สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

การศึกษาการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านทานแผ่นดินไหวในประเทศไทย

STUDYING AND BUILDING DESIGH OF REINFORCED CONCRETE FOR EARTHQUAKE IN THAILAND

โดย

นายเจษฎา หอธรรมรัตน์

น.ส.อมรรัตน์ สายทอง

นายอาสา ไชยสุวรรณ

วพ
ว7557ก
2550

เลขหมู่.....
เลขทะเบียน 83251
วัน,เดือน,ปี 11 ส.ค. 2551

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2550

b.11967821
i.....

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

STUDYING AND BUILDING DESIGH OF REINFORCED CONCRETE FOR EARTHQUAKE IN THAILAND

MR. JESADA HOTHAMMARAT

MISS AMORNRATT SA-IYTONG

MR. ARSA CHAISUWAN

A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT

OF THE REQUIRMENTS FOR THE DEGREE OF

BACHELOR OF CIVIL ENGINEERING

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, FACULTY OF ENGINEERING

KING MONGKUT 'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ใบรับรองโครงงานพิเศษ

หัวข้อโครงงานพิเศษ	การศึกษาการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านทานแผ่นดินไหวในประเทศไทย		
นักศึกษา	1. นายเจษฎา หอธรรมรัตน์	รหัสนักศึกษา	47010123
	2. น.ส.อมรรัตน์ สายทอง	รหัสนักศึกษา	47010947
	3. นายอาสา ไชยสุวรรณ	รหัสนักศึกษา	47010987
หลักสูตร	วิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต	สาขา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา	ผศ.สมเกียรติ ขวัญพฤกษ์		
อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม	ผศ.สุพจน์ ศรีนิล		

คณะกรรมการการสอบโครงงานพิเศษ	ลายมือชื่อ
ผศ.สุพจน์ ศรีนิล	
ผศ.สมเกียรติ ขวัญพฤกษ์	
ผศ.สุวัฒน์ ถิรเศรษฐ์	

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว

ร.ศ. อำนวย พาณิชกุลพงศ์

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ 27 เดือน มีนาคม พ.ศ. 2551

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หัวข้อโครงงานพิเศษ	การศึกษาการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านทานแผ่นดินไหวในประเทศไทย STUDYING AND BUILDING DESIGH OF REINFORCED CONCRETE FOR EARTHQUAKE IN THAILAND
นักศึกษา	นายเจษฎา หอธรรมรัตน์
	น.ส.อมรรัตน์ สายทอง
	นายอาสา ไชยสุวรรณ
อาจารย์ที่ปรึกษา	ผศ.สมเกียรติ ขวัญพฤกษ์
อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม	ผศ.สุพจน์ ศรีนิล
ระดับการศึกษา	วิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา
ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
ปีการศึกษา	2550

บทคัดย่อ

เป็นที่เชื่อกันโดยทั่วไปว่าประเทศไทยปลอดจากภัยแผ่นดินไหว เนื่องจากไม่ปรากฏหลักฐานที่แสดงถึงภัยพิบัติที่เกิดขึ้นจากแผ่นดินไหวในอดีต สำหรับในช่วงหลายทศวรรษที่ผ่านมาได้มีการขยายตัวทางเศรษฐกิจของประเทศอย่างรวดเร็ว ทำให้เกิดการก่อสร้างอาคารและระบบโครงสร้างพื้นฐานขึ้นมากมาย และในหลายอาคารเหล่านั้นไม่ได้มีการออกแบบให้โครงสร้างสามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นไว้อย่างเหมาะสม ในส่วนของกฎหมายที่ว่าด้วยการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทยได้มีกำหนดไว้ในกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) อย่างไรก็ตามกฎกระทรวงฉบับดังกล่าวได้ใช้มาตรฐานUniform Building Code ฉบับปี ค.ศ. 1985 ซึ่งเป็นมาตรฐานของประเทศสหรัฐอเมริกามาเป็นต้นแบบ ซึ่งมาตรฐานนี้ได้ถูกปรับปรุงและเปลี่ยนรูปแบบการคำนวณและรายละเอียดสำหรับการพิจารณาโครงสร้างในการต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวไปอย่างมากในปัจจุบัน ดังนั้นการศึกษาเพื่อให้เข้าใจถึงสถานะความพร้อมเชิงวิชาการด้านแผ่นดินไหวของประเทศจึงเป็นสิ่งจำเป็นต่อการวางแผนเพื่อการเตรียมการป้องกันภัยพิบัติอย่างเหมาะสม การศึกษานี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อทบทวนการศึกษาและการดำเนินการด้านแผ่นดินไหว และเสนอแนวทางการป้องกันและบรรเทาภัยพิบัติสำหรับประเทศไทย วิธีการศึกษาประกอบด้วยการทบทวนงานวิจัยด้านการประเมินความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวและด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวในประเทศ การพิจารณาความสมบูรณ์ของกฎหมายที่ว่าด้วยการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทยโดยศึกษากับมาตรฐานฉบับที่ทันสมัยของประเทศสหรัฐอเมริกา และเสนอแนวทางสำหรับแผนการศึกษาวิจัยเพื่อการป้องกันภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
อนุญาตให้ใช้เพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้นวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ จึงได้จัดทำขึ้นเพื่อให้ความรู้ความเข้าใจเพิ่มเติมเกี่ยวกับความรู้พื้นฐานด้านแผ่นดินไหว เช่น สาเหตุของการเกิดแผ่นดินไหว ลักษณะคลื่นแผ่นดินไหว ปริมาณสำหรับการวัดแผ่นดินไหว และการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว โดยใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Static Force Procedure) และโปรแกรม Microsoft Excel ในการช่วยคำนวณ และออกแบบโครงสร้างอาคาร

ในส่วนของโปรแกรม Microsoft Excel ในส่วนแรก จะประกอบด้วยข้อมูลเบื้องต้นเกี่ยวกับแผ่นดินไหว เช่น สาเหตุของการเกิดแผ่นดินไหว ลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหว ปริมาณสำหรับการวัดแผ่นดินไหว เป็นต้น ในส่วนที่สอง จะประกอบด้วย ขอกำหนดต่างๆ เช่น UBC (Uniform Building Code) กฎกระทรวง มาตรฐานการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ของกรมโยธาและผังเมือง ในส่วนที่สามจะประกอบด้วย โปรแกรมการคำนวณออกแบบองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ในส่วนที่สี่จะประกอบด้วยโปรแกรมการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งโปรแกรมนี้เป็นโปรแกรมต้นแบบในการให้ความรู้ความเข้าใจเบื้องต้นในการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งสามารถนำไปใช้และพัฒนาปรับปรุงได้อีกต่อไปในอนาคต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

TITLE	STUDYING AND BUILDING DESIGH OF REINFORCED CONCRETE FOR EARTHQUAKE IN THAILAND	
SATUDENT	MR. JESADA	HOTHAMMARAT
	MISS AMORNRATT	SA-IYTONG
	MR. ARSA	CHAISUWAN
ADVISOR	MR. SOMKIAT	KHWANPRUK
DEGREE	BECHELOR OF ENGINEERING	
DEPARTMENT	CIVIL ENGINEERING	
FACULTY	ENGINEERING	
YEAR	2550	

ABSTRACT

Thailand has long been considered by most people as a low seismicity country because there has never been any evident record of the devastating earthquake in history. Over the past few decades, rapid urbanization and a massive scale of building construction have taken place in the country and most buildings and structures were designed and constructed without consideration on seismic loading. The Ministerial Regulation No. 49 which was issued in 1997 is the firstregulation and currently the only mean to control the building design for seismic consideration. However, this regulation was established based on the model code of the Uniform Building Code 1985 of the United State of America in which the code has been replaced by modern and more elaborate versions. Therefore, it is essential to investigate the status of the understanding in the problem of seismic hazard in Thailand for the planning, preparedness and mitigation of the disaster. The objective of this study is to review the work done on the seismic hazard assessment and mitigation for buildings in Thailand and then propose the necessary study programs for the enhancement of earthquake disaster prevention. The methodology and scope of the study consist of a review of study on seismic risk and earthquake engineering for Thailand, an investigation on the comprehensiveness of the Ministerial Regulation for earthquake resistant design of buildings by considering the recent development of the modern US codes, and a proposal for the necessary

This thesis proposes to give the knowledge about basic of seismic such as cause of seismic, type of seismic wave, quantity for measuring seismic and the building design for seismic consideration by Equivalent static force procedure and Microsoft Excel program for calculate and design of building .

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

In the part of the program to be composed of database about seismic such as cause of seismic , type of seismic wave , Uniform Building Code and the last one is the program which building design for seismic consideration. This program is the first model which can be developed in the future

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยดี ด้วยความกรุณาจากหลายฝ่าย ขอขอบพระคุณเป็นอย่างยิ่งในความกรุณาของ ผศ.สมเกียรติ ขวัญพฤกษ์ อาจารย์ที่ปรึกษาโครงงานวิจัย ที่ให้การสนับสนุนช่วยเหลือ ให้ความรู้และคำแนะนำที่ดีในการปฏิบัติงาน ตลอดจนแนวความคิดต่างๆ รวมทั้งให้ความช่วยเหลือในการแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้น และช่วยตรวจแก้ไขรายงานจนเสร็จสมบูรณ์

ขอขอบพระคุณ ผศ.สุพจน์ ศรีนิล อาจารย์ที่ปรึกษาร่วมโครงงานวิจัยที่ได้ให้คำแนะนำในเรื่องต่างๆ ให้ความรู้และข้อคิดที่เป็นประโยชน์ในการทำงาน

ขอขอบพระคุณ คณาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบังทุกท่านที่ได้ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ให้แก่ข้าพเจ้าตลอดระยะเวลาที่ศึกษาเล่าเรียน

สุดท้ายนี้ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา และครอบครัวของข้าพเจ้าที่เป็นกำลังใจในยามที่ข้าพเจ้าเหนื่อยล้า และให้การสนับสนุนส่งเสริมการศึกษามาโดยตลอด

คุณค่าและประโยชน์อันพึงมาจากวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ขอมอบแด่ผู้มีพระคุณทุกท่าน

นายเจษฎา หอธรรมรัตน์
น.ส.อมรรัตน์ สายทอง
นายอาสา ไชยสุวรรณ
คณะผู้ประพันธ์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง		หน้า
	ปกใน(ภาษาไทย)		ก
	ปกใน(ภาษาอังกฤษ)		ข
	หน้าอนุมัติ		ค
	บทคัดย่อ(ภาษาไทย)		ง
	บทคัดย่อ(ภาษาอังกฤษ)		ฉ
	กิตติกรรมประกาศ		ซ
	สารบัญ		ฌ
	สารบัญตาราง		ฐ
	สารบัญรูป		ฑ
1	**บทนำ**		
	1.1	กล่าวนำ	1
	1.2	ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย	2
	1.3	วัตถุประสงค์ของการศึกษา	3
	1.4	ขอบเขตของการศึกษา	3
	1.5	วิธีการดำเนินโครงงานพิเศษ	3
	1.6	ขั้นตอนการดำเนินงาน	4
2	**วรรณกรรมปริทัศน์**		
	2.1	แผ่นดินไหว	
		2.1.1 แผ่นดินไหวคืออะไร	5
		2.1.2 คลื่นแผ่นดินไหว	7
		2.1.3 การวัดขนาดและความรุนแรงของแผ่นดินไหว	7
		2.1.4 แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว	9
		2.1.5 ธรณีภาค	9
		2.1.6 หลักฐานและข้อมูลทางธรณีภาค	11
		2.1.7 รอยต่อแผ่นธรณีภาค	12

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง		หน้า
	2.1.8	รอยต่อแบบแยกจากกัน	13
	2.1.9	รอยต่อเคลื่อนที่สวนกัน	14
2.2	แผ่นดินไหวของประเทศไทย		16
2.3	กฎกระทรวงและข้อบังคับ		
	2.3.1	กฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทานความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550	27
	2.3.2	มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301-50 กรมโยธาธิการและผังเมืองกระทรวงมหาดไทย	33
2.4	หลักการออกแบบในข้อกำหนด Uniform Building Code		
	2.4.1	ข้อกำหนดของ UBC 1985	44
	2.4.2	ข้อกำหนดของ UBC 1994	59
	2.4.3	ข้อกำหนดของ UBC 1997	77
2.5	การออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก		
	2.5.1	คานคอนกรีตเสริมเหล็ก	98
	2.5.2	กำลังต้านแรงเฉือนของคาน	130
	2.5.3	การออกแบบเสาสั้น	140
2.6	ข้อพิจารณารูปแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว		
	2.6.1	บทนำ	163
	2.6.2	ลักษณะรูปทรงของอาคาร	163
	2.6.3	ผลกระทบต่ออาคารรูปทรงที่มีความไม่สม่ำเสมอ	170
	2.6.4	ระบบโครงสร้างหลัก	178
	2.6.5	ข้อแนะนำในการเลือกรูปร่างโครงสร้างอาคาร	183
2.7	การออกแบบโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือน		
	2.7.1	กล่าวนำ	186
	2.7.2	ระบบต้านทานแรงด้านข้าง	187

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง		หน้า
	2.7.3	ข้อพิจารณาในการออกแบบ	188
	2.7.4	โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนแบบอิสระ	190
	2.7.5	การคำนวณออกแบบกำแพงระบบที่มีการเปลี่ยนขนาดเป็นสัดส่วนกัน	192
	2.7.6	การออกแบบเหล็กเสริมในกำแพง	196
	2.7.7	โครงสร้างกำแพงเฉือนควบคู่	197
	2.7.8	ข้อกำหนดการออกแบบกำแพง	208
	2.8	การออกแบบโครงข้อแข็ง	
	2.8.1	ขั้นตอนในการออกแบบโครงข้อแข็ง	224
	2.8.2	พฤติกรรมของโครงข้อแข็ง	224
	2.8.3	การคำนวณหน่วยแรงในองค์อาคารเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร	226
	2.8.4	การคำนวณออกแบบองค์อาคารต้านทานแรงกระทำรวมของน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงและแรงกระทำด้านข้าง	234
	2.9	การออกแบบองค์อาคาร โดยหลักการ เสาแข็งแรงและคานอ่อน	
	2.9.1	หลักการออกแบบ	241
	2.9.2	การออกแบบเหล็กเสริมตามยาวในเสาและคาน	243
	2.9.3	การออกแบบเหล็กปลอกต้านทานแรงเฉือนในคาน	244
	2.9.4	การออกแบบเหล็กปลอกต้านทานแรงเฉือนในเสา	245
	2.9.5	ข้อกำหนดของปริมาณเหล็กปลอกในเสา	247
	2.9.6	การจัดรายละเอียดเหล็กเสริมในคานและเสา	248
3	**แผนการดำเนินงานของโครงการ**		
	3.1	แผนการดำเนินงานที่วางแผนไว้	260
	3.2	แผนการดำเนินงานที่ปรับเปลี่ยน	262
	3.3	เหตุผลในการปรับเปลี่ยนแผนการดำเนินงาน	262

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
4	**สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ**	
	4.1 สรุปและวิเคราะห์ผล	263
	4.2 ปัญหาอุปสรรคและแนวทางการแก้ไข	263
	ตัวอย่างรายการคำนวณจากโปรแกรม	264
	ภาคผนวก	291
	References	371
	เอกสารอ้างอิง	372

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

ตารางที่	ชื่อตาราง	หน้า
2.1	หน่วยการวัดขนาดของแผ่นดินไหวในมาตราริกเตอร์	8
2.2	หน่วยการวัดขนาดของแผ่นดินไหวในมาตราเมอร์แคลลี่	8
2.3	แผ่นดินไหวรู้สึกได้ในประเทศไทย ตั้งแต่ปี พ.ศ.2442-2542	21
2.4	เพิ่มเติมข้อมูลแผ่นดินไหวรู้สึกได้ในประเทศไทย	22
2.5	ความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างในแนวดิ่ง	33
2.6	ความไม่สม่ำเสมอของผนังโครงสร้าง	35
2.7	สัมประสิทธิ์ความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหว	44
2.8	สัมประสิทธิ์ความสำคัญของอาคาร	45
2.9	สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบ	46
2.10	สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดิน	49
2.11	สัมประสิทธิ์ความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหว	59
2.12	สัมประสิทธิ์ความสำคัญของอาคาร	60
2.13	สัมประสิทธิ์ชั้นดิน	62
2.14	ค่าตัวประกอบ R_w	64
2.15	สัมประสิทธิ์ความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหว	78
2.16	สัมประสิทธิ์ความสำคัญของอาคาร	78
2.17	สัมประสิทธิ์ R	80
2.18	สัมประสิทธิ์แรงแผ่นดินไหว(C_v)	83
2.19	สัมประสิทธิ์แรงแผ่นดินไหว(C_a)	84
2.20	ประเภทของชั้นดินที่ตั้งอาคาร	84
2.21	ประเภทของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว	85
2.22	ตัวประกอบสำหรับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในระยะใกล้ (N_v)	85
2.23	ตัวประกอบสำหรับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในระยะใกล้ (N_a)	86

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
2.1	แนวการเกิดแผ่นดินไหว	5
2.2	แนวขอบหรือบริเวณรอยต่อของเพลตที่เกิดแผ่นดินไหวเป็นประจำ	6
2.3	ประเภทของคลื่นแผ่นดินไหว	7
2.4	ภาพแสดงการรวมกันของทวีปต่างๆเป็นผืนดินใหญ่	9
2.5	ภาพแสดงการแยกตัวของทวีปต่างๆจนกลายเป็นมหาสมุทร	10
2.6	หลักฐานที่แสดงว่าทวีปต่างๆเคยเป็นผืนเดียวกัน	11
2.7	การเกิดการมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก	12
2.8	การเกิดรอยต่อแบบแยกจากกัน	13
2.9	รอยแยกทวีปอีสท์อาฟริกัน	14
2.10	รอยต่อเคลื่อนที่สวนกัน	15
2.11	แนวการเกิดแผ่นดินไหวที่มีผลกระทบต่อประเทศไทย	17
2.12	แนวการไหวสะเทือนของแผ่นดินไหวที่พาดผ่านอินโดนีเซียและพม่า	17
2.13	ภาพแสดงรอยเลื่อนที่มีพลังในประเทศไทย	18
2.14	แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวในประเทศไทย	23
2.15	แผนที่แสดงความเข้มข้นของแผ่นดินไหวของประเทศไทยในปัจจุบัน	24
2.16	แผนที่แสดงความเสี่ยงของภัยแผ่นดินไหวในประเทศไทย	25
2.17	จุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวในประเทศไทย	26
2.18	ตัวอย่างความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างในแนวดิ่ง	34
2.19	ตัวอย่างความไม่สม่ำเสมอของผังโครงสร้าง	36
2.20	ตัวอย่างการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือน	38
2.21	รายละเอียดการเสริมเหล็กในคาน	39
2.22	รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสา	39
2.23	การคำนวณแรงเฉือนในแนวสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อ	41
2.24	ประเภทข้อต่อต่างๆสำหรับการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ (V_n)	42
2.25	พื้นที่ต้านแรงเฉือนประสิทธิผลของข้อต่อระหว่างคานและเสา	43
2.26	สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับคาบการสั่นธรรมชาติ	48
2.27	การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างในแต่ละชั้นอาคาร	51
2.28	การคำนวณแรงเฉือนในแต่ละชั้นอาคาร	52

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
2.29	ค่าระยะการเคลื่อนตัวในระหว่างชั้นของอาคาร	53
2.30	สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน	61
2.31	การลดกำลังเป็น Inelastic Design Sepectrum ด้วยค่า R_w	63
2.32	การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างในแต่ละชั้นอาคาร	67
2.33	การคำนวณแรงเฉือนในแต่ละชั้น	68
2.34	การคำนวณผลกระทบของ $P\Delta$	69
2.35	การลดกำลังเป็น Inelastic Design Sepectrum ด้วยค่า R	80
2.36	การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างในแต่ละชั้นอาคาร	87
2.37	การคำนวณแรงเฉือนในแต่ละชั้นอาคาร	87
2.38	พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัด	99
2.39	พฤติกรรมของคาน คสล. ภายใต้น้ำหนักบรรทุก	100
2.40	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวของคาน คสล.	102
2.41	ความลึกประสิทธิผล	103
2.42	การวิเคราะห์หน้าตัดแปลง	104
2.43	คานที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึง	105
2.44	การพิจารณาโมเมนต์สูงสุดในคาน	109
2.45	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและค่าความโค้ง	113
2.46	การพิจารณาโมเมนต์สูงสุดในคาน	115
2.47	การพิจารณาโมเมนต์สูงสุดในคาน	120
2.48	แนวของหน่วยแรงหลักในคาน	131
2.49	รอยร้าวเนื่องจากแรงดึงทแยง	132
2.50	การพิจารณากำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง	135
2.51	ระยะที่ต้องมีเหล็กเสริมทางขวางเพื่อต้านทานแรงเฉือน	138
2.52	เปรียบเทียบการวิบัติของเสาปลอกเดียวและเสาปลอกเกลียว	141
2.53	ตัวอย่างของโครงสร้างที่มีการยึดและไม่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง	142
2.54	โมเมนต์ที่เกิดขึ้นในเสาทั้งโมเมนต์เดิมและโมเมนต์ที่เกิดเพิ่มขึ้น	143

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
2.55	การแอ่นตัวและแรงในอาคารหลายชั้น	144
2.56	การกระจายความเครียดและหน่วยแรงในหน้าตัดภายใต้ผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน	145
2.57	การกระจายความเครียดภายใต้ขอบเขตการรับแรงรวมตามแนวแกนร่วมกับแรงดัด	147
2.58	แผนภาพกำลังร่วมแสดงกำลังระบุและกำลังที่ใช้คำนวณออกแบบของเสาปลอกเดี่ยว	148
2.59	ข้อกำหนดการจัดเหล็กปลอกเดี่ยว	150
2.60	สมมติฐานของ Whintney สำหรับสภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงดัด	152
2.61	รูปแบบอาคารที่ดีในการต้านทานแผ่นดินไหว	164
2.62	อาคารรูปทรงตัว L ที่มีการแยกกันสองอาคาร และยึดติดกัน	171
2.63	การใช้รูปแปลนแบบค่อยๆเปลี่ยนมุมเพื่อลดหน่วยแรงในตำแหน่งที่ตัดกันของมุมอาคาร	171
2.64	ค่าการโก่งตัวเนื่องจากแรงบิดเป็นสัดส่วนกับค่ากำลังสองของความยาวของอาคาร	172
2.65	ผังอาคารห้างสรรพสินค้าแห่งหนึ่งในรัฐอลาสกา สหรัฐอเมริกา มีการจัดตำแหน่งของกำแพงที่ขอบอาคารไม่สมดุล	173
2.66	ผลของชั้นที่มีสติฟเนสอ่อนเป็นพิเศษต่อการโก่งตัวด้านข้าง	174
2.67	ชนิดของชั้นที่มีสติฟเนสอ่อนเป็นพิเศษ	175
2.68	การเคลื่อนตัวด้านข้างที่มาก	176
2.69	การวิบัติที่เสา	176
2.70	การปรับปรุงอาคารที่มีชั้นที่มีสติฟเนสอ่อนเป็นพิเศษด้วยการเสริมเหล็กยึดทแยง	177
2.71	ระบบโครงสร้างโครงข้อแข็ง	180
2.72	โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือน	181
2.73	โครงสร้างโครงข้อแข็ง-กำแพงรับแรงเฉือน	182
2.74	รูปทรงอาคารในแนวระนาบและในแนวดิ่ง ที่ควรเลือกและไม่ควรเลือก	183
2.75	การกระจายตัวของมวลและสติฟเนสในแนวระนาบที่ควรเลือกและไม่ควรเลือก	183

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
2.76	การกระจายตัวของมวลและสติฟเนสในแนวดิ่งที่ควรเลือกและไม่ควรเลือก	184
2.77	เปรียบเทียบระหว่างระบบเสาแข็ง-คานอ่อนและระบบเสาอ่อน-คานแข็ง	184
2.78	ตำแหน่งของกำแพงเฉือนในอาคาร	187
2.79	ตำแหน่งที่แรงด้านข้างกระทำและตำแหน่งศูนย์กลางของกำแพง	188
2.80	แรงกระทำต่ออาคารทางด้านข้าง	188
2.81	การกระจายของแรงเฉือน โมเมนต์ และแรงตามแนวแกนบนหน้าตัดกำแพง	189
2.82	รูปแบบการวิบัติที่พบในกำแพงสูง	190
2.83	การเสริมความแข็งแรงที่ปลายหน้าตัดกำแพง	190
2.84	การถ่ายเทแรงในกำแพงเตี้ยๆ	190
2.85	โครงสร้างกำแพงรับแบบที่มีการเปลี่ยนขนาดเป็นสัดส่วนและแบบไม่เป็นสัดส่วนกัน	191
2.86	โครงสร้างกำแพงแบบสมมาตร	192
2.87	การเคลื่อนตัวของโครงสร้างไม่สมมาตร	193
2.88	โครงสร้างไม่สมมาตรซึ่งแนวกำแพงขนานกับแนวแรงกระทำทางด้านข้าง	194
2.89	โครงสร้างไม่สมมาตรซึ่งรวมทั้งกำแพงในแนวตั้งฉาก	195
2.90a	ผังอาคารที่พักอาศัยที่มีกำแพงควบคู่	198
2.90b	พฤติกรรมการรับแรงกระทำทางด้านข้างของกำแพงควบคู่	198
2.91	การทดแทนกำแพงคู่ควบด้วย Continum model	200
2.92	แรงภายในของ Coupled Shear wall	200
2.93	การกระจายของแรงกระทำต่อโครงสร้างกำแพงคู่ควบ	202
2.94	การกระจายของแรงของโครงสร้างกำแพงคู่ควบ	202
2.95	Wall moment factor for concentrated load at top	203
2.96	Wall moment factor for trianqularly distributed loading	204
2.97	แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในคานเชื่อม	205
2.98	Shear flow factor for concentrated load at top	206
2.99	Top deflection factor for concentrated load at top	207
2.100	Shear flow factor for triangularly distributed loading	207

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
2.101	Top deflection factor for triangularly distributed loading	208
2.102	แรงกระทำต่อกำแพงคู่ควบที่ใช้ในการออกแบบเสาขอบกำแพง	210
2.103	รายละเอียดการเสริมเหล็กในกำแพง	212
2.104	รายละเอียดการเสริมเหล็กในคานเชื่อม	213
2.105	แรงและการเคลื่อนที่อันเกิดจากแรงเฉือนภายนอก	225
2.106	แรงและการเคลื่อนที่อันเกิดจากโมเมนต์ภายนอก	225
2.107	หลักการเสาแข็งแรงและคานอ่อน	242
2.108	โมเมนต์ดัดที่จุดต่อเสาและคาน	242
2.109	โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่ปลายคาน	244
2.110	โมเมนต์ดัดและแรงเฉือน	245
2.111	พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของข้อต่อรับแรงเฉือน	246
2.112	รายละเอียดเหล็กเสริมในคาน	249
2.113	รายละเอียดเหล็กเสริมในเสาสำหรับโครงสร้าง SMRF	250
2.114	รายละเอียดเหล็กปลอกสำหรับคานและเสาสำหรับโครงสร้าง SMRF	251
2.115	รายละเอียดเหล็กปลอกสำหรับคานและเสา	259

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1

บทนำ

1.1. กล่าวนำ

ภัยพิบัติธรรมชาติที่นับว่ามีความรุนแรงมากที่สุด พยากรณ์ได้ยากที่สุด แม้จะลดภัยพิบัติได้บ้างแต่ก็ไม่มีทางป้องกันได้ในปัจจุบันก็คือ **" แผ่นดินไหว "** ความจริงปรากฏการณ์ **" แผ่นดินไหว "** มี 2 แบบ คือ แบบธรรมชาติ เช่น การไหวตัวของเปลือกโลก และจากแรงสะเทือนจากภูเขาไฟระเบิด และแบบไม่ธรรมชาติ คือ มนุษย์ทำขึ้น เช่น ระเบิดปรมาณู การกักน้ำในเขื่อน รถบรรทุกหนักกำลังวิ่ง การระเบิดจากเหมือง เป็นต้น ในปัจจุบันทางด้านวิทยาศาสตร์เป็นที่ยอมรับว่าแผ่นดินไหวหมายถึง ปรากฏการณ์การไหวสะเทือนอย่างรุนแรงของพื้นผิวโลก ซึ่งเกิดจากการที่เปลือกโลกปรับตัวให้เข้าสู่สมดุลโดยการปลดปล่อยพลังงานที่สะสมไว้ให้ออกมาอย่างรวดเร็วในรูปคลื่นแผ่นดินไหว (seismic wave) หรือคลื่นไหวสะเทือนได้

ประเทศไทยเป็นประเทศหนึ่งในภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ ซึ่งได้เคยประสพแผ่นดินไหวมาตั้งแต่ในอดีตจนปัจจุบัน แม้ว่าจะเป็นที่ยอมรับกันว่าประเทศไทยไม่ใช่ศูนย์กลางของการเกิดแผ่นดินไหวของภูมิภาค แถบนี้ แต่หลักฐานทางประวัติศาสตร์และหลักฐานทางเครื่องบันทึกแผ่นดินไหว (seismograph) อันเป็นหลักฐานขั้นพื้นฐาน ทำให้ทราบว่าได้เคยเกิดมีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่และเล็กหลายครั้งแล้วในประเทศไทย ด้วยเหตุนี้ทำให้เกิดความจำเป็นในการศึกษาข้อมูลธรณีวิทยาเกี่ยวกับแผ่นดินไหวขึ้น ซึ่งเป็นที่เข้าใจและแพร่หลายน้อยมากโดยเฉพาะในประเทศไทยในปัจจุบัน ดังนั้นการศึกษาเรื่องราวของแผ่นดินไหวจึงก่อให้เกิดความกระจ่างเกี่ยวกับการกำเนิดและตระหนักถึงภัยจากแผ่นดินไหวของประเทศ และภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้อันเป็นประโยชน์ต่อการวางแผนโครงสร้างวิศวกรรมขนาดใหญ่ และการใช้ประโยชน์ที่ดินการวางผังเมือง และสภาพแวดล้อมได้ในอนาคต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.2 ความสำคัญและที่มาของปัญหาในการทำวิจัย

ในการเผชิญหน้ากับแผ่นดินไหว ซึ่งเป็นภัยทางธรรมชาติที่มีก่อให้เกิดความเสียหายได้อย่างรุนแรง การศึกษาความรู้พื้นฐานเรื่องแผ่นดินไหวจึงเป็นสิ่งจำเป็น ทำให้ทราบถึงธรรมชาติของสาเหตุการเกิด ตลอดจนลักษณะและความรุนแรงของแผ่นดินไหว ในปัจจุบันพบว่าประเทศไทยมิได้ปลอดภัยจากภัยแผ่นดินไหว ดังนั้นในการวางแผนและมาตรการในป้องกัน และบรรเทาภัยทั้งในระยะสั้นและระยะยาวที่มีประสิทธิภาพ มีส่วนสนับสนุนความมั่นคงปลอดภัยในชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนและเศรษฐกิจ ของประเทศโดยส่วนรวม เพื่อป้องกันภัยพิบัติที่อาจจะเกิดขึ้นได้ ในปัจจุบันนี้กระทรวงมหาดไทย จึงได้ออกกฎกระทรวงฉบับที่ 49 เพื่อควบคุมให้อาคารในพื้นที่เสี่ยงภัยมีการออกแบบ และก่อสร้างให้ต้านทานแผ่นดินไหวได้เหมาะสม พื้นที่เสี่ยงภัยที่กำหนดในกฎกระทรวงฉบับนี้ได้แก่ 9 จังหวัด ในภาคเหนือ เชียงราย เชียงใหม่ ตาก น่าน พะเยา แพร่ แม่ฮ่องสอน ลำปาง ลำพูน และอีก 1 จังหวัดในภาคตะวันตก คือ กาญจนบุรี โดยมีผลบังใช้แล้วตั้งแต่วันที่ 12 พฤศจิกายน 2540 เป็นต้นไป ดังนั้น ในการออกแบบโครงสร้างอาคาร จะต้องคำนึงถึงการจัดรูปแบบเรขาคณิต ให้มีเสถียรภาพต่อการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวโดยรูปทรงและสัดส่วนที่ดี มีการจัดรายละเอียดเหล็กเสริมบริเวณจุดรอยต่อ (joints) ระหว่างองค์อาคาร และโครงสร้างทั้งระบบ ให้มีความเหนียว (ductility) คือสามารถโยกไหวได้โดยไม่แตกร้าวรุนแรงจนเสียกำลังรับน้ำหนักบรรทุกเพื่อป้องกันการวิบัติแบบสิ้นเชิง

การศึกษาภัยธรรมชาติหลายชนิดที่รุนแรงในประเทศไทยเป็นไปอย่างกว้างขวางและมีประสิทธิภาพ เช่น ภัยทางด้านอุตุนิยมวิทยา พายุ ฝนฟ้าคะนอง น้ำท่วม ภัยแล้ง เป็นต้น แต่ยังมีภัยธรรมชาติบางชนิด เช่น ภัยแผ่นดินไหว ซึ่งยังคงท้าทายต่อการศึกษาและทำความเข้าใจเป็นอย่างมาก เนื่องจากลักษณะทางธรรมชาติของแผ่นดินไหวนั้นเกิดอยู่ใต้พื้นโลกหลายสิบกิโลเมตร และอาจมีตำแหน่งที่ลึกลงไปถึงหลายร้อยกิโลเมตรซึ่งยังไม่มีเครื่องมือตรวจวัดได้โดยตรง

ปัจจุบันความตื่นตัวในการศึกษาวิชาแผ่นดินไหว (Seismology) เป็นไปอย่างกว้างขวางทั่วโลกไม่เพียงเฉพาะนักแผ่นดินไหว(Seismologist) เท่านั้น แต่ยังเป็นที่สนใจของบรรดาวิศวกรเพื่อนำไประยุกต์ใช้ในการก่อสร้างให้มีความปลอดภัยเพิ่มขึ้น ความรู้พื้นฐานด้านแผ่นดินไหวที่วิศวกรควรทำความเข้าใจ ได้แก่

-สาเหตุของการเกิดแผ่นดินไหว

-ลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหว

-ปริมาณสำหรับการวัดแผ่นดินไหวเช่น ขนาด ความรุนแรงแผ่นดินไหว พลังงาน

-แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว

-การตรวจวัดแผ่นดินไหวและเครื่องมือ

-สถิติแผ่นดินไหว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

-องค์ประกอบที่เพิ่มความเสียหาย

-แหล่งข้อมูลแผ่นดินไหว

-การจัดระบบป้องกันและบรรเทาแผ่นดินไหว

1.3 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

1. ศึกษาผลกระทบของการเกิดแผ่นดินไหวที่ส่งผลต่ออาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

2. ศึกษาการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อป้องกันการเกิดแผ่นดินไหว

3. สามารถนำไปใช้ในการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กอย่างง่ายเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว

1.4 ขอบเขตของโครงการวิจัย

1. การศึกษาโครงงานวิจัยชิ้นนี้จะเลือกใช้โปรแกรมในการออกแบบ คือ โปรแกรม Excel เท่านั้น

2. การใช้งานโปรแกรมในการคำนวณการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก สามารถใช้ได้เฉพาะกับรูปแบบของอาคารที่มีให้ในโปรแกรมเท่านั้น

3. วิธีที่ใช้ในการคำนวณออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นวิธีแรงสถิตย์เทียบเท่า

1.5 วิธีการดำเนินโครงงานพิเศษ

1. ศึกษาข้อพิจารณารูปแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว
    - ลักษณะรูปทรงของอาคาร
    - ศึกษาความแตกต่างของอาคารที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอและทีสม่ำเสมอ
    - ระบบโครงสร้างหลัก
    - ข้อแนะนำในการเลือกรูปแบบอาคาร
2. ศึกษาตัวอย่างการคำนวณแรงจากแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้างของอาคารโดยพิจารณาที่เป็นอาคารรูปทรงสม่ำเสมอ
3. ศึกษาการใช้โปรแกรม Excel เพื่อประยุกต์ใช้ในการออกแบบโปรแกรมการคำนวณ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.6 ขั้นตอนการดำเนินงาน

	รายการ/เดือน	ก.ค.	ส.ค.	ก.ย	ต.ค.	พ.ย.	ธ.ค.	ม.ค	ก.พ.
1	ศึกษาข้อมูลเกี่ยวกับการเกิดแผ่นดินไหวในประเทศไทย								
2	ศึกษาผลกระทบของการเกิดแผ่นดินไหวที่มีผลต่อโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก								
3	ศึกษาการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว								
4	นำข้อมูลที่ได้จากการศึกษาและวิเคราะห์ มาออกแบบโปรแกรมที่ใช้ในการ คำนวณออกแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่สามารถต้านทานแผ่นดินไหว โดยใช้โปรแกรม Excel ในการคำนวณ และออกแบบ								
5	วิเคราะห์ผลการคำนวณที่ได้จากโปรแกรมที่ออกแบบมาเปรียบเทียบกับข้อมูล ทางทฤษฎี ว่าผลการคำนวณที่ได้มีความสอดคล้องกันหรือไม่อย่างไรจัดทำเป็นโปรแกรมสำเร็จรูปที่ผู้ใช้งานสามารถ Link ข้อมูลต่างๆได้ภายในโปรแกรมเช่น สามารถดูข้อมูลสถิติการเกิดแผ่นดินไหวในประเทศไทยได้ สามารถดูข้อมูล ทางทฤษฎีใน								
6	การวิเคราะห์และออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กได้ สามารถป้อนค่าข้อมูลการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อให้โปรแกรมคำนวณและออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กได้ สามารถดูรายการในการคำนวณและออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กได้								

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 2

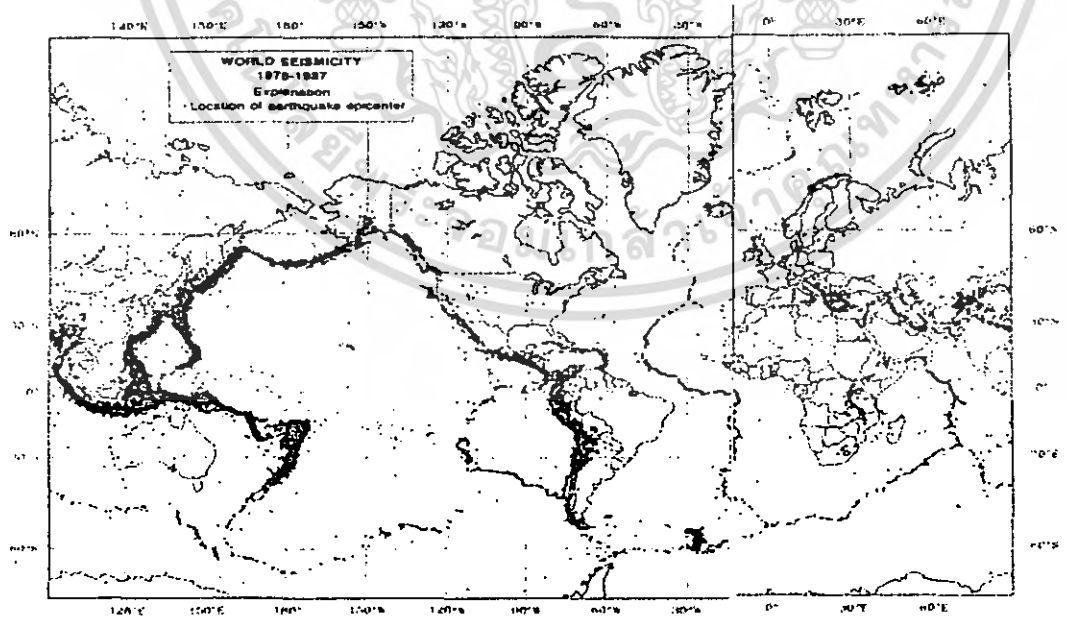
วรรณกรรมปริทัศน์

2.1 แผ่นดินไหว[ref 1]

2.1.1 แผ่นดินไหวคืออะไร

แผ่นดินไหว เป็นปรากฏการณ์ธรรมชาติ เกิดจากการเคลื่อนตัวโดยฉับพลันของเปลือกโลกส่วนใหญ่ แผ่นดินไหวมักเกิดตรงบริเวณขอบของแผ่นเปลือกโลกเป็นแนวแผ่นดินไหวของโลก การเคลื่อนตัวดังกล่าว เกิดขึ้นเนื่องจากชั้นหินหลอมละลาย ที่อยู่ภายใต้เปลือกโลกได้รับพลังงานความร้อนจากแกนโลก และลอยตัวผลักดันให้เปลือกโลกตอนบนตลอดเวลา ทำให้เปลือกโลกแต่ละชิ้นมีการเคลื่อนที่ในทิศทางต่าง ๆ กันพร้อมกับสะสมพลังงานไว้ภายใน บริเวณขอบของชิ้นเปลือกโลกจึงเป็นส่วนที่ชนกันเสียดสีกัน หรือแยกจากกัน หากบริเวณขอบของชิ้นเปลือกโลกใด ๆ ไม่ผ่านหรืออยู่ใกล้กับประเทศใดประเทศนั้น ก็จะมีความเสี่ยงต่อภัยแผ่นดินไหวสูง เช่น ประเทศญี่ปุ่น ประเทศฟิลิปปินส์ ประเทศอินโดนีเซีย นิวซีแลนด์ เป็นต้น นอกจากนั้นพลังที่สะสมในเปลือกโลก ถูกส่งผ่านไปยังเปลือกโลกพื้นของทวีป ตรงบริเวณรอยร้าวของหินใต้พื้นโลกหรือที่เรียกว่า "รอยเลื่อน" เมื่อระนาบ รอยร้าวที่ประกบกันอยู่ได้รับแรงอัดมาก ๆ ก็จะทำ ให้รอยเลื่อนมีการเคลื่อนตัวอย่างฉับพลัน เกิดเป็น แผ่นดินไหวเช่นเดียวกัน

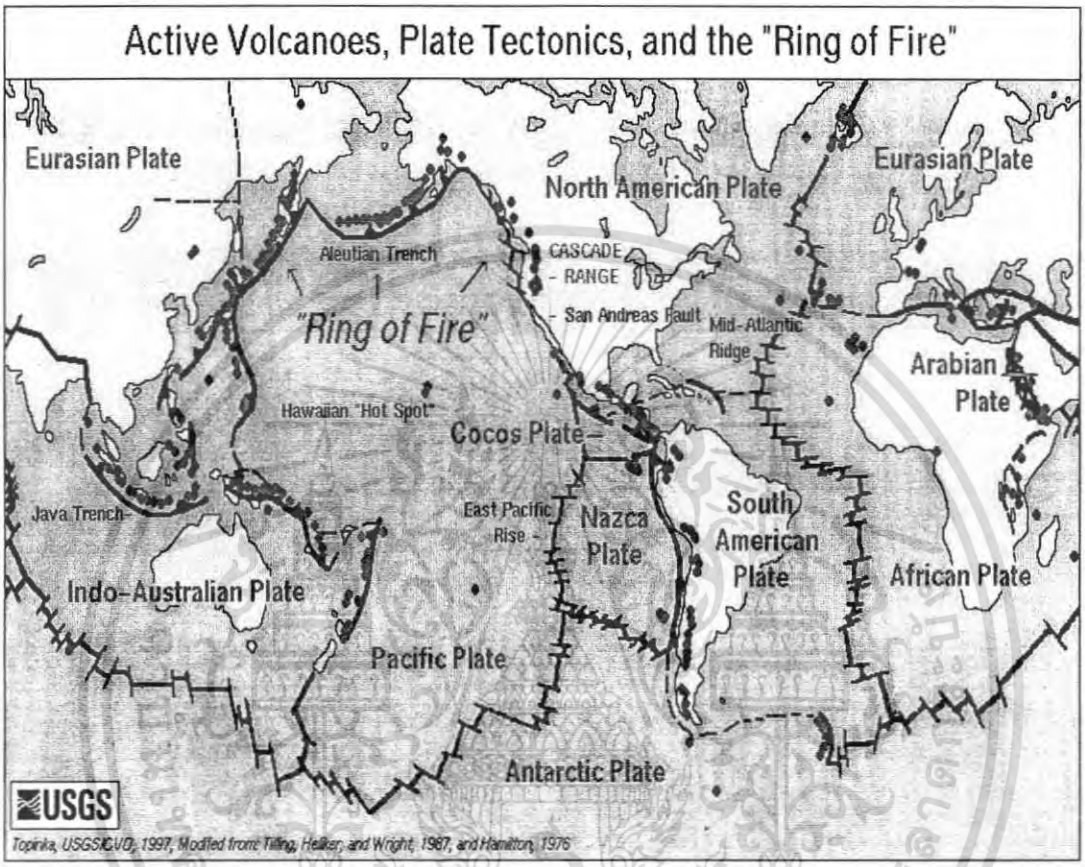
แผ่นดินไหวไม่ได้เกิดขึ้นทั่วๆ ไปบนโลก แต่จะมีแนวของการเกิดที่ค่อนข้างเป็นรูปแบบที่แน่นอน



รูปที่ 2.1 แนวการเกิดแผ่นไหวบนโลก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แนวที่มีการเกิดแผ่นดินไหวอย่างต่อเนื่อง คือแนวขอบ หรือบริเวณรอยต่อของเพลต (plate) ต่างๆ ตามทฤษฎีการเคลื่อนตัวของเปลือกโลก (Plate Tectonic Theory)



รูปที่ 2.2 แนวขอบหรือบริเวณรอยต่อของเพลตที่เกิดแผ่นดินไหวเป็นประจำ

Foreshocks • Mainshocks • Aftershocks

- การเกิดแผ่นดินไหวจะประกอบด้วยการสั่นสะเทือนที่มีขนาดใหญ่ ที่เรียกว่า Mainshocks หนึ่งครั้ง ติดตามด้วยการสั่นสะเทือนเล็กๆ อีกหลายครั้งที่เรียกว่า Aftershocks

- ในบางครั้งอาจมีการสั่นสะเทือนเล็กๆ เกิดขึ้นก่อนหน้า เรียกว่า Foreshocks

- การสั่นสะเทือนเป็นระลอกดังกล่าว อาจเกิดขึ้นในเวลาเพียงไม่กี่วินาที จนถึงหลายวันได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

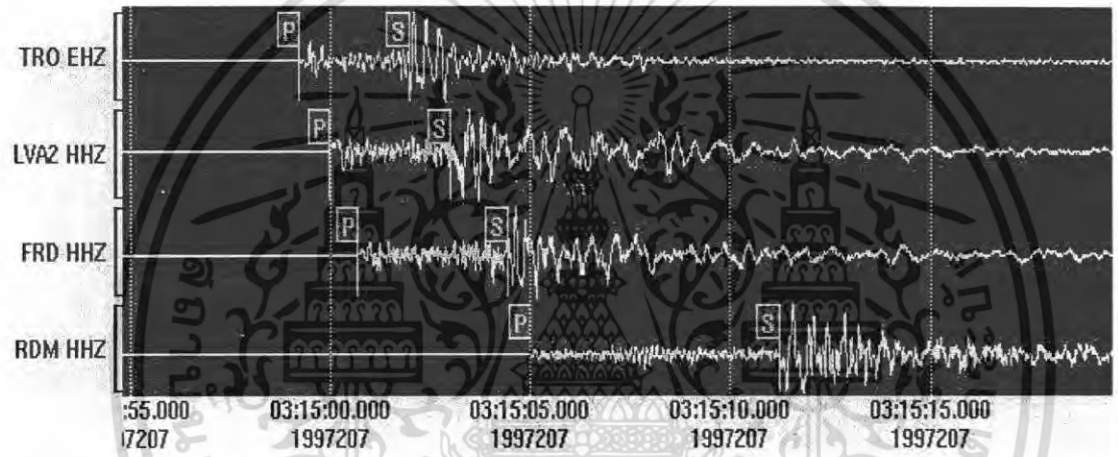
2.1.2 คลื่นแผ่นดินไหว (Seismic wave)

แบ่งเป็น 3 ประเภท

(1.) P-waves หรือ Primary waves (คลื่นปฐมภูมิ) มีความเร็วสูง ส่งผลให้เกิดแรงบีบอัดและแรงกระแทก

(2.) S-waves หรือ Secondary waves (คลื่นทุติยภูมิ) มีความเร็วรองจาก P-waves ส่งผลให้เกิดแรงยกขึ้น-ลง

(3.) Surface waves (คลื่นพื้นผิว) เดินทางช้าที่สุด แต่จะมีแรงสั่นสะเทือนสูง และเป็นคลื่นที่ก่อให้เกิดความเสียหายมากที่สุด



รูปที่ 2.3 ประเภทของคลื่นแผ่นดินไหว

2.1.3 การวัดขนาดและความรุนแรงของแผ่นดินไหว

ขนาด (Magnitude) เป็นปริมาณที่มีความสัมพันธ์กับพลังงานที่พื้นโลก ปลดปล่อยออกมาในรูปของการสั่นสะเทือน คำนวณได้จากการตรวจวัดค่าความสูงของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัด ได้ด้วยเครื่องมือตรวจแผ่นดินไหว โดยเป็นค่าปริมาณที่บ่งชี้ขนาด ณ บริเวณศูนย์กลางแผ่นดินไหว มีหน่วยเป็น "ริคเตอร์"

ความรุนแรงแผ่นดินไหว (Intensity) แสดงถึงความรุนแรงของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้น วัด ได้จากปรากฏการณ์ที่เกิดขึ้น ขณะเกิด และหลังเกิดแผ่นดินไหว เช่น ความรู้สึกของผู้คน ลักษณะที่วัตถุหรือ อาคารเสียหายหรือสภาพภูมิประเทศที่เปลี่ยนแปลง เป็นต้น ในกรณีของประเทศไทยใช้ มาตราเมอร์แคลลี่ สำหรับเปรียบเทียบอันดับ ซึ่งมีทั้งหมด 12 อันดับ เรียงลำดับความรุนแรงแผ่นดินไหวจากน้อยไปมาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 2.1 หน่วยการวัดขนาดของแผ่นดินไหวในมาตราริคเตอร์

มาตราริคเตอร์

ขนาด	ความสัมพันธ์ของขนาดโดยประมาณกับความสั่นสะเทือนใกล้ศูนย์กลาง
1-2.9	เกิดการสั่นไหวเล็กน้อย ผู้คนเริ่มมีความรู้สึกถึงการสั่นไหว บางครั้ง รู้สึกเวียน ศีรษะ
3-3.9	เกิดการสั่นไหวเล็กน้อย ผู้คนที่อยู่ในอาคารรู้สึกเหมือนรถไฟวิ่งผ่าน
4-4.9	เกิดการสั่นไหวปานกลาง ผู้ที่อาศัยอยู่ทั้งภายในอาคาร และนอกอาคาร รู้สึกถึงการสั่นสะเทือน วัตถุห้อยแขวนแกว่งไกว
5-5.9	เกิดการสั่นไหวรุนแรงเป็นบริเวณกว้าง เครื่องเรือน และวัตถุมีการเคลื่อนที่
6-6.9	เกิดการสั่นไหวรุนแรงมาก อาคารเริ่มเสียหาย พังทลาย
7.0 ขึ้นไป	เกิดการสั่นไหวร้ายแรง อาคาร สิ่งก่อสร้างมีความเสียหายอย่างมาก แผ่นดินแยก วัตถุที่อยู่บนพื้นถูกเหวี่ยงกระเด็น

ตารางที่ 2.2 หน่วยการวัดขนาดของแผ่นดินไหวในมาตราเมอร์แคลลี่

มาตราเมอร์แคลลี่

อันดับที่	ลักษณะความรุนแรงโดยเปรียบเทียบ
I	เป็นอันดับที่อ่อนมาก ตรวจวัดโดยเครื่องมือ
II	พอรู้สึกได้สำหรับผู้ที่อยู่นิ่ง ๆ ในอาคารสูง ๆ
III	พอรู้สึกได้สำหรับผู้อยู่ในบ้าน แต่คนส่วนใหญ่ยังไม่รู้สึก
IV	ผู้อยู่ในบ้านรู้สึกว่าของในบ้านสั่นไหว
V	รู้สึกเกือบทุกคน ของในบ้านเริ่มแกว่งไกว
VI	รู้สึกได้กับทุกคนของหนักในบ้านเริ่มเคลื่อนไหว
VII	ทุกคนต่างตกใจ สิ่งก่อสร้างเริ่มปรากฏความเสียหาย
VIII	เสียหายค่อนข้างมากในอาคารธรรมดา
IX	สิ่งก่อสร้างที่ออกแบบไว้อย่างดี เสียหายมาก
X	อาคารพัง รางรถไฟบิดงอ
XI	อาคารสิ่งก่อสร้างพังทลายเกือบทั้งหมด ผิวโลกปูดนูนและเลื่อนเป็นคลื่นบนพื้นดินอ่อน
XII	ทำลายหมดทุกอย่าง มองเห็นเป็นคลื่นบนแผ่นดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.1.4 แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว (Seismic Harzard Map)

แผนที่ธรณีวิทยา แผ่นดินไหว (Seismotectonic map) ที่สร้างขึ้นจากข้อมูลการแบ่งขอบเขตแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว (Seismic Source Zone) ทั้งนี้อาศัยสภาพลักษณะทางเทคโทนิก (Tectonic setting) และโครงสร้างทางเทคโทนิก (Tectonic structure) ประกอบกับประวัติการเกิดแผ่นดินไหวที่บันทึกได้เป็นบรรทัดฐาน

