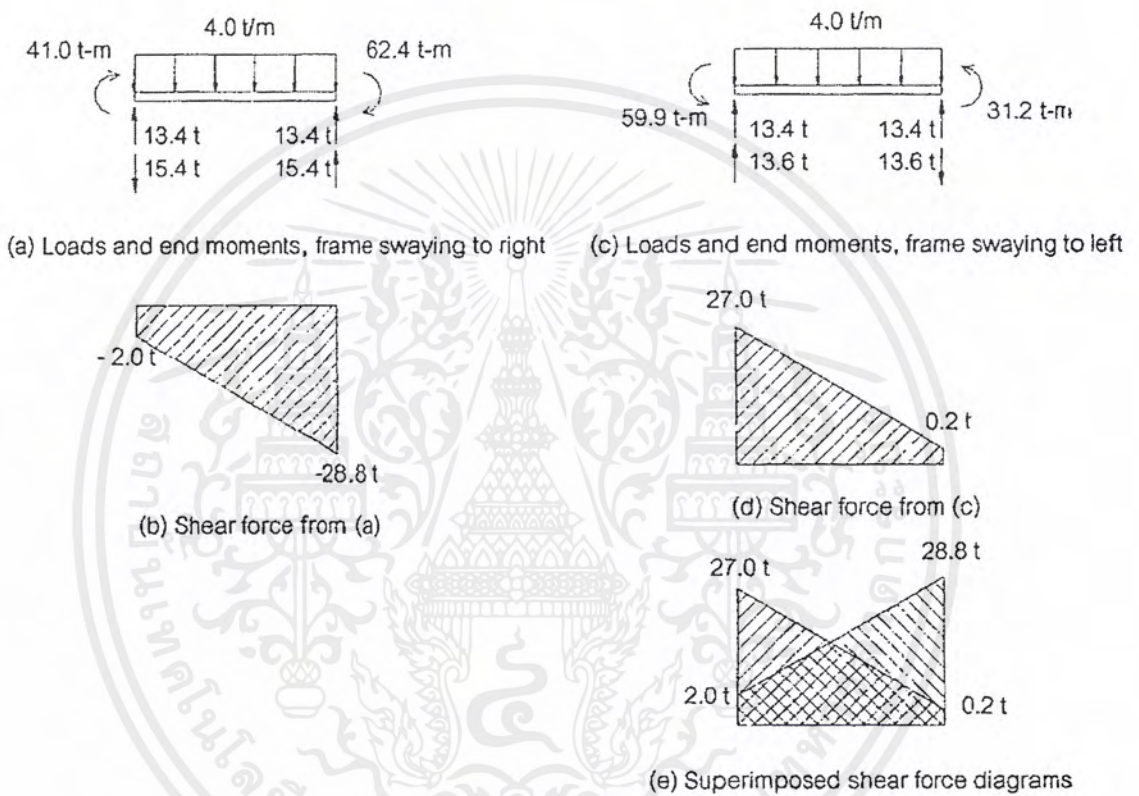
คล้ายกับโครงอาคารเซด้านซ้าย โมเมนต์และน้ำหนักบรรทุกทุกแสดงในรูปที่ 4.14. c)

แรงลัพธ์คือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$R_{ซ้าย} = 13.4 \text{ tons}$ , เนื่องจาก แรงโน้มถ่วง + 13.6 tons เนื่องจาก แรงแผ่นดินไหว = 27 tons กระทำขึ้น  
 $R_{ขวา} = 13.4 \text{ tons}$ , เนื่องจาก แรงโน้มถ่วง - 13.6 kips เนื่องจาก แรงแผ่นดินไหว = 0.2 tons กระทำลง

ผังแรงเฉือนถูกวาดลงในรูปที่ 4.14. d) และ 4.14. e) ค่าสัมบูรณ์ของ 2 แขนงผังแรงเฉือนถูกวางซ้อนกัน



รูปที่ 4.14. การคำนวณแรงเฉือน

ปลาย ซ้าย : แรงเฉือนมากที่สุด = 27 tons

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
 &= \frac{27}{0.85} - 0.53\sqrt{280} \times 60 \times \frac{55}{1000} = 2.5 \text{ tons}
 \end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\text{ACI 318-99} \text{ ตั้งค่ามากที่สุด } V_s = 2.12 \sqrt{f'_c} b_w d = 117 \text{ tons}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_v}{s} &= \frac{V_s}{f_y d} \\ &= \frac{2.5}{2.4 \times 55} = 0.0189 \text{ cm}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

ปลายขวา : แรงเฉือนมากที่สุด = 28.8 tons

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{28.8}{0.85} - 29.3 = 4.6 \text{ tons} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_v}{s} &= \frac{V_s}{f_y d} \\ &= \frac{4.6}{2.4 \times 55} = 0.0348 \text{ cm}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนน้อยที่สุด

$$\frac{A_{v,\min}}{s} = \frac{3.5b}{f_y} = 0.0875 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

ดังนั้น  $\frac{A_v}{s} = 0.0875 \text{ cm}^2/\text{cm}$  เป็นตัวควบคุม

$$\text{ใช้ RB9 3-ขา, } A_v = 1.91 \text{ cm}^2, s = \frac{1.91}{0.0875} = 22 \text{ cm}$$

ระยะห่างของเหล็กปลอก มากที่สุด ในช่วงวิกฤต ( 2d จากหน้าตัดของจุดต่อ )

- $d/4 = 55/4 = 13.7$  cm
- 8 เท่าของเหล็กยื่น = 16 cm
- 24 เท่าของเหล็กปลอก = 21.6 cm
- 30 cm

ระยะห่างมากที่สุด ในช่วงอื่น =  $d/2 = 27.5$  cm

ใช้ RB9 ปลอก 3-ขา @ 12.5 cm ในช่วงวิกฤตและช่วงอื่นใช้ @ 22 cm



ตัวอย่างที่ 4.2. การออกแบบและรายละเอียดการเสริมเหล็กของเสา

เสารองรับภายในปลายคานที่ออกแบบในตัวอย่างที่ 4.1. มีขนาด 60×60 cm สี่เหลี่ยมจัตุรัส และใช้คอนกรีต 280 ksc เหล็ก 4000 ksc ความสูงชั้นถึงชั้น = 3.6 m และคานลึก 60 cm ในแต่ละพื้น ระยะความสูงเสาช่วงละ 3 m ขนาดเสาและความสูงพื้นถึงพื้นเท่ากันในชั้นที่สูงกว่า-ต่ำกว่าที่ออกแบบ โมเมนต์, แรงเฉือน, แรงตามแนวแกน จากการวิเคราะห์อิลาสติกสำหรับแรงแผ่นดินไหวให้ไว้ในตารางที่ 4.2. จงออกแบบเหล็กเสริมในเสา

1. กำหนด แพกเตอร์ของแรง และ โมเมนต์

กำหนด แพกเตอร์ของแรง และ โมเมนต์ เราจะคำนึงถึงการรวมน้ำหนักกระทำ 3 อย่าง

การรวมน้ำหนักกระทำ แบบที่ 1 :  $U=1.4D+1.7L$

การรวมน้ำหนักกระทำ แบบที่ 2 :  $U=1.32D+1.1E+0.55L$

การรวมน้ำหนักกระทำ แบบที่ 3 :  $U=0.99D+1.1E$

การคำนวณถูกสรุปในตารางที่ 4.2.

ตารางที่ 4.1. กำหนดค่าแรงตามแกน, โมเมนต์ และแรงเฉือนในเสา

	น้ำหนักคงที่	น้ำหนักจร	แผ่นดินไหว
<i>แรงตามแนวแกน, tons</i>			
เสาในชั้นที่เหนือกว่า	231	63	±2.3
เสาที่ออกแบบ	254	70	±2.3
เสาในชั้นที่ต่ำกว่า	276	76	±2.7
<i>โมเมนต์, t-m</i>			
ส่วนบนของเสา	-0.55	-0.14	±26.9
ส่วนล่างของเสา	-0.55	-0.14	±29
<i>แรงเฉือน, tons</i>	0	0	18

ตารางที่ 4.2. จำนวนแรงตามแกน, โมเมนต์ และแรงเฉือนในเสา

	แรงตามแนว	โมเมนต์ส่วน	โมเมนต์ส่วน	แรงเฉือน (tons)
	แกน (tons)	บน* (t-m)	ล่าง (t-m)	
<b>เสาในชั้นที่เหนือกว่า</b>				
การรวมน้ำหนักกระทำ 1	431			
การรวมน้ำหนักกระทำ 2	343			
การรวมน้ำหนักกระทำ 3	229			
<b>เสาที่ออกแบบ</b>				
การรวมน้ำหนักกระทำ 1	474	-1	-1	0.6
การรวมน้ำหนักกระทำ 2				
เซทางขวา	376	28.8	31.1	19.8
เซทางซ้าย	371	-30.4	-32.7	19.8
การรวมน้ำหนักกระทำ 3				
เซทางขวา	254	29.0	31.3	19.8
เซทางซ้าย	248	-30.2	-32.4	19.8
<b>เสาในชั้นที่ต่ำกว่า</b>				
การรวมน้ำหนักกระทำ 1	517			
การรวมน้ำหนักกระทำ 2	410			
การรวมน้ำหนักกระทำ 3	276			

\* โมเมนต์ทวนเข็มนาฬิกาที่ปลายชั้นส่วนมีค่าเป็นบวก

## 2. เลือกเหล็กเสาเบื้องต้น

เลือกเหล็กเสาเบื้องต้น ครั้งแรก เราจะเลือก 12-DB 20 , $A_{st} = 37.7 \text{ cm}^2$

$$\rho_g = \frac{37.7}{60 \times 60} = 0.0105 ; 0.01 < \rho_g < 0.06 \text{ ok.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



3. ตรวจสอบหลักการของเสาแข็ง-คานอ่อน

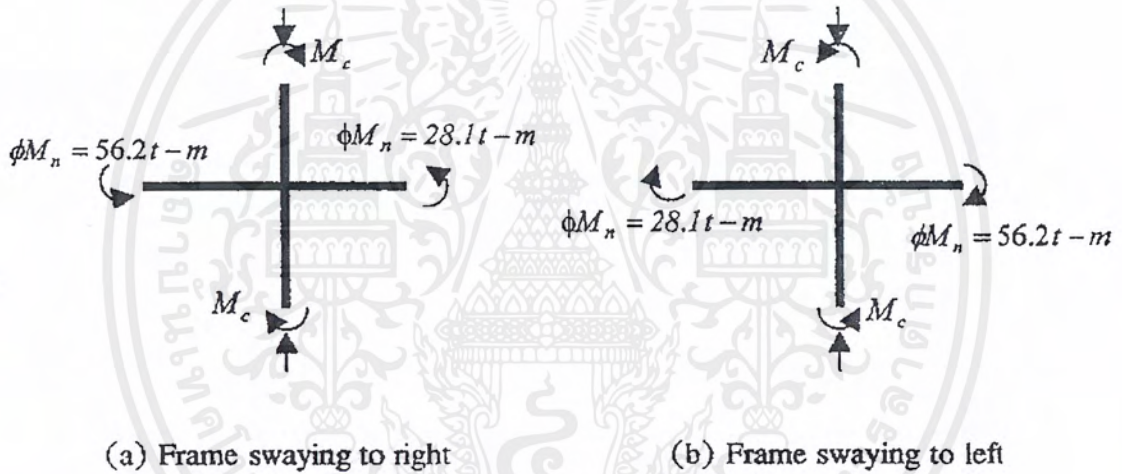
ข้อแนะนำ ให้ใช้อย่างน้อยที่สุดเท่ากับ

$$\Sigma M_c \geq \alpha \Sigma M_g; \alpha \geq 1.2$$

ที่จุดต่อภายใน

$$\Sigma M_g = 56.2 + 36.9 = 93.1 \text{ t-m}$$

$$1.2 \Sigma M_g = 93.1 \times 1.2 = 111.72 \text{ t-m}$$



รูปที่ 4.15. โมเมนต์ที่จุดต่อคาน-เสา

สำหรับการรวมน้ำหนักกระทำแบบที่ 2, แรงตามแนวแกนในเสาในชั้นเหนือเสาออกแบบเท่ากับ 343 tons จากผังของ  $\phi P_n - \phi M_n$  ในรูปที่ 4.16.  $\phi P_n = 343$  tons, มีโมเมนต์มีค่าเท่ากับ  $\phi M_n = 61$  t-m แรงตามแนวแกนในเสา ออกแบบเท่ากับ 376 tons ตรงกับโมเมนต์ที่เกิดขึ้น  $\phi M_n = 58$  t-m ดังนั้นที่ส่วนบนของเสา

$$\Sigma M_c = 61 + 58 = 119 \text{ t-m}$$

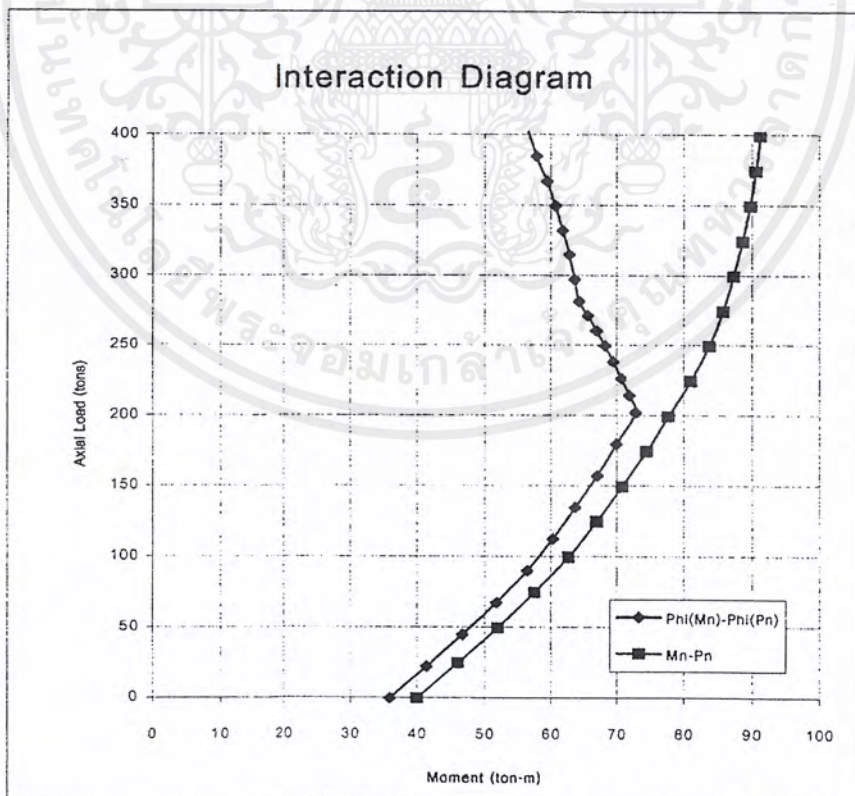
หน้าตัดเสาต้องการ  $\Sigma M_c \geq 1.2 \Sigma M_g$  ที่ส่วนบนของเสา

สมมติว่าคานข้างล่างของเสาเหมือนกับข้างบน  $1.2 \Sigma M_g = 111.72$  t-m โมเมนต์ที่เกิดขึ้นของเสาออกแบบเท่ากับ 58 t-m แรงตามแนวแกนในเสาในชั้นข้างล่างเสาเท่ากับ 410 tons โมเมนต์ที่เกิดขึ้น  $\phi M_n = 55$  t-m,  $\Sigma M_c = 58+55 = 113$  t-m, ซึ่งยังคงมากกว่า  $1.2 \Sigma M_g$  ok.

การรวมน้ำหนักกระทำแบบที่ 3, จากฝั่งของ  $\phi P_n - \phi M_n$  แรงตามแนวแกนในเสาในชั้นเหนือเสาออกแบบ  $\phi P_n = 229$  tons มีโมเมนต์มีค่า  $\phi M_n = 71$  t-m แรงตามแนวแกนในเสาที่ออกแบบ  $\phi P_n = 254$  tons โมเมนต์ที่เกิดขึ้น  $\phi M_n = 68$  t-m ดังนั้นที่ส่วนบนของเสา  $\Sigma M_c = 71+68 = 139$  t-m ซึ่งมีค่ามากกว่า  $1.2 \Sigma M_g$  ok.

แรงตามแนวแกนในเสาในชั้นล่าง  $\phi P_n = 276$  tons มีโมเมนต์มีค่า  $\phi M_n = 64$  t-m

$\Sigma M_c = 68+64 = 132$  t-m ซึ่งมีค่ามากกว่า  $1.2 \Sigma M_g$  ok.



รูปที่ 4.16. ผังปฏิกริยา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

#### 4. ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

แรงเฉือนออกแบบ  $V_e$  ต้องมากกว่า

ก. แรงเฉือนเนื่องจาก โมเมนต์ระบุนที่แต่ละปลายของเสา

$$V_c = \frac{M_{ntop} + M_{nbtm}}{l_u}$$

ข. แฟกเตอร์แรงเฉือน จากการวิเคราะห์เฟรมกับ แรงแผ่นดินไหว สมมติเป็น 2 เท่า ซึ่งกำหนด โดย

ข้อกำหนด การออกแบบอาคารต้านแรงแผ่นดินไหว

จาก ก.

การรวมน้ำหนักกระทำแบบที่ 2 : จากฝั่ง Pn-Mn โมเมนต์ระบุน เนื่องจากแรงตามแนวแกนที่รวมแฟกเตอร์ (376 tons) เท่ากับ 91 t-m

$$V_c = \frac{91 + 91}{3} = 61 \text{ tons}$$

การรวมน้ำหนักกระทำแบบที่ 3 : โมเมนต์ระบุนเนื่องจากแรงตามแนวแกนที่รวมแฟกเตอร์ (254 tons) เท่ากับ 84 t-m

$$V_c = \frac{84 + 84}{3} = 56 \text{ tons}$$

จาก ข.

การรวมน้ำหนักกระทำแบบที่ 2 และ 3 :

$$V_c = 2 \times 19.8 = 39.6 \text{ tons}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้น แรงเฉือนที่ใช้ออกแบบ  $V_c = 61$  tons

แรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีตเท่ากับ

$$V_c = 0.53 \left( 1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

การรวมน้ำหนักกระทำแบบที่ 2

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left( 1 + 0.0071 \frac{376 \times 1000}{60^2} \right) \sqrt{280} \times 60 \times 55.5 \\ &= 51 \text{ tons} \end{aligned}$$

การรวมน้ำหนักกระทำแบบที่ 3

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left( 1 + 0.0071 \frac{254 \times 1000}{60^2} \right) \sqrt{280} \times 60 \times 55.5 \\ &= 44 \text{ tons} \end{aligned}$$

แรงเฉือนที่จะต้องรับโดยเหล็กเสริม

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_u = V_c = 61 \text{ tons}$$

$$\therefore V_s = \frac{61}{0.85} - 44 = 27.8 \text{ tons}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d}$$

$$= \frac{27.8 \times 1000}{2400 \times 55.5} = 0.209 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ใช้ 1- RB 9 เหล็กปลอก + 2-RB 9 เหล็กยึดขวาง,

$$A_v = 4 \times \frac{\pi}{4} \times 0.9^2 = 2.54 \text{ cm}^2$$
$$s = \frac{2.54}{0.209} = 21.1 \text{ cm}$$

เหล็กรับแรงเฉือนน้อยที่สุด

$$A_v = \frac{3.5b_w s}{f_y}$$
$$\therefore s = \frac{A_v f_y}{3.5b_w} = 29 \text{ cm}$$

ระยะเรียงของเหล็กปลอก ในจุดต่อคาน-เสา

ระยะเรียงมากที่สุดในขอบเขตวิกฤต  $L_o$

- 8 เท่าของเหล็กยื่น =  $8 \times 2 = 16 \text{ cm}$
- 24 เท่าของเหล็กปลอก =  $24 \times 0.9 = 21.6 \text{ cm}$
- 1/2 ด้านแคบที่สุดของเสา =  $30 \text{ cm}$
- $30 \text{ cm}$

ความยาว  $L_o$  เท่ากับค่ามากที่สุดตามนี้

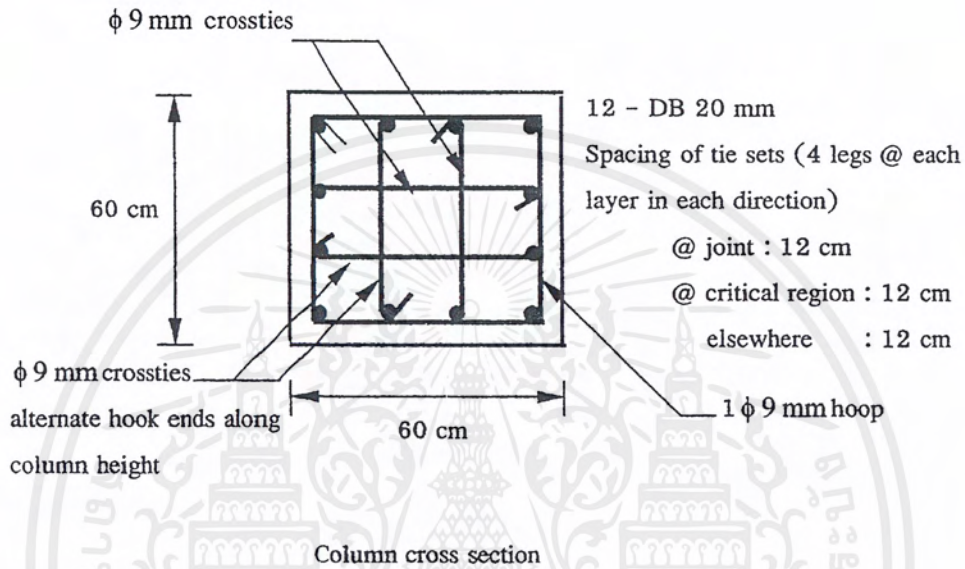
- $\frac{h}{6} = \frac{300}{6} = 50 \text{ cm}$
- ด้านกว้างที่สุดของเสา  $B_{\max} = 60 \text{ cm}$
- $50 \text{ cm}$

ดังนั้น  $L_o = 60 \text{ cm}$

ใช้ (1-RB9 เหล็กปลอก + 2×2-RB9 เหล็กยัดขวาง) @ 12 cm

เหล็กปลอกตรงจุดต่อ : ใช้ (1-RB9 เหล็กปลอก + 2×2-RB9 เหล็กยัดขวาง) @ 12 cm

ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมหลัก



รูปที่ 4.17. การเสริมเหล็กในเสา

ตัวอย่างที่ 4.3. ออกแบบกำแพงรับแรงเฉือนจากอาคารตัวอย่างที่ 3.2. ออกแบบกำแพง  
หมายเลข 7 ในแนวตะวันออก-ตะวันตกในรูปที่ 3.5. b)

### 1. ออกแบบเหล็กเสริมในกำแพง

แรงเฉือนในกำแพงหมายเลข 7 จากตารางที่ 3.6.

$$V_7 = 10.14 \text{ tons}$$

จากข้อกำหนดในหัวข้อ 2627 ใน UNIFORM BUILDING CODE ให้ใช้แรงเฉือนในการออกแบบโดย  
วิธีกำลังประลัย (UTIMATE STRENGTH)

$$(V_7)_u = 2(V_7) = 20.28 \text{ tons}$$

แรงเฉือนต่อหน่วยพื้นที่ในกำแพงหมายเลข 7 จะเป็นดังนี้

แรงเฉือนต่อหน่วยพื้นที่ของคอนกรีตที่อนุญาตให้ใช้ โดยไม่ต้องใช้เหล็กเสริม

$$(V_7)_u = \frac{20.28 \times 1000}{25 \times 15 \times 15} = 3.61 \text{ ksc}$$

$$(V_c)_u = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} = 0.53 \times 0.85 \sqrt{280} = 7.54 \text{ ksc}$$

$$(V_7) < (V_c)_u$$

ดังนั้นใช้เหล็กเสริมแนวนอนในกำแพง ตามข้อกำหนด

$$A_v = \frac{3.5b_w s}{f_y} = \frac{3.5 \times 15 \times 15}{2400} = 0.328 \text{ cm}^2$$

ใช้เหล็กเสริม แนวนอน RB9 @ 0.15 m (2 หน้า)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.4. การออกแบบกำแพงแนวเหนือ-ใต้

กำแพง	V	D	$V_u$	$V_s$	เหล็กเสริม
1	8.45	25	3.00	-	RB9 @ 0.15, 2 หน้า
2	9.07	25	3.22	-	RB9 @ 0.15, 2 หน้า
3	8.45	25	3.00	-	RB9 @ 0.15, 2 หน้า
4	8.57	25	3.05	-	RB9 @ 0.15, 2 หน้า
5	8.45	25	3.00	-	RB9 @ 0.15, 2 หน้า
6	9.07	25	3.22	-	RB9 @ 0.15, 2 หน้า

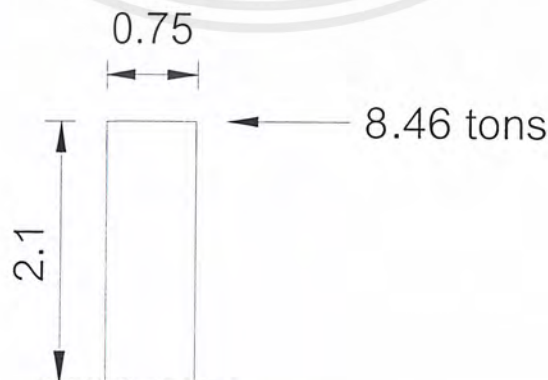
กำแพงชั้น 2 ความหนา 15 cm

ตารางที่ 4.5. การออกแบบกำแพงแนวตะวันออก-ตะวันตก

กำแพง	V	D	$V_u$	$V_s$	เหล็กเสริม
7	10.14	25	3.61	-	RB9 @ 0.15, 2 หน้า
8	10.14	25	3.61	-	RB9 @ 0.15, 2 หน้า
9	9.64	25	3.43	-	RB9 @ 0.15, 2 หน้า
10	3.02	25	1.07	-	RB9 @ 0.15, 2 หน้า
11	9.53	25	3.39	-	RB9 @ 0.15, 2 หน้า
12	9.53	10	3.39	-	RB9 @ 0.15, 2 หน้า

กำแพงชั้น 2 ความหนา 15 cm

## 2. การออกแบบกำแพงที่มีช่อง



รูปที่ 4.18. แสดงแรงเฉือนในกำแพงย่อยหมายเลข 1 ของกำแพงหมายเลข 10 ที่ระดับชั้น 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$P_u\text{-LOAD ที่ขอบตอม่อ} = \frac{2 \times 1.51 \times 210}{75} = 8.46 \text{ tons}$$

$$\text{เหล็กเสริม } A_s = \frac{8.46}{4} = 2.12 \text{ cm}^2$$

ใช้เหล็กเสริม 2-DB 12 ( $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$ )

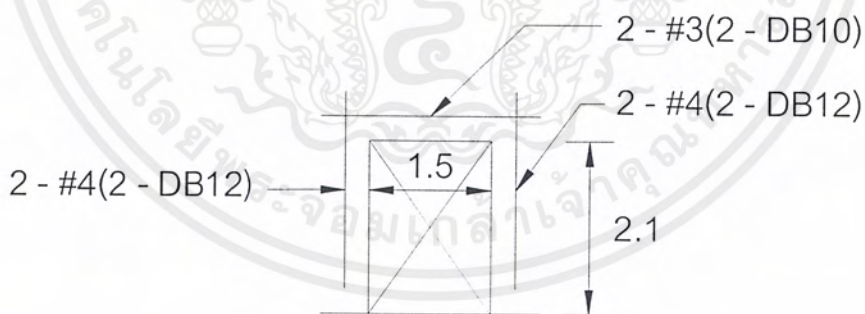
$P_u$ -LOAD ที่ขอบตอม่อ จะทำให้เกิดแรงบิดในกำแพงเหนือช่องเปิด

$$\text{โมเมนต์ที่เกิดจาก } P_u\text{-LOAD, } M_u = 8.46 \times 3/2 = 12.69 \text{ t-m}$$

$$\text{แรงที่เกิดเหนือช่องเปิด} = 12.69/1.5 = 8.46 \text{ tons}$$

$$\text{เหล็กเสริม, } A_s = 8.46/4 = 2.12 \text{ cm}^2$$

ใช้เหล็กเสริม 2-DB 12



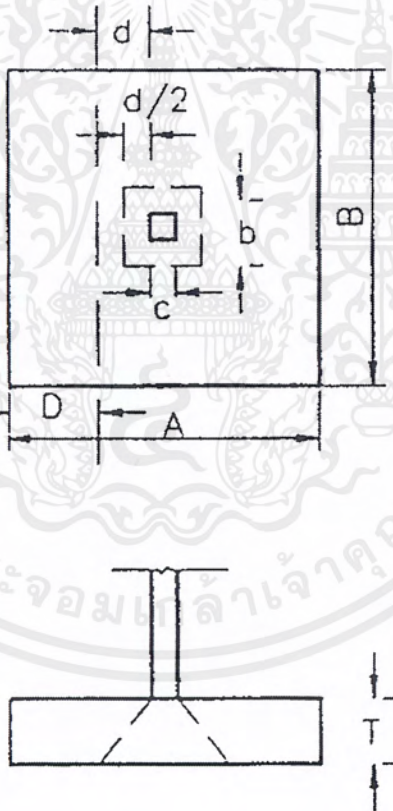
รูปที่ 4.19. แสดงการเสริมเหล็กที่ขอบและเหนือช่องเปิดในกำแพง หมายเลข 10 กำแพงหนา 15 cm

ตัวอย่างที่ 4.4. ตัวอย่างการออกแบบและรายละเอียดการเสริมเหล็กฐานราก ซึ่งเป็นฐานราก  
 แผ่นโดยมีตอม่อขนาด 35 cm×35 cm ภายใต้หน่วยแรงใช้งาน ดังนี้

น้ำหนักคงที่  $P_D = 184$  tons  
 น้ำหนักจร  $P_L = 59$  tons  
 แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว  $P_S = 107$  tons

แรงดันดินที่ยอมให้ =  $14646 \text{ kg/m}^2$ ,  $f'_c = 210 \text{ ksc}$ ,  $f_y = 4000 \text{ ksc}$

สำหรับ strut tie ออกแบบตาม NEHRP - 85



รูปที่ 4.20. รูปสำหรับออกแบบฐานรากแผ่น

## 1. หาขนาดฐานราก

โหลดใช้งาน :  $P_w = P_D + P_L = 184 + 59 = 243$  tons

สมมติน้ำหนักฐานราก = 20% ของน้ำหนักกระทำ = 48.6 tons

รวมน้ำหนักกระทำ =  $243 + 48.6 = 291.6$  tons

$$A_F = \frac{P}{q_u} = \frac{291.6}{14.65} = 19.9 \text{ m}^2$$

$$A_F = A_B$$

$$\therefore B = A$$

$$\therefore A = \sqrt{19.9} = 4.46 \text{ m ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส}$$

ดังนั้นใช้ ฐานรากขนาด  $4.5 \times 4.5$  m

สมมติความหนา = 0.825 m

## 2. หาแรงต้านของดินแบบประลัย

น้ำหนักประลัย :  $P_u = 1.4 P_D + 1.7 P_L = 358$  tons

ดังนั้น น้ำหนักประลัยรวมแรงแผ่นดินไหว (ACI 318-83, (11-19))

$$\begin{aligned} P_{us} &= 0.75 (1.4 P_D + 1.7 P_L + (1.7)(1.1) P_S) \\ &= 419 \text{ tons} > 358 \text{ tons} \end{aligned}$$

แรงดันดินประลัย

$$q_s = \frac{419}{4.5^2} = 20.69 \text{ t/m}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 3. ตรวจสอบแรงเฉือนทะลุ

$$d = 82.5 - 7.5 = 75 \text{ cm}$$

$$b = C + 2(d/2) = 35 + 75 = 110 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} V_u &= q_s(AB - b^2) \\ &= 20.69((4.5 \times 4.5) - 1.1^2) = 394 \text{ tons} \end{aligned}$$

$$b_o = 4b = 4 \times 1.1 = 4.4 \text{ m}$$

$$d = 75 \text{ cm}$$

$$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.27 \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) = 0.27 \left( 2 + \frac{4}{1} \right) = 1.62$$

$$\leq 0.27 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) = 1.46$$

$$\leq 1.06$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} = 0.85 \times 1.06 \sqrt{210} = 13.06 \text{ ksc}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{V_u \times 1000}{b_o d} \\ &= \frac{394 \times 1000}{440 \times 75} = 11.94 \text{ ksc} < 13.06 \text{ ksc} \text{ ok.} \end{aligned}$$

ดังนั้น ไม่มีเหล็กรับแรงเฉือน

### 4. ตรวจสอบแรงเฉือนแบบคาน

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} = 6.53 \text{ ksc}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$V_u = (D)(A \text{ or } B)q_s$$

$$D = \frac{4.5}{2} - \frac{0.35}{2} - 0.75 = 1.33 \text{ m}$$

$$V_u = 1.33 \times 4.5 \times 20.69 = 123.83 \text{ tons}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{V_u \times 1000}{(A \text{ or } B) d} \\ &= \frac{123.83 \times 1000}{450 \times 75} = 3.67 \text{ ksc} < 6.53 \text{ ksc} \text{ ok.} \end{aligned}$$

### 5. การคำนวณการเสริมเหล็ก

$$M_u = \frac{q_s (A \text{ or } B) L^2}{2} = 201.4 \text{ t-m}$$

$$L = \frac{4.5}{2} - \frac{0.35}{2} = 2.08 \text{ m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = 8.84 \text{ ksc}$$

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = 0.0023$$

$$A_s = \rho b d = 0.0023 \times 450 \times 75 = 77.63 \text{ cm}^2$$

ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด เท่ากับ  $0.0018bt = 0.0018 \times 450 \times 82.5 = 66.83 < 77.63 \text{ cm}^2 \text{ ok.}$

เลือกใช้ 16-DB 25  $A_s = 78.56 \text{ cm}^2$  ทั้งสองทาง

## 6. ตรวจสอบจุดต่อระหว่างตอม่อกับฐานราก

$$V_u = 1.1E = 1.1 \times 107 = 117.7 \text{ tons}$$

หาค่ากำลังเฉือนของคอนกรีต

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0.53 \left( 1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0.85 \times 0.53 \left( 1 + 0.0071 \frac{419 \times 1000}{35^2} \right) \sqrt{210} \times 35 \times 32 \\ &= 25068 \text{ kg} < 117700 \text{ kg}\end{aligned}$$

ดังนั้นต้องมีเหล็กเสริมช่วยรับแรงเฉือนส่วนเกิน

หาระยะเรียงห่างสุดที่ยอมรับให้ของเหล็กปลอก DB 10

$$\begin{aligned}V_s &= V - \phi V_c = 117700 - 25068 = 92632 \text{ kg} \\ \phi 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d &= 0.85 \times 2.1 \times \sqrt{280} \times 35 \times 32 \\ &= 33453 \text{ kg} < V_s = 92632 \text{ kg}\end{aligned}$$

ดังนั้นต้องทำการเพิ่มขนาดหน้าตัดของเสา แล้วทำการคำนวณเหล็กเสริม และคิฐฐานรากใหม่แบบเดียวกับข้างบน

## 7. ออกแบบคานรัศรอบฐานราก

สมมุติฐานรากข้างๆมีแรงกระทำเหมือนกัน

แรงในคานยึดมีค่า = 10% ของ แรงลงตอม่อ  $419 \times 0.1 = 41.9 \text{ tons}$

ทั้งแรงดึงและแรงอัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\begin{aligned}
 0.1A_g f'_c &= 0.1 \times 40 \times 40 \times 210 \\
 &= 33600 \text{ kg} < 41900 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

ดังนั้นออกแบบเป็นเสา

สมมติฐานรากห่างกัน 2.50 m

$k = 1$  สำหรับที่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$$\begin{aligned}
 r &= 0.3 \times 40 = 12 \\
 \frac{kl}{r} &= \frac{1 \times 250}{12} = 20.83 < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 22
 \end{aligned}$$

ดังนั้นไม่ต้องคิดผลของความขะลุค

ออกแบบเหล็กเสริมในเสา

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ } P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{41900}{0.7} = 59857 \text{ tons}$$

สำหรับเสาซึ่งไม่รับโมเมนต์ หรือรับน้ำหนักตามแกนอย่างเดียว จะจำกัดกำลังไว้ที่  $0.80P_o$ .

$$\text{จาก } P_n = 0.80 \text{ และ } P_o = 0.80(0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

ใช้คานขนาด  $40 \times 40$  cm

$$\text{กำลังรับน้ำหนักโดยคอนกรีต} = 0.80 \times 0.85 \times 210 \times 40 \times 40 = 228480 \text{ kg} > 59857 \text{ kg}$$

ดังนั้น เสริมเหล็กปริมาณน้อยสุดตามข้อกำหนด

$$A_s = 0.01 \times 40 \times 40 = 16 \text{ cm}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ใช้ 4-DB 25  $A_s = 19.63 \text{ cm}^2$

ตรวจสอบแรงดึงในคานยึด =  $A_s f_y = 19.63 \times 4000 = 78520 \text{ kg} > 59857 \text{ kg}$  ok.

เลือกเหล็กปลอก ใช้เหล็กปลอก RB9

-  $d/4 = 35/4 = 8.75 \text{ cm}$

- 16 เท่าของเหล็กยื่น  $16 \times 2.5 = 40 \text{ cm}$

- 48 เท่าของเหล็กปลอก  $48 \times 0.9 = 43.2 \text{ cm}$

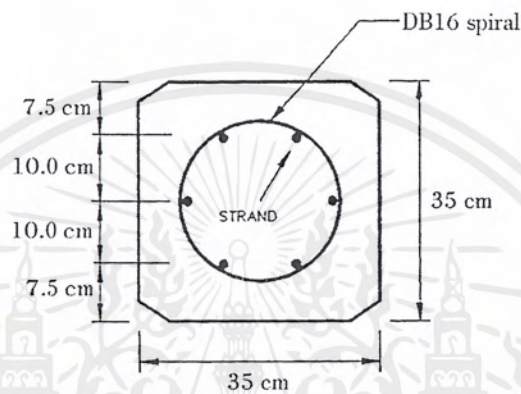
- 30 cm

ใช้ เหล็กปลอกเดี่ยว RB9 @ 8 cm



ตัวอย่างที่ 4.5. การออกแบบและรายละเอียดการเสริมเหล็กฐานรากเสาเข็ม โดยใช้แรง  
คำนวณตามตัวอย่างที่ 4.4.

สมมติเข็มเป็นเข็มอัดแรงสี่เหลี่ยมจัตุรัส 35 cm × 35 cm รับแรงได้ 45 tons กำหนด  
โมเมนต์ประลัย = 1.06 t-m ต่อต้น  $f'_c = 420$  ksc



รูปที่ 4.21. รายละเอียดเสาเข็ม

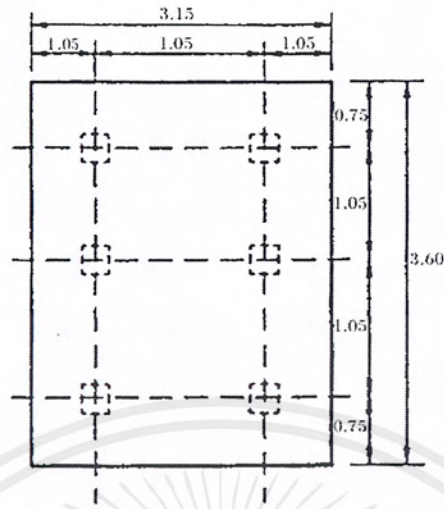
### 1. ออกแบบ pile-cap ในรูปคำนวณจำนวนของเข็ม

รวมน้ำหนักกระทำ = 184+59 = 243 tons น้ำหนักฐานราก 10% = 24.3 tons

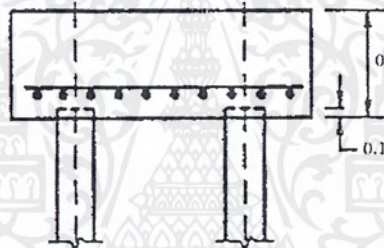
รวมน้ำหนักทั้งหมด = 267.3 tons

$$N_1 = \frac{267.3}{45} = 5.94 \text{ ต้น}$$

ใช้เข็ม 35 cm × 35 cm จำนวน 6 ต้น ยาวต้นละ 12 m



PLAN



ELEVATION

รูปที่ 4.22. รายละเอียดฐานราก

ระยะจากศูนย์กลาง-ศูนย์กลาง 1.05 m ระยะที่ขอบ 1.05 m (ด้านสั้น), 0.75 m (ด้านยาว)

$$A = 1.05 + (2 \times 1.05) = 3.15 \text{ m}$$

$$B = (2 \times 1.05) + (2 \times 0.75) = 3.6 \text{ m}$$

น้ำหนักประลัยต่อต้น ( $P_u$ ) เท่ากับ 419 tons

จากตัวอย่างที่ 4.4. ดังนั้น

$$\frac{P_u}{N} = \frac{419}{6} = 69.83 \text{ ton/pile}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 2. ตรวจสอบแรงเฉือนแบบทะลุที่เสาเข็ม

สมมุติฐานรากหนา 80 cm

น้ำหนักฐานรากจริง =  $3.15 \times 3.6 \times 0.8 \times 2.4 = 21.77 \text{ tons} < 24.3 \text{ tons}$  ok.

$$d = 80 - 10 = 70 \text{ cm}$$

$$b = C + 2(d/2) = 35 + 70 = 105 \text{ cm}$$

รวมแรงเฉือนเนื่องจากเสาเข็มทั้งหมด  $V_u = 4 \times 69.83 + 2 \times \frac{69.83}{2} = 349 \text{ tons}$

$$b_o = 4b = 4 \times 1.05 = 4.2 \text{ m}$$

$$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.27 \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) = 0.27 \left( 2 + \frac{4}{1.51} \right) = 1.26$$

$$\leq 0.27 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) = 0.27 \left( \frac{20 \times 0.7}{4.2} + 2 \right) = 1.44$$
$$\leq 1.06$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} = 0.85 \times 1.06 \sqrt{210} = 13.06 \text{ ksc}$$

$$V_u = \frac{V_u \times 1000}{b_o d}$$
$$= \frac{349 \times 1000}{420 \times 70} = 11.87 \text{ ksc} < 13.06 \text{ ksc} \text{ ok.}$$

ดังนั้น ไม่มีเหล็กรับแรงเฉือน

3. ตรวจสอบแรงเฉือนแบบคาน (ด้านสั้น)

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} = 6.53 \text{ ksc}$$

รวมแรงเฉือนเนื่องจากเสาเข็ม  $V_u = 2 \times 69.83 = 140 \text{ tons}$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{V_u \times 1000}{b_o d} \\ &= \frac{140 \times 1000}{315 \times 70} = 6.35 \text{ ksc} < 6.53 \text{ ksc} \text{ ok.} \end{aligned}$$

4. กำหนดเหล็กเสริม

เหล็กเสริมทางขวาง :

$$M_u = (3 \times 69.83)(0.35) = 73.32 \text{ t-m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{73.32 \times 1000}{0.9 \times 360 \times 70^2} = 8.84 \text{ ksc}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 210}{4000} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4.62}{0.85 \times 210}} \right) = 0.0012 \end{aligned}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0012 \times 360 \times 70 = 30.24 \text{ cm}^2$$

ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด  $= 0.0018 b t = 0.0018 \times 360 \times 80 = 51.84 \text{ cm}^2$

ใช้ 11-DB 25  $A_s = 54.01 \text{ cm}^2$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เหล็กเสริมทางยาว :

$$M_u = 2 \times 69.83 \times 0.875 = 122.2 \text{ t-m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{122.2 \times 1000}{0.9 \times 315 \times 70^2} = 8.8 \text{ ksc}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0.85 \times 210}{4000} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8.8}{0.85 \times 210}} \right) = 0.0023$$

$$A_s = \rho b d = 0.0023 \times 315 \times 70 = 50.72 \text{ cm}^2$$

ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด =  $0.0018bt = 0.0018 \times 315 \times 80 = 45.36 \text{ cm}^2$

ใช้ 11-DB 25  $A_s = 54.01 \text{ cm}^2$

#### 5. ตรวจสอบจุดต่อระหว่าง ตอม่อ กับ ฐานราก

$$V_u = 1.1E = 1.1 \times 107 = 117.7 \text{ tons}$$

หากำลังเฉือนของคอนกรีต

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left( 1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= 0.85 \times 0.53 \left( 1 + 0.0071 \frac{419 \times 1000}{35^2} \right) \sqrt{210} \times 35 \times 32$$

$$= 25068 \text{ kg} < 117700 \text{ kg}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้นต้องมีเหล็กเสริมช่วยรับแรงเฉือนส่วนเกิน

หาระยะเรียงห่างสุดที่ยอมรับให้ของเหล็กปลอก DB10

$$V_s = V - \phi V_c = 117700 - 25068 = 92632 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \phi 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d &= 0.85 \times 2.1 \times \sqrt{280} \times 35 \times 32 \\ &= 33453 \text{ kg} < V_s = 92632 \text{ kg} \end{aligned}$$

ดังนั้นต้องทำการเพิ่มขนาดหน้าตัดของเสา แล้วทำการคำนวณเหล็กเสริม และคิฐานรากใหม่แบบเดียวกับข้างบน

#### 6. ออกแบบคานรัศรอบฐานราก

สมมุติฐานรากข้างๆมีแรงกระทำเหมือนกัน

แรงในคานยึดมีค่า = 10% ของ แรงลงตอม่อ  $419 \times 0.1 = 41.9 \text{ tons}$

ทั้งแรงดึงและแรงอัด

$$\begin{aligned} 0.1 A_g f'_c &= 0.1 \times 35 \times 35 \times 210 \\ &= 25725 \text{ kg} < 41900 \text{ kg} \end{aligned}$$

ดังนั้นออกแบบเป็นเสา

สมมุติฐานรากห่างกัน 2.50 m

$k = 1$  สำหรับที่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$$r = 0.3 \times 40 = 12$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{kl}{r} = \frac{1 \times 250}{12} = 20.83 < 34-12 \frac{M_1}{M_2} = 22$$

ดังนั้น ไม่ต้องคิดผลของความชะลูด

ออกแบบเหล็กเสริมในเสา

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ } P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{41900}{0.7} = 59857 \text{ tons}$$

สำหรับเสาซึ่งไม่รับโมเมนต์ หรือรับน้ำหนักตามแกนอย่างเดียว จะจำกัดกำลังไว้ที่  $0.80P_o$

$$\text{จาก } P_n = 0.80 \text{ และ } P_o = 0.80(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

ใช้แกนขนาด  $40 \times 40 \text{ cm}$

$$\text{กำลังรับน้ำหนักโดยคอนกรีต} = 0.80 \times 0.85 \times 210 \times 40 \times 40 = 228480 \text{ kg} > 59857 \text{ kg}$$

ดังนั้น เสริมเหล็กปริมาณน้อยสุดตามข้อกำหนด

$$A_s = 0.01 \times 40 \times 40 = 16 \text{ cm}^2$$

$$\text{ใช้ 4-DB 25 } A_s = 19.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{ตรวจสอบแรงดึงในคานยึด} = A_s f_y = 19.63 \times 4000 = 78520 \text{ kg} > 59857 \text{ kg ok.}$$

เลือกเหล็กปลอก ใช้เหล็กปลอก RB9

$$- d/4 = 35/4 = 8.75 \text{ cm}$$

$$- 16 \text{ เท่าของเหล็กยื่น } 16 \times 2.5 = 40 \text{ cm}$$

$$- 48 \text{ เท่าของเหล็กปลอก } 48 \times 0.9 = 43.2 \text{ cm}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- 30 cm

ใช้ เหล็กปลอกเดี่ยว RB9 @ 8 cm



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและรูปร่างอย่างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

#### 4.4 ปริมาณเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้นในการออกแบบเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว

จากตัวอย่างการคำนวณองค์อาคารรับแรงแผ่นดินไหวที่ได้ทำมา รวมกับตัวอย่างอื่นๆ ที่ทำการค้นคว้ามา ได้ประมาณปริมาณเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้น ในเขตที่มีแรงแผ่นดินไหว ที่ระดับความแรงต่างๆ กันดังนี้ ซึ่งข้อมูลนี้ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง เช่น ลักษณะที่ตั้งอาคาร รูปแบบอาคาร ช่วงอาคาร ฯลฯ อย่างไรก็ตาม ข้อมูลประมาณการเสริมเหล็กนี้เพิ่มเติมจากการออกแบบของค้ำอาคารที่เสริมเหล็กเพื่อรับแรงแนวตั้งเพียงอย่างเดียว