2.1.5 ธรณีภาค (plate tectonic)

แผ่นธรณีภาคและการเคลื่อนที่

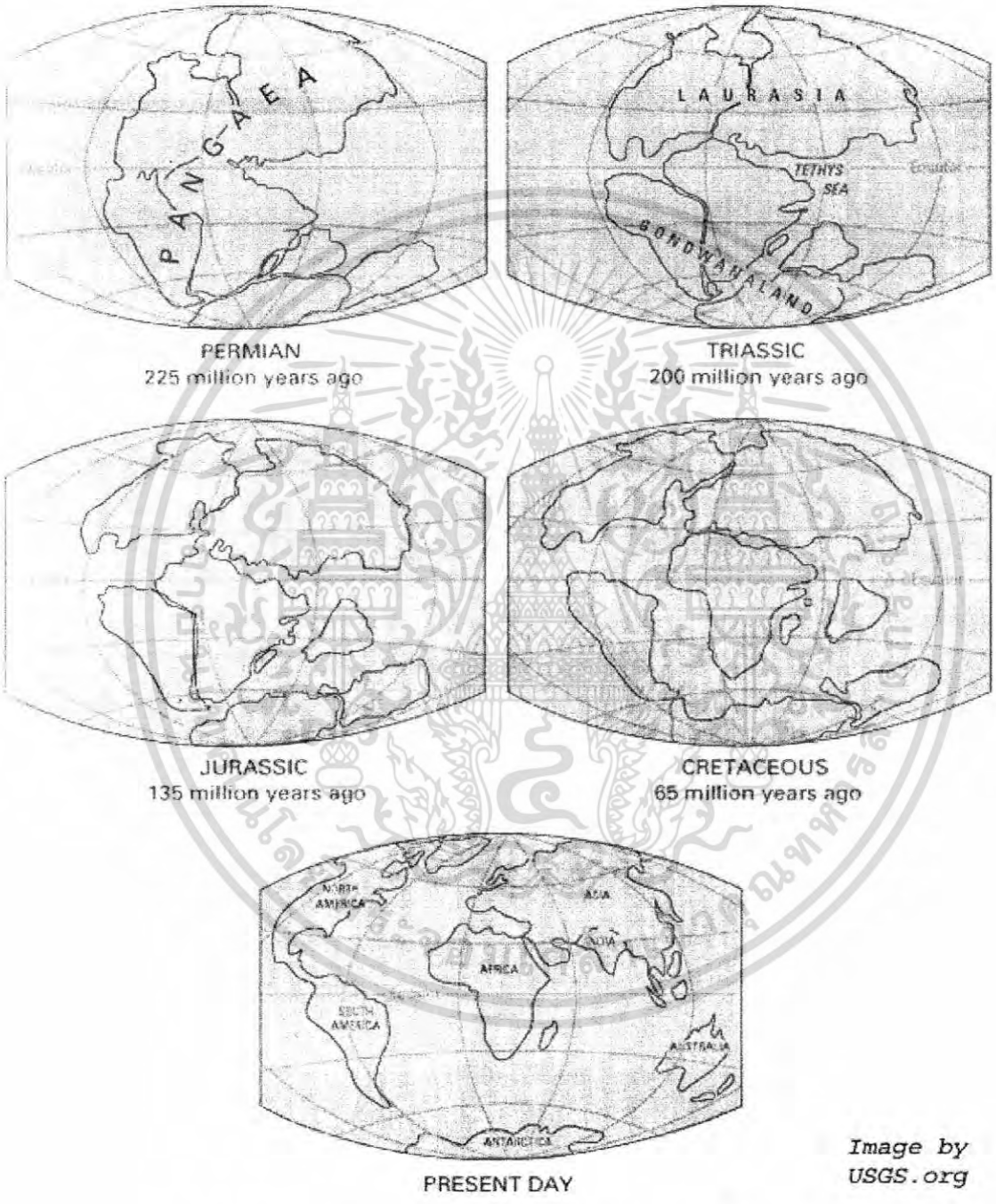
ในราวต้นศตวรรษที่ผ่านมานั้น นักธรณีวิทยามีความเชื่อว่าทวีป มหาสมุทร และลุ่มน้ำต่างๆ มีตำแหน่งตายตัวแน่นอน ไม่มีการเคลื่อนที่ จนกระทั่งปี ค.ศ. 1924 (พ.ศ.2467) ได้มีนักอุตุนิยมวิทยา (meteorologist) และธรณีฟิสิกส์ (geophysicist) ชาวเยอรมัน ชื่อ อัลเฟรด โลทาร์ เวเกเนอร์ (Alfred Lothar Wegener) ได้นำเสนอทฤษฎีใหม่ ชื่อว่า ทฤษฎีว่าด้วยทวีปเลื่อน(Continental Drift Theory) เวเกเนอร์ยืนยันว่า ทวีปต่างๆในโลกนี้ล้วนแต่เคยต่อเป็นผืนเดียวกัน เป็นผืนดินใหญ่ (super-continent)ที่เขาเรียกว่า **แพนเจีย (Pangaea)** และยังได้กล่าวด้วยว่า ผืนดินใหญ่นี้ เริ่มแยกตัวออกเป็น 2 ทวีปเมื่อราว 200 ล้านปีที่ผ่านมา ดังรูป

รูปที่ 2.4 ภาพแสดงการรวมกันของทวีปต่างๆเป็นผืนดินใหญ่ (Pangaea)

ต่อมาทวีปทางตอนใต้จะแตกและเคลื่อนแยกจากกันเป็นอินเดีย อเมริกาใต้ และแอฟริกา ในขณะที่ออสเตเรียยังเป็นส่วนหนึ่งของกอนด์วานา ดังภาพ Triassic จนเมื่อประมาณ 65 ล้านปี ผ่านมา มหาสมุทรแอตแลนติกแยกตัวกว้างขึ้น ทำให้แอฟริกาเคลื่อนที่ห่างออกไปจากแอฟริกาใต้ แต่ออสเตรเลียยังคงเชื่อมอยู่กับแอนตาร์กติกา และอเมริกาเหนือกับยุโรปก็ยังคงต่อเนื่องกัน ดังภาพ Cretaceous ต่อมามหาสมุทรแอตแลนติกขยายกว้างขึ้นอีก อเมริกาเหนือกับยุโรปจึงแยกออกจากกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อเมริกาเหนือโค้งเว้าเข้าเชื่อมกับอเมริกาใต้ ออสเตรเลียแยกออกจากแอนตาร์กติกา และอินเดียได้เคลื่อนไปชนกับเอเชีย จนเกิดเป็นภูเขาหิมาลัย ซึ่งทำให้เกิดเป็นมหาสมุทร ดังที่เป็นอยู่ปัจจุบัน



รูปที่ 2.5 ภาพแสดงการแยกตัวของทวีปต่างๆ จนกลายเป็นมหาสมุทร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.1.6 หลักฐานและข้อมูลทางธรณีภาค

เวเกเนอร์ได้เสนอแนะให้ลองพิจารณารูปร่างของทวีปต่างๆ บนแผนที่โลก ซึ่งดูเหมือนจะสอดคล้องกับสมมติฐานที่ว่าครั้งหนึ่งผืนแผ่นดินต่างๆ ที่แยกกันอยู่นี้เคยต่อเป็นแผ่นเดียวกัน เช่น แนวชายฝั่งด้านตะวันตกของทวีปแอฟริกานำมาเทียบต่อแบบจิกซอว์ได้กับแนวชายฝั่งตะวันออกของทวีปอเมริกา หากพิจารณาทวีปอื่นๆ แบบเดียวกันแล้วก็พบว่าแนวคิดของเวเกเนอร์เรื่องผืนดินใหญ่ **(supercontinent)**ที่เขาเรียกว่า **แพนเจีย** นั้นมีความเป็นไปได้อย่างมาก

ปัจจุบันเราสามารถประมาณขอบเขตจริงของทวีปที่เป็นขอบเขตส่วนนอกได้ดีขึ้นมาก ด้วยการตรวจสอบบริเวณ **ไหล่ทวีป (continental shelf)** อยู่ใต้มหาสมุทรและปรากฏว่าบริเวณไหล่ทวีปของทวีปต่างๆ ที่ความลึก 900 เมตร เมื่อนำมาเทียบรอยต่อกันจะสามารถต่อรอยสันเข้ากันได้พอดี

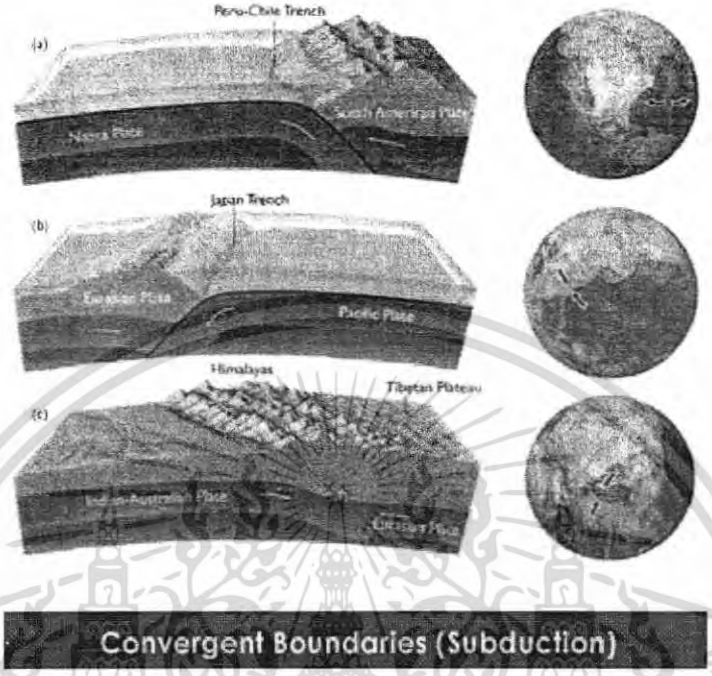
เวเกเนอร์ได้เสนอแนะให้ลองพิจารณารูปร่างของทวีปต่างๆ บนแผนที่โลก เวเกเนอร์ยังได้ศึกษาซากฟอสซิลของพืชและสัตว์ที่มีอยู่ตาม **แนวชายฝั่ง (coastline)** ทั้งทวีปอเมริกาใต้และทวีปแอฟริกา ซึ่งพบว่าบริเวณที่แนวชายฝั่งทวีปทั้งสองต่อตรงกันนั้นซากฟอสซิลที่พบก็เหมือนกันทุกอย่างด้วยซึ่ง หมายความว่า พืชและสัตว์ที่กลายเป็นฟอสซิลนั้นเป็นชนิดเดียวกัน หากทวีปทั้งสอง อยู่แยกกันมาอย่างในปัจจุบัน โดยมีมหาสมุทรคั่นระหว่างทวีปเช่นนี้ แล้วพวก พืชและสัตว์ในอดีตเหล่านี้จะเดินทางจากทวีปหนึ่งข้ามมหาสมุทรแอตแลนติกไปสู่อีกทวีปหนึ่งได้อย่างไร ข้อสังเกตนี้สนับสนุนสมมติฐานของเวเกเนอร์ที่ว่า ทวีปอเมริกาใต้และทวีปแอฟริกาเดิมเป็นผืนดินเดียวกัน

รูปที่ 2.6 หลักฐานที่แสดงว่าทวีปต่างๆเคยเป็นผืนเดียวกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.1.7 รอยต่อแผ่นธรณีภาค

รอยต่อของแผ่นเปลือกโลก



รูปที่ 2.7 การเกิดการมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก

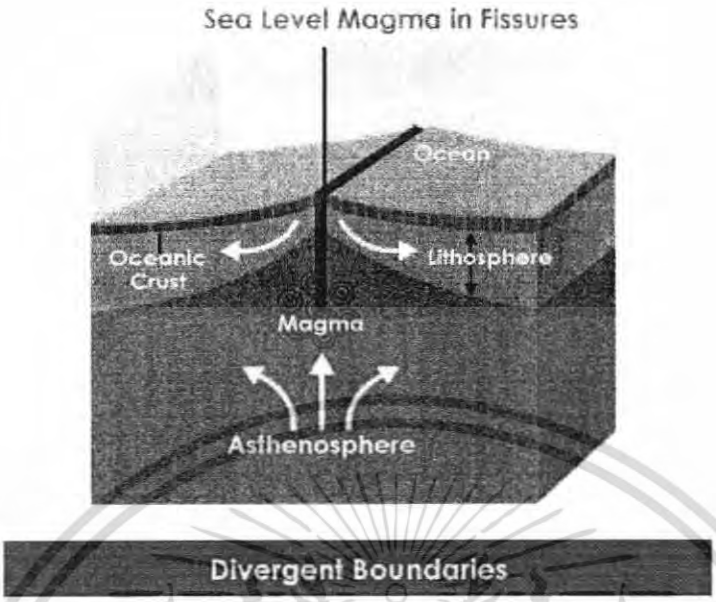
เคลื่อนที่เข้าหากัน หมายถึง บริเวณที่แผ่นเปลือกโลกสองแผ่นเคลื่อนที่เข้าหากัน เป็นผลให้ภาคพื้นมหาสมุทรธรณีภาคชั้นนอก (ceanic lithosphere) เกิดการมุดตัว(subduction) สู่เนื้อโลก (mantle) เมื่อแผ่นเปลือกโลกสองแผ่นเคลื่อนที่เข้าหากัน บริเวณปลายของแผ่นเปลือกโลกหนึ่งจะงอตัวลงไปอยู่ใต้เปลือกโลกอีกแผ่นหนึ่ง บริเวณที่เกิดลักษณะนี้เรียกว่า เขตมุดตัวของแผ่นเปลือกโลก (subductionzone)

รอยต่อแผ่นเปลือกโลกที่เคลื่อนที่เข้าหากันนี้ จำแนกได้เป็น 3 แบบคือ

1. แบบภาคพื้นมหาสมุทร-ภาคพื้นทวีป (Oceanic-Continental)
2. แบบภาคพื้นมหาสมุทร-ภาคพื้นมหาสมุทร (Oceanic-Oceanic)
3. แบบภาคพื้นทวีป- ภาคพื้นทวีป (Continental-Continental)

แม้ว่ารอยต่อทั้งสามแบบนี้จะมีลักษณะพื้นฐานที่เหมือนกัน แต่ก็มีรูปพรรณสันฐานที่ต่างกันอย่างมาก แต่ละแบบจะต่างกันไปตามชนิดของชั้นหินเปลือกโลก (crustal material) ที่ตรงบริเวณนั้นๆ และสภาพลักษณะทางเทคโทนิค(tectonic setting) หรือสภาพลักษณะการแปรสัณฐานด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.8 การเกิดรอยต่อแบบแยกจากกัน

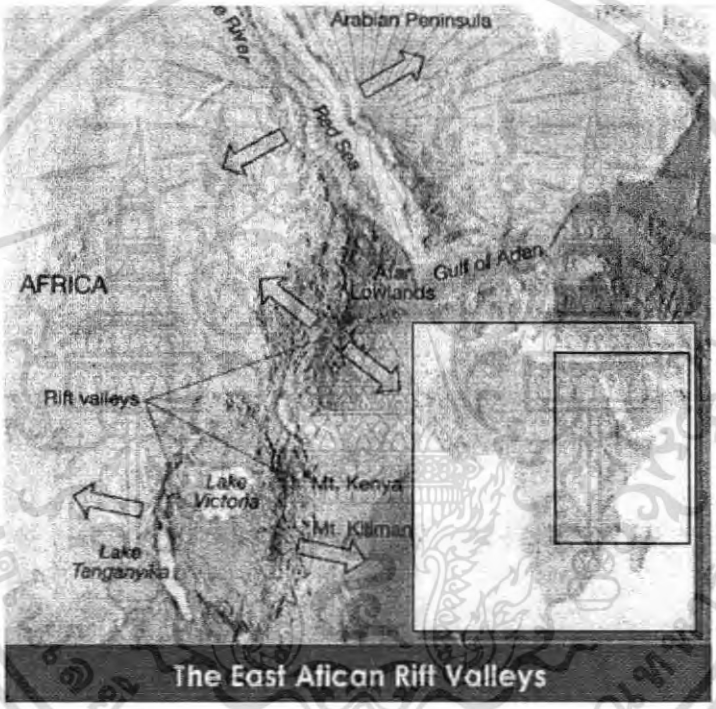
2.1.8 รอยต่อแบบแยกจากกัน (Divergent)

รอยต่อของแผ่นเปลือกโลกสองแผ่นแยกจากกันหมายถึงบริเวณที่แผ่นเปลือกโลกสองแผ่นเคลื่อนที่แยกกันออกไป บริเวณที่เกิดการเคลื่อนตัวเช่นนี้ส่วนใหญ่พบบริเวณยอดของช่วงกลาง**แนวพื้นมหาสมุทร (mid-oceanic ridges)** เมื่อแผ่นเปลือกโลกเคลื่อนตัวแยกจากกันก็จะเกิดเป็นรอยแยกระหว่างแผ่นเปลือกโลกทั้งสองนั้นขึ้นซึ่งหินที่หลอมเหลวจาก**ฐานธรณีภาคหรือแอสเทโนสเฟียร์ (asthenosphere)** จะขึ้นมาฉมรอยแยกให้เต็มทันที หินหลอมเหลวที่ร้อนนี้จะเย็นตัวลงและกลายเป็นพื้นทะเลใหม่. ด้วยปรากฏการณ์ดังกล่าวมาแล้วนี้ จะทำให้มี**ธรณีภาคชั้นนอกหรือ ลิโทสเฟียร์ (lithosphere)** เกิดขึ้นใหม่ๆเกิดขึ้นเรื่อยๆระหว่างรอยแยกของแผ่นเปลือกโลก เมื่อเปลือกโลกตัวเก่าเคลื่อนที่แยกจากกันดังกล่าวทำให้เกิดเปลือกโลกใหม่ที่มาแทนเมื่อเย็นลงจะเกิดการหดตัวทำให้มีความหนาแน่นเพิ่มขึ้น และทำให้เปลือกโลกบริเวณนั้นมีความหนามากขึ้น ด้วยเหตุนี้จึงพบว่าเปลือกโลกที่เก่ากว่าและเย็นกว่า จะอยู่ลึกลงไปกว่าเปลือกโลกใหม่อัตราการแยกตัวของแผ่นเปลือกโลกมีค่าเฉลี่ยที่ ปีละ 5 ซม. ด้วยอัตรานี้นับว่ามีความเร็วเพียงพอที่จะทำให้เกิด**ลุ่มมหาสมุทรของโลก (Earth's ocean basin)** ในช่วง 200 ล้านปีที่ผ่านมานี้ อายุของพื้นมหาสมุทรทั่วโลกนั้นไม่มีที่ใดอายุเกิน 180 ล้านปี

อย่างไรก็ตาม ไม่ใช่ว่ารอยต่อของแผ่นเปลือกโลกสองแผ่นแยกจากกัน ไม่ได้พบแต่เฉพาะบริเวณตอนกลางของมหาสมุทรใหญ่ๆเท่านั้น **รอยแยกทวีปอีสท์อาฟริกัน (east African rift**

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

valleys) เป็นตัวอย่างให้เห็นการแยกตัวของพื้นทวีปในช่วงต้น ความสัมพันธ์ของปฏิกิริยาภูเขาไฟกับการแยกตัวของแผ่นเปลือกโลกทำให้เกิดภูเขาไฟหลายลูกเช่น **คีรีนัจาโร (Kilimanjaro)** และ **ภูเขาเคนยา (Mount Kenya)** รอยแยกทวีป (rift valley) เหล่านี้เกิดขึ้นจากรอยเลื่อนของเปลือกโลก เมื่อมีการเลื่อนติดต่อกันจะทำให้ รอยแยกทวีปยิ่งยาวและลึกมากขึ้น ในที่สุดก็จะมีรอยแยกยาวลงสู่มหาสมุทร อย่างที่ปรากฏให้เห็นที่ทะเลแดง (Red Sea) ทะเลแดงเป็นที่ที่เกิดรอยต่อของแผ่นเปลือกโลกสองแผ่นแยกจากกันมาไม่นานมานี้ ที่บริเวณนี้ แผ่นเปลือกโลกอาราเบียน (Arabian plate) แยกออกจากแผ่นเปลือกโลกอาฟริกา (Africa plate) เมื่อไม่กี่ล้านปีที่ผ่านมานี้เอง และขณะนี้ก็เริ่มเลื่อนไปในแนวตะวันออกเฉียงเหนือ และหากว่าการเลื่อนแยกจากกันนี้ดำเนินไปเรื่อยๆ ในที่สุดพื้นดินทวีปแอฟริกาก็จะแยกจากกัน



รูปที่ 2.9 รอยแยกทวีปอีสท์อาฟริกัน (east African rift valleys)

2.1.9 รอยต่อเคลื่อนที่สวนกัน (Transform)

รอยต่อของแผ่นเปลือกโลกจากรอยเลื่อนแปลง เกิดจากการที่แผ่นเปลือกโลกเลื่อนผ่านกันโดยไม่มีผลกระทบหรือทำลายธรณีภาคชั้นนอก(lithosphere) โดยธรรมชาติจริงๆแล้วรอยเลื่อนเหล่านี้เป็นตัวเชื่อมของปฏิกิริยาการเคลื่อนตัวของแผ่นเปลือกโลกแบบต่างๆ (รอยต่อแผ่นเปลือกโลกสองแผ่นแยกจากกัน, รอยต่อของแผ่นเปลือกโลกเคลื่อนที่เข้าหากันและรอยต่อของแผ่นเปลือกโลกจากรอยเลื่อนแปลงอื่นๆ) ให้เชื่อมโยงกันทั้งโลกและแบ่งแยกผิวโลกออกเป็นแผ่นๆ รอยเลื่อนแปลง (transform faults)ส่วนใหญ่เชื่อมต่อสันเขากลางมหาสมุทร (mid-ocean ridge)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เข้าด้วยกัน ตามรอยต่อต่างๆ พื้นทะเลจะมีการเคลื่อนที่ไปคนละทิศทาง อย่างไรก็ตามรอยเลื่อนแปลง (transform faults) ไม่ได้เกิดเฉพาะกับลุ่มมหาสมุทร (ocean basin) เท่านั้น แต่ยังมีบนพื้นทวีปด้วยและรอยเลื่อนแปลงที่มีชื่อเสียงคือรอยเลื่อน **ซานแอนดีส (San Andreas Fault) ในรัฐแคลิฟอร์เนียร์ ประเทศสหรัฐอเมริกา** ที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของแผ่นเปลือกโลกแปซิฟิก(Pacific plate)เคลื่อนที่ไปทางตะวันตกเฉียงเหนือ เคลื่อนผ่านแผ่นเปลือกโลกนอร์ทอเมริกา (North America plate)ที่กำลังเคลื่อนไปอีกทางหนึ่ง สิ่งที่สำคัญที่เกิดขึ้นตามแนวรอยต่อรอยเลื่อนต่างๆ เหล่านี้คือการเกิดแผ่นดินไหว

รูปที่ 2.10 รอยต่อเคลื่อนที่สวนกัน (Transform)

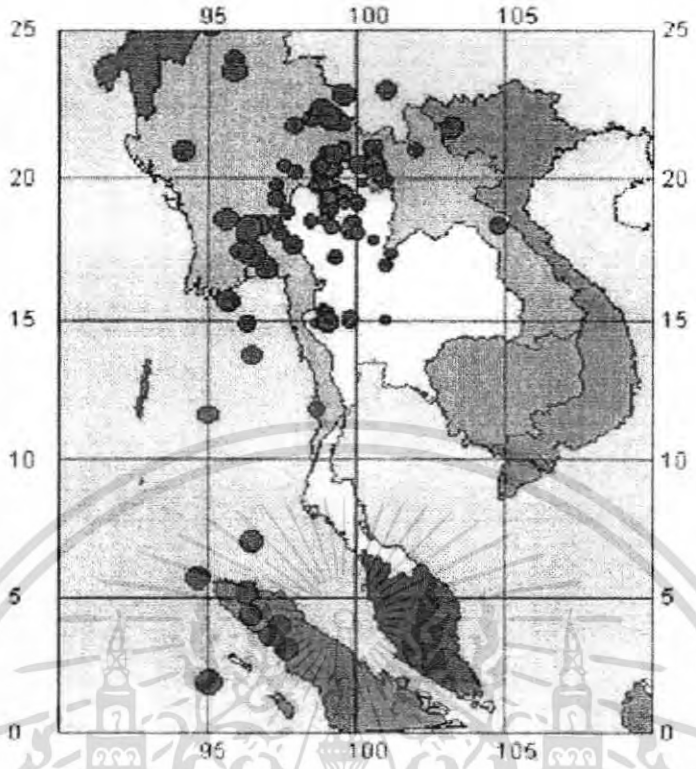
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2 แผ่นดินไหวของประเทศไทย

ประเทศไทยเป็นส่วนหนึ่งของแผ่นยูเรเซียนซึ่งล้อมรอบด้วยแผ่นเปลือกโลก 2 แผ่นคือ แผ่นมหาสมุทรอินเดีย และแผ่นมหาสมุทรแปซิฟิก แผ่นดินไหวมักเกิดมากบริเวณตรง รอยต่อระหว่างแผ่น ในขณะที่บริเวณภายในแผ่นมีแผ่นดินไหวเกิดน้อยกว่า และมักไม่รุนแรง โดยมากเกิดตามแนวของ รอยเลื่อนใหญ่ ๆ ประเทศไทยอยู่ในเขตที่ถือว่าค่อนข้างปลอดแผ่นดินไหวพอสมควร แต่จากการบันทึกทางประวัติศาสตร์ ระบุว่าในปี พ.ศ. 1558 มีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่เกิดขึ้นทำให้บริเวณโยนกนครยุบจมลงเกิดเป็นหนองน้ำใหญ่ จวบจน พ.ศ. 2088 ก็เกิดแผ่นดินไหวใหญ่ที่นครเชียงใหม่ จนยอดเจดีย์หลวงสูง 86 เมตร หักพังลงมาเหลือ 60 เมตร นับตั้งแต่นั้นมาจนถึงปัจจุบันประมาณ 550 ปีมาแล้ว ก็ไม่เคยมีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ปรากฏให้เห็นในประเทศไทย ในปี พ.ศ. 2455 ได้มีการผลิตเครื่องมือตรวจวัดแผ่นดินไหวขึ้นมาใช้ในโลก และมีเครือข่ายถึงกัน ก็มีรายงานแผ่นดินไหวให้ทราบตลอดมาว่า แผ่นดินไหวในประเทศไทยเกิดขึ้นบ่อยครั้งแต่มีขนาดเล็กสามารถตรวจสอบได้จากเครื่องมือตรวจวัดแผ่นดินไหวเท่านั้น ข้อมูลแผ่นดินไหวครั้งสำคัญที่ตรวจพบในประเทศไทย มีศูนย์กลางอยู่ที่จังหวัดน่าน มีขนาด 6.5 ริกเตอร์ ใกล้กับรอยเลื่อนปัว เมื่อวันที่ 13 พฤษภาคม พ.ศ. 2478 ศูนย์กลางแผ่นดินไหวอยู่ในป่าเขา ไม่มีบันทึกความเสียหาย สำหรับเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สามารถรู้สึกได้ที่กรุงเทพฯ เกิดเมื่อวันที่ 17 กุมภาพันธ์ พ.ศ. 2518 มีศูนย์กลางอยู่ที่อำเภอท่าสองยาง จังหวัดตาก ซึ่งอยู่ใกล้แนว รอยเลื่อนเมย มีขนาดความรุนแรง 5.6 ริกเตอร์ และขนาดความรุนแรง 5.9 ริกเตอร์ โดยมีศูนย์กลางแผ่นดินไหวใกล้อ่างเก็บน้ำเขื่อนศรีนครินทร์ อำเภอศรีสวัสดิ์ จังหวัดกาญจนบุรี ซึ่งอยู่ใกล้แนวรอยเลื่อนศรีสวัสดิ์ หลังจากนั้นแผ่นดินไหวในประเทศไทยเกิดขึ้นบ่อยครั้ง แต่ไม่ค่อยรุนแรง สำหรับกรณีที่เกิดจนเกิดความเสียหายเกิดขึ้นเมื่อวันที่ 11 กันยายน พ.ศ. 2537 ที่บริเวณอำเภอพาน จังหวัดเชียงราย และใกล้เคียง ก่อให้เกิดความเสียหายมากกับโรงพยาบาลอำเภอพาน รวมทั้งวัด และโรงเรียนต่าง ๆ ศูนย์กลางแผ่นดินไหวครั้งนี้อยู่บริเวณอำเภอเวียงป่าเป้า จังหวัดเชียงราย มีความรุนแรงขนาด 5.1 ริกเตอร์ และอีกหลายครั้งตามมาในปี พ.ศ. 2538 และ 2539 ในบริเวณจังหวัดเชียงราย และใกล้เคียง รวมทั้งบริเวณชายแดนไทย-ลาว และไทย-พม่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง



รูปที่ 2.11 แสดงแนวการเกิดแผ่นดินไหวที่มีผลกระทบต่อประเทศไทย

รูปที่ 2.12 แนวการไหวสะเทือนของแผ่นดินไหว ที่พาดผ่านอินโดนีเซียและพม่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

83251

ประเทศไทยไม่มีแนวการไหวสะเทือนพาดผ่านเหมือนกับประเทศอินโดนีเซียและพม่า ซึ่งมีแนวเลื่อนขนาดใหญ่พาดผ่านตามแนวขอบเพลต อย่างไรก็ตาม ไม่ได้หมายความว่าจะไม่มีโอกาสเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ขึ้นได้ เนื่องจากมีรอยเลื่อนที่ยังมีพลัง (Active fault) ที่ยังมีการเคลื่อนตัวอยู่ตลอดเวลา

Active Fault รอยเลื่อนมีพลัง

รูปที่ 2.13 ภาพแสดงรอยเลื่อนที่มีพลังในประเทศไทย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. รอยเลื่อนเชียงแสน

รอยเลื่อนนี้วางตัวในแนวตะวันออกเฉียงเหนือ ตอนบนสุดของประเทศ มีความยาวประมาณ 130 กิโลเมตร โดยเริ่มต้นจากแนวร่องน้ำแม่จันไปทางทิศตะวันออก ผ่านอำเภอแม่จัน แล้วตัดข้ามด้านใต้ของอำเภอเชียงแสนไปทางทิศตะวันออกเฉียงเหนือตามแนวลำน้ำเงิน ทางด้านเหนือของอำเภอเชียงของ แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่สุดที่วัดได้ตามแนวรอยเลื่อนนี้ เกิดเมื่อวันที่ 1 กันยายน 2521 มี ขนาด 4.9 ริคเตอร์ ตั้งแต่ ปี พ.ศ. 2521 มีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่กว่า 3 ริคเตอร์ เกิดตามแนวรอยเลื่อนนี้ 10 ครั้ง และ 3 ครั้งมีขนาดใหญ่กว่า 4.5 ริคเตอร์ แผ่นดินไหวทั้งหมดเป็นแผ่นดินไหว ที่เกิดในระดับตื้นกว่า 10 กิโลเมตร

2. รอยเลื่อนแพร่

รอยเลื่อนนี้อยู่ทางด้านตะวันออกของแอ่งแพร่ และวางตัวในแนวตะวันออกเฉียงเหนือ โดยเริ่มต้นจากด้านตะวันตกเฉียงใต้ของอำเภอ เด่นชัย ผ่านไปทางด้านตะวันออกของอำเภอสูงเม่น และจังหวัดแพร่ ไปจนถึงด้านตะวันออกเฉียงเหนือของอำเภอร้องกวาง รวมความยาวทั้งสิ้นประมาณ 115 กิโลเมตร มีแผ่นดินไหวขนาด 3-4 ริคเตอร์ เกิดตามแนวรอยเลื่อนนี้กว่า 20 ครั้ง ในรอบ 10 ปีที่ผ่านมา ส่วนแผ่น ดินไหวขนาด 3 ริคเตอร์ ซึ่งเกิดเมื่อวันที่ 10 กันยายน 2533 ที่ผ่านมา เกิดตามแนวรอยเลื่อน ซึ่งแยกจากรอยเลื่อนแพร่ไปทางทิศเหนือ

3. รอยเลื่อนแม่ทา

รอยเลื่อนนี้มีแนวเป็นรูปโค้งตามแนวลำน้ำแม่วอง และแนวลำน้ำแม่ทาในเขตจังหวัดเชียงใหม่และลำพูน มีความยาวทั้งสิ้นประมาณ 55 กิโลเมตร จากการศึกษาของการไฟฟ้าฝ่ายผลิต (2523) พบว่า ในช่วงระยะเวลา 6 เดือนของการศึกษาในปี พ.ศ. 2521 มีแผ่นดินไหวขนาดเล็กเกิด ในระดับตื้นอยู่มากมายในบริเวณรอยเลื่อนนี้

4. รอยเลื่อนเถิน

รอยเลื่อนเถินอยู่ทางทิศตะตกของรอยเลื่อนแพร่ โดยตั้งต้นจากด้านตะวันตกของอำเภอเถิน ไปทางตะวันออกเฉียงเหนือ ขนานกับรอยเลื่อนแพร่ไปทางด้านเหนือ ของอำเภอเถินไปทางตะวันออกเฉียงเหนือขนานกับรอยเลื่อนแพร่ ไปทางด้านเหนือของอำเภอวังชิ้น และอำเภอลอง รวมความยาวทั้งหมดประมาณ 90 กิโลเมตร เคยมีรายงานการเกิดแผ่นดินไหวขนาด 3.7 ริคเตอร์ บนรอยเลื่อนนี้ เมื่อวันที่ 23 ธันวาคม 2521

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5. รอยเลื่อนเมย-อุทัยธานี

รอยเลื่อนนี้วางตัวในแนวตะวันตกเฉียงเหนือ ตั้งต้นจากลำน้ำเมยชายเขตแดนพม่ามาต่อกับห้วยแม่ท้อ และลำน้ำปิงใต้จังหวัดตาก ต่อลงมาผ่านจังหวัดกำแพงเพชร และนครสวรรค์ จนถึงเขตจังหวัดอุทัยธานี รวมความยาวทั้งสิ้นกว่า 250 กิโลเมตร มีรายงานแผ่นดินไหวเกิดตามรอยเลื่อนนี้ 2 ครั้ง คือ เมื่อวันที่ 23 กันยายน 2476 ที่อำเภอแม่สอด จังหวัดตาก และเมื่อวันที่ 23 กุมภาพันธ์ 2518 ที่อำเภอ ท่าสองยาง จังหวัดตาก แผ่นดินไหวครั้งหลังนี้มีขนาด 5.6 ริคเตอร์

6. รอยเลื่อนศรีสวัสดิ์

รอยเลื่อนนี้อยู่ทางด้านตะวันตก ของรอยเลื่อนเมย-อุทัยธานี โดยมีทิศทางเกือบขนานกับแนวของรอยเลื่อน อยู่ในร่องน้ำแม่กลองและแควใหญ่ ตลอดขึ้นไปจนถึงเขตแดนพม่า รวมความยาวทั้งหมดกว่า 500 กิโลเมตร ในช่วงระยะเวลา 10 ปี ที่ผ่านมามีรายงานแผ่นดินไหวขนาดเล็กหลายร้อยครั้ง ตามแนวรอยเลื่อนนี้ แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่สุดที่วัดได้ในระหว่างนี้ เกิดเมื่อวันที่ 22 เมษายน 2526 มีขนาด 5.9 ริคเตอร์

7. รอยเลื่อนเจดีย์สามองค์

รอยเลื่อนนี้อยู่ในลำน้ำแควน้อยตลอดสาย และต่อไปจนถึงรอยเลื่อนสะแกง (Sakaing Fault) ในประเทศพม่า ความยาวของรอยเลื่อนช่วงที่อยู่ในประเทศไทยยาวกว่า 250 กิโลเมตร มีรายงานแผ่นดินไหวจากรอยเลื่อนนี้มากมายหลายพันครั้ง

8. รอยเลื่อนระนอง

รอยเลื่อนระนองวางตัวตามแนวร่องน้ำของแม่น้ำกระบุรี มีความยาวทั้งสิ้นประมาณ 270 กิโลเมตร มีรายงานแผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 30 กันยายน 2521 มีขนาด 5.6 ริคเตอร์

9. รอยเลื่อนคลองมะรุย

รอยเลื่อนนี้ตัดผ่านด้านตะวันออกของเกาะภูเก็ต เข้าไปในอ่าวพังงา และตามแนวคลองมะรุย คลองชะอุน และคลองพุมดวงทางทิศตะวันออกเฉียงเหนือ จนกระทั่งไปออกอ่าวบ้านดอน ระหว่างอำเภอพุนพินกับอำเภอท่าฉาง รวมความยาวทั้งสิ้นประมาณ 150 กิโลเมตร แผ่นดินไหวตามแนวรอยเลื่อนนี้ มีรายงาน เมื่อวันที่ 16 พฤษภาคม 2476 ที่จังหวัดพังงา และทางด้านตะวันตกเฉียงใต้ นอกฝั่งภูเก็ต เมื่อวันที่ 7 เมษายน 2519, วันที่ 17 สิงหาคม 2542 และวันที่ 29 สิงหาคม 2542

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สถิติแผ่นดินไหว

สถิติแผ่นดินไหวในประเทศไทย แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในประเทศไทย ซึ่งตรวจวัดโดย กรมอุตุนิยม วิทยา มีขนาดอยู่ในระดับเล็กถึงปานกลาง (ไม่เกิน 6.0 ริคเตอร์) หากเกิดแผ่นดินไหวที่มีขนาดใหญ่พอก็จะส่งแรงสั่นสะเทือนมายังประเทศไทย ซึ่งทำให้เกิดความเสียหายเล็กน้อยต่อสิ่งก่อสร้างใกล้ศูนย์กลาง โดยมีรายละเอียดดังนี้

1. แผ่นดินไหว เมื่อ 17 กุมภาพันธ์ 2518 ขนาด 5.6 ริคเตอร์ บริเวณ อ.ท่าสองยาง จ.ตาก
2. แผ่นดินไหว เมื่อ 15 เมษายน 2526 ขนาด 5.5 ริคเตอร์ บริเวณ อ.ศรีสวัสดิ์ จ.กาญจนบุรี
3. แผ่นดินไหว เมื่อ 22 เมษายน 2526 ขนาด 5.9 ริคเตอร์ บริเวณ อ.ศรีสวัสดิ์ จ.กาญจนบุรี
4. แผ่นดินไหว เมื่อ 22 เมษายน 2526 ขนาด 5.2 ริคเตอร์ บริเวณ อ.ศรีสวัสดิ์ จ.กาญจนบุรี
5. แผ่นดินไหว เมื่อ 11 กันยายน 2537 ขนาด 5.1 ริคเตอร์ บริเวณ อ.พาน จ.เชียงราย
6. แผ่นดินไหว เมื่อ 9 ธันวาคม 2538 ขนาด 5.1 ริคเตอร์ บริเวณ อ.ร้องกวาง จ.แพร่
7. แผ่นดินไหว เมื่อ 21 ธันวาคม 2538 ขนาด 5.2 ริคเตอร์ บริเวณ อ.พร้าว จ.เชียงใหม่
8. แผ่นดินไหว เมื่อ 22 ธันวาคม 2539 ขนาด 5.5 ริคเตอร์ บริเวณพรมแดนไทย-ลาว

เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญ

ตารางที่ 2.3 แผ่นดินไหวรู้สึกได้ในประเทศไทย ตั้งแต่ปี พ.ศ.2442-2542

วัน เดือน ปี	บริเวณที่เกิดแผ่นดินไหว
3 มีนาคม 2528	ประเทศชิลี ขนาด 7.8 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 146 คน
19-21 กันยายน 2528	ประเทศแม็กซิโก ขนาด 8.1 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต4,000 คน
5-6 มีนาคม 2530	ประเทศเอกวาเดอร์ ขนาต 7.3 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 4,000 คน
20 สิงหาคม 2531	พรมแดนอินเดีย-เนปาล ขนาด 6.4 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 721 คน บาดเจ็บ 6,553 คน
6 พฤศจิกายน 2531	พรมแดนจีน-พม่า ขนาต 7.3 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 1,000 คน ไร้ที่อยู่ 27,000 คน
7 ธันวาคม 2531	พรมแดนตุรกี-รัสเซีย ขนาด 6.2 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 25,000 คน บาดเจ็บ 19,000 คนไร้ที่อยู่ 500,000 คน
22 มกราคม 2532	ประเทศรัสเซีย ขนาต 5.3 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 274 คน
1 สิงหาคม 2532	ที่ไอเรียน ขนาด 6.0 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 90 คน
17 ตุลาคม 2532	อ่าวซานฟรานซิสโก ขนาด 6.9 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 62 คน
30 พฤษภาคม 2533	ประเทศเปรู ขนาด 5.5 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 135 คน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

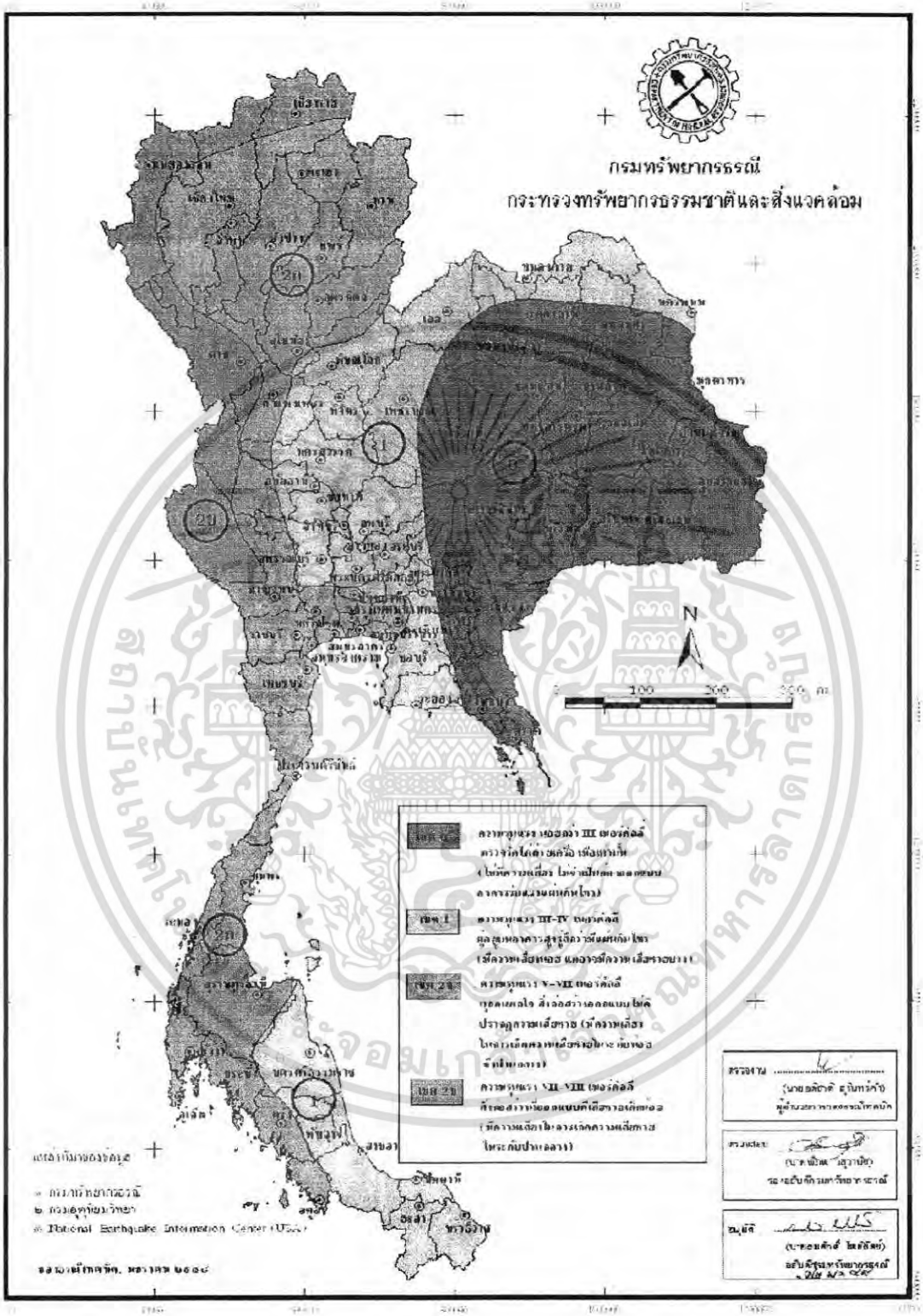
20 มิถุนายน 2533	ภาคตะวันตกของประเทศอิหร่าน ขนาด 6.3 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 40,000 -50,000 คน บาดเจ็บมากกว่า 60,000 คน
16 กรกฎาคม 2533	ประเทศฟิลิปปินส์ ขนาด 7.7 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 1,000 คน
31 มกราคม 2534	พรมแดนปากีสถาน-อัฟกานีสถาน ขนาด 6.8 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 300 คน
5 เมษายน 2534	ตอนเหนือประเทศเปรู ขนาด 6.5 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 60 คน
19 ตุลาคม 2534	ตอนเหนือของประเทศอินเดีย ขนาด 6.5 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 2,000 คน บาดเจ็บ 1,800 คน
13 มีนาคม 2535	ประเทศตุรกี ขนาด 6.2 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 479 คน บาดเจ็บ 2,000 คน
12 ตุลาคม 2535	ประเทศอียิปต์ ขนาด 6.6 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 541 คน บาดเจ็บ 6,500 คน
12 ธันวาคม 2535	ประเทศอินโดนีเซีย ขนาด 6.5 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 2,500 คน บาดเจ็บ 500 คน
12 กรกฎาคม 2536	ประเทศญี่ปุ่น ขนาด 6.6 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 365 คน
29 กันยายน 2536	ประเทศญี่ปุ่น ขนาด 6.6 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 9,758 คน บาดเจ็บ 30,000 คน
6 มิถุนายน 2537	ประเทศโคลัมเบีย ขนาด 6.4 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 295 คน
17 มกราคม 2538	ตอนใต้ของเกาะฮอนชู เมืองโกเบ เกียวโต โอซากา ประเทศ ญี่ปุ่น ขนาด 7.2 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 5,000 คน บาดเจ็บ 26,000 คน
17 สิงหาคม 2542	ประเทศตุรกี ขนาด 7.8 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 17,118 คน บาดเจ็บ 50,000 คน ไร้ที่อยู่อาศัย 600,000 คน
21 กันยายน 2542	เกาะไต้หวัน ขนาด 7.6 ริคเตอร์ คนเสียชีวิต 2,400 คน บาดเจ็บ 8,000 คน ไร้ที่อยู่อาศัย 600,000 คน

ตารางที่ 2.4 เพิ่มเติมข้อมูลแผ่นดินไหวรู้สึกได้ในประเทศไทย (update ถึง 16 ม.ค. 2545)

วัน เดือน ปี	บริเวณที่เกิดแผ่นดินไหว
13 กันยายน 2543	อ.ปาย จ.แม่ฮ่องสอน ขนาด 3.0 ริคเตอร์ รู้สึกได้ที่ อ.ปาย จ.แม่ฮ่องสอน
4 มกราคม 2544	จ. เชียงตุง ประเทศพม่า ขนาด 5.0 ริคเคอร์ ขนาด 5.0 ริคเตอร์ รู้สึกได้ที่ อ.เมือง จ.เชียงราย
22 กุมภาพันธ์ 2544	เขื่อนเขาแหลม อ.ทองผาภูมิ จ.กาญจนบุรี ขนาด 4.3 ริคเตอร์ รู้สึกได้ที่ อ.ทองผาภูมิ จ.กาญจนบุรี
2 กรกฎาคม 2544	พรมแดน ไทย-พม่า ใกล้ อ.แม่สะเรียง จ.แม่ฮ่องสอน ขนาด 4.6 ริคเตอร์ รู้สึกได้ที่ จ.เชียงใหม่
11 พฤศจิกายน 2544	อ.พาน จ.เชียงรายขนาด 3.7 ริคเคอร์ รู้สึกได้ที่ อ.พาน จ.เชียงราย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

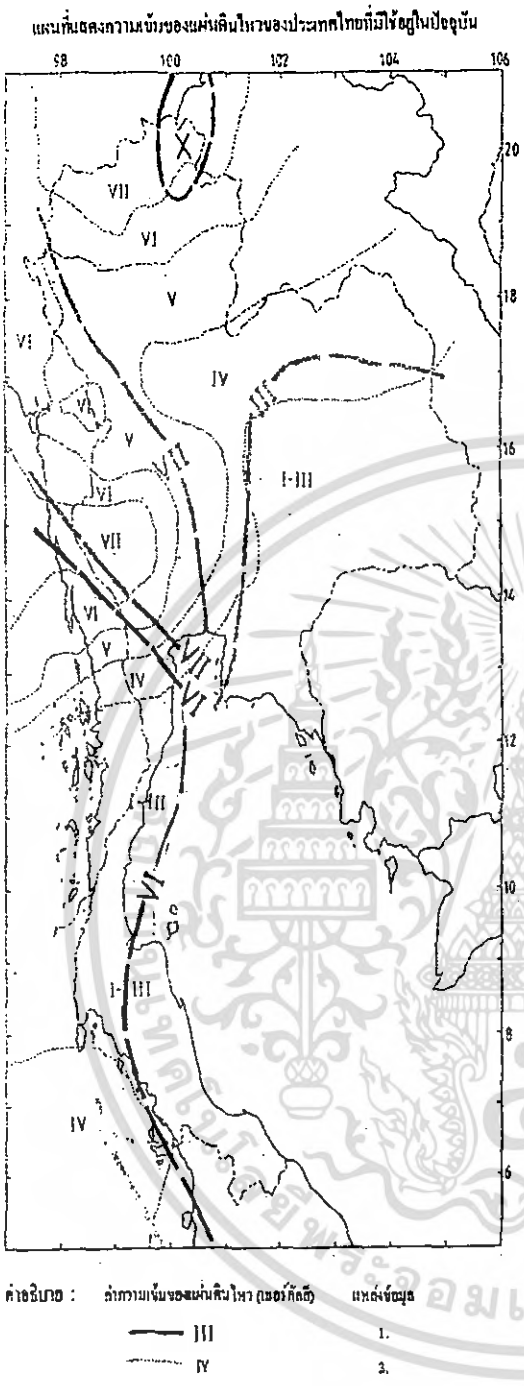
แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว



รูปที่ 2.14 แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวในประเทศไทย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แหล่งข้อมูล



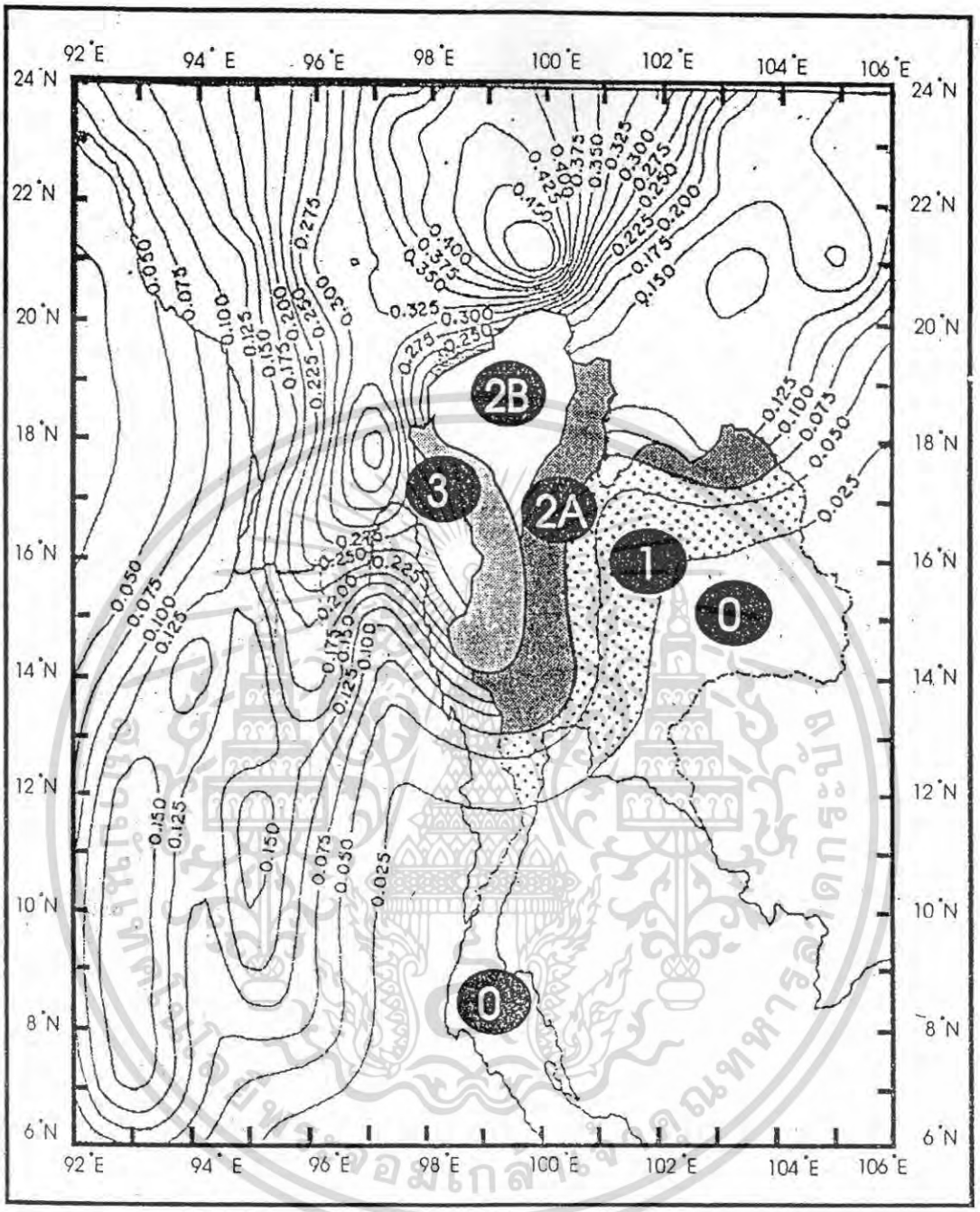
1. ปริญญา นุตาลัย และ ประกาศ มานะศรนรา, 2533 , ความสั่นสะเทือนและความเสี่ยงภัยเนื่องจาก แผ่นดินไหวในประเทศไทย : เอกสารการประชุมประจำปี 2533 , วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย

2. ปณิธาน สักฤฆะประสิทธิ์ , 2536 , เขตแผ่นดินไหวและสัมประสิทธิ์แผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย : บทความเสนอในที่ประชุมใหญ่ทางวิชาการของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย

รูปที่ 2.15 แผนที่แสดงความเข้มของแผ่นดินไหวของประเทศไทยในปัจจุบัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แผนที่แสดงความเสี่ยงภัยของแผ่นดินไหว



เขต 3 มีความเสี่ยงในการเกิดความเสียหายในระดับค่อนข้างสูง

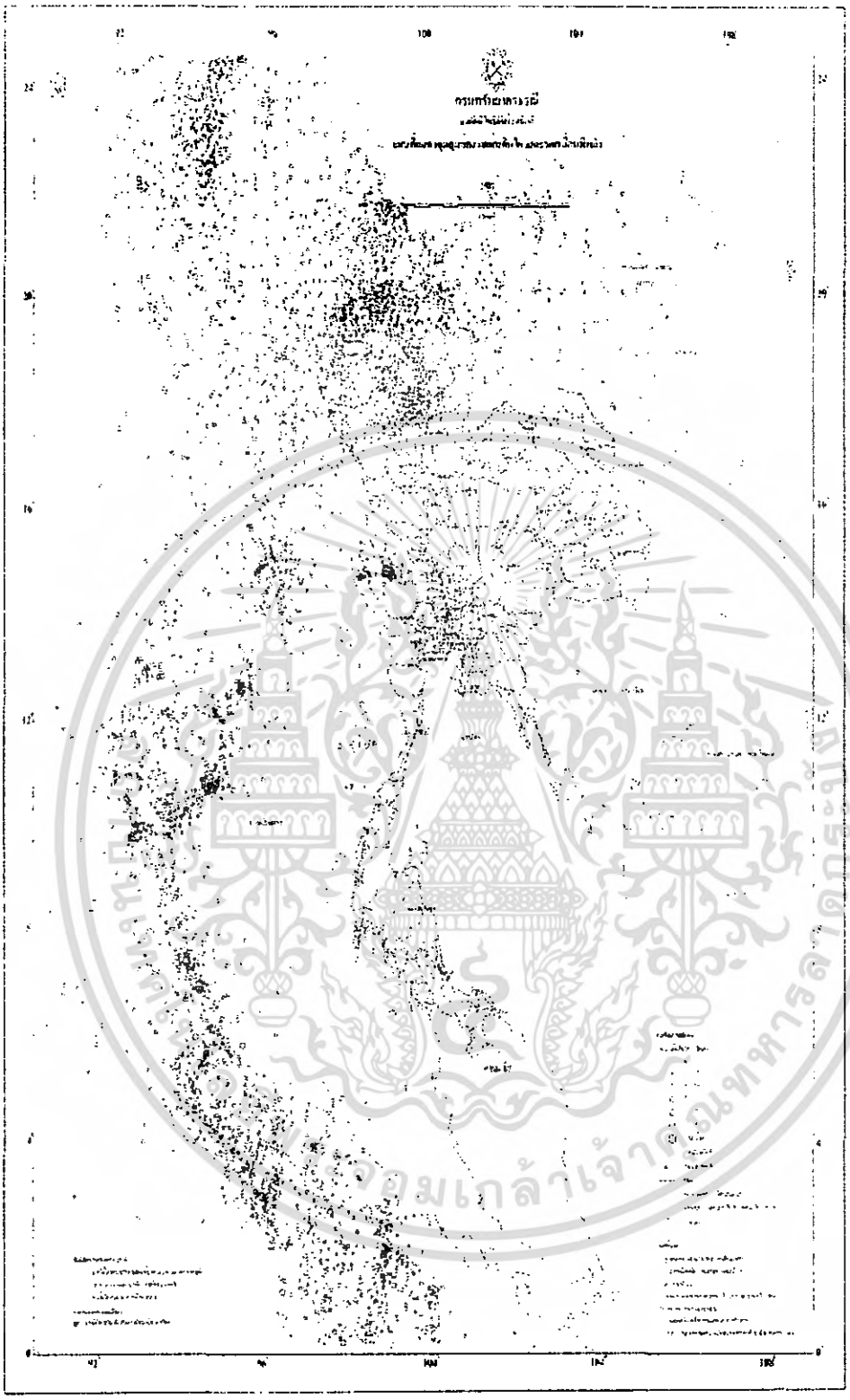
เขต 2A และ 2B มีความเสี่ยงในการเกิดความเสียหายระดับปานกลาง

เขต 1 มีความเสี่ยงน้อย แต่อาจเกิดมีความเสียหายบ้าง

เขต 0 ไม่จำเป็นต้องออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหว

รูปที่ 2.16 แผนที่แสดงความเสี่ยงของภัยแผ่นดินไหวในประเทศไทย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.17 จุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวในประเทศไทย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3 กฎกระทรวงและข้อบังคับ[ref 2]

กฎกระทรวงและข้อบังคับนี้จะขอกล่าวในส่วนที่เกี่ยวข้อง ส่วนเนื้อหาทั้งหมดจะอยู่ในภาคผนวก

2.3.1 กฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. ๒๕๕๐

ข้อ ๒ ในกฎกระทรวงนี้

"บริเวณเฝ้าระวัง" หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ได้แก่ จังหวัดกระบี่ จังหวัดชุมพร จังหวัดพังงา จังหวัดภูเก็ต จังหวัดระนอง จังหวัดสงขลา และจังหวัดสุราษฎร์ธานี

"บริเวณที่ ๑" หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่เป็นดินอ่อนมากที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะไกล ได้แก่ กรุงเทพมหานคร จังหวัดนนทบุรี จังหวัดปทุมธานี จังหวัดสมุทรปราการ และจังหวัดสมุทรสาคร

"บริเวณที่ ๒" หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่อยู่ใกล้รอยเลื่อนที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ได้แก่ จังหวัดกาญจนบุรี จังหวัดเชียงราย จังหวัดเชียงใหม่ จังหวัดตาก จังหวัดน่าน จังหวัดพะเยา จังหวัดแพร่ จังหวัดแม่ฮ่องสอน จังหวัดลำปาง และจังหวัดลำพูน

ข้อ ๔ การออกแบบโครงสร้างอาคารในข้อ ๓ ให้ผู้คำนวณออกแบบคำนึงถึงการจัดรูปแบบเรขาคณิตให้มีเสถียรภาพในการต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว และการจัดให้โครงสร้างทั้งระบบอย่างน้อยให้มีความเหนียวเทียบเท่าความเหนียวจำกัด (Limited Ductility) ตามมาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวของกรมโยธาธิการ และผังเมือง หรือมาตรฐานว่าด้วยการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวที่สภาวิศวกรรับรอง

การคำนวณออกแบบโครงสร้างอาคารแต่ละชั้นส่วน ให้ใช้ค่าหน่วยแรงของผลจากแผ่นดินไหว หรือผลจากแรงลมตามที่กำหนดในกฎกระทรวง ฉบับที่ ๖

ข้อ ๕ การคำนวณออกแบบโครงสร้างอาคารที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอ หรือโครงสร้างอาคารอื่นๆ ที่ไม่ใช่อาคารตามที่กำหนดในข้อ ๖ และไม่อยู่บริเวณเฝ้าระวัง ต้องคำนวณโดยใช้วิธีการคำนวณเชิงพลศาสตร์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อ ๖ คำนวณแรงเฉือนตามวิธีการดังต่อไปนี้

(๑) ให้คำนวณแรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน ดังนี้

$$V = ZIKCSW$$

V คือ แรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน

Z คือ สัมประสิทธิ์ของความเข้มของแผ่นดินไหวตามที่กำหนดในข้อ ๗

I คือ ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคารตามที่กำหนดในข้อ ๘

K คือ สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบตามที่กำหนดในข้อ ๙

C คือ สัมประสิทธิ์ หาค่าได้จากสูตรในข้อ ๑๑

S คือ สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งอาคารตามที่กำหนดในข้อ ๑๒

W คือ น้ำหนักของตัวอาคารทั้งหมดรวมทั้งน้ำหนักของวัสดุอุปกรณ์ซึ่งยึดตรึงกับที่ โดยไม่รวมน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับอาคารทั่วไป หรือน้ำหนักของตัวอาคารทั้งหมดรวมกับร้อยละ ๒๕ ของน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับโกดังหรือคลังสินค้า

(๒) ให้กระจายแรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน ออกเป็นแรงในแนวราบที่กระทำ ต่อพื้นชั้นต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

(ก) แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นบนสุดของอาคารให้คำนวณ 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) แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นต่าง ๆ ของอาคารรวมทั้งชั้นบนสุดของอาคารด้วยให้คำนวณ ดังนี้

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

F_t คือ แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นบนสุดของอาคาร

F_x คือ แรงในแนวราบที่จะกระทำต่อพื้นชั้นที่ x ของอาคาร

T คือ คาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคาร มีหน่วยเป็นวินาที หาค่าได้ตามสูตรในข้อ ๑๐

V คือ แรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน

W_x, W_i คือ น้ำหนักของพื้นอาคารชั้นที่ x และชั้นที่ i ตามลำดับ

h_x, h_i คือ ความสูงจากระดับพื้นดินถึงพื้นชั้นที่ x และชั้นที่ i ตามลำดับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

i = 1 สำหรับพื้นชั้นแรกที่อยู่สูงถัดจากพื้นชั้นล่างของอาคาร

x = 1 สำหรับพื้นชั้นแรกที่อยู่สูงถัดจากพื้นชั้นล่างของอาคาร

$\sum_{i=1}^{n} w_i h_i$ คือ ผลรวมของผลคูณระหว่างน้ำหนักกับความสูงจากพื้นชั้นที่ ๑ ถึงพื้นชั้นที่ n

n คือ จำนวนชั้นทั้งหมดของอาคาร

ข้อ ๗ ค่าสัมประสิทธิ์ของความเข้มของแผ่นดินไหว (Z) ของบริเวณที่ ๑ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๑๙ หรือมากกว่า และบริเวณที่ ๒ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๓๘ หรือมากกว่า

ข้อ ๘ ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคาร (I) ให้ใช้ดังต่อไปนี้

ชนิดของอาคาร	ค่าของ I
(๑) อาคารที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน ตามข้อ ๓	๑.๕
(๒) อาคารที่เป็นที่ชุมนุมคนครั้งหนึ่ง ๆ ได้มากกว่า ๓๐๐ คน	๑.๒๕
(๓) อาคารอื่น ๆ	๑

ข้อ ๙ สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างของอาคารที่รับแรงในแนวราบ (K) ให้ใช้ดังนี้

ระบบและชนิดโครงสร้างรับแรงในแนวราบ ค่าของ K	ค่าของ I
(๑) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้กำแพงรับแรงเฉือน (Shear wall) หรือ โครงแกงแนง (Braced Frame) รับแรงทั้งหมดในแนวราบ	๑.๓๓
(๒) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียว (Ductile Moment – resisting Space Frame) รับแรงทั้งหมดในแนวราบ	๐.๖๗

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(๓) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกงแนงต้านแรงในแนวราบ โดยมีข้อกำหนดในการคำนวณออกแบบ ดังนี้ (ก) โครงต้านแรงดัดซึ่งมีความเหนียวต้องสามารถต้านแรงในแนวราบได้ไม่น้อยกว่าร้อยละ ๒๕ ของแรงในแนวราบทั้งหมด (ข) กำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกงแนงเมื่อแยกเป็นอิสระจากโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวต้องสามารถต้านแรงในแนวราบได้ทั้งหมด (ค) โครงต้านแรงดัดซึ่งมีความเหนียวร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกงแนง ต้องสามารถต้านแรงในแนวราบได้ทั้งหมด โดยสัดส่วนของแรงที่กระทำต่อโครงสร้างแต่ละระบบ ให้เป็นไปตามสัดส่วนความคงตัว (Rigidity) โดยคำนึงถึงการถ่ายเทของแรงระหว่างโครงสร้างทั้งสอง	๐.๘๐
(๔) หอถังน้ำ รองรับด้วยเสาไม่น้อยกว่า ๔ ต้น และมีแกงแนงยึดและไม่ได้ตั้งอยู่บนอาคาร หมายเหตุ ผลคูณระหว่างค่า K กับค่า C ให้ใช้ค่าต่ำสุดเท่ากับ ๐.๑๒ และค่าสูงสุดเท่ากับ ๐.๒๕	๒.๕๐
(๕) โครงอาคารระบบอื่น ๆ นอกจากโครงอาคารตาม (๑) (๒) (๓)หรือ (๔)	๑.๐๐

ข้อ ๑๐ คาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคาร (T) ถ้าไม่สามารถคำนวณหาคาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคารได้ถูกต้องโดยวิธีอื่น ให้คำนวณตามสูตรดังต่อไปนี้

(๑) สำหรับอาคารทั่วไปทุกชนิด ให้คำนวณตามสูตร

$$T = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D}}$$

(๒) สำหรับโครงสร้างข้อแข็งที่มีความเหนียวให้คำนวณตามสูตร

$$T = 0.01\ N$$

h_n คือ ความสูงของพื้นอาคารชั้นสูงสุดวัดจากระดับพื้นดินมีหน่วยเป็นเมตร

D คือ ความกว้างของโครงสร้างของอาคารในทิศทางขนานกับแรงแผ่นดินไหว มีหน่วยเป็นเมตร

N คือ จำนวนชั้นของอาคารทั้งหมดที่อยู่เหนือระดับพื้นดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อ ๑๑ ในการคำนวณแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออาคารหรือส่วนต่าง ๆ ของอาคารค่าสัมประสิทธิ์ (C) ให้คำนวณตามสูตรดังนี้

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

ถ้าคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ได้มากกว่า ๐.๑๒ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๑๒

ข้อ ๑๒ ค่าสัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งของอาคาร (S) มีดังนี้

ลักษณะของชั้นดิน	ค่าของ S
(๑) หิน	๑.๐๐
(๒) ดินแข็ง	๑.๒๐
(๓) ดินอ่อน	๑.๕๐
(๔) ดินอ่อนมาก	๒.๕๐

ข้อ ๑๓ ในการคำนวณการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้างระหว่างชั้นที่อยู่ติดกันของอาคาร (Story Drift) ที่เกิดจากแรงในแนวราบตามที่ระบุในข้อ ๖ (๑) และ (๒) การเคลื่อนตัวดังกล่าวต้องไม่เกินร้อยละ ๐.๒๕ ของความสูงระหว่างชั้น

2.3.2 มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301-50 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย

มยผ. 1301-50

มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ในการกล่าวเนื้อหาในส่วนนี้ขอกล่าวถึงข้อมูลที่เกี่ยวข้องเท่านั้นส่วนเนื้อหาของมาตรฐานนี้ทั้งหมดจะอยู่ในภาคผนวก

ส่วนที่ 1 ขอบข่าย

- มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวนี้เป็นข้อกำหนดเพิ่มเติมจากกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 เพื่อให้การออกแบบโครงสร้างอาคารควบคุมตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ฯ มีความมั่งคงแข็งแรงและปลอดภัย

- ข้อกำหนดเกี่ยวกับลักษณะและรูปทรงของโครงสร้างเป็นข้อกำหนดสำหรับการจำแนกอาคารตามลักษณะและรูปทรงของอาคาร เพื่อให้สอดคล้องกับการกำหนดรูปทรงของอาคารใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ฯ ซึ่งข้อกำหนดนี้ได้นำมาจากข้อกำหนดว่าด้วยลักษณะและรูปทรงของโครงสร้าง (Configuration Requirements) ของ Uniform Building Code พ.ศ. 2534 และ พ.ศ. 2540

- หากไม่ได้มีการระบุเป็นอย่างอื่นแล้ว การรวมน้ำหนักบรรทุก (Load Combinations) ในมาตรฐานนี้ให้เป็นไปตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 โดยให้แทนผลของแรงลมด้วยแรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ฯ

ส่วนที่ 2 นิยามและสัญลักษณ์

- นิยาม

"กำแพงรับแรงเฉือน (Shear Wall)" หมายถึง กำแพงที่ได้รับการออกแบบให้ต้านแรงด้านข้างที่ขนานกับระนาบของตัวกำแพง

"โครงต้านแรงดัด (Moment-Resisting Frame)" หมายถึง โครงที่มีองค์อาคารและรอยต่อซึ่งสามารถต้านแรงโดยการดัดเป็นหลัก

"โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียว (Ductile Moment-Resisting Frame)" หมายถึง โครงต้านแรงดัดของอาคารที่ได้รับการจัดระบบโครงสร้างที่ดี มีการออกแบบเพื่อให้การวิบัติเชิงดัด (Flexure Failure) เกิดขึ้นในคานเป็นสำคัญโดยที่ชิ้นส่วนทั้งเสาและคานมีความสามารถด้านความเหนียวเชิงโค้ง (Curvature Ductility Capacity) ณ ตำแหน่งที่อาจเกิดการวิบัติไม่น้อยกว่า 20

"โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัด (Ductile Moment-Resisting Frame with Limited Ductility)" หมายถึง โครงต้านแรงดัดที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อให้โครงสร้างมีความเหนียวจำกัด โดยรายละเอียดการเสริมเหล็กของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวดังกล่าวให้เป็นไปตามส่วนที่ 4 ของมาตรฐานนี้

"โครงสร้างลักษณะไม่สม่ำเสมอ (Irregular Structure)" หมายถึง โครงสร้างที่มีความไม่ต่อเนื่องทางกายภาพของรูปทรง ลักษณะโครงสร้าง และมวลในแนวราบหรือในแนวดิ่งหรือความไม่ต่อเนื่องในระบบต้านแรงด้านข้างอย่างมีนัยสำคัญ ตามรายละเอียดที่ระบุในข้อ 3.1

"โครงสร้างลักษณะสม่ำเสมอ (Regular Structure)" หมายถึง โครงสร้างที่ปราศจากความไม่ต่อเนื่องทางกายภาพของรูปทรง ลักษณะโครงสร้าง และมวลในแนวราบหรือในแนวดิ่งหรือความไม่ต่อเนื่องในระบบต้านแรงด้านข้างอย่างมีนัยสำคัญ ตามรายละเอียดที่ระบุในข้อ 3.1

"ระบบต้านแรงด้านข้าง (Lateral-Force-Resisting System)" หมายถึง ระบบโครงสร้างหรือส่วนของระบบโครงสร้างที่ออกแบบให้ต้านแรงแผ่นดินไหว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ส่วนที่ 3 ลักษณะและรูปทรงของโครงสร้าง

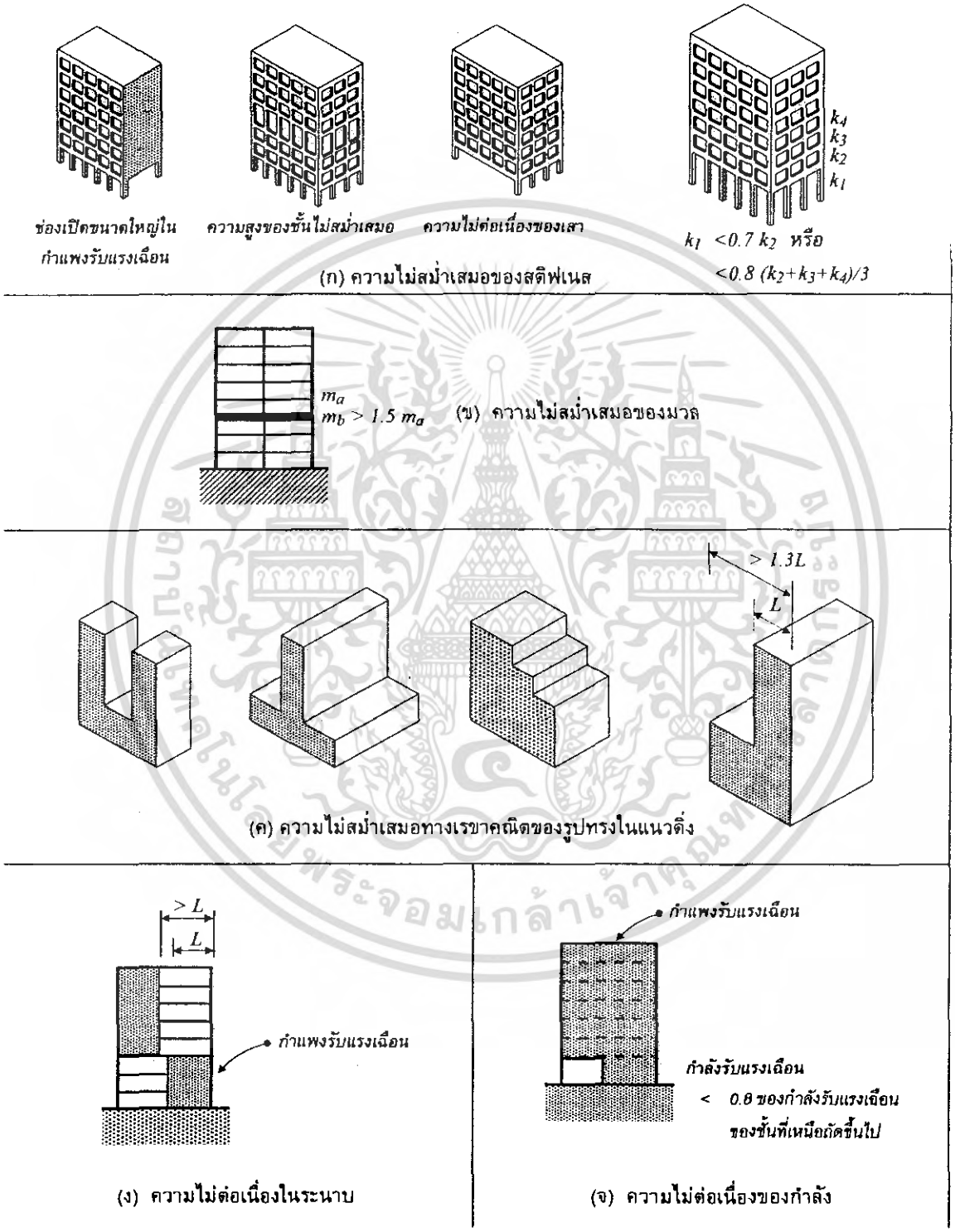
- เกณฑ์กำหนดสำหรับการจำแนกอาคารตามลักษณะและรูปทรงของโครงสร้างอาคาร ควบคุมตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ.2540) ฯ จะถือว่ามีลักษณะไม่สม่ำเสมอต่อเนื่องทางกายภาพของลักษณะหรือรูปทรงของโครงสร้างในแนวดิ่งหรือในแนวราบเป็นไปตามข้อใดข้อหนึ่งในตารางต่อไปนี้

ตารางที่ 2.5 แสดงความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างในแนวดิ่ง (Vertical Structural Irregularities)

รูปแบบความไม่สม่ำเสมอและคำจำกัดความ	หมายเหตุ
1.ความไม่สม่ำเสมอของสติฟเนส (Stiffness irregularity) หรือชั้นที่อ่อน (Soft Story) ชั้นที่อ่อน หมายถึง ชั้นที่มีสติฟเนสทางด้านข้าง (Lateral Stiffness) มีค่าน้อยกว่าร้อยละ 70 ของชั้นที่เหนือถัดไปหรือน้อยกว่าร้อยละ 80 ของสติฟเนสเฉลี่ยของสามชั้นที่เหนือขึ้นไป	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2.18 (ก)
2.มวลไม่สม่ำเสมอ (Mass Irregularity) ความไม่สม่ำเสมอของมวล หมายถึง มวลประสิทธิผล (Effective Mass) ใดๆมีค่ามากกว่าร้อยละ 150 ของชั้นที่อยู่ติดกัน (หลังคาที่มีมวลน้อยกว่าพื้นชั้นถัดลงมาไม่จำเป็นต้นนำมาพิจารณา)	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2.18 (ข)
3.รูปทรงเรขาคณิตในแนวดิ่งไม่สม่ำเสมอ (Vertical geometric Irregularity) ความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่ง หมายถึง มิติในแนวราบของระบบต้านทานแรงทางด้านข้างของชั้นใดๆ มีค่ามากกว่าร้อยละ 130 ของชั้นที่ติดกัน ยกเว้น Penthouses ที่สูง1ชั้น ไม่จำเป็นต้องพิจารณา	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2.18 (ค)
4. ความไม่ต่อเนื่องในระนาบขององค์อาคารด้านทานแรงด้านข้างในแนวดิ่ง(In-plane discontinuity in vertical lateral-force-resisting element) ความไม่ต่อเนื่องในระนาบขององค์อาคารในแนวดิ่งจะพิจารณาเมื่อระยะเยื้องในระนาบขององค์อาคารต้านทานแรงด้านข้างมีค่ามากกว่าความยาวขององค์อาคารนั้นๆ	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2.18 (ง)
5.ความไม่ต่อเนื่องของกำลัง (Discontinuity in capacity)หรือชั้นที่อ่อนแอ (Week story) ชั้นอ่อนแอ หมายถึง ชั้นที่มีผลรวมกำลังของชิ้นส่วนที่ทำหน้าที่ร่วมกันรับแรงแผ่นดินไหวในทิศทางที่พิจารณาทั้งหมด มีค่าน้อยกว่าร้อยละ 80 ของชั้นที่เหนือถัดขึ้นไป	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2.18 (จ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อยกเว้น: โครงสร้างจะไม่จัดอยู่ในรูปทรงแบบที่ 1 หรือ 2 ตามตารางที่ 1 เมื่อไม่มีค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวด้านข้างระหว่างชั้นของชั้นใดๆ ภายใต้แรงด้านข้างสถิตเทียบเท่าที่สูงกว่า 1.3 เท่าของชั้นที่เหนือถัดขึ้นไป ทั้งนี้ค่าอัตราส่วนดังกล่าวของสองชั้นบนสุดไม่จำเป็นต้องนำมาพิจารณา รวมถึงไม่จำเป็นต้องพิจารณาผลของการบิดในการคำนวณการเคลื่อนตัวดังกล่าวด้วย



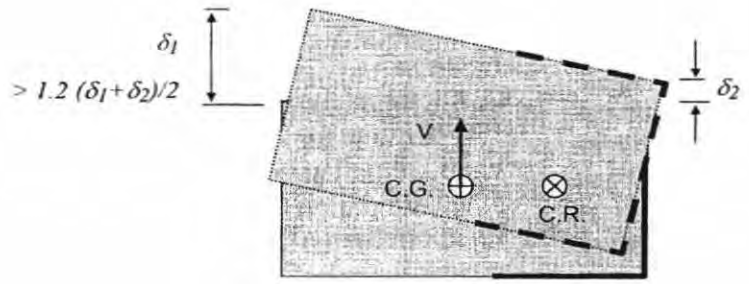
รูปที่ 2.18 ตัวอย่างความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างในแนวดิ่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

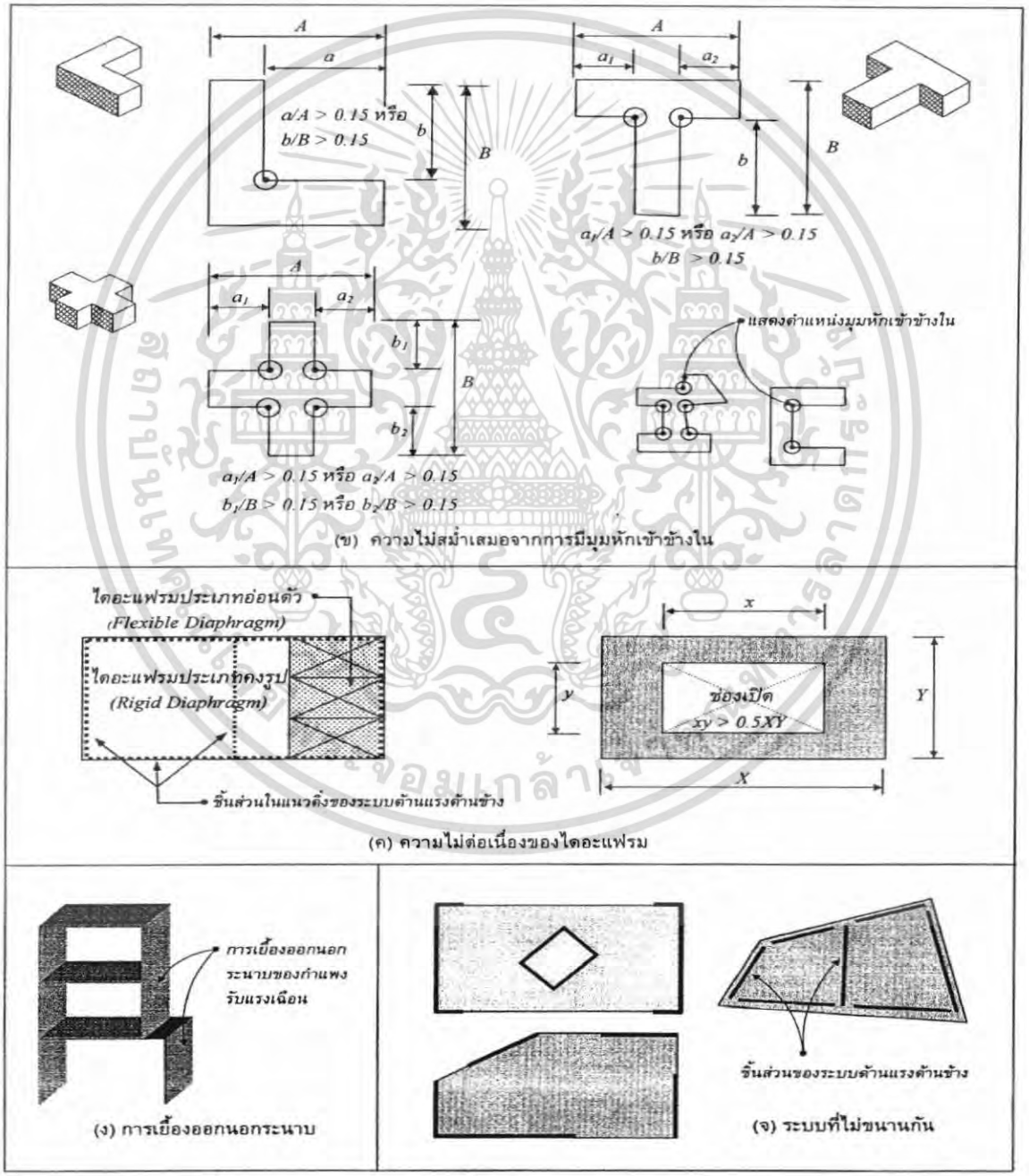
ตารางที่ 2.6 แสดงความไม่สม่ำเสมอของผังโครงสร้าง (Plan Structural Irregularities)

รูปแบบความไม่สม่ำเสมอและคำจำกัดความ	หมายเหตุ
1.ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด (Torsional Irregularity)-พิจารณากรณีที่ไดอะแฟรมเป็นประเภทไม่อ่อนตัว (Not Flexible) โครงสร้างจะถือว่ามีความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดเมื่อค่าสูงสุดของการเคลื่อนตัวด้านข้างระหว่างชั้นในแนวตั้งฉากกับแนวแกน[คำนวณจากแรงด้านข้างที่รวมผลของแรงบิดโดยบังเอิญ (Accidental Torsion)] ที่ปลายด้านหนึ่งของโครงสร้างมีค่ามากกว่า 1.2 เท่าของค่าเฉลี่ยที่ปลายทั้งสองด้าน	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2.19 (ก)
(1) ความไม่สม่ำเสมอจากการมีมุมหักเข้าข้างใน (Re-entrant corners) โครงสร้างจะถือว่ามีความไม่สม่ำเสมอจากการมีมุมหักเข้าข้างใน เมื่อผังโครงสร้างและระบบต้านแรงด้านข้างมีลักษณะหักเข้าข้างใน ทำให้เกิดส่วนยื่น โดยที่ส่วนยื่นนั้นมีระยะฉายในแต่ละทิศทางมากกว่าร้อยละ 15 ของมิติของผังในทิศทางนั้น	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2.19 (ข)
(2) ความไม่ต่อเนื่องของไดอะแฟรม (Diaphragm discontinuity) โครงสร้างจะถือว่ามีความไม่ต่อเนื่องของไดอะแฟรม เมื่อไดอะแฟรมมีความไม่ต่อเนื่องหรือมีการเปลี่ยนค่าสติฟเนสอย่างทันทีทันใด รวมถึงการเจาะช่องหรือมีช่องเปิดมากกว่าร้อยละ 50 ของพื้นที่ไดอะแฟรมหรือสติฟเนสประสิทธิผลของไดอะแฟรมของชั้นใดชั้นหนึ่งมีการเปลี่ยนแปลงมากกว่าร้อยละ 50 เมื่อเทียบกับชั้นถัดไป	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2.19 (ค)
(3) การเยื้องออกนอกระนาบ (Out-of-plane offsets) โครงสร้างจะถือว่ามีความไม่สม่ำเสมอจากการเยื้องออกนอกระนาบเมื่อเส้นทางการถ่ายแรงของแรงด้านข้างมีความไม่ต่อเนื่อง เช่น กรณีมีการเยื้องระหว่างระนาบของกำแพงรับแรงด้านข้าง	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2.19 (ง)
(4) ระบบโครงสร้างไม่ขนานกัน (Nonparallel systems) ระบบที่ไม่ขนานกัน ได้แก่ ระบบที่มีชิ้นส่วนแนวดิ่งที่ต้านแรงด้านข้างวางตัวในแนวที่ไม่ขนานกัน หรือไม่สมมาตรกัน เมื่อเทียบกับแกนหลักของระบบด้านแรงด้านข้าง	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2.19 (จ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(ก) ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด



(ข) ความไม่สม่ำเสมอจากการมีมุมหักเข้าข้างใน

(ค) ความไม่ต่อเนื่องของไดอะแฟรม

(ง) การเยื้องออกนอกระนาบ

(จ) ระบบที่ไม่ขนานกัน

รูปที่ 2.19 ตัวอย่างความไม่สม่ำเสมอของผังโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ส่วนที่ 4 รายละเอียดการเสริมเหล็กโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

- **คานและเสา** คานในมาตรฐานนี้หมายความถึง องค์อาคารของโครงต้านแรงดัดที่มีแรงตามแนวแกนปรับค่า (Factored Axial Load) ไม่มากกว่า $0.10A_gf_c'$ และเสาในมาตรฐานนี้หมายถึงองค์อาคารของโครงต้านแรงดัดที่มีแรงตามแนวแกนปรับค่ามากกว่าค่าดังกล่าว

- **กำลังต้านแรงเฉือน** กำลังต้านแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบ คาน เสา และแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คาน สำหรับต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวจะต้องไม่น้อยกว่าค่าแรงเฉือนต่อไปนี้

แรงเฉือนที่เกิดขึ้นเมื่อแรงดัดที่ปลายขององค์อาคารทั้งสองถึงโมเมนต์กำลังระบุรวมกับแรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง (ถ้ามี) (รูปที่ 2.20)

แรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการรวมน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (Design Load Combinations) ที่พิจารณาแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวเป็น 2 เท่าของแรงที่กำหนดในกฎหมายควบคุมอาคารว่าด้วยการก่อสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

- **การเสริมเหล็กในคาน** ข้อกำหนดการเสริมเหล็กในคานของโครงต้านแรงดัดมีรายละเอียดดังนี้ (รูปที่ 2.21)

กำลังต้านทานโมเมนต์บวกที่ขอบของข้อต่อจะต้องไม่น้อยกว่าหนึ่งในสามของกำลังต้านทานโมเมนต์ลบที่ขอบของข้อต่อเดียวกัน นอกจากนี้กำลังต้านโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบที่หน้าตัดใดๆ ตลอดความยาวคานจะต้องไม่น้อยกว่าหนึ่งในห้าของกำลังต้านทานโมเมนต์สูงสุดที่ขอบข้อต่อที่ปลายทั้งสองของคาน

ภายในบริเวณปลายคานที่ห่างจากขอบของจุดรองรับเป็นระยะ 2 เท่าของความลึกคานจะต้องเสริมเหล็กปลอกที่มีระยะเรียงของเหล็กปลอกไม่มากกว่าค่าดังต่อไปนี้

1 ใน 4 ของความลึกประสิทธิผล

8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กสุด

24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก

300 มิลลิเมตร

และเหล็กปลอกแรกจะอยู่ห่างจากขอบของจุดรองรับเป็นระยะไม่มากกว่า 50 มิลลิเมตร

ระยะเรียงของเหล็กปลอกในบริเวณอื่นที่นอกเหนือจากข้อ 4.3.2 จะต้องไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิผล

- **การเสริมเหล็กในเสา** ข้อกำหนดการเสริมเหล็กในเสาของโครงต้านแรงดัดมีรายละเอียดดังนี้ (รูปที่ 2.22)

ในกรณีเหล็กปลอกเดี่ยว จะต้องเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีระยะไม่มากกว่าระยะ s_0 ตลอดความยาว l_0 ที่วัดจากขอบของข้อต่อเสา โดยที่ระยะ s_0 จะต้องไม่มากกว่าระยะดังต่อไปนี้

8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามความยาวที่มีขนาดเล็กสุด

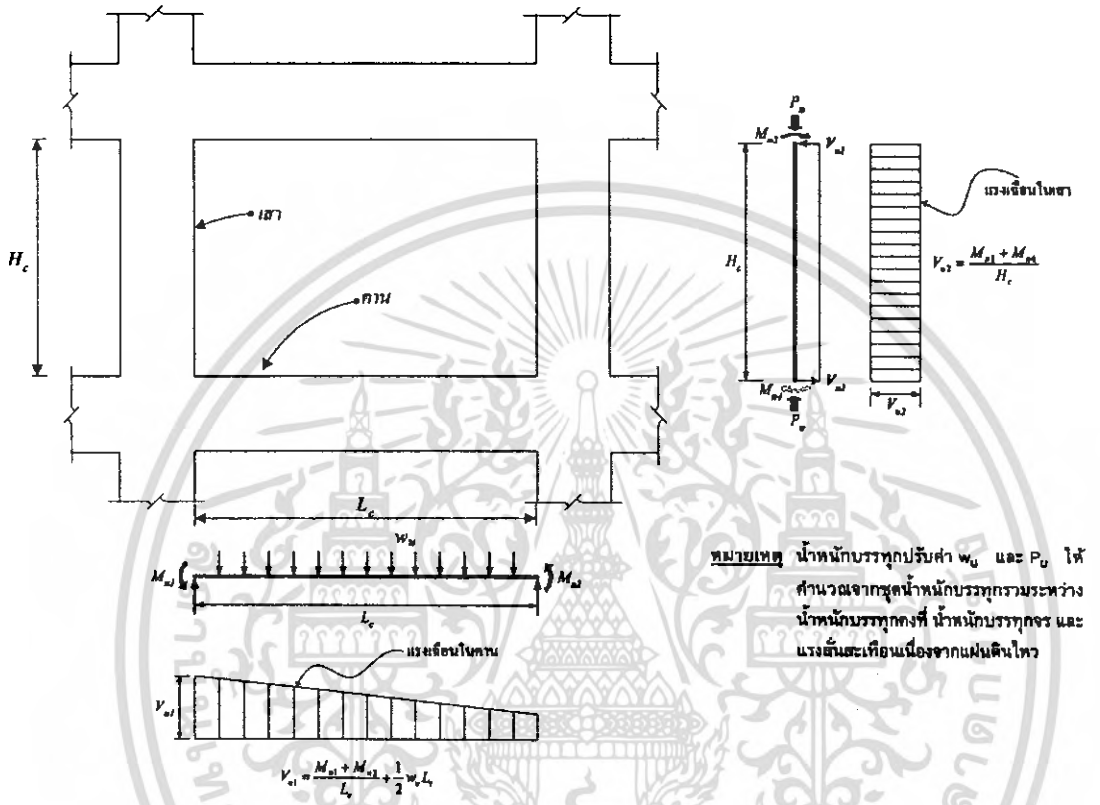
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก

ครึ่งหนึ่งของมิติที่เล็กที่สุดของหน้าตัดเสา

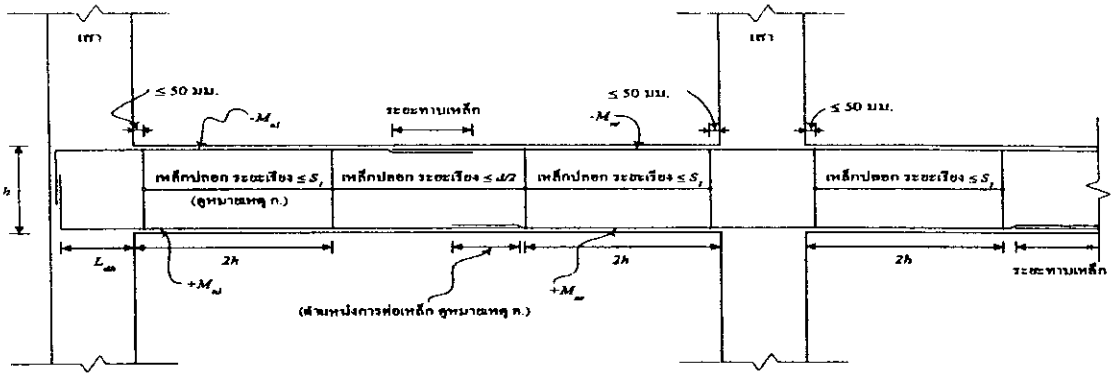
300 มิลลิเมตร

และเหล็กปลอกแรกจะต้องอยู่ห่างจากขอบของข้อต่อเป็นระยะไม่มากกว่า $0.5s_0$

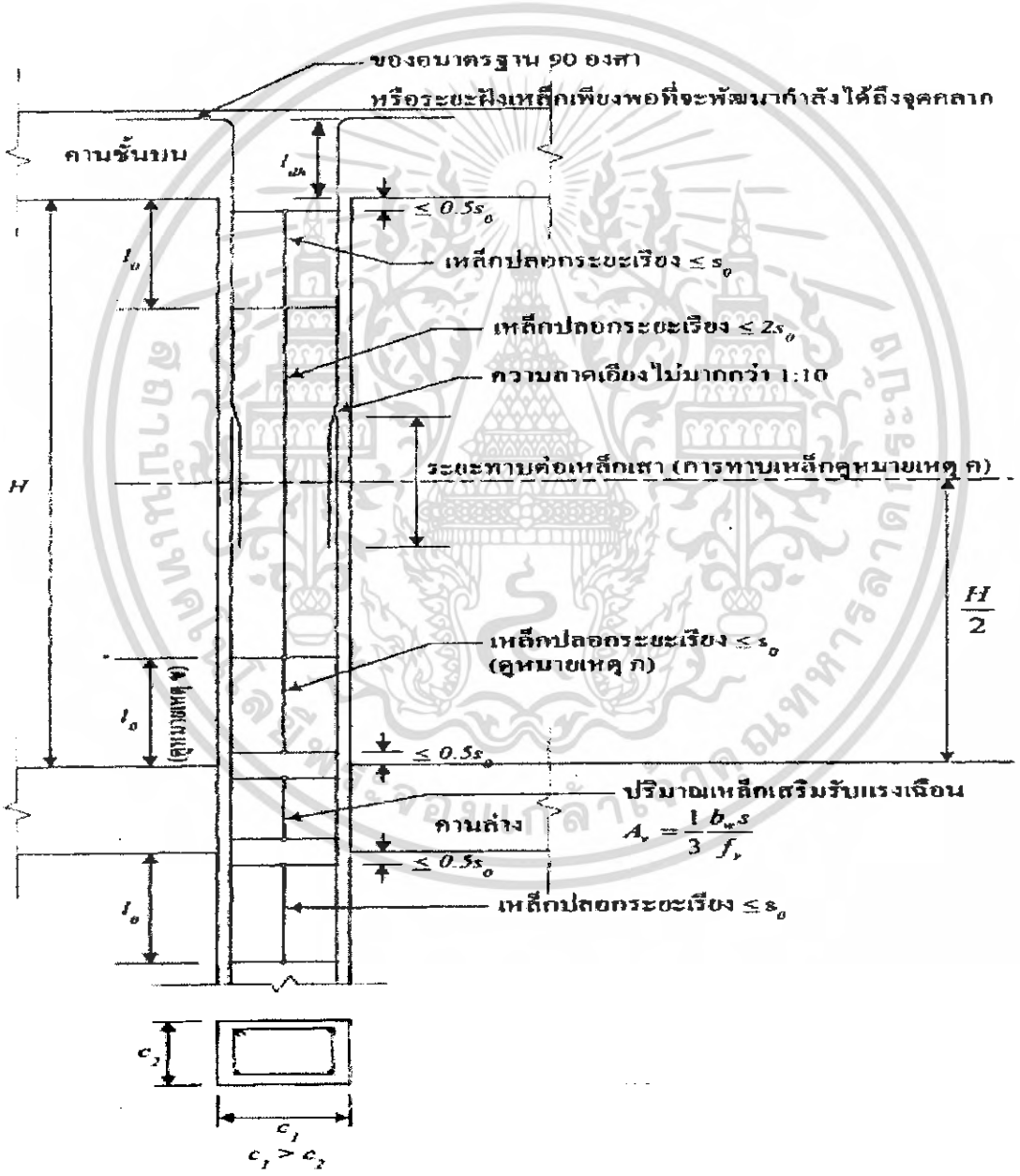


รูปที่ 2.20 ตัวอย่างการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.21 รายละเอียดการเสริมเหล็กในคาน



รูปที่ 2.22 รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับความยาว l_0 ในหัวข้อการเสริมเหล็กในเสาจะต้องไม่น้อยกว่าความยาวดังนี้

(1) 1 ใน 6 ของความสูงจากขอบถึงขอบของเสา

(2) มิติที่มากที่สุดของหน้าตัดเสา

(3) 500 มิลลิเมตร

ยกเว้นข้อต่อระหว่างเสาและคานที่ไม่ได้เป็นส่วนหลักของระบบรับแรงแผ่นดินไหว และมีการยึดโคนเสาทั้ง 4 ด้านด้วยแผ่นพื้นหรือคานที่มีความลึกเท่ากันโดยประมาณ ข้อต่อต้องมีการเสริมเหล็กปลอกเป็นปริมาณไม่น้อยกว่า

$$A_v = b_w s / 3f_y$$

(หรือไม่น้อยกว่า $A_v = 3.5\ b_w s / f_y$ สำหรับหน่วยเมตริก)

โดยที่เหล็กเสริมนี้จะต้องเสริมภายในเสาเป็นความลึกไม่น้อยกว่าความลึกของคานที่ลึกที่สุดที่ข้อต่อนั้น

พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมตามยาวของเสาต้องไม่น้อยกว่า 0.01 และไม่มากกว่า 0.06 ของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด

- การออกแบบข้อต่อระหว่างคานและเสา

ข้อต่อระหว่างคานและเสาต้องมีขนาดใหญ่เพียงพอเพื่อมิให้แรงภายในข้อต่อมีค่าเกินกว่ากำลังของข้อต่อ ดังรายละเอียดต่อไปนี้

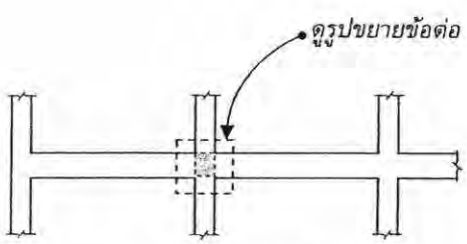
แรงเฉือนในแนวนอนสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อ (V_j) จะต้องไม่มากกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนออกแบบ ($\emptyset V_n$) หรือ

$$V_j \leq \emptyset V_n$$

โดยที่ตัวคูณลดกำลังของข้อต่อ ($\emptyset$) ให้ใช้เท่ากับ 0.85

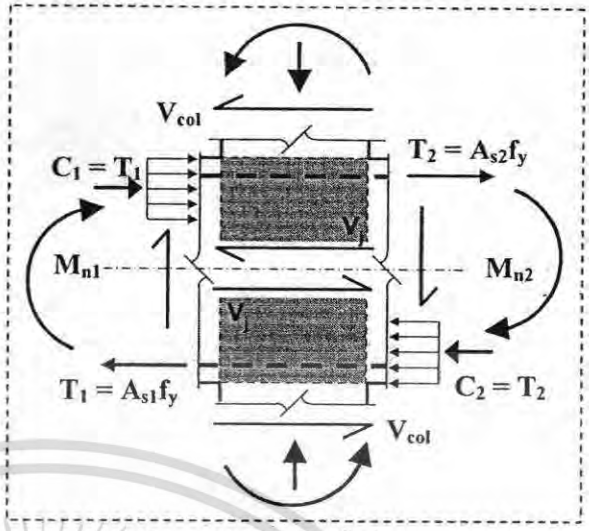
แรงเฉือนในแนวนอนสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อเป็นแรงเฉือนที่เกิดขึ้นเมื่อหน้าตัดคานที่ปลายคานทั้งสองด้านของข้อต่อมีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดระบุในทิศทางเดียวกันดังแสดงในรูปที่ 6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(ก) โครงต้านแรงดัด

$$V_j = C_1 + T_2 - V_{col}$$
$$= T_1 + T_2 - V_{col}$$
$$= (A_{s1}f_y + A_{s2}f_y) - V_{col}$$



(ข) รูปขยายข้อต่อ

รูปที่ 2.23 การคำนวณแรงเฉือนในแนวสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อ

กำลังต้านแรงเฉือนระบุ (V_n) ของข้อต่อมีค่าดังต่อไปนี้

(1) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรัดจากคานทั้ง 4 ด้าน [รูปที่ 7 (ก)]

$$V_n = 1.7\sqrt{f_c'}A_j$$

($V_n = 5.4\sqrt{f_c'}A_j$ ในหน่วยเมตริก)

(2) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรัดจากคาน 3 ด้าน หรือคาน 2 ด้านที่อยู่ตรงข้ามกัน [รูปที่ 7 (ข)]

$$V_n = 1.25\sqrt{f_c'}A_j$$

($V_n = 3.9\sqrt{f_c'}A_j$ ในหน่วยเมตริก)

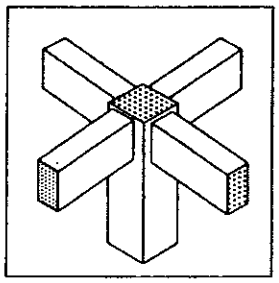
(3) ข้อต่ออื่นๆ [รูปที่ 7 (ค)]

$$V_n = 1.0\sqrt{f_c'}A_j$$

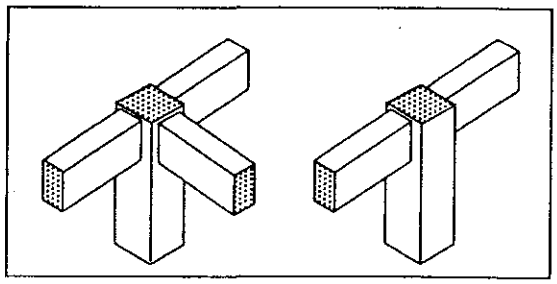
($V_n = 3.2\sqrt{f_c'}A_j$ ในหน่วยเมตริก)

โดยที่ A_j เป็นพื้นที่ต้านทานแรงเฉือนในแนวนอนประสิทธิผลของข้อต่อ ดังแสดงในรูปที่ 8 และจะถือว่าข้อต่อได้รับการยึดรัดจากคานกว้างไม่น้อยกว่าสามในสี่ของความกว้างเสาด้านที่คานเข้ามาบรรจบและมีความลึกไม่น้อยกว่าสามในสี่ของความลึกคานตัวที่ลึกที่สุดที่เข้ามาบรรจบกันที่ข้อต่อ

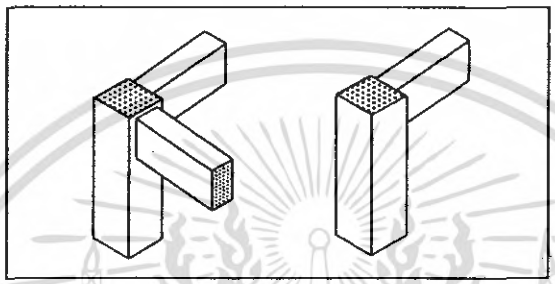
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(ก) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรัดจากคานทั้ง 4 ด้าน