เขตความแรง 0	เพิ่มปริมาณเหล็กเสริมประมาณ 0%
เขตความแรง 1	เพิ่มปริมาณเหล็กเสริมประมาณ 3-8%
เขตความแรง 2	เพิ่มปริมาณเหล็กเสริมประมาณ 8-13%
เขตความแรง 3	เพิ่มปริมาณเหล็กเสริมประมาณ 13-65%
เขตความแรง 4	เพิ่มปริมาณเหล็กเสริมประมาณ 65-110%

จากปริมาณการเสริมเหล็กที่เพิ่มขึ้น หากเปรียบเทียบกับอาคารที่มีการออกแบบเพื่อรับแรงลมไว้แล้ว บางครั้งอาจไม่จำเป็นต้องเสริมเหล็กเพิ่ม ขึ้นอยู่กับปริมาณความเผื่อการเสริมเหล็ก

## บทที่ 5

### การออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทย

ประเทศไทยแม้จะอยู่ในเขตที่มีผลกระทบจากแผ่นดินไหวค่อนข้างน้อยหากเทียบกับอีกหลายประเทศที่มีเหตุการณ์แผ่นดินไหวรุนแรงเช่น ญี่ปุ่น สหรัฐอเมริกา เม็กซิโก อย่างไรก็ตามประเทศไทยยังมิได้ปราศจากผลกระทบจากแผ่นดินไหวโดยสิ้นเชิงประเทศมีรอยเลื่อนตัวของพื้นแผ่นดินซึ่งเป็นจุดกำเนิดคลื่นแผ่นดินไหวดังรูปที่ 5.1. นอกจากนี้หลายจังหวัดในประเทศไทยรวมทั้งกรุงเทพมหานครมีความสั่นสะเทือนที่ตรวจพบได้เมื่อมีเหตุการณ์แผ่นดินไหวเกิดขึ้น และแม้ว่าแผ่นดินไหวเกิดในระยะที่ห่างไกลแต่ยังคงส่งคลื่นแผ่นดินไหวที่ให้ผลกระทบได้ สาเหตุเพราะสภาพดินที่เป็นดินอ่อนซึ่งรับคลื่นแผ่นดินไหวได้ดี เช่น เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่อำเภอศรีสวัสดิ์ กาญจนบุรี เมื่อเดือนกันยายน 2526 วัดความรุนแรงได้ 5.9 ริคเตอร์ แต่ทำให้สิ่งปลูกสร้างหรืออาคารในกรุงเทพฯ สั่นสะเทือน

ตารางที่ 5.1. เหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งสำคัญในประเทศไทย

วัน เดือน ปี	ขนาด (ริคเตอร์)	ตำแหน่ง	บริเวณที่รู้สึกสั่นไหว (เมอร์เคลลี)
พ.ศ. 2088	-	เชียงใหม่	ยอดเจดีย์หลวงในเชียงใหม่หัก
17 ก.พ. 2518	5.6	อ.ท่าสองยาง จ. ตาก	ภาคเหนือ (VI) ภาคกลาง
22 เม.ย. 2526 <sup>(1)</sup>	5.9	กาญจนบุรี	จ.กาญจนบุรี และกรุงเทพฯ
11 ก.ย. 2537 <sup>(2)</sup>	5.1	อ.พาน จ.เชียงราย	ภาคเหนือ (VI-VII)
12 ก.ค. 2538 <sup>(3)</sup>	7.2	ประเทศพม่า	ภาคเหนือ (VI) รู้สึกได้ที่ กทม.
22 ธ.ค. 2539 <sup>(4)</sup>	5.5	พรมแดนไทย-ลาว	ภาคเหนือ (V-VI)

ข้อมูลจาก : ปริชญานู นุตาลัย และคณะ (2528); สุมาลี ประจวบ (2533); ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และ เป็นหนึ่ง วานิชชัย (2538),

<sup>(1)</sup> แผ่นดินไหวเนื่องจากผลของอ่างเก็บน้ำ

<sup>(2)</sup> โรงเรียนและวัดกว่า 50 แห่ง เกิดความเสียหายเล็กน้อย(เป็นส่วนใหญ่) ถึงปานกลาง(บางแห่ง) อาคารผู้ป่วยนอก โรงพยาบาลพาน เสียหายปานกลาง เกิดการแตกร้าวใน เสาสันติบกว่าตัน ทำให้ไม่ปลอดภัยในใช้อาคาร อาคารพาณิชย์ แห่งหนึ่งเสียหายปานกลาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและตัวอย่างอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(3) เกิดการแตกร้าวเล็กน้อยในส่วนโครงสร้างของอาคารผู้โดยสารสนามบิน หอบังคับการบิน โรงพยาบาล และ โรงเรียนบางแห่ง ในจังหวัดเชียงราย หน่วยวิจัยแผ่นดินไหว จุฬาฯ ร่วมกับกรมโยธาธิการ บันทึกรการสั่นไหวของอาคาร 2 แห่ง ใน กทม. ได้อัตราเร็วสูงสุดที่ห้องใต้ดิน อาคารใบหยก1 ประมาณ 0.2% ของอัตราเร็วเนื่องจากการโน้มถ่วงของโลก

(4) เกิดการแตกร้าวเล็กน้อยในส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างหลักของอาคารและวัดราว 13 หลังในจังหวัดเชียงราย ยอดเจดีย์ประมาณ 6 เมตรของ วัดพระธาตุดอยสุกเหลือง อ.เชียงแสน ร่วงหล่นลงมา จากผลการสะสมความเสียหายจากแผ่นดินไหวครั้งก่อน ๆ

จังหวัดต่างๆทางภาคเหนือหลายแห่งเคยเกิดแผ่นดินไหวที่สร้างความเสียหายมาแล้ว เช่น อาคารผู้ป่วนนอกของโรงโรงพยาบาลพาน จ.เชียงราย และอาคารเรียนหลังหนึ่งของโรงเรียนบ้านท่าเมื่อเดือนกันยายน 2537 วัดความรุนแรงได้ 5.0ริกเตอร์ ดังนั้นผลกระทบจากแผ่นดินไหวไม่ใช่สิ่งที่ไกลตัวเกินไปนักสำหรับประเทศไทย ดังนั้นแรงแผ่นดินไหวจึงเป็นข้อควรระวังข้อหนึ่งที่ต้องคำนึง

## 5.1. การออกแบบอาคารต้านทานแรงลมเปรียบเทียบกับแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทย

การออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวมาตรฐาน UBC ระบุว่าให้คำนวณแรงลมและแรงแผ่นดินไหวและใช้แรงที่มากกว่าในการออกแบบโครงสร้าง แรงลมและแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่ามีลักษณะคล้ายกัน ดังนั้นระบบรับแรงและการวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับแรงลมและแรงแผ่นดินไหวจึงเหมือนกัน

แรงแผ่นดินไหว การออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวมีจุดประสงค์ เพื่อป้องกันมิให้แรงจากแผ่นดินไหวสร้างความเสียหายที่เกิดกับชีวิตและทรัพย์สิน สำหรับประเทศไทยมีกฎหมายที่เกี่ยวข้องคือกฎกระทรวงฉบับที่ 49 มีผลบังคับตั้งแต่เดือนพฤศจิกายน พ.ศ. 2540 ใน 10 จังหวัดได้แก่ เชียงราย เชียงใหม่ แม่ฮ่องสอน ลำพูน ลำปาง พะเยา แพร่ น่าน ตาก และกาญจนบุรี สำหรับเขตที่ไม่ได้มีการบังคับตามกฎหมายการออกแบบและก่อสร้างควรมีการคำนึงถึงบาง เช่น พิจารณาเขตความเสี่ยงของพื้นที่ หรือเขตความรุนแรงของแผ่นดินไหวตามรูป ข้อกำหนดแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทยซึ่งมีความเสี่ยงจากแผ่นดินไหวในระดับปานกลางถึงต่ำมาก แผนที่เขตแผ่นดินไหวแสดงไว้ในรูปที่ 5.2. และรูปที่ 5.3. แผนที่ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว

ข้อกำหนดการออกแบบตามมาตรฐาน UBC 1994

เขตแผ่นดินไหวที่ 0 และ 1 ( มีความเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวในระดับต่ำ ) ในการออกแบบใช้การกับอาคารทั่วไป

เขตแผ่นดินไหวที่ 2 ( มีความเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวในระดับปานกลาง ) ในการออกแบบอาคารให้ใช้ข้อกำหนด UBC Sec.1921.8 เพิ่มเติมจากข้อกำหนดตามมาตรฐาน อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง , มาตรฐานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป ( Precast concrete) และมาตรฐานคอนกรีตอัดแรง

แรงลม ต้องใช้ข้อมูลความเร็วลมที่ระดับความสูง 10 เมตร ในการคำนวณแรงลมตามมาตรฐานต่างๆที่กล่าวไว้ในบทที่ 2 สำหรับความเร็วลมออกแบบและแผนที่ความเร็วลมแสดงในรูปที่ 5.3. และ 5.4. ตามลำดับ ส่วนความเร็วลมออกแบบในแต่ละจังหวัดของประเทศไทยให้ไว้ในภาคผนวก ง. เนื่องจากประเทศไทยอยู่ในเขตแผ่นดินไหวที่ 0 -2 แรงแผ่นดินไหวจึงมีผลกระทบค่อนข้างน้อยอาจใช้แรงลมคำนวณออกแบบเพียงอย่างเดียวหากอาคารไม่สูงมากนัก สำหรับอาคารสูงซึ่งต้องมึน้ำหนักมากการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวอยู่ในดุลพินิจของวิศวกรผู้มีประสบการณ์

ในการก่อสร้างอาคารต่างๆในประเทศไทยความดันลมที่ใช้ในการออกแบบนอกจากจะใช้วิธีการคำนวณที่เสนอในเรื่องการคำนวณแรงลมและแรงแผ่นดินไหว( บทที่ 3 ) ยังมีข้อบัญญัติหรือกฎหมายควบคุมอาคารซึ่งกำหนดแรงดันลมออกแบบใช้งานมาให้โดยไม่ต้องคำนวณ แรงดันลมกำหนดเหล่านี้ขึ้นกับพื้นที่โดยอาจเป็นข้อกำหนดเฉพาะเมืองเช่น กรุงเทพฯ

ตารางที่ 5.2. ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมอาคาร พ.ศ. 2544

ความสูงของอาคารหรือส่วนของอาคาร	หน่วยแรงลมอย่างน้อย กิโลปาสกาล (กิโลกรัมแรงต่อตารางเมตร )
1.) ส่วนของอาคารที่สูงไม่เกิน 10 เมตร	0.5 ( 50 )
2.) ส่วนของอาคารที่สูงเกิน 10 เมตรแต่ไม่เกิน 20 เมตร	0.8 ( 80 )
3.) ส่วนของอาคารที่สูงเกิน 20 เมตรแต่ไม่เกิน 40 เมตร	1.2 ( 120 )
4.) ส่วนของอาคารที่สูงเกิน 40 เมตรแต่ไม่เกิน 80 เมตร	1.6 ( 160 )
5.) ส่วนของอาคารที่สูงเกิน 80 เมตร	2.0 ( 200 )

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 5.3. หน่วยแรงลมบนอาคารตามกฎกระทรวงมหาดไทย 2527

ความสูงของอาคารหรือส่วนของอาคาร	หน่วยแรงลมอย่างน้อย กิโลกรัมแรงต่อตารางเมตร
1.) ส่วนของอาคารที่สูงไม่เกิน 10 เมตร	50
2.) ส่วนของอาคารที่สูงเกิน 10 เมตรแต่ไม่เกิน 20 เมตร	80
3.) ส่วนของอาคารที่สูงเกิน 20 เมตรแต่ไม่เกิน 40 เมตร	120
4.) ส่วนของอาคารที่สูงเกิน 40 เมตร	160

การใช้หน่วยแรงลมกำหนดเหล่านี้ในการออกแบบพบว่ามีความมากกว่าค่าที่ได้จากการคำนวณที่เสนอไว้ ในช่วงต้นแต่ในระดับยิ่งสูงขึ้นไปแรงดันลมที่ได้จากการคำนวณมีค่ามากกว่าและมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆตามความสูง

## 5.2. ข้อเสนอแนะการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในไทย

จากการวิจัยของนักวิจัยหลายท่านในประเทศไทยมีค่าความเร่งพื้นดินสูงสุด ( Peak Ground Acceleration , PGA ) มีค่าอยู่ระหว่าง 0.11g – 0.27g ( g เป็นอัตราเร่งจากแรงดึงดูดของโลก ) และความน่าจะเป็นที่จะเกินค่าดังกล่าวเพียง 10% ใน 50ปี ค่า PGAเป็นค่าที่แสดงถึงระดับผลกระทบที่มีต่ออาคารซึ่งพบว่าค่าที่ได้จากการวิจัยเป็นค่าที่มีช่วงไม่แคบนัก ดังนั้นการออกแบบอาคารควรออกแบบอย่างไรจึงเหมาะสม

ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ (2543) ได้ให้ข้อพิจารณาเป็นแนวทางในการยึดถือ ดังนี้

- ก. พิจารณา กทม. และปริมณฑล เป็นโซน 1 ตาม UBC 1994 แต่ใช้สัมประสิทธิ์การประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้ง S ให้เหมาะสมคือ 2-2.5 หากยึดถือตามมาตรฐาน UBC 1997 ก็ให้ใช้โซน 1 และดินประเภทดินอ่อน ( $S_E$ )
- ข. เพื่อให้โครงสร้างมีกำลังสำรองและความเหนียวเพิ่มขึ้นเพื่อรับมือกับความไม่แน่นอนจากภัยแผ่นดินไหวที่คาดไม่ถึง จึงควรพิจารณาให้รายละเอียดก่อสร้างตามที่ UBC กำหนดสำหรับแผ่นดินไหวระดับกลาง รวมทั้งควรคำนึงถึงข้อพิจารณาอื่นๆ เช่น เสาสั้น ข้อต่อ การยึดโยง ฯลฯ ประกอบด้วย
- ค. สำหรับอาคารที่สูงตั้งแต่ 6 ชั้นขึ้นไป ควรใช้ระบบผนังรับแรงเฉือน ( หรือเทียบเท่า ) เป็นองค์อาคารหลักในการต้านแรงแผ่นดินไหว เพื่อควบคุมการโยกตัวของอาคารซึ่งมีผลทำให้ลดความต้องการด้านความเหนียว ( ductility demand ) ในองค์อาคาร โครงข้อแข็ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- ง. หลีกเลียกรูปแบบและระบบโครงสร้างที่ไม่ดีซึ่งเสียหายจากแผ่นดินไหวได้ง่าย ได้แก่ อาคารที่มีลักษณะไม่สม่ำเสมอ (irregularity) อาคารที่มีเสาเล็กเกินไปหรือเสาประเภทเสาสั้น อาคารที่มีส่วนที่สตีฟ เช่น ปล่องลิฟต์วางเชิงสูงมาก หรืออาคารที่มีชั้นที่อ่อนมากเมื่อเทียบกับชั้นถัดไปเป็นต้น

ข้อเสนอแนะในการเพิ่มความมั่นคงในการสั่นไหวสำหรับอาคารในไทยดังนี้

1. ทำการตรึงฐานรากทุกชนิด ทั้งหมดในอาคารเข้าด้วยกัน โดยใส่คานยึดฐานราก (Tie Beam) เข้าไปเพื่อที่เวลาเกิดแผ่นดินไหวแล้ว ฐานรากทั้งหมดจะเคลื่อนที่ไปพร้อมๆกันและกระจายแรงทั่วทั้งกลุ่มฐานราก ทำให้ไม่เกิดการแตกร้าวเนื่องจากฐานรากเคลื่อนที่ไม่พร้อมกันได้
2. ทำการลดระยะเรียงของเหล็กปอกในเสาตงครั้งหนึ่ง เพื่อเพิ่มความแข็งแรงและความเหนียวให้กับเสา และควรจะใช้เสาที่มีขนาดใหญ่พอสมควร เพราะเสาขนาดเล็กจะมีความชะลูดสูงเมื่อเกิดแผ่นดินไหวแล้ว ทำให้เกิดการวิบัติได้โดยง่าย
3. เพิ่มความแข็งแรงและความเหนียวของข้อต่อโดยการลดระยะเรียงของเหล็กปลอกบริเวณข้อต่อ ให้เหลือเพียงครั้งหนึ่งซึ่งทำให้เมื่อเกิดแผ่นดินไหวแล้ว ข้อต่อมีการยึดรั้งได้ดีทำให้โครงสร้างไม่เกิดการวิบัติได้ง่าย
4. เสริมเหล็กกับโมเมนต์ที่ตรงข้ามกับโมเมนต์ที่เกิดขึ้นจริง ในปริมาณครั้งหนึ่งของโมเมนต์ที่เกิดขึ้นจริง

เพื่อป้องกันการเกิด โมเมนต์กลับทิศเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว เช่น ระเบิดยั้ง ซึ่งตามปกติแล้วเสริมเหล็กเฉพาะเหล็กบนแต่ในกรณีนี้ให้เสริมเหล็กล่างด้วยในปริมาณครั้งหนึ่งของเหล็กบนเพื่อป้องกันการกระดกขึ้นลงเมื่อเกิดแผ่นดินไหว

ข้อเสนอแนะเหล่านี้จะช่วยให้อาคารมีความปลอดภัยในกรณีเกิดแรงแผ่นดินไหวขึ้น และลดความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นได้ โดยเฉพาะในประเทศไทยซึ่งไม่ค่อยคำนึงถึงการออกแบบเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว

### 5.3. การเปรียบเทียบราคาก่อสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวและแรงลมในไทย

รัชชัช กองวัฒนากุล (2540) ศึกษาผลกระทบที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างอันเนื่องมาจากกา  
รวิเคราะห์ โครงสร้างเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวและแรงลม พบว่าอาคารที่สูงไม่เกิน 15 ชั้นแผ่นดินไหว

จะครอบคลุมแรงลมที่ความสูงระหว่างชั้นอาคารไม่เกิน 3.25 เมตรและระยะช่วงเสาของอาคารตั้งแต่ 8.00 เมตรขึ้นไปสำหรับทุกอัตราส่วนความยาวต่อความกว้าง

ไกรวุฒิ เกียรติโกมล , สมชาย ชูชีพสกุล , สุมิตรา ไชยญาติ (2543) การเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวและแรงลม โครงสร้างที่พิจารณาเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กระบบแผ่นพื้นไร้คานม ไม้คานขอบ

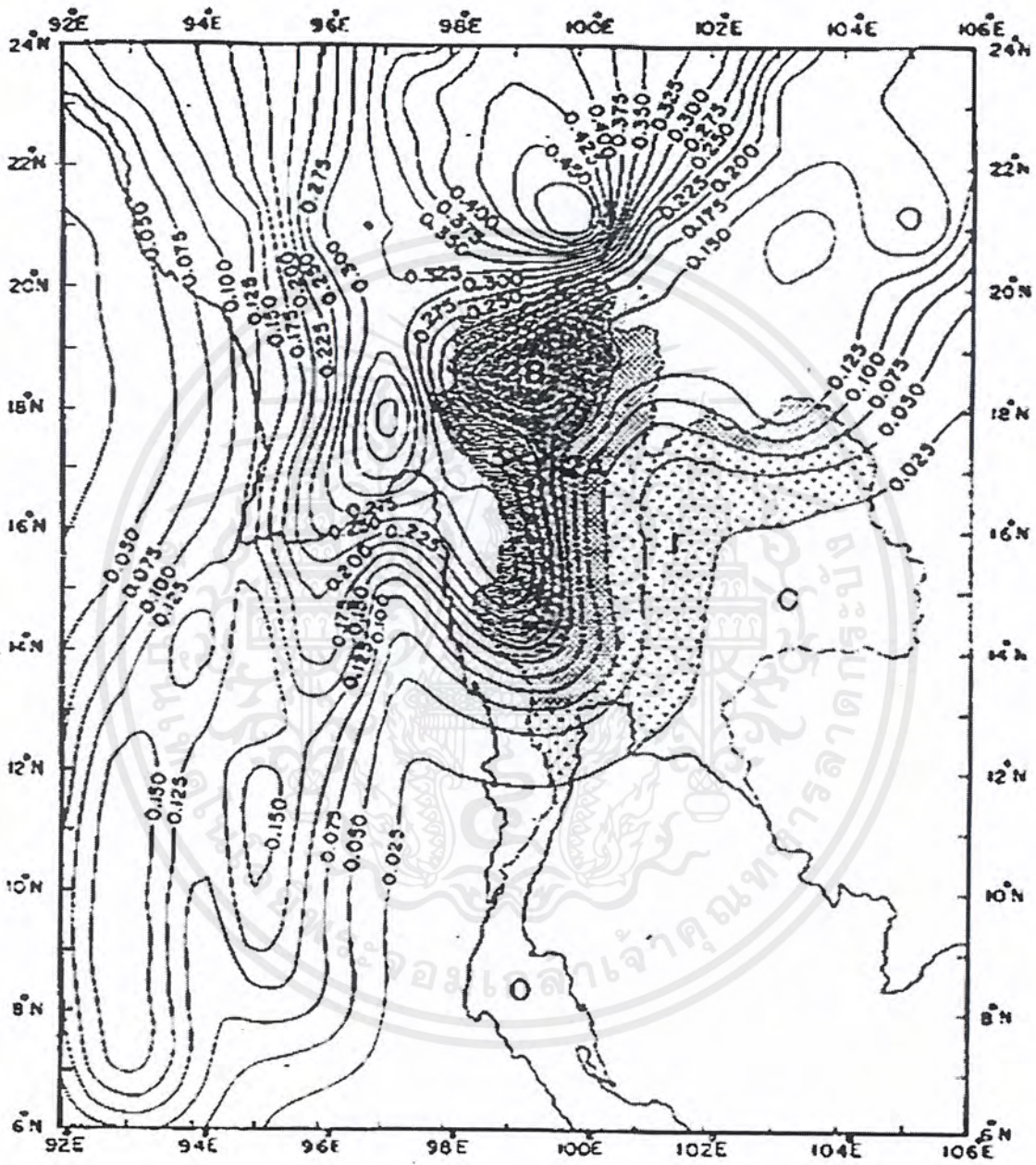
1. การออกแบบอาคารให้ต้านแรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 แทนการออกแบบให้ต้านแรงลมตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ. 2522 ทำให้ราคาค่าก่อสร้างเพิ่มขึ้นในช่วงระหว่างร้อยละ 9-19 ราคาค่าก่อสร้างที่เพิ่มขึ้นนี้คิดเฉพาะส่วนโครงสร้างหลักคือเสาและแผ่นพื้น
2. โครงสร้างที่มีจำนวนพื้นที่เท่ากัน ราคาค่าก่อสร้างเพิ่มขึ้นเมื่ออัตราส่วนความยาวต่อความกว้างผนังเพิ่มขึ้น
3. โครงสร้างที่มีอัตราส่วนความยาวต่อความกว้างเดียวกัน ราคาค่าก่อสร้างเพิ่มขึ้นเมื่อความสูงของโครงสร้างมีจำนวนชั้นที่เพิ่มขึ้น

ราคาค่าก่อสร้างที่ออกแบบเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวย่อมทำให้ราคาค่าก่อสร้างสูงขึ้น โดยเฉพาะอาคารที่มีขนาดและความสูงมากผลกระทบที่เกิดขึ้นจากแผ่นดินไหวย่อมต้องมากขึ้น ดังนั้นการรับมือในรูปโครงสร้างที่มีความมั่นคงแข็งแรงและสามารถทนต่อแรงแผ่นดินไหวต้องมากขึ้นตาม และราคาค่าก่อสร้างที่เพิ่มขึ้นเป็นสิ่งที่หลีกเลี่ยงไม่ได้ หากไม่เตรียมการในส่วนนี้ไว้ความสูญเสียที่เกิดขึ้นจะมากกว่าค่าใช้จ่ายในการป้องกันและสิ่งที่ประมาณไม่ได้คือชีวิตของผู้ใช้อาคาร

การคำนวณออกแบบอาคารที่รับแรงด้านข้างไม่ว่าจะเป็นประเทศใดก็ตามล้วนมีหลักวิชาการออกแบบเดียวกัน แต่สิ่งสำคัญในการออกแบบคือความรอบครอบและครอบคลุมผลกระทบที่อาจเกิดขึ้นสามารถให้ความปลอดภัยแก่ชีวิตเป็นอันดับหนึ่ง มีความประหยัดและปลอดภัยเป็นอันดับรองลงมา ซึ่งเหล่านี้เกิดขึ้นได้นั้นนอกจากความสามารถในการออกแบบแล้ว การก่อสร้างต้องมีมาตรฐานให้การก่อสร้างเป็นไปได้ตามที่ออกแบบ

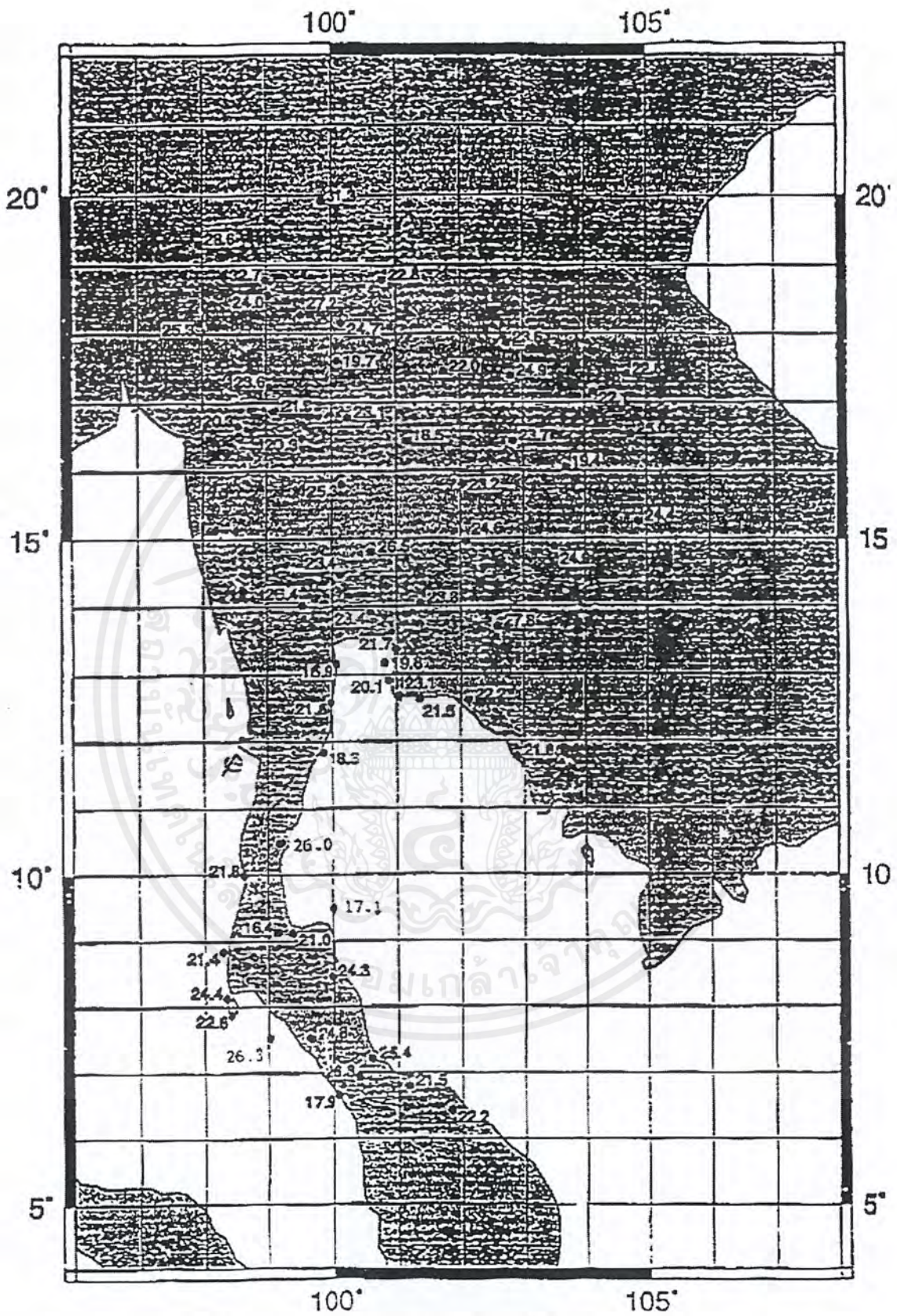






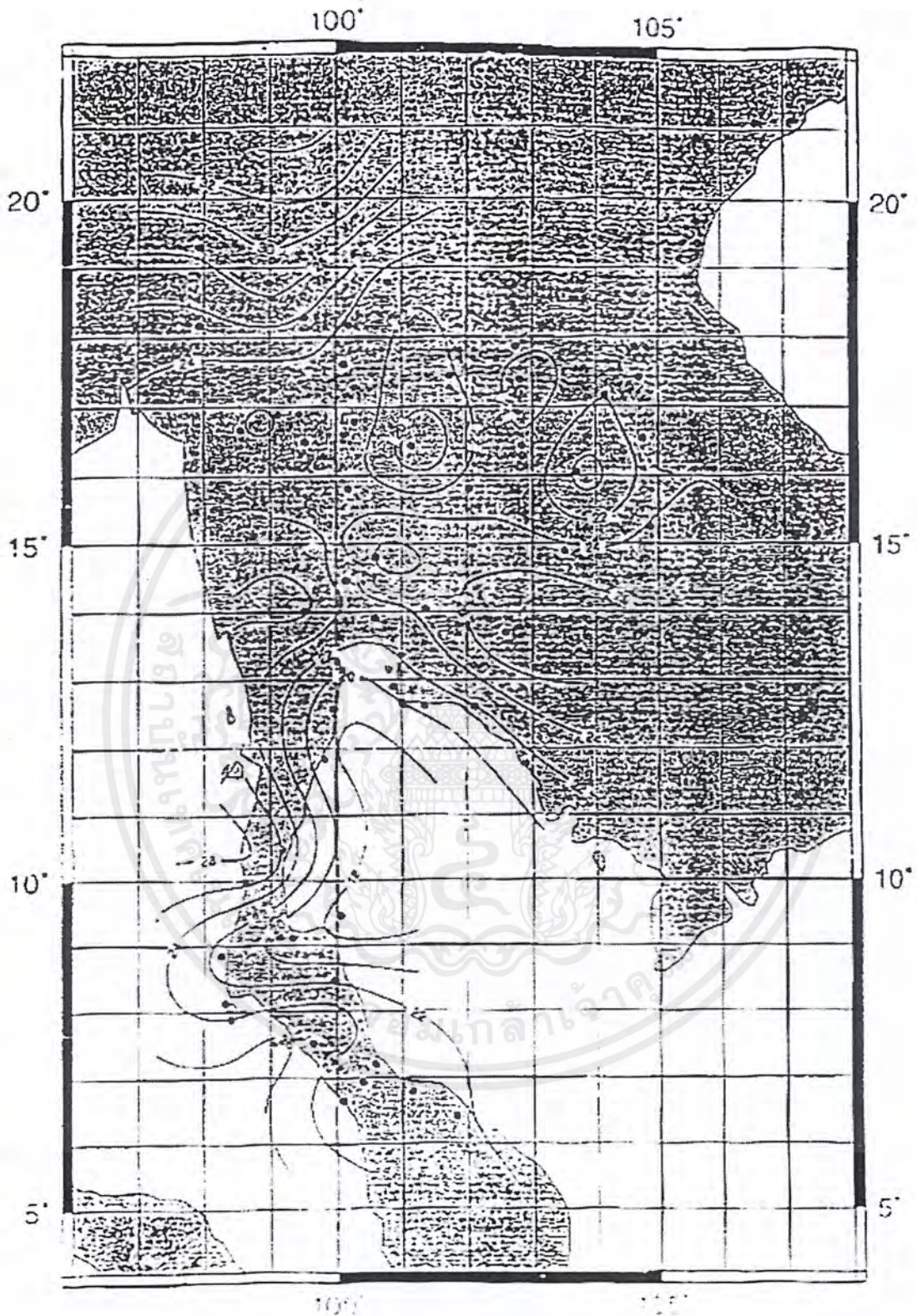
รูปที่ 5.3. แผนที่แสดงระดับความเสียหายจากแผ่นดินไหวและโซนเสี่ยงภัยของประเทศไทย  
ตามมาตรฐาน UBC 1994 (เป็นหนึ่ง วานิชชัย 2540)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาแล165งอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.4. ความเร็วลมออกแบบในแต่ละพื้นที่ของประเทศไทย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาแล 166 ่อย่างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.5. แผนที่ความเร็วลมในประเทศไทยจากการวางสถานีวัดความเร็วลมทั่วประเทศ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและ 167 อ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 6

### ข้อสรุปและเสนอแนะ

ในการออกแบบอาคารให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวจำเป็นต้องพิจารณาออกแบบใน 3 ส่วนหลักๆ คือ ออกแบบให้โครงสร้างมีลักษณะและสัดส่วนโครงสร้างที่ดี มีความสมมาตร , ออกแบบให้โครงสร้างมีกำลังต้านทานต่อแรงด้านข้างในระดับที่เหมาะสม และออกแบบรายละเอียดการเสริมเหล็กขององค์อาคาร ซึ่งทั้งหมดนี้ต้องพิจารณาร่วมกับมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว เช่น มาตรฐาน ACI , UBC หรือ มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวที่จัดทำโดย วสท.

#### 6.1 สรุปการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหว

การออกแบบอาคารเพื่อรับแรงลมและแรงแผ่นดินไหวในโครงการนี้ใช้วิธีคำนวณแรงตามวิธีแรงสถิตย์ ซึ่งมาตรฐาน UBC ให้ข้อจำกัดในการออกแบบอาคารโดยใช้แรงสถิตย์คือ อาคารรูปทรงสมมาตรอย่างง่ายที่มีความสูงไม่เกิน 75 เมตร ดังนั้น ในการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวจำเป็นต้องคำนึงถึงข้อจำกัดในการออกแบบโดยวิธีนี้ สำหรับอาคารที่มีความสูงเกินกว่า 75 เมตรและรูปทรงลักษณะพิเศษจำเป็นต้องใช้วิธีการคำนวณ โดยวิธีพลศาสตร์ซึ่งมักคำนวณโดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการคำนวณ

จากเนื้อหาทั้งหมดของโครงการนี้สรุปเป็นขั้นตอนการออกแบบเพื่อรับแรงด้านข้างดังนี้

1. ออกแบบในด้านสถาปัตยกรรมให้สามารถรับและกระจายแรงด้านข้างได้ดี
2. ออกแบบองค์อาคารเบื้องต้น ทำการกำหนดขนาดและการวางตัวขององค์อาคาร
3. หาค่าแรงด้านข้างที่ใช้ในการออกแบบอาคาร ดังนี้
  - เตรียมข้อมูลเบื้องต้นเพื่อใช้ในการคำนวณ เช่น ลักษณะชั้นดิน , น้ำหนักอาคาร , เขตแผ่นดินไหว , ความเร็วลมออกแบบในเขตพื้นที่หรือความดันลมตามกฎหมายแต่ละท้องที่ที่กำหนด เป็นต้น
  - คำนวณแรงลมและแรงแผ่นดินไหว
  - เปรียบเทียบหาค่าแรงที่มากกว่าเพื่อใช้ในการออกแบบ

4. กระจายแรงด้านข้างสู่องค์อาคาร
5. ตรวจสอบความสามารถในการรับแรงขององค์อาคาร ได้แก่ การเคลื่อนตัว, ความสามารถในการรับแรงและโมเมนต์ หากไม่ผ่านต้องทำการปรับแก้ขนาดขององค์อาคาร ในขั้นตอนนี้หากจำเป็นต้องเปลี่ยนขนาดขององค์อาคารที่สมมุติขึ้นในตอนแรกเป็นจำนวนมาก จะต้องเปลี่ยนน้ำหนักรวมของอาคารและแรงกระจายที่เกิดขึ้นใหม่
6. กำหนดการเสริมเหล็กขององค์อาคารตามมาตรฐานการก่อสร้างอาคารรับแรงแผ่นดินไหว

ในการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวต้องมีการตรวจสอบกับมาตรฐานเสมอ ดังนั้นในการออกแบบที่ดีควรทำความเข้าใจกับมาตรฐานการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวที่อ้างอิงถึงก่อน จะช่วยลดความผิดพลาดได้มาก

## 6.2 ข้อเสนอแนะการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทย

การออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทย มีกฎกระทรวงฉบับที่ 49 เป็นมาตรฐานในการกำหนดแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ออกแบบซึ่งบังคับใช้ในจังหวัดทางภาคเหนือ โดยไม่มีการบังคับในรายละเอียดการออกแบบขององค์อาคารหรือการเสริมเหล็ก ดังนั้นในการออกแบบทั้งระบบอาคาร, องค์อาคาร และ การเสริมเหล็กขององค์อาคารจึงใช้การออกแบบตามปกติ ซึ่งอาจทำให้โครงสร้างอาคารเล็กเกิดความเสียหายได้เมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวดังที่มีตัวอย่างในอาคารหลายหลังทางภาคเหนือ โอกาสความเสียหายจะมากขึ้นและมีความเสี่ยงภัยกับผู้อยู่อาศัยมากขึ้นเมื่ออาคารขนาดใหญ่ขึ้น โครงการงานนี้จึงให้ข้อเสนอแนะดังนี้

1. พื้นที่ที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดแรงแผ่นดินไหวโซนที่ 2A, 2B และ 3 ตามตารางที่ 5. ซึ่งมีความเสี่ยงภัยระดับปานกลาง ควรใช้ร่างมาตรฐานการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทยในการออกแบบอาคารร่วมกับการออกแบบตามวิธีกำลังและหน่วยแรงใช้งาน และกระทำตามข้อแนะนำที่ให้ไว้ในบทที่ 5 เพื่อให้อาคารมีความสามารถในการรับแรงและปลอดภัยมากขึ้น ซึ่งไม่ได้ทำให้ค่าก่อสร้างสูงขึ้นมากจนเกินไปนัก
2. ในกรณีที่คำนวณแรงลมเปรียบเทียบแรงแผ่นดินไหวเพื่อหาค่าแรงในการออกแบบ แม้ผลการคำนวณแรงลมเป็นค่าที่ใช้ในการออกแบบ การออกแบบอาคารยังคงต้องออกแบบตามข้อแนะนำที่ให้ไว้ สำหรับอาคารพักอาศัยขนาดเล็ก 1-2 ชั้นอาจไม่ต้องใช้มาตรฐานการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหว แต่ควรใช้คำแนะนำที่ให้ไว้ในบทที่ 5 เรื่องข้อแนะนำในการเพิ่มความมั่นคงในการสั่นไหวสำหรับอาคารในประเทศไทย

3. ในกรณีที่มีการใช้แบบก่อสร้างสำเร็จรูปหรือแบบก่อสร้างจากพื้นที่อื่นมาใช้ในเขตแผ่นดินไหว ต้องตรวจสอบความสามารถในการรับแรงทั้งแรงแนวตั้งและแรงแนวราบ สำหรับในเขตพื้นที่ที่มีแรงแผ่นดินไหวเป็นแรงด้านข้างที่มีผลต่ออาคารเพิ่มขึ้น การนำแบบก่อสร้างจากที่อื่นมาใช้ควรตรวจสอบดังนี้
- 3.1. ตรวจสอบความเหมาะสมในการนำมาใช้ เช่น อาคารสูงระบบพื้นคอนกรีตอัดแรง ไม่สมควรนำมาใช้แต่อาจทำการปรับเปลี่ยนได้
  - 3.2. ความสามารถในการรับแรงได้ขององค์อาคารทั้งแนวตั้งและแนวราบ
  - 3.3. ตรวจสอบการเสริมเหล็กตามมาตรฐาน โดยปกติการเสริมเหล็กองค์อาคารมักมีการเผื่อไว้ บาง สามารถตรวจสอบกับความที่ต้องการที่เพิ่มขึ้น

หากการตรวจสอบไม่ผ่านควรทำการแก้ไข หรือ ใช้แบบก่อสร้างใหม่ ที่มีความเหมาะสมมากขึ้น

ขอแนะนำทั้งหมดที่ให้ไว้เพื่อความปลอดภัยในชีวิตและทรัพย์สิน ทั้งหมดนี้อาจขึ้นกับประสบการณ์, การออกแบบที่รอบคอบและรัดกุมของวิศวกรจะช่วยเพิ่มความมั่นใจให้กับอาคาร ลดความเสียหายทางเศรษฐกิจและสังคม

## รายการอ้างอิง

- การุณ จันทรางศุ, 2526. การออกแบบอาคารเพื่อรับแรงด้านข้าง. เอกสารประกอบการประชุมทางวิชาการวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ครั้งที่ 1. หน้า 47-1 - 47-18. กรุงเทพฯ: ม.ป.ท.
- ไกรวุฒิ เกียรติโกมล, สมชาย ชูชีพสกุล, สุมิตรา ไชยญาติ, 2543. การเปรียบเทียบราคาก่อสร้างระหว่หาโครงสร้างที่ออกแบบด้านทานแรงลมและแผ่นดินไหว. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 6. หน้า STR-140 — STR-145. กรุงเทพฯ: ม.ป.ท.
- ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, ไมค์ มิกิวิวก์, เดวิด เซอริ, นรินทร์ เอื้อศิริวรรณ, 2537. ความเร็วลมออกแบบสำหรับประเทศไทยรวมตัวคูณได้ฝุ่น. เอกสารประกอบการประชุมทางวิชาการวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ครั้งที่ 1. หน้า CE279 - CE304. กรุงเทพฯ: ม.ป.ท.
- ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, 2543. กฎกระทรวงฯ ฉบับที่ 49 กบกับการออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหว. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 6. หน้า STR-174 — STR-185. กรุงเทพฯ: ม.ป.ท.
- ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, 2544 a. หลักการพื้นฐานของการออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหว. การสัมมนา เรื่อง การออกแบบอาคารด้านทานแรงแผ่นดินไหว ครั้งที่ 4. หน้า 162-201. กรุงเทพฯ: ม.ป.ท.
- ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, 2544 b. การออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้าง INTERMEDIATE MOMENT FRAME. การสัมมนา เรื่อง การออกแบบอาคารด้านทานแรงแผ่นดินไหว ครั้งที่ 4. หน้า 243-264. กรุงเทพฯ: ม.ป.ท.
- ภาควิชา ผ่านลำแดง, นภคล ปิยะตระกูล, นภัสส์ หาญพรชัย, 2543. ความน่าเชื่อถือของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบด้านแรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวง. เอกสารประกอบการประชุมทางวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 6. หน้า STR-79 — STR-84. กรุงเทพฯ: ม.ป.ท.
- ศิริวัฒน์ ไชยชนะ, 2539. วิเคราะห์โครงสร้าง. กรุงเทพฯ: บริษัท เอส. เอส. บั๊คส์เฮ้าส์ จำกัด
- สัจจา บุญยฉัตร, เรื่องศักดิ์ กันตะบุตร, สุภาวดี บุญยฉัตร, 2543. การออกแบบโครงสร้างเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว: สาระสำคัญที่สถาปนิกและวิศวกรต้องรู้. เอกสารประกอบการประชุมทางวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 6. หน้า STR-258 — STR-267. กรุงเทพฯ: ม.ป.ท.
- สัจจา บุญยฉัตร, เรื่องศักดิ์ กันตะบุตร, สุภาวดี บุญยฉัตร, 2543. ระบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานUBC. เอกสารประกอบการประชุมทางวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 6. หน้า STR-276 — STR-279. กรุงเทพฯ: ม.ป.ท.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## รายการอ้างอิง

- ศัจจา บุญยฉัตร, 2544. การออกแบบโครงสร้างเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว. กรุงเทพฯ: บริษัท พี.เอ.ลิฟวิ่ง จำกัด
- สืบวงศ์ วิลัยลักษณ์, เบญจางค์ วิลัยลักษณ์, 2544. ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมอาคาร พ.ศ.2544. กรุงเทพฯ: นีติเวชช์
- ธวัชชัย กองวัฒนากุล, 2540. การศึกษาเปรียบเทียบการต้านทานแผ่นดินไหวและแรงลมของโครงสร้างอาคาร. วิทยานิพนธ์ ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, สาขาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี. หน้า 37-108. อ้างจาก ไกรวุฒิ เกียรติโกมล, สมชาย ชูชีพสกุล, สุมิตรา ไชยญาติ, 2543. การเปรียบเทียบราคาก่อสร้างระหว่างโครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงลมและแผ่นดินไหว. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 6. หน้า STR-140 — STR-145. กรุงเทพฯ: ม.ป.ท.
- Dowrick, D.J., 1987. Earthquake Resistance Design: For Engineering and Architects. Second Edition. New York: John Wiley & Sons.
- MacGregor, J.G., 1997. Reinforce Concrete: Mechanic and Design. Third Edition. The United State of America: Prentice Hall International.
- Ambrose, J.E. and ergum, D., 1999. Design for Earthquake. The United State of America: John Wiley & Sons.
- Ambrose, J.E. and ergum, D., 1995. Simplified Building Design for Wind and Earthquake Forces. Third Edition. The United State of America: John Wiley & Sons.
- American Concrete Institute Committee 318 (1997). Building Code Requirement for Reinforce Concrete (ACI 318). 1997 Edition. American Concrete Institute (ACI). Detroit Michigan, The United State of America
- Whitman, R.V., Biggs, J.M., Brennan, J., Cornell, C.A., Neufville, R.De. and Vanmarcke, E.H., 1974. Seismic Design Analysis. Structures Publication, Massachusetts Institute of Technology. p. 1-25. อ้างจาก ไกรวุฒิ เกียรติโกมล, สมชาย ชูชีพสกุล, สุมิตรา ไชยญาติ, 2543. การเปรียบเทียบราคาก่อสร้างระหว่างโครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงลมและแผ่นดินไหว. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 6. หน้า STR-140 — STR-145. กรุงเทพฯ: ม.ป.ท.

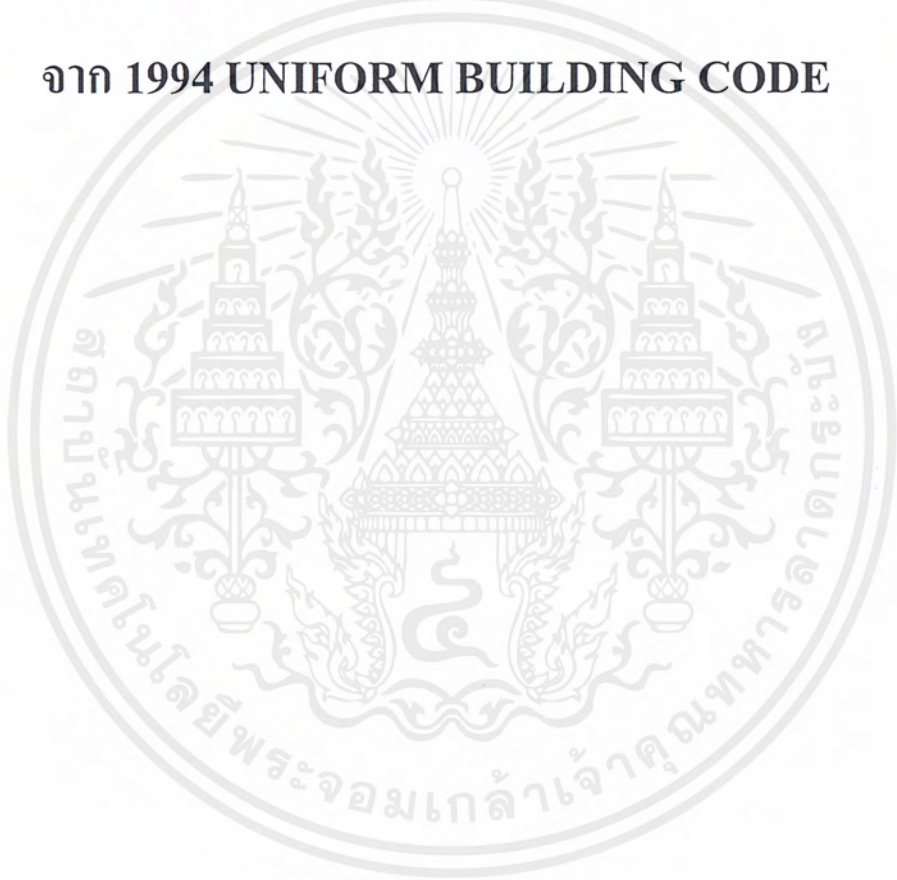
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## รายการอ้างอิง

- Choi, CH.K. and Chung, H.K., 1992. Tall Building Design in Low Seismic Area : In Case of Korea. Proceeding of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid Spain. p. 1-29. อ้างจาก ไกรวุฒิ เกียรติโกมล, สมชาย ชูชีพสกุล, สุมิตรา ไชยญาติ, 2543. การเปรียบเทียบราคาก่อสร้างระหว่าโครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงลมและแผ่นดินไหว. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 6. หน้า STR-140 – STR-145. กรุงเทพฯ: ม.ป.ท.
- Dittapunya, T., 1996. Cost Impact Analysis of The Implementation of a Seismic Resistant Design Code in Thailand. Master of Civil Engineering Thesis, Asian Institute of Technology. p. 1-49. อ้างจาก ไกรวุฒิ เกียรติโกมล, สมชาย ชูชีพสกุล, สุมิตรา ไชยญาติ, 2543. การเปรียบเทียบราคาก่อสร้างระหว่าโครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงลมและแผ่นดินไหว. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 6. หน้า STR-140 – STR-145. กรุงเทพฯ: ม.ป.ท.