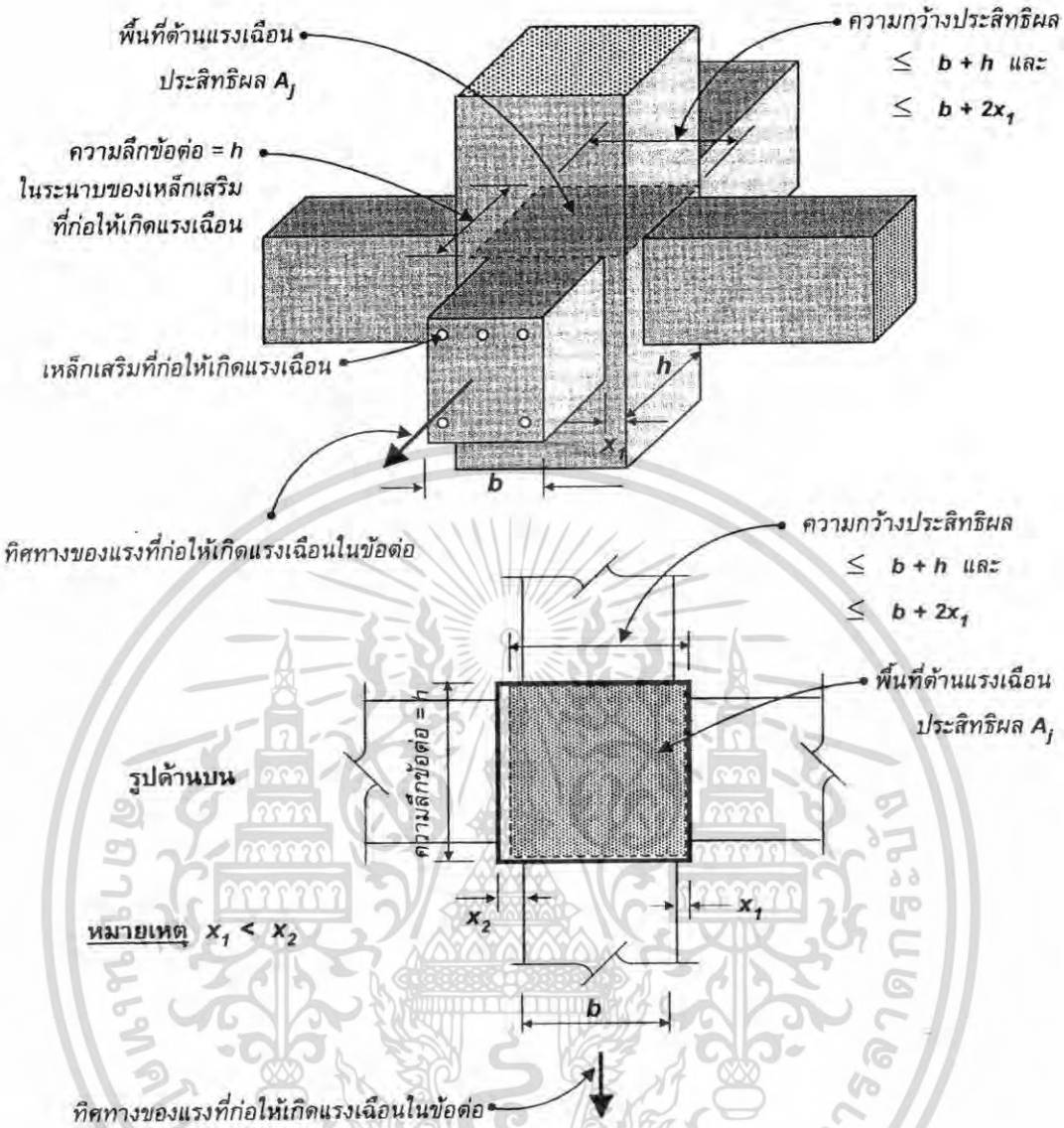
(ข) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรัดจากคาน 3 ด้าน หรือคาน 2 ด้านที่อยู่ตรงข้ามกัน



(ค) ข้อต่ออื่นๆ

รูปที่ 2.24 ประเภทข้อต่อต่างๆสำหรับการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ(V_n)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.25 พื้นที่ด้านแรงเฉือนประสิทธิผลของข้อต่อระหว่างคานและเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4 หลักการออกแบบในข้อกำหนด Uniform Building Code(ref 3)

ข้อกำหนด Uniform Building Code ถือหลักการออกแบบว่าจะต้องป้องกันมิให้อาคารพังทลายภายใต้แรงแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ หากแต่ยอมให้โครงสร้างมีความเสียหายในระดับที่ยอมรับได้ ตามหลักการนี้ แรงกระทำด้านข้างที่ใช้ในการออกแบบจะกำหนดให้มีค่าต่ำกว่าค่าแรงกระทำที่อาจเกิดขึ้นจากแรงแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ แรงกระทำที่มีค่าเกินกว่าแรงที่ใช้ออกแบบนี้จะรองรับด้วย ค่าความเหนียวของโครงสร้าง (Ductility factor , R_μ) ค่ากำลังสำรองของโครงสร้าง (Reserve strength factor, R_S) และค่ากำลังส่วนเกินของโครงสร้าง (Redundancy factor, R_R)

2.4.1 ข้อกำหนดของ UBC-1985

ข้อกำหนดของกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร เสนอวิธีการคำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคารตามข้อกำหนดของ Uniform Building Code, UBC-1985 ซึ่งมีวิธีการดังนี้

2.4.1.1 การคำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคาร

การคำนวณหาแรงเฉือนที่ฐานรากอาคาร โดยวิธีสถิตเทียบเท่าตามข้อกำหนดของ UBC-1985 คำนวณได้ดังนี้

$$V = ZIKCSW \qquad (2.1)$$

โดยที่ V คือ แรงเฉือนที่ฐานอาคาร

สำหรับค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆที่แสดงในสมการ มีรายละเอียดดังนี้

2.4.1.2 สัมประสิทธิ์ของความเข้มของแผ่นดินไหว (Seismic Zone Factor ,Z)

ค่า Z นี้เป็นสัมประสิทธิ์ที่คำนึกถึงความเสี่ยงภัยจากแรงแผ่นไหว โดยขึ้นอยู่กับเขตแผ่นดินไหวอันแสดงในแผนที่แบ่งเขตแผ่นดินไหว และมีค่าดังในตารางที่ 2.7

ตารางที่ 2.7 สัมประสิทธิ์ความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหว

เขตความเข้มของแผ่นไหว	เขตในแผนที่	ค่า Z	PGA/g
ไม่เสี่ยงภัย	0	0	0
ไมรุนแรง	1	0.1875	0.075
ปานกลาง	2A	0.375	0.15
ปานกลางค่อนข้างแรง	2B	0.50	0.20
รุนแรง	3	0.75	0.30
รุนแรงมาก	4	1.00	0.40

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ PGA/g คือ ค่าอัตราเร่งสูงสุดประสิทธิผลของพื้นดินซึ่งมีโอกาสที่ค่า PGA/g จะเกินไปกว่าที่กำหนดนี้เพียง 10% ใน คาบเวลา 50 ปี เนื่องจาก พื้นที่ซึ่งกฎกระทรวงฉบับที่ 40 บังคับใช้จัดอยู่ใน เขต 2A -2B และเขต 3 ดังนั้นค่าสัมประสิทธิ์ Z จึงกำหนดให้ใช้ตั้งแต่ 0.38 ขึ้นไป

2.4.1.3 ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคาร (Important Factor , I)

สัมประสิทธิ์นี้เป็นการแสดงความสำคัญของอาคารซึ่งแตกต่างกันไปตามประเภทการใช้งาน โดยแบ่งประเภทของอาคาร ดังนี้

ประเภทที่ 1 อาคารที่จำเป็นต่อสาธารณะชน (Essential Facilities) เป็นอาคารที่มีความจำเป็นต้องใช้ในกรณีฉุกเฉินซึ่งต้องสามารถใช้งานได้หลังเกิดแผ่นดินไหว เช่น โรงพยาบาล สถานีตำรวจ ที่ทำการรัฐบาล เป็นต้น

ประเภทที่ 2 อาคารที่มีการใช้งานเป็นพิเศษ (Special Occupancy Structure) ใช้สำหรับอาคารที่จุคนจำนวนมากกว่า 300 คน (ในหนึ่งห้อง) เช่น โรงเรียน มหาวิทยาลัย เป็นต้น

ประเภทที่ 3 อาคารอื่นๆ (Miscellaneous Structures) เป็นอาคารเบ็ดเตล็ดอื่นๆ

ตารางที่ 2.8 สัมประสิทธิ์ความสำคัญของอาคาร

ประเภท	ความสำคัญของอาคาร	I
1	อาคารที่จำเป็นต่อสาธารณะชน	1.50
2	อาคารที่การใช้งานเป็นพิเศษ	1.25
3	อาคารอื่นๆ	1.00

2.4.1.4 สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบ (Structure Type Factor,K)

ค่าสัมประสิทธิ์นี้เป็นตัวปรับแรงเฉือนที่ฐานตามค่าความเหนียวของระบบโครงสร้างรับแรงกระทำทางด้านข้าง แสดงในตารางที่ 2.9

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 2.9 สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบ

ระบบและชนิดโครงสร้างรับแรงในแนวราบ	ค่าของ K
(1) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้กำแพงรับแรงเฉือน (Shear Wall) หรือโครงค้ำยัน (Braced Frame) รับแรงทั้งหมดในแนวราบ	1.33
(2) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียว (Ductile Moment-resisting Space Frame) รับแรงในแนวราบทั้งหมด	0.67
(3) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียวร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงค้ำยันด้านแรงในแนวราบ โดยมีข้อกำหนดในการคำนวณออกแบบ ดังนี้ (ก) โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียวต้องสามารถต้านแรงในแนวราบได้ไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงในราบทั้งหมด (ข) กำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงค้ำยันเมื่อแยกเป็นอิสระจากโครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียวต้องสามารถต้านแรงในแนวราบได้ทั้งหมด (ค) โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียวร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือน หรือโครงค้ำยันต้องสามารถต้านทานแรงในแนวราบได้ทั้งหมด โดยสัดส่วนของแรงที่กระทำต่อโครงสร้าง แต่ละระบบให้เป็นไปตามสัดส่วนความแข็ง (Rigidity)โดยคำนึกถึงการถ่ายเทของแรงระหว่างโครงสร้างทั้งสอง	0.80
(4) หอถังน้ำรองรับด้วยเสาไม่น้อยกว่า 4 ต้น มีค้ำยันยึดและไม่ได้ตั้งอยู่บนอาคาร หมายเหตุ ผลคูณระหว่างค่า K กับค่า C ให้ใช้ค่าต่ำสุดเท่ากับ 0.12 และค่าสูงสุด เท่ากับ 0.25	2.5
(5) โครงอาคารระบบอื่นๆ นอกจากโครงอาคารตาม (1) (2) (3) หรือ (4)	1.0

สำหรับโครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียว (Ductile Moment Resisting Frame) เป็นระบบโครงสร้างซึ่งออกแบบให้สามารถรับแรงกระทำทั้งในแนวดิ่งและแนวราบได้ ในการรับแรงทางด้านข้างอาคารองค์อาคารมีการออกแบบให้จุดรอยต่อมีลักษณะแข็ง (Rigid joint) เพื่อให้รับโมเมนต์ที่เกิดในเสาและคานได้ โครงสร้างชนิดนี้แบ่งออกเป็น 3 ประเภท คือ

ก) Ordinary moment-resisting frames (OMRF) เป็นโครงสร้างโครงข้อแข็งต้านทานโมเมนต์ดัด (คอนกรีตเสริมเหล็กหรือโครงสร้างเหล็ก) ปกติทั่วไป ที่มิได้มีการออกแบบให้โครงสร้างมีความเหนียวเป็นพิเศษ โครงสร้าง OMRF สำหรับโครงสร้างเหล็กใช้ได้กับทุกเขตความ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เสี่ยงภัย แต่โครงสร้าง OMRF สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็ก ใช้สำหรับ Zone 1 ไม่สามารถใช้ได้กับ Zone 2,3,4 ได้

สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็ก K = 1.5

สำหรับโครงสร้างเหล็ก K = 1.0

ข) **Intermediate moment-resisting frames (IMRF)** เป็นโครงสร้างโครงข้อแข็งต้านทานโมเมนต์ดัด ใช้กับคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบให้โครงสร้างมีความเหนียวปานกลางโดยมีค่า K = 1.0 โครงสร้างชนิดนี้ใช้สำหรับ Zone 1 และ 2 ไม่สามารถใช้ได้กับ Zone 3 และ 4

ค) **Special moment-resisting frames (SMRF)** เป็นโครงสร้างโครงข้อแข็งต้านทานโมเมนต์ดัดที่มีการออกแบบโครงสร้างให้มีความเหนียวเป็นพิเศษตามมาตรฐานของ Uniform Building Code ทั้งคอนกรีตเสริมเหล็กและโครงสร้างเหล็ก โดยมีค่า K = 0.67 โครงสร้างประเภทนี้ใช้กับ Zone 3 และ 4 ได้

ส่วนโครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียวร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือน(Dual System of Wall-Frame) เป็นระบบโครงสร้างผสมผสานระหว่างโครงข้อแข็งต้านทานโมเมนต์ดัดและกำหนดรับแรงเฉือนหรือโครงค้ำยัน ซึ่งระบบโครงข้อแข็งต้านทานโมเมนต์ดัดจะต้องออกแบบให้สามารถรับแรงได้อย่างน้อย 25% ของแรงเฉือนทั้งหมด

สำหรับโครงสร้าง SMRF ร่วมกับ Shear Wall K = 0.8

สำหรับโครงสร้าง IMRF ร่วมกับ Shear Wall K = 1.0

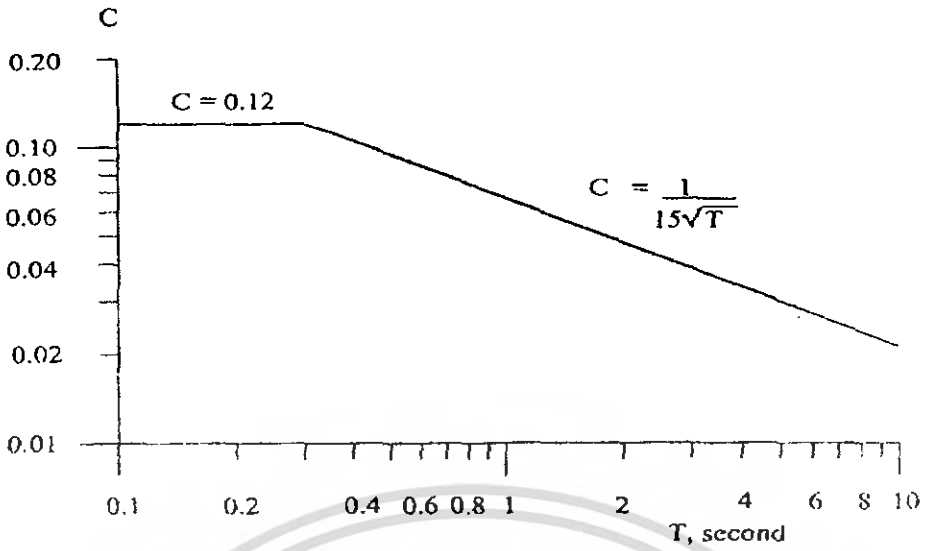
2.4.1.5 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear Coefficient, C)

ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน C มีพื้นฐานการคำนวณมาจากค่า Elastic Design Spectra ดังนั้นจึงแสดงอยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารกับค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติ, T ดังแสดงในรูปที่ โดยที่ค่า C คำนวณดังนี้

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \leq 0.12 \qquad (2.2)$$

ค่า C ตามสมการ 2.2 ให้ใช้ได้ไม่เกิน 0.12 ซึ่งตรงกันกับค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติ, T ในช่วงไม่เกิน 0.3 วินาที

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.26 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับคาบการสั่นธรรมชาติ

2.4.1.6 คาบการสั่นธรรมชาติของอาคาร (Building Period, T)

ในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ C จำเป็นจะต้องคำนวณหาค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารก่อน แต่ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของอาคารที่แท้จริงจะยังไม่ทราบ เนื่องจากยังไม่ได้ออกแบบขนาดองค์อาคารเพื่อต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง ดังนั้นข้อกำหนด UBC จึงเสนอสูตรอย่างง่ายเพื่อคำนวณค่าคาบการสั่นธรรมชาติของอาคารดังนี้

$$T = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D}} \qquad (2.3)$$

โดยที่ h_n เป็นความสูงของอาคาร,เมตร

D เป็นขนาดของอาคารในทิศทางที่พิจารณาคาบการสั่นธรรมชาติของอาคาร,เมตร

สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว อาจคำนวณตามสูตร ดังนี้

$$T = 0.10N \qquad (2.4)$$

โดยที่ N คือ จำนวนชั้นของอาคารทั้งหมดที่อยู่เหนือระดับพื้นดิน

นอกจากนี้ในขณะคำนวณออกแบบอาจมีการปรับค่า T ให้ละเอียดยิ่งขึ้นได้ด้วยสูตร Rayleigh's formula ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \left[w_i \cdot (\delta_i)^2 \right]}{g \cdot \sum_{i=1}^{n} (f_i \cdot \delta_i)}} \qquad (2.5)$$

โดยที่ f_i คือ ค่าแรงกระทำด้านข้างที่ระดับชั้น i

W_i คือ น้ำหนักอาคารที่กระทำระดับชั้น i

δ_i คือ ค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่ถูกกระทำโดย f_i

g คือ แรงโน้มถ่วงโลก (เมตร/วินาที^{2})

2.4.1.7 สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งอาคาร (Subsiol Factor, S)

เนื่องจากชั้นดินแต่ละชนิดมีคาบการสั่นธรรมชาติแตกต่างกันไปหากคาบการสั่นธรรมชาติของชั้นดินนั้นสอดคล้องกันกับคาบการสั่นธรรมชาติของอาคาร จะทำให้เกิดปรากฏการณ์กำทอนขึ้นได้ ส่งผลให้อาคารนั้นเกิดการสั่นไหวที่รุนแรงยิ่งขึ้น ค่า S จึงแปรผันตามลักษณะความอ่อนของชั้นดิน ใน UBC-1985 กำหนดลักษณะของชั้นดิน 3 ประเภท คือ ชั้นหิน ชั้นดินแข็ง และชั้นดินอ่อน โดยมีค่าดังนี้

ตารางที่ 2.10 สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดิน

ลักษณะของชั้นดิน	ค่าของ S
1. หิน (S_1)	1.0
2. ดินแข็ง (S_2)	1.2
3. ดินอ่อน (S_3)	1.5

โดยที่ลักษณะของชั้นดินต่างๆจำแนกได้ ดังนี้

"หิน" หมายถึง หินทุกลักษณะไม่ว่าจะเป็นหินคล้ายหินเชล (Shale) หรือที่เป็นผลึกตามธรรมชาติ จำแนกโดยค่าความเร็วคลื่น Shear wave เกินกว่า 750 เมตร/วินาที หรือดินลักษณะแข็งซึ่งมีความลึกของชั้นดินไม่เกิน 60 เมตร และชนิดของดินที่ทับอยู่เหนือชั้นหินเป็นดินที่มีเสถียรภาพดี เช่น ทราย กรวด หรือดินเหนียวแข็ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

"ดินแข็ง" หมายถึง ดินลักษณะแข็งซึ่งความลึกของชั้นดินมากกว่า 60 เมตร และชนิดของดินที่ทับอยู่เหนือชั้นหินเป็นดินที่มีเสถียรภาพดี เช่น ทราย กรวด หรือ ดินเหนียวแข็ง

"ดินอ่อน" หมายถึง ดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง และดินเหนียวแข็งหนามากกว่า 9 เมตร อาจจะมีชั้นทรายคั่นอยู่หรือไม่ก็ได้

ในกรณีที่ลักษณะชั้นดินไม่อาจจำแนกได้ว่าเป็นแบบใด ข้อกำหนด UBC เสนอแนะให้ใช้ S_3

ในกรณีที่มีการศึกษาเพื่อหาค่าคาบการสั่นของชั้นดิน T_s มาได้ค่าสัมประสิทธิ์ S สามารถคำนวณได้จากความสัมพันธ์ระหว่างคาบการสั่นของโครงสร้างและคาบการสั่นของชั้นดิน ดังนี้

สำหรับ $\frac{T}{T_S} \le 1$,
$$S = 1.0 + \frac{T}{T_S} - 0.5 \cdot \left(\frac{T}{T_S}\right)^2 \ge 1.0 \qquad (2.6)$$

สำหรับ $\frac{T}{T_S} > 1$,
$$S = 1.2 + 0.6 \cdot \frac{T}{T_S} - 0.3 \cdot \left(\frac{T}{T_S}\right)^2 \ge 1.0 \qquad (2.7)$$

สมการที่ (2.3) , (2.6) และ (2.7) มีข้อจำกัด ดังนี้

$$0.5 \le T_S \le 2.5 \qquad (2.8)$$

$$T \ge 0.3 \qquad (2.9)$$

$$CS \le 0.14 \qquad (2.10)$$

เนื่องจากในการคำนวณหาค่า T และ T_s อาจได้ค่าที่ไม่น่าเชื่อถือได้ ดังนั้นวิธีการหาค่า S ตามสมการ (2.6) และ (2.7) จึงถูกยกเลิกในข้อกำหนด UBC ใหม่

2.4.1.8 น้ำหนักของตัวอาคาร (Building Weight, W)

โดยทั่วไปค่า W เป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดของโครงสร้าง แต่ในบางกรณีจะมีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกชนิดอื่นเข้าไปด้วย ดังนี้

ก) สำหรับคลังเก็บพัสดุให้เพิ่มน้ำหนักอีก 25% ของน้ำหนักบรรทุกจร

ข) สำหรับพื้นที่ซึ่งมีการตบแต่งกั้นห้องเป็นส่วนๆจะต้องเพิ่มน้ำหนักอีก 48 กก./ตร.ม.

ค) น้ำหนักของเครื่องมือ เครื่องจักรกลซึ่งติดตั้งถาวรจะต้องรวมด้วย

2.4.1.9 การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำในแต่ละชั้นอาคาร

(Distribution of Lateral Force, F_x)

แรงเฉือนที่ฐานอาคาร V สามารถกระจายเป็นแรงกระทำในแต่ละชั้นอาคารได้ ดังนี้

$F_t = 0.07TV \le 0.25V$ ($T > 0.7$ วินาที) (2.11)

$= 0$ ($T \le 0.7$ วินาที) (2.12)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่ F_t เป็นแรงกระทำพิเศษที่ยอดอาคาร ซึ่งเป็นค่าที่พิจารณาถึงผลกระทบของ Higher mode ต่อผลตอบสนองของโครงสร้างในช่วงคาบการสั่นธรรมชาติที่ยาว

ส่วนแรงที่เหลือจะกระจายเป็นแรงกระทำทางด้านข้างตลอดความสูงของอาคารดังนี้

$$F_x = \frac{(V - F_t)\cdot w_x \cdot h_x}{\sum_{i=1}^{n} (w_i \cdot h_i)} \qquad (2.13)$$

โดยที่ F_x คือ แรงกระทำทางด้านข้างกระทำอยู่ชั้นอาคาร x

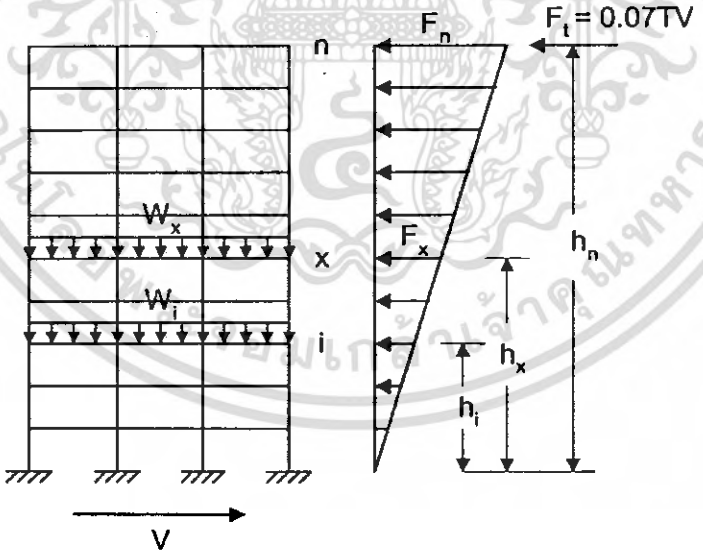
h_x , h_i คือ ความสูงของระดับพื้น x และ I จากฐานอาคาร ตามลำดับ

w_x , w_i คือ น้ำหนักอาคารที่ระดับพื้น x และ I ตามลำดับ

n คือ จำนวนชั้นอาคารเหนือฐานอาคารนั้น

แรงกระทำ F_x นี้จะตรงกับศูนย์กลางมวลที่แต่ละชั้นของอาคาร สำหรับอาคารที่มีรูปทรงสม่ำเสมอ คือมีความสูงและน้ำหนักในแต่ละชั้นมีค่าเท่ากัน แรงทางด้านข้างจะกระจายเป็นเส้นตรงในลักษณะสามเหลี่ยมกลับหัว (Invert triangular) จากฐานรากถึงยอดอาคาร หากการกระจายไม่เป็นไปตามนี้ แสดงว่าอาคารมีรูปทรงไม่สม่ำเสมออย่างหนึ่งอย่างใด

การกระจายแรงกระทำทางด้านข้างอาคารนี้ แสดงในรูปที่รูป 2.27



รูปที่ 2.27 การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างในแต่ละชั้นอาคาร

2.4.1.10 แรงเฉือนในชั้นอาคารและโมเมนต์พลิกคว่ำ (V_x , M_x)

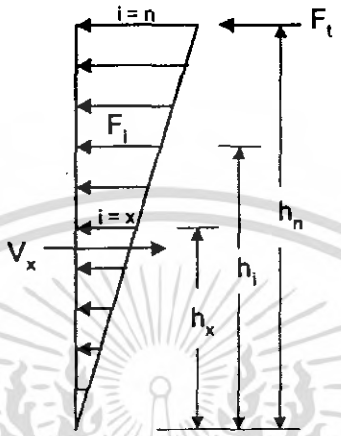
แรงเฉือนในระดับชั้น x เป็นผลรวมของแรงกระทำทางดานข้างที่ระดับชั้นนั้นและเหนือระดับชั้นนั้นขึ้นไป คำนวณได้ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$V_x = F_t + \sum_{i=x}^{n} F_i \qquad (2.14)$$

โดยที่ V_x คือ แรงเฉือนกระทำในระดับชั้นอาคาร X

F_i คือ แรงกระทำทางด้านข้างที่ระดับชั้นอาคาร i ดังแสดงในรูปที่ 2.28



รูปที่ 2.28 การคำนวณแรงเฉือนในแต่ละชั้นอาคาร

สำหรับโมเมนต์พลิกคว่ำที่ระดับชั้น x , M_x เป็นผลรวมของโมเมนต์ของแรงกระทำที่อยู่เหนือระดับชั้น x โดยคำนวณรอบระบบชั้น x นั้น ดังนี้

$$M_X = F_t \cdot (h_n - h_x) + \sum_{i=x}^{n} F_i \cdot (h_i - h_x) \qquad (2.15)$$

2.4.1.11 แรงบิดและผลกระทบของโมเมนต์ลำดับสอง (Torsion and P-Delta Effect)

ข้อกำหนด UBC คำนึงถึงความสอดคล้องกันของตำแหน่งจุดศูนย์กลางมวลและจุดศูนย์กลางมวลและจุดศูนย์กลางสติฟเนส ที่อาจเกิดขึ้นในทางปฏิบัติได้ แม้ในโครงสร้างที่มีรูปทรงสม่ำเสมอ ซึ่งจะทำให้เกิดการบิดโดยมิได้ตั้งใจให้เกิดขึ้นได้เรียกว่า Accidental torsion โดยการพิจารณาว่าจุดศูนย์กลางมวลอาจมีการเยื้องศูนย์ไป 5% ของขนาดผังอาคารในทิศทางตั้งฉากกับแรงกระทำนั้น

สำหรับผลกระทบของโมเมนต์ลำดับสองนั้น ข้อกำหนด UBC 1985 ไม่ได้ระบุที่จะนำค่านี้มาคำนวณด้วย แต่ในอาคารที่ผลกระทบจากโมเมนต์ลำดับสองมีค่ามาก ก็จะต้องนำมาคำนวณเพิ่มด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4.1.12 ระยะจำกัดของการโยกตัว (Drift Limitation)

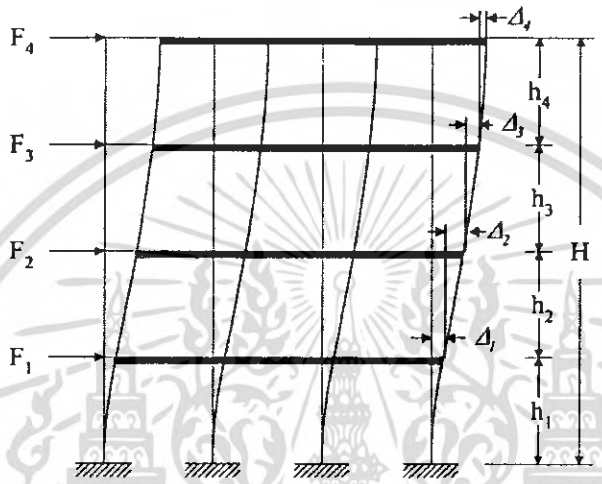
ค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นของอาคาร กำหนดให้ไม่เกินค่าดังนี้

$$\Delta_i = 0.005Kh \qquad (2.16)$$

โดยที่ Δ_i คือ ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุด (Maximum inelastic response displacement)

K คือ สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบ(Structural Type Factor)

H คือ ระดับความสูงระหว่างชั้น



รูปที่ 2.29 ค่าระยะการเลื่อนตัวในระหว่างชั้นของอาคาร

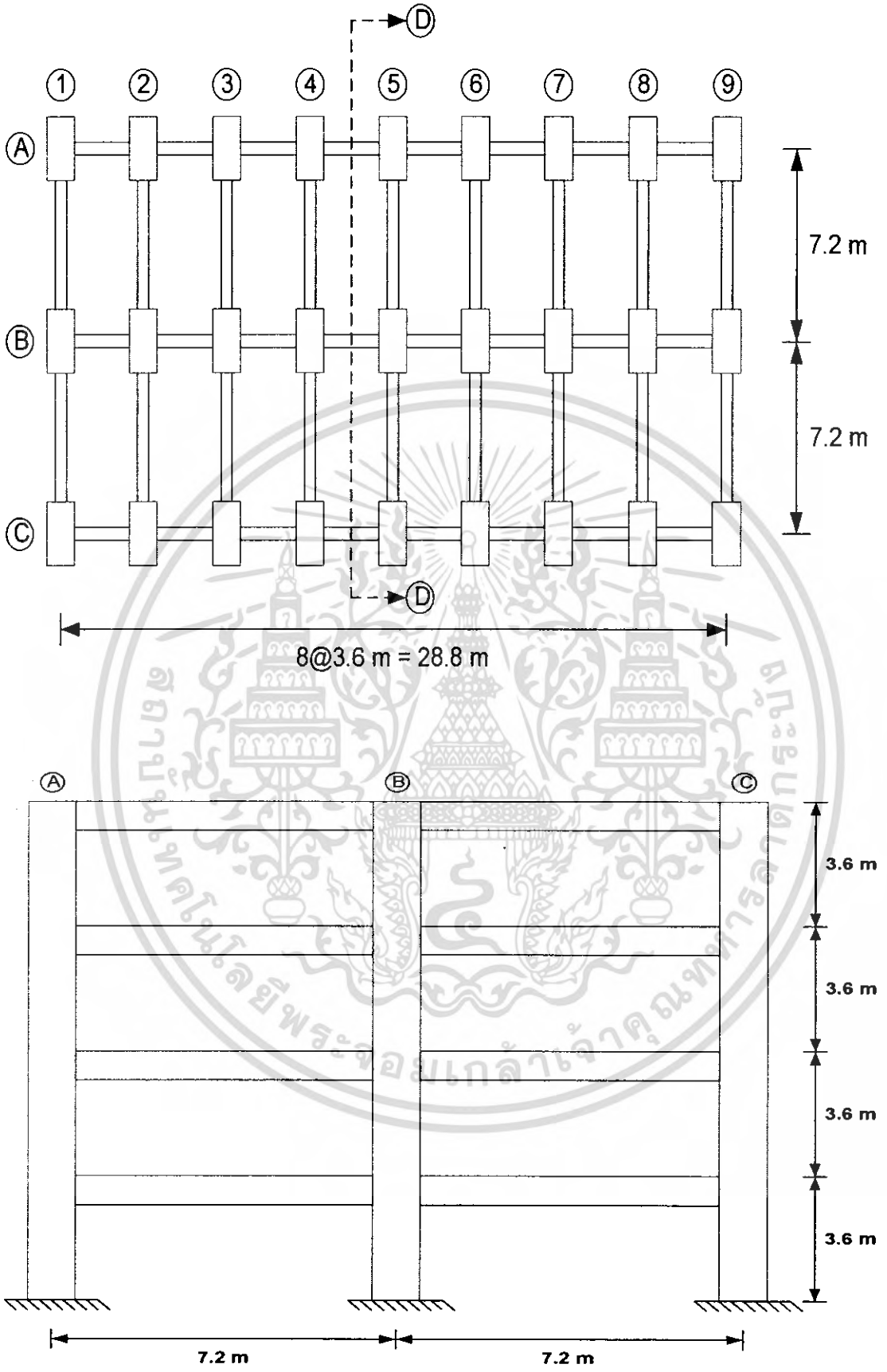
ตัวอย่างที่ 2.1 อาคารคลังเก็บพัสดุคอนกรีตเสริมเหล็ก สูง 4 ชั้น มีความสูงระหว่างชั้น 3.6 ม. มีค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ 672 กก./ตร.ม. ซึ่งรวมทั้งน้ำหนักพื้น คาน เสาและผนังกำแพง มีค่าน้ำหนักบรรทุกจร 600 กก./ตร.ม. อาคารนี้ตั้งอยู่ในเขตพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย ซึ่งเป็นเขต Seismic Zone 2B และชั้นใต้ฐานรากเป็นหินแข็ง จงใช้ข้อกำหนด UBC 1985 คำนวณหา

ก. แรงเฉือนที่ฐานอาคาร เนื่องจากแรงแผ่นดินไหว

ข. แรงกระทำที่ชั้นอาคารแต่ละชั้นและแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

ค. ตรวจสอบความมั่นคงของโครงสร้างอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



กำหนดให้ เสาต้นนอก ขนาดเสา สำหรับทุกชั้น 0.30 x 0.50 ม.

เสาต้นใน ขนาดเสา สำหรับชั้นที่ 1 และ ชั้นที่ 2 0.30 x 0.60 ม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับชั้นที่ 3 0.30 x 0.50 ม.

สำหรับชั้นที่ 4 0.30 x 0.40 ม.

วิธีทำ

ขั้นตอนที่ 1 คำนวณหาน้ำหนัก W ที่แต่ละชั้นอาคาร

เนื่องจากอาคารนี้เป็นคลังเก็บพัสดุ จึงต้องเพิ่มน้ำหนักอีก 25% ของน้ำหนักบรรทุกจร

น้ำหนัก W สำหรับชั้นที่ 1, 2, 3 คือ W_1, W_2, W_3 = 627 + 0.25 (600)

= 822 กก./ตร.ม.

ชั้นที่ 4 (ดาดฟ้า) W_4 = 672 กก./ตร.ม.

พื้นที่ทั้งหมด = 28.8 x 14.4

= 414.72 ตร.ม.

$W_1 = W_2 = W_3$ = $(822 \times 414.72) \times 10^{-3}$

= 340.9 ตัน

W_4 = $(672 \times 414.72) \times 10^{-3}$

= 278.7 ตัน

น้ำหนักทั้งหมด W = (340.9 x3) + 278.7

= 1301.4 ตัน

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณแรงเฉือนที่ฐาน

V = ZIKCSW

เมื่อ Z = 0.50 (Seismic Zone 2B)

I = 1.0 (ประเภทที่ 3)

K = 0.67 (โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียว)

S = 1.0 (ชั้นหิน)

คำนวณคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง จากสูตรสำหรับโครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียว

T = 0.10N

= 0.1 x 4 = 0.4 วินาที

คำนวณค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน C จาก

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

จะได้ $\frac{1}{15\sqrt{0.4}}$ = 0.11 ไม่เกิน 0.12 ใช้ได้

ผลคูณ CS = 0.11 x 1.0 = 0.11 ไม่เกิน 0.14 ใช้ได้

ผลคูณ KS = 0.67 x 0.11 = 0.07 น้อยกว่า 0.12 ใช้ค่าต่ำสุด 0.12

ดังนั้น แรงเฉือนที่ฐาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$V = ZI(KC)SW$$
$$= 0.50 \times 1.0 \times 0.12 \times 1.0 \times 1{,}301.4$$
$$= 78.084 \text{ ตัน}$$

ขั้นตอนที่ 3 กระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำด้านข้างในแต่ละชั้น และแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

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

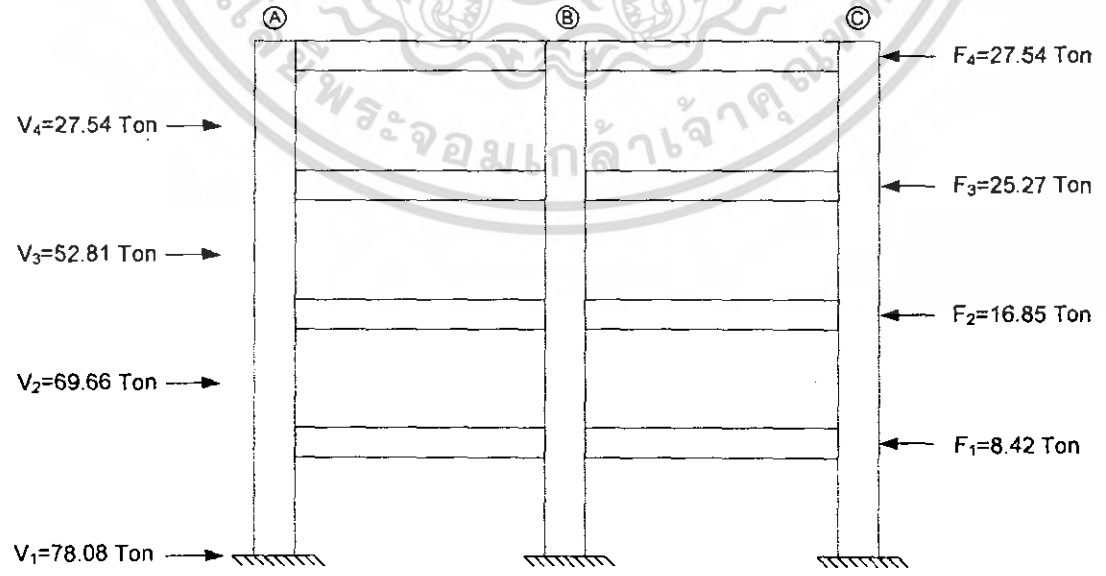
และ $V = F_t + \Sigma F_x$

เนื่องจากค่า T น้อยกว่า 0.7 วินาที ดังนั้น $F_t = 0$

คำนวณแรงกระทำทางด้านข้างและแรงเฉือน ดังแสดงในตารางที่ 5.5 และแสดงการกระจายของแรงกระทำทางด้านข้างอาคารในรูป

แรงกระทำทางด้านข้างและแรงเฉือนในแต่ละชั้น

ระดับชั้น	W_x (ตัน)	h_x (ม.)	$W_x h_x$ (ตัน-ม.)	F_x (ตัน)	V_x (ตัน)
4	278.7	14.4	4013.28	27.54	27.54
3	340.9	10.8	3681.72	25.27	52.81
2	340.9	7.2	2454.48	16.85	69.66
1	340.9	3.6	1227.24	8.42	78.08
			Σ = 11,376.72		



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 4 คำนวณหาระยะการเคลื่อนตัวของแต่ละชั้น

คำนวณค่าสติสเนสของเสาแต่ละชั้น จาก

$$k_i = \frac{12EI_i}{h^3}$$

$$k_1 = k_2 = \frac{12\left(2.3x10^5\right)}{360^3}\cdot\left[\frac{30\times 50^3}{12}\cdot(2x9) + \frac{30\times 60^3}{12}\cdot 9\right] = 6.20x10^5$$

$$k_3 = \frac{12\left(2.3x10^5\right)}{360^3}\cdot\left[\frac{30\times 50^3}{12}\cdot(2x9) + \frac{30\times 50^3}{12}\cdot 9\right] = 4.99x10^5$$

$$k_4 = \frac{12\left(2.3x10^5\right)}{360^3}\cdot\left[\frac{30\times 50^3}{12}\cdot(2x9) + \frac{30\times 40^3}{12}\cdot 9\right] = 4.18x10^5$$

หากตั้งสมมติฐานว่าพื้นอาคารเป็นพื้นแข็ง (Rigid floor)

ระยะการโยกตัวในแต่ละชั้น (Story Drift) อาจคำนวณได้จาก

$$\Delta_x = \frac{V_n}{k_i}$$

ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากฐานอาคารที่แต่ละชั้น (Lateral displacement) คำนวณจากผลรวมของระยะการโยกตัวในแต่ละชั้น ดังนี้

$$\delta_x = \Sigma\Delta_x$$

สำหรับ ระยะการโยกตัวและค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่แต่ละชั้น แสดงในตาราง

ค่าระยะการโยกตัวและค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในแต่ละชั้น

ระดับชั้น	แรงเฉือน V_x (ตัน)	สติฟเนส k_i (กก./ซม.)	ระยะการโยกตัว Δ_x(ซม.)	การเคลื่อนตัวจากฐาน δ_x(ซม.)
4	27.54	4.99×10^5	0.066	0.410
3	52.81	4.99×10^5	0.106	0.344
2	69.66	4.99×10^5	0.112	0.238
1	78.08	4.99×10^5	0.126	0.126

UBC กำหนดค่าระยะการโยกตัว ไม่เกิน $\Delta_{max} = 0.005h_i$

$= 0.005(360) = 1.8$ ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากตารางที่ 1.2 ค่าระยะการโยกตัวละชั้นไม่เกินค่าที่ UBC กำหนดไว้

ขั้นตอนที่ 5 ค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำเนื่องจากโมเมนต์ คำนวณจาก

$$M_x = \sum_{i=x+1}^{n} F_i(h_i - h_x)$$

โมเมนต์บิด $T_x = 0.05D_x = 0.05 \times 28.8 \times V_x$

การคำนวณค่า Overturning Moment

ชั้น	แรงกระทำด้านข้าง F_i (ตัน)	ความสูงระหว่างชั้น h_x(ม.)	โมเมนต์พลิกคว่ำ M_x (ตัน-ม.)	แรงเฉือน V_x (ตัน)	โมเมนต์บิด T_x(ตัน.ม)
4	27.54	3.6	-	27.54	39.66
3	25.27	3.6	99.14	52.81	76.05
2	16.85	3.6	289.26	69.66	100.31
1	8.42	3.6	540.04	78.08	112.44
ฐาน			821.12		

ความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ

$$SF = \frac{M_{React}}{M_{Act}} = \frac{1301.4 \cdot 7.2}{821.12} = 11.41 > 1.5$$

ค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำมากกว่า 1.5 จึงใช้ได้

ขั้นตอนที่ 6 ผลกระทบของโมเมนต์ลำดับที่สอง (PΔ Effect)

$$\theta = \frac{P_n \Delta_x}{V_x h_x}$$

การคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความมั่นคง (Stability Coefficient)

ชั้น	น้ำหนัก (ตัน)	น้ำหนักสะสม P_x(ตัน)	การโยกตัว Δ_x (ซม.)	แรงเฉือน V_x (ตัน)	θ
4	278.7	278.7	0.066	27.54	0.0019
3	340.9	619.6	0.106	52.81	0.0035
2	340.9	960.5	0.112	69.66	0.0043
1	340.9	1,301.4	0.126	78.08	0.0058

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เนื่องจากค่า Stability Coefficient, θ ที่คำนวณได้มีค่าน้อยกว่า 0.1 ดังนั้นจึงไม่จำเป็นต้องนำผลกระทบของ PΔ มาคำนวณออกแบบเสา ตามข้อกำหนดของ UBC สำหรับโครงสร้างที่อยู่ในเขต Zone 1 และ 2

2.4.2 ข้อกำหนดของ UBC-1994

UBC 1994 มีข้อกำหนดในการใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าให้สามารถใช้ได้สำหรับโครงสร้างอาคารที่มีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

ก) โครงสร้างทั้งหมด ที่อยู่ในเขต Seismic Zone 1 และโครงสร้างปกติทั่วไปที่อยู่ในเขต Zone 2 ส่วนอาคารที่อยู่ในเขต Zone 3 และ 4 จะต้องจำกัดความสูง ซึ่งแตกต่างกันไปตามประเภทของโครงสร้าง

ข) โครงสร้างปกติที่มีผังอาคารสมมาตร และมีความสูงน้อยกว่า 73 ม.

ค) โครงสร้างไม่ปกติเช่น ผังอาคารที่มีรูปร่างไม่สมมาตร โครงสร้างอาคารที่มีมวลหรือสติฟเนสที่แปรเปลี่ยนในระหว่างชั้น เป็นต้น ซึ่งมีความสูงน้อยกว่า 5 ชั้นหรือ 20 ม.

ง) โครงสร้างซึ่งมีส่วนบนมีลักษณะยืดหยุ่นเช่น หอสูง เป็นต้น ซึ่งตั้งอยู่บนฐานที่แข็งแรง มั่นคง

สำหรับโครงสร้างอาคารที่มีคุณสมบัตินอกเหนือจากข้อกำหนดนี้ให้ใช้การคำนวณออกแบบโดยวิธีพลศาสตร์(Dynamic method)

2.4.2.1 การคำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคาร

การคำนวณหาแรงเฉือนที่ฐานอาคารโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าตามข้อกำหนดของ UBC-1994 คำนวณจาก

$$V = \frac{ZICW}{R_w} \tag{2.17}$$

โดยที่ V คือ แรงเฉือนที่ฐานอาคาร

สำหรับค่าสัมประสิทธิ์ที่เหลือ มีรายละเอียด ดังนี้

2.4.2.2 สัมประสิทธิ์ความเข้มของแผ่นดินไหว (Seismic Zone Factor , Z)

ค่า Z นี้เป็นสัมประสิทธิ์ที่คำนึงถึงแผ่นดินไหวตามที่แสดงในแผนที่เขตแผ่นดินไหว มีค่าตามตารางที่ 2.11 ดังนี้

ตารางที่ 2.11 สัมประสิทธิ์ความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหว

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

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4.2.3 ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคาร (Important Factor,I)

สัมประสิทธิ์นี้เป็นการแสดงความสำคัญของอาคาร โดยมีการเพิ่มค่าความปลอดภัยสำหรับอาคารที่มีความจำเป็นต่อสาธารณะชน และอาคารที่เก็บวัตถุมีพิษภัย (I =1.50) แต่ข้อกำหนด UBC 1994 กำหนดให้เพิ่มคุณภาพของวัสดุในการออกแบบมากขึ้น ซึ่งจะเป็นการเพิ่มระดับความปลอดภัย ดังนั้นจึงมีการปรับลดค่าสัมประสิทธิ์ I ลงมา

ตารางที่ 2.12 สัมประสิทธิ์ความสำคัญของอาคาร

ประเภท	ความสำคัญของอาคาร	I
1	อาคารที่จำเป็นต่อสาธารณะชน	1.25
2	อาคารที่เก็บวัตถุมีพิษภัย	1.25
3	อาคารที่มีการงานเป็นพิเศษ	1.00
4	อาคารใช้งานทั่วไป	1.00
5	อาคารอื่นๆ	1.00

ประเภทที่ 1 อาคารที่จำเป็นต่อสาธารณะชน (Essential Facilities) เป็นอาคารที่มีความจำเป็นต้องใช้ในกรณีฉุกเฉินซึ่งต้องสามารถใช้งานได้ภายหลังเกิดแผ่นดินไหว เช่น โรงพยาบาล สถานีตำรวจ ดับเพลิง ที่ทำการรัฐบาล เป็นต้น

ประเภทที่ 2 อาคารที่เก็บวัตถุมีพิษภัย (Hazardous Facilities) เป็นอาคารเก็บวัตถุระเบิด ซึ่งอาจมีการระเบิดที่รุนแรงออกมาได้

ประเภทที่ 3 อาคารที่มีการใช้งานเป็นพิเศษ (Special Occupancy Structures) ใช้สำหรับอาคารที่จุคนจำนวนมาก เช่น โรงเรียน มหาวิทยาลัย เป็นต้น

ประเภทที่ 4 อาคารใช้งานทั่วไป (Standard Occupancy Structures) เป็นอาคารมาตรฐานทั่วไปที่มิได้อยู่ในประเภทที่ 1-3 รวมทั้งหอสูง

ประเภทที่ 5 อาคารอื่นๆ (Miscellaneous Structures) เป็นอาคารเบ็ดเตล็ดอื่นๆ ยกเว้นหอสูง

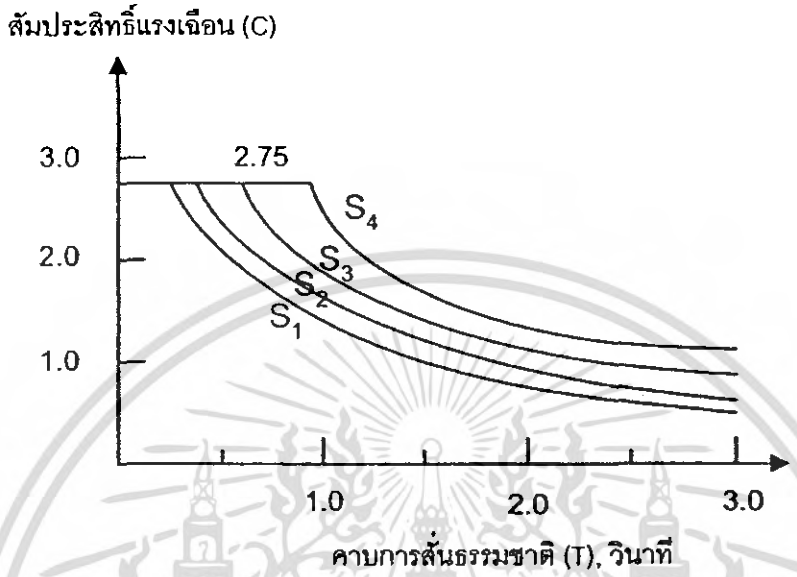
2.4.2.4 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear Coeffient , C)

ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน C ขึ้นอยู่กับค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติ , T และลักษณะสภาพของชั้นดิน , S ซึ่งจะกล่าวรายละเอียดต่อไป สำหรับสูตรการคำนวณค่า C มีดังนี้

$$C = \frac{1.25S}{\sqrt[3]{T^2}} \qquad (2.18)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานนี้มีพื้นฐานการคำนวณมาจากค่า Elastic Design Spectra ดังนั้นจึงแปรเปลี่ยนไปตามลักษณะของชั้นดินต่างๆกัน ดังแสดงในรูป 2.30 โดยที่ค่า C ที่คำนวณตามสมการ 2.18 ให้ใช้ได้ไม่เกิน 2.75



รูปที่ 2.30 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน

นอกจากนี้ UBC 1994 ยังกำหนดให้ใช้ค่าอัตราส่วนของ C/R_w ไม่ต่ำกว่า 0.075 เพื่อใช้ในการออกแบบสำหรับอาคารโครงข้อแข็งต้านทานโมเมนต์ดัดที่มีความสูงมาก

2.4.2.5 คาบการสั่นธรรมชาติของอาคาร (Building Period, T)

ค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติของโครงสร้างอาคารสามารถคำนวณได้ 2 วิธีคือ

วิธีที่ 1 ใช้สำหรับคำนวณหาค่า T โดยประมาณ ดังนี้

$$T = C_t (h_n^{3/4}) \qquad (2.19)$$

โดยที่ C_t = 0.0731 สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบโครงข้อแข็งและแบบโครงค้ำยัน

= 0.0853 สำหรับโครงสร้างเหล็กแบบโครงข้อแข็งต้านทานโมเมนต์ดัด

h_n = 0.0488 สำหรับโครงสร้างอาคารแบบอื่นๆ

คือ ความสูงทั้งหมดของอาคาร (เมตร)

วิธีที่ 2 ใช้คำนวณหาค่า T ที่ให้ค่าละเอียดกว่าวิธีแรก โดยการใช้ Rayleigh's formula ดังกล่าวแล้วในข้อกำหนด UBC 1985 แต่ในข้อกำหนด UBC 1994 มีการจำกัดค่า T ที่คำนวณโดยวิธีนี้เพิ่มเติม กล่าวคือ ในเขตพื้นที่ความเสี่ยงภัย Zone 1,2 และ 3 ค่า T ที่คำนวณได้จะต้องไม่มากกว่าค่าที่คำนวณโดยวิธีที่ 1 เกินไปกว่า 40% และในเขตพื้นที่ความเสี่ยงภัย Zone 4 จะต้องไม่มากกว่าค่าที่คำนวณโดยวิธีที่ 1 เกินไปกว่า 30% ข้อกำหนดนี้มีไว้เพื่อป้องกันมิให้มีการใช้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติที่ยาว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เกินไปซึ่งส่งผลให้แรงเฉือนที่ฐานอาคารมีค่าน้อยเกินไป ซึ่งจะไม่น่าเชื่อถือได้ แต่ข้อกำหนดนี้ไม่ต้องการตรวจสอบค่าการโยกตัวอาคาร

2.4.2.6 สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นที่ตั้งอาคาร (Subsoil Factor, S)

ค่าสัมประสิทธิ์ชั้นดินจำแนกตามลักษณะของชั้นดินที่อาคารตั้งอยู่ ดังแสดงในตารางที่ 2.13

ตารางที่ 2.13 ค่าสัมประสิทธิ์ชั้นดิน

ประเภท	รายละเอียดชนิดของชั้นดิน	S
S1	ชั้นดินซึ่ง ก) เป็นชั้นหินจำแนกได้โดยมีค่าความเร็วคลื่น Shear Wave มากกว่า 760 ม./วินาที หรือ ข) เป็นชั้นดินแข็งปานกลางถึงแข็งมากซึ่งลึกน้อยกว่า 60 ม.	1.0
S2	ชั้นดินแข็งปานกลางถึงแข็งมาก ซึ่งลึกมากกว่า 60 ม.	1.2
S3	ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง มีความลึกเกินกว่า 6 ม. แต่มีชั้นดินอ่อนไม่เกิน 12 ม.	1.5
S4	ชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีความลึกมากกว่า 12 ม. ซึ่งจำแนกได้โดยมีค่าความเร็วคลื่น Shear Wave น้อยกว่า 150 ม./วินาที	2.0

2.4.2.7 ค่าตัวประกอบการดูดซับพลังงาน (R_w Factor)

ค่าตัวประกอบ คำนึกถึงคุณสมบัติการดูดซับพลังงานที่แตกจ่างกันของโครงสร้างแต่ละชนิด ซึ่งใช้เป็นค่าลดกำลังจาก Elastic Design Spectrum มาที่การออกแบบในช่วงอินอิลาสดิก Inelastic Design Spectrum โดยค่า R_w ประกอบด้วยค่าความเหนียวของโครงสร้าง (ductility factor, R_μ) ค่ากำลังสำรองของโครงสร้าง(Reserve Strength factor, R_s) และค่ากำลังจากองค์อาคารส่วนเกินของโครงสร้าง (Redundancy factor, R_R) และเนื่องจากข้อกำหนด UBC 1994 เป็นการกำหนดแรงที่ระดับหน่วยแรงใช้งาน (Working stress level)จึงมีการเพิ่มค่าความปลอดภัยเพื่อใช้สำหรับวิธีการออกแบบโดยหน่วยแรงปลอดภัย (Allowable Stress Design , ASD) ส่วนในกรณีที่ต้องการออกแบบโดยวิธีกำลัง ก็ใช้ตัวคูณน้ำหนักบรรทุกตามข้อกำหนดของการออกแบบต่อไป สำหรับส่วนประกอบของค่า R_w , Uang (1991) ได้แสดงไว้ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$R_w = R_\mu \Omega Y$$

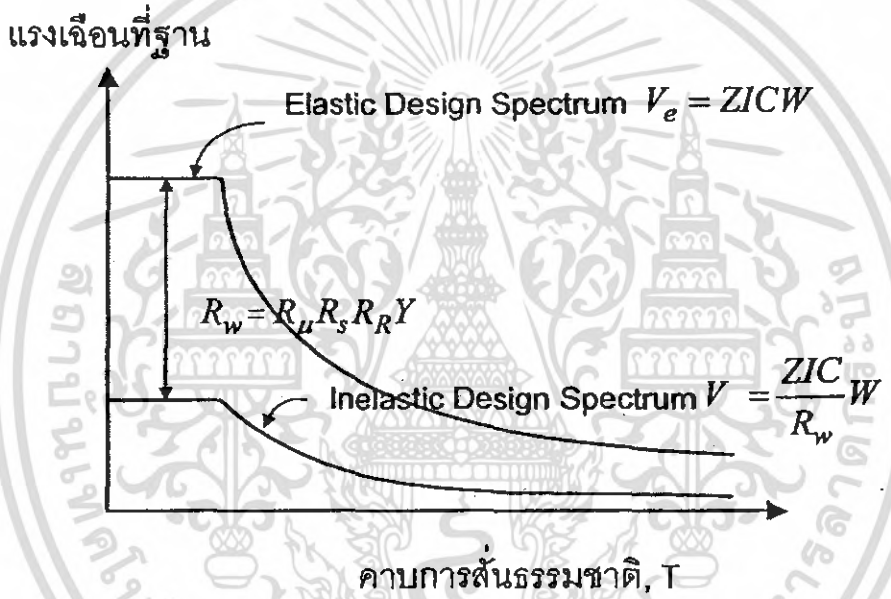
โดยที่ R_μ คือ ตัวลดกำลังซึ่งคำนึงถึงค่าความเหนียวของโครงสร้างในช่วงอินอิลาสติก

Ω คือ ตัวลดกำลังซึ่งคำนึงถึงค่ากำลังสำรองของโครงสร้างซึ่งเกินจากกำลังที่ออกแบบไว้

$= R_s R_R$

Y คือ ตัวลดกำลังสำหรับการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงปลอดภัย สำหรับการออกแบบตามข้อกำหนด ACI318-89 และ AISC-1989 ค่า Y มีค่าประมาณ 1.4

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ K ใน UBC 1985 และค่าตัวประกอบ R_w ใน UBC 1994 อาจคำนวณได้โดยประมาณจาก R_w=8/K ค่า R_w แสดงในตารางที่ 2.14 ดังนี้



รูปที่ 2.31 การลดกำลังเป็น Inelastic Design Spectrum ด้วยค่า R_w

ตารางที่ 2.14 ค่าตัวประกอบ R_w

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ระบบโครงสร้างพื้นฐาน[1]	ระบบการต้านทานแรงกระทำด้านข้าง	R_w [2]	H (ม.) [3]
1. ระบบ Bearing wall	1. กำแพง Light-framed ซึ่งมีผนังรับแรงเฉือน		
	a. กำแพงผนังโครงไม้สำหรับโครงสร้างซึ่งสูง 3 ชั้นหรือน้อยกว่า	8	19.5
	b. กำแพง Light-framed อื่นๆทั้งหมด	6	19.5
	2. กำแพงผนังรับแรงเฉือน (Shear walls)		
	a. คอนกรีต	6	48.0
	b. ผนังก่อ	6	48.0
	3. กำแพง bearing walls โครงเหล็กเบาซึ่งมีการขึดด้วยแรงดึง	4	19.5
	4. โครงสร้างค้ำยัน(Braced frames) ซึ่งมีโครงค้ำยันรับน้ำหนักบรรทุก (gravity load)		
	a. โครงสร้างเหล็ก	6	48.0
	b. คอนกรีต[4]	4	-
	c. โครงสร้างไม้	4	19.5
2. ระบบ Building frame	1. โครงค้ำยันเหล็กรับน้ำหนักเยื้องศูนย์ (EBF)	10	72.0
	2. กำแพง Light-framed ซึ่งมีผนังรับแรงเฉือน		
	a. กำแพงผนังโครงไม้สำหรับโครงสร้างซึ่งสูง 3 ชั้นหรือน้อยกว่า	9	19.5
	b. กำแพง Light-framed อื่นๆทั้งหมด	7	19.5
	3. กำแพงผนังรับแรงเฉือน (Shear walls)		
	a. คอนกรีต	8	72.0
	b. ผนังก่อ	8	48.0
	4. โครงค้ำยันปกติ (Ordinary braced frames)		
	a. โครงสร้างเหล็ก	8	48.0
	b. คอนกรีต[4]	8	-
	c. โครงสร้างไม้	8	19.5
	5. โครงค้ำยันพิเศษรับน้ำหนักตรงศูนย์		
	a. โครงสร้างเหล็ก	9	72.0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. ระบบ Moment-resisting frame	1. โครงสร้าง moment-resisting frames พิเศษ (SMRF)		
	a. โครงสร้างเหล็ก	12	N.L.
	b. คอนกรีต	12	N.L.
	2. โครงสร้างกำแพงก่อ moment-resisting wall frame	9	48.0
	3. โครงสร้างคอนกรีต intermediate moment-resisting frames (IMRF)[5]	8	-
	4. โครงสร้างปกติ Ordinary moment-resisting frames (OMRF)		
	a. โครงสร้างเหล็ก[6]	6	48.0
	b. คอนกรีต[7]	5	-
4. ระบบโครงสร้างผสม	1. กำแพงผนังรับแรงเฉือน (Shear walls)		
	a. คอนกรีตชนิด SMRF	12	N.L.
	b. คอนกรีตกับโครงสร้างเหล็ก OMRF	6	48.0
	c. คอนกรีตกับคอนกรีต IMRF[5]	9	48.0
	d. กำแพงก่อ SMRF	8	48.0
	e. กำแพงก่อกับโครงสร้างเหล็ก OMRF	6	48.0
	f. กำแพงก่อกับคอนกรีต IMRF[4]	7	-
	2. โครงสร้างเหล็ก EBF		
	a. กับโครงสร้างเหล็ก SMRF	12	N.L.
	b. กับโครงสร้างเหล็ก OMRF	6	48.0
	3. โครงค้ำยันปกติ (Ordinary braced frames)		
	a. โครงสร้างเหล็กกับโครงสร้างเหล็ก SMRF	10	N.L.
	b. โครงสร้างเหล็กกับโครงสร้างเหล็ก OMRF	6	48.0
	c. คอนกรีตกับคอนกรีต SMRF[4]	9	-
	d. คอนกรีตกับคอนกรีต IMRF[4]	6	-
	4. โครงค้ำยันพิเศษรับน้ำหนักตรงศูนย์		
	a. โครงสร้างเหล็กกับโครงสร้างเหล็ก SMRF	11	N.L.
	b. โครงสร้างเหล็กกับโครงสร้างเหล็ก OMRF	6	48.0
5. ระบบอื่นๆ	ดูใน UBC Sections 1627.8.3 และ 1627.9.2	-	-

N.L.- ไม่จำกัด

[1]ระบบโครงสร้างพื้นฐานซึ่งได้ให้คำจำกัดความใน UBC Section 1627.6.

[2]ดูใน UBC Section 1628.3 สำหรับระบบโครงสร้างรวม

[3]H-จำกัดความสูงสำหรับ Seismic Zones 3 และ 4. ดูใน UBC Section 1627.7.

[4]ห้ามใช้สำหรับ Seismic Zones 3 และ 4

[5]ห้ามใช้สำหรับ Seismic Zones 3 และ 4, นอกจากที่ยอมให้ใน UBC Section 1632.2.

[6]Ordinary moment-resisting frames ใน Seismic Zone 1 ซึ่งมีคุณสมบัติตาม UBC Section 2211.6 อาจใช้ค่า R_w = 12.

[7]ห้ามใช้สำหรับ Seismic Zones 2A, 2B, 3 และ 4, ดูใน UBC Section 1631.2.7.

Bearing Wall System เป็นระบบโครงสร้างที่ออกแบบเพื่อรับน้ำหนักในแนวดิ่ง จึงจำเป็นต้องมีโครงค้ำยัน หรือกำแพงรับแรงเฉือนควบคู่กันกับระบบโครงสร้าง bearing wall นี้ด้วย เพื่อรับแรงกระทำด้านข้าง จากแรงแผ่นดินไหว

Frame System เป็นระบบโครงสร้าง ซึ่งออกแบบให้มีการยึดรั้งในแต่ละองค์อาคารในลักษณะ 3 มิติเข้าด้วยกัน เพื่อใช้รับน้ำหนักกระทำในแนวดิ่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Braced Frame เป็นระบบโครงสร้างดัดที่องค์อาคารมีการยึดรั้งระหว่างกันเพื่อใช้รับแรงกระทำทางด้านข้างได้

Moment-resisting Frame system เป็นระบบโครงสร้างซึ่งออกแบบให้สามารถรับแรงกระทำทั้งในแนวดิ่งและแนวราบได้ ในการรับแรงทางแนวราบด้านข้างอาคารองค์อาคารมีการออกแบบให้จุดรอยต่อมีลักษณะแข็ง (rigid joint) เพื่อให้รับโมเมนต์ที่เกิดในและคานได้ โครงรส้รางชนิดนี้แบ่งออกเป็น 3 ประเภทคือ

ก) Ordinary Moment-Resisting Frame (OMRF) เป็นโครงรสร้างโครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์ดัด (คอนกรีตเสริมเหล็กหรือโครงสร้างเหล็ก) ที่มิได้มีการออกแบบให้โครงสร้างมีความเหนียวเป็นพิเศษ โครงสร้าง OMRF สำหรับโครงสร้างเหล็กใช้ได้กับทุกเขตความเสี่ยงภัย แต่โครงสร้าง OMRF สำหรับ ค.ส.ล. ใช้สำหรับ Zone 1 ไม่สามารถใช้กับ Zone 2,3,4 ได้

ข) Intermediate Moment-Resisting Frame (IMRF) เป็นโครงสร้างโครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์ดัด ใช้กับคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบให้โครงสร้างมีความเหนียวปานกลาง โครงสร้างชนิดนี้ใช้สำหรับ Zone 1 และ 2 ไม่สามารถใช้ได้กับ Zone 3 และ 4

ค) Special Moment-Resisting Frame (SMRF) เป็นโครงสร้างโครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์ดัดที่มีการออกแบบโครงสร้างให้มีความเหนียวเป็นพิเศษตามมาตรฐานของ UBC ทั้งคอนกรีตเสริมเหล็ก และ โครงสร้างเหล็ก โครงสร้างประเภทนี้ใช้กับ Zone 3 และ 4 ได้

Dual system เป็นระบบโครงสร้างผสมระหว่างโครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์ดัดและกำแพงรับแรงเฉือน หรือโครงค้ำยัน ซึ่งระบบโครงข้อแข็งด้านทานแรงดัดจะต้องออกแบบให้สามารถรับแรงได้อย่างน้อย 25% ของเฉือนทั้งหมด

2.4.2.8 น้ำหนักของตัวอาคาร (Building Weight, W)

โดยทั่วไปค่า W เป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดของโครงสร้าง แต่ในบางกรณีจะมีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกชนิดอื่นเข้าไปด้วย ดังนี้

ก) สำหรับคลังเก็บพัสดุให้เพิ่มน้ำหนักอีก 25% ของน้ำหนักบรรทุกจร

ข) สำหรับพื้นที่ซึ่งมีการตบแต่งกั้นห้องเป็นส่วนๆจะต้องเพิ่มน้ำหนักอีก 48 กก./ตร.ม.

ค) น้ำหนักของเครื่องมือ เครื่องจักรกลซึ่งติดตั้งถาวรจะต้องรวมด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4.2.9 การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำด้านข้างในแต่ละชั้นอาคาร (F_x) แรงเฉือนในชั้นอาคารและโมเมนต์หลิกคว่ำ (V_x , M_x)

แรงเฉือนที่ฐานอาคาร V สามารถกระจายเป็นแรงกระทำในแต่ละชั้นอาคารได้ ดังนี้

$$F_t = 0.07TV \leq 0.25V \quad (T > 0.7 \text{ วินาที}) \qquad (2.20)$$

$$= 0 \quad (T \leq 0.7 \text{ วินาที}) \qquad (2.21)$$

โดยที่ F_t เป็นแรงกระทำพิเศษที่ยอดอาคาร ซึ่งเป็นค่าที่พิจารณาถึงผลกระทบของ Higher mode ต่อผลตอบสนองของโครงสร้างในช่วงคาบการสั่นธรรมชาติที่ยาว

ส่วนแรงที่เหลือจะกระจายเป็นแรงกระทำทางด้านข้างตลอดความสูงของอาคารดังนี้

$$F_x = \frac{(V - F_t)\cdot w_x \cdot h_x}{\sum_{i=1}^{n} (w_i \cdot h_i)} \qquad (2.22)$$

โดยที่ F_x คือ แรงกระทำทางด้านข้างกระทำอยู่ชั้นอาคาร x

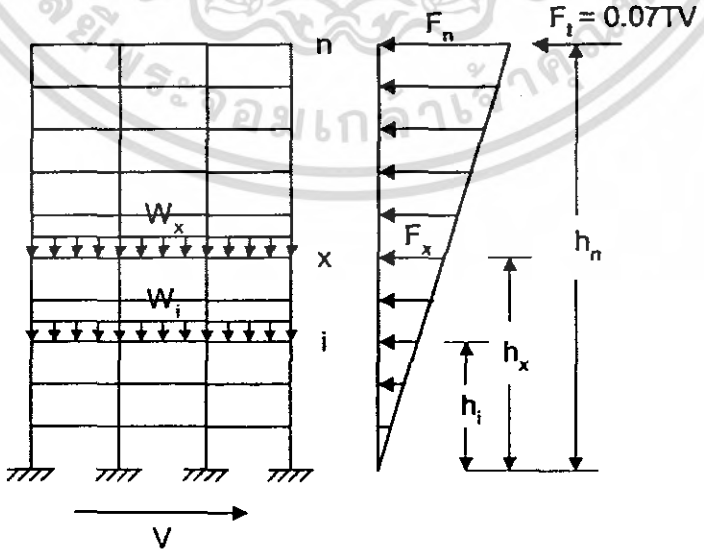
h_x , h_i คือ ความสูงของระดับพื้น x และ I จากฐานอาคาร ตามลำดับ

w_x , w_i คือ น้ำหนักอาคารที่ระดับพื้น x และ I ตามลำดับ

n คือ จำนวนชั้นอาคารเหนือฐานอาคารนั้น

แรงกระทำ F_x นี้จะตรงกับศูนย์กลางมวลที่แต่ละชั้นของอาคาร สำหรับอาคารที่มีรูปทรงสม่ำเสมอ คือมีความสูงและน้ำหนักในแต่ละชั้นมีค่าเท่ากัน แรงทางด้านข้างจะกระจายเป็นเส้นตรงในลักษณะสามเหลี่ยมกลับหัว (Invert triangular) จากฐานรากถึงยอดอาคาร หากการกระจายไม่เป็นไปตามนี้แสดงว่าอาคารมีรูปทรงไม่สม่ำเสมออย่างหนึ่งอย่างใด

การกระจายแรงกระทำทางด้านข้างอาคารนี้ แสดงในรูปที่รูป 2.32



รูปที่ 2.32 การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างในแต่ละชั้นอาคาร

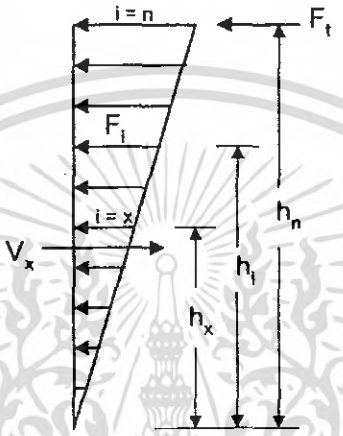
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงเฉือนในระดับชั้น x เป็นผลรวมของแรงกระทำทางดานข้างที่ระดับชั้นนั้นและเหนือระดับชั้นนั้นขึ้นไป คำนวณได้ดังนี้

$$V_x = F_t + \sum_{i=x}^{n} F_i \qquad (2.23)$$

โดยที่ V_x คือ แรงเฉือนกระทำในระดับชั้นอาคาร X

F_i คือ แรงกระทำทางด้านข้างที่ระดับชั้นอาคาร i ดังแสดงในรูปที่ 2.33



รูปที่ 2.33 การคำนวณแรงเฉือนในแต่ละชั้นอาคาร

สำหรับโมเมนต์พลิกคว่ำที่ระดับชั้น x , M_x เป็นผลรวมของโมเมนต์ของแรงกระทำที่อยู่เหนือระดับชั้น x โดยคำนวณรอบระบบชั้น x นั้น ดังนี้

$$M_X = F_t \cdot (h_n - h_x) + \sum_{i=x}^{n} F_i \cdot (h_i - h_x) \qquad (2.24)$$

2.4.2.10 แรงบิดและผลกระทบของโมเมนต์ลำดับสอง (Torsion and Secondary Moment or P-Delta Effect)

ข้อกำหนด UBC 1994 มีการพิจารณา Accidental torsion เช่นเดียวกันกับ UBC 1985 โดยพิจารณาว่าศูนย์กลางมวลอาจมีการเยื้องศูนย์ไป 5% ของขนาดผังอาคารในทิศทางตั้งฉากกับแรงกระทำนั้น

สำหรับผลกระทบของโมเมนต์ลำดับสองนั้น ข้อกำหนด UBC 1994 เสนอวิธีการพิจารณาผลกระทบของโมเมนต์ลำดับสองเพื่อดูความสำคัญของผลกระทบดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โมเมนต์ลำดับสองหรือ P-Delta (PΔ) หมายถึงโมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากผลคูณระหว่าง น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง และการเคลื่อนตัวด้านข้างของเสา ซึ่งอาจมีผลกระทบต่อความมั่นคงของโครงสร้างได้ หากมีค่ามากเกินไป UBC 1994 กำหนดโดยค่าสัมประสิทธิ์ ความมั่นคง (Stability Coefficient , θ) ดังนี้

$$\theta = \frac{P_x \Delta_x}{V_x h_x} \tag{2.25}$$

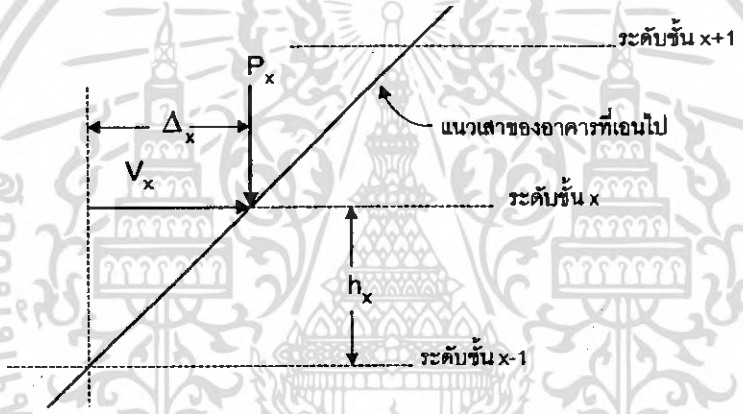
โดยที่

P_x คือ น้ำหนักอาคารที่ระดับชั้น X และเหนือขึ้นไป

Δ_x คือ ระยะโยกของระดับชั้น X (Story drift)

V_x คือ แรงเฉือนที่ระดับชั้น X

h_x คือ ความสูงของระดับชั้น X



รูปที่ 2.34 การคำนวณผลกระทบของ PΔ

UBC 1994 กำหนดเกณฑ์การพิจารณาผลกระทบของ PΔ ดังนี้

สำหรับโครงสร้างที่อยู่ในเขต Zone 1 และ 2 ค่า Stability Coefficient , $\theta < 0.10$

สำหรับโครงสร้างที่อยู่ในเขต Zone 3 และ 4 ค่า Story drift ratio , $\frac{\Delta_i}{h_i} < \frac{0.02}{R_w}$

ถ้าหากค่า Stability Coefficient หรือค่า Story drift ratio มีค่าน้อยกว่าที่กำหนดนี้ หมายถึง ผลกระทบของ PΔ มีค่าน้อยมากจึงไม่จำเป็นต้องมาคิดคำนวณด้วย ในกรณีที่ค่าสัมประสิทธิ์เหล่านี้เกินจากค่าที่กำหนด จะต้องมีการคำนวณออกแบบเสาเป็นพิเศษเพื่อให้สามารถต้านทานโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4.2.11 ระยะจำกัดของการโยกตัว (Drift Limitation)

ค่าการโยกตัวระหว่างชั้นของอาคารจะต้องไม่เกินค่าต่อไปนี้

สำหรับโครงสร้างซึ่งมีคาบการสั่นธรรมชาติ น้องกว่า 0.7 วินาที

ค่า Story drift , Δ_i ไม่เกิน $0.04h_i/R_w$ หรือไม่เกิน $0.005h_i$

สำหรับโครงสร้างซึ่งมีคาบการสั่นธรรมชาติ เท่ากับหรือมากกว่า 0.7 วินาที

ค่า Story drift , Δ_i .ไม่เกิน $0.03h_i/R_w$ หรือไม่เกิน $0.004h_i$

จะสังเกตได้ว่า ระยะจำกัดของการโยกตัวตามข้อกำหนดนี้ เข้มงวดกว่าที่กำหนดใน UBC 1985 ทั้งนี้เนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้าง ที่คำนวณจาก UBC 1994 ให้ค่าที่น้อยกว่าที่คำนวณจาก UBC 1985 จึงต้องจำกัดค่ะระยะการโยกตัวให้ปลอดภัยมากขึ้น

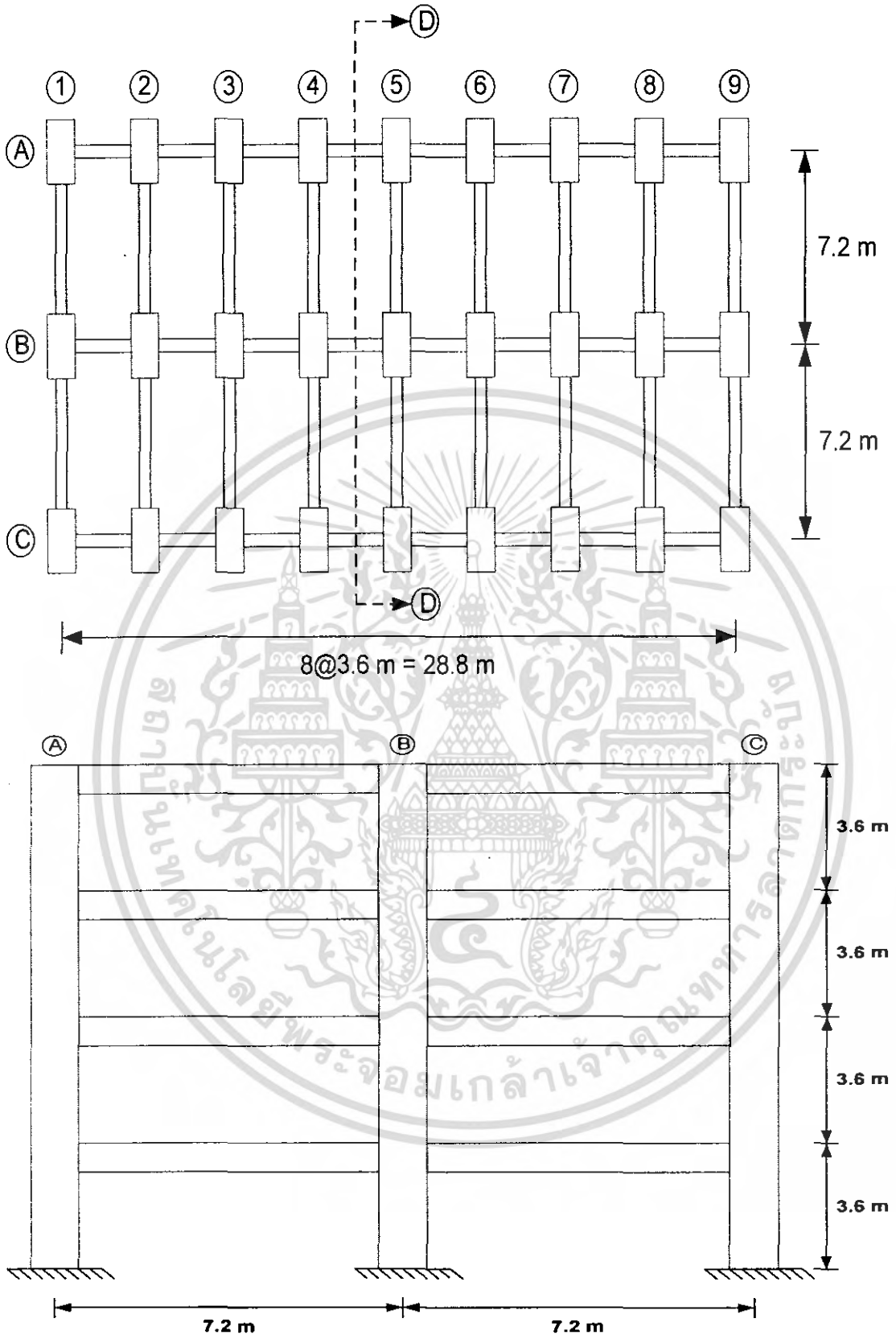
ตัวอย่างที่ 2.2 อาคารคลังเก็บพัสดุ คอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น มีความสูงระหว่างชั้น 3.6 ม. มีค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ 672 กก./ตร.ม. ซึ่งรวมทั้งน้ำหนักพื้น คาน เสาและผนังกำแพง มีค่าน้ำหนักบรรทุกจร 600 กก./ตร.ม. อาคารนี้ตั้งอยู่ในเขตพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย ซึ่งเป็นเขต Seismic Zone 3 และชั้นดินที่ใต้ฐานรากเป็นหินแข็ง จงใช้ข้อกำหนด UBC 1994 คำนวณหา

ก) แรงเฉือนที่ฐานอาคาร เนื่องจากแรงแผ่นดินไหว

ข) แรงเฉือนกระทำที่ชั้นอาคารแต่ละชั้นและแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

ค) ตรวจสอบความมั่นคงของโครงสร้างอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กำหนดให้ เสาต้นนอก ขนาดเสา สำหรับทุกชั้น 0.30x0.50 ม.

เสาต้นใน ขนาดเสา สำหรับชั้นที่ 1 และ ชั้นที่ 2 0.30x0.60 ม.

สำหรับชั้นที่ 3 0.30x0.50 ม.

สำหรับชั้นที่ 4 0.30x0.40 ม.

วิธีทำ

ขั้นตอนที่ 1 คำนวณหาน้ำหนัก W ที่แต่ละชั้นอาคาร

เนื่องจากอาคารนี้เป็นคลังเก็บพัสดุ จึงต้องเพิ่มน้ำหนักอีก 25% ของน้ำหนักบรรทุกจร

น้ำหนัก W สำหรับชั้นที่ 1, 2, 3 คือ W_1, W_2, W_3 = 627 + 0.25 (600)

= 822 กก./ตร.ม.

ชั้นที่ 4 (ดาดฟ้า) W_4 = 672 กก./ตร.ม.

พื้นที่ทั้งหมด = 28.8 x 14.4

= 414.72 ตร.ม.

$W_1 = W_2 = W_3$ = $(822 \times 414.72) \times 10^{-3}$

= 340.9 ตัน

W_4 = $(672 \times 414.72) \times 10^{-3}$

= 278.7 ตัน

น้ำหนักทั้งหมด W = (340.9 x3) + 278.7

= 1301.4 ตัน

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณแรงเฉือนที่ฐาน

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

เมื่อ Z = 0.30 (Seismic Zone 3)

I = 1.0 (ประเภทที่ 4)

R_w = 12 (Special Moment-Resisting Frame, SMRF)

S = 1.0 (ชั้นหิน)

คำนวณคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างโดยประมาณ

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

เมื่อ C_t = 0.0731 (อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก)

h_n = 14.4 เมตร (ความสูง 4 ชั้น)

$$T_n = 0.0731 (14.4^{3/4}) = 0.54 \text{ วินาที}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$C = \frac{1.25S}{\sqrt[3]{T^2}} = \frac{1.25(1.0)}{\sqrt[3]{0.54^2}} = 1.885$$

$$V = \frac{(0.3)(1.0)(1.885)(1301.4)}{12} = 61.33 \quad \text{ตัน}$$

ขั้นตอนที่ 3 กระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำด้านข้างในแต่ละชั้น และแรงเฉือนที่เกิดขึ้น คำนวณแรงกระทำทางด้านข้างและแรงเฉือน ดังแสดงในตาราง และแสดงการกระจายของแรงกระทำทางด้านข้างอาคารในรูป

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

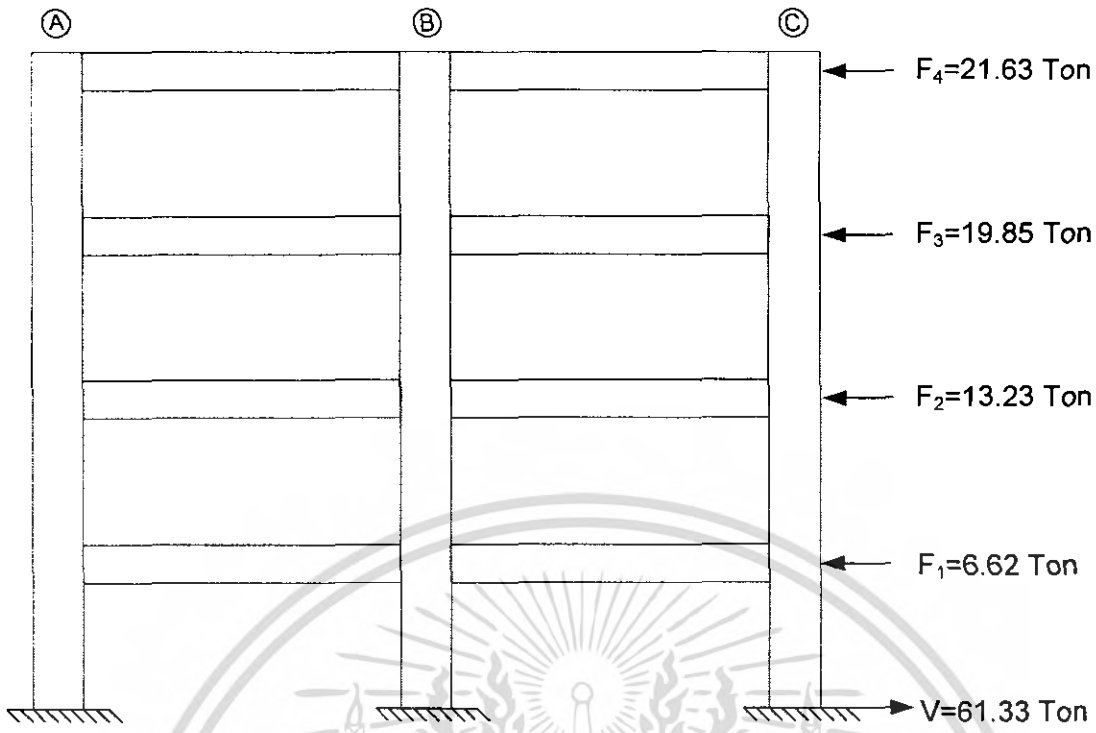
และ $F_t = 0 \quad (T = 0.54 < 0.7)$

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

แรงกระทำทางด้านข้างและแรงเฉือนในแต่ละชั้น

ระดับชั้น	W_i (ตัน)	h_x (ม.)	$W_x h_x$ (ตัน-ม.)	F_x (ตัน)	V_x (ตัน)
4	278.7	14.4	4013.28	21.63	21.63
3	340.9	10.8	3681.72	19.85	41.48
2	340.9	7.2	2454.48	13.23	54.71
1	340.9	3.6	1227.24	6.62	61.33
			$\Sigma = 11,376.72$		

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



การกระจายของแรงกระทำทางด้านข้างอาคาร

ขั้นตอนที่ 4 คำนวณหาระยะการเคลื่อนตัวของแต่ละชั้น

คำนวณค่าสติสเนสของเสาแต่ละชั้น จาก

$$k_i = \frac{12EI_i}{h^3}$$

$$K_1 = K_2 = \frac{12\left(2.3x10^5\right)}{360^3} x\left(\frac{30\times 50^3}{12} x(2x9) + \frac{30\times 60^3}{12} x9\right) = 6.20x10^5 \frac{Kg}{cm}$$

$$K_3 = \frac{12\left(2.3x10^5\right)}{360^3} x\left(\frac{30\times 50^3}{12} x(2x9) + \frac{30\times 50^3}{12} x9\right) = 4.99x10^5 \frac{Kg}{cm}$$

$$K_4 = \frac{12\left(2.3x10^5\right)}{360^3} x\left(\frac{30\times 50^3}{12} x(2x9) + \frac{30\times 40^3}{12} x9\right) = 4.18x10^5 \frac{Kg}{cm}$$

ระยะการโยกตัวในแต่ละชั้น (Story Drift) อาจคำนวณได้จาก

$$\Delta_x = \frac{V_n}{k_i}$$

ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากฐานอาคารที่แต่ละชั้น (Lateral displacement) คำนวณจากผลรวมของระยะการโยกตัวในแต่ละชั้น ดังนี้

$$\delta_x = \Sigma\Delta_x$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับ ระยะการโยกตัวและค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่แต่ละชั้น แสดงในตาราง

ค่าระยะการโยกตัวและค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในแต่ละชั้น

ระดับชั้น	แรงเฉือน V_x (ตัน)	สติฟเนส k_i (กก./ซม.)	ระยะการโยกตัว Δ_x(ซม.)	การเคลื่อนตัวจากฐาน δ_x(ซม.)
4	21.63	4.18×10^5	0.052	0.322
3	41.48	4.99×10^5	0.083	0.270
2	54.71	6.20×10^5	0.088	0.187
1	61.33	6.20×10^5	0.099	0.099

UBC กำหนดค่าระยะการโยกตัว ไม่เกิน $0.04h_i/R_w = 0.04x360/12 = 1.2$ ซ.ม.

หรือ $\Delta_{max} = 0.005h_i$

$= 0.005(360) = 1.8$ ซม.

จากตาราง ค่าระยะการโยกตัวละชั้นไม่เกินค่าที่ UBC กำหนดไว้

ขั้นตอนที่ 5 คำนวณคาบการสั่นธรรมชาติ โดยใช้ Rayleigh's formular

$$T = 2\pi\sqrt{\sum_{i=1}^{n} W_i\delta_i^2 / g\sum_{i=1}^{n} f_i\delta_i}$$

ค่าที่ใช้ในการคำนวณแสดงในตาราง

การคำนวณคาบการสั่นธรรมชาติ โดยใช้ Rayleigh's formular

ชั้น	น้ำหนัก W_i (ตัน)	การเคลื่อนตัว δ_x (ซม.)	แรงกระทำด้านข้าง F_i(ตัน)	$W_i\,\delta_i^2$ (ตัน-ซม.^{2})	$F_i\,\delta_i$ (ตัน-ซม.)
4	278.7	0.322	21.63	28.90	6.97
3	340.9	0.270	19.85	24.85	5.36
2	340.9	0.187	13.23	11.92	2.47
1	340.9	0.099	6.62	3.34	0.66
				$\Sigma = 69.01$	$\Sigma = 15.46$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{69.01}{(9.81x100)(15.46)}} = 0.42s$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าที่คำนวณได้นี้น้อยกว่าค่าที่คำนวณโดยประมาณ (0.54 วินาที) ดังนั้น หากต้องการได้การคำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคารโดยละเอียด อาจทำการคำนวณโดยใช้ T ใหม่ได้ แต่ในที่นี้ จะยังคงใช้ค่าเดิมในการคำนวณต่อไป

ขั้นตอนที่ 6 ค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำเนื่องจากโมเมนต์

$$M_x = \sum_{i=x+1}^{n} F_i(h_i - h_x)$$

Accidental Torsional Moments $T_x = 0.05DV_x = 0.05 \times 28.8 \times V_x$

การคำนวณค่า Overturning Moment

ชั้น	แรงกระทำด้านข้าง F_i (ตัน)	ความสูงระหว่างชั้น h_x (ม.)	โมเมนต์พลิกคว่ำ M_x (ตัน-ม.)	แรงเฉือน V_x (ตัน)	โมเมนต์บิด T_x (ตัน.ม)
4	21.63	3.6	-	21.63	31.15
3	19.85	3.6	77.87	41.48	59.73
2	13.23	3.6	227.20	54.71	78.78
1	6.62	3.6	424.15	61.33	88.32
ฐาน			644.94		

ความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ

$$SF = \frac{M_{React}}{M_{Act}} = \frac{1301.4 \times 7.2}{644.94} = 14.53 > 1.5$$

ค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำมากกว่า 1.5 จึงใช้ได้

ขั้นตอนที่ 7 ผลกระทบ PΔ

ตรวจสอบค่า Story drift ratio, Δ_i / h_i ($h_i = 360$)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การคำนวณผลกระทบของ PΔ

ชั้น	น้ำหนัก (ตัน)	น้ำหนักสะสม P_x(ตัน)	การโยกตัว Δ_i (ซม.)	ความสูง h_i (ซ.ม.)	Story drift ratio Δ_i / h_i
4	278.7	278.7	0.052	360	0.00014
3	340.9	619.6	0.083	360	0.00023
2	340.9	960.5	0.088	360	0.00024
1	340.9	1,301.4	0.099	360	0.00028

UBC 1994 กำหนดสำหรับโครงสร้างที่อยู่ในเขต Seismic Zone 3 ว่า หากค่า Story drift ratio , Δ_i / h_i น้อยกว่า 0.02 / R_w = 0.02/12 =0.0017 ก็ไม่จำเป็นต้องนำผลกระทบของ PΔ มาคำนวณ เนื่องจากค่า Δ_i / h_i แสดงในตาราง น้อยกว่าค่าที่กำหนดมาก ดังนั้นในการคำนวณออกแบบเสา จึงไม่จำเป็นต้องคำนวณโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากผลกระทบของ PΔ นี้

2.4.3 ข้อกำหนดของ UBC-1997

2.4.3.1 การคำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคาร

การคำนวณหาแรงเฉือนที่ฐานรากอาคารโดยวิธีสถิตเทียบเท่าตามข้อกำหนดของ UBC-1997 คำนวณได้ดังนี้

$$V = W \frac{C_v I}{RT} \qquad (2.26)$$

โดยที่ V คือ แรงเฉือนที่ฐานอาคาร โดยมีข้อจำกัดดังนี้

$$V \leq W \frac{2.5\ C_a I}{R} \qquad (2.27)$$

$$V \geq 0.11 C_a I W \qquad (2.28)$$

$$V \geq W \frac{0.8\ Z N_v I}{R} \quad \text{สำหรับ Seismic Zone 4} \qquad (2.29)$$

สำหรับค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆที่แสดงในสมการ 2.26-2.29 มีรายละเอียดดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4.3.2 สัมประสิทธิ์ของความเข้มของแผ่นดินไหว (Seismic Zone Factor ,Z)

ค่า Z นี้เป็นสัมประสิทธิ์ที่คำนึกถึงความเสี่ยงภัยจากแผ่นไหวตามที่แสดงในแผนที่เขตแผ่นดินไหว มีค่าตามตารางที่ ดังนี้

ตารางที่ 2.15 สัมประสิทธิ์ความเสี่ยงภัยจากแผ่นไหว

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

2.4.3.3 ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคาร (Important Factor , I)

สัมประสิทธิ์นี้เป็นการแสดงความสำคัญของอาคาร โดยมีการเพิ่มค่าความปลอดภัยสำหรับอาคารที่มีความจำเป็นต่อสาธารณะชนและอาคารที่เก็บวัตถุมีพิษภัย (I = 1.25) ดังแสดงในตารางที่ แม้ว่าค่าเหล่านี้จะน้อยกว่าค่าสูงสุดที่กำหนดใน UBC 1985 (I = 1.50) แต่ข้อกำหนด UBC 1994 กำหนดให้เพิ่มคุณภาพของวัสดุในการออกแบบมากขึ้น ซึ่งเป็นการเพิ่มระดับความปลอดภัย ดังนั้นจึงมีการปรับลดค่าสัมประสิทธิ์ I ลงมา

ตารางที่ 2.16 สัมประสิทธิ์ความสำคัญของอาคาร

ประเภท	ความสำคัญของอาคาร	I
1	อาคารที่จำเป็นต่อสาธารณะชน	1.25
2	อาคารที่เก็บวัตถุมีพิษภัย	1.25
3	อาคารที่การใช้งายเป็นพิเศษ	1.00
4	อาคารใช้งานทั่วไป	1.00
5	อาคารอื่นๆ	1.00

ประเภทที่ 1 อาคารที่จำเป็นต่อสาธารณะชน (Essential Facilities) เป็นอาคารที่มีความจำเป็นต้องใช้ในกรณีฉุกเฉินซึ่งต้องสามารถใช้งานได้หลังเกิดแผ่นดินไหว เช่น โรงพยาบาล สถานีตำรวจ ที่ทำการรัฐบาล เป็นต้น

ประเภทที่ 2 อาคารที่เก็บวัตถุมีพิษภัย (Hazardous Facilities) เป็นอาคารเก็บวัตถุระเบิดซึ่งอาจมีการระเบิดที่รุนแรงออกมาได้

ประเภทที่ 3 อาคารที่มีการใช้งานเป็นพิเศษ (Special Occupancy Structure) ใช้สำหรับอาคารที่จุคนจำนวนมาก เช่น โรงเรียน มหาวิทยาลัย เป็นต้น

ประเภทที่ 4 อาคารใช้งานทั่วไป (Standard Occupancy Structure) เป็นอาคารมาตรฐานทั่วไปที่มิได้อยู่ประเภทที่ 1-3 รวมทั้งหอสูง

ประเภทที่ 5 อาคารอื่นๆ (Miscellaneous Structure) เป็นอาคารเบ็ดเตล็ดอื่นๆ ยกเว้นหอสูง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4.3.4 คาบการสั่นตัวธรรมชาติ (Building Period, T)

ค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติของโครงสร้างอาคารสามารถคำนวณได้ 2 วิธีคือ

วิธีที่ 1 ใช้สำหรับคำนวณหาค่า T โดยประมาณ ดังนี้

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (2.30)$$

โดยที่ C_t = 0.0731 สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบโครงข้อแข็งและแบบโครงค้ำยัน

= 0.0853 สำหรับโครงสร้างเหล็กแบบโครงข้อแข็งต้านทานโมเมนต์ดัด

= 0.0488 สำหรับโครงสร้างอาคารแบบอื่นๆ

h_v คือ ความสูงทั้งหมดของอาคาร (เมตร)

วิธีที่ 2 ใช้คำนวณหาค่า T ที่ให้ค่าละเอียดกว่าวิธีแรก โดยการใช้ Reyleigh's formula ซึ่งในข้อกำหนด UBC 1994 มีการจำกัดค่า T ที่คำนวณโดยวิธีนี้เพิ่มเติม กล่าวคือ ในเขตพื้นที่ความเสี่ยงภัย Zone 1,2 และ 3 ค่า T ที่คำนวณได้จะต้องไม่มากกว่าค่าที่คำนวณโดยวิธีที่ 1 เกินไปกว่า 40% และในเขตพื้นที่ความเสี่ยงภัย Zone 4 จะต้องไม่มากกว่าค่าที่คำนวณโดนวิธีที่ 1 เกินไปกว่า 30% ข้อกำหนดนี้มีไว้เพื่อป้องกันมิให้มีการใช้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติที่ยาวเกินไปซึ่งส่งผลให้แรงเฉือนที่ฐานอาคารมีค่าน้อยเกินไป ซึ่งจะไม่น่าเชื่อถือได้ แต่ข้อกำหนดนี้ไม่ต้องใช้เมื่อต้องการตรวจสอบค่าการโยกตัวของอาคาร

2.4.3.5 สัมประสิทธิ์ของระบบโครงสร้าง (Structural System Coefficient, R)

ค่าสัมประสิทธิ์ R คำนึงถึงคุณสมบัติการดูดซับพลังงานที่แตกต่างกันของโครงสร้างแต่ละชนิด ซึ่งใช้เป็นค่าลดกำลังจาก Elastic Design Spectrum มาที่การออกแบบในช่วงอินอิลาสติก Inelastic Spectrum โดยค่า R ประกอบด้วยค่าความเหนียวของโครงสร้าง (ductility factor, R_μ) ค่ากำลังสำรองของโครงสร้าง (Reserve strength factor, R_s) และค่ากำลังจากองค์อาคารส่วนเกินของโครงสร้าง (Redundancy factor, R_R) และเนื่องจากข้อกำหนด UBC 1997 เป็นการกำหนดแรงที่ระดับคากำลัง (Strength level) จึงไม่มีการเพิ่มค่าความปลอดภัยดังข้อกำหนด UBC 1994 ATC-19 ได้แสดงส่วนประกอบของค่า R ไว้ดังนี้

$$R = \frac{V_e}{V} = R_S R_\mu R_r \quad (2.31)$$

โดยที่ R คือ ตัวลดกำลังจากการออกแบบอิลาสติกมาที่การออกแบบในช่วงอินอิลาสติก

V_e คือ แรงเฉือนที่ฐานอาคารจากผลตอบสนองอิลาสติก (Elastic design spectrum)

V คือ แรงเฉือนที่ฐานของอาคารจากผลตอบสนองอินอิลาสติก(Inelastic design spectrum)

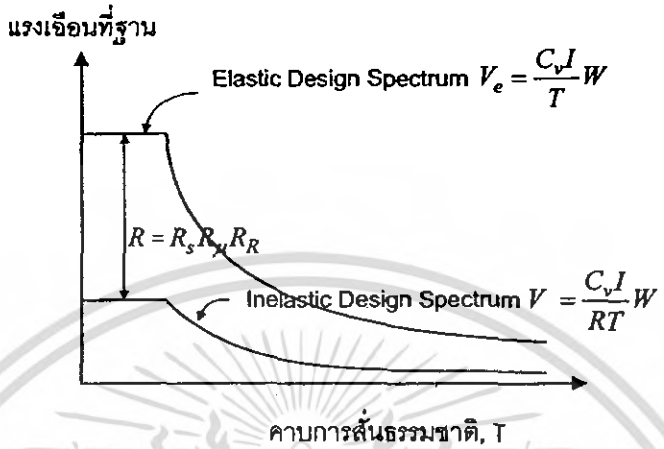
R_s คือ ตัวลดกำลังซึ่งคำนึงถึงค่ากำลังสำรองของโครงสร้างซึ่งเกินจากกำลังที่ออกแบบไว้

R_μ คือ ตัวลดกำลังซึ่งคำนึงถึงค่าความเหนียวของโครงสร้างในช่วงอินอิลาสติก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

R_R คือ ตัวลดกำลังซึ่งคำนึกถึงองค์อาคารส่วนเกินของระบบโครงสร้าง

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ R ใน UBC 1997 และค่าตัวประกอบ R_w ใน UBC 1994 อาจคำนวณได้โดยประมาณจาก $R = 0.7R_w$ ค่า R แสดงในตารางที่ 2.17 ดังนี้



รูปที่ 2.35 การลดกำลังเป็น Inelastic Design Spectrum ด้วยค่า R

ตารางที่ 2.17 ค่าสัมประสิทธิ์ R

ระบบโครงสร้างพื้นฐาน[1]	ระบบต้านทานแรงกระทำด้านข้าง	R^2	$H(ม)^2$
1. ระบบ Bearing wall	1.กำแพง Light-framed ซึ่งมีผนังรับแรงเฉือน		
	a.กำแพงผนังโครงไม้สำหรับโครงสร้างซึ่งสูง 3 ชั้นหรือน้อยกว่า	5.5	19.5
	b.กำแพง Light-framed อื่นๆทั้งหมด	4.5	19.5
	2.กำแพงผนังรับแรงเฉือน (Shear walls)		
	a.คอนกรีต	4.5	48.0
	b.ผนังก่อ	4.5	48.0
	3.กำแพง Bearing walls โครงเหล็กเบาที่ซึ่งมีการยึดด้วยแรงดึง	2.8	19.5
	4.โครงสร้างค้ำยัน (Braced frames) ซึ่งมีโครงสร้างค้ำยันรับน้ำหนักบรรทุก (gravity load)		
	a.โครงสร้างเหล็ก	4.4	48.0
	b.คอนกรีต[4]	2.8	-
	c.โครงสร้างไม้	2.8	19.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. ระบบ Building Frame	1. โครงค้ำยันเหล็กรับน้ำหนักเยื้องศูนย์ (EBF)	7.0	72.0
	2.กำแพง Light-framed ซึ่งมีผนังรับแรงเฉือน		
	a.กำแพงผนังโครงไม้สำหรับโครงสร้างซึ่งสูง 3 ชั้นหรือน้อยกว่า	6.5	19.5
	b.กำแพง Light-framed อื่นๆทั้งหมด	5.0	19.5
	3.กำแพงผนังคอนกรีตรับแรงเฉือน (Shear walls)		
	a.คอนกรีต	5.5	72.0
	b.ผนังก่อ	5.5	48.0
	4. โครงค้ำยันปกติ (Ordinary braced frames)		
	a. โครงสร้างเหล็ก	5.6	48.0
	b.คอนกรีต[4]	5.6	-
	c. โครงสร้างไม้	5.6	19.5
	5. โครงค้ำยันพิเศษรับน้ำหนักตรงศูนย์		
	a. โครงสร้างเหล็ก	6.4	72.0
3. ระบบ Moment resisting frame	1. โครงสร้าง moment-resisting frames พิเศษ (SMRF)		
	a. โครงสร้างเหล็ก	8.5	N.L.
	b.คอนกรีต	8.5	N.L.
	2. โครงสร้างกำแพงก่อ moment-resisting wall frame	6.5	48.0
	3. โครงสร้างคอนกรีต intermediate moment-resisting frames (IMRF)[5]	5.5	-
	4. โครงสร้างปกติ Ordinary moment-resisting frames (OMRF)		
	a. โครงสร้างเหล็ก[6]		
	b.คอนกรีต[7]	4.5	48.0
	5. โครงสร้างเหล็ก Special Truss Moment Frames (STMF)	3.5	-
		6.5	72.0
4. ระบบโครงสร้างผสม	1.กำแพงผนังรับแรงเฉือน (Shear walls)		
	a. คอนกรีตชนิด SMRF	8.5	N.L.
	b. คอนกรีตกับโครงสร้างเหล็ก OMRF	4.2	48.0
	c. คอนกรีตกับคอนกรีต IMRF[5]	6.5	48.0
	d. กำแพงก่อ STMF	5.5	48.0
	e. กำแพงกับโครงสร้างเหล็ก OMRF	4.2	48.0
	f. กำแพงก่อกับโครงสร้างเหล็ก IMRF[4]	4.2	-

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

	g. กำแพงก่อกับกำแพงก่อ MMRWF	6.0	48.0
	2. โครงสร้างเหล็ก EBF		
	a.กับโครงสร้างเหล็ก SMRF	8.5	N.L.
	b.กับโครงสร้างเหล็ก OMRF	4.2	48.0
	3. โครงค้ำยันปกติ (Ordinary braced frames)		
	a. โครงสร้างเหล็กกับโครงสร้างเหล็ก SMRF	6.5	N.L.
	b. โครงสร้างเหล็กกับโครงสร้างเหล็ก OMRF	4.2	48.0
	c.คอนกรีตกับคอนกรีต SMRF[4]	6.5	-
	d.คอนกรีตกับคอนกรีต IMRF[4]	4.2	-
	4. โครงค้ำยันพิเศษรับน้ำหนักตรงศูนย์		
	a. โครงสร้างเหล็กกับโครงสร้างเหล็ก SMRF	7.5	N.L.
	b. โครงสร้างเหล็กกับโครงสร้างเหล็ก OMRF	4.2	48.0
5. ระบบอาคารแบบเสายื่น	องค์อาคารแบบเสายื่น	2.2	10.5[6]
6. ระบบกำแพงโครงข้อแข็งร่วม	คอนกรีต[8]	5.5	48.0

หมายเหตุ

N.L. ,- ไม่กำจัด

[1] ดูใน UBC section 1630.4 สำหรับระบบโครงสร้างร่วม

[2] ระบบโครงสร้างพื้นฐานซึ่งได้ให้คำจำกัดความใน UBC Section 1629.6

[3] ห้ามใช้สำหรับ Seismic Zone 3 และ 4

[4] รวมคอนกรีตหล่อสำเร็จตาม UBC Section 1921.2.7

[5] ห้ามใช้สำหรับ Seismic Zone 3 และ 4 นอกจากที่ยอมให้ใน UBC Section 1634.2

[6] Ordinary moment-resisting frames ใน Seismic Zone 1 ซึ่งมีคุณสมบัติตาม UBC Section 2211.6อาจใช้ค่า R = 8

[7] ความสูงทั้งหมดของอาคารรวมทั้งส่วนที่เป็นเสายื่น

[8] ห้ามใช้สำหรับ Seismic Zone 2A,2B,3 และ 4 ดูใน UBC Section 1633.2.7

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4.3.6 น้ำหนักของตัวอาคาร (Building Weight, W)

โดยทั่วไปค่า W เป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดของโครงสร้าง แต่ในบางกรณีจะมีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกชนิดอื่นเข้าไปด้วย ดังนี้

ก) สำหรับคลังเก็บพัสดุให้เพิ่มน้ำหนักอีก 25% ของน้ำหนักบรรทุกจร

ข) สำหรับพื้นที่ซึ่งมีการตบแต่งกั้นห้องเป็นส่วนๆจะต้องเพิ่มน้ำหนักอีก 48 กก./ตร.ม.