## ภาคผนวก ก

### สัมประสิทธิ์เพื่อการวิเคราะห์แรงลมและแรงแผ่นดินไหว จาก 1994 UNIFORM BUILDING CODE



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ ผ.ก.1. UBC1994[ตารางที่ 16-F แรงดันลม( $q_s$ ) ที่ความสูงมาตรฐาน 32 ฟุต]

TABLE 16-F—WIND STAGNATION PRESSURE ( $q_s$ ) AT STANDARD HEIGHT OF 33 FEET

Basic wind speed (mph) <sup>1</sup> (× 1.61 for km/h)	70	80	90	100	110	120	130
Pressure $q_s$ (psf) (× 0.0479 for kN/m <sup>2</sup> )	12.6	16.4	20.8	25.6	31.0	36.9	43.3

<sup>1</sup>Wind speed from Section 1615.

ตารางที่ ผ.ก.2.

UBC1994[ตารางที่ 16-G สัมประสิทธิ์ที่ขึ้นกับค่าความสูง, แรงดันลม และความแรงลม( $C_e$ )<sup>1</sup>]

TABLE 16-G—COMBINED HEIGHT, EXPOSURE AND GUST FACTOR COEFFICIENT ( $C_e$ )<sup>1</sup>

HEIGHT ABOVE AVERAGE LEVEL OF ADJOINING GROUND (feet) × 304.8 for mm	EXPOSURE D	EXPOSURE C	EXPOSURE B
0-15	1.39	1.06	0.62
20	1.45	1.13	0.67
25	1.50	1.19	0.72
30	1.54	1.23	0.76
40	1.62	1.31	0.84
60	1.73	1.43	0.95
80	1.81	1.53	1.04
100	1.88	1.61	1.13
120	1.93	1.67	1.20
160	2.02	1.79	1.31
200	2.10	1.87	1.42
300	2.23	2.05	1.63
400	2.34	2.19	1.80

<sup>1</sup>Values for intermediate heights above 15 feet (4572 mm) may be interpolated.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ ผ.ก.3. UBC1994[ตารางที่ 16-H สัมประสิทธิ์แรงดันลม( $C_q$ )]

TABLE 16-H—PRESSURE COEFFICIENTS ( $C_q$ )

STRUCTURE OR PART THEREOF	DESCRIPTION	$C_q$ FACTOR
1. Primary frames and systems	Method 1 (Normal force method) Walls: Windward wall Leeward wall Roofs <sup>1</sup> : Wind perpendicular to ridge Leeward roof or flat roof Windward roof less than 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to less than 9:12 (75%)  Slope 9:12 (75%) to 12:12 (100%) Slope > 12:12 (100%) Wind parallel to ridge and flat roofs	0.8 inward 0.5 outward  0.7 outward 0.7 outward 0.9 outward or 0.3 inward 0.4 inward 0.7 inward 0.7 outward
	Method 2 (Projected area method) On vertical projected area Structures 40 feet (12 192 mm) or less in height Structures over 40 feet (12 192 mm) in height On horizontal projected area <sup>1</sup>	1.3 horizontal any direction 1.4 horizontal any direction 0.7 upward
2. Elements and components not in areas of discontinuity <sup>2</sup>	Wall elements All structures Enclosed and unenclosed structures Partially enclosed structures Parapets walls	1.2 inward 1.2 outward 1.6 outward 1.3 inward or outward
	Roof elements <sup>3</sup> Enclosed and unenclosed structures Slope < 7:12 (58.3%) Slope 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)  Partially enclosed structures Slope < 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to 7:12 (58.3%)  Slope > 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)	1.3 outward 1.3 outward or inward  1.7 outward 1.6 outward or 0.8 inward 1.7 outward or inward
3. Elements and components in areas of discontinuities <sup>2,4,5</sup>	Wall corners <sup>6</sup>  Roof eaves, rakes or ridges without overhangs <sup>6</sup> Slope < 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to 7:12 (58.3%) Slope > 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%) For slopes less than 2:12 (16.7%) Overhangs at roof eaves, rakes or ridges, and canopies	1.5 outward or 1.2 inward  2.3 upward 2.6 outward 1.6 outward 0.5 added to values above
4. Chimneys, tanks and solid towers	Square or rectangular Hexagonal or octagonal Round or elliptical	1.4 any direction 1.1 any direction 0.8 any direction
5. Open-frame towers <sup>7,8</sup>	Square and rectangular Diagonal Normal Triangular	4.0 3.6 3.2
6. Tower accessories (such as ladders, conduit, lights and elevators)	Cylindrical members 2 inches (51 mm) or less in diameter Over 2 inches (51 mm) in diameter Flat or angular members	1.0 0.8 1.3
7. Signs, flagpoles, lightpoles, minor structures <sup>8</sup>		1.4 any direction

(Continued)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ ผ.ก.3. UBC1994[ตารางที่ 16-H สัมประสิทธิ์แรงดันลม( $C_q$ )] (ต่อ)

FOOTNOTES TO TABLE 16-H

- <sup>1</sup>For one story or the top story of multistory partially enclosed structures, an additional value of 0.5 shall be added to the outward  $C_q$ . The most critical combination shall be used for design. For definition of open structures, see Section 1613.
- <sup>2</sup> $C_q$  values listed are for 10-square-foot (0.93 m<sup>2</sup>) tributary areas. For tributary areas of 100 square feet (9.29 m<sup>2</sup>), the value of 0.3 may be subtracted from  $C_q$ , except for areas at discontinuities with slopes less than 7 units vertical in 12 units horizontal (58.3% slope) where the value of 0.8 may be subtracted from  $C_q$ . Interpolation may be used for tributary areas between 10 and 100 square feet (0.93 m<sup>2</sup> and 9.29 m<sup>2</sup>). For tributary areas greater than 1,000 square feet (92.9 m<sup>2</sup>), use primary frame values.
- <sup>3</sup>For slopes greater than 12 units vertical in 12 units horizontal (100% slope), use wall element values.
- <sup>4</sup>Local pressures shall apply over a distance from the discontinuity of 10 feet (3048 mm) or 0.1 times the least width of the structure, whichever is smaller.
- <sup>5</sup>Discontinuities at wall corners or roof ridges are defined as discontinuous breaks in the surface where the included interior angle measures 170 degrees or less.
- <sup>6</sup>Load is to be applied on either side of discontinuity but not simultaneously on both sides.
- <sup>7</sup>Wind pressures shall be applied to the total normal projected area of all elements on one face. The forces shall be assumed to act parallel to the wind direction.
- <sup>8</sup>Factors for cylindrical elements are two thirds of those for flat or angular elements.

ตารางที่ ผ.ก.4. UBC1994[ตารางที่ 16-I สัมประสิทธิ์เขตแผ่นดินไหวZ]

TABLE 16-I—SEISMIC ZONE FACTOR Z

ZONE	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

The zone shall be determined from the seismic zone map in Figure 16-2.

TABLE 16-J—SITE COEFFICIENTS<sup>1</sup>

TYPE	DESCRIPTION	S FACTOR
S <sub>1</sub>	A soil profile with either:  (a) A rock-like material characterized by a shear-wave velocity greater than 2,500 feet per second (762 m/s) or by other suitable means of classification, or  (b) Medium-dense to dense or medium-stiff to stiff soil conditions, where soil depth is less than 200 feet (60 960 mm).	1.0
S <sub>2</sub>	A soil profile with predominantly medium-dense to dense or medium-stiff to stiff soil conditions, where the soil depth exceeds 200 feet (60 960 mm).	1.2
S <sub>3</sub>	A soil profile containing more than 20 feet (6096 mm) of soft to medium-stiff clay but not more than 40 feet (12 192 mm) of soft clay.	1.5
S <sub>4</sub>	A soil profile containing more than 40 feet (12 192 mm) of soft clay characterized by a shear wave velocity less than 500 feet per second (152.4 m/s).	2.0

<sup>1</sup>The site factor shall be established from properly substantiated geotechnical data. In locations where the soil properties are not known in sufficient detail to determine the soil profile type, soil profile S<sub>3</sub> shall be used. Soil profile S<sub>4</sub> need not be assumed unless the building official determines that soil profile S<sub>4</sub> may be present at the site, or in the event that soil profile S<sub>4</sub> is established by geotechnical data.

ตารางที่ ผ.ก.6. UBC1994[ตารางที่ 16-N ระบบโครงสร้าง]

TABLE 16-N—STRUCTURAL SYSTEMS

BASIC STRUCTURAL SYSTEM <sup>1</sup>	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM—DESCRIPTION	$R_w$ <sup>2</sup>	$H^3$
			× 304.8 for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels	8	65
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	6	65
	b. All other light-framed walls	6	160
	2. Shear walls	6	160
	a. Concrete	4	65
	b. Masonry	6	160
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	4	65
	4. Braced frames where bracing carries gravity loads	6	160
	a. Steel	4	—
	b. Concrete <sup>4</sup>	4	65
c. Heavy timber	4	65	
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	10	240
	2. Light-framed walls with shear panels	9	65
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	7	65
	b. All other light-framed walls	8	240
	3. Shear walls	8	160
	a. Concrete	8	160
	b. Masonry	8	160
	4. Ordinary braced frames	8	160
	a. Steel	8	—
	b. Concrete <sup>4</sup>	8	65
	c. Heavy timber	8	65
5. Special concentrically braced frames	9	240	
a. Steel	9	240	
3. Moment-resisting frame system	1. Special moment-resisting frames (SMRF)	12	N.L.
	a. Steel	12	N.L.
	b. Concrete	9	160
	2. Masonry moment-resisting wall frame	8	—
	3. Concrete intermediate moment-resisting frames (IMRF) <sup>5</sup>	6	160
	4. Ordinary moment-resisting frames (OMRF)	5	—
a. Steel <sup>6</sup>	6	160	
b. Concrete <sup>7,8</sup>	5	—	
4. Dual systems	1. Shear walls	12	N.L.
	a. Concrete with SMRF	6	160
	b. Concrete with steel OMRF	9	160
	c. Concrete with concrete IMRF <sup>5</sup>	8	160
	d. Masonry with SMRF	6	160
	e. Masonry with steel OMRF	7	—
	f. Masonry with concrete IMRF <sup>4</sup>	7	—
	2. Steel EBF	12	N.L.
	a. With steel SMRF	6	160
	b. With steel OMRF	6	160
	3. Ordinary braced frames	10	N.L.
	a. Steel with steel SMRF	6	160
	b. Steel with steel OMRF	9	—
	c. Concrete with concrete SMRF <sup>4</sup>	6	—
	d. Concrete with concrete IMRF <sup>4</sup>	6	—
	4. Special concentrically braced frames	11	N.L.
a. Steel with steel SMRF	6	160	
b. Steel with steel OMRF	6	160	
5. Undefined systems	See Sections 1627.8.3 and 1627.9.2	—	—

N.L.—No limit.

<sup>1</sup>Basic structural systems are defined in Section 1627.6.

<sup>2</sup>See Section 1628.3 for combination of structural system.

<sup>3</sup>H—Height limit applicable to Seismic Zones 3 and 4. See Section 1627.7.

<sup>4</sup>Prohibited in Seismic Zones 3 and 4.

<sup>5</sup>Prohibited in Seismic Zones 3 and 4, except as permitted in Section 1632.2.

<sup>6</sup>Ordinary moment-resisting frames in Seismic Zone 1 meeting the requirements of Section 2211.6 may use an  $R_w$  value of 12.

<sup>7</sup>Prohibited in Seismic Zones 2, 3 and 4.

<sup>8</sup>Prohibited in Seismic Zones 2A, 2B, 3 and 4. See Section 1631.2.7.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ ผ.ก.7. UBC1994[ตารางที่ 16-O สัมประสิทธิ์แรงต้านข้าง( $C_p$ )]

TABLE 16-O—HORIZONTAL FORCE FACTOR,  $C_p$

ELEMENTS OF STRUCTURES, NONSTRUCTURAL COMPONENTS AND EQUIPMENT <sup>1</sup>	VALUE OF $C_p$	FOOTNOTE
1. Elements of structures		
1. Walls including the following:		
a. Unbraced (cantilevered) parapets	2.00	2,3
b. Other exterior walls above the ground floor	0.75	3
c. All interior bearing and nonbearing walls and partitions	0.75	
d. Masonry or concrete fences over 6 feet (1829 mm) high	0.75	
2. Penthouse (except when framed by an extension of the structural frame)	0.75	
3. Connections for prefabricated structural elements other than walls, with force applied at center of gravity	0.75	4
4. Diaphragms	—	5
2. Nonstructural components		
1. Exterior and interior ornamentations and appendages	2.00	
2. Chimneys, stacks, trussed towers and tanks on legs:		
a. Supported on or projecting as an unbraced cantilever above the roof more than one half their total height	2.00	
b. All others, including those supported below the roof with unbraced projection above the roof less than one half its height, or braced or guyed to the structural frame at or above their centers of mass	0.75 2.00 0.75	10
3. Signs and billboards	0.75	
4. Storage racks (include contents)	0.75	4,6,7,11
5. Anchorage for permanent floor-supported cabinets and book stacks more than 5 feet (1524 mm) in height (include contents)	0.75	4,9
6. Anchorage for suspended ceilings and light fixtures	0.75	
7. Access floor systems	0.75	
3. Equipment		
1. Tanks and vessels (include contents), including support systems and anchorage	0.75	
2. Electrical, mechanical and plumbing equipment and associated conduit, ductwork and piping, and machinery	0.75	8

<sup>1</sup>See Section 1630.2 for items supported at or below grade.

<sup>2</sup>See Section 1631.2.4 and Section 1630.2.

<sup>3</sup>Where flexible diaphragms, as defined in Section 1628.6, provide lateral support for walls and partitions, the value of  $C_p$  for anchorage shall be increased 50 percent for the center one half of the diaphragm span.

<sup>4</sup>Applies to Seismic Zones 2, 3 and 4 only.

<sup>5</sup>See Section 1631.2.9.

<sup>6</sup>Ceiling weight shall include all light fixtures and other equipment or partitions which are laterally supported by the ceiling. For purposes of determining the seismic force, a ceiling weight of not less than 4 pounds per square foot (19.5 kg/m<sup>2</sup>) shall be used.

<sup>7</sup>Ceilings constructed of lath and plaster or gypsum board screw or nail attached to suspended members that support a ceiling at one level extending from wall to wall need not be analyzed provided the walls are not over 50 feet (15 240 mm) apart.

<sup>8</sup>Equipment includes, but is not limited to, boiler, chiller, heat exchanger, pump, air-handling unit, cooling tower, control panel, motor, switch gear, transformer and life-safety equipment. It includes major conduit, ducting and piping serving such machinery and equipment and fire sprinkler systems. See Section 1630.2 for additional requirements for determining  $C_p$  for nonrigid or flexibly mounted equipment.

<sup>9</sup> $W_p$  for access floor systems shall be the dead load of the access floor system plus 25 percent of the floor live load plus a 10 psf (0.479 kN/m<sup>2</sup>) partition load allowance.

<sup>10</sup>In lieu of the tabulated values, steel storage racks may be designed in accordance with Chapter 22, Division VI.

<sup>11</sup>Light fixtures and mechanical services installed in metal suspension systems for acoustical tile and lay-in panel ceilings shall be independently supported from the structure above as specified in U.B.C. Standard 25-2, Part III.

## ภาคผนวก ข

ข้อกำหนดพิเศษเกี่ยวกับการออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดิน

ไหว

ตามมาตรฐาน ACI 318-97



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# ข้อกำหนดพิเศษเกี่ยวกับการ ออกแบบเพื่อต้านทานต่อแผ่นดินไหว

(แปลจากมาตรฐานACI ฉบับปี1997 บทที่31 Special Provisions for Seismic Design)

## กล่าวนำ

ข้อกำหนดพิเศษเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวถือกำเนิดครั้งแรกในมาตรฐานACI ฉบับปี 1971 โดยเป็นเนื้อหาในส่วนของภาคผนวกA ต่อมาได้มีการปรับปรุงมาตรฐานใหม่คือACI318-77 แต่เนื้อหาในส่วนนี้ก็ยังคงเดิม ซึ่งจุดประสงค์แต่เดิมของข้อกำหนดอันนี้ต้องการนำมาใช้เพียงเฉพาะพื้นที่ที่เกิดแผ่นดินไหวรุนแรงเท่านั้น การออกแบบเป็นการใช้อุปกรณ์ลดแรงแผ่นดินไหว(ปฏิกิริยาที่โครงสร้างมีต่อแรงแผ่นดินไหวเป็นแบบอีลาสติก) แทนที่จะให้โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก จึงกล่าวได้ว่าเนื้อหาในข้อกำหนดนี้ไม่ได้สอดคล้องกับเนื้อหาส่วนหลักของมาตรฐานที่ต้องการให้โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบเหนียว โดยการเพิ่มความต้านทานของคอนกรีตต่อแรงแผ่นดินไหวหรือแรงเนื่องจากรถไฟบีต้อื่นๆ

จนกระทั่งมาถึงมาตรฐานในปี1983 ได้มีการแก้ไขเพิ่มเติมข้อกำหนดพิเศษของภาคผนวกAให้ดีขึ้น มีความรู้ใหม่ๆ, ตัวอย่างการออกแบบ, รายละเอียดของโครงสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว และได้เพิ่มเติมรายละเอียดของโครงสร้างอาคารในพื้นที่ที่เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวระดับปานกลางเข้าไปเป็นครั้งแรก

มาตรฐานฉบับปี1989 ได้ย้ายภาคผนวกAเข้ามาอยู่ในเนื้อหาส่วนหลักโดยตั้งบทใหม่ขึ้นมาคือบทที่21 ข้อกำหนดพิเศษเพื่อการต้านทานแผ่นดินไหว เหตุผลที่ย้ายนั้นได้อธิบายไว้ในภาคที่1ของเอกสารฉบับนี้

โครงสร้างที่ตั้งอยู่บนเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง จะสามารถต้านทานต่อแผ่นดินไหวได้ก็ต่อเมื่อมีเหล็กเสริมพิเศษเพิ่มเติม ตามที่ระบุไว้ในหัวข้อA.9ของมาตรฐานACI 318-83(สำหรับในปี1995คือหัวข้อที่21.8) รายละเอียดพิเศษดังกล่าวจะใช้เฉพาะในโครงสร้าง(คาน, เสา, พื้น)ซึ่งออกแบบโดยใช้แรงแผ่นดินไหวเป็นหลัก สำหรับโครงสร้างใดที่แสดงพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกภายใต้สภาวะแผ่นดินไหว การเสริมเหล็กเสริมพิเศษจะเลือกใช้ให้สอดคล้องกับระดับของ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พฤติกรรมแบบอินอีลาสติกที่เกิดขึ้นนั้น ส่วนผนังรับแรงเฉือนและองค์ประกอบอื่นๆ ที่ไม่ใช่โครงสร้างไม่จำเป็นต้องมีอะไรเพิ่มเติม เพราะด้วยวิธีการออกแบบตามปกติก็สามารถทำให้องค์อาคารเหล่านี้ต้านทานต่อแผ่นดินไหวระดับปานกลางได้อย่างเพียงพออยู่แล้ว

ส่วนอาคารที่ตั้งอยู่ในพื้นที่ที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวระดับรุนแรง เป็นไปได้ว่าจะต้องเกิดความเสียหายกับตัวอาคาร ดังนั้นทุกส่วนประกอบของอาคาร ทั้งส่วนที่เป็นโครงสร้างและส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง จะต้องออกแบบให้ได้ตามข้อกำหนดในบทที่21ยกเว้นในหัวข้อที่21.8 ซึ่งข้อกำหนดพิเศษด้านการออกแบบและรายละเอียดในบทที่21 มีเจตนาที่จะให้โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีความเหนียวเพียงพอที่จะตอบสนองต่อแผ่นดินไหวขนาดรุนแรงมากด้วยพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก

#### ระดับความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวในมาตรฐาน

ระดับความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวที่ได้ให้รายละเอียดไว้ในภาคที่1 ของมาตรฐานนั้น สามารถที่จะนำมาใช้กับมาตรฐานโดยทั่วๆ ไปได้ไม่จำเพาะแต่ACI318 ซึ่งมาตรฐานโดยทั่วไปที่วามักจะแปลงมาจากหนึ่งในสามมาตรฐาน อันได้แก่ Uniform Building Code(UBC), BOCA National Building Code(NBC) และStandard building code(SBC) ตารางที่31-1แสดงความสัมพันธ์ของระดับความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวของแต่ละมาตรฐานเปรียบเทียบกับระดับความเสี่ยงที่อ้างอิงจากบทที่21ในหัวข้อที่21.2.1

ตารางที่ ผ.ข. 1

ACI 318-97 [ตารางที่31-1 ความสัมพันธ์ของระดับความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวของแต่ละมาตรฐาน]  
เปรียบเทียบกับระดับความเสี่ยงตามมาตรฐานACI

Model Code & Edition	Seismic Risk Refer to in Chapter 21 (21.2.1) And Comparable Risk Terminologies of Model Building Codes		
	Low	Moderate	High
BOCA National Building Code 1990 1993	Zones 0 & 1 <sup>1</sup> SPC <sup>2</sup> A & B	Zones 2 <sup>3</sup> SPC C	Zones 3 & 4 SPC D & E
Standard Building Code 1991 1994	Zones 0 & 1 <sup>1</sup> SPC A & B	Zones 2 <sup>3</sup> SPC C	Zones 3 & 4 SPC D & E
Uniform Building Code 1991 1994	Zones 0 & 1 Zones 0 & 1	Zones 2A & 2B Zones 2A & 2B	Zones 3 & 4 Zones 3 & 4

1 อาคารที่มีค่าตัวแปรระดับความสำคัญ  $I = 1.5$  ที่ตั้งอยู่ในเขตที่1 และใช้ประโยชน์จากโครงสร้างอาคารในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว จะต้องทำตามข้อกำหนดของโครงสร้างในพื้นที่เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวระดับปานกลาง(คือหัวข้อที่ 21.8)

2 SPC = Seismic Performance Category

3 อาคารที่มีค่าตัวแปรระดับความสำคัญ  $I$  มากกว่า1.0ที่ตั้งอยู่ในเขตที่2 โครงอาคารส่วนที่ไม่ต้านทานต่อผลกระทบจากแผ่นดินไหวจะต้องเป็นไปตามข้อกำหนดในหัวข้อที่21.7

ในมาตรฐานของBOCA/NBC ฉบับปี1993 และมาตรฐานของSBC ฉบับปี1994 ได้ลอกเลียนข้อกำหนดเกี่ยวกับแผ่นดินไหวจากNEHRP(National Earthquake Hazard Reduction Program)ฉบับปี1991 มาใช้ ซึ่งข้อกำหนดอันนี้เป็นข้อกำหนดเพื่อใช้ในการพัฒนาอาคารใหม่ให้สามารถต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวได้ ข้อกำหนดของการออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวเหล่านี้มีความแตกต่างจากของที่มีอยู่เดิม รวมถึงแตกต่างจากมาตรฐานUBC ฉบับปี1994ด้วย ซึ่งความแตกต่างเหล่านี้ได้แก่

1. ใช้ตัวแปรสองตัวแสดงลักษณะความรุนแรงของการสั่นไหวของพื้นดิน ได้แก่ ความเร่งประสิทธิผลสูงสุด (effective peak acceleration, EPA) และความเร็วประสิทธิผลสูงสุด (effective peak velocity, EPV) ซึ่งทั้งค่าEPAและEPVนี้ เป็นค่าที่หาได้จากกราฟปฏิกิริยาการตอบสนองของโครงสร้างโดยพฤติกรรมแบบอีลาสติคบนพื้นดินที่มีคาบการสั่นไหวปกติ ค่าEPAจะอยู่ในช่วงพีกคของคาบการสั่นไหวของพื้นดินระหว่าง0.1 ถึง0.5 วินาที ส่วนค่าEPVจะอยู่ในช่วงพีกคของคาบการสั่นไหวของพื้นดินประมาณ 1 วินาที โดยที่ความชันของเส้นกราฟ(สเปคตรัมที่ระดับ 5%ของค่าความหน่วงวิกฤต) ที่เป็นค่ามาตรฐานคือ 2.5 ทั้งสองกรณี

เพื่อความสะดวกในการสร้างสมการเพื่อหาแรงเฉือนที่ฐาน ค่าEPAที่หาได้จากเส้นกราฟจึงอยู่ในเทอมของสัมประสิทธิ์ความเร่งประสิทธิผลสูงสุด,  $A_u$  โดยจะแปลงให้เป็นค่าEPA ได้ด้วยการคูณค่าความโน้มถ่วง,  $g$  ค่าEPVก็เช่นเดียวกัน จะอยู่ในเทอมของสัมประสิทธิ์ความเร่ง,  $A_v$  หรือเรียกกันทั่วไปว่าสัมประสิทธิ์ความเร่งที่สัมพันธ์ต่อความเร็วประสิทธิผลสูงสุด ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างค่าEPV และ  $A_v$  นี้แสดงไว้ที่ตารางที่31-2 ส่วนเรื่องแผนที่เส้นแบ่งระดับของ  $A_u$  และ  $A_v$  ของประเทศสหรัฐอเมริกาจากข้อกำหนดของNEHRP ซึ่งความจริงมีต้นกำเนิดจากข้อกำหนดATC 3 นั้น ก็มีอยู่ที่ BOCA/NBC และSBC

2. มาตรฐานBOCA/NBC และSBC แตกต่างจากมาตรฐานUBC ตรงที่แรงเฉือนออกแบบที่ฐานเป็นค่าเชิงกำลังมากกว่าที่จะเป็นค่าของหน่วยแรงใช้งาน(อยู่ในเทอมของ  $A_u$  ด้วยขอบเขตบนที่เป็นฟังก์ชันของ  $A_u$ ) โดยที่ค่าแรงเฉือนอันนี้ไม่ต้องมีตัวคูณเพิ่มก่อนที่จะไปรวมกับน้ำหนักบรรทุกทุกโน้มถ่วง
3. รายละเอียดต่างๆ ของอาคารจะกำหนดได้จากระดับพฤติกรรมการตอบสนองต่อแผ่นดินไหว (Seismic Performance Category (SPC)) ค่าSPC นี้ขึ้นอยู่กับสัมประสิทธิ์  $A_v$  ของบริเวณที่ตั้งอาคาร และระดับวิกฤตของอาคารที่เปิดใช้งานหลังแผ่นดินไหว และ/หรือจำนวนของผู้ที่อาจอยู่ภายในอาคารในช่วงที่เกิดแผ่นดินไหว(ตัวอย่างเช่น Seismic Hazard Exposure Group) ดูได้จากภาคที่1 และจากหัวข้ออ้างอิงที่31.4
4. องค์ประกอบของความเร่งของพื้นดินในแนวดิ่ง เป็นตัวแปรหนึ่งของแรงแผ่นดินไหวที่ต้องนำมา รวมกับน้ำหนักบรรทุกอื่นๆ เพื่อหาน้ำหนักบรรทุกออกแบบ

ตารางที่ ผ.ข.2. ACI 318-97 [ตารางที่ 13-2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าEPV และ $A_v$ ]

ความเร็วประสิทธิผล สูงสุด (นิ้ว/วินาที)	สัมประสิทธิ์ความเร่งความเร็ว สัมพันธ์ $A_v$
1.2	0.4
6	0.2
3	0.1
1.5	0.05

ด้วยเพราะว่าความแตกต่างเหล่านี้ การลอกเลียนมาตรฐานข้อกำหนดจากNEHRPของ BOCA/NBC และSBC จึงจำเป็นที่จะต้องมีการปรับเปลี่ยนบางอย่างให้สอดคล้องกับมาตรฐานของตน ACI 318ก็เช่นกันที่มีการเปลี่ยนแปลงโดยอาศัยหลักอ้างอิงและยังคงเนื้อหาที่สำคัญเอาไว้ ซึ่งการเปลี่ยนแปลงที่เห็นว่าสำคัญมีดังนี้

1. ไม่ต้องนำน้ำหนักบรรทุกรวมในหัวข้อ9.2.3 ของACI 318 มาใช้เมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวร่วมกับน้ำหนักโน้มถ่วง น้ำหนักบรรทุกกรณีต่างๆ ที่จะนำมาพิจารณา มีกำหนดอยู่ในแบบจำลองมาตรฐาน(Model Code)
2. เมื่อใช้แรงเฉือนออกแบบที่ฐานตามมาตรฐานBOCA/NBC และ SBC ซึ่งเป็นค่าเชิงกำลัง ข้อกำหนดในภาคผนวกA (วิธีออกแบบทางเลือก(Alternate Design Method)) ของACI 318-95 จะไม่ถูกนำมาใช้เมื่อน้ำหนักบรรทุกออกแบบมีแรงแผ่นดินไหวรวมอยู่ด้วย

แผนที่เส้นแบ่งระดับของ $A_v$  ในATC 3-06 กำหนดขึ้น โดยใช้มาตรฐานการวางแผนที่ในANSI A58.1-1982 ซึ่งกำหนดเป็นเขตต่างๆ ได้ดังนี้

$A_v$	Zone
$\geq 0.4$	4
0.2 ถึง 0.4	3
0.1 ถึง 0.2	2
0.05 ถึง 0.1	1
$\leq 0.05$	0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและข้อมูลอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แผนที่ของBOCA/NBC ฉบับปี 1990 และของSBC ฉบับปี 1991นั้น เป็นแผนที่ที่ได้ปรับเปลี่ยนมาจาก ANSI A58.1-1982

ได้มีความร่วมมือกันระหว่าง1987 SEAOC Seismology Committee กับอีก หลายองค์กรในการสร้างแผนที่แบ่งเขตของประเทศอเมริกาเพื่อนำมาใช้ในUBC ปี1988 จากเดิมนั้นแผนที่แบ่งเขตมีเพียงอันเดียว แต่จากการนำหลักปรัชญาประยุกต์ใช้ทำให้สร้างแผนที่ขึ้นมาใหม่ได้สองอันคือแผนที่ความเร่งและแผนที่ความเร็วสัมพัทธ์ ในการสร้างวงรอบระดับทั้งแผนที่ความเร่งและความเร็วสัมพัทธ์ จะต้องมีการประชุมปรึกษากัน และหากพวกเขามีความเห็นไม่สอดคล้องกันในบริเวณใด บริเวณนั้นจะต้องถูกปรับ ไปเป็นเขตที่ระดับสูงกว่า, มีการปรับเปลี่ยนสมการของแรงเฉือนออกแบบที่ฐาน ดังนั้นค่า จึงต้องปรับให้ตรงกับค่าประมาณของความเร่งประสิทธิผลสูงสุด, จากข้อมูลพื้นฐานทางธรณีวิทยา เขต3 และ4 ถูกขยายออกไปทางใต้ของCalifornia บริเวณของรอยแยกGarlock, เปลี่ยนแปลงนิยามค่าสัมประสิทธิ์Z คือค่าการเคลื่อนไหวของพื้นดินที่มีโอกาสเกิดขึ้นได้10% ในรอบ 50 ปี, การเปลี่ยนแปลงหลายๆ อย่างที่จำต้องละทิ้งบรรทัดฐานเดิม ส่วนที่ถูกละทิ้งคือวงรอบของเขต2 และเขต3 ที่อยู่ระหว่างรัฐCaliforniaและOregon ในCalifornia วงรอบที่เคยเป็นเขต2 ถูกตัดออกไปเพื่อให้ทั้งรัฐอยู่ในพื้นที่ของเขต3 และเขต4 เท่านั้น รวมถึงทางตะวันตกเฉียงใต้ของCalifornia และที่อื่นๆ ที่ต้องปรับเปลี่ยนให้เหมาะสมกับความเห็นของท้องถิ่น, พื้นที่เขต2 ทางตะวันตกของทวีปก็เปลี่ยนเป็นเขต2B และทางตะวันออกก็เปลี่ยนเป็นเขต2A

แผนที่เขตแผ่นดินไหวของปี1988 ยังคงไม่มีการเปลี่ยนแปลงในUBC ฉบับปี1991

แผนที่เขตแผ่นดินไหวของ UBC ฉบับปี1994 มีการเปลี่ยนแปลงไปจาก UBC ฉบับปี 1991 ดังนี้

- ทางใต้ของArizona รวมถึงเมืองTucson ที่เคยเป็นเขต1 เปลี่ยนเป็นเขต2A
- เกาะOhua รวมถึงเมืองHonolulu ที่เคยเป็นเขต1 เปลี่ยนเป็นเขต2A
- ทางตะวันตกของรัฐOregon ที่เคยเป็นเขต2B เปลี่ยนเป็นเขต3
- ทางตะวันตกของรัฐWashington ที่เคยเป็นเขต2B เปลี่ยนเป็นเขต3
- เมืองSan Diego ที่เคยเป็นเขต3 เปลี่ยนเป็นเขต4

เพราะว่ามาตรฐานอาคารทั้งสามอันนี้(BOCA/NBC, SBC และUBC) ให้รายละเอียดด้วยตัวแปรที่แตกต่างจากบทที่21 ตารางที่31-1 จึงถูกหยิบยกขึ้นมาเพื่อให้ความกระจ่างในเรื่องนี้เพื่อที่เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จะสามารถใช้งานร่วมกับบทที่21 ได้ ตารางที่31-3 เป็นตารางที่หดยิบยกตารางที่1-1 ขึ้นมาใหม่เนื่องจากมีประโยชน์ที่จะนำมาใช้อธิบายในเรื่องนี้ ถึงแม้จะไม่มีมาตรฐานของอาคารเหล่านี้อยู่ในตัวบทกฎหมายหรือจะมีก็ตาม ผู้มีบทบาทหน้าที่(เช่น วิศวกร, นักธรณีวิทยา และเจ้าหน้าที่อาคาร) ควรตัดสินใจทำในสิ่งที่จำเป็น และวางรายละเอียดของอาคารในระดับที่เหมาะสม

ตารางที่ ผ.ข.3. ACI 318-97 [ตารางที่31-3 ข้อกำหนดทางด้านขนาดและรายละเอียดของACI 318]

ระดับความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหว	ขนาดและรายละเอียดของ		
	บทที่1-18	บทที่1-18 รวมถึงหัวข้อที่21.8	บทที่1-17 รวมถึงบทที่21 (ยกเว้นหัวข้อที่21.7 และ2.18)
ต่ำ	โครงสร้างคาน-เสา หรือพื้น-เสา, ผนังรับ แรงเฉือน		
ปานกลาง		โครงสร้างคาน-เสา หรือพื้น-เสา	
สูง			โครงสร้างคาน-เสา, ผนังรับแรงเฉือน

หมายเหตุ: ข้อกำหนดที่กล่าวถึงทั้งในส่วนของ โครงสร้างและผนังรับแรงเฉือนนั้นเป็นส่วนหนึ่งของระบบต้านทานแรงทางข้าง

ควรระลึกไว้ด้วยว่าน้ำหนักบรรทุกรวมของสมการ(9-2)ของACI 318 ถูกดัดแปลงเพื่อใช้ในUBC สำหรับการออกแบบในเขตความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง

และกรุณาสังเกตไว้ด้วยว่าแรงเฉือนออกแบบที่ฐานของมาตรฐานทั้งสามอันนี้ ได้รับต้นแบบมาจากรายละเอียดในบทที่21 ของACI 318 โดยที่ข้อยกเว้นหลายๆ อย่างได้ชี้แจงในบทที่ว่าด้วยเรื่องของการคอนกรีตของมาตรฐานเหล่านั้น ในการออกแบบอาคาร วิศวกรโครงสร้างควรจะต้องคุ้นเคยกับมาตรฐานเหล่านี้อย่างน้อยก็หนึ่งอัน

## ข้อควรพิจารณาทั่วไป

การออกแบบเพื่อด้านทานแผ่นดินไหว เพื่อประโยชน์ที่พึงได้สูงสุด ควรออกแบบให้โครงสร้างอยู่ในสภาพเชิงพลศาสตร์ในระดับที่เหมาะสม นั่นคือการตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหวจะต้องอยู่ในระดับที่ยอมรับได้ คุณสมบัติของโครงสร้างที่ผู้ออกแบบจะต้องควบคุมเพื่อให้ได้ผลที่ออกมาตามความมุ่งหมาย ได้แก่ ขนาดและการกระจายของความแข็งแรงและมวล, ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังของชิ้นส่วน โครงสร้างและการเสีรูปของมัน

โครงสร้างบางอย่าง เช่น ตึกสูงชะลูดที่ตั้งอยู่โดดเดี่ยวหรือปล่องควันที่เสถียรภาพขึ้นอยู่กับความแข็งแรงขององค์ประกอบที่ตั้งขึ้นเป็นโครงสร้างเพียงชิ้นเดียว หรืออาคารคลังเก็บนิวเคลียร์ ซึ่งต้องออกแบบมากกว่าทั่วไป หากเกิดการคลากขึ้นที่องค์อาคารหลักของโครงสร้างทำให้โครงสร้างไม่สามารถตั้งอยู่ต่อไปได้ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องให้โครงสร้างยังมีความยืดหยุ่นภายใต้แผ่นดินไหวขนาดปานกลางถึงรุนแรง หน่วยแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นจะต้องไม่เกินจุดคลาก

อาคารส่วนใหญ่มีรายละเอียดที่ประกอบด้วยโครงอาคารและระบบอื่นๆ ที่เป็นส่วนเกิน เมื่อคำนึงถึงความประหยัดแล้วจึงต้องยอมให้เกิดการคลากขึ้นได้ในบางชิ้นส่วน เมื่ออยู่ภายใต้แผ่นดินไหวขนาดปานกลางหรือรุนแรง

หลักเกณฑ์พฤติกรรมของ โครงสร้างที่มาตรฐานเกี่ยวกับแผ่นดินไหวต่างๆ กำหนดขึ้นส่วนใหญ่เป็นดังนี้

1. ด้านทานต่อแผ่นดินไหวขนาดเล็กโดยไม่เกิดความเสียหาย โครงสร้างสามารถต้านทานต่อการสั่นสะเทือนขนาดเล็กน้อยโดยมีหน่วยแรงอยู่ในช่วงยืดหยุ่น
2. ด้านทานต่อแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง โดยที่โครงสร้างรองและส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างเกิดความเสียหาย โครงสร้างเกิดความเสียหายจากแผ่นดินไหวใหญ่โดยยังสามารถซ่อมแซมได้
3. ด้านทานต่อแผ่นดินไหวขนาดรุนแรงโดยไม่เกิดการพังทลาย

หลักเกณฑ์พฤติกรรมที่กล่าวข้างต้นเป็นเกณฑ์ที่กำหนดขึ้นภายใต้เงื่อนไขของการสั่นสะเทือนแบบปกติของพื้นดินเพียงอย่างเดียว ไม่รวมถึงผลกระทบจากแผ่นดินเลื่อนตัว, การทรุดตัวหรือการเคลื่อนตัวของรอยแยก ที่อาจเกิดขึ้นใกล้กับโครงสร้างไปพร้อมกับการเกิดแผ่นดินไหว

หลักเกณฑ์พฤติกรรมที่กล่าวข้างต้นไม่ได้แสดงค่าระดับความรุนแรงที่แน่นอนตายตัว การพิจารณาตามหลักเกณฑ์ดังกล่าวต้องพิจารณาจากระดับความรุนแรงที่เกิดขึ้นจริง ประกอบกับความ เป็นไปได้ที่อาคารยังสามารถอยู่โดยปกติ ซึ่งค่านี้อาศัยการอ้างอิงจากอายุการใช้งานจริงของอาคารที่ คาดว่าน่าจะเป็น

ข้อสำคัญในการออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวก็ต้องมีกำลังและความเหนียวที่ เพียงพอ ให้ความมั่นใจได้ว่ามีความปลอดภัยในชีวิต เช่น ต้องป้องกันไม่ให้เกิดการพังทลายภายใต้ ภาวะแผ่นดินไหวที่รุนแรงที่สุด แล้วยังสามารถใช้ประโยชน์จากโครงสร้างตลอดอายุการใช้งานที่วาง ไว้ จากการสำรวจเมื่อไม่นานมานี้เกี่ยวกับพฤติกรรมของอาคารในสถานการณ์แผ่นดินไหว ทำให้ วิศวกรเริ่มคำนึงถึงการเพิ่มความแข็งแรงของโครงสร้างเพื่อยังสภาพของระบบสาธารณูปโภคและระบบ อำนาจความสะดวกภายในอาคาร ให้สามารถใช้งานได้หลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว ซึ่งโครงสร้างที่จำ เป็นต้องทำแบบนี้ ก็เช่น โรงพยาบาล, โรงไฟฟ้าพลังงาน, สถานีดับเพลิง และสถานีสื่อสาร ดังนั้นใน การควบคุมความเสียหาย สิ่งที่สำคัญมาเป็นอันดับสองคือความปลอดภัยในชีวิต

บ่อยครั้งที่การควบคุมความเสียหายเกิดจากการคำนึงถึงเรื่องความคุ้มค่าตามหลัก เศรษฐศาสตร์ล้วนๆ ค่าใช้จ่ายพิเศษเพื่อป้องกันความเสียหายของส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง อย่างเช่น เครื่องกัน, กระจก, ฝ้าเพดาน, ลิฟท์ และระบบทางกลอื่นๆ ถูกใช้ไปด้วยเหตุผลเพื่อลดค่าใช้จ่ายจากการ เปลี่ยนใหม่และเหตุผลในการเปิดใช้อาคารได้ทันทีหลังจากการเกิดแผ่นดินไหว

ลำดับขั้นตอนของการออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีต ตาม ข้อกำหนดของมาตรฐานอาคาร เป็นดังนี้

1. คำนวณแรงแผ่นดินไหวออกแบบ
  - a. คำนวณแรงเฉือนที่ฐานจากการประมาณคาบการสั่นสะเทือนที่ฐานของโครงสร้าง (การออกแบบเบื้องต้นของโครงสร้างจะอาศัยข้อมูลสมมุติอันนี้)
  - b. กระจายแรงเฉือนที่ฐานขึ้นสู่อาคาร
2. วิเคราะห์โครงสร้าง(สถิตยศาสตร์) ภายใต้แรงทางข้างของแผ่นดินไหวที่คำนวณได้จากขั้นตอนที่ 1 รวมถึงการวิเคราะห์ภายใต้น้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงและแรงลมด้วย
3. ออกแบบองค์อาคารและจุดต่อต่างๆ จากแรงรวมที่มากที่สุดของน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงและแรง ทางข้าง(แรงลมหรือแรงแผ่นดินไหว) และให้รายละเอียดต่างๆ เพื่อให้โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบ เหนียว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ควรคำนึงไว้ด้วยว่าบางอาคารอาจจะต้องใช้ข้อกำหนดของUBC หรือNEHRP เพื่อการออกแบบโดยวิธีทางพลศาสตร์ ซึ่งจะเหมาะสมมากกว่าการออกแบบโดยวิธีสถิตยศาสตร์และขั้นตอนของการใช้แรงทางข้าง

แรงเฉือนออกแบบพื้นฐานเป็นตัวแสดงถึงระดับของแรงแผ่นดินไหวในแนวนอน (จะเป็นระดับของแรงใช้งานหรือระดับกำลังขึ้นอยู่กับมาตรฐานอาคารที่ใช้) โดยสมมุติว่ามีแรงมากระทำในแนวนอนขนานกับแกนของอาคารที่พิจารณา โดยขนาดของแรงจะขึ้นอยู่กับตัวอาคารและเขตแผ่นดินไหวที่อาคารนั้นตั้งอยู่ และทิศทางที่นำมาพิจารณาคือทิศทางที่เป็นน้ำหนักบรรทุกวิกฤต นอกจากนี้ยังต้องพิจารณาถึงผลกระทบในทิศทางตั้งฉากโดยกำหนดให้อาคารออกแบบโดยใช้แรงในทิศทางแรกเป็น100% และแรงในอีกทิศทางที่ตั้งฉากเป็น30% ซึ่งจะทำให้ต้องออกแบบด้วยกำลังที่มากขึ้น ส่วนแรงแผ่นดินไหวในแนวตั้งจะไม่นำมาพิจารณาประกอบเพราะว่าการออกแบบอาคารจะออกแบบโดยใช้น้ำหนักโน้มถ่วงอยู่แล้ว ความเร่งในแนวตั้งเนื่องจากแผ่นดินไหวที่เพิ่มขึ้นมานั้นเป็นเพียงส่วนน้อยนิดเมื่อเทียบกับค่า  $g$  ซึ่งตัวคูณเพิ่มเพื่อความปลอดภัยของน้ำหนักโน้มถ่วงก็สามารถรับความเร่งในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นมาเนื่องจากแผ่นดินไหวได้แล้ว อย่างไรก็ตาม ค่าความเร่งในแนวตั้งก็รวมอยู่ในน้ำหนักบรรทุกออกแบบรวมในหมวดของแรงแผ่นดินไหวซึ่งเป็นเงื่อนไขอยู่ในBOCA/NBC และSBC ส่วนในUBC การออกแบบคานยื่นและคานอัดแรงจะต้องพิจารณาผลของแรงแผ่นดินไหวในแนวตั้งด้วย

มาตรฐานได้กำหนดรายละเอียดเกี่ยวกับแรงทางข้างออกแบบให้มีลักษณะการกระจายแรงแบบปกติ เพื่อใช้เป็นค่าแรงเฉือนสูงสุดในแนวนอนในการวิเคราะห์โดยวิธีทางพลศาสตร์อีลาสติค แต่อย่างไรก็ตามมาตรฐานเกี่ยวกับเรื่องของแรง ที่จะทำการสมมุติให้โครงสร้างสามารถเกิดหน่วยแรงมากกว่าหรือน้อยกว่าหน่วยแรงในช่วงอีลาสติคนั้น กำหนดให้แรงที่ใช้ออกแบบต้องน้อยกว่าแรงกระทำต่อโครงสร้างที่อยู่ภายใต้ภาวะแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงเท่ากับที่เกิดขึ้นในEI Centro ปี1940 ถ้าต้องการให้โครงสร้างนั้นมีการตอบสนองต่อการสั่นไหวของพื้นดินในแบบอีลาสติค ดังนั้นอาคารที่ออกแบบในปัจจุบันจึงคาดได้ว่ามีความสามารถในการเสีรูปสูง(การเลื่อนตัวทางข้างประมาณ4-6 เท่าเมื่อเทียบกับมาตรฐานที่ระบุให้ใช้แรงเฉือนแบบสถิตยศาสตร์) ภายใต้สภาวะแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงเท่ากับที่ EI Centro ปี1940 การเปลี่ยนรูปที่มีขนาดสูงนี้จะเกิดขึ้นพร้อมกับการคลากในหลายๆ ชั้น ส่วนของโครงสร้างตามเจตนาของมาตรฐาน เพื่อความคุ้มค่าตามหลักเศรษฐศาสตร์แล้ว เราไม่จำเป็นต้องให้อาคารสามารถต้านทานต่อแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ได้ด้วยพฤติกรรมแบบอีลาสติค การออกแบบให้อาคารมีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติคภายใต้ภาวะแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ ก็สามารถทำให้อาคารมีกำลังและความเหนียวเพียงพอที่จะยืนหยัดอยู่ได้และให้ความคุ้มค่าตามหลักเศรษฐศาสตร์ที่มากกว่าด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยการลดขนาดของแรงที่ควรจะเป็น แล้วเพิ่มข้อกำหนดของการออกแบบและรายละเอียดขององค์อาคารรวมทั้งจุดต่อ ก็จะสามารถสร้างพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกได้

โครงสร้างที่มีการเสีรูปร่างแบบเหนียว จะเกิดการเสีรูปร่างไปจนเกินจุดคานงโดยที่ไม่มีการสูญเสียพลังงาน ตัวโครงสร้างจะดูดซับพลังงานส่วนใหญ่ที่เกิดจากแผ่นดินไหวโดยไม่พังทลาย ผลจากการทดสอบแสดงให้เห็นว่า องค์อาคารและจุดต่อกอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบและกำหนดรายละเอียดโดยใช้มาตรฐานปัจจุบัน จะต้องมีการควบคุมให้มีความเหนียวที่เพียงพอ ที่จะตอบสนองแบบอินอีลาสติกภายใต้สภาวะแผ่นดินไหวโดยไม่มีการสูญเสียกำลัง

เมื่อเราใช้มาตรฐานปัจจุบันในการออกแบบอาคาร การเสีรูปร่างในช่วงอินอีลาสติกจะเกิดขึ้นในช่วงกว้าง เพื่อไม่ให้โครงสร้างเกิดความไม่มีเสถียรภาพเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง จึงต้องวางเงื่อนไขของการออกแบบให้เป็นแบบเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ(strong column-weak beam) คือจะเกิดการคานงในคานในขณะที่เสายังคงอยู่ในสภาพอีลาสติกตลอดระยะเวลาที่เกิดแผ่นดินไหว สิ่งที่ต้องการเพื่อให้ได้ตามเงื่อนไขคือผลรวมของกำลังโมเมนต์ของเสาที่จุดต่อภายใต้น้ำหนักบรรทุกออกแบบตามแนวแกนต้องมากกว่ากำลัง โมเมนต์ของคานที่จุดต่อในระนาบเดียวกัน

ข้อกำหนดของการออกแบบที่อยู่ในเนื้อหาส่วนหลักของACI ก็คล้ายกับมาตรฐานอื่นๆ ซึ่งทุกมาตรฐาน จะต้องมึวิธีการที่จะทำให้โครงสร้างมีความเหนียวพอที่จะต้านทานต่อแผ่นดินไหว ขนาดไม่รุนแรงที่มักจะเกิดขึ้นบ่อยๆ กล่าวได้ว่าแผ่นดินไหวขนาดไม่รุนแรงนี้ UBC กำหนดให้เป็นเขต1 หรือในBOCA/NBC กำหนดให้เป็นอาคารประเภทSPC A หรือB ส่วนโครงสร้างที่อาจจะต้องรับสภาพกับแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง(UBC กำหนดให้เป็นเขต2 หรือในBOCA/NBC กำหนดให้เป็นอาคารประเภทSPC C) จะต้องมีการเพิ่มเติมขอบเขตบางอย่างจากเดิม อุปกรณ์ยึดต่อ และเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเป็นส่วนที่ต้องเพิ่มขึ้นมา และยังมีรายละเอียดบางอย่างเช่น โครงอาคารต้านทานแรงทางข้าง ที่มีกำหนดขึ้นครั้งแรกในภาคผนวกA ของACI ปี1983(หัวข้อA.9 ปัจจุบันอยู่ในหัวข้อที่21.8) และโครงสร้างที่อยู่ในสภาวะแผ่นดินไหวขนาดรุนแรง(UBC กำหนดให้เป็นเขต2 หรือในBOCA/NBC กำหนดให้เป็นอาคารประเภทSPC D หรือE) จะยอมให้เกิดการเสีรูปร่างอินอีลาสติก และจุดสำคัญจะต้องให้โครงสร้างมีความเหนียวที่เพียงพอ ข้อกำหนดของการออกแบบในบทที่21 ของACI 318-95(ยกเว้นในหัวข้อที่21.8) มีเจตนาเบื้องต้นเพื่อการออกแบบให้มีความเหนียวยิ่งขึ้น

## ส่วนที่ปรับปรุงใหม่ในมาตรฐานปี1995

ในบทที่21 ได้ทำการจัดวางรูปแบบใหม่เพื่อให้มีการเรียงลำดับหัวข้อที่เหมาะสมยิ่งขึ้น ตัวอย่างเช่น หากจะมีใครสักคนที่ต้องการออกแบบโครงอาคารต้านโมเมนต์(moment-frame) สำหรับอาคารที่อยู่ในพื้นที่ที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง เขาสามารถใช้ข้อกำหนดในการออกแบบได้อย่างต่อเนื่องเป็นลำดับหัวข้อ(จากหัวข้อที่21.2 ถึงหัวข้อที่21.5) ในขณะที่มาตรฐานปี89 ไม่เป็นเช่นนี้ คือมีการรวบรวมเรื่องแรงเฉือนไว้ในหัวข้อเดียวกันเป็นต้น ซึ่งข้อกำหนดของแรงเฉือนที่รวบรวมไว้เป็นข้อกำหนดของทุกองค์อาคารของโครงสร้าง ในตารางที่13-4 แสดงหมายเลขหัวข้อของมาตรฐานปี89 และ 95 เพื่อการเปรียบเทียบ ตารางนี้มีได้มีจุดมุ่งหมายที่จะแสดงความแตกต่างทั้งหมดของทั้งสองฉบับ

นิยามใหม่ของ” ขอรับแผ่นดินไหว ”(seismic hook) ที่เพิ่มขึ้นมาในหัวข้อที่21.1 คือ

“ ของอบนเหล็กดัด(stirrup), เหล็กปลอก(hoop), เหล็กยึดขวาง(crosstie) ที่ติดตั้งเป็นมุมไม่น้อยกว่า $135^{\circ}$  มีเส้นผ่าศูนย์กลางของการดัดอหกขนาด(แต่ไม่น้อยกว่า3 นิ้ว) โดยงอเข้าผูกมัดกับเหล็กเสริมทางยาวและขอทังอนั้นจะต้องอยู่ด้านในเหล็กดัดหรือเหล็กยึดขวาง ”

ในการสร้างคำนิยาม การพรรณนาที่ยืดยาวเพื่ออธิบายความหมายของ” ของอแผ่นดินไหว ”ได้เปลี่ยนแปลงไปโดยใช้คำเพียงสั้นๆ อย่างเช่นคำว่า “เหล็กปลอก” และ”เหล็กยึดขวาง”

หัวข้อที่21.2.6 ของมาตรฐานปี89 ได้ให้รายละเอียดไว้ว่า เหล็กเสริมที่ได้รับการออกแบบโดยใช้น้ำหนักบรรทุกรวมทั้งรวมถึงแรงแผ่นดินไหวอยู่ด้วย จะต้องไม่มีการเชื่อม ยกเว้นถ้าเป็นไปตามรายละเอียดในหัวข้อที่21.3.2.4 และ21.4.3.2 สำหรับมาตรฐานปี95 เงื่อนไขดังกล่าวได้ผนวกเข้าไปอยู่ในหัวข้อที่21.2.6.1 ประโยคที่สองในหัวข้อที่21.2.6 ของมาตรฐานปี89 ในมาตรฐานปี95 ได้แยกออกมาเป็นหัวข้อย่อยที่21.2.6.2

หัวข้อที่21.3.2.1 ได้ทำการแก้ไขใหม่เพื่อให้สัมพันธ์กับความต้องการเหล็กเสริมต่ำสุดในองคาคารรับแรงดัด(flexural member) ในบทที่10

หัวข้อที่21.3.2.4 ได้ทำการแก้ไขใหม่โดยกำหนดจุดที่ไม่ต้องการเหล็กปลอกในองคาคารรับแรงดัดของโครงอาคาร เหล็กดัดต้องมีของอแผ่นดินไหวที่ปลายทั้งสองข้าง

หัวข้อที่21.3.4.2 และ21.3.5.2(แต่ก่อนจะรวมอยู่ในหัวข้อ21.7.2.1) แยกเป็นหัวข้อใหม่ เพื่อให้เกิดความกระจ่างชัด โดยที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงเนื้อหาไปจากเดิม

หัวข้อที่21.5.1.4 เป็นหัวข้อใหม่ที่เพิ่มขึ้น เป็นข้อกำหนดที่ขั้วต่อของเสา-คานของ โครงอาคารด้านโมเมนต์ ซึ่งเหล็กเสริมของคานต่อเนื่องจะต้องพาดผ่านขั้วต่อ ขนาดของเสาในทิศทาง ขนานกับเหล็กเสริมของคานต่อเนื่องจะต้องมีขนาดต่ำสุด20 หรือ26 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็ก เสริมขนาดใหญ่สุดในคานต่อเนื่องนั้น สำหรับคอนกรีตน้ำหนักธรรมดาหรือน้ำหนักเบาตามลำดับ

หัวข้อที่21.5.4.4 ที่เพิ่มขึ้นมา เป็นข้อกำหนดที่จะนำมาใช้เมื่อมีการเคลือบอีพอกซี (epoxy) ที่เหล็กเสริม ระยะฝั่งเพิ่มจะใช้หัวข้อที่21.5.4.1 ถึง21.5.4.3 เป็นเกณฑ์ ร่วมกับตัวคูณเพิ่มจาก หัวข้อที่12.2.4 หรือ12.5.3.6 ข้อกำหนดนี้ตรงกันกับบทที่12 เรื่องการเพิ่มความยาวของเหล็กเสริมที่ เคลือบอีพอกซี

หัวข้อใหม่เกี่ยวกับเรื่องไดอะแฟรม(diaphragm)คือหัวข้อที่21.6.4 กำหนดให้ความหนา ต่ำสุดของพื้นหล่อในที่หรือพื้นเทพื้นหล่อในที่ที่ทำหน้าที่เป็นไดอะแฟรมคือ2 นิ้ว หัวข้อใหม่นี้ยัง ให้ความสำคัญการออกแบบสำหรับทับพื้นหล่อในที่บนแผ่นพื้นสำเร็จรูปซึ่งทำหน้าที่เป็นไดอะแฟรม และหัวข้อนี้ยังรับรองการใช้ระบบไดอะแฟรมแผ่นพื้นสำเร็จรูปและหลังคาในพื้นที่ที่มีความเสี่ยงต่อ แผ่นดินไหวสูงด้วย

หัวข้อที่21.6.6 และ21.6.7 เป็นข้อกำหนดของการสร้างขอบกำแพง(boundary element) และพื้นหรือไดอะแฟรมหลังคาตามลำดับ ในมาตรฐานปี89 ข้อกำหนดเหล่านี้รวมอยู่ในหัวข้อ21.5.3 ส่วนหัวข้อ21.6.6เรื่องการเชื่อมหรือรอยต่อทางกลในเหล็กเสริมทางยาวของขอบกำแพง และหัวข้อที่ 21.6.7.2 เรื่องรอยต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงในขอบและในแผ่นไดอะแฟรม เป็นส่วนแนะนำเพิ่มเติม ในฉบับปรับปรุงใหม่ของปี92

ข้อกำหนดในหัวข้อที่21.7 สำหรับ “ องค์อาคารของโครงสร้างที่ไม่ได้มีส่วนต้านทาน แรงแผ่นดินไหว ” ได้ถูกปรับปรุงใหม่ เพื่อตอบสนองต่อปัญหาที่อาจเกิดขึ้นจากความเสียหายของ อาคารในแผ่นดินไหวอย่างที่เกิดขึ้นในแผ่นดินไหวที่Northridge ปี1994 คู่มืออธิบายในหัวข้อที่21.7 ด้านท้ายของบทที่31 นี้

ตารางที่ ผ.ข.4.

ACI 318-97 [ตารางที่31-4 ความแตกต่างของการจัดข้อมูลในบทที่21 ระหว่างฉบับปี1989 และปี1995]

1995	1989
21.3.3.5	21.7.2.2
21.3.3.6	21.3.3.5
21.3.4	21.7
21.3.4.1	21.7.1.1
21.3.4.2	21.7.2.1
21.4.5	21.7
21.4.5.1	21.7.1.2
21.4.5.2	21.7.2.1
21.5	21.6
21.6	21.5
21.6.1	21.5.1
21.6.2	21.5.2
21.6.3	21.7.1.3
21.6.4(New)	-
21.6.5	21.7.3
21.6.6	21.5.3
21.6.6.1	21.5.3.1
21.6.6.2	21.5.3.2
21.6.6.3	21.5.3.3
21.6.6.4	21.5.3.5
21.6.6.5	21.5.3.6
21.6.6.6(New)	-
21.6.7	21.5.3
21.6.7.1	21.5.3.4
21.6.7.2(New)	-
21.6.8	21.5.4
21.6.9	21.5.5
21.7	21.8
21.8	21.9

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและตัวอย่างอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 21.2 ข้อกำหนดทั่วไป

### 21.2.2 การวิเคราะห์ห้องค้อาคารโครงสร้าง

ปฏิกิริยาตอบสนองของทุกองค์อาคาร ทั้งที่เป็น โครงสร้างและไม่ใช่โครงสร้าง ทั้งที่มี การตอบสนองแบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น จำต้องนำมาพิจารณาเพื่อทำการวิเคราะห์(21.2.2.1) นอกจากนี้ ผลของการวิบัติของทั้งส่วนที่เป็น โครงสร้างและส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ที่ไม่เป็นส่วนหนึ่งของ ระบบต้านทานแรงด้านข้างก็จะต้องนำมาพิจารณา(21.2.2.2)ด้วย เจตนาของข้อกำหนดในหัวข้อที่ 21.2.2.1 และ21.2.2.2 คือการต้องการความใส่ใจต่อองค์ประกอบที่ไม่ใช่โครงสร้าง ซึ่งอาจจะได้รับผลกระทบเนื่องจากปฏิกิริยาตอบสนองของส่วนที่เป็น โครงสร้าง และอันตรายจากวัตถุที่อาจตกกระทบ กระเทือน

หัวข้อที่21.2.2.3 เตือนให้ผู้ออกแบบตระหนักถึงความจริงว่า การวิเคราะห์ฐานของ โครงสร้างมิได้จำกัดอยู่เพียงการวิเคราะห์ตามนิยามของฐานของโครงสร้าง คือที่ระดับฐานรากหรือที่ ระดับพื้นดินเท่านั้น องค์อาคาร โครงสร้างที่อยู่ใต้ฐานซึ่งเป็นส่วนที่ถ่ายแรงแผ่นดินไหวเข้าสู่ฐานราก ด้วย ก็สมควรที่จะได้รับการพิจารณาให้ใช้วิธีตามข้อกำหนดของบทที่21 ด้วยเช่นกัน

ถึงแม้ว่าบางองค์ประกอบของ โครงสร้างจะไม่ได้เป็นส่วนหนึ่งของระบบต้านทานแรง ด้านข้างก็ตาม แต่ผลกระทบจากการเคลื่อนตัวด้วยจากแรงอื่นๆ ที่เป็นข้อกำหนดตามมาตรฐานก็ยังคง เกิดขึ้น ซึ่งจุดนี้ควรนำมาพิจารณาไปด้วย(21.2.2.4) ยกเว้นเสียแต่ว่าองค์ประกอบของ โครงสร้างนั้น เมื่อเกิดการวิบัติโดยสิ้นเชิงแล้ว ไม่ส่งผลกระทบต่อการสูญเสียความสามารถของ โครงสร้างในการรับ น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง

### 21.2.3 ตัวคูณลดกำลัง

ตัวคูณลดกำลังของหัวข้อที่9.3.2 ไม่ได้เป็นค่าที่ได้จากการสำรวจพฤติกรรมขององค์ อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงหรือการเคลื่อนตัวแบบเป็นวัฏจักรอันเป็นผลจากแผ่นดินไหว แต่ ค่าที่ได้ ได้จากการแปลงค่าจากหัวข้อที่9.3.4 เรื่องของผลกระทบต่อกำลังอันเนื่องจากการเคลื่อนตัวกลับ ทิศ(reversing displacement)ด้วยขนาดที่ทำให้เกิดการตอบสนองในช่วงอินอีลาสติก

หัวข้อที่ 9.3.4.1 ได้กล่าวถึงองค์อาคารอย่างเช่น ผนังที่มีความสูงต่ำหรือส่วนของผนังที่อยู่ระหว่างช่องเปิด ซึ่งสัดส่วนขององค์อาคารแบบนี้ ทำให้ค่ากำลังเฉือนระบุมีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่วิเคราะห์ได้จากกำลังคดคลากระบุมายได้สภาวะที่รับน้ำหนักบรรทุกเดียวกัน ข้อกำหนดจึงได้ตัดตัวคูณลดกำลังเฉือนสำหรับข้อต่อคาน-เสาที่ได้ให้ไว้ในหัวข้อที่ 9.3.2 ออกสำหรับกรณีนี้

หัวข้อที่ 9.4.3.2 ของมาตรฐานฉบับปี 89 มีเจตนาที่จะห้ามการใช้เสาที่ไม่ทำตามข้อกำหนดในหัวข้อที่ 21.4.4 เรื่องเหล็กเสริมทางขวาง (transverse reinforcement) เพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว อย่างไรก็ตาม ยังคงสามารถใช้เสาไร้ความเหนียว (non-ductile column) ในเขตที่เกิดแผ่นดินไหวรุนแรงได้ (ถึงแม้จะยังเป็นที่ยกเถียงกันว่า จะจัดให้เสาเหล่านี้ อยู่ในระบบต้านทานแรงด้านข้างได้หรือไม่) โดยการออกแบบให้ใช้ค่าลดกำลังเท่ากับ 0.5 สำหรับแรงอัดตามแกนร่วมกับแรงคด และเพื่อหลีกเลี่ยงการตีความที่ไม่ตรงตามจุดมุ่งหมายในมาตรฐานฉบับปี 95 จึงได้ตัดหัวข้อนี้ทิ้งไป

#### 21.2.4, 21.2.5 คุณสมบัติของวัสดุ

กำลังของคอนกรีตที่ต่ำที่สุดที่กำหนดให้,  $f'_c$  คือ 3,000 psi และกำลังคลากสูงสุดที่กำหนดให้ของเหล็กเสริม,  $f_y$  คือ 60,000 psi ขอบเขตที่กำหนดขึ้นมาจากเหตุผลเรื่องของความผันแปรของคุณสมบัติของวัสดุ ทำให้ความเหนียวของหน้าตัดขององค์อาคารมีความแตกต่างกันในการใช้งาน เมื่อกำลังคอนกรีตลดลงและกำลังคลากของเหล็กเสริมรับแรงดึงเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้จุดวิบัติลดต่ำลง และทำให้ความเหนียวของหน้าตัดขององค์อาคารจะขึ้นอยู่กับแรงคด ดังนั้นกำลังคลากที่เพิ่มขึ้นของเหล็กเสริมจึงเป็นผลที่เกิดขึ้นไปพร้อมกับการลดลงของความเหนียว

มีหลักฐานที่สามารถอ้างอิงได้ว่าคอนกรีตมวลเบาที่มีกำลังสูงถึง 12,500 psi เพียงพอที่จะรับภาระความเครียดได้ ถึงแม้ว่าการทดสอบเพื่อดูพฤติกรรมของคอนกรีตมวลเบาที่มีกำลังสูงโดยการให้แรงเฉือนขนาดสูงแบบเป็นวัฏจักร รวมถึงการศึกษาลักษณะของแรงยึดเหนี่ยววิฤต ยังมีไม่มากนักในสมัยก่อน แต่อย่างไรก็ตาม ข้อมูลที่ได้แสดงให้เห็นว่าสามารถออกแบบเสาคอนกรีตมวลเบาด้วยกำลังคอนกรีต 6,200 psi ให้มีความเหนียวและกำลังที่เพียงพอ สามารถตอบสนองต่อการเสีรูปในช่วงอินอีลาสติกอันเนื่องมาจากแรงกระทำที่เข้าไปมาได้ ถึงกระนั้นความเห็นจาก Committee 318 ก็ยังแนะนำให้ใช้คอนกรีตมวลเบาที่มีกำลัง 4,000 psi จนกว่าจะมีการทดสอบเรื่องคอนกรีตมวลเบา กำลังสูงภายใต้แรงกระทำแบบเป็นวัฏจักรที่คืบหน้ามากกว่านี้ กรุณาสังเกตไว้ด้วยว่าสามารถใช้ค่ากำลังอัดออกแบบที่สูงกว่าได้ ถ้าสามารถแสดงให้เห็นจากการทดลององค์อาคาร โครงสร้างที่สร้างจากคอนกรีตมวล

เบามีกำลังและความเหนียวเท่ากับหรือมากกว่า เมื่อเปรียบเทียบกับองค์อาคารที่สร้างจากคอนกรีตธรรมดาที่มีกำลังเท่ากัน

บทที่ 21 กำหนดไว้ว่าเหล็กเสริมเพื่อต้านทานต่อแรงคดและแรงตามแกนในองค์อาคารของโครงอาคารและองค์อาคารขอบกำแพงจะต้องเป็นเหล็กประเภท Grade 60 low alloy steel ตามมาตรฐาน ASTM A 760 เพื่อใช้ในการเชื่อมหรือคด หรือทั้งเชื่อมและคด อย่างไรก็ตาม อาจใช้เหล็กประเภท Grade 60 หรือ 40 billet steel bars ตามมาตรฐาน ASTM A 615 แทนได้ถ้าเป็นไปตามเงื่อนไขต่อไปนี้

$$\text{actual } f_y \leq \text{specified } f_y + 18,000 \text{ psi}$$

$$\frac{\text{actual ultimate tensile stress}}{\text{actual } f_y} \geq 1.25$$

เงื่อนไขแรกจะเป็นตัวช่วยจำกัดขนาดของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจริงในองค์อาคารรับแรงคด ซึ่งการคำนวณจะใช้ค่าของกำลังคลากที่กำหนดขึ้นจากการเกิดสภาพพลาสติกยึดหมุน (plastic hinge) ที่ปลายคาน เงื่อนไขที่สองมีจุดมุ่งหมายเพื่อให้มั่นใจว่าเหล็กจะมีช่วงคลากที่กว้างและราบอย่างเพียงพอ

ในเรื่องของการออกแบบโครงสร้างตามแนวคิดเรื่องเสาแข็ง-คานอ่อน (strong column-weak beam) ที่ตามเจตนาของมาตรฐาน หากว่าคานมีกำลังโมเมนต์เกินกว่าที่ผู้ออกแบบต้องการให้เป็น จะทำให้โครงอาคารนี้มีคุณสมบัติไม่ตรงตามเจตนาที่ตั้งไว้โดยทันที ดังนั้นการเปลี่ยนไปใช้เหล็ก grade 60 จากเหล็กที่ระบุไว้ว่าให้ใช้ grade 40 จึงอาจทำให้คานเกิดความเสียหายได้ กำลังเฉือนของคานและเสาซึ่งโดยปกติแล้วจะขึ้นอยู่กับสภาพความเป็นพลาสติกยึดหมุนที่ปลายขององค์อาคารจะไม่เพียงพอถ้ากำลังโมเมนต์ที่ปลายขององค์อาคารมีค่ามากกว่าที่คาดไว้ ดังเช่นกรณีของการใช้เหล็กที่มีกำลังคลากเกินกว่าที่ระบุดังกล่าว

หัวข้อที่ 21.2.6.2 มีประโยคหนึ่งที่ว่า “ ไม่อนุญาตให้ทำการเชื่อมเหล็กลูกตั้ง, เหล็กยึด, เหล็กใส่เพิ่มเติม (insert) หรือชิ้นส่วนอื่นๆ ที่มีลักษณะคล้ายๆ กัน เข้ากับเหล็กเสริมทางยาว ” ประโยคนี้มีเจตนาที่ต้องการอธิบายขอบเขตให้ชัดเจนสำหรับการเชื่อมเหล็กเสริมในเขตที่มีแผ่นดินไหวมากกว่าที่กล่าวถึงในหัวข้อที่ 7.5.4 คำพูดนี้เป็นคำพูดเดียวกับที่มีอยู่ในภาคผนวกที่ 31.1 และ 31.7 การเชื่อมหรือ

การเชื่อมเป็นจุดๆ พอทำให้ติดกัน อาจทำให้เกิดความเปราะของเหล็กตรงจุดที่เชื่อมกันได้ ถ้าหากต้องการทำการเชื่อมเพื่อให้ง่ายต่อการทำงานหรือการติดตั้งในสนาม จะทำได้เฉพาะเหล็กที่เพิ่มเป็นพิเศษเพื่อการก่อสร้างเท่านั้น

### 21.3 องค์อาคารรับแรงดัดของโครงอาคาร

องค์อาคารรับแรงดัด ในที่นี้รวมถึงองค์อาคารที่มีความยาวช่วงมากกว่าหรือเท่ากับ 4 เท่าของความลึกประสิทธิผลที่อยู่ภายใต้แรงอัดตามแกนที่คูณตัวคูณแล้วมีค่าไม่เกิน  $A_g f'_c / 10$  โดยที่  $A_g$  คือพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด (21.3.1.1, 21.3.1.2) ข้อกำหนดสำคัญที่เกี่ยวกับองค์อาคารรับแรงดัดคือ

#### 1. ขอบเขตด้านขนาดของหน้าตัด (21.3.1.3, 21.3.1.4):

$$\begin{aligned} \text{อัตราส่วนความกว้างต่อความลึก} &\geq 0.3 \\ \text{ความกว้าง} &\geq 10 \text{ in.} \\ &\leq [\text{ความกว้างของเสาตัวยัน} + 1.5(\text{ความลึกคาน})] \end{aligned}$$

ขอบเขตที่กำหนดขึ้นนี้มาจากประสบการณ์ที่ได้ทำการทดสอบตัวอย่างภายใต้แรงกระทำในช่วงอินอีลาสติกแบบเป็นวัฏจักร

#### 2. ขอบเขตของอัตราส่วนเหล็กเสริม (21.3.2.1 และรูปที่ 31-1):

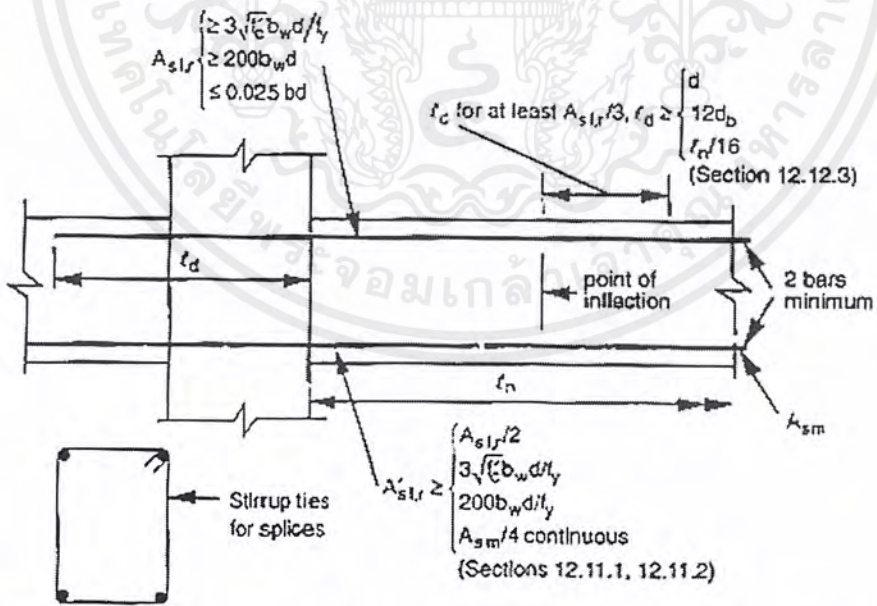
ค่า  $A_{s,min}$  หาได้จากสมการ (10-3) แต่ต้องไม่น้อยกว่า  $200b_w d / f_y$  และต้องมีเหล็กเสริมที่มีค ความยาวต่อเนื่องอย่างน้อยสองเส้นทั้งด้านบนและด้านล่างขององค์อาคาร

$$\rho_{max} = 0.025$$

สังเกตว่าหัวข้อที่ 21.3.2.1 ที่ปรับปรุงใหม่ในฉบับปี 95 จุดที่ปรับปรุงคือ อนุญาตให้ไม่ต้องคำนึงถึงค่า  $A_{s,min}$  ได้ ถ้าหากเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ทุกหน้าตัดมีปริมาณอย่างน้อยมากกว่า 1 ใน 3 ของที่ต้องการจากการวิเคราะห์ตามข้อกำหนดในหัวข้อที่ 10.5.3

ด้วยเหตุที่ว่าความเหนียวขององค์อาคารรับแรงดัดจะลดลงเมื่ออัตราส่วนเหล็กเสริมเพิ่มขึ้น บทที่ 21 จึงตั้งข้อจำกัดของอัตราส่วนเหล็กเสริมไว้ที่ 0.025 ซึ่งค่าจำกัดนี้หาได้จากอัตราส่วนเหล็กเสริมที่จุดสมดุลที่ได้กล่าวไว้ในเนื้อหาส่วนหลักของมาตรฐานนี้ โดยวิธีการคือการให้น้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ในทิศทางเดียวต่อองค์อาคารจนกระทั่งอยู่ในสภาพการเสียรูปแบบอินอีลาสติก ค่าที่กำหนดไว้ที่ 0.025 มาจากการพิจารณาจุดอึดตัวด้วยพลังงานของเหล็ก (steel congestion) ประกอบกับขอบเขตของหน่วยแรงเฉือนของคานรูปแบบทั่วไป จากการทดลองปฏิบัติ หากทำได้ควรจะใช้อัตราส่วนเหล็กเสริมให้ต่ำกว่าค่าจำกัดข้างต้น ข้อกำหนดที่ต้องมีเหล็กเสริมอย่างต่ำสองเส้นทั้งด้านบนและด้านล่าง มาจากสภาพบังคับของการก่อสร้างมากกว่ามาจากการสังเกตพฤติกรรมขององค์อาคาร

การเลือกขนาด, จำนวน และการจัดเรียงเหล็กเสริม ควรยึดถือข้อกำหนดของการก่อสร้างมาพิจารณาอย่างเต็มรูปแบบ จุดสำคัญข้อหนึ่งที่ไม่ควรมองข้ามคือ บริเวณข้อต่อคาน-เสา อาจเกิดความยุ่งยากในการทำงานเนื่องจากมีเหล็กเสริมมากเกินไป วิธีการเตรียมตัวเพื่อป้องกันปัญหาที่อาจเกิดขึ้นโดยไม่คาดคิดคือ การใช้แบบก่อสร้างที่เป็นรายละเอียดของจุดต่อที่มีมาตราส่วนใหญ่ๆ แสดงทุกรายละเอียดของคาน เสา และจุดต่อจุดเชื่อมของเหล็กเสริม วิธีการนี้นอกจากจะเสียค่าใช้จ่ายไม่มากแล้วยังทำให้การก่อสร้างดำเนินไปได้อย่างราบรื่นด้วย



Subscripts l, r, and m indicate left support, right support, and midspan, respectively.

รูปที่ ผ.ข.1. ACI318-97 [รูปที่ 31-1 ข้อกำหนดของเหล็กเสริมสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด]

3. ข้อกำหนดด้านกำลังโมเมนต์(21.3.2.2):

(อักษรห้อย l, r และ m หมายถึงค้ำยันทางซ้าย, ค้ำยันทางขวา และกลางช่วง ตามลำดับ)

ที่ปลายคาน,  $M_{n,l,r}^+ \geq 0.50M_{n,l,r}^-$

ที่ทุกจุดของช่วงคาน,  $M_n^+$  หรือ  $M_n^- \geq 0.25M_{n,l,r}^-$  (ขึ้นอยู่กับว่าค่าไหนจะมากกว่า)

การที่จะทำให้โมเมนต์บวกที่ปลายคานที่เกิดขึ้นจากผลของการเลื่อนตัวทางข้างเนื่องจากแผ่นดินไหว มีค่ามากกว่าโมเมนต์ลบที่เกิดขึ้นจากผลของน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงได้นั้น มาตรฐานได้กำหนดให้โมเมนต์บวกต่ำสุดที่ปลายคานจะต้องมีอย่างน้อย 50% ของโมเมนต์ลบ

4. ข้อกำหนดของการต่อทาบเหล็กเสริม(21.3.2.3):

ห้ามต่อทาบในตำแหน่ง

- ภายในจุดต่อ
- ภายในระยะ 2h จากผิวค้ำยัน โดยที่ h คือความลึกทั้งหมดของคาน
- ในตำแหน่งที่อาจเกิดสภาพพลาสติกยืดหยุ่น

บริเวณที่เป็นรอยต่อทาบจะต้องวางเหล็กปลอกหรือเหล็กปลอกเกลียวให้มีระยะเรียงไม่เกิน d/4 หรือ 4 in.

5. การเชื่อมและการต่อทางกลของเหล็กเสริม(21.3.2.4):

การเชื่อมและการต่อทางกลทำได้ตามเงื่อนไขดังต่อไปนี้

- สามารถทำได้เส้นเว้นเส้นในแต่ละชั้นแต่ละหน้าตัด
- ระยะจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางรอยต่อของเหล็กเสริมที่อยู่ติดกันกำหนดให้มีระยะต่ำสุดคือ 24 in.

การเชื่อมและการต่อทางกล ควรจะทำตามข้อกำหนดที่กำหนดไว้ในเนื้อหาส่วนหลักของมาตรฐาน (12.14.3.2ถึง12.14.3.4) ข้อกำหนดที่สำคัญที่สุดคือ รอยต่อควรจะมีกำลังคลากอย่างต่ำ125 เปอร์เซ็นต์ของกำลังคลากของเหล็กเสริม

6. เหล็กเสริมทางขวางเพื่อให้แรงดันด้านข้าง(confinement) และรับแรงเฉือน(21.3.3):

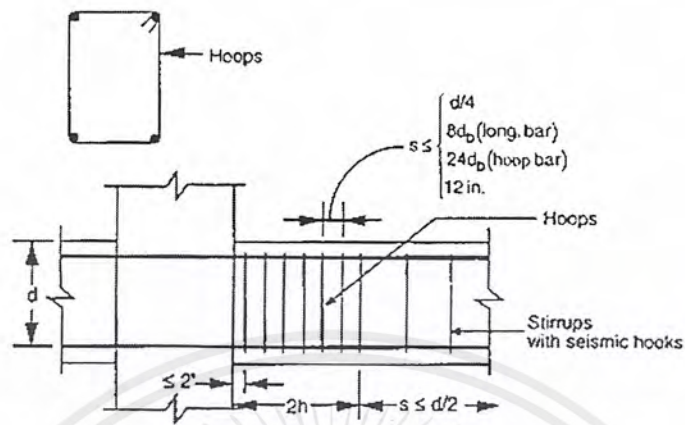
เหล็กเสริมทางขวางในคานต้องมีเพียงพอตามข้อกำหนดเพื่อให้แรงดันด้านข้างและรับแรงเฉือน(รูปที่31-2)

ข้อกำหนดของเหล็กเสริมทางขวางในลักษณะเหล็กปลอกเป็นดังนี้

- การวางเหล็กเสริมต้องวางภายในช่วงระยะห่าง2h จากผิวค้ำยัน (โดยที่h คือความลึกทั้งหมดขององค์อาคาร)
- การวางเหล็กเสริมต้องวางภายในช่วงระยะห่าง2h จากทั้งสองข้างของหน้าตัดที่อาจเกิดการตัดคลากเนื่องจากแผ่นดินไหว

โดยที่ระยะเรียงระหว่างเหล็กปลอกเป็นดังนี้

- เหล็กปลอกเส้นแรกต้องอยู่ภายในระยะ2 in. จากผิวค้ำยัน
- ระยะเรียงสูงสุด  $\leq d/4$   
 $\leq 8 \times$  (เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางยาวที่เล็กที่สุด)  
 $\leq 24 \times$  (เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอก)  
 $\leq 12 \text{ in.}$



รูปที่ ผ.ข.2. ACI318-97 [รูปที่31-2 ขอบเขตของการวางเหล็กเสริมทางขวางในคาน]

บริเวณที่มีการวางเหล็กปลอก เหล็กเสริมทางยาวภายในวงโดยรอบเหล็กปลอกจะต้องมีรองรับด้านข้าง(lateral support) ตามข้อกำหนดในหัวข้อที่7.10.5.3

บริเวณที่ไม่ต้องการเหล็กปลอก ต้องวางเหล็กดัดด้วยระยะเรียง  $\leq d/2$

สังเกตไว้ว่าข้อกำหนดที่21.3.3.4 ที่ปรับปรุงใหม่ในมาตรฐานปี95 กำหนดไว้ว่าจุดที่ไม่ต้องการเหล็กปลอก ต้องมีการวางเหล็กดัดที่ปลายทั้งสองข้างเป็นรองรับแผ่นดินไหว

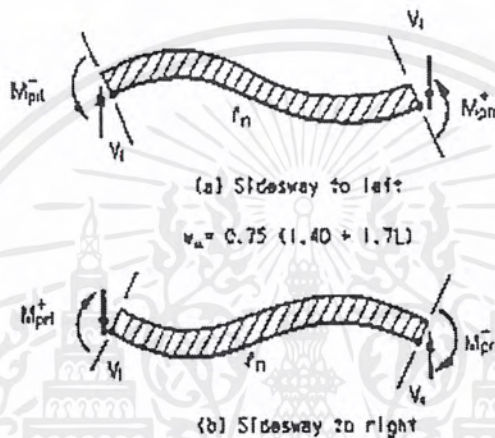
การใช้เหล็กยึดต่อเนื่องเป็นวงปิด(closed ties) เพื่อเป็นเหล็กปลอกอาจก่อให้เกิดปัญหาหลายๆ ด้าน หัวข้อที่21.3.3.6 กำหนดไว้ว่าเหล็กปลอกในองค์อาคารรับแรงดัดสามารถประกอบขึ้นจากเหล็กเสริมสองเส้นได้ คือ เหล็กดัดรูปตัวยูที่ปลายทั้งสองข้างเป็นของอแผ่นดินไหว ประกอบเข้ากับเหล็กยึดขวางเพื่อทำเป็นวงปิด

การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนจะต้องจัดวางให้เพียงพอโดยไม่ให้เกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนเด็ดขาด เพื่อให้ที่ปลายคานสามารถเกิดสภาพพลาสติกยืดหยุ่นได้ การออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเพื่อรับแรงเฉือนจะต้องอยู่บนพื้นฐานที่ว่า ที่ปลายคานจะเกิดสภาพพลาสติกยืดหยุ่นเมื่ออยู่ภายใต้ผลรวมระหว่างการเลื่อนตัวทางข้างกับน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วง(รูปที่31-3) probable flexural strength,

$M_{pr}$  ตามสมมุติฐานของสภาพพลาสติกยึดหนุม คำนวณโดยใช้ค่าลดกำลัง,  $\phi = 1.0$  และสมมุติว่าหน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึง,  $f_s = 1.25f_y$

$$V_l = \frac{M_{prl}^- + M_{prr}^+}{l_n} + 0.75 \left( \frac{1.4D + 1.7L}{2} \right)$$

$$V_r = \frac{M_{prl}^- + M_{prr}^+}{l_n} - 0.75 \left( \frac{1.4D + 1.7L}{2} \right)$$



รูปที่ ผ.ข.3. ACI318-97 [รูปที่31-3 นำหนักบรรทุกที่ใช้ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในคานในกรณีของน้ำหนักบรรทุกแบบแผ่กระจายสม่ำเสมอ(21.7.1.1)]

ในการออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน คอนกรีตที่มีส่วนช่วยในการรับแรงเฉือน,  $V_c$  จะต้องไม่นำมาคิดรวมด้วย ถ้าแรงเฉือนที่เกิดจากแผ่นดินไหวมีค่ามากกว่าเท่าครึ่งของแรงเฉือนออกแบบรวม และแรงอัดตามแกนที่ล้นตัวล้นแล้วและรวมผลจากแผ่นดินไหวมีค่าน้อยกว่า  $A_g f'_c / 20$  (21.3.4.2)

การใช้เหล็กเสริมรับแรงเฉือน จะใช้เป็นรูปแบบของเหล็กปลอกก็ต่อเมื่ออยู่ในบริเวณที่ต้องการการให้แรงต้านด้านข้างร่วมด้วยดังที่ได้กล่าวไว้ในเรื่องเหล็กเสริมให้แรงต้านด้านข้าง(ดูรูปที่31-2) ในกรณีอื่นจะใช้เหล็กลวดตั้งที่มีของแผ่นดินไหวที่ปลายทั้งสองข้าง(21.3.3.4, 21.3.3.5)

การจัดวางเหล็กเสริมทางขวาง จะต้องให้เพียงพอต่อความต้องการรับแรงต้านด้านข้างหรือรับแรงเฉือน แล้วแต่ว่าอย่างไรจะมากกว่ากัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาเอกสาร 24 อ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

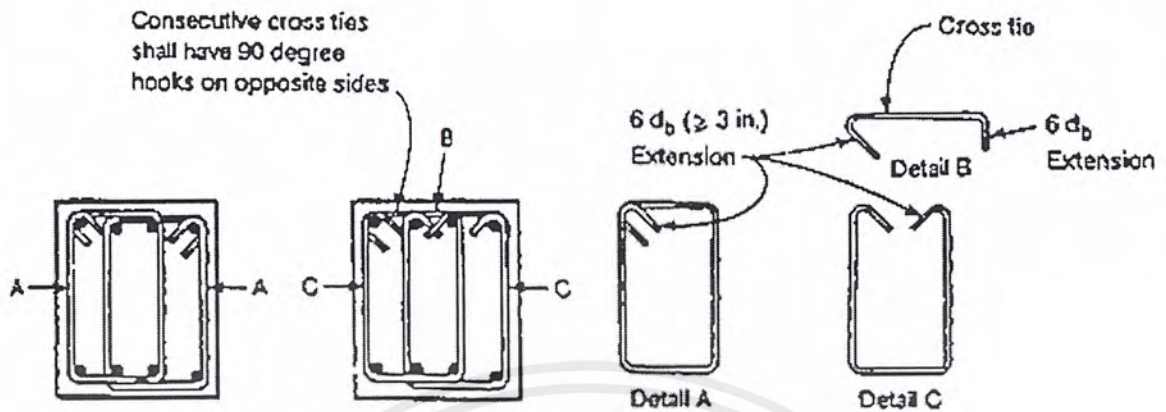
เพราะว่าพฤติกรรมแบบเหนียวของโครงอาคารด้านทานแผ่นดินไหวที่ออกแบบด้วยมาตรฐานปัจจุบัน ขึ้นกับคุณสมบัติของคานที่สามารถเกิดสภาพเป็นพลาสติกยืดหยุ่นได้อย่างเพียงพอ ดังนั้นจึงต้องทำให้มั่นใจได้ว่าการวิบัติด้วยแรงเฉือนจะต้องไม่มีโอกาสเกิดขึ้นก่อนที่กำลังค้ำจะถูกพัฒนาขึ้นมา ข้อกำหนดของเหล็กเสริมทางขวางมีขึ้นเพื่อจุดประสงค์สองประการคือ(a) เพื่อให้มีกำลังเฉือนอย่างเพียงพอ ส่งผลให้สามารถเกิดกำลังค้ำขึ้นได้อย่างเต็มที่ และ(b) เพื่อให้มั่นใจว่าบริเวณที่มีสภาพเป็นพลาสติกยืดหยุ่นจะสามารถยับยั้งได้อย่างเพียงพอ จึงต้องควบคุมคอนกรีตให้อยู่ภายในพื้นที่รับแรงอัดและจัดหาระบบรองรับด้านข้างช่วยยึดเหล็กเสริมรับแรงอัดไว้ และเพื่อให้ได้ผลทั้งหลายตามที่ตั้งใจไว้ ในการทำงานจริงจึงควรวางเหล็กเสริมทางขวางให้ตั้งฉากกับเหล็กเสริมทางยาว

เหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่เป็นเหล็กปลอกหรือเหล็กดัดที่ปลายทั้งสองข้างเป็นขอรับแผ่นดินไหว จะออกแบบจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจากการเกิดสภาพพลาสติกยืดหยุ่นที่ปลายทั้งสองข้างขององค์อาคาร ในการออกแบบจึงต้องนำค่าprobable flexural strength เนื่องจากการเลื่อนตัวในแต่ละทิศทางมาพิจารณา(รูปที่31-3) จุดสำคัญที่ต้องจดจำไว้คือกำลังเฉือนที่ต้องการในคาน(เช่นเดียวกับในเสา) ได้จากการคำนวณprobable flexural strength ขององค์อาคาร(ร่วมกับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำบนองค์อาคาร) มากกว่าที่จะเป็นแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณโดยการวิเคราะห์แรงด้านข้าง

ด้วยเพราะว่าความต้องการเหล็กเสริมดัด(web reinforcement) นั้นขึ้นกับกำลังคลากของเหล็กเสริมรับแรงค้ำโดยตรง ดังนั้น หากมีกำลังค้ำเกิดขึ้นเกินกว่าที่ตั้งใจไว้จะทำให้เกิดการวิบัติแบบเปราะด้วยแรงเฉือนก่อนที่กำลังค้ำภายในองค์อาคารจะเกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่ การกำหนดขอบเขตของกำลังที่เกิดขึ้นจริงบนเหล็กเสริมที่โดยใช้ค่า $\phi = 1.0$  และ $f_s = 1.25f_y$  เพื่อการหาprobable flexural strength,  $M_{pr}$  ที่ปลายคาน จะเป็นการลดโอกาสที่จะเกิดการวิบัติแบบเฉือนก่อนการค้ำคลาก(flexural yielding) การที่ใช้ค่า $f_s = 1.25f_y$  เป็นการสะท้อนให้เห็นถึงที่คาดว่าจะเกิดการเสีรูปของเหล็กเสริมรับแรงค้ำเป็นอันมากจนตกอยู่ในช่วงค้ำกำลัง(strain-hardening)

ในการออกแบบ จะอนุญาตให้ไม่ใช้น้ำหนักบรรทุกรวมในการออกแบบได้ถ้าเสริมเหล็กเสริมดัดในปริมาณต่ำสุดตามข้อกำหนดโดยตลอดความยาวคาน โดยเฉพาะในบริเวณที่เป็นจุดยึดหยุ่นจะต้องเสริมด้วยเหล็กปลอก เหล็กปลอกอาจประกอบขึ้นจากเหล็กสองเส้น ได้ดังที่ได้เคยกล่าวมาแล้ว(รูปที่31-4) เหล็กยึดขวางที่อยู่ติดกันภายในช่วงขององค์อาคารรับแรงค้ำ ปลายข้างที่จะต้องค้ำองของ $90^\circ$  จะต้องมีทิศทางตรงข้ามกัน ยกเว้นในส่วนขององค์อาคารรับแรงค้ำที่วางติดกับแผ่นพื้นเพียงด้านเดียว จะต้องวางเหล็กยึดขวางด้านที่ $90^\circ$  ไว้บนด้านที่ติดกับแผ่นพื้นนั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ผ.ข.4. ACI318-97 [รูปที่31-4 เหล็กปลอกแบบเส้นเดี่ยวและสองเส้น]

#### 21.4 องค์อาคารภายใต้แรงคัดและแรงตามแกน

ในบทที่21 ได้แสดงให้เห็นถึงความแตกต่างในเรื่องของแรงตามแกนที่คูลตัวคูลแล้วที่เกิดขึ้นในองค์อาคารระหว่างเสาหรือคาน-เสาและคานหรือองค์อาคารรับแรงคัด คือ หากแรงตามแกนที่คูลตัวคูลแล้วมีค่าไม่เกิน  $A_g f'_c / 10$  แล้ว องค์อาคารนั้นจะถือว่าเป็นองค์อาคารรับแรงคัด และเมื่อแรงตามแกนที่คูลตัวคูลแล้วมีค่าเกิน  $A_g f'_c / 10$  แล้ว องค์อาคารนั้นจะถือว่าเป็นคาน-เสา(องค์อาคารภายใต้แรงคัดและแรงตามแกน, 21.4.1) ซึ่งข้อกำหนดขององค์อาคารประเภทนี้เป็นดังนี้

1. ขอบเขตด้านขนาดของหน้าตัด(21.4.1.1,21.4.1.2):

$$\text{ด้านสั้นที่สุดของหน้าตัด} \geq 12 \text{ in.}$$

(วัดในแนวตรงผ่านจุดศูนย์กลางของหน้าตัด)

$$\frac{\text{ด้านที่สั้นที่สุด}}{\text{ด้านที่ต้งฉาก}} \geq 0.4$$

2. ขอบเขตของเหล็กเสริมทางยาว(21.4.3.1):

$$0.01 \leq \rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.06$$

โดยที่  $A_{st}$  = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริม

ในบทที่ 21 ระบุถึงค่าของอัตราส่วนเหล็กเสริมในเสาที่ลดค่าขอบเขตสูงสุดลงจาก 8% ซึ่งระบุในบทที่ 10 ของมาตรฐานมาเป็น 6% อย่างไรก็ตามในการก่อสร้างจริง ขอบเขตสูงสุดของอัตราส่วนเหล็กเสริมที่ใช้กันอยู่จะอยู่ที่ประมาณ 3% ทั้งนี้เพื่อความสะดวกในการวางเหล็กเสริมบริเวณข้อต่อ

ข้อกำหนดของอัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำสุดมีเจตนาเพื่อควบคุมอัตราการเสียรูปตามเวลา (time-dependent deformation) ภายใต้อิทธิพลของแรงตามแกน โดยควบคุมความแตกต่างระหว่างจุดแตกร้าวและโมเมนต์ที่จุดคานง

3. ความสัมพันธ์ของกำลังดัดระหว่างเสาและคานที่ข้อต่อของโครงอาคาร (ข้อกำหนดของ “เสาแข็ง-คานอ่อน”)

$$\sum M_e \geq \frac{6}{5} \sum M_g \quad \text{Eq.(21-1)}$$

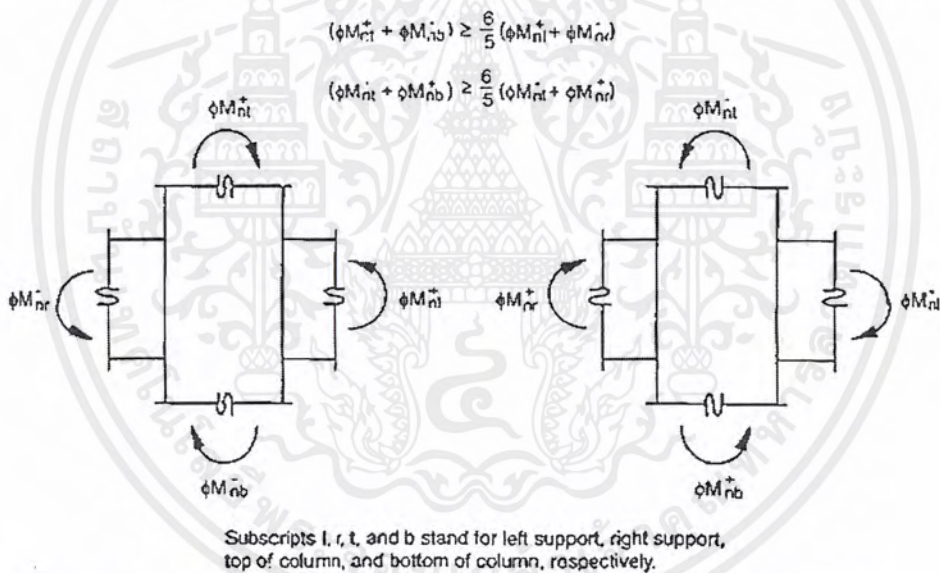
โดยที่  $\sum M_e$  = ผลรวมของกำลังดัดออกแบบของเสาที่ข้อต่อของโครงอาคาร กำลังดัดของเสาจะคำนวณจากแรงตามแกนและแรงดัดข้าง โดยเลือกเอากำลังดัดจากค่าที่น้อยกว่า

$\sum M_g$  = ผลรวมของกำลังดัดออกแบบของคานที่ข้อต่อของโครงอาคารในระนาบเดียวกับที่พิจารณาในเสา

เพื่อให้เกิดความมั่นใจได้ว่าโครงอาคารจะยังคงรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งได้ภายใต้สภาวะที่เกิดการโยกคลอนอย่างรุนแรง ในมาตรฐานจึงได้ตั้งข้อกำหนดให้การเสียรูปในสภาพอินอีลาสติกเกิดได้เฉพาะในคานเท่านั้น ซึ่งการจะทำให้ได้ตามข้อกำหนดจะต้องทำตาม Eq.(21-1) จะเห็นภาพได้ชัดเจนจากรูปที่ 31-5 สัญลักษณ์ของโมเมนต์ดัดที่เสาและคานจะอยู่ในลักษณะที่ชนกัน ดังนั้นความสัมพันธ์แบบ “เสาแข็ง-คานอ่อน” จะเป็นจริงได้เมื่อโมเมนต์ในคานกระทำทั้งสองทิศทาง

ถ้าที่ข้อต่อไม่ได้เป็นไปตามเงื่อนไขของ Eq.(21-1) เสาที่ตั้งอยู่บนข้อต่อนั้นจะต้องมีการเสริมเหล็กทางขวางให้ได้ตามที่ระบุในหัวข้อที่ 21.4.4 ตลอดความสูงของเสา(21.4.2.3) เสาที่ไม่ได้เป็นไปตามเงื่อนไขของ Eq.(21-1) จะไม่สามารถคำนวณกำลังและความแข็งแรง(stiffness) ของโครงสร้างได้ อย่างไรก็ตาม เสายังคงสามารถให้ความแข็งแรงแก่โครงสร้างได้จนกว่าจะเกิดการสูญเสียกำลังอย่างรุนแรงเนื่องจากการเกิดสภาพพลาสติกยืดหยุ่น ดังนั้นหากเราออกแบบโดยใช้ค่าแรงออกแบบที่ไม่ใช่ค่าประมาณขั้นต่ำ(unconservative estimate) แล้ว ก็จะสามารถคงกำลังและความแข็งแรงไว้ได้ ซึ่งการใช้ค่าที่ไม่ใช่ค่าประมาณขั้นต่ำนี้มักจะใช้กับแรงเฉือนออกแบบพื้นฐานและผลของแรงบิดต่อโครงสร้าง

เสาที่ไม่เป็นไปตามเงื่อนไขของ Eq.(21-1) จะยังสามารถใช้งานได้เมื่อทำตามข้อกำหนดขั้นต่ำในเรื่อง “องค์อาคารที่ไม่ได้มีส่วนร่วมในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว”



รูปที่ ผ.ข.5. ACI318-97 [ รูปที่ 31-5 ข้อกำหนดของโครงสร้างอาคาร “เสาแข็ง-คานอ่อน” ]

4. ข้อกำหนดของการต่อทาบ(21.4.3.2):

การต่อทาบให้ใช้ได้เฉพาะบริเวณภายในแถบกลางขนาดครึ่งหนึ่ง(center half) ของช่วงเสาและต้องออกแบบให้เป็นการต่อทาบแบบรับแรงดึง(tension splice)

5. การเชื่อมต่อและการต่อทางกลของเหล็กเสริมทางยาว(21.4.3.2):

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต่ออ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การเชื่อมต่อหรือการต่อทางกลสามารถใช้ได้ตลอดช่วงเสา โดยจะต้อง

- ในแต่ละหน้าตัด รอยต่อจะต้องเป็นลักษณะเส้นเว้นเส้น
- ระยะจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของรอยต่อตลอดความยาวตามแกนของเหล็กเสริม  $\geq 24$  in.