ค) น้ำหนักของเครื่องมือ เครื่องจักรกลซึ่งติดตั้งถาวรจะต้องรวมด้วย

2.4.3.7 สัมประสิทธิ์แรงแผ่นดินไหว (Seismic Coefficients, C_v , C_a)

ค่าสัมประสิทธิ์แรงแผ่นดินไหว C_v และ C_a เป็นอัตราเร่งของพื้นดินซึ่งคำนึงถึงการขยายกำลังคลื่นเนื่องจากสภาพชั้นดินลักษณะต่างๆ ดังนั้นค่าสัมประสิทธิ์นี้จึงขึ้นกับเขตความเสี่ยงภัย (Z) และประเภทของชั้นดิน (S) ดังแสดงในตาราง 2.18 นอกจากนี้ในเขตที่มีความเสี่ยงภัยสูงคือ Zone 4 ค่าสัมประสิทธิ์นี้ยังขึ้นกับประเภทของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว(Seismic Source Type A,B,C) และค่าตัวประกอบสำหรับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในระยะใกล้ (N_a, N_v) อีกด้วย

ตารางที่ 2.18 สัมประสิทธิ์แรงแผ่นดินไหว (Seismic Coefficients, C_v)

ประเภทของชั้นดิน	เขตความเสี่ยงภัย Z				
	Z =0.075	Z = 0.15	Z = 0.20	Z = 0.30	Z = 0.40
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
S_F	สำหรับดินประเภทนี้จะต้องมีการสำรวจสภาพชั้นดิน และทำการวิเคราะห์หาผลตอบสนองทางพลศาสตร์ของชั้นดิน				

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 2.19 สัมประสิทธิ์แรงแผ่นดินไหว (Seismic Coefficients, C_a)

ประเภทของชั้นดิน	เขตความเสี่ยงภัย Z				
	Z =0.075	Z = 0.15	Z = 0.20	Z = 0.30	Z = 0.40
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
S_F	สำหรับดินประเภทนี้จะต้องมีการสำรวจสภาพชั้นดิน และทำการวิเคราะห์หาผลตอบสนองทางพลศาสตร์ของชั้นดิน				

2.4.3.8 ประเภทของชั้นดินที่ตั้งอาคาร (Soil Profile Type, S)

การจำแนกประเภทของชั้นดินที่ตั้งอาคารเป็นการแสดงผลกระทบของลักษณะสภาพชั้นดินต่อคลื่นแผ่นดินไหวโดยใช้สัญลักษณ์ S_A ถึง S_F ดังแสดงในตารางที่ 2.20

ตารางที่ 2.20 ประเภทของชั้นดินที่ตั้งอาคาร (Soil Profile Type, S)

ประเภทของชั้นดิน	ลักษณะชั้นดิน	คุณสมบัติของชั้นดินโดยเฉลี่ยสำหรับช่วง 30 เมตรแรก		
		ความเร็วคลื่น Shear wave (m/s)	Standard Penetration Test(blows/foot)	Undrained Shear Strength (kpa)
S_A	หินแข็ง	> 1,500	-	-
S_B	หิน	760-1,500	-	-
S_C	ดินแน่นมากและชั้นหินร่วน	360-760	>50	>100
S_D	ชั้นดินแข็ง	180-360	15-50	50-100
S_E	ชั้นดินอ่อน	<180	<15	<50
S_F	สำหรับดินประเภทนี้จะต้องมีการสำรวจสภาพชั้นดินเป็นพิเศษ			

2.4.3.9 ประเภทของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว (Seismic Source Type A,B,C)

การจำแนกประเภทของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวเป็นการกำหนดขนาดความรุนแรงและลักษณะการเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนในบริเวณใกล้โครงสร้าง ซึ่งใช้เฉพาะกับเขต Zone 4 เท่านั้น แสดงในตารางที่ 2.21

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 2.21 ประเภทของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว (Seismic Source Type)

ประเภทแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว	ลักษณะของแหล่งกำหนดแผ่นดินไหว	ข้อกำหนดของแหล่งกำหนดแผ่นดินไหว	
		Moment Magnitude, M_w	Slip rate,SR (mm./ปี)
A	รอยเลื่อนซึ่งให้กำเนิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่และมีระดับการเคลื่อนตัวในเกณฑ์สูง	$M_w \geq 7.0$	$SR \geq 5$
B	รอยเลื่อนอื่นๆนอกจากประเภท A และ B	$M_w \geq 7.0$ $M_w < 7.0$ $M_w \geq 6.5$	$SR < 5$ $SR > 2$ $SR < 2$
C	รอยเลื่อนซึ่งไม่สามารถใกล้กำเนิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ได้และมีระดับการเคลื่อนตัวในเกณฑ์ค่อนข้างต่ำ	$M_w < 6.5$	$SR \leq 2$

2.4.3.10 ตัวประกอบสำหรับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในระยะใกล้

(*Near Source Factors*, N_v , N_a)

ค่าตัวประกอบสำหรับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในระยะใกล้ N_v , N_a แสดงในตารางที่ใช้สำหรับเขตความเสี่ยงภัย Zone 4 ซึ่งใช้ในการคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์แรงแผ่นดินไหว C_v และ C_a ตามลำดับ

ตารางที่ 2.22 ตัวประกอบสำหรับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในระยะใกล้ N_v

ประเภทของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว	ระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว			
	≤ 2 กม.	5 กม.	10 กม.	≥ 15 กม.
A	2.0	1.2	1.2	1.0
B	1.6	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 2.23 ตัวประกอบสำหรับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในระยะใกล้ N_a

ประเภทของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว	ระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว		
	≤ 2 กม.	5 กม.	≥ 15 กม.
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

2.4.3.11 การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำด้านข้างในแต่ละชั้นอาคาร (Distribution of Lateral Force, F_x) แรงเฉือนในชั้นอาคารและโมเมนต์พลิกคว่ำ (V_x , M_x)

แรงเฉือนที่ฐานอาคาร V สามารถกระจายเป็นแรงกระทำในแต่ละชั้นอาคารได้ ดังนี้

$$F_t = 0.07TV \leq 0.25V \quad (T > 0.7 \text{ วินาที}) \qquad (2.32)$$

$$= 0 \quad (T \leq 0.7 \text{ วินาที}) \qquad (2.33)$$

โดยที่ F_t เป็นแรงกระทำพิเศษที่ยอดอาคาร ซึ่งเป็นค่าที่พิจารณาถึงผลกระทบของ Higher mode ต่อผลตอบสนองของโครงสร้างในช่วงคาบการสั่นธรรมชาติที่ยาว

ส่วนแรงที่เหลือจะกระจายเป็นแรงกระทำทางด้านข้างตลอดความสูงของอาคารดังนี้

$$F_x = \frac{(V - F_t)\cdot w_x \cdot h_x}{\sum_{i=1}^{n} (w_i \cdot h_i)} \qquad (2.34)$$

โดยที่ F_x คือ แรงกระทำทางด้านข้างกระทำอยู่ชั้นอาคาร x

h_x , h_i คือ ความสูงของระดับพื้น x และ I จากฐานอาคาร ตามลำดับ

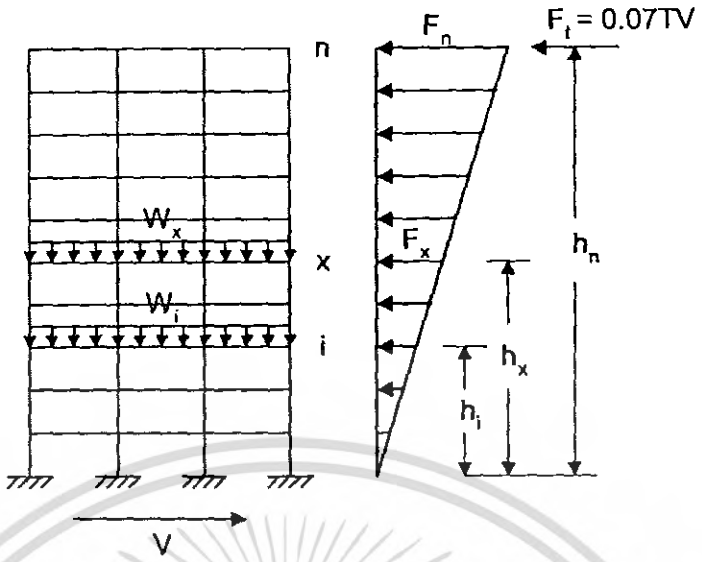
w_x , w_i คือ น้ำหนักอาคารที่ระดับพื้น x และ I ตามลำดับ

n คือ จำนวนชั้นอาคารเหนือฐานอาคารนั้น

แรงกระทำ F_x นี้จะตรงกับศูนย์กลางมวลที่แต่ละชั้นของอาคาร สำหรับอาคารที่มีรูปทรงสม่ำเสมอ คือมีความสูงและน้ำหนักในแต่ละชั้นมีค่าเท่ากัน แรงทางด้านข้างจะกระจายเป็นเส้นตรงในลักษณะสามเหลี่ยมกลับหัว (*Invert triangular*) จากฐานรากถึงยอดอาคาร หากการกระจายไม่เป็นไปตามนี้แสดงว่าอาคารมีรูปทรงไม่สม่ำเสมออย่างหนึ่งอย่างใด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การกระจายแรงกระทำทางด้านข้างอาคารนี้ แสดงในรูปที่รูป 2.36



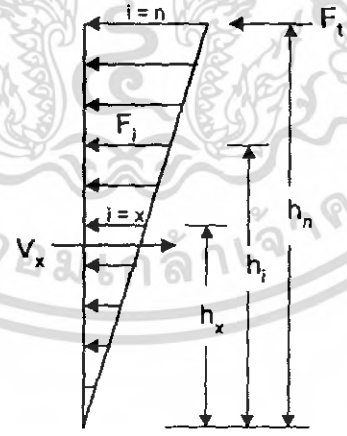
รูปที่ 2.36 การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างในแต่ละชั้นอาคาร

แรงเฉือนในระดับชั้น x เป็นผลรวมของแรงกระทำทางดานข้างที่ระดับชั้นนั้นและเหนือระดับชั้นนั้นขึ้นไป คำนวณได้ดังนี้

$$V_x = F_t + \sum_{i=x}^{n} F_i \qquad (2.35)$$

โดยที่ V_x คือ แรงเฉือนกระทำในระดับชั้นอาคาร X

F_i คือ แรงกระทำทางด้านข้างที่ระดับชั้นอาคาร i ดังแสดงในรูปที่ 2.37



รูปที่ 2.37 การคำนวณแรงเฉือนในแต่ละชั้นอาคาร

สำหรับโมเมนต์พลิกคว่ำที่ระดับชั้น x , M_x เป็นผลรวมของโมเมนต์ของแรงกระทำที่อยู่เหนือระดับชั้น x โดยคำนวณรอบระบบชั้น x นั้น ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$M_x = F_t \cdot (h_n - h_x) + \sum_{i=x}^{n} F_i \cdot (h_i - h_x) \qquad (2.36)$$

2.4.3.12 แรงบิดและผลกระทบของโมเมนต์ลำดับสอง (Torsion and P-Delta Effect)

ข้อกำหนด UBC คำนึงถึงความสอดคล้องกันของตำแหน่งจุดศูนย์กลางมวลและจุดศูนย์กลางมวลและจุดศูนย์กลางสติฟเนส ที่อาจเกิดขึ้นในทางปฏิบัติได้ แม้ในโครงสร้างที่มีรูปทรงสม่ำเสมอ ซึ่งจะทำให้เกิดการบิดโดยมิได้ตั้งใจให้เกิดขึ้นได้เรียกว่า Accidental torsion โดยการพิจารณาว่าจุดศูนย์กลางมวลอาจมีการเยื้องศูนย์ไป 5% ของขนาดผังอาคารในทิศทางตั้งฉากกับแรงกระทำนั้น

นอกจากนี้ ยังเพิ่มเติมข้อกำหนดอีกคือ ในกรณีที่ค่าการโก่งตัวที่ปลายใดปลายหนึ่งของโครงสร้างมีค่ามากกว่า 20% ของค่าเฉลี่ยของการโก่งตัว จะจัดว่าอาคารนั้นมีความไม่สม่ำเสมอในส่วนการบิด และค่าการเยื้องศูนย์ที่มิได้ตั้งใจให้เกิดขึ้น (accidental eccentricity) จะต้องมีการขยายเพิ่มขึ้นอีก ดังนี้

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\ \delta_{avg}} \right)^2 \leq 3.0 \qquad (2.37)$$

โดยที่ δ_{avg} คือ ค่าการโก่งตัวเฉลี่ยที่ระดับชั้น x

δ_{max} คือ ค่าการโก่งตัวสูงสุดที่ระดับชั้น x

ส่วนผลกระทบของโมเมนต์ลำดับสอง UBC 1997 กำหนดว่าหากดำเนินการคำนวณหาผลกระทบของ $P\Delta$ แล้วพบว่ามีความสำคัญ จะต้องนำผลกระทบของ $P\Delta$ มาใช้ในการคำนวณหาแรงภายในองค์อาคารและการโก่งตัวของโครงสร้างด้วย

2.4.3.13 ตัวคูณความน่าเชื่อถือหรือองค์อาคารส่วนเกินของโครงสร้าง

(Reliability / Redundancy Factor,ρ)

UBC 1997 กำหนดว่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารจะต้องมีการคูณด้วยค่าตัวคูณความน่าเชื่อถือหรือองค์อาคารส่วนเกินของระบบโครงสร้างต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง ดังนี้

$$1 \leq \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{max}\sqrt{A_B}} \leq 1.5 \qquad (2.38)$$

โดยที่ A_B คือ พื้นที่ชั้นล่างของอาคาร , ตร.ม.

r_{max} คือ ค่าอัตราส่วนสูงสุดของแรงเฉือนของเสาในชั้น i (element story shear ratio, r_i)

โดยคิดจากค่า r_i ที่มากสุดในระดับ 2/3 ของส่วนล่างของอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

r_i คือ ค่าอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนในเสาที่มากที่สุดต่อแรงเฉือนของเสาทั้งหมด สำหรับระดับชั้น i

สำหรับโครงค้ำยัน (Braced frame) ค่า r_i เท่ากับแรงเฉือนที่มากที่สุดหารด้วยแรงเฉือนของเสาทั้งหมดในชั้นนั้น

สำหรับโครงข้อแข็งต้านทานโมเมนต์ (Moment-resisting frame) ค่า r_i เท่ากับผลรวมสูงสุดของแรงเฉือนในเสาสองต้นที่อยู่ใกล้กันในโครงหนึ่งหารด้วยแรงเฉือนของเสาทั้งหมดในชั้นนั้น ในกรณีสำหรับเสาร่วมกันในโครงติดกันสองโครง ให้ใช้ค่า 70% ของแรงเฉือนในเสาต้นในที่อยู่ติดกัน สำหรับการคำนวณผลรวมของแรงเฉือน

สำหรับกำแพงรับแรงเฉือน (Shear wall) ค่า r_i เท่ากับค่าสูงสุดของ

$$\frac{V_i \cdot \left(\frac{3.05}{l_w} \right)}{\sum_{i=1}^{n} V_i} \qquad (2.39)$$

โดยที่ V_i คือ ค่าแรงเฉือนในกำแพงชิ้นที่ i

l_w คือ ความยาวของกำแพงชิ้นที่ i , เมตร

$\sum_{i=1}^{n} V_i$ คือ ผลรวมของแรงเฉือนทั้งหมดในชั้นนั้น

สำหรับ Special moment resisting frame หากค่า ρ มีค่าเกินกว่า 1.25 จะต้องเพิ่มจำนวนโครงข้อแข็งมากขึ้นอีก

ส่วนในการคำนวณค่าการเลื่อนตัวอาคาร สำหรับเขต Zone 1 และ 2 ใช้ค่า $\rho = 1$

2.4.3.14 ระยะจำกัดของการโยกตัว (Drift Limitation)

ในการคำนวณหาค่าการโยกตัว ให้ใช้แรงกระทำทางด้านข้างโดยไม่ต้องคำนึงถึงข้อจำกัดสำหรับแรงกระทำน้อยสุดในสมการที่ (4) และสามารถใช้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติ T ตามที่คำนวณจาก Rayleigh's formula ได้ตามที่คำนวณได้ในความเป็นจริงโดยไม่มีการจำกัดค่า และให้ใช้ค่าตัวคูณน่าเชื่อถือ $\rho = 1$

UBC 1997 กำหนดค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดระหว่างชั้นให้คำนวณจาก

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_s \qquad (2.40)$$

โดยที่ Δ_M คือ ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุด (Maximum inelastic response displacement)

Δ_s คือ ค่าการโยกตัวระหว่างชั้น (Storydrift)

R คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของระบบโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การคำนวณค่าการโยกตัวจะต้องรวมทั้งค่าการเลื่อนตัวและการบิดตัวด้วย หากตรวจสอบพบว่าผลกระทบของ PΔ มีค่ามากจะต้องนำผลกระทบนั้นมาคำนวณด้วย

สำหรับโครงสร้างซึ่งมีค่าคาบการสั่นธรรมชาติน้อยกว่า 0.7 วินาที ค่าการโยกย้ายตัวสูงสุดในระหว่างชั้นจำกัดดังนี้

$$\Delta_M \leq \Delta_{allow} = 0.025h \quad (2.41)$$

สำหรับโครงสร้างซึ่งมีค่าคาบการสั่นธรรมชาติมากกว่า 0.7 วินาที ค่าการโยกย้ายตัวสูงสุดในระหว่างชั้นจำกัดดังนี้

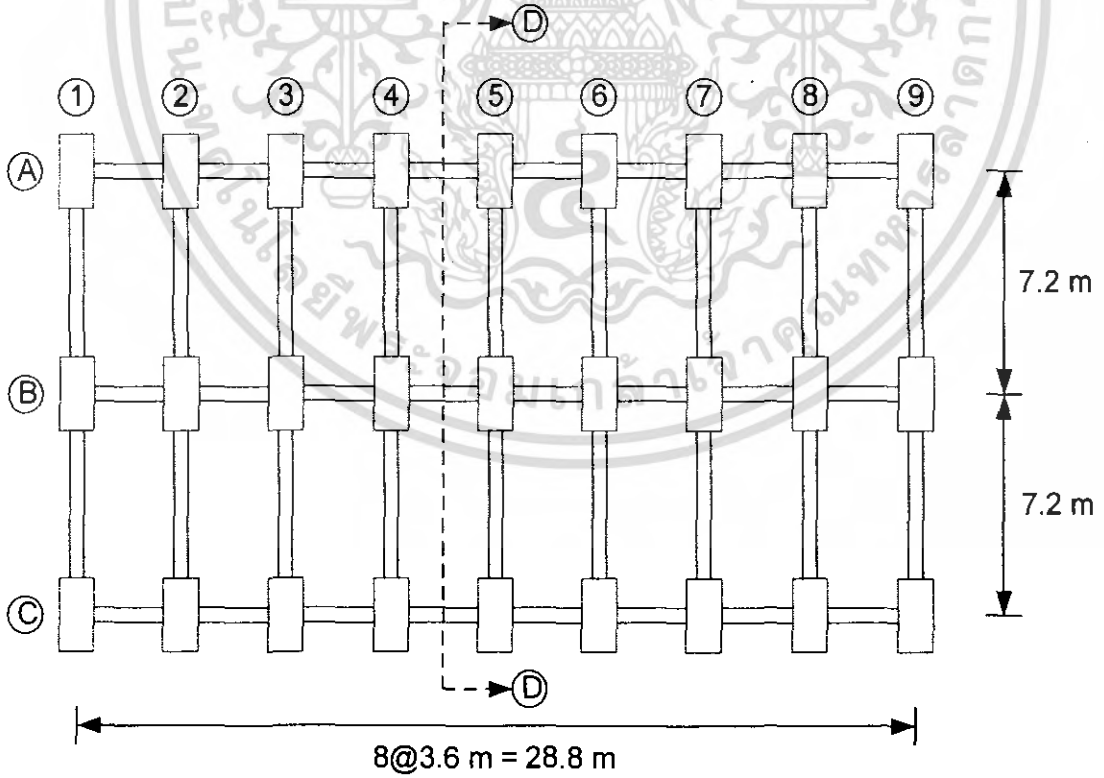
$$\Delta_M \leq \Delta_{allow} = 0.020h \quad (2.42)$$

ตัวอย่างที่ 2.3 อาคารคลังเก็บพัสดุ คอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น มีความสูงระหว่างชั้น 3.6 ม. มีค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ 672 กก./ตร.ม. ซึ่งรวมทั้งน้ำหนักพื้น คาน เสาและผนังกำแพง มีค่าน้ำหนักบรรทุกจร 600 กก./ตร.ม. อาคารนี้ตั้งอยู่ในเขตพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย ซึ่งเป็นเขต Seismic Zone 2B และชั้นดินที่ใต้ฐานรากเป็นดินแข็ง จงใช้ข้อกำหนด UBC 1997 คำนวณหา

ก) แรงเฉือนที่ฐานอาคาร เนื่องจากแรงแผ่นดินไหว

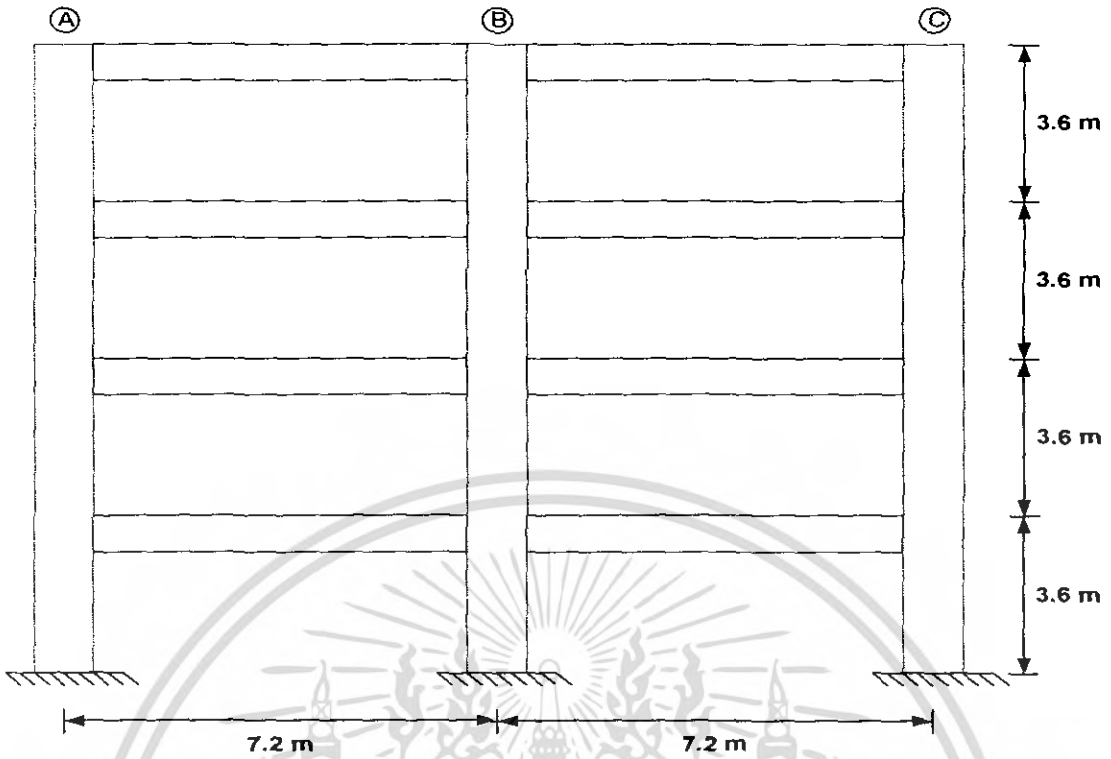
ข) แรงเฉือนกระทำที่ชั้นอาคารแต่ละชั้นและแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

ค) ตรวจสอบความมั่นคงของโครงสร้างอาคาร



ผังอาคารและรูปตัดของอาคารคลังเก็บสินค้า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปแสดงความสูงในแต่ละชั้นของอาคาร

กำหนดให้ เสาต้นนอก ขนาดเสา สำหรับทุกชั้น 0.30x0.50 ม.

เสาต้นใน ขนาดเสา สำหรับชั้นที่ 1 และ ชั้นที่ 2 0.30x0.60 ม.

สำหรับชั้นที่ 3 0.30x0.50 ม.

สำหรับชั้นที่ 4 0.30x0.40 ม.

<u>วิธีทำ</u>

ขั้นตอนที่ 1 คำนวณหาน้ำหนัก W ที่แต่ละชั้นอาคาร

เนื่องจากอาคารนี้เป็นคลังเก็บพัสดุ จึงต้องเพิ่มน้ำหนักอีก 25% ของน้ำหนักบรรทุกจร

น้ำหนัก W สำหรับชั้นที่ 1, 2, 3 คือ W_1, W_2, W_3 = 627 + 0.25 (600)

= 822 กก./ตร.ม.

ชั้นที่ 4 (ดาดฟ้า) W_4 = 672 กก./ตร.ม.

พื้นที่ทั้งหมด = 28.8 x 14.4

= 414.72 ตร.ม.

$W_1 = W_2 = W_3$ = (822 x 414.72) x 10^{-3}

= 340.9 ตัน

W_4 = (672 x 414.72) x 10^{-3}

= 278.7 ตัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

น้ำหนักทั้งหมด W = (340.9 x3) + 278.7

= 1301.4 ตัน

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณแรงเฉือนที่ฐาน

$$V = W \frac{C_v I}{RT}$$

เมื่อ Z = 0.20 (Seismic Zone 2B)

I = 1.0 (ประเภทที่ 4)

R = 5.5 (Intermediate Moment-Resisting Frame, IMRF)

S = S_D (ชั้นดินแข็ง)

C_v = 0.4 ($Z = 0.2, S_D$)

คำนวณคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างโดยประมาณ

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

เมื่อ C_t = 0.0731 (อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก)

h_n = 14.4 เมตร (ความสูง 4 ชั้น)

$$T_n = 0.0731 (14.4^{3/4}) = 0.54 \text{ วินาที}$$

ดังนั้น $$V = \frac{0.4x1.0}{5.5x0.54} x(1301.4)$$

$$= (0.137)1301.4 = 175.3 \text{ ตัน}$$

เทียบกับ $$V \leq W \frac{2.5 C_a I}{R}$$

$$V \leq \frac{2.5x0.28x1.0}{5.5} x1301.4 = (0.127)1301.4 = 165.3 \text{ Ton} < 175.3$$

ดังนั้น ใช้ V = 165.3 ตัน

เทียบกับ $V \geq 0.11 C_a I W$

$\geq 0.11x0.28x1.0x1301.4 = (0.031)1301.4 = 40.34$ ตัน ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 3 กระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำด้านข้างในแต่ละชั้น และแรงเฉือนที่เกิดขึ้น คำนวณแรงกระทำทางด้านข้างและแรงเฉือน ดังแสดงในตาราง และแสดงการกระจายของแรงกระทำทางด้านข้างอาคารในรูป

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

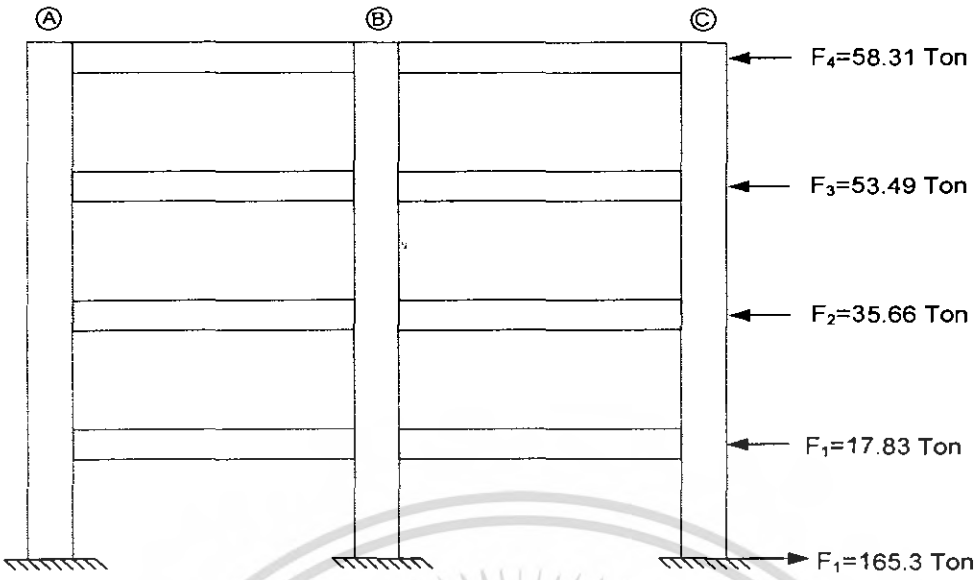
และ $F_t = 0$ $(T = 0.54 < 0.7)$

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

แรงกระทำทางด้านข้างและแรงเฉือนในแต่ละชั้น

ระดับชั้น	W_i (ตัน)	h_x (ม.)	$W_x h_x$ (ตัน-ม.)	F_x (ตัน)	V_x (ตัน)
4	278.7	14.4	4013.28	51.31	58.31
3	340.9	10.8	3681.72	53.49	111.80
2	340.9	7.2	2454.48	35.66	147.46
1	340.9	3.6	1227.24	17.83	165.29
			Σ = 11,376.72		

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



การกระจายของแรงกระทำทางด้านข้างอาคาร

ขั้นตอนที่ 4 คำนวณหาระยะการเคลื่อนตัวของแต่ละชั้น

คำนวณค่าสติฟเนสของเสาแต่ละชั้น จาก $K_i = \frac{12EI_{cr}}{h^3}$

สำหรับเสาด้นนอก $I_{cr} = 0.61I_g$ และ สำหรับเสาด้นใน $I_{cr} = 0.8I_g$

สำหรับเสาหน้าตัดแตกร้าว (Kappops, 1986; Paulay&Priestley, 1992

$$K_1 = K_2 = \frac{12(2.3x10^5)}{(360)}.\left\{(0.6)\frac{30(50)^3}{12}.(2x9) + (0.8)\frac{30(60)^3}{12}.9\right\} = 4.29x10^5$$

$$K_3 = \frac{12(2.3x10^5)}{(360)}.\left\{(0.6)\frac{30(50)^3}{12}.(2x9) + (0.8)\frac{30(50)^3}{12}.9\right\} = 3.32x10^5$$

$$K_4 = \frac{12(2.3x10^5)}{(360)}.\left\{(0.6)\frac{30(50)^3}{12}.(2x9) + (0.8)\frac{30(40)^3}{12}.9\right\} = 2.67x10^5$$

สมมติให้พื้นอาคารเป็นแบบแข็งเกร็ง (rigid floor)

ระยะการโยกตัวในแต่ละชั้น (Story Drift) คำนวณจาก

$$\Delta_x = \frac{V_x}{K_i}$$

ค่าระยะการโยกตัวสูงสุดของแต่ละชั้น (Maximum inelastic response displacement) คำนวณจาก $\Delta_M = 0.7R\Delta_x$

สำหรับ ระยะการโยกตัวและค่าระยะการโยกตัวสูงสุดของแต่ละชั้น แสดงในตาราง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าระยะการโยกตัวทางด้านข้างในแต่ละชั้น

ระดับชั้น	แรงเฉือน V_x (ตัน)	สติฟเนส k_i (กก./ซม.)	ระยะการโยกตัว Δ_x(ซม.)	ค่าระยะการโยกตัวสูงสุด Δ_M(ซม.)
4	58.31	2.67×10^5	0.218	0.84
3	111.80	3.32×10^5	0.337	1.30
2	147.46	4.29×10^5	0.344	1.32
1	165.29	4.29×10^5	0.385	1.48

UBC กำหนดค่าระยะการโยกตัวสูงสุด ไม่เกิน $\Delta_{allow} = 0.025h_i$

$= 0.025(360) = 9$ ซม.

จากตาราง ค่าระยะการโยกตัวสูงสุดในแต่ละชั้น ไม่เกินค่าที่ UBC กำหนดไว้

ขั้นตอนที่ 5 คำนวณคาบการสั่นธรรมชาติ โดยใช้ Rayleigh's formula

$$T = 2\pi\sqrt{\sum_{i=1}^{n} W_i\delta_i^2 / g\sum_{i=1}^{n} f_i\delta_i}$$

ค่าที่ใช้คำนวณแสดงในตาราง

ตาราง การคำนวณค่าคาบการสั่นธรรมชาติ โดยใช้ Rayleigh's formula

ชั้น	น้ำหนัก W_i (ตัน)	การเคลื่อนตัว δ_x (ซม.)	แรงกระทำด้านข้าง F_i(ตัน)	$W_i\,\delta_i^2$ (ตัน-ซม.^{2})	$F_i\,\delta_i$ (ตัน-ซม.)
4	278.7	2.169	58.31	1311.16	126.47
3	340.9	1.820	53.49	1129.20	97.35
2	340.9	1.261	35.66	542.07	44.97
1	340.9	0.666	17.83	151.21	11.87
				$\Sigma = 3133.64$	$\Sigma = 280.66$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{3133.64}{(9.81x100)(280.66)}} = 0.67$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าที่คำนวณได้นี้น้อยกว่าค่าที่คำนวณโดยประมาณ (0.54 วินาที) ดังนั้น หากต้องการได้การคำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคารโดยละเอียด อาจทำการคำนวณโดยใช้ T ใหม่ได้ แต่ในที่นี้ จะยังคงใช้ค่าเดิมในการคำนวณต่อไป

ขั้นตอนที่ 6 ค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำเนื่องจากโมเมนต์

$$M_X = \sum_{i=x+1}^{n} F_i(h_i - h_x)$$

Accidental Torsional Moments $T_x = 0.05DV_x = 0.05 \times 28.8 \times V_x$

การคำนวณค่า Overturning Moment

ชั้น	แรงกระทำด้านข้าง F_i (ตัน)	ความสูงระหว่างชั้น h_x(ม.)	โมเมนต์พลิกคว่ำ M_x (ตัน-ม.)	แรงเฉือน V_x(ตัน)	โมเมนต์บิด T_x(ตัน.ม)
4	58.31	3.6	-	58.31	83.97
3	53.49	3.6	209.92	111.80	160.99
2	35.66	3.6	612.40	147.46	212.34
1	17.83	3.6	1143.25	165.29	238.02
ฐาน			1738.30		

ความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ

$$S.F. = \frac{M_{React}}{M_{Act}} = \frac{1301.4x7.2}{1738.30} = 5.39 > 1.5$$

ค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำมากกว่า 1.5 จึงใช้ได้

ขั้นตอนที่ 7 ผลกระทบ PΔ

$$\theta = \frac{P_n \Delta_x}{V_x h_x} \qquad (h_i = 360 \text{ ซม.})$$

การคำนวณสัมประสิทธิ์ความมั่นคง (Stability Coefficient)

ชั้น	น้ำหนัก (ตัน)	น้ำหนักสะสม P_x(ตัน)	การโยกตัว Δ_i (ซม.)	แรงเฉือน V_x(ตัน)	θ
4	278.7	278.7	0.218	58.31	0.00029
3	340.9	619.6	0.337	111.80	0.00052
2	340.9	960.5	0.344	147.46	0.00062
1	340.9	1,301.4	0.385	165.29	0.00084

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากข้อกำหนด UBC 1997 สำหรับโครงสร้างที่อยู่ในเขต Seismic Zone 2 พบว่า ค่า Stability Coefficient, θ น้อยกว่า 0.1 จึงไม่จำเป็นต้องนำผลกระทบของ PΔ มาคำนวณ

ขั้นตอนที่ 8 ตัวคูณความน่าเชื่อถือหรือองค์อาคารส่วนเกินของโครงสร้าง
(Reliability/Redundancy Factor, ρ)

จาก $$\rho = 2 - \frac{6.1}{r_{max}\sqrt{A_B}}$$

คำนวณ r_{max} จากค่า 70% ของแรงเฉือนสำหรับเสาร่วมกันในโครงติดกันสองโครง โดยสมมติว่าเสาภายในอาคารรับแรงเฉือนเท่ากัน ส่วนเสาภายนอกอาคารรับแรงเฉือนเท่ากับครึ่งหนึ่งของเสาภายใน ดังนั้น $r_{max} = \frac{0.7\left(\frac{V}{16}\right)+\frac{V}{32}}{V} = 0.075$

$\rho = 2 - \frac{6.1}{0.075\sqrt{14.4x28.8}} = -1.99 < 1.0$ ดังนั้นใช้ค่า $\rho = 1.0$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.5 การออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

2.5.1 คานคอนกรีตเสริมเหล็ก[ref 4]

2.5.1.1 กล่าวนำ

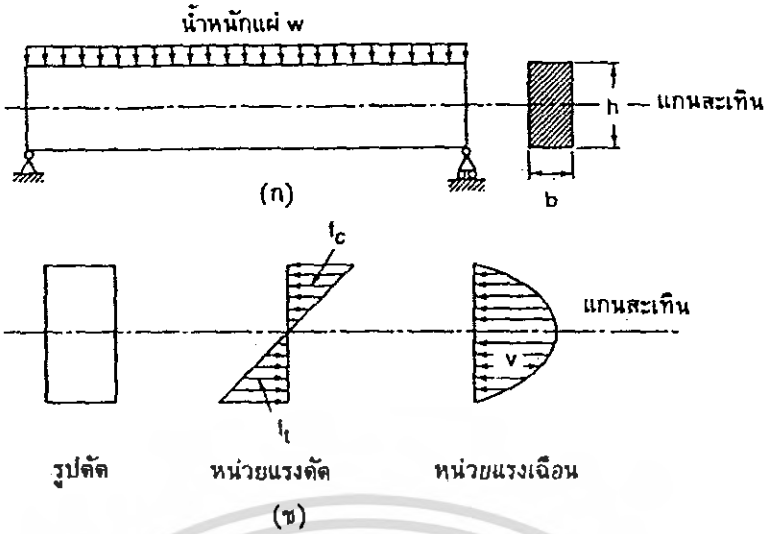
คาน คสล. เป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างอาคารที่อยู่ในแนวนอนโดยมีเหล็กเสริมเอก (main feinforcement) เรียงตามแนวความยาวของคานเพื่อนให้รับหรือต้านทานโมเมนต์ดัดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง เช่น น้ำหนักแผ่จากผนัง กำแพง หรือน้ำหนักที่แผ่จากพื้นอาคาร นอกจากนี้อาจมีเหล็กเสริมทางขวางในตัวคานเพื่อให้ต้านทานแรงเฉือนส่วนที่เกินกว่าคอนกรีตเองจะรับได้ทั้งนี้เพราะน้ำหนักบรรทุกที่กระทำจะทำให้เกิดโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนด้วยเสมอ ในการคำนวณออกแบบจะต้องเลือกใช้ขนาดรูปตัดของคอนกรีตและปริมาณเหล็กเสริมตลอดจนจัดระเบียบเรียงเหล็กเสริมตลอดจนจัดระยะเรียงเหล็กเสริมให้เหมาะสมเพียงพอให้คานนั้นสามารถรับน้ำหนักได้ตามต้องการ โดยไม่แอ่นหรือโก่งมากเกินไปหรือมีรอยร้าวกว้างมากในสภาวะที่รับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัด การวิเคราะห์และออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อรับโมเมนต์ดัดอย่างเดียวซึ่งมีทั้งคานรูปตัดแบบสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว หรือที่เสริมเหล็กรับแรงดึงและรับแรงอัด ส่วนการออกแบบเพื่อให้รับแรงอย่างอื่นจะกล่าวต่อไป

2.5.1.2 พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัด

ถ้าคานช่วงเดี่ยวทำด้วยวัสดุเนื้อเดียวกันและมีคุณสมบัติยืดหยุ่น เช่น ไม้ หรือเหล็ก รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานแบบแผ่สม่ำเสมอ ดังรูปที่ 2.41(ก) ที่หน้าตัดใดๆจะคำนวณหาค่าของหน่วยแรงดัด (f) ได้จากสูตรแรงดัด $f = M_y/I$ และหาค่าหน่วยแรงเฉือน (v) ในแนวนอนได้จากสูตรแรงเฉือน $v = VQ/Ib$ ตามหลักวัสดุกำลัง (Strength of Materials) โดยมีการกระจายของหน่วยแรงดัดและหน่วยแรงเฉือนในช่วงอิลาสติกดังรูปที่ 2.41(ข) ซึ่งหน่วยแรงดัดจะมีค่ามากที่สุดที่หลังคานและที่ท้องคาน และมีค่าเป็นศูนย์ที่แนวแกนสะเทิน สังเกตว่าเมื่อคานมีรูปตัดเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าหน่วยแรงเฉือนจะกระจายเป็นแบบโค้งพาราโบลาโดยมีค่าเป็นศูนย์ที่ผิวบนหรือผิวล่างของคานและมีค่ามากที่สุดที่แนวแกนสะเทินของคานซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.5 เท่าของหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ย ($v_{av} = V/bh$) ในเมื่อ b และ h เป็นความกว้างและความลึกทั้งหมดของคาน แต่สำหรับคานรูปตัวไอ หน่วยแรงเฉือนสูงสุดจะมีค่าใกล้เคียงกับหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.38 พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัด

นั่นคือ ที่ตำแหน่งใดๆของหน้าตัดคานจะมีทั้งหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงดัดกระทำร่วมกันเสมอ ยกเว้นที่แนวแกนสะเทินซึ่งจะมีแต่หน่วยแรงเฉือนในแนวนอนและในแนวตั้งกระทำเพียงอย่างเดียวเท่านั้น อย่างไรก็ตาม สามารถรวมหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงดัดดังกล่าวให้เหลือเพียงหน่วยแรงเดียวโดยอาศัยการเขียนวงกลม Mohr ซึ่งจะได้หน่วยแรงหลัก (Principal Stress) ที่กระทำ คือ

$$\text{หน่วยแรงหลัก} \quad t = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + V^2} \qquad (2.43)$$

โดยมีทั้งหน่วยแรงหลักที่เป็นแรงดึงและที่เป็นแรงอัด และมีทิศเอียงทำมุม α กับแนวยาวของคานซึ่งคำนวณหาได้จากสมการ $\tan 2\alpha = 2v/f$ สังเกตว่าที่แนวแกนสะเทินหน่วยแรงดึงหลักมีค่าเท่ากับ +v หน่วยแรงอัดหลักมีค่าเท่ากับ –v ซึ่งค่าเท่ากับหน่วยแรงเฉือนแต่กระทำเป็นมุมเอียงเท่ากับ 45° กับแนวแกนสะเทินของคาน

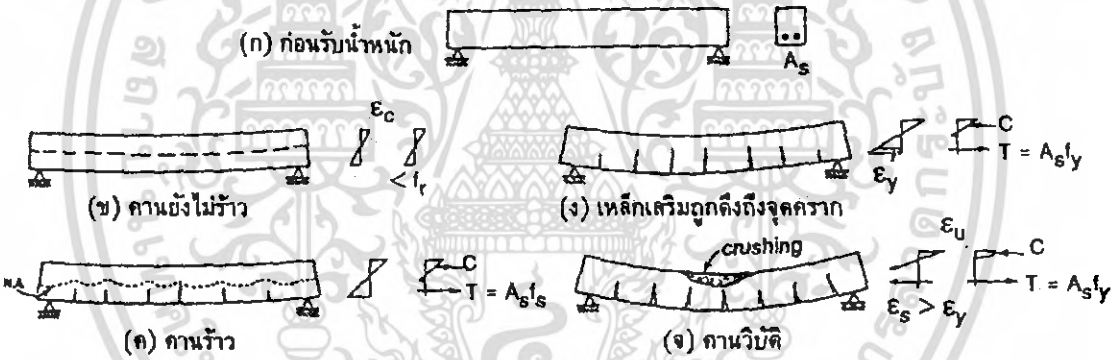
จากที่กล่าวข้างต้น แสดงให้เห็นว่าที่หน้าตัดใดๆของคานจะมีทั้งหน่วยแรงดัดและหน่วยแรงเฉือนกระทำร่วมกันเสมอซึ่งคานอาจวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดหรือแรงเฉือนก็ได้ อย่างไรก็ตามในหัวข้อต่างๆของบทนี้จะพิจารณาเฉพาะผลของโมเมนต์ดัดเพียงอย่างเดียว

คาน คสล. จะมีพฤติกรรมต่างๆ กันตั้งแต่เริ่มรับน้ำหนักบรรทุกหรือโมเมนต์ดัดจนกระทั่งถึงค่าสูงสุดที่คานจะเกิดการวิบัติ ผู้ออกแบบควรศึกษาและทำความเข้าใจในพฤติกรรมนั้นๆเพื่อนำไปใช้วิเคราะห์และคำนวณออกแบบได้อย่างประหยัดและปลอดภัย ในที่นี้จะพิจารณาเฉพาะพฤติกรรมของคาน คสล. ช่วงเดียวที่มีรูปตัดแบบสี่เหลี่ยมผืนผ้าและมีเหล็กเสริมเอกที่ด้านรับแรงดึงอย่างเดียวตลอดความยาวของคาน ดังรูปตัดที่แสดงในรูป 2.39ก โดยสมมติคานนี้มีช่วงคานยาวมากและให้น้ำหนักกระทำผ่านศูนย์กลางแรงเฉือน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในขณะที่คานยังไม่รับน้ำหนักบรรทุกใดๆ (ยกเว้นน้ำหนักของคานเอง) จะสมมติว่าคานยังไม่แอ่นหรือโก่งตัวและคอนกรีตในคานที่ด้านรับแรงดึงยังไม่เกิดรอยร้าวแต่อย่างใด แม้ว่าอาจมีรอยร้าวเกิดขึ้นบ้างเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีตเมื่อแข็งตัว (drying shrinkage) แต่ก็มองไม่เห็นด้วยตาเปล่า

เมื่อคานเริ่มรับน้ำหนักบรรทุกหรือกระทำ คานจะเริ่มโก่งตัวเนื่องจากโมเมนต์ดัด ตามรูปที่ 2.39ข ในลักษณะที่หลังคานถูกอัดและที่ใต้ท้องคานถูกดึง หากหน่วยแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าน้อยและต่ำกว่ากำลังด้านทานแรงดึงของคอนกรีต (ซึ่งในที่นี้คือค่าโมดูลัสของการแตกร้าว Modulus of Rupture : $f_r = 2.0\sqrt{f'_c}$ กก./ซม.^{2}) ดังนั้น ขณะนี้หน้าตัดทั้งหมดของคอนกรีตในคานจึงสามารถรับได้ทั้งหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงที่อยู่เหนือและใต้แนวแกนสะเทินโดยเหล็กเสริมมีการยืดตัวเท่ากับการยืดตัวของคอนกรีตที่อยู่ในตำแหน่งเดียวกัน ที่สภาวะนี้คานยังไม่ร้าว (section uncracked) การกระจายของหน่วยการยืดหดตัว (strain distribution) บนหน้าตัดของคาน คสล. จะเป็นแบบเชิงเส้นและมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน ส่วนการกระจายของหน่วยแรง (stress distribution) บนหน้าตัดของคาน คสล. จะมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยการยืดหดตัวนั้นตามกฎของฮุค



รูปที่ 2.39 พฤติกรรมของคาน คสล.ภายใต้น้ำหนักบรรทุก

เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงในคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเท่ากับหรือเกินกว่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีต คอนกรีตจะเริ่มร้าวอันเนื่องมาจากโมเมนต์ดัดแตกร้าว (cracking moment) รอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (flexural cracks) จะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณกลางคานและมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังรูปที่ 2.39ค อย่างไรก็ดี ไม่สามารถสังเกตเห็นรอยร้าวนี้ได้ด้วยตาเปล่า ตรงบริเวณที่มีรอยร้าว ตำแหน่งของแนวแกนสะเทินจะขยับสูงขึ้น หน่วยแรงอัดสูงสุดในคอนกรีตจะมีค่าไม่เกินกว่า $0.50f'_c$ และหน่วยแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมจะยังไม่ถึงจุดคราก ดังนั้น คาน คสล. จึงมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic) โดยการกระจายของหน่วยแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมยังคงเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยการยืดหดตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แต่ถ้าคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นอีก หน่วยการยืดหดตัวบนหน้าตัดคานก็เพิ่มมากขึ้นตามไปด้วย ทำให้เหล็กเสริมยืดตัวมากขึ้น รอยร้าวก็มีมากขึ้น กว้างขึ้น และขยับตัวสูงขึ้นไปอีก ทำให้แนวแกนสะเทินขยับหนีสูงขึ้นไปเช่นกัน หน่วยแรงต่างๆบนหน้าตัดคานก็มีค่าเพิ่มมากขึ้นและเริ่มไม่เป็นสัดส่วนกับหน่วยการยืด-หดตัวที่เพิ่มขึ้น คาน คสล.จึงเริ่มมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (inelastic) ก่อนที่จะเกิดการวิบัติเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดซึ่งมักเรียกว่าน้ำหนักบรรทุกประลัย (ultimate load)

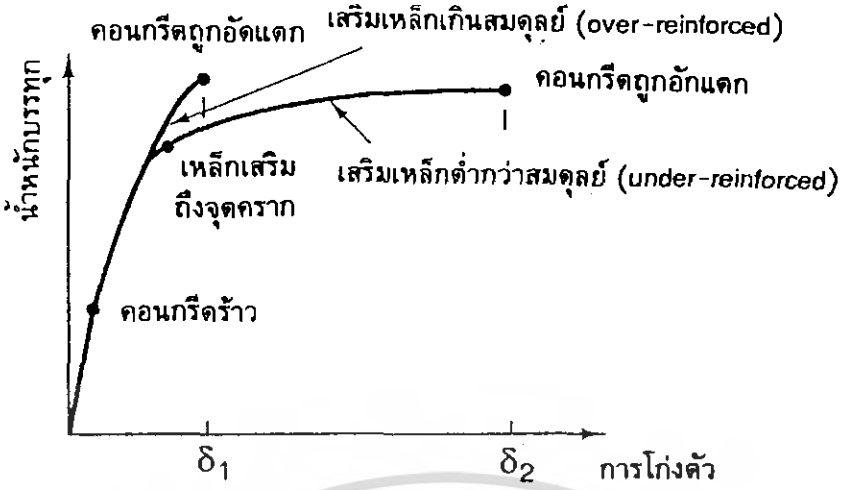
ลักษณะการวิบัติของคาน คสล. มีได้สองแบบ คือ การวิบัติที่เกิดจากเหล็กเสริมถูกดึงถึงจุดครากก่อน (yielding failure) ที่ด้านรับแรงดึง แล้วคอนกรีตถูกอัดแตกหรือระเบิดออกตามมา ซึ่งแต่เดิมเรียกการวิบัติแบบนี้ว่า การวิบัติแบบแรงดึงเป็นหลัก (tension failure) การวิบัติของคานอีกแบบหนึ่งคือ คอนกรีตถูกอัดแตกหรือระเบิดออกก่อน (crushing failure) ที่ด้านรับแรงอัด โดยที่เหล็กเสริมถูกดึงยังถึงไม่จุดครากซึ่งแต่เดิมเรียกการวิบัติแบบนี้ว่า การวิบัติแบบแรงอัดเป็นหลัก (compression failure)

ลักษณะการวิบัติดังกล่าวขึ้นกับปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ในคาน หากเสริมเหล็กในคานไม่มากนัก (moderate reinforcement) โดยมีปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล ซึ่งเรียกคานแบบนี้ว่า under-reinforced concrete beam เหล็กเสริมในคาน คสล. จะถูกดึงถึงกำลังที่จุดครากก่อนเสมอ ($\varepsilon_s = \varepsilon_y$) ในขณะที่การกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตเริ่มจะไม่เป็นเส้นตรง ดังรูปที่ 2.39ง ดังนั้นการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตจะไม่เป็นสัดส่วนกับค่าของหน่วยการหดตัวอีกต่อไป รอยร้าวที่ปรากฏจะกว้างมากขึ้นจนเริ่มสังเกตเห็นได้ด้วยตาเปล่าและขยับตัวสูงขึ้น ทำให้ค่าสติฟเนสการดัดหรือความแกร่งของคาน คสล. ลดน้อยลง คานจึงแอ่นโก่งตัวมากขึ้นเป็นลำดับ ซึ่งเป็นเครื่องเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้นตามมา

สำหรับคาน คสล.ที่เสริมเหล็กมากเกินกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล หรือในกรณีที่ใช้เหล็กเสริมที่มีกำลังจุดครากสูงมาก ซึ่งเรียกว่า over-reinforced concrete beam คานจะวิบัติโดยคอนกรีตถูกอัดแตกหรือระเบิดก่อน (crushing failure) โดยคอนกรีตมีหน่วยการหดตัวสูงสุดประมาณ 0.003-0.004 มม./มม.ก่อนที่เหล็กเสริมจะเริ่มคราก ซึ่งเป็นการวิบัติแบบฉับพลันทันทีทันใดโดยไม่มีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าก่อน จัดว่าอันตรายมากต่อชีวิตและทรัพย์สิน

รูปที่ 2.40 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวของคาน คสล.ที่สภาวะต่างๆเมื่อคานเสริมเหล็กต่ำกว่าและมากกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล สังเกตว่าก่อนเกิดการวิบัติ การโก่งตัวของคานที่เสริมเหล็กต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุลจะมีค่ามากกว่าการโก่งตัวของคานที่เสริมเหล็กมากกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล นั่นแสดงว่าคานที่เสริมเหล็กต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุลจะมีความเหนียวมากกว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.40 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวของคาน คสล.