6. เหล็กเสริมทางขวางเพื่อให้แรงดันด้านข้างและรับแรงเฉือน(21.4.4):

เหมือนกับในคาน เหล็กเสริมทางขวางในเสาจะต้องจัดวางไว้เพื่อรัดแกนคอนกรีตรวมทั้งต้านทานต่อแรงเฉือน อย่างไรก็ตาม เหล็กเสริมทางขวางในเสาจะต้องอยู่ในรูปของเหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กปลอกเกลียวเท่านั้น การเสริมเหล็กจะต้องให้เพียงพอตามข้อกำหนดเพื่อให้แรงดันด้านข้างหรือรับแรงเฉือน แล้วแต่ว่าอย่างไรจะมากกว่ากัน

ข้อกำหนดเพื่อให้แรงดันด้านข้าง(รูปที่13-6) คือ

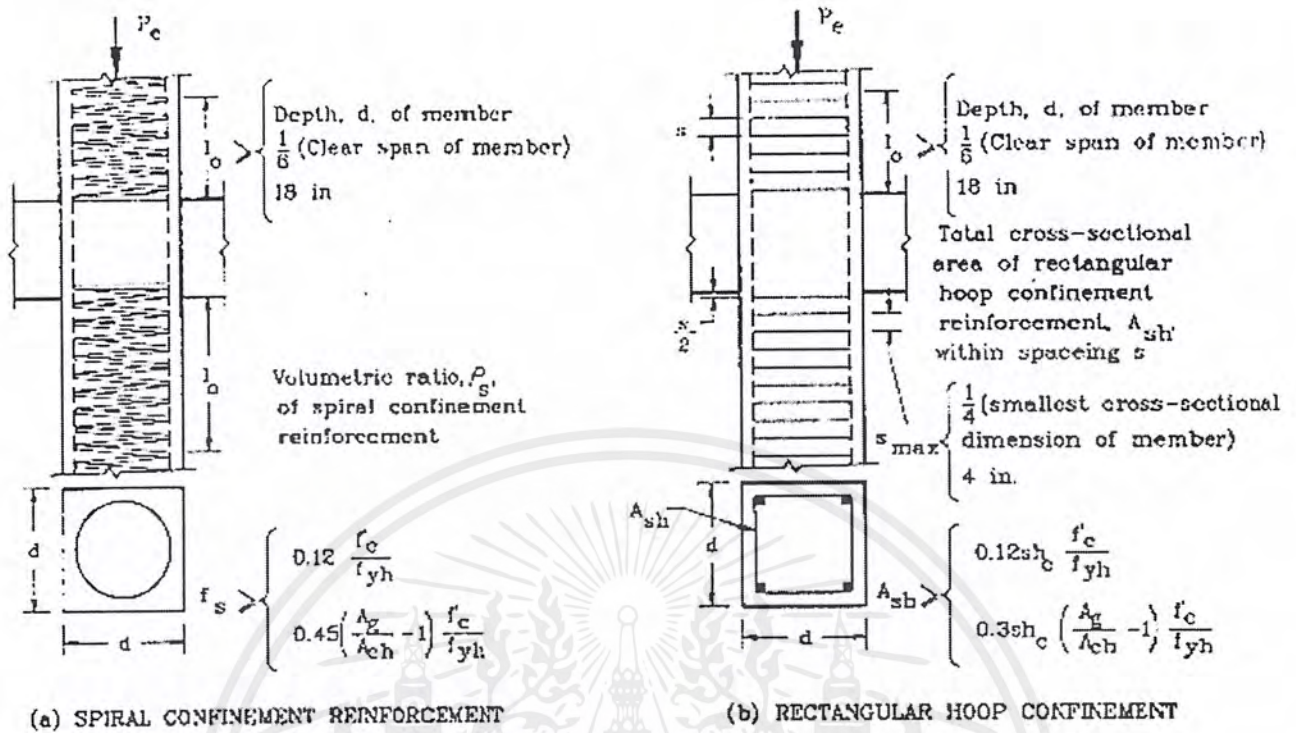
อัตราส่วนปริมาตรของเหล็กปลอกเกลียว,

$$\rho_s \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad \text{Eq.(21-2)}$$

$$\geq 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad \text{Eq.(10-6)}$$

โดยที่  $f_{yh}$  = กำลังคลากของเหล็กเสริมทางขวาง, psi

$A_{ch}$  = พื้นที่หน้าตัดของเสา วัดโดยรอบนอกเหล็กเสริมทางขวาง, sq.in.



รูปที่ ผ.ข.6. ACI318-97[รูปที่31-6 ข้อกำหนดของการให้แรงดันด้านข้างที่ปลายเสา]

สำหรับเหล็กปลอกสี่เหลี่ยม พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดภายในระยะเรียง,

$$A_{sh} \geq 0.09sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad \text{Eq.(21-4)}$$

$$\geq 0.3sh_c \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad \text{Eq.(21-3)}$$

โดยที่  $h_c$  = ขนาดของหน้าตัดเสา วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริมให้แรงดันด้านข้าง, in.

$s$  = ระยะเรียงของเหล็กเสริมทางขวาง วัดตามแกนยาวขององค์อาคาร, in. และ

$s_{max}$  =  $1/4 \times$  (ด้านสั้นที่สุดของหน้าตัด), หรือ 4 in. แล้วแต่ค่าไหนจะน้อยกว่ากัน

ในRef.31.8, ACI-ASCE Committee 352 ได้สนับสนุนให้ลดค่าสัมประสิทธิ์ในEq.(21-4) จากเดิมที่มีค่า0.12(ACI 318-83) มาเป็น0.09(ACI 318-89 และในฉบับต่อมา) ซึ่งเจตนาในการลดค่าสัมประสิทธิ์นี้เพื่อให้ได้รายละเอียดของเหล็กเสริมที่เพียงพอต่อการให้แรงดันด้านข้างที่ข้อต่อที่จะเกิด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การเคลื่อนตัวจากแรงแผ่นดินไหว และนอกจากการใช้เหล็กเสริมเพื่อรับแรงดันด้านข้างแล้วยังคำนึงถึงการใช้เพื่อถ่ายแรงภายในข้อต่อด้วย จึงอาจกล่าวได้ว่าสัมประสิทธิ์ที่ลดลงเป็น 0.09 มีเจตนาเพื่อปรับปรุงพฤติกรรมของเสาด้วยรายละเอียดของเหล็กปลอกและเหล็กยึดขวาง

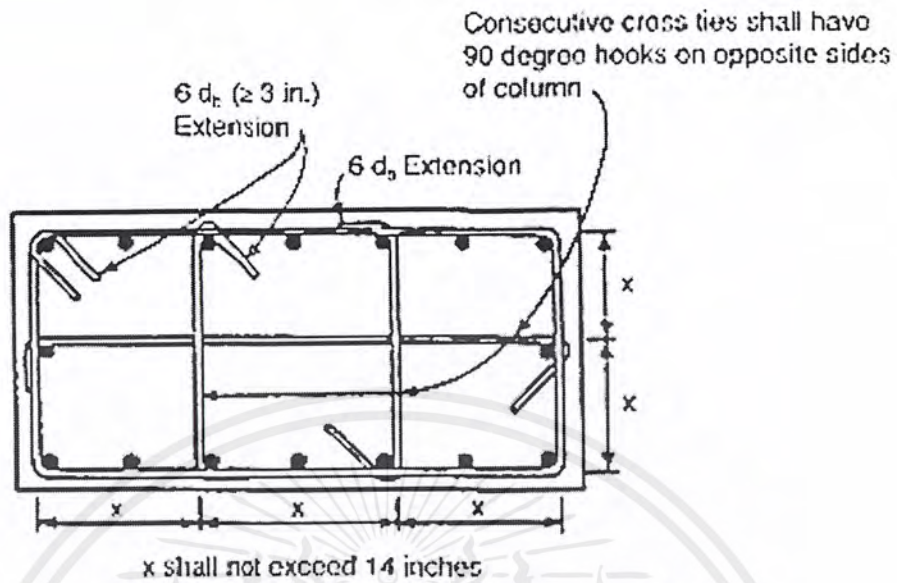
ช่วงว่างในระนาบของหน้าตัด ระหว่างขาของเหล็กปลอกหรือเหล็กยึดขวาง(รูปที่ 31-7) จะต้องไม่เกิน 14 in.

เหล็กเสริมเพื่อให้แรงดันด้านข้างจะต้องจัดวางอยู่ในช่วงระยะ  $l_0$  จากผิวของข้อต่อแต่ละด้าน หรือในช่วง  $l_0$  จากทั้งสองข้างของหน้าตัดที่เกิดการคดคลากทำให้โครงอาคารเกิดการเคลื่อนตัวทางข้างในช่วงอินอีลาสติก

$$\begin{aligned} \text{โดยที่ } l_0 &\geq \text{ด้านที่ใหญ่กว่าของหน้าตัด} \\ &\geq \text{ช่วงว่างขององค์อาคาร} / 6 \\ &\geq 18 \text{ in.} \end{aligned}$$

การใช้เหล็กปลอกเกลียวเป็นเหล็กเสริมให้แรงดันด้านข้างจะเป็นรูปแบบที่ให้ประสิทธิภาพสูงสุด แต่เป็นการยากที่จะออกแบบขยายและก่อสร้างโดยใช้เหล็กปลอกเกลียวที่บริเวณจุดต่อคาน-เสา

เหล็กครีกรอบสี่เหลี่ยมจะมีประสิทธิภาพในการให้แรงดันด้านข้างแก่แกนคอนกรีตได้น้อยกว่าเหล็กปลอกเกลียว แต่ก็สามารถเพิ่มประสิทธิภาพได้โดยการใช้เหล็กยึดขวางเป็นตัวช่วย ซึ่งการวางเหล็กจะวางให้ปลายผูกมัด(engage) กับเหล็กเสริมทางยาวที่อยู่โดยรอบ ขนาดและช่วงว่างของเหล็กยึดขวางจะต้องเหมือนกับเหล็กครีกรอบ เหล็กยึดขวางที่วางติดกันจะต้องวางสลับปลายกันตลอดความยาวของเหล็กเสริมทางยาว(รูปที่ 31-7) เหล็กยึดขวางหรือขาของเหล็กปลอกจะต้องมีช่วงว่างไม่เกิน 14 in. วัดจากทิศทางที่ตั้งฉากกับแกนยาวขององค์อาคาร



รูปที่ ผ.ข.7. ACI318-97[รูปที่31-7 เหล็กเสริมทางขวางในเสา]

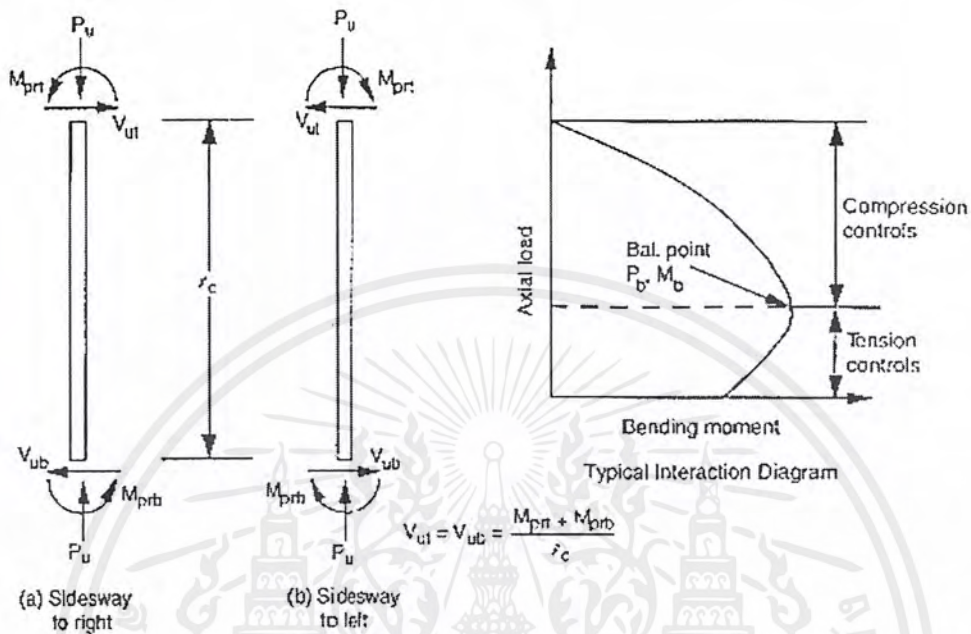
นอกจากนี้การจะให้ข้อกำหนดของการให้แรงดันด้านข้างใช้การได้จริง เหล็กเสริมทางขวางในเสาจะต้องต้านทานต่อแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดจากการเกิดสภาพพลาสติกยึดหนุมของ โครงอาคาร(21.4.5.1) ถึงแม้ว่าข้อกำหนดของ “เสาแข็ง-คานอ่อน” ในเรื่องของความสัมพันธ์ของกำลังคัดระหว่างคานและเสาจะมีเจตนาที่ต้องการให้เกิดการเสียรูปแบบอินีลาสติกขึ้นที่คาน แต่ตัวมาตรฐานก็ยังคงคำนึงถึงความเป็นไปได้ที่อาจเกิดสภาวะยึดหนุมขึ้นที่เสา ดังนั้นในการเสริมเหล็กเพื่อรับแรงเฉือนจึงขึ้นอยู่กับค่าของprobable flexural strength,  $M_{pr}$  (คำนวณโดยใช้ค่า  $\phi = 1.0$  และ  $f_s = 1.25f_y$ ) ที่เกิดขึ้นที่ปลายเสา ค่าของprobable moment strengthจะสูงสุดเมื่อพิจารณาแรงอัดตามแกนที่คูณตัวคูณแล้วของเสาประกอบด้วย โมเมนต์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเลื่อนตัวทางข้างทั้งสองทิศทางจะต้องนำมาพิจารณาดังในรูปที่31-8 แรงตามแกน ณ จุดที่กำลังคัดสูงสุดควรจะนำมาใช้ในการคำนวณหาหน่วยแรงเฉือนที่ขอมให้,  $V_c$

ในACI 318-89 ได้เพิ่มประโยคขึ้นมาในหัวข้อที่24.4.5.1(ปัจจุบันคือหัวข้อที่21.7.1.2) เพื่อที่จะบอกว่าไม่จำเป็นต้องคำนวณแรงเฉือนตลอดความยาวเสาเมื่อขอบเขตบนของโมเมนต์ถูกควบคุมโดยองค์อาคารรับแรงคัตที่ต่อเข้ากับเสา ซึ่งกำลังรวมจะได้จากผลรวมของกำลังโมเมนต์บวกที่ข้อต่อจากคานด้านหนึ่งและกำลังโมเมนต์ลบที่ข้อต่อจากคานอีกด้านหนึ่ง กำลังโมเมนต์ที่ได้คือค่า probable moment strength ซึ่งใช้ตัวคูณลดกำลังที่มีค่าเท่ากับ1.0 และหน่วยแรงในเหล็กเสริมที่มีค่าเท่ากับ  $1.25f_y$  การกระจายกำลังโมเมนต์รวมของคานเข้าสู่เสาทั้งด้านบนและด้านล่างของข้อต่อจะเป็นเท่า

ไรขึ้นอยู่กับภาวะที่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและตัวอย่างอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในมาตรฐานยังบอกอีกว่า ไม่มีกรณีที่จะใช้แรงเหวี่ยงออกแบบ,  $V_c$  น้อยกว่าแรงเฉือนที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง

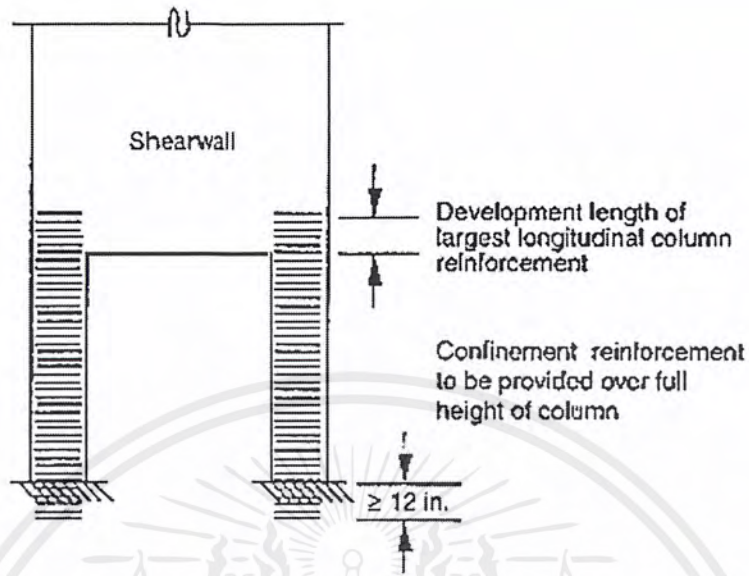


รูปที่ ผ.ข.8. ACI318-97[รูปที่31-8 นำหนักบรรทุกในกรณีที่ใช้ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในเสา]

7. เสาที่ไม่ต่อเนื่องกับผนัง(21.4.4.5):

เสาที่ไม่ได้ต่อเนื่องกับผนังมักจะอยู่ภายใต้แรงเฉือนและแรงอัดตามแกนขนาดใหญ่ ซึ่งสามารถจะทำให้เกิดการเสียรูปแบบอินอีลาสติกได้ตลอดเมื่อเกิดแผ่นดินไหวขนาดรุนแรง มาตรฐานจึงตั้งข้อกำหนดไว้ว่าเมื่อใดก็ตามที่แรงอัดตามแกนเนื่องจากแผ่นดินไหวมากกว่า  $A_g f'_c / 10$  จะต้องเสริมเหล็กเสริมให้แรงดันด้านข้างให้มีอยู่ตลอดความสูงของเสา(รูปที่31-9)

นอกจากนี้เหล็กเสริมทางขวางที่ระบุในหัวข้อที่21.4.4.1 ถึง21.4.4.3 จะขยายเพิ่มเติมจากจุดปลายขององค์อาคารเมื่อมีการเพิ่มความยาวของเหล็กเสริมทางยาวที่มีขนาดใหญ่ที่สุดในเสาตามหัวข้อที่ 21.5.4 ถ้าปลายของเสาด้านที่อยู่ต่ำกว่าอยู่ติดกับผนัง เหล็กเสริมทางขวางที่ระบุไว้ข้างต้นจะขยายเพิ่มเติมสู่ผนังตามความยาวที่เพิ่มขึ้นของเหล็กเสริมทางยาวที่ใหญ่ที่สุด ถ้าเสาอยู่ติดกับฐานราก เหล็กเสริมทางขวางจะต้องขยายเข้าไปอย่างน้อย12 in.ในฐานรากหรือฐานแผ่ การขยายของเหล็กเสริมทางขวางทั้งทางด้านปลายบนและล่างมีเจตนาเพื่อให้แรงดันด้านข้างแก่ผนังในบริเวณที่มีการถ่ายแรง รวมถึงการขยายเหล็กเสริมเข้าสู่ฐานรากก็เพื่อการให้แรงดันด้านข้างเช่นกัน



รูปที่ ผ.ข.9. ACI318-97 [รูปที่ 31-9 เสาค้ำที่ไม่ต่อเนื่องกับผนัง]

## 21.5 ข้อต่อของโครงอาคาร

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่อยู่ในเขตแผ่นดินไหวไม่รุนแรง ข้อต่อของคาน-เสาจะไม่จำเป็นต้องออกแบบโดยวิศวกรโครงสร้าง รายละเอียดของเหล็กเสริมที่ข้อต่อสามารถให้ช่างเขียนแบบกำหนดเองได้ ส่วนโครงอาคารต้านทานแผ่นดินไหว การออกแบบจุดต่อที่คาน-เสาจำเป็นต้องให้ความใส่ใจและตัววิศวกรต้องเป็นผู้ออกแบบด้วยตัวเอง เพราะความมั่นคงของโครงสร้างจะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของข้อต่อ ข้อต่อคาน-เสาที่มีรายละเอียดและความแข็งแรงที่ไม่สม่าเสมอจะมีแนวโน้มที่มีหน่วยแรงรวมสูง ซึ่งโครงสร้างที่มีข้อต่อประเภทนี้จะเกิดความเสียหายภายใต้สภาวะแผ่นดินไหวที่รุนแรง สาเหตุที่เด่นชัดจากสถานการณ์เช่นนี้ก็เนื่องมาจากการขาดการเอาใจใส่ในการออกแบบและกำหนดรายละเอียดให้ถูกต้อง

ความหนาแน่นของการวางเหล็กเสริมที่มากเกินไปจะทำให้เหล็กเสริมเรียงชิดกันได้ จึงควรเอาใจใส่ต่อการออกแบบข้อต่อคาน-เสาเพื่อให้สามารถนำไปปฏิบัติงานได้จริง วิธีหนึ่งคือลดจำนวนเหล็กเสริมทางยาวในโครงอาคารลงซึ่งทำได้ไม่ยากนัก เมื่อร่วมกับการใช้แบบวางเหล็กเสริมที่มีมาตราส่วนใหญ่อจะช่วยลดปัญหาที่ไม่คาดคิดในการทำงานภาคสนามได้อีกทาง

ข้อกำหนดของบทที่ 21 เรื่องข้อต่อคาน-เสา ที่เป็นส่วนหลักๆ มีดังต่อไปนี้ :

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. เหล็กเสริมทางขวางเพื่อให้แรงดัดด้านข้าง(21.5.2):

ปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดที่ต้องการจะเท่ากับที่ต้องการในบริเวณที่สามารถเกิดสภาพยึดหนึมนได้ในเสาดังที่กำหนดใน Eq.(10-6), (21-2), (21-3) และ(21-4) ซึ่งการจัดวางจะต้องผ่านข้อต่อของคานเสา โดยรัศรอบเหล็กเสริมในเสา

สำหรับข้อต่อที่มีการอัดตัว(confined) ทั้งสี่ด้าน สามารถลดจำนวนเหล็กเสริมให้แรงดัดด้านข้างลงได้ 50% องค์อาคารใดของข้อต่อจะมีส่วนในการอัดตัวที่ข้อตอก็คือเมื่อพื้นที่ผิวหน้าของข้อต่ออย่างน้อยสามในสี่ถูกปกคลุมด้วยองค์อาคารดังกล่าว นอกจากนี้มาตรฐานยังอนุญาตให้จุดที่ลดเหล็กเสริมให้แรงดัดด้านข้างลง 50% นั้น จากเดิมที่จะต้องมียะระเรียงตามที่กำหนดไว้ในหัวข้อที่ 21.4.4.2(b) จะสามารถเพิ่มระยะเรียงขึ้นได้ถึง 6 in.(21.5.2.2)

การเสริมเหล็กทางขวางที่จุดต่อคาน-เสานั้นมีจุดประสงค์เพื่อให้แรงดัดด้านข้างแก่คอนกรีต อันจะส่งผลต่อความมั่นใจในพฤติกรรมแบบเหนียว และยังคงความสามารถของการรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งได้ถึงแม้ว่าคอนกรีตหุ้มชั้นนอกจะแตกออก นอกจากนี้ยังช่วยในการต้านทานแรงเฉือนที่ถ่ายจากคานและช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กและคอนกรีตในข้อต่อได้ด้วย

ปริมาณต่ำสุดที่ต้องการของเหล็กเสริมให้แรงดัดด้านข้างตามที่ได้กำหนดไว้ใน Eq.(10-6), (21-2), (21-3) และ(21-4) จะต้องจัดวางไว้โดยตลอดภายในข้อต่อ โดยไม่ต้องคำนึงถึงว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในข้อต่อจะมากขนาดไหน ส่วนเรื่องการลดปริมาณเหล็กเสริมให้แรงดัดด้านข้างลง 50% นั้น อนุญาตเฉพาะในข้อต่อที่มีการอัดตัวทั้งสี่ด้าน และองค์อาคารเหล่านี้จะต้องมีส่วนช่วยในการต้านทานแรงในจุดต่อที่เป็นแรงดัดให้เกิดการปริแตกของคอนกรีต

2. การออกแบบเพื่อรับแรงเฉือน(21.5.1.1, 21.5.1.2, 21.5.3):

แรงเฉือนในข้อต่อสามารถคำนวณได้จากการสมมุติค่าหน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานเท่ากับ  $1.25f_y$  กำลังเฉือนออกแบบของจุดต่อสามารถคำนวณได้จาก

$$\phi V_n = 20\phi\sqrt{f'_c}A_j \text{ เมื่อมีการอัดตัวที่ข้อต่อทั้งสี่ด้าน}$$

$$= 15\phi\sqrt{f'_c}A_j \text{ เมื่อมีการอัดตัวที่ข้อต่อสามด้านหรือสองด้านที่ตรงกันข้าม}$$

$$= 12\phi\sqrt{f'_c}A_j \text{ เมื่อเป็นกรณีอื่นๆ}$$

(สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ)

โดยที่  $\phi = 0.85$  สำหรับแรงเฉือนในจุดต่อ

$A_j =$  พื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพภายในจุดต่อในระนาบที่ขนานกับระนาบของเหล็กเสริมที่ถ่ายแรงเฉือนลงในจุดต่อ ความลึกของจุดต่อคือความลึกทั้งหมดของเสา เมื่อคานต่ออยู่กับเสาโดยที่มีความกว้างน้อยกว่าหรือเท่ากับเสา ความกว้างประสิทธิภาพคือความกว้างของเสา และเมื่อคานต่ออยู่กับเสาโดยที่มีความกว้างน้อยกว่าเสา ความกว้างประสิทธิภาพจะต้องไม่เกินขนาดที่เล็กกว่าของ :

- a. ความกว้างของคานบวกกับความลึกของจุดต่อ
- b. ขนาดสองเท่าของระยะทางที่วัดจากขอบคานถึงขอบเสาด้านใกล้

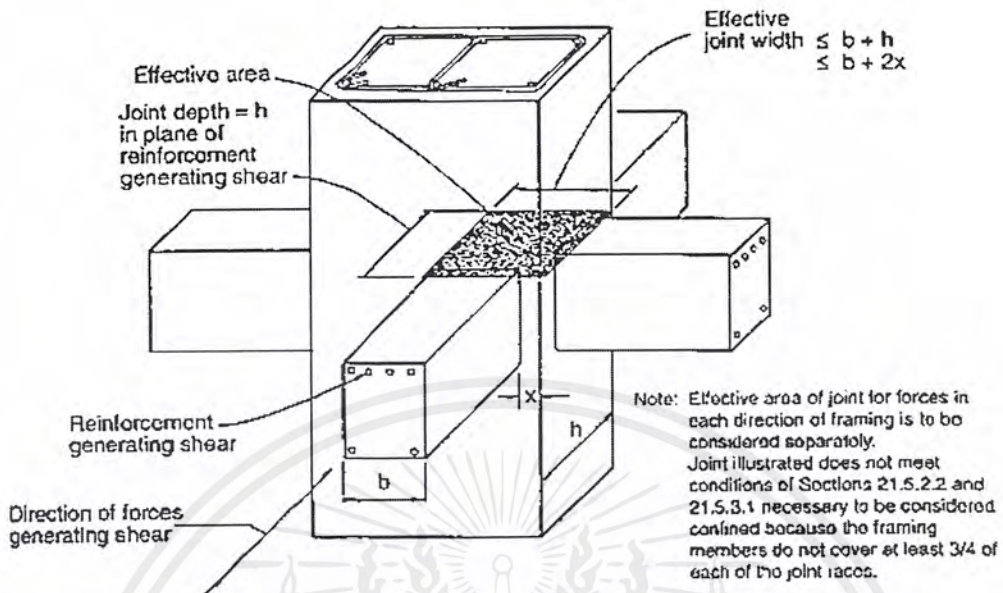
รูปที่ 31-

10

ไม่มีกรณีใดที่  $A_j$  จะมีค่ามากกว่าพื้นที่หน้าตัดเสา

ข้อกำหนดของกำลังเฉือนทั้งสามเงื่อนไขสำหรับข้อต่อในหัวข้อที่ 21.5.3 มาจากการคำแนะนำของ ACI Committee 352 ข้อมูลจากการทดสอบที่จัดทำโดย Committee 352 ชี้ให้เห็นว่าค่ากำลังเฉือนที่ต่ำกว่าซึ่งระบุอยู่ในหัวข้อ A.3.6.1 ของ ACI 318-83 ไม่ได้เป็นค่าประเภทค่าประมาณขั้นต่ำเมื่อนำมาใช้กับข้อต่อที่มุม

สำหรับคอนกรีตมวลเบา กำลังเฉือนออกแบบที่ข้อต่อจะต้องไม่มากกว่าสามในสี่ของค่าที่ให้ไว้ข้างบนสำหรับคอนกรีตมวลปกติ



รูปที่ ผ.ข.10. ACI318-97[รูปที่31-10 พื้นที่ประสิทธิผลของข้อต่อ]

คั้งที่ได้ชี้แนะในรูปที่31-11 แรงเฉือนออกแบบเป็นค่าที่ได้จากการรวมค่าที่วิกฤตที่สุดของแรงเฉือนแนวอนที่ถ่ายจากโครงคานและเสา จากการทดสอบแสดงให้เห็นว่าสภาพพลาสติกยืดหยุ่นที่ปลายคานเพื่อรับต่อการเสียรูปอันเนื่องจากการต้านทานต่อแผ่นดินไหวขนาดรุนแรงนั้น กำหนดให้ความเครียดของเหล็กเสริมที่รับการคัดจะต้องเกินจุดคลาก ซึ่งอาจทำให้เหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดความเครียดจนเข้าสู่ช่วงคืนกำลัง

และกำลังคลากที่เกิดขึ้นจริงมีค่าเกินกว่าที่กำหนดไว้ได้ ดังนั้นมาตรฐานจึงตั้งข้อกำหนดให้ใช้หน่วยแรงในเหล็กรับแรงดัดเท่ากับ  $1.25f_y$  ในการหาค่าแรงเฉือนแนวอน

จากการทดสอบแสดงให้เห็นว่ากำลังเฉือนในจุดต่อไม่ได้มีมากถึงขนาดที่จะสร้างผลกระทบต่อเหล็กเสริมทางขวาง(รับแรงเฉือน) ได้ ดังนั้นจำนวนเหล็กเสริมที่เป็นความต้องการต่ำสุดก็เพียงพอแล้ว จากผลที่ได้อันนี้ มาตรฐานACI ฉบับปี1983 จึงสร้างกำลังเฉือนที่ข้อต่อของคาน-เสาโดยใช้เพียงฟังก์ชันของพื้นที่หน้าตัดของจุดต่อ,  $A_j$  และ  $f'_c$  และปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดที่ต้องการตามข้อกำหนดเหล็กเสริมทางขวาง(21.5.2) จะต้องจัดวางไว้ภายในข้อต่อ

เมื่อแรงเฉือนในข้อต่อมากกว่ากำลังเฉือนของข้อต่อ นักออกแบบจะต้องเพิ่มขนาดของเสาหรือเพิ่มความลึกของคานอย่างใดอย่างหนึ่งหรือทั้งสองอย่าง การเพิ่มขนาดของเสาจะทำให้กำลังเฉือนของ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อต่อเพิ่มขึ้น ในขณะที่การเพิ่มความลึกของคานจะสามารถลดจำนวนของเหล็กเสริมรับแรงดัดลงได้พร้อมกับการลดลงของแรงเฉือนที่ถ่ายสู่ข้อต่อ

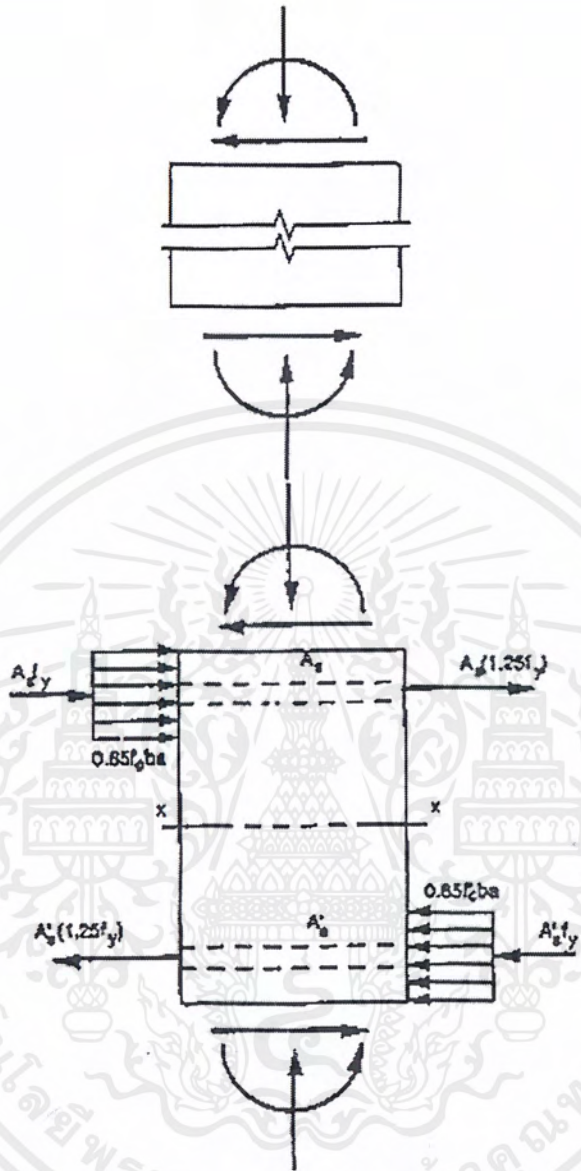
3. การรอกขอเหล็กเสริมทางยาวของคานในแกนเสา(21.5.3.1):

เหล็กเสริมทางยาวในคานที่สิ้นสุดลงในเสา จะต้องฝังให้ห่างจากขอบเสาและงอออกภายในข้อต่อตามข้อกำหนดในหัวข้อที่21.5.4 (ซึ่งจะอธิบายต่อไป) และในบทที่12 ของมาตรฐาน

4. มิติของเสาด้านที่ขนานกับเหล็กเสริมในคานที่วางพาดผ่านข้อต่อคาน-เสา(21.5.1.4):

หัวข้อที่21.5.1.4 ได้ถูกเพิ่มเข้าไปในACI 318-89(ฉบับปรับปรุงใหม่ปี1992) มีข้อกำหนดว่าที่ที่มีการวางเหล็กเสริมทางยาวของคานผ่านข้อต่อคาน-เสา มิติของเสาที่ขนานกับเหล็กเสริมของคานจะต้องมีขนาดไม่น้อยกว่า20 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริมทางยาวที่ใหญ่ที่สุด สำหรับในคอนกรีตมวลปกติ และมิติของเสาจะต้องไม่น้อยกว่า26 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริมสำหรับในคอนกรีตมวลเบา

การวิจัยแสดงให้เห็นว่า เหล็กเสริมที่ผ่านจุดต่อคาน-เสาอาจจะเกิดการเลื่อนหลุดในบริเวณข้อต่อคาน-เสาได้เมื่อรับ โมเมนต์ขนาดสูงกระทำกลับไปมา จึงรู้สึว่าการวางเงื่อนไขขอบเขตของมิติเสาคู่จะเป็นเหตุเป็นผลพอที่จะควบคุมการเลื่อนหลุดของเหล็กเสริมคานในข้อต่อคาน-เสาได้ โดยการวางเงื่อนไขจะพิจารณาจากขนาดของสภาพแบบอินอีลาสติกของโครงสร้างในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว



รูปที่ ผ.ข.11. ACI318-97 [รูปที่31-11 แรงเฉือนในแนวนอนในจุดต่อคาน-เสา]

5. ระยะฝังเพิ่มของเหล็กเสริมในจุดต่อ(21.5.4):

สำหรับเหล็กเสริมขนาด#3 ถึง#11 ที่งอมาตรฐาน $90^\circ$ (รูปที่31-12) ในคอนกรีตมวลปกติ

$$\begin{aligned}
 \text{ระยะฝังเพิ่ม, } l_{dh} &\geq \frac{f_y d_b}{60 \sqrt{f'_c}} && \text{Eq.(21-5)} \\
 &\geq 8d_b \quad (d_b \text{ คือขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริม)} \\
 &\geq 6 \text{ in.}
 \end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับเหล็กเสริมขนาดเดียวกันที่ฝั่งและงอของ  $90^\circ$  ในคอนกรีตมวลเบา  $l_{dh}$  จะต้องมีค่าน้อย  
 1.25 เท่าของค่าข้างบนนี้

ของ  $90^\circ$  จะต้องวางอยู่ในแกนเสาหรือภายในองค์อาคารส่วนขอบ (boundary element)

สำหรับเหล็กเส้นตรงที่มีขนาด #3 ถึง #11

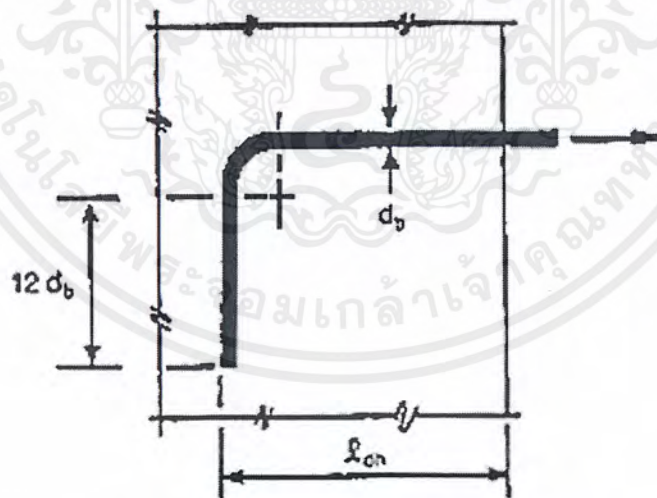
$$l_{dh} = 2.5 \times l_{dh} \text{ ที่กำหนดจากเหล็กเสริมที่งอของ } 90^\circ \text{ เมื่อความลึกของคอนกรีตที่หล่อลงไป}$$

ชั้นแรกที่มีระดับต่ำกว่าเหล็กเสริม  $\leq 12 \text{ in.}$

$$= 3.5 \times l_{dh} \text{ ที่กำหนดจากเหล็กเสริมที่งอของ } 90^\circ \text{ เมื่อความลึกของคอนกรีตที่หล่อลงไป}$$

ชั้นแรกมีระดับต่ำกว่าเหล็กเสริม  $> 12 \text{ in.}$

มาตรฐานของปี 95 ระบุไว้ว่าหากเหล็กเสริมที่ใช้มีการเคลือบอีพอกซี (epoxy) ระยะฝั่งเพิ่มที่คำนวณ  
 ตามข้อกำหนดในหัวข้อที่ 21.5.4.1 ถึง 21.5.4.3 จะต้องเพิ่มด้วยตัวคูณตามข้อกำหนดในหัวข้อที่  
 12.2.4 หรือ 12.5.3.6



Note: Hook must be within confined core

รูปที่ ผ.ข.12. ACI318-97 [รูปที่ 31-12 ของมาตรฐาน 90°]

สมการหาค่าของ  $l_{dh}$  ที่ได้ให้ไว้ข้างบนนี้เป็นสมการที่ได้รวมเอาสัมประสิทธิ์ 0.7

(สำหรับคอนกรีตหุ้ม) และ 0.8 (สำหรับเหล็กยึด) ไว้แล้ว ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์นี้โดยปกติแล้วเป็นค่าที่นำมา  
 เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ประยุกต์ใช้กับค่าความต้องการระยะฝั่งเพิ่มพื้นฐาน,  $I_{hb}$  ที่เป็นเช่นนี้มีสาเหตุมาจากในบทที่ 21 มีข้อกำหนดที่ให้ของจะต้องฝั่งอยู่ในแกนคอนกรีตของเสาหรือในองค์อาคารส่วนขอบอยู่ด้วย นอกจากนี้สมการหาค่า  $I_{dh}$  ที่ได้ให้ไว้ข้างบนนั้นก็เป็นการที่รวมเอาสัมประสิทธิ์ 1.4 ไว้ด้วย เพื่อเพิ่มระยะฝั่งเพิ่มที่ต้องการในเขตที่ไม่เกิดแผ่นดินไหวให้สามารถรับผลของแรงที่กระทำกลับไปได้

ยกเว้นในกรณีที่มีเสาขนาดใหญ่เท่านั้น นอกนั้นจะเป็นไปไม่ได้ที่จะทำให้เกิดกำลังคลากขึ้นในเหล็กเสริมของคานที่ฝั่งในด้านกว้างของเสาได้ เมื่อเหล็กเสริมของคานวางพาดผ่านเสา ความสามารถในการรับแรงเกิดขึ้นจากการฝั่งเหล็กในเสาและพื้นที่ส่วนรับแรงอัดในคานด้านไกลของข้อต่อ(รูปที่ 31-1) เมื่อไม่มีคานอยู่ที่อีกด้านตรงข้ามของเสา เช่น เสาภายนอก เหล็กเสริมรับแรงคัดในคานจะเพิ่มระยะเข้าไปในแกนเสาและงอของ  $90^\circ$  ต่อจากระยะฝั่งเพิ่มที่ต้องการ โดยระยะฝั่งเพิ่มวัดจากผิวหน้าของเสาด้านใกล้

ในบทที่ 21 ไม่มีข้อกำหนดให้ใช้เหล็กขนาด #14 และ #18 เพราะว่าขาดข้อมูลของพฤติกรรมของสมอยึดของเหล็กเส้นที่รับแรงกระทำเข้าไปมาจากการจำลองแผ่นดินไหว

## 21.6 กำแพงโครงสร้าง, ไตอะแฟรม และโครงสร้าง

เมื่อ โครงสร้างมีความแข็งแกร่งทางข้างอย่างเพียงพอจะสามารถต้านการบิดเสียรูปอันเนื่องมาจากแผ่นดินไหวได้ ซึ่งผนังโครงสร้าง(หรืออาจเรียกว่า ผนังรับแรงเฉือน) จะเป็นหนทางที่สามารถลดความเสียหายต่อองค์ประกอบที่ไม่ใช่โครงสร้างของอาคารด้วย และเมื่อใช้โครงข้อแข็ง (rigid frame) เป็น โครงสร้างร่วมกัน ผนังจะสร้างระบบที่เป็นผลร่วมระหว่างประสิทธิภาพในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกโน้มถ่วงของ โครงข้อแข็งและประสิทธิภาพในการต้านทานแรงทางข้างของผนัง โครงสร้าง

จากการสำรวจเพื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมระหว่างอาคาร โครงข้อแข็งกับอาคารที่ใช้ผนังรับแรงเฉือนภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ เมื่อไม่นานมานี้ ชี้ให้เห็นว่าอาคารที่ใช้ผนังรับแรงเฉือนจะให้ผลที่ดีกว่าทั้งทางด้านความปลอดภัยและการควบคุมความเสียหาย ความต้องการความมั่นใจว่าระบบฉุกเฉินจะยังคงทำงานได้ภายหลังจากการเกิดแผ่นดินไหวและความต้องการเพื่อลดความสูญเสียทางเศรษฐกิจจากความเสียหายของส่วน โครงสร้างและส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง รวมถึงความต้องการระดับพื้นฐานเพื่อความปลอดภัยในชีวิต เช่น โครงสร้างต้องไม่พังทลาย ซึ่งความต้องการเหล่านี้จะสามารถตอบสนองได้โดยความมุ่งมั่นเอาใจใส่ต่อความแข็งแกร่งทางข้างของโครงสร้าง ผนังรับแรง

เดือนที่ใช้ในการออกแบบเพื่อด้านทานแรงลมมาเป็นเวลานาน สามารถนำมาใช้แก้ปัญหาเรื่องความแข็งแรงทางข้างของโครงสร้างได้