ฉะนั้น เมื่อคานเสริมเหล็กเท่ากับอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล การวิบัติของคาน คสล.จะเกิดขึ้นในลักษณะที่เหล็กเสริมถูกดึงถึงจุดครากพร้อมกันกับที่คอนกรีตถูกอัดแตกโดยคอนกรีตมีหน่วยการหดตัวสูงสุดประมาณ 0.003–0.004 มม./มม. แต่เพื่อความปลอดภัยมาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดให้ใช้เพียง 0.003 มม./มม.

การวิเคราะห์และคำนวณออกแบบคาน คสล. โดยวิธีหน่วยแรงใช้งานจะอาศัยพฤติกรรมการรับน้ำหนักของคานในช่วงอิลาสติก ดังรูปที่ 2.39ค และพิจารณาออกแบบโดยใช้เหล็กเสริมในคาน คสล. ให้ต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุลย์ ซึ่งกำหนดให้คอนกรีตหรือเหล็กเสริมสามารถรับหน่วยแรงอัดหรือหน่วยแรงดึงได้เท่ากับค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ ส่วนการวิเคราะห์และคำนวณออกแบบคาน คสล. โดยวิธีกำลังจะอาศัยพฤติกรรมการรับน้ำหนักของคาน คสล. ในสภาวะก่อนเกิดการวิบัติ ดังรูปที่ 2.39จ พิจารณาออกแบบโดยเสริมเหล็กให้มีปริมาณต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุลย์ (มีค่าไม่เหมือนกับการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน) เพื่อให้คาน คสล. มีพฤติกรรมแบบเหนียวก่อนเกิดการวิบัติ

2.5.1.3 การวิเคราะห์กำลังต้านทานโมเมนต์ดัด

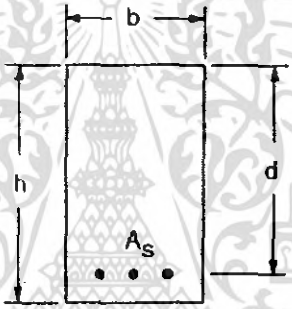
สมมติฐานของการวิเคราะห์หากำลังต้านทานโมเมนต์ดัด

1. ระนาบรูปดัด ยังคงเป็นระนาบทั้งก่อนและหลังการรับแรงดัด นั่นหมายความว่าการกระจายของหน่วยการยืด-หดตัวบนหน้าตัดเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน
2. การยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นไปอย่างสมบูรณ์ นั่นคือหน่วยการยืดตัวในเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับหน่วยการยืดตัวของคอนกรีต ณ ตำแหน่งเดียวกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. ให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีต เป็นสัดส่วนโดยตรงเมื่อหน่วยแรงอัดในคอนกรีต (f_c) ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่า $0.50f_c'$ (โดยประมาณ) แต่ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่สภาวะก่อนเกิดการวิบัติไม่เป็นสัดส่วนกัน และให้หน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีตเท่ากับ 0.003 มม./มม.
4. ให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงกับหน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมเป็นสัดส่วนโดยตรงเมื่อหน่วยการยืดตัว (ε_s) มีค่าไม่เกินหน่วยการยืดตัวที่จุดคราก (ε_y) โดยเหล็กเสริมมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 2.04×10^6 กก./ซม.^{2} และมีหน่วยแรงดึงสูงสุดเท่ากับกำลังที่จุดคราก f_y

พิจารณาคาน คสล. รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาดกว้าง b ซม. ลึก h ซม. เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียวโดยมีเนื้อที่หน้าตัดเท่ากับ A_s ซม.^{2} และให้ความลึกประสิทธิผลซึ่งวัดจากผิวบนของคานมายังตำแหน่งของจุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับ d ซม. ดังรูปที่ 2.41



รูปที่ 2.41 ความลึกประสิทธิผล

ก.กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดเมื่อคานยังไม่ร้าว (section uncracked)

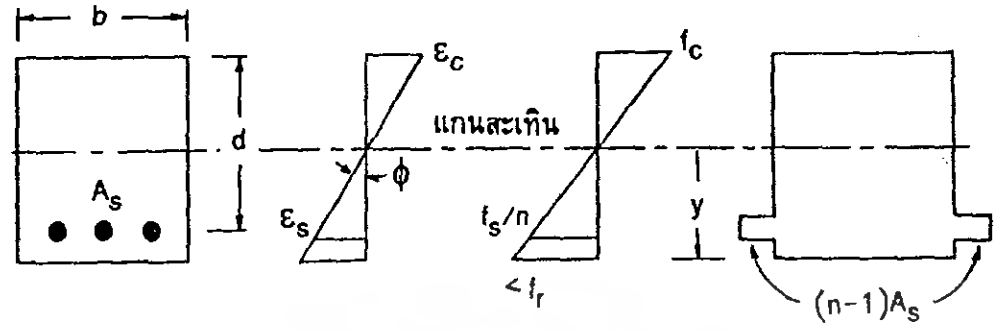
เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกเพียงเล็กน้อย หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นที่ผิวล่างของคานมีค่าน้อยกว่าค่าโมดูลัสของการแตกร้าว (Modulus of Rupture : $f_r = 2.0\sqrt{f_c'}$ กก./ซม.^{2}) ดังนั้น คานจึงยังไม่ร้าว หน้าตัดคอนกรีตทั้งหมดของคานจึงสามารถรับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นได้โดยหน่วยการยืดหดตัว (strain distribution) บนหน้าตัดจะกระจายแบบเชิงเส้นโดยมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน ส่วนการกระจายของหน่วยแรง(stress distribution) บนหน้าตัดจะเป็นสัดส่วนกับหน่วยการยืดหดตัวและมีค่าอยู่ในช่วงอิลาสติก

การวิเคราะห์หาหน่วยแรงในคอนกรีตหรือในเหล็กเสริม การแอ่นโก่งตัวและโมเมนต์ดัดในสภาวะนี้อาจวิเคราะห์แบบง่ายๆ โดยถือว่าคาน คสล. นี้เป็นคานคอนกรีตล้วน โดยไม่คำนึงว่ามีเหล็กเสริมเอกอยู่ด้วยหรือไม่ ฉะนั้นตำแหน่งของแกนสะเทินจะอยู่ที่กึ่งกลางของหน้าตัดคาน

การวิเคราะห์ที่ละเอียดกว่ากระทำโดยวิธีหน้าตัดแปลง (transformed section) ซึ่งเป็นการแปลงหน้าตัด คสล. ให้เป็นหน้าตัดของคอนกรีตอย่างเดียว หรือให้เป็นหน้าตัดของเหล็กเสริมอย่าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เดียว ทำให้ได้คานที่มีวัสดุเนื้อเดียวแล้ววิเคราะห์หาค่าต่างโดยใช้สูตรแรงดัด (flexural formula) ตามทฤษฎีอิลาสติก



(ก) รูปตัดคาน (ข) การยืดหดตัว (ค) การกระจายของหน่วยแรง (ง) หน้าตัดแปลง

รูปที่ 2.42 การวิเคราะห์หน้าตัดแปลง

จากข้อสมมติฐานข้อที่สอง ดังนั้นที่ตำแหน่งของเหล็กเสริม : $\varepsilon_s = \varepsilon_c$

แต่จากกฎของฮุค จะได้ $\varepsilon_s = f_s/E_s$ หรือ $\varepsilon_c = f_c/E_c$

ในเมื่อ E_s และ E_c เป็นโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริมและของคอนกรีต ตามลำดับ

ดังนั้น $f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c = nf_c$

ในเมื่อ $n = E_s/E_c$ เรียกว่าอัตราส่วนโมดูลัส (modular ratio)

จากสมการข้างต้นแสดงว่า เหล็กเสริมสามารถรับแรงได้ถึง n เท่าของคอนกรีต นั่นหมายความว่า สามารถแปลงเนื้อที่เหล็กเสริม A_s ให้เป็นเนื้อที่คอนกรีตที่เทียบเท่าได้เท่ากับ nA_s

ฉะนั้น เนื้อที่ของหน้าตัดแปลง $A_t = A_t + nA_s$

แต่ เนื้อที่สุทธิของคอนกรีต A_c = เนื้อที่ทั้งหมดA_g – เนื้อที่ของเหล็กเสริม A_s

นั้นคือ เนื้อที่ของหน้าตัดแปลง $A_t = (A_g - A_s) + nA_s$

$= A_g + (n+1) A_s$

ค่าโมเมนต์ดัดที่ทำให้คานเริ่มร้าวเรียกว่า โมเมนต์ดัดแตกร้าว (cracking moment:M_{cr}) ซึ่งจะวิเคราะห์ได้เมื่อหน่วยแรงดึงในคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเท่ากับค่าโมดูลัสของการแตกร้าว

ดังนั้น จากสูตรแรงดัด $f = M_y/I_t$ หรือ $M/f I_t/y$

ในที่นี้ $f = f_r = 2.0\sqrt{f'_c}$

I_t = โมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดแปลง (แต่ไม่ร้าว) ซม.^{4}

ถ้าให้ y_{bottom} = ระยะจากแกนสะเทินของรูปตัดถึงผิวล่างของท้องคาน ซม.

ดังนั้น โมเมนต์ดัดแตกร้าว $M_{cr} = \frac{(2.0\sqrt{f'_c})I_t}{y_{bottom}}$ (2.44)

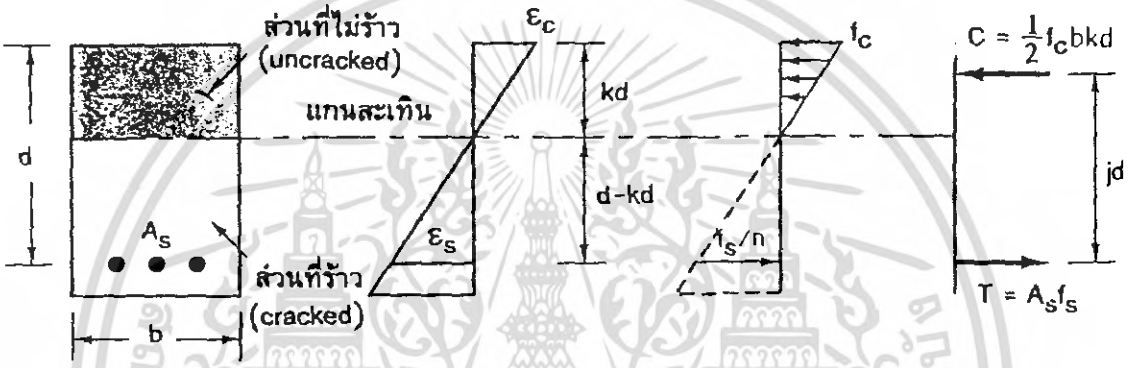
เมื่อพิจารณารูปการกระจายของหน่วยการยืดตัว จะได้ความโค้งเมื่อเริ่มร้าว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\text{Cracking curvature } \emptyset_{cr} = \frac{\varepsilon_r}{y_{bottom}} = \frac{(2.0\sqrt{f_c'})/E_c}{y_{bottom}} \qquad (2.45)$$

ข.กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดเมื่อคานร้าว (section cracked)

คานจะร้าวเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน เพราะหน่วยแรงดึงในคอนกรีตที่ท้องคานมีค่ามากกว่าค่าโมดูลัสของการแตกร้าว อย่างไรก็ดี ไม่สามารถมองเห็นรอยร้าวนี้ได้ด้วยตาเปล่า ที่สภาวะนี้หน่วยแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมยังอยู่ในช่วงอิลาสติก ($f_c \leq 0.5f_c'$ และ $f_s \leq f_y$) ดังนั้นการวิเคราะห์หาหน่วยแรงที่เกิดขึ้น หรือกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสามารถพิจารณาได้จากหน้าตัดแปลง (ร้าว) ตามทฤษฎีอิลาสติกหรือใช้ทฤษฎีเส้นตรง (Straight-Line Theory) ก็ได้



(ก) รูปตัดคาน (ข) การกระจายของหน่วยการยืดหดตัว (ค) การกระจายของหน่วยแรง (ง) แรงภายในบนหน้าตัด

รูปที่ 2.43 คานที่มีเสริมเหล็กเสริมรับแรงดึง

พิจารณาคานที่เสริมเหล็กรับแรงดึงตามรูปที่ 2.43(ก) ให้การกระจายของหน่วยการยืด-หดตัวเป็นไปตามรูปที่ 2.43 (ข) โดยมี ε_c เป็นหน่วยการหดตัวที่ขอบบนของคอนกรีตและ ε_s เป็นหน่วยการยืดตัวที่ตำแหน่งของเหล็กเสริม และให้ kd เป็นระยะที่วัดจากผิวบนของคานถึงแนวแกนสะเทิน รูปที่ 2.43 (ค) แสดงการกระจายของหน่วยแรง ซึ่งหน่วยแรงอัดในคอนกรีตมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยการหดตัว โดยให้ f_c เป็นหน่วยแรงอัดในคอนกรีตที่ผิวบนของคาน และให้ f_s เป็นหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม ถ้าสมมติคอนกรีตร้าวจากผิวล่างจนถึงแนวแกนสะเทิน และไม่คิดความต้านทานแรงดึงของคอนกรีตส่วนที่อยู่ใต้แกนสะเทิน ดังนั้น แรงอัดทั้งหมดในคอนกรีต (C) จะเท่ากับ $\frac{1}{2}f_c bkd$ ซึ่งกระทำที่ระยะ kd/3 เมื่อวัดจากผิวบนของคาน และแรงดึงทั้งหมดในเหล็กเสริม (T) จะเท่ากับ $A_s f_s$ หรือเท่า ρbdf_s ในเมื่อ $\rho = A_s/bd$ ซึ่งเรียกว่าอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง (reinforcement ratio หรือ steel ratio) ซึ่งหมายถึงอัตราส่วนของเนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อเนื้อที่หน้าตัดประสิทธิผลของคอนกรีต หากให้ระยะห่างระหว่างแรงอัดทั้งหมดกับแรงดึงทั้งหมด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บนหน้าตัดนั้นมีค่าเท่ากับ jd ซึ่งถือเป็นช่วงแขนของโมเมนต์ นั่นคือระยะ jd เท่ากับ d - kd/3 หรือค่าของ j เท่ากับ 1- k/3 นั่นเอง

จากสมดุลของแรงภายในบนหน้าตัดคาน จะได้

แรงอัดทั้งหมดของคอนกรีต (C) = แรงดึงทั้งหมดในเหล็กเสริม (T)

ดังนั้น กำลังต้านทานโมเมนต์ดัด M ของคานร้าว จะได้จากการคูณแรงดึงในเหล็กเสริม (T) หรือแรงอัดในคอนกรีต (C) ด้วยช่วงแขนของโมเมนต์ jd

ถ้าคำนวณจากแรงดึงในเหล็กเสริม:

$$M = A_s f_s jd = f_s \rho jbd^2 = Rbd^2 \quad \text{กก./ซม.} \tag{2.46}$$

ถ้าคำนวณจากแรงอัดในคอนกรีต

$$M = \frac{1}{2} f_c kjbd^2 = Rbd^2 \quad \text{กก./ซม.} \tag{2.47}$$

ในเมื่อ $R = f_s \rho j$ หรือ $\frac{1}{2} f_c kj$ กก./ซม.^{2}

ฉะนั้น หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม $f_s = M/A_s jd$ กก./ซม.^{2} (2.48)

หน่วยแรงอัดในคอนกรีต $f_c = 2M/kjbd^2$ กก./ซม.^{2} (2.49)

อย่างไรก็ดี ยังไม่สามารถหาค่าต่างๆดังกล่าวได้ เว้นแต่จะทราบตำแหน่งของแกนสะเทินก่อน ซึ่งพิจารณาได้ดังนี้

ตำแหน่งของแกนสะเทิน :

พิจารณาจากสมดุลของแรงภายในที่กระทำบนหน้าตัด นั่นคือ

แรงอัดทั้งหมดของคอนกรีต (C) = แรงดึงทั้งหมดในเหล็กเสริม (T)

เมื่อแทนค่า C และ T จะได้ $\frac{1}{2} f_c kbd = A_s f_s = f_s \rho bd$ (2.50)

จากรูปที่ 2.41 (ข) ซึ่งแสดงการกระจายของหน่วยการยืดหดตัว จะได้

$$\varepsilon_s = \frac{d - kd}{kd} \varepsilon_c$$

แต่จากกฎของฮุค $\varepsilon = f/E$ ดังนั้นจะเขียนสมการข้างบนได้ใหม่เป็น

$$f_s = \frac{d - kd}{kd} n f_c \tag{2.51}$$

ในเมื่อ $n = E_s/E_c$ เรียกว่าอัตราส่วนโมดูลัส (modular ratio)

เมื่อแทนค่า f_s จากสมการ 2.51 ลงในสมการ 2.50 จะได้

$$kdb\frac{kd}{2} = nA_s(d - kd) \text{ หรือ } = \rho nkd(d - kd) \tag{2.52}$$

ซึ่งสามารถแก้สมการ 2.52 เพื่อหาค่าของ k ได้ ซึ่งจะได้ตำแหน่งของแนวแกนสะเทิน kd ที่ต้องการ ทำให้สามารถหาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดคาน หรือกำลังต้านทานโมเมนต์ตัดของคาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ได้ อนึ่ง หากพิจารณาโดยวิธีหน้าตัดแปลง โดยแปลงเนื้อที่ของเหล็กเสริมให้เป็นเนื้อที่ของคอนกรีตเทียบเท่าซึ่งมีค่าเท่ากับ nA_s ก็ได้สมการเพื่อหาตำแหน่งของแกนสะเทินเช่นเดียวกับสมการ 2.52

จากสมการ 2.52 จะได้สมการกำลังสอง : $k^2 + 2\rho nk - 2\rho n = 0$ ซึ่งหาค่าของ k ได้คือ

$$k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n \qquad (2.53)$$

ค่า k ที่หาได้จากสมการ 2.53 จะนำไปคำนวณหาหน่วยแรงและกำลังต้านทานโมเมนต์ดัด ซึ่งเป็นกรณีของการวิเคราะห์คานรูปตัดที่กำหนดให้ แต่ในกรณีของการคำนวณออกแบบคานต้องพิจารณาหาค่า k จากสมการ 2.54 ซึ่งหาค่ามาจากสมการ 2.51 เพราะในการคำนวณออกแบบคานจะทราบเฉพาะค่าของหน่วยแรงที่ยอมให้ f_c และ f_s รวมถึงค่าอัตราส่วนโมดูลัส n เท่านั้น

จากสมการ 2.51 จะได้ ค่า $k = \dfrac{1}{1+\dfrac{f_s}{nf_c}}$ (2.54)

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดเมื่อเหล็กเสริมเริ่มคราก M_y:

คานที่มีปริมาณเหล็กเสริมน้อยๆ (under reinforced) เหล็กเสริมจะถูกดึงถึงจุดคราก ($\varepsilon_s = \varepsilon_y$ และ $f_s = f_y$) ก่อน ถ้าการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตยังอยู่ในช่วงยืดหยุ่น จะหาโมเมนต์ดัดและความโค้งเมื่อเหล็กเสริมเริ่มครากโดยใช้ทฤษฎีเส้นตรงได้

จากรูปที่ 2.46ข ให้หน่วยการยืดตัว $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ ดังนั้น แรงดึง $T = A_s f_y$

นั้นคือ yield moment $M_y = A_s f_y jd$ (2.55)

$$\text{yield curvature } \phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d-kd} = \frac{f_y / E_s}{d-kd} \qquad (2.56)$$

แต่ถ้าการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตไม่อยู่ในช่วงยืนหยุ่น หรือเมื่อคานมีเหล็กเสริมเป็นปริมาณมาก (over reinforced) การวิเคราะห์โดยใช้ทฤษฎีเส้นตรงดังกล่าวข้างต้น จะทำให้ได้ค่าของโมเมนต์ดัด M_y มากไป และค่าของความโค้ง ϕ_y น้อยไป การวิเคราะห์โดยละเอียดจะทำโดยวิธีลองผิดลองถูกและอาศัยรูปความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีต

ปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุด

เมื่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กเริ่มร้าว คอนกรีตจะถ่ายหน่วยแรงดึงให้กับเหล็กเสริมที่อยู่ในคานทันที ปริมาณของเหล็กเสริมที่ใช้ต้องมีปริมาณอย่างน้อยที่สามารถต้านทานโมเมนต์ดัดแตกร้าวได้ มิฉะนั้นเมื่อคอนกรีตเริ่มร้าว คาน คสล. นั้นจะวิบัติอย่างเฉียบพลันทันที ปริมาณของเหล็กเสริมอย่างน้อยที่ต้องใช้ในคาน คสล. พิจารณาได้จากการสมมติให้หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมมีกำลังถึงจุดคราก นั่นคือ

$M_{cr} = A_s f_y jd$

แต่ $M_{cr} = f_r I/y \approx f_r bd^2/6$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้น A_s = $0.2bd(f_r/f_y)$ (สมมติว่า ระยะ j = 7/8)

เมื่อแทนค่า f_r = $2.0\sqrt{f_c'}$ กก./ซม.^{2} และสมมติส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0

ดังนั้น $A_{s\,min}$ = $0.8bd(\sqrt{f_c'}/f_y)$

หรือ ρ_{min} = $A_s/bd = 0.8(\sqrt{f_c'}/f_y)$

ถ้ากำหนดให้ f_c' = 250 – 400 กก./ซม.^{2} จะได้ $\rho_{min} = (13\text{-}16)f_y$

ฉะนั้น เพื่อป้องกันการวิบัติที่จะเกิดอย่างเฉียบพลันทันทีเมื่อมีรอยร้าวปรากฏที่ด้านรับแรงดึง มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. จึงกำหนดปริมาณเหล็กเริมน้อยสุดสำหรับส่วนโครงสร้างที่รับแรงดัด ดังนี้

ก) ให้ใช้ $\rho_{min} \geq 14f_y$

ข) ให้ใช้ ปริมาณเหล็กเสริมอย่างน้อยเท่ากับ 1.33 เท่าของค่าที่คำนวณได้

ข้อจำกัดของปริมาณเหล็กเสริมที่น้อยที่สุดดังกล่าวข้างต้น ไม่ใช้กับแผ่นพื้น คสล. ที่เหล็กเสริมทางเดียว แต่จะกำหนดปริมาณเหล็กเสริมอย่างน้อยที่ต้องการใช้ให้เท่ากับปริมาณของเหล็กเสริมด้านการหดหรือเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ

ค.กำลังต้านโมเมนต์ดัดสูงสุด

ที่สภาวะนี้ ให้การกระจายของหน่วยการยืดหดตัวบนหน้าตัดเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแกนสะเทิน ดังที่แสดงในรูปที่ 2.47ข โดยมี ε_u เป็นหน่วยการหดตัวสูงสุดในคอนกรีตที่ขอบบนของหลังคาน และ ε_{su} เป็นหน่วยการยืดตัวสูงสุดที่ตำแหน่งของเหล็กเสริม สมมติให้ตำแหน่งของแนวแกนสะเทินอยู่ห่างจากขอบบนคานเป็นระยะเท่ากับ c หรือเท่ากับ k_ud ส่วนการกระจายหน่วยแรงอัดในคอนกรีตที่อยู่เหนือแนวแกนสะเทินแสดงไว้ในรูปที่ 2.47ข ซึ่งการกระจายหน่วยแรงอัดจริงในคอนกรีตจะเป็นรูปโค้งพาราโบลาดังแสดงด้วยเส้นประ แต่จะทำให้การวิเคราะห์ยุ่งยากและเสียเวลาโดยไม่จำเป็น ดังนั้น เพื่อให้วิเคราะห์ง่ายขึ้น จะให้การกระจายหน่วยแรงอัดในคอนกรีตเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่า (equivalent rectangular stress distribution) ดังที่แสดงโดยพื้นที่รับแรงอัดและตำแหน่งของแรงอัดเทียบเท่ากับค่าที่หาได้จากการทดลอง ซึ่งเป็นไปตามข้อเสนอของ Whitney สมมติให้หน่วยแรงอัดสูงสุดในคอนกรีตมีค่าเท่ากับ $0.85f_c'$ และแผ่สม่ำเสมอบนเนื้อที่รับแรงอัดที่เทียบเท่า ab ในเมื่อ a เป็นระยะความลึกของการกระจายหน่วยแรงอัดเทียบเท่า ซึ่งมีค่าเท่ากับ $\beta_1 c$ หรือเท่ากับ $\beta_1 k_u d$ และ b เป็นความกว้างของคาน

$$\text{ในที่นี้ } \beta_1 = \begin{cases} 0.85 & f_c' \leq 280ksc \\ 0.85 - 0.05\left(\dfrac{f_c' - 280}{70}\right) & 280 \text{ ksc} < f_c' \leq 560ksc \\ 0.65 & f_c' > 560ksc \end{cases}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

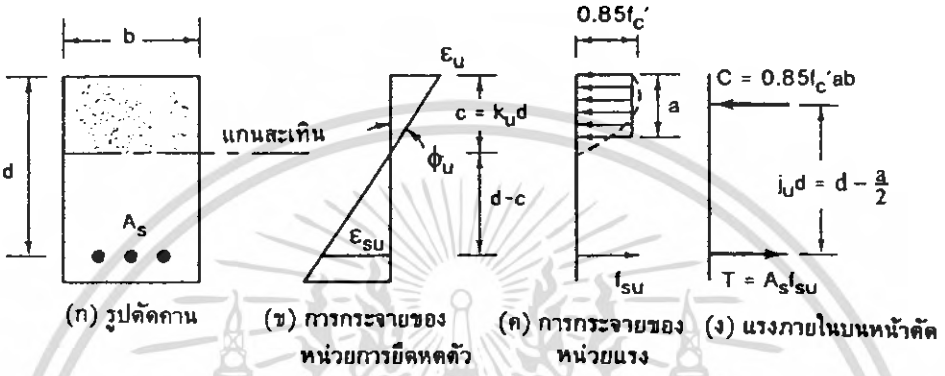
ถ้าให้ f_{su} เป็นหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมที่สภาวะนี้ ซึ่งมีค่าเท่ากับ $\varepsilon_{su}E_s$ โดยมีค่าสูงสุดเท่ากับกำลังที่จุดคราก f_y ในเมื่อ E_s เป็นโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม

จากสมดุลของแรงภายในบนหน้าตัดที่พิจารณา จะได้

แรงอัดในคอนกรีต (C) = แรงดงในเหล็กเสริม (T)

หรือ $0.85f_c'ab = A_sf_{su}$ (2.57)

ดังนั้น ความลึกของการกระจายหน่วยแรงอัดเทียบเท่า $a = \dfrac{A_sf_{su}}{0.85f_c'b}$ (2.58)



รูปที่ 2.44 การพิจารณาโมเมนต์สูงสุดในคาน

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน (M_n) สามารถคำนวณได้จากผลคูณของแรงดึงในเหล็กเสริม (T) หรือแรงอัดในคอนกรีต (C) กับระยะช่วงแขนของโมเมนต์ (j_ud) ซึ่งมีค่าเท่ากับ $d - \dfrac{a}{2}$

ดังนั้น ถ้าคำนวณจากแรงดึงในเหล็กเสริม (T) จะได้

$$M_y = T(j_ud) = A_sf_{su}(d - \frac{a}{2}) \quad (2.59)$$

หรือ ถ้าคำนวณจากแรงอัดในคอนกรีต (C) จะได้

$$M_n = C(j_ud) = 0.85f_c'ab(d - \frac{a}{2}) \quad (2.60)$$

เมื่อแทนค่าของ a จากสมการที่ 2.58 ลงในสมการ 2.59 หรือ 2.60 จะได้ กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด

$$M_n = M_n = A_sf_{su}d(1-0.59\rho\frac{f_{su}}{f_c'}) \text{ หรือ } = \rho bd^2f_{su}(1-0.59\rho\frac{f_{su}}{f_c'}) \quad (2.61)$$

ในเมื่อ $\rho = A_s/bd$ = อัตราส่วนของเนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อเนื้อที่ประสิทธิผลของคอนกรีต bd

เมื่อพิจารณาการกระจายของหน่วยการยืดหดตัวรูปที่ 2.43ข จะได้

ค่าความโค้งสูงสุด (ultimate curvature) $\phi_u = \dfrac{\varepsilon_u}{c} = \dfrac{\varepsilon_u\beta_1}{a}$ (2.62)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อย่างไรก็ตาม ค่าต่างๆที่วิเคราะห์ได้ข้างต้น เป็นค่าทั่วไปเมื่อหน่วยแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับ f_{su} และหน่วยการหดตัวสูงสุดในคอนกรีตมีค่าเท่ากับ ε_u ซึ่งอาจพิจารณาหาค่าเฉพาะตามพฤติกรมของการวิบัติของคานที่ได้กล่าวในหัวข้อ 2.5.1.2 ร่วมกับข้อกำหนดตามมาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. ดังต่อไปนี้

เมื่อคานรับน้ำหนักสูงสุด คานจะเริ่มวิบัติโดยมีลักษณะของการวิบัติ 2 แบบซึ่งขึ้นกับปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ในคาน เมื่อเหล็กเสริมในคานมีปริมาณต่ำกว่าสมดุล(Under reinforced) การวิบัติจะเกิดที่ด้านรับแรงดึงก่อนโดยเหล็กเสริมจะถูกดึงถึงกำลังที่จุดครากก่อน (yielding failure) แล้วคอนกรีตที่อยู่เหนือแนวแกนสะเทินจะถูกอัดแตกตามมาโดยหน่วยการหดตัวในคอนกรีตสูงสุดเท่ากับ 0.003 มม./มม. (ตามข้อกำหนดมาตรฐานของ ACI หรือ ว.ส.ท.) แต่ถ้าเสริมเหล็กในคานมากไป (Over Reinforced) หรือใช้เหล็กเสริมที่มีกลังจุดครากสูงมาก การวิบัติจะเกิดที่ด้านรับแรงอัดโดยคอนกรีตถูกอัดแตกก่อน(crushing failure) เมื่อคอนกรีตมีหน่วยการหดตัวสูงสุดเท่ากับ 0.003 โดยที่เหล็กเสริมรับแรงดึงยังมีกำลังไม่ถึงคราก

กรณีวิบัติเนื่องจากเหล็กเสริมถูกดึงถึงจุดครากก่อน (yielding failue) นั่นคือหน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริม $\varepsilon_{su} >> \varepsilon_y$ ดังนั้น หน่วยแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริม f_{su} เท่ากับหน่วยแรงดึงที่จุดคราก f_y (แต่ทั้งนี้ต้องมีค่าไม่เกิน 5600 กก./ซม.^{2} ตามข้อกำหนดของมาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท.)

ดังนั้น จากสมการ 2.59 เมื่อแทนค่า $f_{su} = f_y$ จะได้

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด $M_n = T(j_u d) = A_s f_y(d - \frac{a}{2})$ กก.-ซม.

และหาระยะ a ได้จากสมการ 2.58 โดยแทนค่า $f_{su} = f_y$

นั่นคือ $a = \frac{A_s f_{su}}{0.85 f_c' b} = \frac{\rho f_y}{0.85 f_c'} d$ ซึ่งนำไปแทนในสมการของ M_n ข้างต้น จะได้

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด $M_n = A_s f_y d(1 - 0.59\rho \frac{f_y}{f_c'})$ กก.-ซม. (2.63)

หรือ $M_n = \rho b d^2 f_y d(1 - 0.59\rho \frac{f_y}{f_c'})$ กก.-ซม. (2.64)

ถ้าสมมติให้ $j_u = (1 - 0.59\frac{\rho f_y}{f_c'})$ และให้ $R_u = \rho f_y(1 - 0.59\frac{\rho f_y}{f_c'})$ กก.-ซม.^{2}

จะได้ $M_n = A_s f_y j_u d$ หรือ $M_n = R_u b d^2$ กก.-ซม. (2.65)

กรณีวิบัติเนื่องจากคอนกรีตถูกอัดแตกก่อน (crushing failure) ในกรณีนี้คอนกรีตส่วนที่อยู่เหนือแกนสะเทินจะถูกอัดกระทั่งหน่วยการหดตัวสูงสุด (ε_u) เท่ากับ 0.003 มม./มม. แต่หน่วยแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมเท่ากับ f_{su} ซึ่งยังไม่ถึงจุกคราก นั่นคือ หน่วยการยืดตัวสูงสุดของเหล็กเสริมรับแรงดึง $\varepsilon_{su} = f_{su}/E_s < \varepsilon_y$

จากสมดุลของแรงภายในบนหน้าตัดที่พิจารณา จะได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงอัดในคอนกรีต (C) = แรงดงในเหล็กเสริม (T)

หรือ $0.85f_c' ab = A_s f_{su} = \rho\varepsilon_{su} E_s bd$ (2.66)

แต่เนื่องจาก $a = \beta_1 c = \beta_1 k_u d$ และหน่วยการยืดตัวสูงสุดของเหล็กเสริรับแรงดึง $\varepsilon_{su} = \varepsilon_u (d-c)/c$ ซึ่งหาจากรูปการกระจายของหน่วยการยืดหดตัว ดังนั้น เมื่อแทนค่าดังกล่าวลงในสมการ จะได้สมการกำลังสอง คือ

$$k_u^2 + m\rho k_u - m\rho = 0$$

ซึ่งจะหาได้ว่า $K_u = \sqrt{m\rho + (\frac{m\rho}{2})^2} - \frac{m\rho}{2}$ (2.67)

ในที่นี้ $m = \varepsilon_u E_s / 0.85 \beta_1 f_c$

ฉะนั้น จะได้ตำแหน่งแกนสะเทิน ($c = k_u d$) ของการวิบัติแบบนี้ ซึ่งสามารถนำไปหาค่าของ ε_{su} และ f_{su} ต่อไปได้ ดังนั้น จากสมการ 2.59 จะได้

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด $M_n = A_s f_{su}(d - \frac{a}{2})$ (2.68)

อย่างไรก็ดี หากใช้ปริมาณของเหล็กเสริมในคานให้พอดีโดยให้การวิบัติของคานทั้งสองกรณีข้างต้นเกิดขึ้นพร้อมกัน คือ คอนกรีตถูกอัดแตกโดยที่ $\varepsilon_u = 0.003$ มม./มม. พร้อมกับเหล็กเสริมถูกดึงถึงจุดคราก ($f_{su} = f_y$) จะเรียกอัตราส่วนของเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อเนื้อที่หน้าดัดประสิทธิผลของคอนกรีตที่สภาวะนี้ว่า อัตราส่วนของเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล (balanced steel ratio : ρ_b) นั่นหมายความว่า ถ้าอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง ρ มีค่าน้อยกว่าอัตราส่วน ρ_b คานจะวิบัติที่ด้านรับแรงดึง แต่ถ้าอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง ρ มากกว่าอัตราส่วน ρ_b คานจะวิบัติที่ด้านรับแรงอัด

อัตราส่วนของเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล (balanced steel ratio : ρ_b)

อัตราส่วนของเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล ρ_b หาได้จากสมดุลของแรงภายในและจากการกระจายของหน่วยการยืดหดตัวบนหน้าตัด เมื่อคอนกรีดมีหน่วยการหดตัวสูงสุด $\varepsilon_u = 0.003$มม./มม. และเหล็กเสริมมีหน่วยการยืดตัว $\varepsilon_{su} = \varepsilon_y$ หรือนั่นคือ $f_{su} = f_y$ ซึ่งหาได้ว่า

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85 f_c'}{f_y} \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \quad (2.69)$$

ถ้าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม E_s มีค่าเท่ากับ 2.04×10^6 กก./ซม.^{2} ดังนั้น

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85 f_c'}{f_y} \frac{6120}{6120 + f_y} \quad (2.70)$$

ในการคำนวณออกแบบคานที่เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดค่าสูงสุดของอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง ρ ให้ใช้ได้ไม่เกินร้อยละ 75 ของอัตราส่วนของเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล ρ_b ทั้งนี้เพื่อควบคุมให้การวิบัติของคานเกิดที่ด้านแรงดึงอย่างเดียวโดย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เหล็กเสริมจะถูกดึงถึงกำลังที่จุดคราก่อนซึ่งทำให้คานมีความเหนียวมากพอก่อนเกิดการวิบัติ ดังรูปที่ 2.39 นั่นคือ ให้ใช้

$$\rho_{max} \leq 0.75\ \rho_b \qquad (2.71)$$

สรุปขั้นตอนของการวิเคราะห์หากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด

1. จากค่าที่กำหนดให้ (b, d, A_s, f_c', f_y, E_s) เขียนรูปตัดคาน คสล.
2. ดูว่าโจทย์ต้องการทราบอะไร เช่น M_n หรือ M_u หรือ น้ำหนักบรรทุกใช้งาน
3. หาค่าของอัตราส่วน $\rho = A_s/bd$ $\rho_{min} = 14/f_y$ และ ρ_b
4. เปรียบเทียบค่า ρ ที่หาได้ กับค่า $\rho_{min} = 14/f_y$ เพื่อดูว่าใช้รูปตัดนั้นได้หรือไม่
5. ถ้าอัตราส่วน$14/f_y \leq \rho \leq \rho_b$ แสดงว่าการวิบัติเป็นแบบ yielding failure

   หาระยะ $a = \dfrac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \dfrac{\rho f_y}{0.85 f_c'} d$

   หาค่า $M_n = A_s f_{su}(d - \dfrac{a}{2})$ หรือ $M_n = 0.85 f_c' ab(d - \dfrac{a}{2})$
6. ถ้าการวิบัติเป็นแบบ crushing failure ($\rho > \rho_b$)

   หาค่า $m = \varepsilon_u E_s/0.85\ \beta_1 f_c'$

   หาค่า $K_u = \sqrt{m\rho + (\dfrac{m\rho}{2})^2} - \dfrac{m\rho}{2}$

   หาระยะ $a = \beta_1 k_u d$

   หาค่าหน่วยแรงดึง $f_{su} = 0.85 f_c' bd/A_s$

   หาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด $M_n = A_s f_{su}(d - \dfrac{a}{2})$

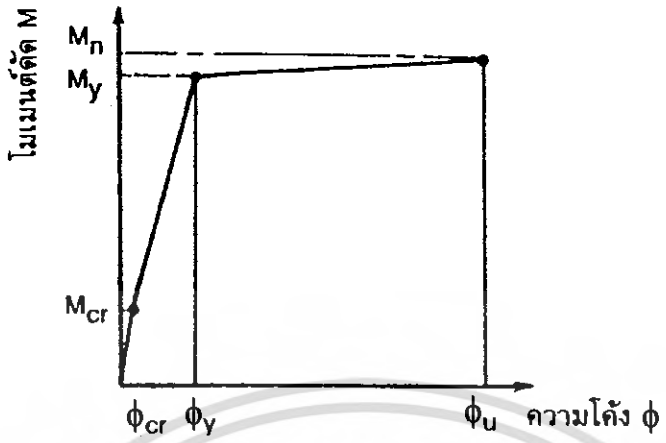
ง.ความเหนียว (Ductility) ของคาน คสล.

ส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่จะนำมาใช้งานต้องออกแบบให้มีพฤติกรรมแบบเหนียว (ductility) ก่อนที่จะเกิดการวิบัติเช่นเดียวกับโครงสร้างเหล็ก กล่าวคือ ให้สามารถเปลี่ยนรูปได้ (large deformation) ภายหลังที่เหล็กเสริมเกิดการคราก ซึ่งจะเป็นเตือนให้ผู้อาศัยทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้นตามมา ความเหนียวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กพิจารณาได้จากอัตราส่วนของความโค้งเมื่อเหล็กเสริมเริ่มคราก หรือพิจารณาจากอัตราส่วนของค่าการแอ่นตัวสูงสุดต่อค่าการแอ่นตัวเมื่อเหล็กเสริมเริ่มคราก เนื่องจากความโค้งมีส่วนสัมพันธ์กับการแอ่นโก่งตัวนั่นเอง

จากพฤติกรรมของคาน คสล. ที่พิจารณาข้างต้น สามารถนำค่าโมเมนต์ดัดและค่าความโค้ง (หรือค่าการแอ่นโก่งตัว) ที่สภาวะต่างๆมาเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ซึ่งกันและกันได้ ดังรูปที่ 2.45 ซึ่งในที่นี้จะพิจารณาเชื่อมจุดต่างๆด้วยเส้นตรง ค่าความชันของเส้นตรงในช่วงต่างๆ แสดงให้เห็นถึงค่าสติฟเนสหรือความแกร่งของคานในสภาวะนั้นๆ เนื่องจากค่าของ EI มีค่าเท่ากับ M/ø นั่นเอง ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่าสติฟเนสของคานจะลดลงตามลำดับเมื่อโมเมนต์ดัดมีค่าเพิ่มมากขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความเหนียวของส่วนโครงสร้าง $\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{\varepsilon_u}{f_y / E_s} \frac{d(1-k)}{a/\beta_1}$ (2.72)



รูปที่ 2.45 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและค่าความโค้ง

ฉะนั้น ถ้าค่าความเหนียวเท่ากับหนึ่ง จะหมายความว่า ความต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด M_n มีค่าเท่ากับความต้านทานโมเมนต์ดัดที่เหล็กเสริมเริ่มคราก M_y หรือหมายถึงใช้อัตราส่วนของเหล็กเสริม ρ เท่ากับอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล ρ_b นั่นเอง ซึ่งแสดงว่าคานนั้นจะวิบัติเมื่อเหล็กเสริมถูกดึงถึงจุดครากพอดี ฉะนั้นเพื่อให้ส่วนโครงสร้างมีความเหนียวมากขึ้น จึงต้องลดอัตราส่วนของเหล็กเสริม ρ ให้น้อยลงกว่าอัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล ρ_b จึงเป็นเหตุให้ มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดให้อัตราส่วน ρ ได้ไม่เกิน $0.75\rho_b$

ปัจจัยหลักที่มีผลกระทบต่อความเหนียว หรืออัตราส่วนของ ϕ_u/ϕ_y ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กได้แก่

1. ปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึง

ถ้าปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึงมากขึ้น ความเหนียวจะลดลง เนื่องจากค่าของ k และ a จะเพิ่มมากขึ้น ทำให้ค่าของ ϕ_y มีค่ามากขึ้น แต่ค่าของ ϕ_u มีค่าลดลง

2. ปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงอัด

ถ้าปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงอัดมากขึ้น ความเหนียวจะเพิ่มขึ้น เนื่องจากค่าของ k และ a จะลดลง ทำให้ค่าของ ϕ_y มีค่าลดลง แต่ค่าของ ϕ_u มีค่ามากขึ้น

3. กำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริม

ถ้ากำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริมสูงขึ้นความเหนียวจะลดลง เนื่องจากค่าของ f_y / E_s และค่า a จะเพิ่มมากขึ้น ทำให้ค่าของ ϕ_y มีค่ามากขึ้น แต่ค่าของ ϕ_u มีค่าลดลง

4. กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถ้ากำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตสูงขึ้น ความเหนียวจะเพิ่มขึ้น เนื่องจากค่าของ k และ a จะลดลง ทำให้ค่าของ $\varnothing_y$ มีค่าลดลง แต่ค่าของ $\varnothing_u$ มีค่ามากขึ้น

5. หน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีต

ถ้าหน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีตมีค่ามากขึ้น ความเหนียวจะเพิ่มมากขึ้น เนื่องจากค่าของ $\varnothing_u$ มีค่ามากขึ้น

มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดว่า ถ้าออกแบบโดยใช้อัตราส่วนของเหล็กเสริม ρ หรือ $\rho - \rho'$ ไม่มากเกินกว่า $0.5\rho_b$ จะสามารถพิจารณาถึงการกระจายซ้ำของโมเมนต์ลบในโครงสร้างที่ต่อเนื่องได้ โดยอาจเพิ่มหรือลดค่าของโมเมนต์ลบที่จุดรองรับซึ่งคำนวณจากทฤษฎีอิลาสติกได้ไม่เกินร้อยละ $20(1-\frac{\rho-\rho'}{\rho_b})$ ส่วนค่าของโมเมนต์บวกที่กลางช่วงให้คำนวณจากการปรับแก้โมเมนต์ลบโดยให้คงค่าความสมดุลทางสถิตไว้ อย่างไรก็ดี ข้อกำหนดนี้ไม่นำมาใช้กับโครงสร้างที่วิเคราะห์โดยวิธีประมาณ

ในที่นี้ อัตราส่วนของเหล็กเสริม ρ และ ρ' มีค่าเท่ากับ A_s/bd และ A_s'/bd ตามลำดับ โดยที่ A_s' เป็นเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัดที่จะกล่าวในหัวข้อต่อไป

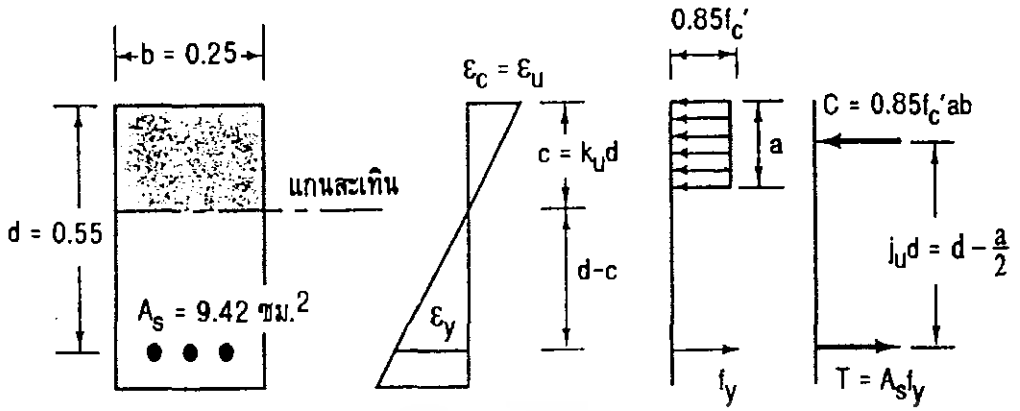
2.5.1.4 การออกแบบคานรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว

จากการวิเคราะห์การรับโมเมนต์ดัดของคาน คสล. ตามหัวข้อที่ 2.5.1.2 และจากการวิเคราะห์หากำลังต้านทานโมเมนต์ที่สภาวะต่างๆ รวมถึงพฤติกรรมตามเหนียวของส่วนโครงสร้างที่ได้กล่าวในหัวข้อ 2.5.1.3 ตลอดจนเกณฑ์การออกแบบโดยวิธีกำลัง ทำให้ทราบแนวคิดทั่วไปของการคำนวณออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กว่า ควรใช้ปริมาณเหล็กเสริมในคานให้ต่ำกว่าอัตราส่วนของเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุลเพื่อให้เหล็กเสริมรับแรงดึงมีกำลังถึงจุดครากก่อนซึ่งเป็นการป้องกันมิให้คานวิบัติแบบเฉียบพลันทันทีโดยไม่มีการเตือนให้ทราบล่วงหน้า ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงการออกแบบคานคอนกรีดรูปตัดสี่เหลียมผืนผ้าเสริมเหล็กที่ด้านรับแรงดึงอย่างเดียวโดยวิธีกำลัง

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด และโมเมนต์ดัดที่ใช้ออกแบบ

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด M_n ของคาน คสล.แบบนี้ได้พิจารณาแล้วในหัวข้อที่ 2.5.1.3ค ซึ่งพบว่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดและลักษณะของการวิบัติขึ้นกับอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง ρ ถ้าใช้อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง ρ มีค่าน้อยกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล ρ_b ตามสมการที่ 2.69 คานจะวิบัติที่ด้านรับแรงดึง (yielding failure) โดยเหล็กเสริมมีกำลังถึงจุดคราก ก่อน แต่ถ้าอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง ρ มีค่ามากกว่าอัตราส่วน ρ_b คานจะวิบัติที่ด้านรับแรงอัด (crushing failure) โดยคอนกรีดถูกอัดแตกก่อน ($\varepsilon_u = 0.003$) โดยหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมยังไม่ถึงจุดคราก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.46 การพิจารณาโมเมนต์สูงสุดในคาน

กรณีที่คานวิบัติที่ด้านรับแรงดึง (yielding failure):

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน M_n

$$M_n = T(j_u d) = A_s f_{su}(d - \frac{a}{2}) \qquad (2.73)$$

หรือ $$M_n = C(j_u d) = 0.85 f_c' ab(d - \frac{a}{2}) \qquad (2.74)$$

ในเมื่อ $j_u d$ เป็นช่วงแขนโมเมนต์ $= d - \frac{a}{2}$ หรือ $j_u = 1 - \frac{a}{2d}$

ระยะ $$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{\rho f_y}{0.85 f_c'} d \qquad (2.75)$$

$\rho = A_s/bd$ เป็นอัตราส่วนของเนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อเนื้อที่ประสิทธิผลของคอนกรีต

เมื่อแทนค่าของระยะ a จากสมการ 2.75 ลงในสมการ 2.73 หรือ 2.74 จะได้

$$M_n = A_s f_y d(1 - 0.59\rho \frac{f_y}{f_c'}) \text{ หรือ } M_n = \rho b d^2 f_y d(1 - 0.59\rho \frac{f_y}{f_c'}) \qquad (2.76)$$

หรือ $M_n = R_u bd^2$ กก./ซม.^{2} (2.77)

แต่เพื่อความปลอดภัยซึ่งมีผลมาจากการควบคุมงานและคุณภาพของวัสดุ มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. ให้ลดกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุดที่คำนวณได้ด้วยตัวคูณลดกำลัง (strength reduction factor : ø) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.90 ดังนั้น

โมเมนต์ดัดที่ใช้ออกแบบ = $\phi M_n = \phi R_u bd^2$

ในเมื่อ $$R_u = \rho f_y(1 - 0.59\rho \frac{f_y}{f_c'}) = \rho f_y j_u \qquad \text{กก.-ซม.} \qquad (2.78)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$j_u = (1 - 0.59\frac{\rho f_y}{f_c'}) \tag{2.79}$$