โดยปกติผนังรับแรงเดือนจะมีความแข็งแรงมากกว่าโครงอาคารแบบปกติและสามารถต้านทานแรงทางข้างจากแผ่นดินไหวได้ดีกว่า ด้วยเหตุที่ว่าผนังรับแรงเดือนมีความลึกที่มากกว่า ความสามารถในการเสีรูปร่างทางข้างของผนังจึงค่อนข้างจำกัด ดังนั้นถ้าสมมุติให้มีการเลื่อนตัวทางข้างที่มีขนาดเท่ากันแล้ว ผนังรับแรงเดือนจะมีแนวโน้มที่มีกำลังอ่อนกว่าโครงอาคารทั่วไป แต่ในความเป็นจริงในเรื่องของคาบการขจัด ผนังรับแรงเดือนซึ่งมีความแข็งแรงมากกว่าย่อมมีคาบการขจัดที่สั้นกว่าโครงอาคารทั่วไป ผนังรับแรงเดือนจึงมีการเลื่อนตัวทางข้างที่น้อยกว่าภายใต้แรงแผ่นดินไหวขนาดเดียวกัน ในผนังรับแรงเดือนที่มีอัตราส่วนความสูงต่อความยาวในแนวนอน,  $h_w/l_w$  ที่เกินกว่า 2 จะมีพฤติกรรมที่เหมือนกับคานยื่นในแนวดิ่ง การออกแบบจึงควรออกแบบเป็นองค์อาคารรับแรงคดโดยยึดกำลังคดในการออกแบบมากกว่ากำลังเดือน

โครงสร้างที่มีผนังรับแรงเดือนจะมีคุณสมบัติเด่นคือความแข็งแรงของโครงสร้าง ส่วนจุดด้อยที่น่ากังวลคือความสามารถในการเสีรูปร่างของผนังรับแรงเดือน มาตรฐานจึงได้กำหนดแรงทางข้างออกแบบที่มากกว่าเพื่อความมั่นใจว่าจะสามารถต้านทานต่อแผ่นดินไหวได้

ผนังแยกเดี่ยวซึ่งต่ออยู่กับ โครงอาคาร จะเกิดการคลากขึ้นที่ฐานซึ่งเป็นจุดที่เกิดโมเมนต์สูงสุดเป็นอันดับแรก ตรงกันข้ามกับผนังร่วมที่เป็นผนังสองฝั่งหรือมากกว่าเชื่อมต่อกันโดยคานข้อต่อแบบแข็ง (rigidly-connected beam) ที่ระดับพื้น ซึ่งการกระจายพลังงาน (energy dissipation) เข้าสู่ผนังจากการเกิดสภาพอินอีลาสติกที่คานร่วม (coupling beam) จะทำให้เกิดสภาพยึดหมุนที่ฐานของผนัง

โคอะแฟรมที่ใช้เป็นองค์ประกอบของโครงสร้าง เช่น แผ่นพื้นหรือหลังคา จะต้องมึหน้าที่การใช้งานบางส่วนหรือทั้งหมดจากหน้าที่ต่อไปนี้ :

- เป็นค้ำยันของโครงอาคาร อย่างเช่น ผนัง, เครื่องกัน และวัสดุตกแต่ง ซึ่งต้านทานต่อแรงในแนวนอน แต่ไม่มีพฤติกรรมเป็นส่วนหนึ่งของระบบต้านทานแรงในแนวดิ่งของโครงอาคาร
- ถ่ายแรงทางข้างจากจุดกำเนิดแรง (point of application) ไปยังระบบต้านทานแรงในแนวดิ่งของโครงอาคาร

- เป็นข้อต่อร่วมเข้ากับระบบต้านทานแรงในแนวตั้ง โดยจะต้องมีทั้งกำลัง, ความแข็ง และความเหนียวขนาดที่จะทำให้เกิดการเสียวรูปและการหมุนตัวที่สอดคล้องกับระบบต้านทานแรงในแนวตั้ง

ข้อกำหนดหลักของACI บทที่21 ที่เกี่ยวข้องกับผนัง โครงสร้างและไดอะแฟรมเป็นดังนี้ (รูปที่31-13) :

1. เหล็กเสริม(21.6.2.1, 21.6.2.2):

จะต้องมีการจัดวางเหล็กเสริมในผนัง โครงสร้างในสองทิศทางที่ตั้งฉากกันบนระนาบของผนัง อัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำสุดระหว่างเหล็กตามยาวและเหล็กตามขวาง คือ

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} \geq 0.0025$$

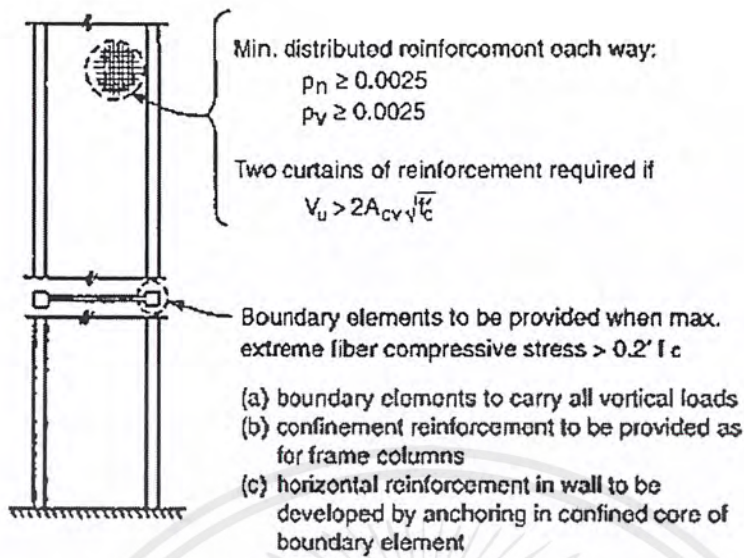
$$\rho_n \geq 0.0025$$

โดยที่  $A_{cv}$  = พื้นที่หน้าตัดสุทธิของคอนกรีต บนระนาบที่เป็นมิติของความหนาและความยาวของผนังซึ่งเป็นทิศทางที่ใช้พิจารณาแรงเฉือน(ในกรณีของผนังรับแรงเฉือน เรียกหน้าตัดนี้ว่าหน้าตัดในแนวนอน)

$A_{sv}$  = พื้นที่รวมของเหล็กเสริมกระจายแรงเฉือนบนระนาบ  $A_{cv}$  ซึ่งเหล็กเสริมกระจายแรงเฉือนนี้คือเหล็กที่วางขวางกับระนาบของ  $A_{cv}$  (ในกรณีของผนังรับแรงเฉือน พื้นที่นี้จะหมายถึงพื้นที่ของเหล็กเสริมแนวตั้งรับแรงเฉือน)

$\rho_n$  = อัตราส่วนเหล็กเสริมบนระนาบที่ตั้งฉากกับระนาบของ  $A_{cv}$  (ในกรณีของผนังรับแรงเฉือน หมายถึงอัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมแนวนอนรับแรงเฉือนกับพื้นที่หน้าตัดในแนวตั้งของผนัง)

จะต้องมีการวางเหล็กเสริมอย่างต่อเนื่องและสม่ำเสมอตลอดพื้นที่รับแรงเฉือน ถ้าหากแรงเฉือนออกแบบมีค่าไม่เกิน  $A_{cv}\sqrt{f'_c}$  ปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดที่ต้องการของผนัง โครงสร้างจะเป็นไปตามหัวข้อที่14.3 สำหรับอัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำสุดที่ต้องการของไดอะแฟรมจะเป็นไปตามหัวข้อที่7.12 (เหล็กเสริมสำหรับการหดตัวเสียน้ำ(shrinkage) และการหดตัวจากอุณหภูมิ(temperature) )



รูปที่ ผ.ข.13.

ACI318-97 [รูปที่31-13 ข้อกำหนดของการออกแบบและรายละเอียดของผนังรับแรงเฉือน]

ระยะเรียงระหว่างเหล็กเสริมจะต้องไม่เกิน 18 in. ในทางยาวหรือทางขวาง หรือทั้งทางยาวและทางขวาง

ในหัวข้อที่ 21.6.2.2 มีข้อกำหนดให้เสริมเหล็กอย่างน้อยสองแถบ แต่ละแถบจะต้องมีเหล็กเสริมวางทั้งทางยาวและทางขวาง ซึ่งข้อกำหนดนี้จะนำมาใช้ต่อเมื่อแรงเฉือนออกแบบมีค่ามากกว่า  $2A_{cv}\sqrt{f'_c}$

ที่ต้องใช้เหล็กเสริมถึงสองแถบเพื่อรับแรงเฉือนดังกล่าว ( $> 2A_{cv}\sqrt{f'_c}$ ) ก็เพื่อลดการแตกร้าวและการเสื่อมกำลังก่อนกำหนดของคอนกรีตที่เคยอยู่ภายใต้แรงกระทำซ้ำไปมา การกระจายเหล็กเสริมให้สม่ำเสมอทั้งทางด้านยาวและสูงของผนังก็จะช่วยควบคุมความกว้างของรอยแตกร้าวในแนวทแยงได้

ควรสังเกตว่าการวางเหล็กเสริมในแนวตั้งในองค์อาคารส่วนขอบ (หรือเมื่อไม่ใช่องค์อาคารส่วนขอบ ก็ต้องวางเหล็กเสริมที่ขอบให้หนาแน่น) เพื่อต้านทานต่อการคดคลากในผนังนั้น ไม่ต้องคำนึงถึงข้อกำหนดของ  $\rho_v$  และ  $\rho_n$

2. โดอะแฟรม(21.6.4):

หัวข้อที่21.6.4 เป็นของใหม่ที่เริ่มมีในACI 318-95 ในหัวข้อที่21.6.4 กำหนดความหนาต่ำสุดของ โดอะแฟรมคอนกรีตและทับหน้าแผ่นพื้นทำหน้าที่เป็น โดอะแฟรมเพื่อถ่ายแรงแผ่นดินไหว ที่ขนาด 2 in. ความหนาต่ำสุดนี้จะใช้ในระบบคดและวอฟเฟิล(joist and waffle systems) และทับหน้าของระบบแผ่นพื้นและหลังคาสำเร็จรูป(precast floor and roof systems)

ในหัวข้อที่21.6.4.2 ได้กำหนดมาตรฐานการออกแบบสำหรับทับหน้าหล่อในที่บนองค์อาคารหล่อสำเร็จเพื่อใช้เป็นโดอะแฟรม แรงยึดเหนี่ยวของทับหน้าแผ่นพื้นจะทำให้ระบบพื้นหรือหลังคาเกิดแรงยึดเหนี่ยวด้านการโก่งตัวของแผ่นพื้น โดยมีข้อกำหนดของเหล็กเสริมเพื่อกระจายแรงเฉือนอย่างต่อเนื่องผ่านข้อต่อขององค์อาคารหล่อสำเร็จ และข้อกำหนดของข้อต่อเพื่อการกระจายแนวแรงและถ่ายแรงเฉือนได้อย่างสมบูรณ์

3. กำลึงเฉือนออกแบบของผนัง(และโดอะแฟรม)(21.6.5):

สำหรับผนังที่มีอัตราส่วนด้านสูงต่อด้านยาว  $h_w / l_w \geq 2.0$  ค่ากำลึงเฉือนหาได้จากสมการต่อไปนี้

$$\phi V_n = \phi A_{cv} (2\sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \quad \text{Eq.(21-6)}$$

โดยที่  $\phi = 0.60$  ยกเว้นกรณีที่กำลังเฉือนระบุมากกว่ากำลึงเฉือนที่คำนวณได้จากกำลึงดัดระบุมของผนัง ซึ่งในกรณีนี้ให้ใช้ค่า  $\phi = 0.85$  สังเกตว่าผนังที่มีอัตราส่วน  $h_w / l_w$  มากกว่า 2 ก็อาจใช้ค่า  $\phi = 0.85$  ได้เหมือนกัน

$A_{cv}$  = ดิ่งที่ได้กล่าวไว้ก่อนหน้า

$\rho_n$  = ดิ่งที่ได้กล่าวไว้ก่อนหน้า

$h_w$  = ความสูงทั้งหมดของผนังหรือส่วนของผนังที่ทำการพิจารณา

$l_w$  = ความยาวทั้งหมดของผนังหรือส่วนของผนังที่พิจารณาในทิศทางเดียวกับแรงเฉือน

สำหรับผนังที่ค่า  $h_w / l_w < 2.0$  ค่ากำลึงเฉือนออกแบบจะหาได้จาก

$$\phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \quad \text{Eq.(21-7)}$$

โดยที่สัมประสิทธิ์  $\alpha_c$  แปรผันเป็นเส้นตรงจากค่า 3.0 เมื่อ  $h_w / l_w = 1.5$  จนถึงค่า 2.0 เมื่อ

$$h_w / l_w = 2.0$$

โดยที่ผนังจะแยกคิดเป็นหลายๆ ส่วนโดยคำนึงถึงช่องเปิด ค่าของ  $h_w / l_w$  ในแต่ละส่วนนั้นจะต้องไม่น้อยกว่าอัตราส่วนเมื่อคิดเป็นผนังหมดทั้งผืน

กำลังเฉือนระบุ  $V_n$  ของทุกส่วนของผนังที่เป็นผนังที่ระหว่างช่องเปิดที่ด้านทานต่อแรงทางข้างจะต้องไม่เกิน  $8A_{cv} \sqrt{f'_c}$  โดยที่  $A_{cv}$  คือพื้นที่ตัดขวางทั้งหมดของผนัง กำลังเฉือนระบุของแต่ละส่วนของผนังจะต้องไม่เกิน  $10A_{cp} \sqrt{f'_c}$  โดยที่  $A_{cp}$  คือพื้นที่ตัดขวางของส่วนของผนัง

ในบทที่ 21 อนุญาตให้คำนวณกำลังเฉือนของผนังรับแรงเฉือนโดยใช้สัมประสิทธิ์  $\alpha_c = 2.0$  อย่างไม่รัดกุม เมื่ออัตราส่วนความสูงต่อความยาวมีค่าต่ำ ก็สามารถเพิ่มกำลังเฉือนของผนังได้โดยเพิ่มค่า  $\alpha_c$  ได้สูงถึง 3.0 เมื่อ  $h_w / l_w = 1.5$  หรือน้อยกว่า

ในบทที่ 21 ได้จำกัดค่ากำลังเฉือนระบุเฉลี่ยของผนัง โครงสร้างไว้ที่  $8\sqrt{f'_c}$  และยอมให้เกินกว่านี้ได้เมื่อแยกคิดผนังออกเป็นแต่ละผืน ซึ่งหน่วยแรงเฉือนของผนังแต่ละผืนนี้จะต้องไม่เกิน  $10\sqrt{f'_c}$  ค่าขอบเขตของกำลังที่ใช้กับผนังที่แยกผืนออกนี้มีเจตนาเพื่อจำกัดความสามารถในการกระจายแรงเฉือนกลับระหว่างจุดเชื่อมต่อของส่วนของผนัง ซึ่งส่วนของผนังนี้หมายถึงส่วนของผนังที่อยู่ระหว่างช่องเปิดกับช่องเปิดหรืออยู่ระหว่างช่องเปิดกับขอบผนัง

มีจุดสำคัญที่ต้องสังเกตและจดจำไว้ก็คือในหัวข้อที่ 9.3.4.1 มีข้อกำหนดของการใช้ตัวคูณลดกำลัง,  $\phi$  สำหรับแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ 0.6 สำหรับทุกองค์อาคาร (ยกเว้นข้อต่อ) เมื่อกำลังเฉือนระบุน้อยกว่ากำลังเฉือนที่ได้จากการคำนวณโดยการใช้อำนาจดัดระบุขององค์อาคารนั้น ในกรณีของคาน แรงเฉือนออกแบบ (กำลังเฉือนที่ต้องการ) หาได้จากการสมมุติให้ค่า probable moment strength สูงสุดที่ปลายคาน (21.3.4.1) เช่นเดียวกันกับเสา แรงเฉือนออกแบบ (กำลังเฉือนที่ต้องการ) ไม่ได้หาจากตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่คูณกับแรงเฉือนที่ได้จากการวิเคราะห์แรงทางข้าง แต่ได้จากการวิเคราะห์โมเมนต์ที่เกิดขึ้นสูงสุดร่วมกับแรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นที่ปลายเสา เจตนาของการใช้วิธีเหล่านี้ใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาเลข 46 อย่างถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การหาค่าแรงเฉือนออกแบบเพื่อให้มั่นใจว่าถึงแม้จะเกิดสภาวะยึดหมุนจากการคดคลากที่ปลายองค์อาคารเนื่องจากอิทธิพลของแผ่นดินไหวต่อการเสีรูปร่าง ก็จะไม่มีการวิบัติด้วยแรงเฉือนเกิดขึ้น ภายใต้เงื่อนไขข้างต้นจึงอนุญาตให้ใช้ตัวคูณลดกำลังของแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ 0.85 และเมื่อแรงเฉือนออกแบบไม่ได้มาจากเงื่อนไขของ probable flexural strength สูงสุดที่ปลายองค์อาคาร มาตรฐานกำหนดให้ลดค่าตัวคูณลดกำลังเฉือนลงเพื่อให้ได้ผลที่เหมือนกันคือป้องกันการวิบัติด้วยแรงเฉือนก่อนเวลาอันควร

ในกรณีของผนังรับแรงเฉือน มีเงื่อนไขในการหาแรงเฉือนออกแบบไม่เหมือนกับคานและเสา เพราะว่าขนาดของแรงเฉือนพื้นฐานของผนัง(หรือในระดับใดๆ ที่อยู่เหนือกว่า) ขึ้นกับอิทธิพลจากแรงและการเสีรูปร่างในแต่ละระดับที่พิจารณา ในบทที่ 21 ได้อธิบายการหาค่าแรงเฉือนออกแบบ (กำลังเฉือนที่ต้องการ),  $V_u$  สำหรับผนังรับแรงเฉือนไว้ว่าจะได้จากการวิเคราะห์แรงทางข้างที่กระทำต่อโครงสร้างร่วมกับร่วมกับตัวคูณน้ำหนักบรรทุกทุกระบบในหัวข้อที่ 9.2(21.6.3) ไม่เหมือนกับพฤติกรรมการคดคลากของคานและเสาที่ต่อกันเป็น โครงอาคารที่สามารถพิจารณาให้เป็น close-coupled system คือแรงและการเสีรูปร่างขององค์อาคารสามารถหาได้จากการเคลื่อนตัวที่ปลายข้อต่อ การเสีรูปร่างจากการคดที่แต่ละหน้าตัดของผนังรับแรงเฉือน(far-coupled system) ได้รับอิทธิพลจากการเคลื่อนตัวที่ออกห่างจากหน้าตัดที่พิจารณา ผลจากการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ของพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกของผนังแยกเดี่ยวภายใต้แรงแผ่นดินไหวยังชี้ให้เห็นว่า แรงเฉือนพื้นฐานของผนังได้รับอิทธิพลจากการตอบสนองในระดับที่สูงกว่า(higher mode of response)

การกระจายแรงทางข้างในระดับมูลฐาน(fundamental mode) อย่างสม่ำเสมอตลอดความยาวของผนังซึ่งใช้อยู่ในมาตรฐานปัจจุบัน จะทำให้เกิดการคดคลากขึ้นพื้นฐานของผนังเนื่องจากการคดเพราะหน้าตัดพื้นฐานของผนังถูกออกแบบให้เกิดการคดคลาก อย่างไรก็ตาม การกระจายตัวของแรงทางข้างรูปแบบอื่นๆ ที่ส่งผลต่อบริเวณฐานของผนัง ก็อาจสามารถทำให้เกิดการคดคลากขึ้นพื้นฐานได้ถ้าหากว่าขนาดของแรงในแนวนอนทำให้แรงเฉือนพื้นฐานเพิ่มขึ้น ผลจากการวิจัยกับผนังแยกเดี่ยวซึ่งสามารถนำมาประยุกต์ใช้กับระบบ โครงอาคาร-ผนังรับแรงเฉือนที่ความยึดหยุ่นของโครงอาคารมีความสัมพันธ์กันกับความยึดหยุ่นของผนังรับแรงเฉือน ชี้ให้เห็นว่าเมื่อทดสอบโดยใช้ผนังที่มีคุณสมบัติที่แตกต่างกันและให้แรงเคลื่อนทดสอบ(input motions) ที่แตกต่างกัน ผลของแรงพลศาสตร์ในแนวนอนที่ทำให้เกิดการคดคลากขึ้นพื้นฐานของผนังด้วยปฏิกิริยาในระดับมูลฐาน จะเกิดการคดคลากได้ในบริเวณช่วงสองในสามของความสูงของผนัง ผลการวิจัยยังแสดงให้เห็นอีกว่าจะเกิดแรงเฉือนพื้นฐานมากกว่าที่เกิดจากการกระจายแรงทางข้างตามปฏิกิริยาในระดับมูลฐาน ผลการวิจัยผนังแยกเดี่ยวนี้แนะนำให้ใช้อัตราส่วนของแรงเฉือนพลศาสตร์สูงสุดต่อ “ แรงเฉือนในระดับมูลฐาน

(fundamental mode shears) ” (คือแรงเฉือนจากการกระจายแรงแวนอนตามมาตรฐานแผ่นดินไหว) ที่มีช่วงระหว่าง 1.3 ถึง 4.0 ค่าอัตราส่วนนี้จะเพิ่มขึ้นตามคาบมูลฐาน(fundamental period)

4. ระยะฝั่งเพิ่มและระยะทาบ(21.6.2.4, 21.6.6.4, 21.6.6.5):

เหล็กเสริมที่ต้องมีการวางต่อเนื่องกันตลอดช่วง หากจะต้องมีการยึดหรือต่อทาบจะต้องทำตามข้อกำหนดของเหล็กเสริมรับแรงดึง(21.5.4)

เหล็กเสริมในแวนอนจากผนังจะต้องมีการยึดไว้กับบริเวณที่เป็นองค์อาคารขอบผนังเพื่อเพิ่มกำลังคลากในเหล็กเสริมแวนอนที่รับแรงดึง

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในเหล็กเสริมทางยาวขององค์อาคารแบบแข็งอาจจะมากกว่าหน่วยแรงที่คำนวณได้ ด้วยเหตุนี้และที่สำคัญคือต้องรักษากำลังคดของผนังไว้ มาตรฐานจึงตั้งข้อกำหนดให้ต้องวางเหล็กเสริมต่อเนื่องอย่างเต็มที่

ในทำนองเดียวกัน เหล็กเสริมแวนอนในผนังที่มีองค์อาคารส่วนขอบจะถูกเรียกชื่อตามหน้าที่การใช้งานว่าเป็นเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ด้วยเหตุนี้เอง มาตรฐานจึงกำหนดให้เหล็กเสริมจะต้องมีการยึด(anchorage)กันอย่างเต็มที่กับองค์อาคารส่วนขอบ(ซึ่งมีพฤติกรรมเหมือนปีกคานยื่นในแนวตั้ง) ควรจะใช้ของ 90 องศาเป็นมาตรฐานเท่าที่จะเป็นไปได้ เช่นนี้แล้วของจะทำให้แรงยึดเหนี่ยวสูญเสีย้อยที่สุด หากไม่เป็นเช่นนั้นจะทำให้เกิดรอยแตกในแนวทแยงขนาดใหญ่ในองค์อาคารขอบผนังเมื่อเกิดการเสีรูปร่างอย่างมากในสภาพอินอีลาสติก

เหล็กเสริมทางขวางที่มาหยุดลงที่บริเวณขอบของผนังรับแรงเฉือนที่ไม่มีองค์อาคารส่วนขอบ จะต้องมีกรงขอแบบมาตรฐานเพื่อยึดติดกับเหล็กเสริมที่ขอบ หรือไม่ก็จะต้องทำเหล็กเสริมที่ขอบให้มีลักษณะเป็นเหล็กลูกตั้งรูปตัว U เสมือนเป็นเหล็กเสริมทางขวางซึ่งมีขนาดเท่ากันและมีระยะเรียงที่เท่ากัน ข้อกำหนดนี้อาจไม่จำเป็นต้องนำมาใช้ก็ได้ถ้าค่า  $V_u$  ในระนาบของผนังมีค่าต่ำกว่า  $A_{cv} \sqrt{f'_c}$  การเพิ่มเติมของหรือเหล็กลูกตั้งรูปตัว U ที่ปลายของเหล็กเสริมทางขวางนี้เพื่อให้เกิดการยึดเหนี่ยว ซึ่งจะส่งผลต่อความต้านทานแรงเฉือนและยังต้านทานการโก่งงอของเหล็กเสริมแนวตั้งที่ขอบ ในผนังที่แรงเฉือนในระนาบมีค่าต่ำ การเพิ่มเติมของเหล็กเสริมในแวนอนซึ่งจะทำหน้าที่เป็นเหล็กเสริมด้านการหดตัวเสียน้ำ ไม่จำเป็นต้องมีก็ได้

5. องค์อาคารส่วนขอบของผนัง โครงสร้าง(21.6.6):

องค์อาคารขอบผนังนั้นจะต้องสร้างประกบที่ขอบด้านตั้งของผนังรวมถึงรอบขอบของช่องเปิด เมื่อ extreme-fiber stress สูงสุดในผนังเนื่องจากแรงต่างๆ ที่คูณตัวคูณแล้วรวมถึงแรงแผ่นดินไหวมีค่าเกินกว่า  $0.2f'_c$  (รูปที่31-14) ขอบเขตขององค์อาคารส่วนขอบอาจจะหยุดลงตรงที่หน่วยแรงอัดมีค่าต่ำกว่า  $0.15f'_c$

องค์อาคารส่วนขอบไม่จำเป็นจะต้องมีก็ได้หากตัวผนังทั้งหมดมีการเสริมเหล็กตามข้อกำหนดเกี่ยวกับเหล็กเสริมทางขวางขององค์อาคารที่รับแรงตามแกนร่วมกับแรงคดตามที่ให้ไว้ใน Eq.(10-6), (21-2), (21-3), (21-4) และมีระยะเรียงเหล็กตามข้อกำหนดด้วย

องค์อาคารส่วนขอบของผนัง โครงสร้างจะต้องออกแบบให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงที่คูณตัวคูณแล้วได้ทั้งหมด ทั้งน้ำหนักของตัวมันเองและน้ำหนักบรรทุกแผ่กระจายบนผนัง เพื่อให้ น้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงนี้มาต้านทานต่อการคดกลับที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ดังนั้นองค์อาคารส่วนขอบจึงต้องการเหล็กเสริมให้แรงคดด้านข้างตามที่ได้อธิบายไว้ใน Eq.(10-6), (21-2), (21-3), (21-4) และมีระยะเรียงเหล็กตามข้อกำหนดตลอดความสูงของผนัง

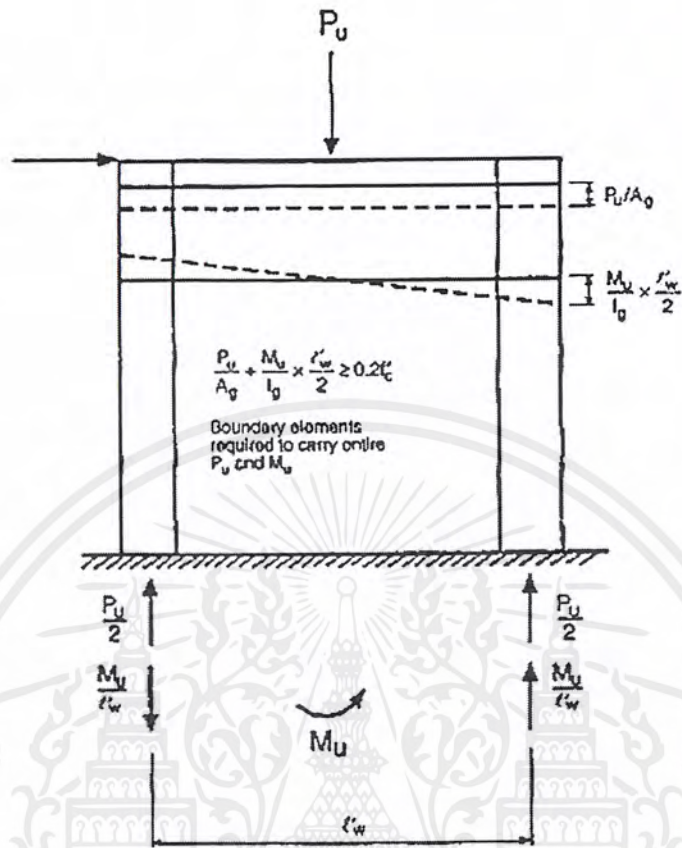
ตามมาตรฐานกำหนดให้หน่วยแรงของคอนกรีตคือ  $0.2f'_c$  ซึ่งเป็นค่าที่คำนวณโดยใช้รูปแบบจำลองแบบอีลาสติกเชิงเส้นบนหน้าตัดขององค์อาคารและแรงต่างๆ ที่คูณตัวคูณแล้ว ตามที่ได้ชี้แนะไว้เกี่ยวกับเรื่องของแรงอัด ผนังรับแรงเฉือนที่มีหน่วยแรงอัดเกินกว่าค่าที่กำหนดนี้จะต้องมีการใช้ องค์อาคารส่วนขอบ

ตามข้อกำหนดได้กำหนดให้การออกแบบขององค์อาคารส่วนขอบต้องสามารถรับน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงได้ทั้งหมด โดยออกแบบโดยใช้แรงในแนวตั้งร่วมกับแรงคดกลับที่เกิดขึ้นจากแรงแผ่นดินไหว ดังแสดงในรูปที่31-14 โดยสมมุติให้องค์อาคารส่วนขอบตั้งอยู่โดดๆ และรับแรงในแนวตั้ง(แรงอัด) ทั้งหมดที่ตำแหน่งหน้าตัดวิกฤตของผนังที่เกิดแรงในแนวนอนจากแผ่นดินไหวขนาดสูงสุดมากระทำ ด้วยภายใต้แรงกระทำที่เข้าไปมาเช่นนี้ การตั้งข้อกำหนดขององค์อาคารส่วนขอบจึงจำเป็นต้องทำอย่างเข้มงวด ข้อกำหนดของเหล็กเสริมให้แรงคดด้านข้างจึงต้องเหมือนกับองค์อาคารที่รับแรงตามแกนร่วมกับแรงคด

การออกแบบของค้ำอาคารขอบผนังจึงเป็นการพิจารณาเสมือนของค้ำอาคารเป็นเสารับแรงตามแกนที่อยู่ภายใต้แรงอัดตามแกนที่ศูนย์กลางแล้วที่หน้าตัดวิกฤต

การที่มาตรฐานกำหนดให้ของค้ำอาคารส่วนขอบออกแบบโดยใช้แรงร่วมระหว่างแรงตามแกนกับแรงดัด โดยไม่สนใจต่อการช่วยผ่อนแรงของแผ่นตั้ง(web) ทำให้ของค้ำอาคารขอบผนังมีขนาดใหญ่โต รวมถึงมีเหล็กเสริมทางยาวเป็นจำนวนมาก นอกจากนี้ข้อกำหนดยังกำหนดให้ตลอดความสูงของของค้ำอาคารส่วนขอบจะต้องมีการวางเหล็กยึดและเหล็กยึดขวางโดยให้มีระยะเรียงสูงสุดเพียง 4 in. ส่วนเหล็กอื่นๆ ที่วางขวางอยู่จะต้องผูกมัดไว้กับที่มุมของเหล็กยึดและเหล็กยึดขวางนี้ จากที่กล่าวจึงเป็นเรื่องยากในการก่อสร้างของค้ำอาคารส่วนขอบ ผลก็คืออาคารที่อยู่ในเขตแผ่นดินไหวสูงสามารถยกเว้นการก่อสร้างผนังรับแรงเฉือนที่ต้องมีของค้ำอาคารส่วนขอบได้ โดยเฉพาะของค้ำอาคารส่วนขอบที่มีขนาดใหญ่จะทำให้ผนังรับแรงเฉือนมีความแข็งแรงต่อการดัดมากเกินไป หากเกิดแรงเฉือนในขนาดที่สูงกว่าที่ได้ออกแบบไว้เนื่องจากแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริงมีขนาดรุนแรงกว่าที่คาด ก็จะทำให้เกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนก่อน

จากที่กล่าวมาข้างต้น ข้อกำหนดชุดใหม่ในการออกแบบผนังรับแรงเฉือนด้วยแรงร่วมระหว่างแรงตามแกนและแรงดัดจึงได้พัฒนาขึ้นและรวมอยู่ในฉบับปี 1994 ของ Uniform Building Code สำหรับตัวอย่างการออกแบบของ ACI จะมีขั้นตอนเหมือนกับของ UBC และควรจะนำมาอ้างอิงร่วมกับสิ่งพิมพ์เผยแพร่ของ PCA ที่ EB 113, Design for Concrete Building for Earthquake and Wind Forces



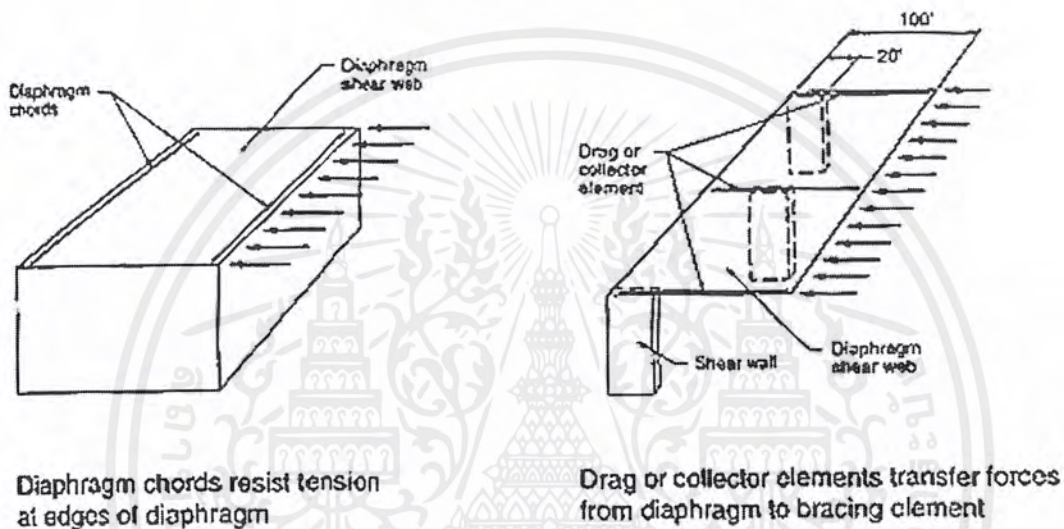
รูปที่ ผ.ข.14. ACI318-97 [รูปที่31-14 ข้อกำหนดขององค์อาคารขอบผนังรับแรงเฉือน]

6. องค์อาคารส่วนขอบของไดอะแฟรมโครงสร้าง(21.6.7):

องค์อาคารส่วนขอบที่เป็นข้อกำหนดของไดอะแฟรมโครงสร้างนั้นแยกย่อยออกมาจากเรื่องของผนังโครงสร้างมาตั้งแต่ฉบับปรับปรุงใหม่ปี92 จากมาตรฐานปี89 ในหัวข้อที่21.6.7.1 มีข้อกำหนดว่าองค์อาคารส่วนขอบของไดอะแฟรมโครงสร้างจะทำหน้าที่ต้านทานต่อผลรวมของแรงตามแกนที่คูณตัวคูณแล้วที่กระทำในแนวระนาบของไดอะแฟรมและแรงที่มาจากกรการหารโมเมนต์ที่คูณตัวคูณแล้วที่หน้าตัดด้วยระยะระหว่างองค์อาคารส่วนขอบที่หน้าตัดนั้น ซึ่งน่าจะทำได้ข้อสมมุติฐานว่าโมเมนต์ที่คูณตัวคูณแล้วทั้งหมดจะถูกต้านทาน โดยแรงที่คอร์ดกระทำที่ด้านตรงข้ามกับขอบของไดอะแฟรม ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะต้องมีการเสริมเหล็ก(21.6.7.2) เพื่อให้เกิดกำลังคลากขององค์อาคารส่วนขอบและองค์อาคารส่วนสะสมแรง(collector element)อย่างเต็มที่(รูปที่31-15) การต่อทาบจะต้องเป็นไปตามหัวข้อที่21.3.2.3 การต่อเชื่อมและการต่อทางกลจะต้องเป็นไปตามหัว

ข้อที่ 21.2.6.1 หากเหล็กเสริมที่คอร์ดต้องฝังอยู่ในส่วนของผนังแล้ว ข้อต่อระหว่างโคะแพร้ม และผนังจำเป็นที่จะต้องจัดทำลึงเลื่อนให้เพียงพอต่อการถ่ายแรงเลื่อน

นอกจากนี้ยังจะพูดถึงองค์อาคารโครงถักคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยถึงแม้ว่าจะมีการอธิบายอย่างละเอียดแล้วในบทที่ 21 ข้อกำหนดหลักๆ ขององค์อาคารโครงถักจะมีความสัมพันธ์กับข้อกำหนดของเหล็กเสริมทางขวางพิเศษเมื่อหน่วยแรงอัดมีค่ามากกว่า  $0.2f'_c$  (21.6.2.3)



รูปที่ ผ.ข.15. ACI318-97 [รูปที่ 31-15 องค์อาคารคอร์ดและส่วนสะสมแรงของโคะแพร้ม]

## 21.7 องค์อาคารที่ไม่มีส่วนร่วมต่อการต้านทานแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว

มักจะเป็นที่เข้าใจกันมาตั้งแต่อดีตว่าไม่ควรวางใจต่อองค์อาคารของโครงอาคารที่ต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวที่ไม่เข้มงวดตามข้อกำหนดที่วางไว้สำหรับองค์อาคารต้านทานแรงทางข้าง ข้อกำหนดขององค์อาคารเหล่านี้โดยหลักจะหมายถึงข้อกำหนดของเหล็กเสริมทางขวางสำหรับให้แรงดันด้านข้างและรับแรงเฉือน แต่ในที่สุดความคิดนี้ก็ถูกปรับปรุงแก้ไขเมื่อครั้งที่เกิดเหตุแผ่นดินไหวที่ Northridge เมื่อปี 1994 โดยที่หลักสำคัญของแนวคิดยังคงเดิมเอาไว้

ข้อกำหนดพิเศษขององค์อาคารไม่ต้านทานต่อแรงทางข้างใน ACI 318 มีหลักอยู่ที่ว่า จะต้องตรวจสอบให้แน่ชัดว่าการเลื่อนตัวทางข้างจะต้องมีขนาดอย่างน้อยสองเท่าของที่คำนวณได้จาก โครงสร้างที่อยู่ภายใต้แรงทางข้างที่คูณตัวคูณแล้ว ข้อกำหนดที่เป็นดังนี้เพราะมีเจตนาที่ให้ผู้สามารถ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและตัวอย่างอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สร้างระบบรับน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงที่ยังคงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งได้โดยไม่มีภาระลดค่าภายใต้การเคลื่อนตัวออกแบบจากแรงแผ่นดินไหว ถึงแม้ว่าจะไม่จำเป็นต้องพิจารณาองค์อาคารที่เป็นระบบรับน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียวให้สามารถรับ โมเมนต์และแรงเฉือนที่เกิดจากแรงทางข้าง แต่ถึงกระนั้นก็ต้องมีการจัดหาเหล็กเสริมให้แรงค้ำด้านข้างให้เพียงพอในบริเวณที่อาจเกิดสภาพพลาสติกยึดเหนี่ยวภายใต้การเคลื่อนตัวออกแบบจากแรงแผ่นดินไหว

มีความเห็นที่แตกต่างกันในหมู่วิศวกรถึงจุดประสงค์ของข้อกำหนดในหัวข้อ A.8 ของ ACI 318-83 และยังมีความเห็นแตกต่างกันในการนำข้อกำหนดนี้มาใช้ ในหัวข้อที่ 21.8 ของ ACI 318-89 จะได้ให้รายละเอียดของข้อกำหนดและได้วางขอบเขตไว้ในวงเล็บเข้ากว่าในข้อกำหนดของหัวข้อ A.8

เมื่อครั้งที่เกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ Northridge ในปี 1994 ได้เกิดการพังทลายหรือพังทลายบางส่วนของอาคารอย่างน้อยที่เป็นที่จอดรถสองแห่ง ซึ่งมีการอ้างสาเหตุสำคัญว่าเกิดการวิบัติของเสาภายในที่ออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียว จากประสบการณ์อันนี้ ข้อกำหนดขององค์อาคารที่ไม่มีส่วนร่วมต่อการต้านทานแรงแผ่นดินไหว(บางครั้งเรียกว่า deformation compability requirements) จึงได้ถูกเขียนขึ้นใหม่ให้เป็นไปอย่างครอบคลุมในมาตรฐานปี 95 แผนภูมิลำดับขั้นตอนในรูปที่ 31-16 ถูกพัฒนาขึ้นและทำให้ง่ายต่อการเข้าใจข้อกำหนดใหม่ ซึ่งข้อกำหนดนั้นเป็นดังต่อไปนี้

1. กำหนดค่าโมเมนต์และแรงเฉือน(E) ในทุกๆ องค์อาคารที่จะออกแบบที่ไม่ใช่ระบบต้านทานแรงทางข้าง เพราะมีการเคลื่อนตัวเป็นสองเท่าของระบบต้านทานแรงทางข้างอันเนื่องมาจากแรงทางข้างที่คุณตัวคุณแล้ว(แรงทางข้างระบุจากมาตรฐานทั่วไปของอาคารใช้ตัวคุณน้ำหนักบรรทุกจาก ACI 318)

2. หาค่า  $M_u$ ,  $V_u$  จากค่าที่มากกว่าของน้ำหนักบรรทุกรวมข้างล่างนี้ :

$$U = 1.05D + 1.28L \pm E$$

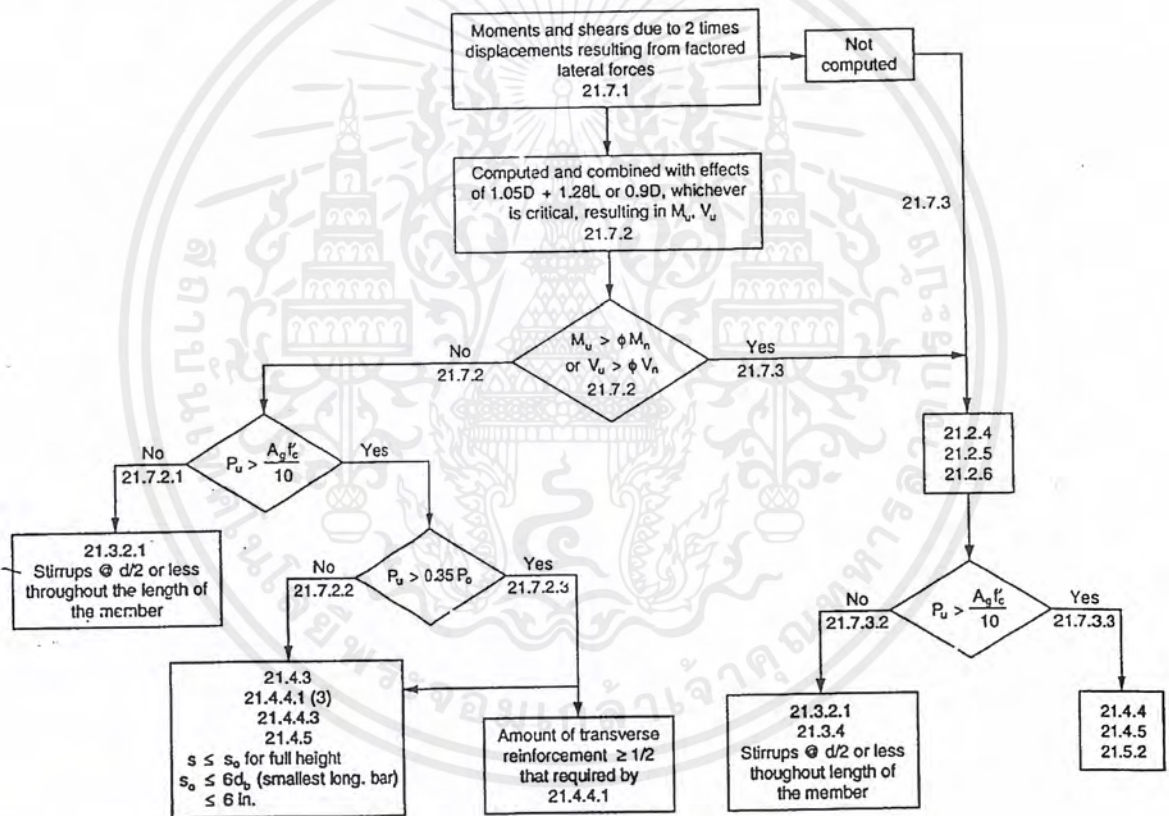
$$U = 0.9D \pm E$$

กรุณาสังเกตว่าค่า E จากสมการข้างบนนี้ได้จากการคำนวณในขั้นตอนที่ 1

3. ถ้าทั้ง  $M_u \leq \phi M_n$  และ  $V_u \leq \phi V_n$  สำหรับองค์อาคารที่เป็นระบบรับน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงแล้ว องค์อาคารนั้นจะยังคงอยู่ในสภาพอีลาสติกภายใต้การเคลื่อนตัวออกแบบจากแผ่นดินไหว ถ้าหาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

องค์อาคารนั้นคือคาน ( $P_u \leq A_g f'_c / 10$ ) แล้วองค์อาคารจะต้องทำตามข้อกำหนดในหัวข้อที่ 21.3.2.1 (ข้อกำหนดของปริมาณเหล็กเสริมทางยาวสูงสุด) นอกจากนี้ระยะเรียงของเหล็กดัดตั้งที่ไม่เกิน  $d/2$  จะต้องจัดวางไว้ตลอดความยาวขององค์อาคาร ถ้าหากองค์อาคารนั้นคือเสา ( $P_u > A_g f'_c / 10$ ) แล้วองค์อาคารจะต้องทำตามข้อกำหนดในหัวข้อที่ 21.4.3, 21.4.4.1(3), 21.4.4.3 และ 21.4.5 นอกจากนี้เหล็กยึดขวางที่มีระยะเรียงสูงสุดคือ  $s_o$  จะต้องจัดวางไว้ตลอดความสูงของเสา โดยที่  $s_o$  จะต้องไม่เกิน 6 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางที่เล็กที่สุดของเหล็กเสริมทางยาวหรือไม่เกิน 6 in. นอกเหนือจากนี้ถ้า  $P_n > 0.5P_o$  แล้ว ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางจะต้องจัดวางไว้ไม่ต่ำกว่าเท่าครึ่งของที่ต้องการในหัวข้อที่ 21.4.4.1



รูปที่ ผ.ข.16.

ACI318-97 [รูปที่ 31-16 ข้อกำหนดองค์อาคารที่ไม่มีส่วนร่วมต่อการต้านทานแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว]

- ถ้า  $M_u$  หรือ  $V_u$  ที่หาได้จากขั้นตอนที่ 2 สำหรับองค์อาคารในระบบรับน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงมีค่ามากกว่า  $\phi M_n$  หรือ  $\phi V_n$  (โปรดสังเกตว่าถ้าไม่มีการตรวจสอบ deformation compability แล้วจะต้องสมมุติให้อยู่ในกรณีนี้) แล้วองค์อาคารนั้นจะอยู่ในสภาพอินอีลาสติกภายใต้การเคลื่อนตัวออก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและตัวอย่างอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แบบจากแผ่นดินไหว ในกรณีนี้วัสดุโครงสร้างจะต้องเป็นไปตามหัวข้อที่21.2.4 และ21.2.5 และการต่อทาบเหล็กเสริมจะต้องเป็นไปตามหัวข้อที่21.2.6 ถ้าหากว่าองค์อาคารนั้นคือคาน ( $P_u \leq A_g f'_c / 10$ ) แล้วองค์อาคารจะต้องทำตามข้อกำหนดในหัวข้อที่21.3.2.1 และ21.3.4 นอกจากนี้ระยะเรียงของเหล็กดัดที่ไม่เกิน $d/2$  จะต้องจัดวางไว้ตลอดความยาวขององค์อาคาร ถ้าหากองค์อาคารนั้นคือเสา ( $P_u > A_g f'_c / 10$ ) แล้วองค์อาคารนั้นจะต้องจัดรายละเอียดให้เป็นองค์อาคารแบบเหนียวอย่างเต็มที่ตามข้อกำหนดในหัวข้อที่21.4.4, 21.4.5 และ21.5.2.1

## 21.8 ข้อกำหนดของโครงสร้างอาคารในพื้นที่เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง

ถึงแม้ว่าในบทที่21 ของACI จะไม่ได้ให้ความหมายของ “ความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง” ในเชิงที่สามารถวัดเป็นปริมาณออกมาได้ แต่ก็ได้กล่าวไว้ว่า ความรุนแรงของการสั่นไหวของพื้นดินในพื้นที่ดังกล่าวเป็นสัดส่วนอันหนึ่งกับความรุนแรงในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง จากคำอธิบายข้างต้นน่าจะอ้างอิงได้ว่าเป็น zone 2 ตามที่อธิบายไว้ในUBC-94 หรือSPC C Building ตามที่อธิบายไว้ในBOCA/NBC-93 หรือSBC-94 โดยดูได้จากเนื้อหาส่วนที่1 และคำอธิบายที่ให้ไว้ข้างต้นในเนื้อหาส่วนที่31

สำหรับพื้นที่ที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง ข้อกำหนดของการออกแบบผนังรับแรงเฉือนที่ได้ให้ไว้ในเนื้อหาส่วนหลักของมาตรฐานACI ก็สามารถพิจารณานำมาใช้ได้โดยที่สามารถให้ความเหนียวอย่างเพียงพอ(ดูตารางที่31-3) ข้อกำหนดในบทที่21 ของโครงสร้างในพื้นที่ที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลางส่วนใหญ่จะเกี่ยวข้องกับ โครงอาคาร

ความแตกต่างระหว่างองค์อาคารรับแรงดัดและเสาในเรื่องของแรงอัดตามแกนที่มีค่า  $A_g f'_c / 10$  ที่ใช้ในเขตที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง ก็สามารถนำมาใช้ในพื้นที่ที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลางได้เช่นกัน(21.2.8)

สำหรับแรงเฉือนออกแบบของคาน, เสา และแผ่นพื้นสองทางที่ต้านทานต่อผลกระทบของแผ่นดินไหว ขนาดของแรงเฉือนออกแบบหรือกำลังเฉือนที่ต้องการ(21.8.3) ไม่ควรจะเกินค่าทั้งสองต่อไปนี้

- a. ผลรวมของแรงเฉือนที่ได้จากกำลังโมเมนต์ระบุมุมที่แต่ละปลายขององค์อาคารและที่ได้จากน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงที่คูณตัวคูณแล้ว ซึ่งที่กล่าวมานี้จะเหมือนกับข้อกำหนดของพื้นที่ที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูงที่แสดงในรูป 31-3 ยกเว้นว่าหน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงคดจะมีค่า  $f_y$  มากกว่าที่จะมีค่าเป็น  $1.25f_y$  หรือ
- b. แรงเฉือนสูงสุดที่คูณตัวคูณแล้วที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงออกแบบและแรงแผ่นดินไหวออกแบบ แต่ผลกระทบของแผ่นดินไหวใช้เป็นสองเท่าจากค่าที่คำนวณได้ ดังนั้นถ้าน้ำหนักบรรทุกวิกฤตรวมประกอบด้วยน้ำหนักบรรทุกตายตัว(D) + น้ำหนักบรรทุกจร(L) + ผลกระทบจากแผ่นดินไหว(E) แล้ว แรงเฉือนออกแบบจะคำนวณได้จาก

$$U = 0.75[1.4D + 1.7L + 2(1.87E)]$$

รายละเอียดของข้อกำหนดของคาน(21.8.4) คือ กำลังโมเมนต์บวกที่ผิวของจุดต่อจะต้องไม่เกิน 1/3 ของกำลังโมเมนต์ลบที่หน้าตัดเดียวกัน(อันนี้เปรียบได้กับ 1/2 สำหรับคานในพื้นที่ที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง รูปที่ 31-1) กำลังโมเมนต์ทั้งค่าบวกหรือลบในแต่ละหน้าตัดใดๆ จะต้องไม่เกิน 1/5 ของกำลังโมเมนต์สูงสุดที่ปลายคาน

ข้อกำหนดของระยะเรียงของเหล็กดัดตั้งนั้นเหมือนกับของคานในพื้นที่ที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง(รูปที่ 31-2) อย่างไรก็ตาม เหล็กปลอกชนิดวงปิดจะไม่ต้องกรในจุดที่อาจเกิดสภาพพลาสติกยึดหนุม ควรสังเกตไว้ว่าในหัวข้อที่ 7.11.2 มีข้อกำหนดอยู่ว่าเหล็กเสริมเพื่อรับแรงทางข้างขององค์อาคารรับแรงคดที่รับแรงกระทำเข้าไปมา ที่ค้ำยันนั้นจะต้องประกอบขึ้นจากเหล็กยึดชนิดวงปิด, เหล็กดัดตั้งชนิดวงปิด หรือเหล็กปลอกเกลียวโดยรอบเหล็กเสริมรับแรงคด

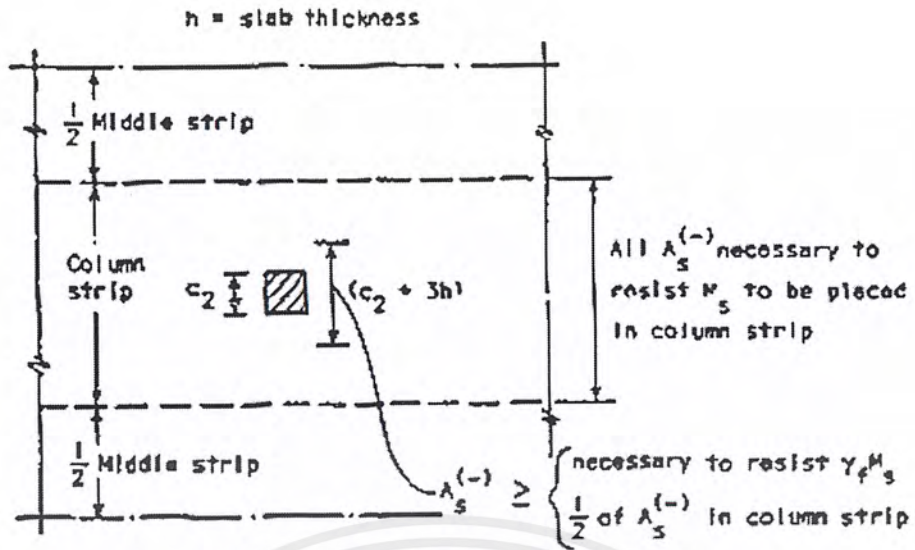
รายละเอียดของข้อกำหนดของเสา(21.8.5) คือ ข้อกำหนดของระยะเรียงของเหล็กยึดในเสาให้ใช้หัวข้อที่ 21.8.5.1 โดยจัดวางในบริเวณที่อาจเกิดสภาพพลาสติกยึดหนุม( $l_o$ ) อย่างเช่นที่ปลายของเสาในพื้นที่ที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูงก็นำมาใช้กับที่แต่ละปลายของเสาในกรณีนี้ด้วย ระยะเรียงของเหล็กยึดในบริเวณที่มีสภาพเป็นพลาสติกยึดหนุมจะต้องไม่เกินค่าต่ำสุดของ: (a) แปดเท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางที่เล็กที่สุดของเหล็กเสริมทางยาวที่ถูกล้อมรอบอยู่, (b) 24 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กยึด, (c) เท่าครึ่งของขนาดด้านสั้นที่สุดของหน้าตัดเสา และ (d) 12 in. จากจุดสิ้นสุดของบริเวณที่มีสภาพพลาสติกยึดหนุมแล้วระยะเรียงจะต้องไม่เกินสองเท่าของค่าดังกล่าวนี้ เหล็กยึดอันแรกจะต้องวางในตำแหน่งระยะไม่เกินครึ่งหนึ่งของค่าข้างบนโดยวัดจากผิวของข้อต่อ โดยเหล็กเสริมที่ข้อต่อจะต้องเป็นไปตามข้อกำหนดที่ 11.11.2

รายละเอียดข้อกำหนดของแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คานรองรับ(21.8.6) คือ มีข้อกำหนดของแผ่นพื้นสองทางไร้คานในบทที่21 ที่ใช้กับพื้นที่ที่เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลางโดยเฉพาะ ซึ่งนี้ก็ชี้ให้เห็นว่าการออกแบบแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คานนั้นยอมรับให้ใช้เฉพาะในพื้นที่ที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลางเท่านั้น

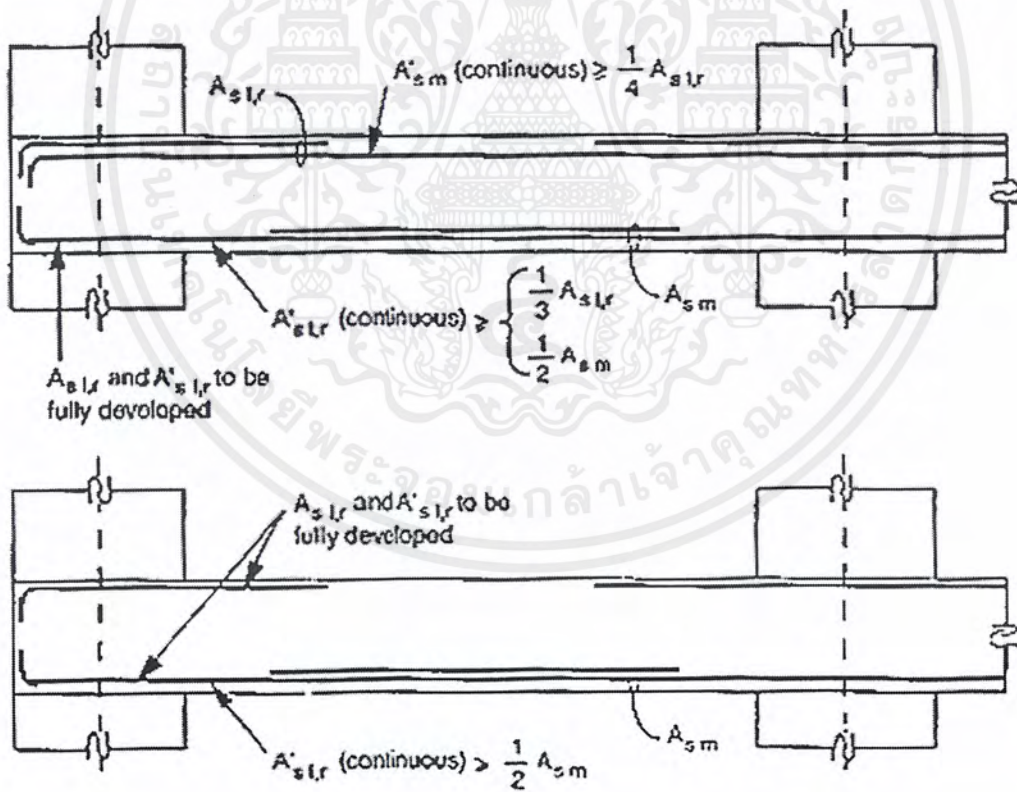
ข้อกำหนดของพื้นไร้คานดังแสดงในรูปที่31-17 และ31-18 โมเมนต์,  $M_s$  ในรูปที่31-17 เป็นส่วนของโมเมนต์ของแผ่นพื้นที่ถูกตัวคูณแล้วที่สมดุลกับโมเมนต์ที่ค้ำยัน ค่า  $\gamma_f$  แสดงถึงสัดส่วนของโมเมนต์ที่ไม่สมดุลที่ข้อต่อซึ่งถ่ายเข้าสู่พื้นเนื่องจากการค้ำยันที่อธิบายในบทที่13 ของมาตรฐาน คือ

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

โดยที่  $b_1$  = ความกว้างของหน้าตัดวิกฤตที่อธิบายไว้ในหัวข้อที่11.12.1.2 วัลในทิศทางของช่วงที่พิจารณาโมเมนต์  
 $b_2$  = ความกว้างของหน้าตัดวิกฤตที่อธิบายไว้ในหัวข้อที่11.12.1.2 วัลในทิศทางที่ตั้งฉาก  $b_1$



รูปที่ ผ.ข.17. ACI318-97 [รูปที่31-17 ข้อกำหนดของการวางเหล็กเสริม  
ในแผ่นพื้น ไร้คาน ในพื้นที่ที่เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง]



รูปที่ ผ.ข.18. ACI318-97 [รูปที่31-18 ข้อกำหนดของการจัดเหล็กเสริมใน  
แผ่นพื้น ไร้คาน ในพื้นที่ที่เสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลาง]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและตัวอย่างอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## ข้อมูลเพิ่มเติม

สำหรับตำราที่เป็นเรื่องการออกแบบอาคารคอนกรีตรับแรงแผ่นดินไหวเพื่อการศึกษา  
ข้อมูลให้ลึกซึ้งมากกว่านี้ ผู้ออกแบบแนะนำให้อ้างอิงจากสิ่งพิมพ์เผยแพร่ของPCA เรื่องDesign of  
Concrete Buildings for Earthquake and Wind Forces



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและ 59 อ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# ภาคผนวก ก

กฎกระทรวง ฉบับที่ 49 (พ.ศ.2540)

ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ.2522



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



## กฎกระทรวง

ฉบับที่ ๔๕ (พ.ศ. ๒๕๕๐)

ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. ๒๕๒๒

อาศัยอำนาจตามความในมาตรา ๕ (๓) และมาตรา ๘ (๓) แห่งพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. ๒๕๒๒ รัฐมนตรีว่าการกระทรวงมหาดไทยโดยคำแนะนำของคณะกรรมการควบคุมอาคาร ออกกฎกระทรวงไว้ดังต่อไปนี้

ข้อ ๑ ให้ใช้บังคับกับกฎกระทรวงนี้ในท้องที่จังหวัดกาญจนบุรี จังหวัดเชียงราย จังหวัดเชียงใหม่ จังหวัดตาก จังหวัดน่าน จังหวัดพะเยา จังหวัดแพร่ จังหวัดแม่ฮ่องสอน จังหวัดลำปาง และจังหวัดลำพูน

ข้อ ๒ กฎกระทรวงนี้ให้ใช้บังคับกับอาคารประเภทโรงแรม หอประชุม โรงแรม โรงพยาบาล สถานศึกษา หอสมุด สนามกีฬากลางแจ้ง สถานกีฬาในร่ม ตลาด ห้างสรรพสินค้า ศูนย์การค้า สถานบริการ ทำอาภาศยาน อาคารจอดรถ สถานีรถ ศาสนสถาน อัฒจันทร์ หอศิลป์ พิพิธภัณฑ์สถาน อาคารเก็บวัตถุระเบิดได้ วัตถุไวไฟ วัตถุมีพิษ หรือวัตถุที่มีอันตรายอื่นที่มีความสูงเกิน ๑๕ เมตร

ข้อ ๓ ในการออกแบบโครงสร้างอาคารให้คำนึงถึงการจัดรูปแบบอาคารเพื่อให้มีเสถียรภาพ ต่อการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว การให้รายละเอียดปลีกย่อยบริเวณรอยต่อระหว่างปลานชั้นส่วน โครงสร้างต่างๆ และการจัดให้โครงสร้างทั้งระบบมีความเหนียว (Ductility) เพื่อป้องกันการวิบัติแบบ ล้มเชิง

การคำนวณออกแบบโครงสร้างอาคารแต่ละชั้นส่วน ให้ใช้ค่าหน่วยแรงของผลจากแผ่นดินไหว หรือผลจากแรงลมตามที่กำหนดในกฎกระทรวง ฉบับที่ ๖ (พ.ศ. ๒๕๒๗) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. ๒๕๒๒ ที่มีต่อชั้นส่วนโครงสร้างนั้น ค่าใดค่าหนึ่งที่สูงกว่า

ข้อ ๔ ในการคำนวณออกแบบโครงสร้างอาคารที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอ หรือโครงสร้างอาคารที่ใดๆ ที่ไม่ใช่อาคารตามที่กำหนดในข้อ ๕ ผู้คำนวณออกแบบต้องเป็นผู้ได้รับใบอนุญาตเป็นผู้ประกอบวิชาชีพ

วิศวกรรมควบคุมตั้งแต่ประเภทสามัญวิศวกรขึ้นไป และต้องกำหนดให้อาคารสามารถรับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออาคาร โดยใช้วิธีการคำนวณเชิงกลศาสตร์

ข้อ ๕ การออกแบบโครงสร้างอาคารที่มีลักษณะเป็นตึก บ้าน เรือน โรง หรือสิ่งก่อสร้างขึ้นอย่างอื่นที่มีลักษณะคล้ายคลึงกัน ให้ผู้ออกแบบอาคารคำนวณให้อาคารสามารถรับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวได้ โดยคำนวณแรงเฉือนตามวิธีดังต่อไปนี้ เว้นแต่จะใช้วิธีอื่นซึ่งวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย หรือส่วนราชการหรือนิติบุคคลซึ่งมีวิศวกรประเภทวุฒิวิศวกร สาขาวิศวกรรมโยธา ตามกฎหมายว่าด้วยวิชาชีพวิศวกรรมเป็นผู้ให้คำแนะนำปรึกษา และลงลายมือชื่อรับรองผลการตรวจสอบงานวิศวกรรมควบคุม ให้การรับรอง

(๑) ให้คำนวณแรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน ดังนี้

$$V = ZIKCSW$$

V คือ แรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน

Z คือ สัมประสิทธิ์ของความเข้มของแผ่นดินไหวตามที่กำหนดในข้อ ๖

I คือ ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคารตามที่กำหนดในข้อ ๗

K คือ สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบตามที่กำหนดในข้อ ๘

C คือ ค่าสัมประสิทธิ์ หากได้จากสูตรในข้อ ๑๐

S คือ สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งอาคารตามที่กำหนดในข้อ ๑๑

W คือ น้ำหนักของตัวอาคารทั้งหมดรวมทั้งน้ำหนักของวัสดุอุปกรณ์ ซึ่งยึดติดกับที่ โดยไม่รวมน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับอาคารทั่วไป หรือน้ำหนักของตัวอาคารทั้งหมดรวมกับร้อยละ ๒๕ ของน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับโกดังหรือคลังสินค้า

(๒) ให้กระจายแรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน ออกเป็นแรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

(ก) แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นบนสุดของอาคาร ให้คำนวณ ดังนี้

$$F_t = 0.07 TV$$

ค่าของ  $F_t$  ที่ได้จากสูตรนี้ไม่ให้ใช้เกิน ๐.๒๕ v และถ้าหาก T มีค่าเท่ากับหรือต่ำกว่า ๐.๗ วินาที ให้ใช้ค่าของ  $F_t$  เท่ากับ ๐

(ข) แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นต่างๆ ของอาคาร รวมทั้งชั้นบนสุดของอาคารด้วย ให้คำนวณ ดังนี้

$$F_x = \frac{(V-F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

$F_t$  คือ แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นบนสุดของอาคาร

$F_x$  คือ แรงในแนวราบที่จะกระทำต่อพื้นที่ชั้นที่  $x$  ของอาคาร

$T$  คือ คาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคาร มีหน่วยเป็นวินาที หากค่าได้ตามสูตร  
ในข้อ ๘

$V$  คือ แรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน

$W_x, W_i$  คือ น้ำหนักของพื้นอาคารชั้นที่  $x$  และชั้นที่  $i$  ตามลำดับ

$h_x, h_i$  คือ ความสูงจากระดับพื้นดินถึงพื้นที่ชั้นที่  $x$  และพื้นที่ชั้นที่  $i$  ตามลำดับ

$i = 1$  สำหรับพื้นที่ชั้นแรกที่อยู่สูงถัดจากพื้นชั้นล่างของอาคาร

$x = 1$  สำหรับพื้นที่ชั้นแรกที่อยู่สูงถัดจากพื้นชั้นล่างของอาคาร

$\sum_{i=1}^n W_i h_i$  คือ ผลรวมของผลคูณระหว่างน้ำหนักกับความสูงจากพื้นที่ชั้นที่ ๑  
ถึงชั้นที่  $n$

$i = 1$

$n$  คือ จำนวนชั้นทั้งหมดของอาคาร

ข้อ ๖ ค่าสัมประสิทธิ์ของความเข้มของแผ่นดินไหว ( $Z$ ) ให้ใช้เท่ากับ ๐.๓๘ หรือ มากกว่า

ข้อ ๗ ค่าคูณเกี่ยวกับการใช้อาคาร ( $I$ ) ให้ใช้ดังนี้

ชนิดของอาคาร	ค่าของ $I$
(๑) อาคารที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน เช่น โรงพยาบาล สถานีดับเพลิง อาคารศูนย์สื่อสาร หรืออาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย เป็นต้น	๑.๕๐
(๒) อาคารที่เป็นที่ชุมนุมคนครั้งหนึ่งๆ ได้มากกว่า ๓๐๐ คน	๑.๒๕
(๓) อาคารอื่นๆ	๑.๐๐

## ข้อ ๘ สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างของอาคารที่รับแรงในแนวราบ (K) ให้ใช้ดังนี้

ระบบและชนิดโครงสร้างรับแรงในแนวราบ	ค่าของ K
(๑) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้กำแพงรับแรงเฉือน (Shear Wall) หรือโครงแกนง (Braced Frame) รับแรงทั้งหมดในแนวราบ	๑.๓๓
(๒) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียว: (Ductile Moment - resisting Space Frame) รับแรงทั้งหมดในแนวราบ	๑.๖๗
(๓) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียว ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกนงด้านแรงในแนวราบ โดยมีข้อกำหนดในการคำนวณออกแบบดังนี้ (ก) โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียวต้องสามารถต้านแรงในแนวราบได้ไม่น้อยกว่าร้อยละ ๒๕ ของแรงในแนวราบทั้งหมด (ข) กำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกนงเมื่อแยกเป็นอิสระจากโครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียวต้องสามารถต้านแรงในแนวราบได้ทั้งหมด (ค) โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียวร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกนงต้องสามารถต้านแรงในแนวราบได้ทั้งหมด โดยสัดส่วนของแรงที่กระทำต่อโครงสร้างแต่ละระบบ ให้เป็นไปตามสัดส่วนความคงตัว (Rigidity) โดยคำนึงถึงการถ่ายเทของแรงระหว่างโครงสร้างทั้งสอง	๑.๘๐
(๔) หอดังนำ รองรับค้ำเสาไม่น้อยกว่า ๔ คัน และมีแกนงชิด และไม่ไค้ตั้งอยู่บนอาคาร <u>หมายเหตุ</u> ผลคูณระหว่างค่า K กับค่า C ให้ใช้ค่าต่ำสุดเท่ากับ ๐.๑๒ และค่าสูงสุดเท่ากับ ๐.๒๕	๒.๕
(๕) โครงอาคารระบบอื่นๆ นอกจากโครงอาคารตาม (๑) (๒) (๓) หรือ (๔)	๑.๐

ข้อ ๕ คาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคาร (T) ถ้าไม่สามารถคำนวณหาคาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคารได้ถูกต้องโดยวิธีอื่น ให้คำนวณตามสูตรดังต่อไปนี้

(๑) สำหรับอาคารทั่วไปทุกชนิด ให้คำนวณตามสูตร

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$$

(๒) สำหรับโครงสร้างแข็งที่มีความเหนียวให้คำนวณตามสูตร

$$T = 0.10 N$$

$h_n$  คือ ความสูงของพื้นอาคารชั้นสูงสุดวัดจากระดับพื้นดินมีหน่วยเป็นเมตร

$D$  คือ ความกว้างของโครงสร้างของอาคารในทิศทางขนานกับแรงแผ่นดินไหว มีหน่วยเป็นเมตร

$N$  คือ จำนวนชั้นของอาคารทั้งหมดที่อยู่เหนือระดับพื้นดิน

ข้อ ๑๐ ในการคำนวณแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออาคารหรือส่วนต่างๆ ของอาคาร ค่าสัมประสิทธิ์ (C) ให้คำนวณตามสูตรดังนี้

$$C = \frac{1}{16 \sqrt{T}}$$

ถ้าคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ได้มากกว่า ๐.๑๒ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๑๒

ข้อ ๑๑ ค่าสัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งของอาคาร (S) มีดังนี้

ลักษณะของชั้นดิน	ค่าของ S
(๑) หิน	๑.๐
(๒) ดินแข็ง	๑.๒
(๓) ดินอ่อน	๑.๕

“หิน” หมายถึง หินทุกลักษณะไม่ว่าจะเป็นหินคล้ายหินเชล (shale) หรือที่เป็นผลึกตามธรรมชาติหรือดินลักษณะแข็งซึ่งมีความลึกของชั้นดินไม่เกิน ๖๐ เมตร และชนิดของดินที่ทับอยู่เหนือชั้นหินเป็นดินที่มีเสถียรภาพดี เช่น ทราย กรวด หรือดินเหนียวแข็ง

“ดินแข็ง” หมายถึง ดินลักษณะแข็งซึ่งความลึกของชั้นดินมากกว่า ๖๐ เมตร และชนิดของดินที่ทับอยู่เหนือชั้นหินเป็นดินที่มีเสถียรภาพดี เช่น ทราย กรวด หรือดินเหนียวแข็ง.

“ดินอ่อน” หมายถึง ดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง และดินเหนียวแข็งหนา มากกว่า ๕ เมตร อาจจะมีชั้นทรายคั่นอยู่หรือไม่ก็ได้

ถ้าผลคูณระหว่างค่า C กับค่า S มากกว่า ๐.๑๕ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๑๕

ข้อ ๑๒ อาคารที่ได้รับใบอนุญาตหรือได้รับใบรับแจ้งการก่อสร้างหรืออาคารที่มีอยู่ก่อนวันที่กฎกระทรวงฉบับนี้ใช้บังคับ ให้ได้รับยกเว้นไม่ต้องปฏิบัติตามกฎกระทรวงนี้

ให้ไว้ ณ วันที่ ๕ พฤศจิกายน พ.ศ. ๒๕๕๐

เสนาะ เทียนทอง

รัฐมนตรีว่าการกระทรวงมหาดไทย

หมายเหตุ :- เหตุผลในการประกาศใช้กฎกระทรวงฉบับนี้ คือ โดยที่เป็นการสมควรกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน และความงกทนของอาคารหรือพื้นดินที่รองรับอาคาร สำหรับการก่อสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว เพื่อให้อาคารต้านทานแรงสั่นสะเทือนดังกล่าวได้ ประกอบกับมาตรา ๘ (๓) แห่งพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. ๒๕๒๒ ได้บัญญัติให้การกำหนดดังกล่าวต้องกระทำโดยกฎกระทรวง จึงจำเป็นต้องออกกฎกระทรวงนี้

# ภาคผนวก ง

มาตรฐานการออกแบบอาคารเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว  
ในประเทศไทยของ วสท.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# มาตรฐานการออกแบบอาคาร เพื่อรับแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทย

ข้อกำหนดและมาตรฐานที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทย ส่วนที่เป็นกฎหมายชัดเจนคือกฎกระทรวงฉบับที่ 49 ที่กล่าวถึงการคำนวณแรงแผ่นดินไหวออกแบบซึ่งบังคับใช้ในจังหวัดทางภาคเหนือ แต่ในสาระและรายละเอียดยังไม่ได้กล่าวถึงข้อบังคับและแนวทางในการออกแบบ โครงสร้างหรืออาคารเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว ในส่วนนี้วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยจึงได้จัดทำมาตรฐานการออกแบบ โครงสร้างเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวขึ้น เพื่อเป็นแนวทางในการออกแบบและรองรับการก่อสร้างอาคารสูงที่เกิดขึ้นต่อไปในอนาคต

ร่างมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว ( จัดทำโดยคณะกรรมการร่างมาตรฐานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในปี พ.ศ.2536 )

## 1. ขอบเขตและข้อจำกัดของวิธีการวิเคราะห์โครงสร้าง

วิธีการวิเคราะห์ โครงสร้างเพื่อรับแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวมี 2 วิธี ได้แก่

1. วิธีพลศาสตร์
2. วิธีแรงสถิตย์เทียบเท่า

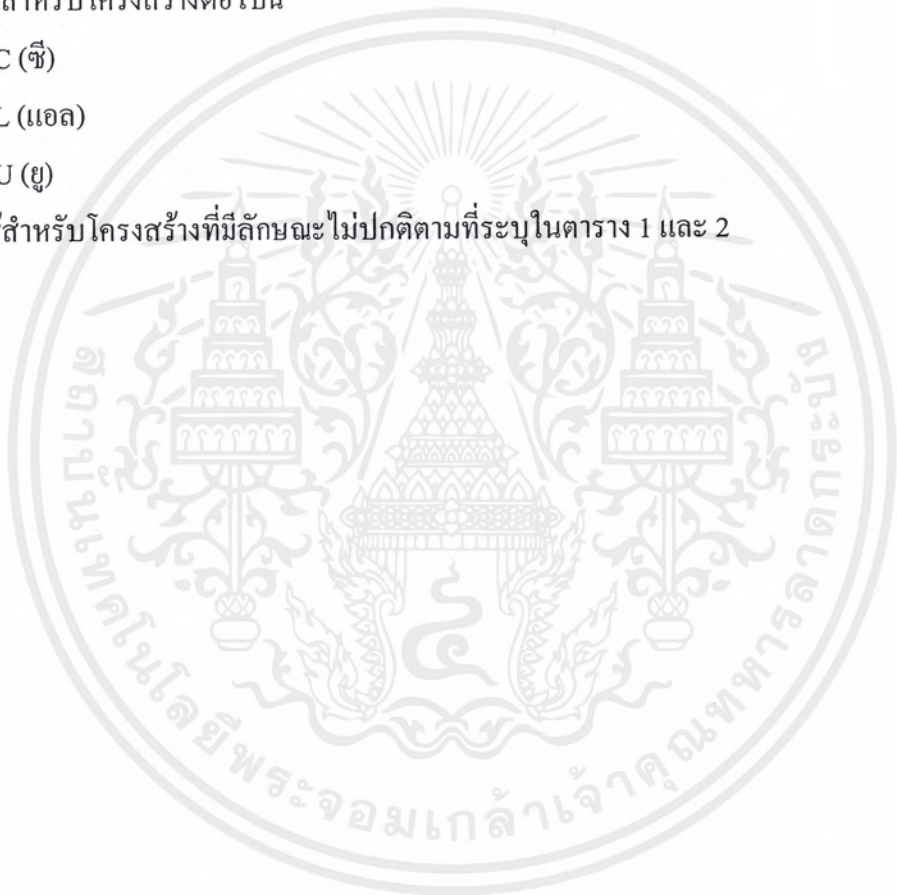
กล่าวโดยทั่วไป โครงสร้างทุกชนิดทั้งรูปทรงปกติและไม่ปกติ สามารถออกแบบโดยใช้วิธีพลศาสตร์ ทั้งนี้เพราะวิธีนี้มีการคำนวณพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของโครงสร้างที่เกิดขึ้นจริงในขณะเกิดแผ่นดินไหว แต่เนื่องจากวิธีนี้มีค่าใช้จ่ายในการคำนวณสูงและมีขั้นตอนที่ยุ่งยากกว่าวิธีแรงสถิตย์เทียบเท่า วิธีนี้จึงมักถูกนำมาใช้วิเคราะห์โครงสร้างเมื่อมีกรณีจำเป็นเท่านั้น เช่น ในกรณีที่อยู่นอกเหนือขอบเขตและข้อจำกัดของวิธีแรงสถิตย์เทียบเท่า หรือในกรณีที่โครงสร้างนั้นมีความสำคัญต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนจำนวนมาก เป็นต้น

สำหรับวิธีแรงสถิตย์เทียบเท่า นั้น โครงสร้างจะถูกออกแบบให้มีกำลังรับแรงสถิตย์ซึ่งกระทำในแนวนอน (รายละเอียดแสดงในหัวข้อที่2) ซึ่งเมื่อประกอบกับการออกแบบให้โครงสร้างมี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา หรือต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความเหนียวที่เหมาะสมแล้ว (รายละเอียดแสดงในหัวข้อที่5) ก็จะสามารถรับแรงแผ่นดินไหวได้โดยไม่เกิดการวิบัติ วิธีนี้ได้กำหนดขึ้นบนสมมติฐานว่า โครงสร้างมีรูปทรงปกติสมมาตรและพฤติกรรมพลศาสตร์เป็นพฤติกรรมของ MODE พื้นฐานเป็นหลัก ดังนั้นการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีนี้จึงมีขอบเขตจำกัด ไม่อาจนำไปใช้ได้ในกรณีขัดแย้งกับข้อสมมติฐานนี้ด้วยเหตุผลดังกล่าว การใช้วิธีแรงสถิตย์เทียบเท่าจึงมีขอบเขตและข้อกำหนด ดังนี้

1. ใช้ได้สำหรับ โครงสร้างรูปทรงปกติ
2. ห้ามใช้สำหรับโครงสร้างต่อไปนี้  
รูปตัว C (ซี)  
รูปตัว L (แอล)  
รูปตัว U (ยู)
3. ห้ามใช้สำหรับโครงสร้างที่มีลักษณะไม่ปกติตามที่ระบุในตาราง 1 และ 2



ตารางที่ ผ.ง.1.

ความผิดปกติในแนวตั้งของโครงสร้าง

(VERTICAL STRUCTURAL IRREGULARITIES)

ประเภทของความผิดปกติและคำจำกัดความ

- ก. ความผิดปกติด้านความแข็ง-ชั้นที่อ่อนไหว (STIFFNESS IRREGULARITY – SOFT STORY) ชั้นที่อ่อนไหวหมายถึงชั้นที่ความแข็งทางด้านข้าง (LATERAL STIFFNESS) มีค่าน้อยกว่า 70% ของความแข็งของชั้นที่อยู่สูงถัดไป หรือมีค่าน้อยกว่า 30% ของความแข็งเฉลี่ยของ 3 ชั้นที่อยู่สูงขึ้นไป
- ข. ความผิดปกติด้านน้ำหนักหรือมวล (WEIGHT OR MASS IRREGULARITY) เมื่อมวลของชั้นใดมีค่ามากกว่า 150% ของมวลในชั้นถัดไปให้ถือว่าโครงสร้างมีความผิดปกติยกเว้นในกรณีที่มวลของหลังคามีค่าน้อยกว่ามวลของชั้นถัดไป
- ค. ความผิดปกติทางเรขาคณิตในแนวตั้ง (VERTICAL GEOMETRIC IRREGULARITY) เมื่อมิติแนวนอนของระบบต้านแรงด้านข้างในชั้นใดมีค่ามากกว่า 130% ของมิติแนวนอนของชั้นถัดไปให้ถือว่าโครงสร้างมีความผิดปกติ ยกเว้นกรณีชั้นเหนือหลังคาที่สูงเพียงชั้นเดียว (ONE-STORY PENTHOUSE)
- ง. ความไม่ต่อเนื่องในระนาบขององค์ประกอบแนวตั้งที่ใช้ต้านแรงด้านข้าง (IN-PLANE DISCONTINUITY IN VERTICAL LATERAL FORCE RESISTING ELEMENT) ระยะลดขนาดขององค์ประกอบต้านแรงด้านข้าง มากกว่าความยาวขององค์ประกอบนั้น
- จ. ความไม่ต่อเนื่องด้านความสามารถในการรับแรง-ชั้นที่อ่อนแอ (DISCONTINUITY IN CAPACITY – WEAK STORY) เมื่อกำลังของชั้นใดมีค่าน้อยกว่า 80% ของกำลังของชั้นที่อยู่สูงขึ้นไป ให้ถือว่าชั้นนั้นเป็นชั้นที่อ่อนแอกำลังของชั้นใด คือ ผลบวกของกำลังขององค์ประกอบที่ต้านแรงเฉือนที่เกิดจากแผ่นดินไหวในทิศทางที่กำลังพิจารณาอยู่

ตารางที่ ผ.ก.2.

ความผิดปกติในแนวนอนของโครงสร้าง  
(PLAN STRUCTURAL IRREGULARITIES)

ประเภทของความผิดปกติและคำจำกัดความ

- ก. ความผิดปกติในการรับแรงบิด (พิจารณา เมื่อไดอาแฟมเป็นประเภทแข็ง) เมื่อความเบี่ยงเบนของชั้นที่ปลายด้านหนึ่งของโครงสร้างมีค่ามากกว่า 1.2 เท่าของค่าความเบี่ยงเบนเฉลี่ยของชั้นที่ปลายทั้งสองข้างของโครงสร้างให้ถือว่าโครงสร้างมีความผิดปกติ
- ข. มุมหัก  
เมื่อแปลนพื้นของ โครงสร้างและระบบต้านแรงด้านข้าง มีมุมหัก และแต่ละด้านของมุมหักมีค่ามากกว่า 15% ของความกว้างของ โครงสร้างในทิศทางเดียวกันให้ถือว่าโครงสร้างมีความผิดปกติ
- ค. ความไม่ต่อเนื่องของไดอาแฟม  
ความไม่ต่อเนื่องของไดอาแฟมหรือความแตกต่างของความแข็งรวมทั้งช่องเจาะหรือช่องเปิดที่มีพื้นที่มากกว่า 50% ให้ถือว่าโครงสร้างมีความผิดปกติ
- ง. ระยะถอยฉากนอกระนาบ  
ทางเดินของแรงไม่ต่อเนื่อง เนื่องจากองค์ประกอบแนวตั้งอยู่คนละระนาบ ให้ถือว่าโครงสร้างมีความผิดปกติ  
ระบบที่ไม่ขนานกัน องค์ประกอบแนวตั้งที่ต้านแรงด้านข้างไม่ขนานกับแกนหลักของระบบต้านแรงด้านข้าง ให้ถือว่าโครงสร้างมีความผิดปกติ

## 2. วิธีแรงสถิตย์เทียบเท่า (EQUIVALENT STATIC FORCE METHOD)

### 2.1 ทั่วไป

อาคารทุกหลังหรือโครงสร้างพร้อมด้วยทุกส่วนที่เกี่ยวข้อง ต้องได้รับการออกแบบและก่อสร้างให้รับแรงในแนวนอนที่จะกล่าวถึงในมาตรฐานการออกแบบต่อไปนี้ แรงในแนวนอนให้กระทำเหนือฐานที่ระดับพื้นหรือหลังคา ให้สมมติว่าแรงในแนวนอนมาจากทิศทางใดก็ได้

หลักการของโครงสร้าง (CONCEPT) นอกเหนือจากที่กำหนดในที่นี้อาจได้รับการอนุมัติจากเจ้าหน้าที่ เมื่อมีข้อพิสูจน์แสดงว่าโครงสร้างนั้นมีคุณสมบัติเท่าเทียมกันในด้านความเหนียว (DUCTILITY) และการดูดซับพลังงาน (ENERGY ABSORPTION)

หากแรงลมที่ใช้ก่อให้เกิดหน่วยแรงที่วิกฤตกว่าหน่วยแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว ก็ใช้แรงลมในการออกแบบ

### 2.2 คำจำกัดความ

คำจำกัดความต่อไปนี้ใช้เฉพาะกับข้อกำหนดในมาตรฐานการออกแบบนี้เท่านั้น

1. ฐานของโครงสร้าง (BASE OF STRUCTURE) คือระดับที่แรงอันเกิดจากแผ่นดินไหว ถ่ายให้แก่โครงสร้างหรือระดับที่ยึดโครงสร้างจากการสั่นสะเทือน ระดับนี้ไม่จำเป็นต้องเป็นระดับพื้นดิน
2. ระบบกล่อง (BOX SYSTEM) คือระบบโครงสร้างที่มีโครงรองรับน้ำหนักในแนวตั้งไม่สมบูรณ์ ในระบบนี้แรงในแนวนอนรับโดยกำแพงรับแรงเฉือน (SHEAR WALL) และโครงยึด (BRACED FRAME) ซึ่งจะมีคำจำกัดความภายหลังจากนี้
3. โครงยึด (BRACED FRAME) คือระบบโครงสามเหลี่ยม (TRUSS) ที่รองรับแรงในแนวนอน และชิ้นส่วนต่างๆ ของโครงสามเหลี่ยมรับเฉพาะแรงในแนวแกนเท่านั้น (AXIAL)
4. โครงข้อแข็งที่มีความเหนียว (DUCTILE MOMENT – RESISTING SPACE FRAME) คือ โครงรับโมเมนต์ที่มีความเหนียว ตามที่ระบุในข้อ 3
5. โครงสร้างที่มีความสำคัญยิ่งยวด (ESSENTIAL FACILITIES) ตามที่ระบุในหัวข้อที่ 4
6. ระบบรับแรงในแนวนอน (LATERAL FORCE-RESISTING SYSTEM) คือส่วนของโครงสร้างที่กำหนดให้รับแรงในแนวนอน ตามที่ระบุในหัวข้อที่ 2.4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

7. โครงข้อแข็ง (MOMENT – RESISTING SPACE FRAME) คือ โครงรับน้ำหนักในแนวดิ่ง ซึ่งชิ้นส่วนและข้อต่อสามารถรับแรงได้โดยการแอ่นตัว (FLEXURE)
8. กำแพงรับแรงเฉือน (SHEAR WALL) คือ กำแพงที่ออกแบบให้รับแรงในแนวนอนขนานกับกำแพง
9. โครงรับแรง (SPACE FRAME) คือ ระบบโครงสร้างสามมิติ ปราศจากกำแพงรับน้ำหนัก (BEARING WALLS) ประกอบด้วยชิ้นส่วนที่ติดต่อกันและยึดติดกัน ในแนวนอนสามารถอยู่ได้อย่างเอกเทศ โดยที่มีหรือไม่มีพื้นหรือระบบยึดพื้นในแนวนอน
10. โครงรับแรงในแนวดิ่ง (VERTICAL LOAD-CARRYING SPACE FRAME) คือ โครงรับแรงที่ออกแบบให้รับแรงในแนวดิ่งทั้งหมด

### 2.3 สัญลักษณ์และความหมาย

สัญลักษณ์และความหมายต่อไปนี้ใช้เฉพาะกับการออกแบบโครงสร้างเพื่อรับแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวเท่านั้น

$C$	=	สัมประสิทธิ์ที่ระบุในหัวข้อที่ 2.4
$C_p$	=	สัมประสิทธิ์ที่ระบุในหัวข้อที่ 2.7
$D$	=	ขนาดของโครงสร้างในทิศทางขนานกับแรงที่กระทำ
$\delta_I$	=	ความเบี่ยงเบนที่ระดับ I เทียบกับฐานอันเกิดจากแรงในแนวนอน $\sum f_i$
$F_I, F_n, F_x$	=	แรงในแนวนอนที่กระทำในระดับ I, n หรือ x ตามลำดับ
$F_p$	=	แรงในแนวนอนที่กระทำบนส่วนใดส่วนหนึ่งของโครงสร้างและในทิศทางที่พิจารณาอยู่
$F_t$	=	แรงในแนวนอนที่กระทำ ณ จุดยอดของโครงสร้าง นอกเหนือจาก $F_n$
$f_i$	=	ส่วนหนึ่งของแรงในแนวนอนทั้งหมด ที่ระดับ I
$g$	=	อัตราเร่งจากแรงดึงดูดของโลก
$h_p, h_n, h_x$	=	ความสูงของระดับ I, n, x จากฐาน
$I$	=	ความสำคัญของอาคารพักอาศัย
$K$	=	สัมประสิทธิ์ตามที่แสดงในตารางที่ 3
$L$	=	ระดับของโครงสร้าง อ้างถึงโดยใช้ตัวอักษร I
$I$	=	1 หมายถึงระดับแรกเหนือฐาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- ระดับ  $n$  = ระดับสูงสุดของ โครงสร้าง
- ระดับ  $x$  = ระดับที่กำลังพิจารณา
- $x$  = 1 หมายถึงระดับแรกเหนือฐาน
- $N$  = จำนวนชั้นทั้งหมด จากฐานถึงระดับ  $n$
- $S$  = สัมประสิทธิ์แสดงความสัมพันธ์ระหว่างชั้นดินและ โครงสร้าง
- $T$  = คาบการสั่นสะเทือนพื้นฐานของ โครงสร้าง ในทิศทางที่กำลังพิจารณา
- $T_s$  = คาบการสั่นสะเทือนของชั้นดิน
- $V$  = แรงในแนวนอนทั้งหมดที่ฐาน
- $W$  = น้ำหนักทั้งหมดของอาคาร รวมทั้งผนังกันห้อง

#### ช้อยกเว้น

- ในกรณีห้องเก็บของและ โกดัง  $W$  = น้ำหนักทั้งหมดของอาคารบวกด้วย 25% ของน้ำหนักกร
- $W_p, W_n, W_x$  = ส่วนหนึ่งของน้ำหนักทั้งหมดของอาคารที่ระดับ 1 หรือ  $x$  ตามลำดับ
- $W_p$  = น้ำหนักของส่วนหนึ่งของ โครงสร้างหรือส่วนที่ไม่ใช่ โครงสร้าง
- $Z$  = ค่าสัมประสิทธิ์ขึ้นกับพื้นที่ที่ระบุในกฎกระทรวงมหาดไทย สำหรับสถานที่ในพื้นที่ 1,  $Z = 3/16$  สำหรับสถานที่ในพื้นที่ 2,  $Z = 3/8$

#### 2.4 แรงจากแผ่นดินไหวชั้นต่ำสำหรับโครงสร้าง

นอกเหนือจากข้อกำหนดในหัวข้อที่ 2.7 และ 2.9 โครงสร้างทุกชนิดควรออกแบบและก่อสร้างให้สามารถรับแรงจากแผ่นดินไหวชั้นต่ำ ที่จะกระทำในทิศทางของแกนหลักของ โครงสร้างแต่ไม่พร้อมกันซึ่งคำนวณได้ดังสมการต่อไปนี้

$$V = ZIKCSW \quad (1.)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา 488 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าของ K ไม่ควรจะน้อยกว่าค่าที่แสดงในตารางที่ 3 ค่าของ C และ S คำนวณได้จากสมการต่อไปนี้อย่างน้อยที่สุดของ CS ไม่เกิน 0.14

ค่าของ C คำนวณได้จากสมการต่อไปนี้อย่างน้อยที่สุด

$$C = \frac{1}{15 \sqrt{T}} \quad (2.)$$

ค่าของ C ไม่จำเป็นต้องมากกว่า 0.12

คาบ T ควรจะคำนวณโดยใช้คุณสมบัติของ โครงสร้างและชิ้นส่วนที่รับแรงดั่งเช่นสมการต่อไปนี้อย่างน้อยที่สุด

$$T = 2 \pi \sqrt{\left( \sum_{i=1}^n W_i \delta_i \right) \div \left( \sum_{i=1}^n f_i \delta_i \right)} \quad (3.)$$

ซึ่ง  $f_i$  คือแรงในแนวนอนจากที่คำนวณได้ในสมการ(5), (6) และ(7) ความเบี่ยงเบน  $\delta_i$  ควรจะคำนวณจากแรงในแนวนอน  $f_i$

หากค่าของคาบ T ไม่ได้คำนวณจากสมการ(3) ค่าของคาบ T ของอาคาร อาจจะคำนวณจากสมการต่อไปนี้อย่างน้อยที่สุด

$$T = 0.05 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \quad (3.a)$$

ในกรณีอาคารที่มีระบบโครงสร้างที่รับแรงในแนวนอนเป็นชนิด โครงข้อแข็งที่มีความเหนียวและสามารถรับแรงในแนวนอนได้ 100% และระบบต่างๆ ไม่ได้ล้อมรอบด้วยหรือติดกับชิ้นส่วนที่แข็งแรงกว่าซึ่งมีแนวโน้ม จะทำให้คุณสมบัติการรับแรงในแนวนอนของโครงสร้างดังกล่าวหมดไป การคำนวณหาค่าของคาบ T ให้ใช้

$$T = 0.10 N \quad (3.b)$$

ค่าของ S ควรจะคำนวณโดยวิธีใดวิธีหนึ่งดังต่อไปนี้ แต่ไม่น้อยกว่า 1.0  
วิธี ก.

เมื่อ เท่ากับหรือน้อยกว่า 1.0

$$S = 1.0 + \frac{T}{T_s} - 0.5 \left( \frac{T}{T_s} \right)^2 \quad (4.)$$

เมื่อ T มากกว่า 1.0

$$S = 1.2 + 0.6 \frac{T}{T_s} - 0.3 \left( \frac{T}{T_s} \right)^2 \quad (4.a)$$

โดยที่

T ในสมการ(4) และ(4a) ควรจะวิเคราะห์จากวิธีการที่ถูกต้องแต่ ไม่น้อยกว่า 0.3

วินาที

ค่าของ  $T_s$  ควรจะวิเคราะห์จากข้อมูลปฏิทินศาสตร์ ค่าของ  $T_s$  ควรจะอยู่ในช่วง 0.5 ถึง 2.5 วินาที ค่าของ  $T_s$  ควรจะเป็นค่าของคาบการสั่นสะเทือนในพื้นที่และมีค่าใกล้เคียงที่สุดกับค่าของ T

หากค่าของ  $T_s$  ไม่สามารถหาได้อย่างถูกต้อง ค่าของ S ให้ใช้ 1.5

ข้อยกเว้น

เมื่อค่า T มาจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการที่ถูกต้องและมีค่ามากกว่า 2.5 วินาที ค่าของ S ควรจะคำนวณโดยใช้ค่าของ  $T_s = 2.5$  วินาที

วิธี ข.

ค่าของ S อาจหาได้ตามลักษณะของชั้นดิน ดังนี้

ลักษณะของชั้นดิน			
	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
ค่าของ S	1.0	1.2	1.5

ลักษณะของชั้นดิน S<sub>1</sub> หมายถึง ชั้นหินหรือชั้นทรายกรวด ดินเหนียว หนาไม่เกิน 60 เมตรเหนือชั้นหิน

ลักษณะของชั้นดิน S<sub>2</sub> หมายถึง ชั้นทรายหรือดินเหนียวที่มีความหนาโดยรวมทั้งพื้นที่ที่มี ชั้นทรายกรวด ดินเหนียว แข็งกว่า 60 เมตรเหนือชั้นหิน

ลักษณะของชั้นดิน S<sub>3</sub> หมายถึง ดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็งปานกลาง ชั้นทรายความหนามากกว่า 10 เมตร ที่มีชั้นทรายแทรกหรือไม่มีชั้นทรายแทรกก็ได้

ในพื้นที่ที่ข้อมูลของชั้นดินไม่เพียงพอ หรือไม่เข้าข่ายลักษณะของชั้นดินทั้งสามอย่างที่ระบุเบื้องต้นให้ใช้ลักษณะของชั้นดิน S<sub>3</sub>

## 2.5 การกระจายแรงในแนวนอน

### 2.5.1 แรงในแนวนอน

แรงในแนวนอนทั้งหมด V ควรกระจายตลอดความสูงของโครงสร้างตามสมการ(5) , (6) และ(7)

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (5)$$

แรงที่กระทำในชั้นสูงสุด คำนวณได้ดังนี้

$$F_t = 0.07 TV \quad (6)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$F_t$  ไม่ควรเกิน 0.25 V และมีค่าเท่ากับศูนย์ เมื่อ T มีค่า 0.7 วินาที หรือ น้อยกว่าส่วนที่เหลือของแรงในแนวนอนทั้งหมด ควรจะกระจายตลอดความสูงของโครงสร้างรวมทั้งชั้นสูงสุด ตามสมการดังต่อไปนี้

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (7.)$$

### 2.5.2 ระยะร่น (SET BACK)

ในกรณีที่มีความกว้างยาวของหอสองของอาคารมีสัดส่วนไม่น้อยกว่า 75% ของความกว้างยาวของส่วนล่างของอาคาร ให้ถือว่าอาคารนั้นปกติโดยไม่มีระยะร่นถ้าหากว่าอาคารนั้นไม่มีความผิดปกติอย่างอื่น ตามที่ระบุในมาตรฐานนี้

### 2.5.3 โครงสร้างที่มีลักษณะและระบบรับแรงไม่ปกติ

ในกรณีที่โครงสร้างมีลักษณะไม่ปกติ มีระบบรับแรงในแนวนอนไม่ปกติความแข็งแรงระหว่างชั้นต่างกันมากให้คำนวณหา การกระจายของแรงในแนวนอนตามคุณสมบัติทาง พลศาสตร์ของโครงสร้าง

### 2.5.4 การบิด (TORSION)

ในการกรณีที่ศูนย์กลางของแรงในแนวนอนไม่ตรงกับศูนย์กลางของระบบรับแรงต้องออกแบบให้ระบบรับแรงที่เพิ่มขึ้นจากการบิดตัวของโครงสร้างในกรณีที่การกระจายแรงในแนวนอนขึ้นอยู่กับพื้น (DIAPHRAGM) ระบบรับแรงในแนวนอนต้องสามารถ รับแรงบิดที่เกิดจากแรงเฉือนในชั้นนั้นคูณด้วย 5% ของระยะที่กว้างที่สุดของอาคาร

### 2.5.5 การทรงตัว (OVERTURNING)

การกระจายแรงที่จะทำให้เสียการทรงตัวของระบบรับแรงต้องกระจายในสัดส่วนเดียวกับกับการกระจายแรงเฉือน ในแนวนอนในกรณีที่ส่วนหนึ่งส่วนใดของระบบรับแรงไม่ต่อเนื่อง แรงที่ทำให้เสียการทรงตัวในชั้นล่างสุดต้องถ่ายลงฐานรากเสมือนหนึ่งเป็นน้ำหนัก

## 2.6 แรงในแนวนอนที่กระทำบนชิ้นส่วนของโครงสร้างและส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง

ชิ้นส่วนของ โครงสร้างและส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างและเชื่อมต่อเข้ากับระบบ โครงสร้าง ต้องออกแบบให้รับแรงในแนวนอน ตามสมการดังต่อไปนี้

$$F_p = ZIC_p W_p \quad (8.)$$

ค่า  $C_p$  ได้แสดงไว้ในตาราง 4.4 ค่าของ  $I$  ให้ใช้ค่าเดียวกับที่ใช้สำหรับอาคาร

### ข้อยกเว้น

1. ค่าของ  $I$  สำหรับข้อต่อส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างให้ใช้ 1.0
2. ที่ยึดเครื่องจักรหรือเครื่องใช้ สำหรับความปลอดภัยของชีวิตให้ใช้ค่าของ  $I = 1.5$

## 2.7 การเคลื่อนตัวของอาคารและระยะระหว่างอาคาร

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นไม่ควรเกิน 0.005 เท่าของความสูงของชั้น ทุกส่วนของโครงสร้างควรจะถูกออกแบบและสร้างให้ทำงานเป็นเอกภาพในการต้านทานแรงในแนวนอนที่เกิดจากแผ่นดินไหวหรือแรงลม มิฉะนั้น โครงสร้างต้องแยกออกจากกันด้วยระยะพอสมควร เพื่อป้องกันมิให้กระทบกัน เมื่อมีแรงกระทำอันเกิดจากลมหรือแผ่นดินไหว

## 2.8 การคำนวณและการกระจายแรงจากแผ่นดินไหวด้วยวิธีการอื่น

การคำนวณและการกระจายแรงจากแผ่นดินไหว สามารถกระทำได้ด้วยวิธีการอื่นที่ยอมรับได้โดยพิจารณาถึงคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง

### 3. ระบบโครงสร้าง (STRUCTURAL SYSTEM)

#### 3.1 ความเหนียวของโครงสร้าง

3.1.1 ทุกอาคารที่ออกแบบโดยค่าสัมประสิทธิ์  $K = 0.67$  จะต้องประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว (DUCTILE MOMENT RESISTING SPACE FRAME)

3.1.2 อาคารที่มีความสูงเกิน 70 เมตรในพื้นที่ 1 และ 2 อาจจะใช้กำแพงรับแรงเฉือน รับแรงในแนวนอน 100% และโครงข้อแข็งคอนกรีตรอบนอก สามารถรับโมเมนต์จำนวน  $3/K$  เท่าของความแข็งแรงที่เกิดจากแรงในแนวนอนหรือใช้โครงยึด (BRACED FRAME) ออกแบบตามข้อกำหนดในหัวข้อที่ 3.1.3 แทนที่โครงข้อแข็งที่มีความเหนียว โดยใช้ค่า  $K = 1.33$

3.1.3 อาคารที่มีความสำคัญ ( $I$  มากกว่า 1.00) ในพื้นที่ 2 ทุกชั้นส่วนโครงยึด (BRACED FRAME) ต้องออกแบบให้รับแรง 1.25 เท่าของค่าที่คำนวณได้ในหัวข้อที่ 2.4 ข้อต่อต้องออกแบบให้รับแรงได้เท่าความสามารถในการรับแรงของชั้นส่วนของโครงยึด หรืออย่างน้อยเท่าแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว โดยไม่อนุญาตให้เพิ่มมาตรฐานการรับแรง (33 %) ซึ่งปกติอนุญาตให้เพิ่มได้ในกรณีการคำนวณแรงจากแผ่นดินไหว

#### 3.2 ข้อกำหนดพิเศษ

##### 3.2.1 ตอม่อเสาเข็มและเข็มเจาะ

ตอม่อเสาเข็มและเข็มเจาะของโครงสร้างต้องยึดติดต่อกันด้วยคาน ซึ่งสามารถรับแรงดึงหรือแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 10% ของแรงในแนวดิ่งที่รับ โดยตอม่อ

##### 3.2.2 ชั้นส่วนภายนอก

ชั้นส่วนหล่อสำเร็จที่ไม่ใช่โครงสร้างที่ยึดติดด้านนอกของโครงสร้างต้องสามารถขยับได้ในปริมาณเท่ากับ  $3/K$  เท่าของความแข็งแรงสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงสร้างแต่ไม่น้อยกว่า 1.2 ซม.

#### 4 โครงสร้างที่มีความสำคัญ (ESSENTIAL FACILITY)

อาคารและโครงสร้างที่มีความสำคัญต้องใช้งานและปลอดภัยต่อสาธารณะ ภายหลังจากเกิดแผ่นดินไหวมีดังนี้

1. โรงพยาบาลและสถานพยาบาลที่มีการผ่าตัดและบริการฉุกเฉิน
2. สถานดับเพลิงและสถานีตำรวจ
3. ศูนย์บรรเทาสาธารณภัยและศูนย์โทรคมนาคมของรัฐ

โครงสร้างตามข้อ 1,2 และ 3 ให้ใช้ค่า  $I = 1.5$  อาคารที่มีห้องประชุมจุคนได้มากกว่า 300 คน ให้ใช้ค่า  $I = 1.25$



ตารางที่ ผ.ง.3. สัมประสิทธิ์ของแรงในแนวนอน K สำหรับอาคารหรือโครงสร้างอื่นๆ

	ประเภทของระบบรับแรง	ค่าของ K
1.	ระบบรับแรงทุกชนิดของอาคารนอกจากที่ระบุต่อไปนี้	1.00
2.	อาคารระบบกล่องตาม	1.33
3.	อาคารมีระบบยึด 2 ประเภท ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว และ กำแพงรับแรงเฉือนหรือ โครงยึด โดยใช้หลักการออกแบบดังนี้ ก. โครงข้อแข็งและกำแพงรับแรงเฉือนหรือ โครงยึดควรรับแรงในแนวนอน ตามสัดส่วนความแข็งแรงของโครงข้อแข็งและกำแพงรับแรงเฉือน ข. กำแพงรับแรงเฉือนหรือ โครงยึดที่มีปฏิกิริยาเป็นอิสระจากโครงข้อแข็งที่ มีความเหนียว ควรรับแรงในแนวนอนทั้งหมด ค. โครงข้อแข็งที่มีความเหนียวควรจะสามารถในการรับแรงในแนว นอนไม่น้อยกว่า 25% ของแรงทั้งหมด	0.80
4.	อาคารที่มีโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวซึ่งออกแบบให้รับแรงในแนวนอนได้ ทั้งหมด	0.67
5.	ตึงบรรจุน้ำที่ตั้งอยู่บนหอสูงที่มี โครงยึดสี่ด้านหรือมากกว่าและไม่ยึดติดกับ อาคาร	2.5*
6.	โครงสร้างที่ไม่ใช่อาคารและที่ไม่ได้ระบุในตารางที่ 1	2.00

\* ค่าต่ำสุดของ KC ควรจะเป็น 0.12 และค่าสูงสุดของ KC ไม่ควรเกิน 0.25

ตึงบรรจุน้ำที่รองรับด้วยอาคารหรือไม่เข้าข่ายประเภทของระบบรับแรงที่กล่าวถึงในตารางที่ 3 ควรออกแบบตาม  
โดยใช้  $C_p = 0.3$

ตารางที่ ผ.ง.4. สัมประสิทธิ์ของแรงในแนวนอน  $C_p$  สำหรับชั้นส่วน  
ของ โครงสร้างและส่วนประกอบอื่นๆ

ชั้นส่วนหรือบางส่วนของอาคาร		ทิศทางของแรง ในแนวนอน	ค่าของ $C_p$ (1)
1.	กำแพงภายนอกที่รับน้ำหนักและไม่รับน้ำหนัก กำแพงและผนังกันห้องภายในที่รับน้ำหนัก กำแพงและผนังกันห้องภายในที่ไม่รับน้ำหนัก	ตั้งฉากกับผิวราบ	0.3(6)
2.	ชั้นส่วนที่ยื่นออกไป(CANTILEVER) ก. กำแพงรอบนอกที่ยื่นพื้นระดับหลังคา(PARAPETS) ข. ปล่องไฟหรือปล่องระบาย(CHIMNEYS OR STACKS)	ตั้งฉากกับผิวราบ ทุกทิศทาง	0.8
3.	สิ่งประดับและส่วนต่อเติมภายในและภายนอก	ทุกทิศทาง	
4.	รายการต่อไปนี้ซึ่งยึดติดกับอาคารหรือเป็นส่วนหนึ่งของ อาคารหรือติดตั้งภายในอาคาร ก. ห้องที่อยู่ชั้นสูงสุด ฐานปล่องไฟ ฐานระบาย และถัง บรรจุของเหลว(3) ข. ชั้นวางของชั้นบนที่มีความสูงเกิน 2.5 ม. รวมน้ำหนัก ของสิ่งของ(2) ค. เครื่องมือและเครื่องจักรกลทุกชนิด(3) ง. ระบบหัวฉีดป้องกันอัคคีภัย จ. ฐานและค้ำยัน ชั้นวางเครื่องมือ ท่อบรรจุของมีพิษ	ทุกทิศทาง	0.8       0.45
5.	ระบบยึดฝ้าเพดานแขวน(สำหรับพื้นที่2)	ทุกทิศทาง	0.3(4)(7)
6.	ข้อต่อสำหรับชั้นส่วน โครงสร้างหล่อสำเร็จ ยกเว้นกำแพง โดยใช้แรงกระทำที่จุดศูนย์ถ่วงของโครงสร้าง	ทุกทิศทาง	0.3(5)

หมายเหตุ

- $C_p$  สำหรับชั้นส่วนที่อยู่ได้ด้วยตัวเองในแนวนอน ณ ระดับพื้นดินให้ใช้  $2/3$  ของค่าที่กำหนดในตารางที่4
  - $W_p$  สำหรับชั้นวางของให้น้ำหนักของชั้นวางของบวกด้วยน้ำหนักสิ่งของ ชั้นวางของมากกว่า 2 ชั้น ให้ใช้ค่า  $C_p = 0.24$  สำหรับชั้นที่ต่ำกว่าชั้นสูงสุด 2 ชั้น ในกรณีที่ชั้นวางของหลายอันยึดติดกัน และในแต่ละแนวมีชั้นส่วนรับแรงในแนวตั้งมากกว่า 4 ชั้น ให้คำนวณแรงในแนวนอนตามสูตร  $V = ZIKCSW$  โดยใช้ค่า  $K$  จากตาราง3 และ  $CS = 0.2$  และ  $W$  มีค่าเท่ากับน้ำหนักของชั้นวางบวก 50% ของความสามารถในการรับน้ำหนักของชั้นวางของ
  - เครื่องมือและเครื่องจักรที่ตั้งบนฐานที่ยึดหยุ่นได้ ให้ใช้  $C_p$  โดยพิจารณาถึงคุณสมบัติในการเคลื่อนไหวของเครื่องจักร และอาคารที่เครื่องมือเครื่องจักรตั้งอยู่ แต่ค่า  $C_p$  ต้องไม่น้อยกว่าค่าที่แสดงในตารางที่4 สำหรับอาคาร
- เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ที่มีความสำคัญ และระบบเครื่องช่วยชีวิต ควรจะพิจารณาค่าความเบี่ยงเบนในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว เพื่อไม่ให้มีผลกระทบต่อการใช้งาน

4. น้ำหนักของเพดานควรจะมีรวมถึงโคมไฟและสิ่งห้อยแขวนต่างๆ ที่ยึดกับเพดานในแนวนอน
5. แรงที่ข้อต่อรับต้องรับได้โดยการยึดติดกับโครงสร้างไม่ใช่จากความเสียดทาน
6. สำหรับผนังภายในความโค้งของผนังที่ทำด้วยวัสดุเปราะ ต้องไม่เกิน  $1/240$  ของช่วงความยาวและความโค้งตัวของผนังที่ทำด้วยวัสดุที่มีความเหนียวต้องไม่เกิน  $1/120$  ของช่วงความยาว
7. ยกเว้นเพดานที่ทำด้วยปูนพลาสเตอร์ แผ่นยิปซัมยึดติดกับ โครงที่โยงระหว่างกำแพง
8.  $W_p$  สำหรับพื้นชั้นลอยให้ใช้ น้ำหนักของพื้นบวกด้วย 25% ของน้ำหนักจรและผนังในอัตรา 20 กก. ต่อตารางเมตร

## 5 การกำหนดคุณสมบัติความเหนียว (DUCTILITY PROVISION)

### ความจำเป็นในการออกแบบให้โครงสร้างมีความเหนียว

เมื่อโครงสร้างได้รับการออกแบบให้มี “กำลัง” รับแรงสถิตย์เทียบเท่าในแนวนอนแล้วมิได้หมายความว่า โครงสร้างนั้นปลอดภัยจากอิทธิพลของแผ่นดินไหว ทั้งนี้เพราะแรงสูงสุดมีโอกาสเกิดขึ้นได้ เนื่องจากแผ่นดินไหวในเขตพื้นที่นั้นๆ มีค่าสูงกว่าแรงสถิตย์เทียบเท่าที่กำหนดในมาตรฐานนี้มาก เมื่อโครงสร้าง และองค์อาคารได้รับแรงสูงสุดนี้จะมีพฤติกรรมในช่วงอินเอลาสติก (ผ่านจุดคืนตัว) ดังนั้นการออกแบบให้โครงสร้างมีพฤติกรรมในช่วงอินเอลาสติกที่เหมาะสมหรือมีความเหนียวนั้น จึงเป็นส่วนประกอบสำคัญที่ขาดไม่ได้ในการออกแบบโครงสร้างเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว

### ความเหนียว

คำนิยามของความเหนียวในกรณีของโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวนั้นคือความสามารถในการสลายพลังงานพลศาสตร์ในภาวะที่โครงสร้างมีการโยกตัวไปมาอย่างรุนแรงหลายๆรอบ โดยอาศัยพฤติกรรมในช่วงอินเอลาสติกขององค์อาคารหรือของโครงสร้างนั้นๆ โดยที่ไม่มีการสูญเสียกำลังขององค์อาคารหรือของโครงสร้างนั้นๆมากนัก

### หลักการออกแบบ

การออกแบบโครงสร้างและองค์อาคารให้มีความเหนียวนั้นมีหลายวิธี วิธีง่ายและเป็นที่ยอมรับกันมากในปัจจุบัน คือการกำหนดมาตรฐานสัดส่วน และรายละเอียดส่วนประกอบขององค์อาคาร ซึ่งสามารถจำแนกมาตรฐานได้ตามลักษณะของโครงสร้างเป็น 2 ประเภทคือ

1. โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก
2. โครงสร้างเหล็ก

### 5.1 โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

#### 5.1.1 หลักการทั่วไปในการออกแบบ

1. โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและองค์อาคารที่ได้รับการออกแบบถูกต้องตามมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นจะมีคุณสมบัติความเหนียวที่เพียงพอ สำหรับอาคารในเขตพื้นที่ 1 และ 0 ซึ่งมีความเสี่ยงและความรุนแรงของแผ่นดินไหวอยู่ในระดับต่ำไม่จำเป็นต้องมีข้อกำหนดเพิ่มเติมแต่อย่างใด สำหรับโครงข้อแข็ง (MOMENT RESISTING FRAME) ที่ออกแบบในลักษณะนี้จัดอยู่ในจำพวก “โครงข้อแข็งชนิดธรรมดา” (ORDINARY MOMENT RESISTING FRAME) และค่า  $K$  ที่ใช้ในสมการแรงสถิตย์เทียบเท่า มีค่าเท่ากับ 1.00
2. ในเขตพื้นที่ 2 ซึ่งมีความเสี่ยงและระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวปานกลาง โครงสร้างนอกจากได้รับการออกแบบตามมาตรฐานดังกล่าวต้องมีข้อกำหนดพิเศษในรายละเอียดของการออกแบบเพิ่มเติม โครงข้อแข็งได้รับการออกแบบในลักษณะนี้ จัดอยู่ในจำพวก “โครงข้อแข็งที่มีความเหนียวปานกลาง” (INTERMEDIATE DUCTILE MOMENT-RESISTING FRAME) และค่า  $K$  มีค่าเท่ากับ 1.0
3. การออกแบบองค์อาคารให้มีความเหนียวนั้นมีสาระสำคัญอยู่ 4 ข้อดังต่อไปนี้
  - (1) มีการใช้เหล็กเสริมรับแรงเฉือน เพื่อให้กำลังในการรับแรงเฉือนนั้นสูงกว่ากำลังรับโมเมนต์คด ทั้งนี้เพื่อมิให้เกิดการวิบัติในลักษณะการเฉือน ซึ่งเป็นการวิบัติลักษณะที่เปราะ (BRITTLE FAILURE)
  - (2) มีการใช้เหล็กเสริมในแนวแกนรับแรงอัด (COMPRESSIVE REINFORCEMENT) เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการสลายพลังงานเมื่อเกิดการโยกคดกลับไปกลับมาในองค์อาคารนั้น
  - (3) มีการใช้เหล็กปลอกเพื่อเพิ่มความเหนียวแก่เสาเพื่อให้เกิดการรัดรอบ (CONFINEMENT) หน้าตัดคอนกรีต โดยเฉพาะในบริเวณที่เกิดการโยกคดมาก เช่น บริเวณใกล้จุดต่อเสา-คาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- (4) จำเป็นต้องให้ความระมัดระวังกับรายละเอียดบางประการ เช่น ทาบเหล็ก (LAP SPLICE) มิฉะนั้นแล้วอาจก่อให้เกิดหน้าตัดที่มีกำลังต่ำในองค์อาคารได้

### 5.1.2 คุณภาพของคอนกรีตและเหล็กเสริมสำหรับองค์อาคารของโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว

1. คอนกรีตที่มีกำลังต่ำจะมีกำลังรับแรงเฉือน และแรงยึดเหนี่ยวกับเหล็กเสริมอยู่ในระดับต่ำ หากนำไปใช้จะทำให้ห้องค์อาคารมีความเปราะ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องกำหนดกำลังอัดของคอนกรีตทรงกระบอกมาตรฐาน  $f_c$  มีค่าไม่ต่ำกว่า 210 กก./ตร.ซม.
2. เหล็กเสริมต้องมีหน้าแรงคลาก (YIELD STRESS) ไม่ต่ำกว่า 2100 กก./ตร.ซม. และไม่ควรมีค่าสูงมากเกินไป เช่น สูงกว่า 6500 กก./ตร.ซม. เพราะการใช้เหล็กกำลังสูงมากจะทำให้เกิดแรงเฉือนและแรงยึดเหนี่ยวในเนื้อคอนกรีตสูง ยังผลให้ห้องค์อาคารมีความเปราะ ค่าหน่วยแรงคลากที่เหมาะสมอยู่ในช่วงประมาณ 2800 กก./ตร.ซม. ถึง 4200 กก./ตร.ซม.
3. ห้ามมิให้ทำการต่อเหล็กเสริมหลัก เหล็กปลอกหรือเหล็กผูกตั้งในองค์อาคารรับแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีเชื่อมไฟฟ้า เพราะการเชื่อมไฟฟ้าหรือการเชื่อมแท็ก (TACK - WELDING) อาจทำให้เนื้อเหล็กบริเวณรอบๆ รอยเชื่อมเปลี่ยนสภาพเป็นเหล็กที่เปราะได้

### 5.1.3 คานหรือองค์อาคารในโครงข้อแข็งที่รับแรงดัด

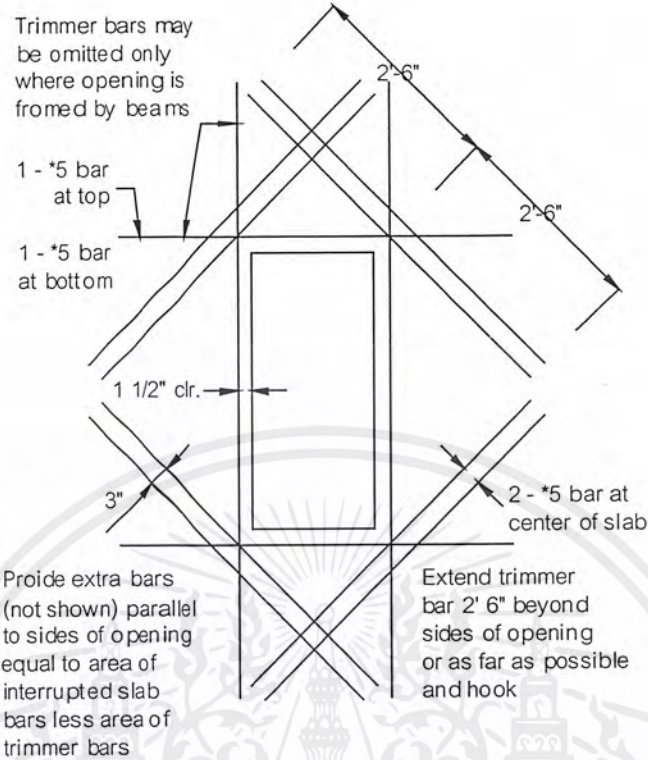
1. ในสภาพความเป็นจริงเมื่อเกิดแผ่นดินไหว โครงสร้างมีการโยกตัวไปมา ดังนั้นคานจึงต้องได้รับการออกแบบให้สามารถรับโมเมนต์ดัดกลับได้ (REVERSAL OF BENDING MOMENT) แม้ในกรณีที่ผลของการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแรงสถิตย์เทียบเท่าจะไม่แสดงว่าเกิด โมเมนต์ดัดกลับในคาน ดังนั้นจึงต้องจัดให้มีเหล็กเสริมทั้งบนและล่างของหน้าตัดคาน ตลอดช่วงความยาวของคานดังต่อไปนี้
  - (1) กำลังรับโมเมนต์บวกที่หน้าตัดเชิงของเสาต้องไม่น้อยกว่า 1/3 ของกำลังรับโมเมนต์ลบที่มี ณ หน้าตัดนั้นๆ
  - (2) กำลังรับโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบที่หน้าตัดใดๆ ในช่วงความยาวของคานต้องไม่น้อยกว่า 1/5 ของกำลังรับ โมเมนต์สูงสุด ณ หน้าตัดชิดขอบเสา
2. ออกแบบให้กำลังเฉือนของคานมีค่าไม่ต่ำกว่า (ก) แรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่รวมกับน้ำหนักจร (GRAVITY LOADS) หรือ (ข) แรงเฉือนที่เกิดจากผลรวมของน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่น้ำหนักบรรทุกจรและ 2 เท่าของแรงสถิตย์เทียบเท่ากระทำในแนวนอน
3. การเสริมเหล็กผูกตั้งเพื่อรับแรงเฉือนในคาน มีข้อกำหนดเพิ่มเติมในรายละเอียดดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- (1) ที่ปลายทั้งสองด้านของคาน จะต้องมียเหล็กจัดเรียงจากรอบเสาเป็นช่วงยาวประมาณ 2 เท่า ของความลึกคาน โดยมีเหล็กดัดตั้งเส้นแรกห่างจากรอบเสาไม่เกิน 5 ซม. และมีระยะระหว่างเหล็กดัดตั้งไม่เกิน  $(n) d/4$  (ข) 8 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางที่เล็กที่สุดของเหล็กเสริมหลักที่อยู่ในวงปิดของเหล็กดัดตั้งนั้น (ค) 24 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กดัดตั้ง (ง) 30 ซม.
- (2) ระยะระหว่างเหล็กดัดตั้งตลอดช่วงความยาวคานต้องไม่เกิน  $d/2$  โดยที่  $d$  คือ DEFECTIVE DEPTH ของคาน
- (3) ควรออกแบบให้เหล็กดัดตั้งมีลักษณะเป็นเหล็กปลอก
4. ห้ามทาบเหล็กเสริมรับแรงดึงในบริเวณใกล้ขอบเสา เนื่องจากบริเวณนี้มีโมเมนต์ดัดสูงซึ่งเนื้อคอนกรีตอาจเกิดการแตกร้าวทำให้ไม่สามารถทำหน้าที่ช่วยถ่ายแรงในเหล็กเสริมได้ การทาบเหล็กควรทำในบริเวณที่มีโมเมนต์ดัดต่ำ เช่น บริเวณช่วงกลางคาน
5. สัดส่วนของคานควรจัดให้ได้ตามข้อกำหนดดังต่อไปนี้
  - (1) ความยาวของคานไม่ควรน้อยกว่า 4 เท่าของความลึกของคาน
  - (2) อัตราส่วนความกว้างต่อความลึกของคาน ไม่ควรน้อยกว่า 0.3
  - (3) ความกว้างของคาน ไม่ควรน้อยกว่า 25 ซม. และไม่ควรรกว้างกว่าความกว้างของเสาบวกด้วย  $3/4$  ของความลึกของคาน

#### 5.1.4 แผ่นพื้น

1. ในระบบโครงสร้างพื้นคาน แผ่นพื้นคอนกรีตจะทำหน้าที่ร่วมกับคาน ในการรับโมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหว นอกจากนี้แผ่นพื้นยังทำหน้าที่เป็น HORIZONTAL DIAPHRAGM ที่รักษารูปร่างหน้าตัดในแนวนอนของโครงสร้างไม่ให้เกิดการบิดเบี้ยว และทำการถ่ายเทแรงแผ่นดินไหว (ซึ่งกระจายตัวตามลักษณะของการกระจายตัวของมวลสาร) ไปสู่องค์ประกอบที่รับแรงในแนวนอน (MOMENT RESISTING FRAME หรือ SHEAR WALL) โดยทั่วไปแล้วแผ่นพื้นที่ได้รับการออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร (GRAVITY LOADS) จะสามารถรับโมเมนต์ดัดเนื่องจากแผ่นดินไหวและทำหน้าที่เป็น DIAPHRAGM ได้อย่างดี จึงไม่จำเป็นต้องเพิ่มเหล็กเสริมพิเศษแต่อย่างใด ในกรณีที่แผ่นพื้นมีช่องเปิด ควรจัดให้มีเหล็กเสริมเพิ่มเติมตามขอบและมุมของช่องเปิดนั้น แสดงดังในรูปที่ ผ.ง.1
2. ระบบโครงสร้างชนิดแผ่นพื้นไร้คานขาดคุณสมบัติของความเหนียว จึงไม่เหมาะสมในการรับแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ ผ.ง.1. แสดงเหล็กเสริมเพิ่มเติมบริเวณช่องเปิดในพื้นที่

### 5.1.5 เสาหรือองค์ประกอบในโครงข้อแข็งที่รับแรงในแนวแกนเป็นหลัก

1. อัตราส่วนระหว่างพื้นที่ของเหล็กเสริม ต่อคอนกรีตในหน้าตัดเสาไม่ควรต่ำกว่า 0.01 ไม่ควรสูงกว่า 0.06 นอกเสียจากว่าจะได้มีการศึกษาอย่างระมัดระวังถึง “กำลัง” และ “ความเหนียว” ของเสาในสภาพการรับแรงที่เป็นจริงเมื่อเกิดแผ่นดินไหว
2. การเสริมเหล็กปลอกเสาเพื่อให้เกิดการรัดรอบเนื้อคอนกรีต (CONFINEMENT) ในวงปิดของเหล็กปลอก จะช่วยให้เสามีความเหนียวมากขึ้น รายละเอียดของการเสริมเหล็กปลอกมีดังนี้
  - (1) ระยะระหว่างเหล็กปลอกเดี่ยว (TIE) ต้องไม่เกิน  $S_0$  ตลอดช่วงความยาว  $L_0$  วัดจากขอบคาน ระยะ  $S_0$  มีค่าไม่เกิน
    - ก. 8 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเหล็กเสริมในแนวที่เล็กที่สุดที่อยู่ในวงปิดของเหล็กปลอกนั้น
    - ข. 24 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเหล็กปลอก
    - ค. 1/2 ของด้านเล็กที่สุดของหน้าตัดของเสาและ
    - ง. 30 ซม.

ความยาว  $L_0$  จะต้องไม่น้อยกว่า

ก. 1/6 ของความยาวช่วงเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข. ด้านที่ยาวที่สุดของหน้าตัดของเสาและ

ค. 45 ซม.

(2) เหล็กปลอกเดี่ยวเส้นแรกจะมีตำแหน่งห่างจากขอบคานไม่เกิน  $S_o/2$

(3) สำหรับคอนกรีตบริเวณจุดต่อจะต้องมีปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอก (LATERAL REINFORCEMENT) ไม่น้อยไปกว่าค่าที่กำหนดในสมการดังต่อไปนี้

$$A_v = 50 b_w s / f_y$$

$A_v$  = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกซึ่งจัดเรียงตัวตั้งฉากกับ เหล็กเสริมเอกรับ โมเมนต์ มีหน่วยเป็นนิ้ว

$b_w$  = หน้ากว้างของหน้าตัดของเสาอาคาร มีหน่วยเป็นนิ้ว

$S$  = ช่วงระยะระหว่างเหล็กปลอกวัดตามแนววงค้ำประกอบเป็นนิ้ว

$f_y$  = หน่วยแรงคลากของเหล็กเสริมมีหน่วยเป็น ปอนด์ต่อตารางนิ้ว

(4) ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเดี่ยวจะมีค่าไม่เกิน 2 เท่าของ  $S_o$ .

## 5.2 โครงสร้างเหล็ก

โครงข้อแข็งเหล็ก เพื่อรับแรงแผ่นดินไหว จะต้องมีความเหนียวโดยรอยเชื่อมของข้อต่อระหว่างเสาและคานจะต้องเป็นไปตามมาตรฐานของ AISC (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION) ตัวอย่างรอยเชื่อมของข้อต่อแสดงไว้ในภาคผนวก

# ภาคผนวก จ

## สัมประสิทธิ์แรงลมในประเทศไทย



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ ผ.จ.1. ข้อมูลสัมประสิทธิ์สำหรับคำนวณแรงลมที่สำรวจได้จากสถานีตรวจวัด

### Meteorological Station Data

STATION NUMBER	STATION NAME	TERRAIN				INSTRUMENT	
		Category	$\alpha$	Z <sub>g</sub> (m.)	Z <sub>o</sub> (m.)	Height (m.)	Type
NORTH							
1. 300201	MAE HONG SON	4	0.182	335	0.100	10.10	3
2. 300202	MAE SARIANG	4	0.192	335	0.100	11.60	3
3. 303201	CHIANGFAI	5	0.223	365	0.300	14.00	3
4. 310201	PHAYAO	4	0.182	335	0.100	12.00	3
5. 327501	CHIANGMAI	4	0.182	335	0.100	9.10	3
6. 328201	LAMPANG	4	0.182	335	0.300	11.80	2
7. 329201	LAMPHUN	4	0.182	335	0.300	12.00	3
8. 330201	PHRAE	3	0.154	300	0.100	12.00	3
9. 331201	NAN	5	0.223	365	0.300	19.00	3
10. 331401	THA WANG PHA	4	0.182	335	0.100	10.50	3
11. 351201	UT TARADIT	4	0.182	335	0.100	14.00	3
12. 376201	TAK	4	0.182	335	0.100	12.50	3
13. 376202	MAE SOT	4	0.162	335	0.100	11.50	3
14. 376203	BHUMIBOL DAM	5	0.223	365	0.300	15.00	3
15. 376401	UMPHANG	5	0.223	365	0.300	10.50	3
16. 378201	PHITSANULOK	4	0.182	335	0.300	12.50	3
17. 379201	PHETCHABOON	4	0.192	335	0.100	11.10	3
18. 379401	LOM SAK	5	0.223	365	0.300	10.75	3
19. 379402	WICHIEBURI	3	0.154	300	0.030	11.00	3
20. 380201	KAMPHAENG PET	4	0.182	335	0.100	12.40	3
NORTH EASTERN							
21. 352201	NONG KHAI	4	0.182	335	0.100	12.30	3
22. 353201	LOEI	4	0.182	335	0.100	10.80	3
23. 354201	UDON THANI	4	0.182	335	0.300	12.50	2
24. 356201	SAKON NAKHORN	4	0.182	335	0.300	10.55	3
25. 357201	NAKHON PANOM	4	0.182	335	0.300	11.00	3
26. 381201	KHON KHAEN	4	0.182	335	0.100	10.55	3
27. 383201	MUKDAHAN	4	0.182	335	0.300	11.20	3
28. 387401	KOSUM PHILAI	4	0.182	335	0.300	12.00	3
29. 403201	CHAIYAPHUM	4	0.182	335	0.100	12.15	3
30. 405201	ROI ET	4	0.182	335	0.100	11.44	3
31. 407501	UBON RATCHATHANI	5	0.223	365	0.300	25.00	3
32. 431201	NAKHONRACHASIMA	4	0.182	335	0.300	11.30	3
33. 431401	CHOK CHAI	4	0.182	335	0.100	11.00	3
34. 432201	SURIN	6	0.223	365	0.300	12.00	3
35. 432401	THA TUM	4	0.182	335	0.100	10.70	3
36. 436401	NANG RONG	5	0.223	365	0.300	11.10	3

Note : Types of instrument

Type 1 = Pressure Plate Anemometer, Type 2 = Pressure Tube Anemometer, Type 3 = Cup Anemometer

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ ผ.จ.1. ข้อมูลสัมประสิทธิ์สำหรับคำนวณแรงลมที่สำรวจได้จากสถานีตรวจวัด (ต่อ)

CENTRAL							
37. 400201	NAKHORNSAWAN	4	0.182	335	0.100	14.00	3
38. 425201	SUPHANBURI	5	0.223	365	0.300	11.15	3
39. 426201	LOP BURI	5	0.223	365	0.300	13.25	3
40. 426401	BUA CHUM	5	0.223	365	0.300	10.50	3
41. 450201	KANJANABURI	5	0.223	365	0.300	15.00	3
42. 450401	THONG PHAPHUM	5	0.223	365	0.300	12.30	3
43. 455201	BANGKOK	7	0.334	460	0.800	33.15	3
44. 455601	DON MUANG	4	0.182	335	0.300	18.80	3
EAST							
45. 430201	PRACHINBURI	4	0.182	335	0.100	11.00	3
46. 430202	ARANYAPRATHED	5	0.223	365	0.300	14.20	3
47. 430401	KABINBURI	3	0.154	300	0.030	10.70	3
48. 459201	CHONBURI other South - North	4	0.182	335	0.300	13.60	3
		1	0.118	245	0.003	13.60	
49. 459202	KO SICHANG other South - North	4	0.182	335	0.100	12.40	3
		1	0.118	245	0.003	12.40	
50. 459203	PATTAYA	5	0.223	365	0.300	10.00	3
51. 459204	SATTAHIP	3	0.154	300	0.030	10.00	3
52. 478201	RAYONG	4	0.182	335	0.300	12.00	3
53. 480201	CHANTABURI	4	0.182	335	0.100	12.00	2
54. 501201	KHLONG YAI	4	0.182	335	0.100	11.10	3
SOUTH							
55. 465201	PHETCHABURI other East - South(trees)	3	0.154	300	0.100	10.50	3
		1	0.118	245	0.003	10.50	
56. 506201	PRACHUAP KHIRIKHAN North - East	4	0.182	335	0.100	11.70	3
		1	0.118	245	0.003	11.70	
57. 500202	HUA HIN	5	0.223	365	0.300	13.80	2
58. 517201	CHUMPHORN	5	0.223	365	0.300	11.60	3
59. 551201	SURAT THANI	5	0.223	365	0.300	12.50	2
60. 551202	SURAT THANI AIRPORT	4	0.182	335	0.100	25.00	3
61. 551203	KO SAMUI	5	0.223	365	0.300	12.50	3
62. 552201	NAKHORN SRI THAMMARAT	5	0.223	365	0.300	14.50	3
63. 568501	SONGKHLA	3	0.118	300	0.030	18.00	3
64. 568502	HAD YAI AIRPORT	3	0.182	335	0.100	10.00	3
65. 580201	PATTANI AIRPORT	4	0.182	335	0.100	6.00	3
66. 583201	NARATHIWAT	4	0.182	335	0.300	12.00	3
67. 532201	RANONG	4	0.182	335	0.100	10.50	3
68. 561201	TAKUA PA	4	0.182	335	0.300	11.70	3
69. 564201	PHUKET	5	0.223	365	0.300	10.00	3
70. 564202	PHUKET AIRPORT	4	0.182	335	0.100	0.100	3
71. 566201	KO LANTA North-South other	5	0.223	365	0.300	11.87	3
		1	0.118	245	0.003	11.87	
72. 567201	TRANG AIRPORT	4	0.182	335	0.100	12.00	3
73. 570201	SATUN	4	0.182	335	0.300	11.20	3

Note : Terrain Category

Type 1 = large expanses of open water, Type 2 = flat grassland, Type 3 = (Standard) nearly flat countryside,

Type 4 = farmland with occasional houses or trees, Type 5 = dense woodland or domestic houses, Type 6 = forest or partland

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ ผ.จ.2. ผลจากการวิเคราะห์โดยวิธีของ Gumbel

Results of Extreme Value Analyses by Gumbel's Method

Sta. No	Sta. Name	Location		Parameters		V predicted	
		Latitude	Longitude	Mode	Disp	50yr	100yr
NORTH							
300201	MAE HONG SON	19 18	97 50	14.153	4.407	31.4	34.4
300202	MAE SARIENG	18 10	97 56	12.293	3.211	24.9	27.1
303201	CHIANGRAI	19 55	99 50	15.938	3.616	30.1	32.6
327501	CHIANGMAI	18 47	98 59	17.405	3.890	32.6	35.3
328201	LAMPANG	18 17	99 31	14.280	3.114	26.5	28.6
329201	LAMPHUN	18 34	99 02	15.437	2.564	25.5	27.2
330201	PHRAE	18 10	100 10	12.347	3.300	25.3	27.5
331201	NAN	18 47	100 47	12.097	3.254	24.8	27.1
351201	UTTARADIT	17 37	100 06	10.453	2.593	20.6	22.4
376201	TAK	16 53	99 07	12.925	2.607	23.1	24.9
376202	MAE SOT	16 40	98 33	11.894	2.433	21.4	23.1
376203	BHUMIBOL DAM	17 14	99 03	10.665	3.636	24.9	27.4
378201	PHITSANULOK	16 47	100 16	11.890	3.023	23.8	25.9
379201	PHETCHABOON	16 26	101 09	9.527	2.934	21.0	23.0
380201	KAMPHAENPHET	16 29	99 32	10.965	2.735	21.7	23.6
NORTH EASTERN							
352201	NONG KHAI	17 52	102 44	12.148	3.278	25.0	27.2
353201	LOEI	17 27	101 44	13.632	1.961	21.3	22.7
354201	UDON THANI	17 23	102 48	14.426	3.023	26.1	28.2
356201	SAKON NAKHORN	17 09	104 08	13.036	2.391	22.4	24.0
357201	NAKHORN PANOM	17 25	104 47	10.556	3.170	23.0	25.2
381201	KHON KHAEN	16 26	102 50	13.700	2.895	25.0	27.0
383201	MUDAHAN	16 32	104 45	12.811	4.121	28.9	31.8
403201	CHAIYAPHUM	15 48	102 02	11.612	3.372	21.7	24.8
405201	ROI ET	16 03	103 41	10.799	2.209	19.4	21.0
407501	UBONRACHATANI	15 15	104 52	14.342	3.505	28.1	30.5
431201	NAKHONRACHASIMA	14 58	102 05	12.409	3.175	24.8	27.0
432201	SURIN	14 53	103 30	15.708	2.623	26.0	27.6
CENTRAL							
400201	NAKHORN SAWAN	15 48	100 10	12.926	3.593	27.0	29.5
425201	SUPHANBURI	14 25	100 08	12.788	2.724	23.4	25.3
426201	LOP BURI	14 45	100 37	13.370	3.352	26.5	28.6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ ผ.จ.2. ผลจากการวิเคราะห์โดยวิธีของ Gumbel (ต่อ)

450201	KANJANABURI	14 01	99 32	10.070	3.885	25.3	28.0
455601	DON MUANG	13 55	100 36	12.115	3.618	26.3	28.8
EAST							
430201	PRACHINBURI	14 03	101 22	12.820	3.578	26.8	29.3
430202	ARANYAPRATHED	13 42	102 35	12.146	3.438	25.6	28.0
459201	CHONBURI	13 22	100 59	9.527	4.121	25.7	28.9
459202	KO SICHANG	13 10	100 48	10.793	2.351	20.0	21.6
459203	PATTAYA	12 55	100 52	14.792	1.511	20.7	21.7
459204	SATTAHIP	12 41	101 01	13.116	2.564	23.1	24.9
478201	RAYONG	12 38	101 21	14.391	2.249	23.3	24.7
480201	CHANTABURI	12 37	102 07	13.807	2.865	25.0	27.0
501201	KHLONG YAI	11 46	102 53	12.351	3.013	24.1	26.2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ ผ.จ.3. ผลจากการวิเคราะห์โดยวิธีของ Lieblein

Results of Extreme Value Analyses by Lieblein's Method

Sta. No	Sta. Name	Location		Parameters		V predicted	
		Latitude	Longitude	Mode	Disp	50yr	100yr
NORTH							
300201	MAE HONG SON	19 18	97 50	13.881	3.761	28.6	31.4
300202	MAE SARIENG	18 10	97 56	12.301	3.326	25.3	27.6
303201	CHIANGRAI	19 55	99 50	15.786	3.961	31.3	34.0
327501	CHIANGMAI	18 47	98 59	17.291	3.937	32.7	35.4
328201	LAMPANG	18 17	99 31	14.206	3.331	27.2	29.5
329201	LAMPHUN	18 34	99 02	15.305	2.213	24.0	25.5
330201	PHRAE	18 10	100 10	12.262	3.191	24.7	27.0
331201	NAN	18 47	100 47	11.840	2.795	22.8	24.7
351201	UTTARADIT	17 37	100 06	10.280	2.419	19.7	21.4
376201	TAK	16 53	99 07	12.708	2.349	21.9	23.5
376202	MAE SOT	16 40	98 33	11.836	2.156	20.3	21.8
376203	BHUMIBOL DAM	17 14	99 03	10.504	3.335	23.5	25.9
378201	PHITSANULOK	16 47	100 16	11.952	2.843	23.1	25.0
379201	PHETCHABOON	16 26	101 09	9.428	2.314	18.5	20.1
380201	KAMPHAENPHET	16 29	99 32	10.894	2.395	20.3	21.9
NORTH EASTERN							
352201	NONG KHAI	17 52	102 44	11.967	2.979	23.6	25.7
353201	LOEI	17 27	101 44	13.527	2.163	22.0	23.5
354201	UDON THANI	17 23	102 46	14.197	2.746	24.9	26.8
356201	SAKON NAKHORN	17 09	104 08	12.901	2.348	22.1	23.7
357201	NAKHORN PANOM	17 25	104 47	10.505	3.086	22.6	24.7
381201	KHON KHAEN	16 26	102 50	13.547	2.589	23.7	25.5
383201	MUDAHAN	16 32	104 45	12.833	3.118	25.0	27.2
403201	CHAIYAPHUM	15 48	102 02	11.628	2.952	23.2	25.2
405201	ROI ET	16 03	103 41	10.744	2.221	19.4	21.0
407501	UBONRACHATANI	15 15	104 52	14.576	2.511	24.4	26.1
431201	NAKHONRACHASIMA	14 58	102 05	12.375	3.129	24.6	26.8
432201	SURIN	14 53	103 30	15.511	2.404	24.9	26.6
CENTRAL							
400201	NAKHORNSAWAN	15 48	100 10	12.881	3.186	25.3	27.6
425201	SUPHANBURI	14 28	100 08	12.689	2.747	23.4	25.3
426201	LOP BURI	14 48	100 37	13.325	3.380	26.5	28.9

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ ผ.จ.3. ผลจากการวิเคราะห์โดยวิธีของ Lieblein (ต่อ)

450201	KANJANABURI	14 01	99 32	9.709	4.251	26.4	29.3
455601	DON MUANG	13 55	100 36	12.256	2.846	23.4	25.4
EAST							
430201	PRACHINBURI	14 03	101 22	12.644	2.859	23.8	25.8
430202	ARANYAPRATHED	13 42	102 35	12.003	4.034	27.8	30.6
459201	CHONBURI	13 22	100 59	9.371	3.147	21.7	23.9
459202	KO SICHANG	13 10	100 48	10.567	2.313	19.6	21.2
459203	PATTAYA	12 55	100 52	14.682	1.375	20.1	21.0
459204	SATTAHIP	12 41	101 01	13.012	2.566	23.1	24.8
478201	RAYONG	12 38	101 21	14.256	1.855	21.5	22.8
480201	CHANTABURI	12 37	102 07	13.620	2.201	22.2	23.8
501201	KHLONG YAI	11 46	102 53	12.124	2.420	21.6	23.3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้