จากสมการ จะหาค่าของอัตราส่วนของเหล็กเสริม ρ ได้คือ

$$\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85 f_c'}}) \tag{2.80}$$

กรณีที่คานวิบัติที่ด้านรับแรงอัด (crushing failure):

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด : $M_n = A_s f_{su}(d - \frac{a}{2})$ (2.81)

หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม $f_s = 0.85 f_c' ab/A_s < f_y$

ตำแหน่งแกนสะเทินของคาน $c = k_u d$ และระยะ $a = \beta_1 k_u d$

โดยที่ $K_u = \sqrt{m\rho + (\frac{m\rho}{2})^2} - \frac{m\rho}{2}$ (2.82)

ในเมื่อ $m = \varepsilon_u E_s / 0.85 \beta_1 f_c'$

การออกคำนวณออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว

ในการคำนวณออกแบบคานรูปตัดแบบนี้โดยวิธีตามข้อกำหนดของมาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. เพื่อให้โมเมนต์ดัดประลัย (M_n) ซึ่งได้จากการกระทำของน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว (factored load) จะเห็นว่าต้องพิจารณาออกแบบโดยใช้อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง ρ ให้อยู่ระหว่างค่า $14/f_y$ กับค่า $0.75\rho_b$ เพื่อได้คานวิบัติที่ด้านรับแรงดึงก่อน นั่นคือพิจารณาให้เหล็กเสริมถูกดึงถึงกำลังที่จุดคราก f_y เสมอ

การคำนวณออกแบบอาจใช้วิธีเลือกปริมาณเหล็กเสริมขึ้นมาก่อน แล้วจึงหาขนาดรูปตัดที่ต้องการทีหลัง หรือเลือกขนาดรูปตัดขึ้นมาก่อนโดยให้เป็นไปตามพิกัดเกี่ยวกับการโก่งตัว แล้วจึงหาปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ

จากหลักเกณฑ์ของการออกแบบโดยวิธีกำลัง:

$\phi M_n = \phi R_u b d^2 \geq$ โมเมนต์ดัดประลัยที่กระทำ M_u กก.-ซม. (2.83)

ในเมื่อ ø = ตัวคูณลดกำลัง (strength reduction factor) มีค่าเท่ากับ 0.90

$R_u = \rho f_y(1 - 0.59\frac{\rho f_y}{f_c'})$ กก./ซม.^{2} ซึ่งขึ้นกับอัตราส่วน ρ ที่จะใช้

ρ = อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อเนื้อที่หน้าตัดประสิทธิผล

b , d = ความกว้าง ซม. และความลึกประสิทธิผล ซม. ของคาน ตามลำดับ

ฉะนั้น เมื่อทราบค่าโมเมนต์ดัดที่กระทำ และสมมติอัตราส่วนของเหล็กเสริม ρ ที่จะใช้ รวมถึงขนาดความกว้างของคาน b ซม. จะหาความลึกประสิทธิผล d ของคานได้จาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}} \text{ ซม.} \qquad (2.84)$$

เมื่อได้ขนาดรูปตัดของคานที่ต้องการ จะหาเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริม A_s (ซึ่งเท่ากับ ρbd) ได้ โดยหาค่าอัตราส่วนของเหล็กเสริม ρ ได้จาก

ก. ค่าแท้จริงของ $\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85 f_c'}})$ ในเมื่อ $R_u = M_n/\phi bd^2$

หรือ ข. ค่าประมาณของ ρ = (ค่า ρ ที่สมมติ)(ค่า R_u ที่หาได้จริง)/(ค่า R_u ที่สมมติ) ซึ่งเป็นการสมมติว่าความสัมพันธ์ของอัตราส่วน กก./ซม.^{2} กับค่า R_u เป็นสัดส่วนโดยตรง

หรือ ค. พิจารณาหาเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมจาก $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$ โดยวิธีลองผิดลองถูก

คือสมมติระยะ a จากสมการ $a = A_s f_y / 0.85 f_c' b$ ว่ามีค่าตรงกับที่สมมติไว้ในคอนแรกหรือไม่ ถ้าค่า a ที่ได้ยังไม่ใกล้เคียงกับที่สมมติ ให้ใช้ค่า a ที่ได้ครั้งหลังเป็นตัวสมมติต่อไป ซึ่งจะได้คำตอบลู่เข้าหาค่าแท้จริงอย่างรวดเร็ว

สรุปขั้นตอนการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว

ก. กรณีกำหนดขนาดรูปตัดคานมาให้ และให้หาเนื้อที่ของเหล็กเสริม A_s

1. หาค่าโมเมนต์ดัดประลัยที่ต้องการ M_u (รวมน้ำหนักของคานด้วย) กก.-ซม.
2. หาค่าความลึกประสิทธิผล d ซม.
3. หาค่า R_u จากสมการ $R_u = M_n/\phi bd^2$ กก./ซม.^{2}
4. หาอัตราส่วนของเหล็กเสริม ρ จากสมการ $\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85 f_c'}})$

   ดังนั้น จะได้เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ต้องการ $A_s = \rho bd$ ซม.^{2}
5. เลือกจำนวนและขนาดเหล็กเสริมที่ต้องใช้ ตรวจดูระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมซึ่งอาจต้องเรียงเหล็กเสริมมากกว่าหนึ่งชั้น เพื่อควบคุมความกว้างของรอยร้าวในสภาวะใช้งาน

   หาระยะความลึกประสิทธิผลจริง ถ้าน้อยกว่าหรือมากกว่าที่สมมติให้กลับไปทำใหม่จากขั้นตอนที่สอง
6. เขียนขนาดรูปตัดคาน และแสดงจำนวน ขนาด และตำแหน่งที่ต้องเสริมเหล็กตลอดระยะความหนาของคอนกรีตหุ้ม

ข.กรณีให้ออกแบบขนาดรูปตัดคาน และให้หาเนื้อที่ของเหล็กเสริม A_s

กรณีนี้สามารถออกแบบได้ 2 วิธี คือ

วิธีที่ 1 เลือกใช้ปริมาณเหล็กเสริมก่อน แล้วจึงหาขนาดรูปตัดที่ต้องการ

1. หาน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มค่าแล้วโดยการคูณน้ำหนักบรรทุกใช้งานด้วยตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก และหาโมเมนต์ดัดประลัยที่กระทำ M_u (รวมน้ำหนักของคานด้วย)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. สมมติอัตราส่วนของเหล็กเสริมที่ต้องการจะใช้ โดยให้ $14/f_y \le \rho \le 0.75\rho_b$

ปกติเลือกใช้ $\rho \le 0.5\rho_b$ เพื่อมิให้มีเหล็กเสริมในรูปตัดแน่นจนเกินไปซึ่งอาจทำให้การยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตไม่ดีพอ อีกประการหนึ่งคือให้คานมีความเหนียวมากขึ้น อีกทั้งช่วยควบคุมการโก่งหรือแอ่นตัวของคานมิให้มีค่าเกินกว่าที่กำหนด

3. หาค่า R_u จากค่า ρ ที่เลือกใช้ โดยหาจากสมการ $R_u = \rho f_y(1 - 0.59\frac{\rho f_y}{f_c'})$

4. สมมติความกว้าง b แล้วหาความลึก d จากสมการ $d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$

อัตราส่วน b/d ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 0.25 ถึง 0.60

5. หาความลึกทั้งหมด h และปัดเป็นตัวเลขจำนวนเต็มให้เหมาะสมกับขนาดของแบบหล่อ แต่ทั้งนี้ความลึก h ไม่ควรน้อยกว่า $\ell/16$ สำหรับคานทั่วไป หรือไม่น้อยกว่า $\ell/8$ สำหรับคานยื่น แล้วตรวจสอบน้ำหนักของคานกับที่สมมติไว้ในตอนแรก ซึ่งอาจต้องย้อนกลับไปทำตามขั้นตอนที่หนึ่ง

6. หาระยะ d ที่ใช้จริง แล้วคำนวณหาค่าจริงของ R_u จากสมการ $R_u = M_n/\phi bd^2$

7. หาอัตราส่วนของเหล็กเสริม ρ จากสมการ $\rho = \frac{0.85f_c'}{f_y}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85f_c'}})$

โดยใช้ค่าจริงของ R_u จากขั้นตอนที่ 6 ดังนั้น จะได้เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ต้องการ $A_s = \rho bd$

8. เลือกจำนวนและขนาดเหล็กเสริมที่ต้องใช้ ตรวจดูการเรียงเหล็กเสริมเพื่อควบคุมความกว้างของรอยร้าวในสภาวะใช้งาน และมีผลกระทบต่อระยะ d หรือไม่

9. เขียนขนาดรูปตัดคาน และแสดงจำนวน ขนาด และตำแหน่งที่ต้องการเสริมเหล็กตลอดจนระยะความหนาของคอนกรีตหุ้ม

วิธีที่ 2 เลือกใช้ขนาดรูปตัดก่อน แล้วจึงหาปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ

1. เลือกขนาดรูปตัด b และ d
2. หาน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มค่าแล้วโดยการคูณน้ำหนักบรรทุกใช้งานด้วยตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก และหาโมเมนต์ดัดประลัยที่กระทำ M_u (รวมน้ำหนักของคานด้วย)
3. หาค่าจริงของ R_u จากค่า b,d ที่ใช้จริงด้วยสมการ $R_u = M_n/\phi bd^2$ กก./ซม.
4. หาอัตราส่วนของเหล็กเสริม ρ จากสมการ $\rho = \frac{0.85f_c'}{f_y}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85f_c'}})$
5. หาเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ต้องการ $A_s = \rho bd$ ซม.^{2}
6. เลือกจำนวนและขนาดเหล็กเสริมที่ต้องใช้ ตรวจดูการเรียงเหล็กเสริมเพื่อควบคุมความกว้างของรอยร้าวในสภาวะใช้งาน และมีผลกระทบต่อระยะ d หรือไม่
7. เขียนขนาดรูปตัดคาน และแสดงจำนวน ขนาด และตำแหน่งที่ต้องการเสริมเหล็กตลอดจนระยะความหนาของคอนกรีตหุ้ม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.5.1.5 การออกแบบคานรูปตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเสริมเหล็กรับแรงอัด

จากการพิจารณาในหัวข้อ 2.5.1.4 พบว่ากำลังรับโมเมนต์สูงสุดสำหรับคานรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียวมีค่าเท่ากับ $\phi R_u bd^2$ โดยที่ค่าของ R_u ขึ้นกับอัตราส่วนของเหล็กเสริม ρ ที่เลือกใช้ ซึ่งมาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. จำกัดให้ใช้ได้ไม่เกิน $0.75\rho_b$ นั่นคือคานรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าหนึ่งๆที่เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียวสามารถรับโมเมนต์ดัดสูงสุดมากเกินกว่านี้ก็จะต้องเพิ่มขนาดรูปตัดให้ใหญ่มากขึ้นซึ่งในทางปฏิบัติก็จะเพิ่มความลึกของรูปตัดให้มากขึ้น แต่ในบางครั้งไม่สามารถทำได้เนื่องจากขนาดรูปตัดของคานถูกจำกัดโดยเฉพาะความลึกของคานซึ่งอาจมีสาเหตุจากความสวยงามทางด้านสถาปัตยกรรม ซึ่งเป็นเหตุให้โมเมนต์ต้านทานโดยคอนกรีตส่วนที่รับแรงอัดไม่เพียงพอ ในลักษณะนี้ จึงจำเป็นต้องเสริมเหล็กเพิ่มในคอนกรีตส่วนที่รับแรงอัดนั้น จึงทำให้หน้าตัดของคานมีทั้งเหล็กเสริมรับแรงดึงและเหล็กเสริมรับแรง (เรียกว่า doubly reinforced beam) นอกจากนี้ยังมีเหตุผลอื่นที่จำเป็นต้องพิจารณาเสริมเหล็กรับแรงอัด คือ

ก) บริเวณที่รองรับของคานต่อเนื่องซึ่งต้องรับโมเมนต์ลบ ส่วนของปีกคานของคานรูปตัดตัวที่ไม่สามารถนำมาช่วยรับแรงดึงได้

ข) เหล็กเสริมรับแรงอัดช่วยเพิ่มพฤติกรรมแบบเหนียว และช่วยลดค่าการโก่งตัวของคานอันเนื่องจากการล้าของคอนกรีต

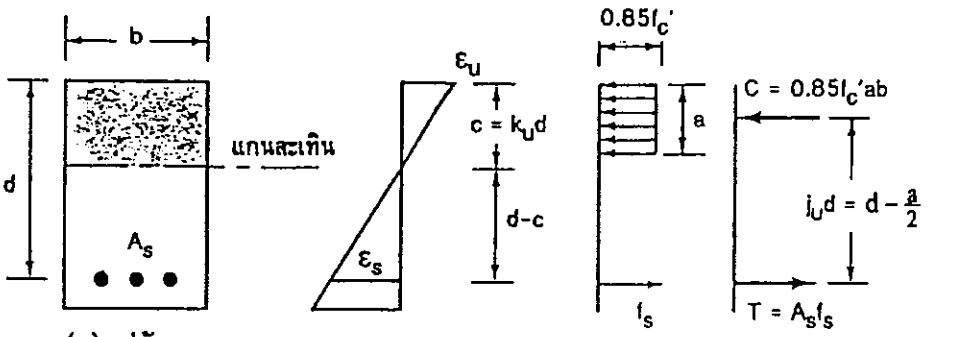
ค) เหล็กเสริมรับแรงอัดช่วยเพิ่มกำลังต้านทานโมเมนต์ดัด ฉะนั้นอาจลดจำนวนของเหล็กเสริมรับแรงดึงให้น้อยลงได้ เพราะถ้าใช้อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง ρ เท่ากับ $0.75\rho_b$ จะทำให้ต้องเสริมเหล็กรับแรงดึงแน่นมาก ซึ่งอาจต้องเสริมเหล็กถึง 2-3 ชั้น นอกจากนี้เหล็กเสริมรับแรงอัดยังใช้เป็นเหล็กช่วยยึดเหล็กลูกตั้งที่ใช้รับแรงเฉือนตลอดแนวความยาวของคานอีกด้วย

การพิจารณาหากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคานแบบนี้อาจพิจารณาอย่างประมาณ โดยคิดว่ามีแต่เหล็กเสริมรับแรงดึงเพียงอย่างเดียวและให้เหล็กเสริมรับแรงดึงมีกำลังถึงจุดครากเมื่ออัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง ρ ที่ใช้น้อยกว่าหรือเท่ากับค่าของ $0.75\rho_b$ (ตามมาตรฐาน) ซึ่งกำลังต้านทานที่ได้จะต่ำไปจากค่าจริงที่คำนวณอย่างละเอียด แต่เมื่อใช้อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง ρ มากกว่าค่า $0.75\rho_b$ จะต้องวิเคราะห์อย่างละเอียดเพื่อหากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคานที่มีทั้งเหล็กเสริมรับแรงดึงและเหล็กเสริมรับแรงอัด ตามที่จะกล่าวต่อไปนี้

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด และโมเมนต์ดัดที่ใช้ออกแบบ

พิจารณาคานรูปตัดสี่เหลี่ยมขนาด b x h เสริมเหล็กรับแรงอัด A_s' ที่ระยะลึก d' ซึ่งวัดจากขอบบนสุดของหลังคาน และเสริมเหล็กรับแรงดึง A_s ที่ระยะลึกประสิทธิผล d วัดจากหลังคาน ตามรูปที่ 2.50ก สมมติให้การกระจายของหน่วยการยืดหดตัวที่สภาวะก่อนเกิดการวิบัติเป็นดังรูปที่ 2.50ข โดยที่ c เป็นระยะที่วัดจากขอบบนของคานถึงแนวแกนสะเทิน ให้ ε_c เป็นหน่วยการหดตัวของคอนกรีต ε_s' เป็นหน่วยการหดตัวของเหล็กเสริมรับแรงอัด และ ε_s เป็นหน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมรับแรงดึง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.47 การพิจารณาโมเมนต์สูงสุดในคาน

ตามที่ได้กล่าวแล้วว่า ในการออกแบบคานจะพิจารณาคานให้เกิดการวิบัติที่ด้านรับแรงดึงก่อน (yielding failure) ดังนั้น ในที่นี้จะสมมติให้เหล็กเสริมรับแรงดึง A_s ถูกดึงถึงจุดครากก่อนแล้วคอนกรีตถูกอัดแตกตามมาโดยมีหน่วยการหดตัวสูงสุดเท่ากับ 0.003 มม./มม. (ตามมาตรฐานกำหนด) ซึ่งเหล็กเสริมรับแรงอัด A_s' อาจถูกอัดถึงกำลังจุดครากหรือไม่ก็ได้ ฉะนั้น ให้การกระจายของหน่วยแรงภายในบนรูปตัด เป็นดังรูปที่ 2.47 โดยหน่วยแรงอัดสูงสุดเทียบเท่าของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ $0.85f_c'$ หน่วยแรงอัดตรงตำแหน่งของเหล็กเสริมรับแรงอัดเท่ากับ $f_s' = \varepsilon_s/E_s$ และหน่วยแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมรับแรงดึงมีค่าเท่ากับกำลังที่จุดคราก f_y

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน M_n จะได้จากการพิจารณารวมกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด 2 ส่วนคือ M_{n1} และ M_{n2} โดยที่ M_{n1} เป็นกำลังต้านทานโมเมนต์สูงสุดของคานที่มีรูปตัดเปรียบเสมือนเป็นคานที่มีแต่เหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว ดังรูปที่ นั่นคือ กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุดจะพิจารณาได้จากแรงอัดในส่วนของคอนกรีต หรือจากแรงดึงในเหล็กเสริมรับแรงดึงที่มีเนื้อที่หน้าตัดเท่ากับ $A_{s1} = A_s - A_{s2}$ ส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด M_{n2}เป็นกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่ได้จากแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัดที่มีเนื้อที่หน้าตัดเท่ากับ A_s' หรือจากแรงดึงในเหล็กเสริมรับแรงดึงที่มีเนื้อที่หน้าตัดเท่ากับ A_{s2} ดังรูปที่ 2.47จ

นั่นคือ กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน $M_n = M_{n1} + M_{n2}$

เมื่อไม่คิดเนื้อที่ของคอนกรีตซึ่งถูกแทนที่ด้วยเนื้อที่เหล็กเสริมรับแรงอัด A_s'

จากรูปที่ 2.47 $M_{n1} = 0.85f_c'ab(d - \frac{a}{2})$ หรือ $A_{s1}f_y(d - \frac{a}{2})$ (2.85)

จากรูปที่ 2.47 $M_{n2} = A_s' f_s' (d - d')$ หรือ $A_{s2}f_y(d - d')$ (2.86)

ดังนั้น $M_n = 0.85f_c'ab(d - \frac{a}{2}) + A_s' f_s' (d - d')$ (2.87)

หรือ $M_n = A_{s1}f_y(d - \frac{a}{2}) + A_{s2}f_y(d - d')$ (2.88)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทั้งนี้ ต้องทราบตำแหน่งของแนวแกนสะเทิน c ก่อน เพราะเมื่อทราบค่า c ก็จะหาระยะ a ได้ (เพราะว่า ระยะ a = $\beta_1 c$) และทำให้ทราบหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัด f_s' หรือปริมาณของเหล็กเสริม A_{s2} ซึ่งเท่ากับ $A_s' f_s'/f_y$

ตำแหน่งแนวแกนสะเทิน:

จากการสมดุลของแรงภายใน จะได้

$$T = C_c + C_s' \quad \text{หรือ} \quad A_s f_y = 0.85 f_c' ab + A_s' f_s' \tag{2.89}$$

แต่ระยะ $a = \beta_1 c$ และ $f_s' = \varepsilon_s' E_s = \left[\frac{c - d'}{c}(0.003)\right] E_s$ จากรูปที่ 2.50ข

แทนค่าลงในสมการ 2.89 จะได้

$$A_s f_y = 0.85 f_c' b\beta_1 c + \left[\frac{c - d'}{c}(0.003)\right] E_s A_s' \tag{2.90}$$

คูณตลอดด้วยค่า c แล้วจัดเทอมเสียใหม่ จะได้

$(0.85 f_c' b\beta_1)c^2 + (0.003 E_s A_s' - A_s f_y)c - d'(0.003) E_s A_s' = 0$

แทนค่า $E_s = 2.04 \times 10^6$ กก./ซม.^{2} จะได้

$(0.85 f_c' b\beta_1)c^2 + (6120 A_s' - A_s f_y)c - 6120 d' A_s' = 0$

แก้สมการกำลังสอง จะได้ระยะของแนวแกนสะเทิน $C = -R \pm \sqrt{R^2 + Q}$ (2.91)

ในเมื่อให้ $R = \frac{6120 A_s' - A_s f_y}{1.7 f_c' b\beta_1}$ หรือ $Q = \frac{6120 d' A_s'}{0.85 f_c' b\beta_1}$

ดังนั้น เมื่อทราบระยะ c จะหาหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัดได้จาก

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = \left[\frac{c - d'}{c}(0.003)\right] E_s = \left[\frac{6120 d' A_s'}{0.85 f_c' b\beta_1}\right] \tag{2.92}$$

นำค่าที่ได้กลับไปแทนลงในสมการ 2.87 หรือ 2.88 จะได้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคานที่มีทั้งเหล็กเสริมรับแรงดึงและเหล็กเสริมรับแรงอัด

อนึ่ง ถ้าหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังถึงจุดคราก (นั่นคือ $f_s' = f_y$) การคำนวณดังกล่าวข้างต้นจะง่ายขึ้นมาก กล่าวคือ

จะได้ $A_{s2} = A_s' f_s'/f_y = A_s f_y/f_y = A_s'$

และ $A_{s1} = A_s - A_{s2} = A_s - A_s'$

ฉะนั้น กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด $M_n = M_{n1} + M_{n2}$

$$M_n = (A_s - A_s')f_y(d - 0.5a) + A_s' f_y (d - d') \tag{2.93}$$

หรือเขียนใหม่เป็น $M_n = R_u' bd^2 + A_s' f_y (d - d')$

โดยที่ ระยะ $a = \frac{(A_s - A_s')f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{(\rho - \rho')f_y d}{0.85 f_c'}$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และค่า $R_u = (\rho - \rho')f_y(1 - 0.59\frac{(\rho - \rho')f_y}{f_c'}$

ในเมื่อให้ อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง $\rho = A_s/bd$ และอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงอัด $\rho' = A_s'/bd$

แต่เพื่อความปลอดภัยมาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. ให้ลดกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุดโดยใช้ตัวคูณลดกำลัง $\phi = 0.90$ ดังนั้นโมเมนต์ดัดที่ใช้ออกแบบ หรือกำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย เท่ากับ

$$\phi M_n = \phi[(A_s - A_s')f_y(d - 0.5a) + A_s'f_y(d - d')] \quad (2.94)$$

หรือ $= \phi[R_u bd^2 + A_s'f_y(d - d')]$

อัตราส่วนของเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล

ที่สภาวะนี้ หน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมรับแรงดึงมีค่าเท่ากับ ε_y และหน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีตเท่ากับ 0.003 มม./มม.

ถ้าให้หน่วยการหดตัวของเหล็กเสริมรับแรงอัดมีค่าเท่ากับ $\varepsilon_s' = f_s'/E_s$ (นั่นหมายความว่า ยังไม่ทราบว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถูกอัดถึงจุดครากหรือไม่) ซึ่งจากรูปการกระจายหน่วยการยืดตัว จะได้ $\varepsilon_s' = \varepsilon_u - \frac{d'}{d}(\varepsilon_u + \varepsilon_y)$ หรือ

หน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัด $f_s' = E_s\left[\varepsilon_u - \frac{d'}{d}(\varepsilon_u + \varepsilon_y)\right]$

จากสมดุลของแรงในแนวนอนบนหน้าตัด ในรูปที่ 2.50 จะได้

$$T = C_c + C_s'$$

หรือ $A_s f_y = 0.85 f_c' ab + A_s' f_s'$

เมื่อหารตลอดด้วย bdf_y จะได้อัตราส่วน ρ ของเหล็กเสริมรับแรงดึง A_s ที่สภาวะสมดุล

$$\rho = \rho_b + \rho'\frac{f_s'}{f_y} \text{ หรือ } \rho - \rho'\frac{f_s'}{f_y} = \rho_b \quad (2.95)$$

ในเมื่อ ρ_b เป็นอัตราส่วนที่สภาวะสมดุลของเนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึง

$A_{s1} = A_s - A_s'$ ต่อเนื้อที่หน้าตัดประสิทธิผล bd ซึ่งมีค่าเท่ากับ $0.85\beta_1\frac{f_c'}{f_y}\frac{6120}{6120 + f_y}$

ρ' เป็นอัตราส่วนของเนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงอัด (A_s') ต่อเนื้อที่หน้าตัดประสิทธิผล bd

แต่เพื่อให้คานมีความเหนียวมากพอก่อนเกิดการวิบัติหรือให้คานวิบัติแบบ yielding failure ซึ่งเหล็กเสริมรับแรงดึงจะถูกดึงถึงกำลังที่จุดครากก่อน มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. จึงกำหนดอัตราส่วนของเหล็กเสริมที่มากที่สุด ดังนี้

$$(\rho - \rho'\frac{f_s'}{f_y})_{max} = 0.75\rho_b \quad (2.96)$$

ในกรณีที่เหล็กเสริมรับแรงอัดถูกอัดถึงกำลังที่จุดคราก ดังนั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$(\rho - \rho')_{max} \leq 0.75\rho_b \qquad (2.97)$$

สำหรับอัตราส่วนของเหล็กเสริม $(\rho - \rho')$ ขั้นต่ำซึ่งทำให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถูกอัดถึงกำลังที่จุดคราก ที่สภาวะก่อนวิบัติ ให้พิจารณาจากรูปการกระจายของหน่วยการยืดหดตัว ดังรูปที่ 2.47ข โดยใช้ทฤษฎีของสามเหลี่ยมคล้าย ซึ่งจะได้

$$\varepsilon_s' = \frac{\varepsilon_u(c-d')}{c} = \varepsilon_u\left(1-\frac{d'}{c}\right) \qquad (2.98)$$

ในเมื่อ ε_u เป็นหน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีต = 0.003 มม./มม.

แต่จากสมดุลของแรงภายในในรูปที่ 2.47ง จะได้

ระยะ $$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{(A_s - A_s')f_y}{\beta_1(0.85f_c'b)} = \frac{(\rho-\rho')f_y d}{\beta_1(0.85f_c')} \qquad (2.99)$$

ดังนั้น หน่วยการหดตัวของเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_u\left[1-\frac{0.85\beta_1 f_c' d'}{(\rho-\rho')df_y}\right] \qquad (2.100)$$

เมื่อต้องการให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถูกอัดถึงจุดคราก นั่นคือค่าของ $\varepsilon_s' \geq \frac{f_y}{E_s}$

หรือ $$\varepsilon_s' = \varepsilon_u\left[1-\frac{0.85\beta_1 f_c' d'}{(\rho-\rho')df_y}\right] \geq \frac{f_y}{E_s}$$

นั่นคือ ต้องใช้ $$(\rho-\rho') \geq 0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y}\frac{d'}{d}\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u - \frac{f_y}{E_s}} \qquad (2.101)$$

เมื่อกำหนดให้ ε_u = 0.003 มม./มม. และ $E_s = 2.04 \times 10^6$ กก./ซม.^{2} จะได้ $(\rho - \rho')$ ขั้นต่ำที่จะทำให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงกำลังที่จุดคราก นั่นคือ

$$(\rho-\rho') \geq 0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y}\frac{d'}{d}\frac{6120}{6120+f_y} \qquad (2.102)$$

หมายความว่า ถ้าใช้อัตราส่วนของ $(\rho - \rho')$ น้อยกว่าค่าที่ได้จากสมการ (2.102) แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถูกอัดไม่ถึงกำลังที่จุดคราก

อย่างไรก็ดี เมื่อพิจารณาจากสมการของหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัด $f_s' = E_s\left[\varepsilon_u - \frac{d'}{d}(\varepsilon_u + \varepsilon_y)\right]$ โดยให้ E_s = 2.04 x 10^6 กก./ซม.^{2} และ ε_u = 0.003 มม./มม. จะพบว่า เหล็กเสริมรับแรงอัดถูกอัดถึงกำลังที่จุดครากเมื่ออัตราส่วนของ d'/d มีค่าน้อยกว่า 0.342, 0.210 และ 0.101 เมื่อกำลังจุดครากของเหล็กเสริมเท่ากับ 3000, 4000 และ 5000 กก./ซม.^{2} ตามลำดับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สรุปขั้นตอนของการวิเคราะห์คานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงอัด

1. จากค่าที่กำหนดให้ (b, d, d, A_s, A_s', f_c', f_y, E_s) เขียนรูปตัดคาน คสล.
2. ดูโจทย์ต้องการทราบอะไร เช่น M_n หรือ M_u หรือ น้ำหนักบรรทุกใช้งาน
3. หาอัตราส่วน $\rho = \frac{A_s}{bd}$ และ $\rho' = \frac{A_s'}{bd}$
4. เปรียบเทียบค่า ρ ที่ได้กับค่า $\rho_{min} = 14/f_y$ ว่าใช้รูปตัดที่กำหนดได้หรือไม่
5. หาค่า $(\rho - \rho')$ แล้วเปรียบเทียบกับค่า $(\rho - \rho')_{min}$ จากสมการ (2.102)

ถ้าค่า $(\rho - \rho')$ มากกว่า $(\rho - \rho')_{min}$ แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังถึงจุดคราก นั่นคือ $f_s' = f_y$ แต่ถ้าค่า $(\rho - \rho')$ น้อยกว่า $(\rho - \rho')_{min}$ แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังไม่ถึงจุดคราก ให้หาค่าหน่วยแรงอัดจริง f_s' โดยหาตำแหน่งแนวแกนสะเทิน c ก่อน จากสมการ(2.91)แล้วจึงหาค่าของ f_s' จากสมการ (2.92)

นั่นคือ $f_s' = \varepsilon_s E_s = \left[\frac{c-d'}{c}(0.003)\right]E_s = \left[\frac{c-d'}{c}(6120)\right]$ กก./ซม.^{2}

6. หาค่า $(\rho - \rho'\frac{f_s'}{f_y})$ โดยใช้ค่า f_s' ที่หาได้จากขั้นตอนที่ 5 แล้วนำมาเปรียบเทียบกับค่า $0.75\rho_b$

ถ้าค่า $(\rho - \rho'\frac{f_s'}{f_y})$ น้อยกว่า $0.75\rho_b$ แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงกำลังที่จุดคราก นั่นคือ $f_s' = f_y$ ดังนั้น ระยะ $a = \frac{(\rho - \rho')f_y}{0.85f_c'}$ และหาค่าโมเมนต์ดัดที่ใช้ออกแบบ ϕM_n จากสมการ 2.94

แต่ถ้าค่า $(\rho - \rho'\frac{f_s'}{f_y})$ มากกว่า $0.75\rho_b$ แสดงว่าขนาดรูปตัดไม่เหมาะสม เพราะที่สภาวะวิบัติเหล็กเสริมรับแรงดึงมีกำลังไม่ถึงจุดคราก คานจะมีพฤติกรรมแบบเปราะ อย่างไรก็ดี ในการวิเคราะห์ให้พิจารณาจากสมดุลของแรงภายในบนรูปตัด หาตำแหน่งของแนวแกนสะเทิน หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริง แล้วจึงจะหาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดได้

อนึ่ง แทนที่จะวิเคราะห์ตามขั้นตอนที่ 5 และ 6 ดังกล่าวข้างต้น อาจวิเคราะห์ตามขั้นตอนต่อไปนี้คือ

ก) ตรวจสอบว่าเหล็กเสริมรับแรงดึงมีกำลังถึงจุดครากหรือไม่ โดยพิจารณาจากค่าของ $(\rho - \rho'\frac{f_s'}{f_y})$ โดยที่ $f_s' = E_s\left[\varepsilon_u - \frac{d'}{d}(\varepsilon_u + \varepsilon_y)\right] \le f_y$ แล้วนำไปเปรียบเทียบกับค่า $0.75\rho_b$ ถ้าปรากฏว่าค่า $(\rho - \rho'\frac{f_s'}{f_y})$ น้อยกว่า $0.75\rho_b$ แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงดึงมีกำลังถึงจุดคราก

ข) ตรวจสอบว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังถึงจุดครากหรือไม่ โดยพิจารณาจากค่าของ $(\rho - \rho')$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถ้าปรากฏว่า $(\rho - \rho')$ มากกว่าค่า $(\rho - \rho')_{min}$ ที่ได้จากสมการ 2.102 แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังถึงจุดคราก ดังนั้นหาค่า M_n จากสมการ 2.94

แต่ถ้าค่า $(\rho - \rho')$ น้อยกว่าค่า $(\rho - \rho')_{min}$ ที่ได้จากสมการ 2.102 แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังไม่ถึงจุดคราก ให้หาตำแหน่งแนวแกนสะเทินโดยใช้สมการ 2.91 และหาค่าหน่วยแรงอัด f_s' จากสมการ 2.94 ซึ่งจะหาค่า M_n ได้จากสมการ 2.87

การออกแบบคานรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเสริมเหล็กรับแรงอัด

เมื่อคานที่เสริมเหล็กรับแรงดึงเพียงอย่างเดียวไม่สามารถรับโมเมนต์ดัดที่กระทำได้ และไม่สามารถเพิ่มขนาดรูปตัดให้ใหญ่ขึ้นได้ จะต้องพิจารณาออกแบบคานนั้นให้มีเหล็กเสริมรับแรงอัดด้วย โดยมีขั้นตอนการออกแบบดังนี้

กรณีกำหนดขนาดรูปตัดมาให้ และให้หาเนื้อที่ของเหล็กเสริม A_s และ A_s'

1. หาค่าโมเมนต์ดัดประลัยที่ต้องการ M_u (โดยรวมน้ำหนักของคานด้วย) กก.-ซม.

2. หาค่าความลึกประสิทธิผล d ซม.

$$d = h - (\text{ความหนาของคอนกรีตหุ้ม} + \text{ขนาดเหล็กลูกตั้ง} + d_b/2)$$

3. ตรวจสอบว่าต้องออกแบบคานให้มีเหล็กเสริมรับแรงอัดด้วยหรือไม่ โดยหากำลังรับโมเมนต์ดัดของคานเมื่อสมมติว่ามีแต่เหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียวก่อนจากสมการ $M_R = \phi R_u bd^2$ กก.-ซม. โดยใช้ $\rho \le 0.75\rho_b$ อย่างไรก็ดี ในทางปฏิบัติมักเลือกใช้อัตราส่วน $\rho \le 0.50\rho_b$ ซึ่งในที่นี้ค่าของ $R_u = \rho f_y(1 - 0.59\frac{\rho f_y}{f_c'})$

4. หากปรากฏว่า $M_R < M_u$ จะต้องออกแบบคานให้มีเหล็กเสริมรับแรงอัดด้วย แต่ถ้าปรากฏว่า $M_R \ge M_u$ จะออกแบบคานโดยมีแต่เหล็กเสริมรับแรงดึงเพียงอย่างเดียว

5. เมื่อ $M_R < M_u$ ดังนั้นพิจารณาให้ $\phi M_{n1} = M_R$ กก.-ซม.ที่ได้จากขั้นตอนที่ 3 ซึ่งเป็นกำลังรับโมเมนต์ดัดโดยคอนกรีตตามลำพัง หรือจากการใช้เหล็กเสริมรับแรงดึงที่มีปริมาณเท่ากับ A_{s1} (ซึ่งมีค่าเท่ากับ $A_s - A_{s2}$)

ดังนั้น เนื้อที่หน้าตัดส่วนหนึ่งของเหล็กเสริมรับแรงดึง $A_{s1} = (A_s - A_{s2}) = \rho bd$ ซม.^{2} โดยที่ ρ เป็นอัตราส่วนของเหล็กเสริมที่เลือกใช้ในขั้นตอนที่ 3

หมายเหตุ อัตราส่วนของเหล็กเสริมส่วนที่รับแรงดึงซึ่งหาได้ในตอนนี้คือ $\rho - \rho'$

6. หาโมเมนต์ดัดส่วนเกินที่ต้องต้านทานโดยเหล็กเสริมรับแรงอัด A_s' หรือโดยเหล็กเสริมรับแรงดึง A_{s2} ส่วนที่เหลือ ซึ่งพิจารณาได้จาก

$$M_{u2} = \phi M_{n2} = M_u - \phi M_{n1} \quad \text{กก.-ซม.}$$

7. สมมติระยะ d' และตรวจสอบหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัด f_s' ว่ามีกำลังถึงจุดครากหรือไม่โดยเปรียบเทียบค่า $(\rho - \rho')$ ที่ได้ในขั้นตอนที่ 5 กับค่าของ $(\rho - \rho')_{min}$ จากสมการ 2.102

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถ้าปรากฏว่าค่า $(\rho - \rho')$ มากกว่า $(\rho - \rho')_{min}$ แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังถึงจุดคราก $(f_s' = f_y)$ แต่ถ้าค่า $(\rho - \rho')$ น้อยกว่า $(\rho - \rho')_{min}$ แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังไม่ถึงจุดคราก จะต้องหาค่าจริงของ f_s' โดยพิจารณาจาก

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = \left[\frac{c - d'}{c}(0.003)\right] E_s \quad \text{โดยที่ } c = a/\beta_1 \text{ ในเมื่อระยะ } a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f_c' b}$$

นำค่า ที่ได้ไปใช้ในขั้นตอนที่ 8 ต่อไป

8. หาเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัด $A_s' = M_{u2}/\phi(d - d')\, f_s'$

ฉะนั้น เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึงส่วนที่เหลือ $A_{s2} = A_s' f_s'/f_y$

ซึ่งจะได้ เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมรับแรงดึง $A_s = A_{s1} + A_{s2}$

เลือกขนาดและจำนวนของเหล็กเสรมที่ต้องใช้จริง ตรวจสอบระยะจริงของ d และ d' ซึ่งอาจต้องเปรียบเทียบค่า$(\rho - \rho')$ กับค่าของ$(\rho - \rho')_{min}$ และ $(\rho - \rho')_{max}$ อีกครั้ง

9. เขียนขนาดรูปตัดคาน และแสดงจำนวน ขนาด และตำแหน่งที่ต้องเสริมเหล็ก ตลอดจนระยะความหราของคอนกรีตหุ้ม

อนึ่ง แทนที่จะพิจารณาตามขั้นตอนที่ 7 และ 8 ข้างต้น อาจพิจารณาออกแบบตามขั้นตอนต่อไปนี้

ก) สมมติระยะ d' และให้หน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัด (ซึ่งจะต้องตรวจสอบภายหลัง)

ดังนั้น เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัด $A_s' = M_{u2}/\phi(d - d')\, f_s'$ ซึ่ง $= A_{s2}$

ฉะนั้น เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมรับแรงดึง $A_s = A_{s1} + A_{s2}$

ข) เลือกขนาดและจำนวนของเหล็กเสริมที่ต้องใช้ ตรวจสอบระยะของ d และ d' แล้วตรวจสอบว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังถึงจุดครากหรือไม่โดยเปรียบเทียบค่า $(\rho - \rho')$ กับค่าของ $(\rho - \rho')_{min}$ ตามสมการ

ถ้าค่า $(\rho - \rho')$ น้อยกว่า $(\rho - \rho')_{min}$ แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังไม่ถึงจุดคราก ให้หาค่าจริงของ f_s' โดยพิจารณาจาก

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = \left[\frac{c - d'}{c}(0.003)\right] E_s \quad \text{โดยที่ } c = a/\beta_1 \text{ ในเมื่อระยะ } a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f_c' b}$$

ดังนั้น เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัด $A_s' = M_{u2}/\phi(d - d')\, f_s'$

เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึงส่วนที่เหลือ $A_{s2} = A_s' f_s'/f_y$

เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมรับแรงดึง $A_s = A_{s1} + A_{s2}$

กรณีที่ไม่กำหนดขนาดรูปตัดมาให้ หรือจำกัดแต่ความลึกของคาน

ให้พิจารณาก่อนว่าความลึกของคานที่กำหนดให้เป็นไปตามหัวข้อกำหนดของพิกัดควบคุมการโก่งตัวหรือไม่ แล้วพิจารณาหาขนาดรูปตัดที่เหมาะสมจากสมการ 2.94 ซึ่งจะเห็นว่า คานรูปตัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีทั้งเหล็กเสริมรับแรงดึงและเหล็กเสริมรับแรงอัดจะสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดที่ต้องการได้เมื่อกำหนดค่าตัวแปรต่อไปนี้ คือ อัตราส่วนของ d'/d, A_s'/A_s และค่าของ $\rho-\rho'$

ตามข้อกำหนดของมาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. หากต้องการให้เหล็กเสริมรับแรงดึงและเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังถึงจุดคราก จะต้องพิจารณาให้

1. $(\rho - \rho')_{max} \leq 0.75\rho_b$

2. $(\rho - \rho')_{max} \geq 0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y}\frac{d'}{d}\frac{6120}{6120 - f_y}$

ดังนั้น หากพิจารณาเลือกใช้อัตราส่วน $\rho-\rho'$ ให้อยู่ภายในขอบเขตข้างต้นแล้ว ทั้งเหล็กเสริมรับแรงอัดและเหล็กเสริมรับแรงดึงก็จะมีกำลังถึงจุดครากที่สภาวะก่อนเกิดการวิบัติ ดังนั้นสมมติเลือกอัตราส่วน $\rho - \rho' = X$ และถ้าสมมติให้เหล็กเสริมรับแรงอัด $A_s' = 0.40A_s$ หรือนั่นคือ $\rho' = 0.40\rho$ จะเหลือค่าที่สมมติอีกหนึ่งค่าคือค่าของ d'/d ในที่นี้สมมติให้ $d' = 0.12d$

จากอัตราส่วน $\rho - \rho'$ และ A_s'/A_s ที่สมมติขึ้นจะหาได้ว่า ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัดที่ต้องใช้ $A_s' = \frac{2}{3}Xbd$

ดังนั้น จากสมการ 2.94

$M_u = \phi M_n = \phi[(A_s - A_s')f_y(d - 0.5a) + A_s'f_y(d - d')]$ หรือ

$M_u = \phi[R_u'bd^2 + A_s'f_y(d - d')]$

ในเมื่อ R_u' เป็นค่าสัมประสิทธิ์ต้านทานโมเมนต์ดัดซึ่งขึ้นกับอัตราส่วน $\rho - \rho'$ ที่เลือกใช้

แทนค่า $A_s' = \frac{2}{3}Xbd$ และ $d' = 0.12d$ ลงในสมการกำลังรับโมเมนต์ดัด จะได้

$M_u = \phi[R_u'bd^2 + \frac{2}{3}Xbd(0.88d)] = \phi[R_u' + 0.58Xf_y]bd^2$

หรือเขียนใหม่เป็น $M_u = \phi R_u'bd^2$

ในเมื่อ $R_u' = R_u' + 0.58Xf_y$ ซึ่งมีค่าโดยประมาณเท่ากับ $(1.45 - 1.65)R_u'$

ฉะนั้น จะหาความกว้างหรือความลึกของคานได้ เช่น ถ้ากำหนดความกว้างของคาน จะหาความลึกประสิทธิผลของคานที่ต้องการได้จากสมการ $d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u'b}}$

เมื่อได้ขนาดรูปตัดของคานแล้ว จะหาปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการได้ต่อไป

2.5.1.7 การออกแบบคานต่อเนื่อง

คาน คสล. ที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกันตลอด และมีช่วงคานมากกว่าสองช่วงขึ้นไป เรียกว่า คานต่อเนื่อง จัดเป็นโครงสร้างแบบอินดีเทอร์มิเนท การวิเคราะห์หาค่าโมเมนต์หรือแรงเฉือนที่กระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้วให้ใช้ทฤษฎีอิลาสติก เช่น วิธี Three-moment วิธี Slope-Deflection หรือ วิธี Moment-Distribution แต่ทั้งนี้ต้องพิจารณาจัดวางน้ำหนักบรรทุกจร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เพื่อให้ได้ค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนมากที่สุด สำหรับนำไปใช้คำนวณออกแบบหาขนาดรูปตัดของคอนกรีตและปริมาณเหล็กเสริมต่อไป การวิเคราะห์ดังกล่าวค่อนข้างยุ่งยากและเสียเวลาโดยไม่จำเป็น โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อช่วงคานยาวเกือบเท่ากัน ดังนั้น มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. จึงกำหนดสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่มากที่สุดสำหรับใช้วิเคราะห์คานต่อเนื่อง ซึ่งทำให้การวิเคราะห์คานต่อเนื่องง่ายขึ้นมาก อนึ่ง จะเห็นว่าเมื่อคานมีความลึกเท่ากันโดยตลอด ค่าโมเมนต์ลบที่ขอบของที่รองรับจะมีค่ามากกว่าค่าของโมเมนต์บวกที่กลางช่วงคาน นั่นคือ ค่าโมเมนต์ลบจะเป็นค่าสำหรับควบคุมความลึกของคานนั่นเอง

การคำนวณออกแบบคานต่อเนื่องเพื่อให้รับโมเมนต์ตัดตามที่ต้องการ ต้องพิจารณาจากค่าของโมเมนต์ดัดที่กระทำทั้งที่กลางช่วงคานและที่ขอบของที่รองรับ สำหรับที่ขอบของที่รองรับซึ่งต้องรับโมเมนต์ลบออกแบบเป็นคานรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่อาจมีหรือไม่มีเหล็กเสริมรับแรงอัดด้วย ทั้งนี้ขึ้นกับขนาดของรูปตัดคานที่ใช้ ส่วนที่กลางช่วงคานซึ่งรองรับโมเมนต์บวกอาจพิจารณาออกแบบเป็นคานรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือคานรูปตัวทีและอาจมีเหล็กเสริมรับแรงอัดด้วย

ความลึกประสิทธิผลของคานต่อเนื่องรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า:

จากการพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์ของคานต่อเนื่อง จะพบว่า ค่าสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์บวกเท่ากับ 75-80% ของค่าสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์ลบ ดังนั้น ถ้าประมาณว่าค่าสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์บวกเท่ากับร้อยละ 80 ของค่าสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์ลบ นั่นหมายความว่าที่บริเวณกลางช่วงคานต้องใช้เหล็กเสริมรับแรงดึงที่เกิดจากโมเมนต์บวกเป็นปริมาณเท่ากับ 0.8 ของเหล็กเสริมรับแรงดึงตรงขอบรองรับที่เกิดจากโมเมนต์ลบนั่นเอง

ดังนั้น หากพิจารณาดัดเหล็กเสริมที่ใช้รับโมเมนต์บวกจำนวนครึ่งหนึ่งขึ้นไปเป็นเหล็กคอม้าเพื่อให้รับโมเมนต์ลบที่ขอบรองรับ ซึ่งจะเหลือเหล็กเสริมอีกครึ่งหนึ่งที่ปล่อยเลยเข้าไปในที่รองรับซึ่งเหล็กเสริมจำนวนนี้จะทำหน้าที่รับแรงอัดที่ขอบรองรับ นั่นหมายความว่าที่บริเวณฐานรองจะใช้เหล็กเสริมรับแรงอัด $A_s' = 0.40A_s$ หรือนั่นคือ $\rho' = 0.40\rho$

จาก $M_u = \phi M_n = \phi[(A_s - A_s')f_y(d - 0.5a) + A_s'f_y(d - d')]$

หรือ $M_u = \phi[R_u'bd^2 + A_s'f_y(d - d')]$

ในเมื่อ R_u' เป็นค่าสัมประสิทธิ์ต้านทานโมเมนต์ดัดซึ่งขึ้นกับอัตราส่วน $\rho' - \rho$ ที่ใช้

หากพิจารณาออกแบบโดยเลือกใช้อัตราส่วน $\rho' - \rho = X$ และใช้ $\rho' = 0.40\rho$

จะได้ว่า ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัดที่ต้องใช้ $A_s' = \frac{2}{3}Xbd$

แทนค่า A_s' ลงในสมการกำลังรับโมเมนต์ และสมมติให้ $d' = 0.12d$ จะได้

$$M_u = \phi[R_u'bd^2 + \frac{2}{3}Xbd(0.88d)] = \phi[R_u + 0.58Xf_y]bd^2 \qquad (2.103)$$

หรือ $M_u = \phi R_u'bd^2$

ในเมื่อ $R_u' = R_u + 0.58Xf_y = (1.45 - 1.65)R_u$ โดยประมาณ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ซึ่งจะหาความลึกประสิทธิผลของคานต่อเนื่อง d = $\sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u' b}}$

2.5.1.8 การเสริมเหล็กรับโมเมนต์ดัดในคาน คสล.

ตำแหน่งของการจัดวางเหล็กเสริมในคานต้องเป็นไปตามข้อกำหนดมาตรฐาน ซึ่งได้แก่ ระยะของคอนกรีตหุ้ม ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมข้างเคียงซึ่งต้องพิจารณาถึงการควบคุมความกว้างรอยร้าวในสภาวะใช้งานด้วย สำหรับการเสริมเหล็กตามแนวยาวของส่วนโครงสร้าง อาจพิจารณาตามที่กล่าวต่อไปนี้

- คานช่วงเดียว เหล็กเสริมเอกตลอดความยาวคานเป็นเหล็กล่างเพราะรับโมเมนต์บวก ถ้าเหล็กล่างมีจำนวนเกินกว่า 2 เส้น ก็อาจพิจารณาดัดเหล็กล่างตรงปลายคานที่อยู่ห่างจากที่รองรับประมาณ ¼ ของช่วงความยาวคานขึ้นไปเป็นเหล็กคอม้าเพื่อช่วยต้านทานแรงดึงทแยงที่เกิดจากแรงเฉือน ส่วนเหล็กล่างที่เหลือ (ซึ่งไม่น้อยกว่า ⅓ ของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวก) ก็ปล่อยให้เลยเข้าไปจากขอบรองรับเป็นระยะไม่น้อยกว่า 15 ซม.

- คานยื่น เหล็กเสริมเอกตลอดความยาวคานเป็นเหล็กบนเพราะต้องรับโมเมนต์ลบ และต้องฝังในช่วงคานช่วงในถัดเข้าไปจากเสาที่รับคานยื่นนั้น หรืออาจต้องฝังลงไปในเสาเมื่อไม่มีคานช่วงใน ทั้งนี้ต้องมีระยะฝังยึดพียงพอตามข้อกำหนด เพื่อให้เหล็กเสริมมรกำลังรับแรงได้ตามที่ต้องการ

- คานต่อเนื่อง เหล็กเสริมเอกตลอดความยาวคานอาจมีทั้งเหล็กบนและเหล็กล่าง แต่ที่บริเวณกลางช่วงคานจะเป็นเหล็กล่างเพราะต้องรับโมเมนต์บวก ส่วนที่รองรับจะเป็นเหล็กบนเพราะรับโมเมนต์ลบ หากเหล็กล่างที่กลางช่วงคานมีจำนวนเกิน 2 เส้น มักนิยมดัดเหล็กล่างตรงตำแหน่งที่ค่าโมเมนต์เปลี่ยนจากบวกเป็นลบ ขึ้นไปให้เป็นเหล็กบน ซึ่งเหล็กล่างที่เหลือ (ซึ่งต้องไม่น้อยกว่า ¼ ของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวก) ก็ปล่อยให้เลยเข้าไปจากขอบรองรับเป็นระยะไม่น้อยกว่า 15 ซม. และจะต้องยื่นเหล็กเสริมที่รับโมเมนต์ลบ (ซึ่งต้องไม่น้อยกว่า ⅓ ของเหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบ) ให้เลยจุดดัดกลับไปอีกเป็นระยะไม่น้อยกว่าความลึกของคานหรือ $\frac{1}{16}$ ของระยะช่วงว่างของคาน แต่ต้องมีระยะฝังยึดอย่างเพียงพอตามข้อกำหนด

- การลดปริมาณเหล็กเสริมตามแนวยาวของคาน ในตำแหน่งที่เหล็กเสริมเกินความต้องการเพื่อรับโมเมนต์ดัด ก็อาจลดจำนวนเส้นของเหล็กเสริมนั้นหรือดัดงอทำเป็นเหล็กคอม้า แต่ทั้งนี้ต้องยื่นเหล็กเสริมนั้นให้เลยจุดที่ควรจะตัดหรือตัดเหล็กนั้นตามทฤษฎีออกไปอีกเป็นระยะไม่น้อยกว่าความลึกประสิทธิผล d หรือไม่น้อยกว่า 12 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมนั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.5.2 กำลังต้านแรงเฉือนของคาน[ref 5]

2.5.2.1 บทนำ

นอกจากคานต้องรับโมเมนต์ดัดซึ่งเกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่กระทำแล้ว คานยังต้องรับแรงเฉือน แรงบิดและแรงยึดเหนี่ยว แรงต่างๆดังกล่าวสามารถทำให้คานวิบัติได้เช่นกัน ซึ่งเป็นเหตุให้คานไม่สามารถรับโมเมนต์ดัดได้ถึงกำลังตามต้องการ การวิบัติของคาน คสล. เนื่องจากแรงเฉือน (shear failure) โดยทั่วไปมิได้เกิดจากกระทำของแรงเฉือนโดยตรง (direct shear) แต่จะเกิดจากแรงดึงทแยง (diagonal tension) ซึ่งเป็นผลจากการกระทำของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด กล่าวคือ เมื่อแรงดึงทแยงในคานคอนกรีตก็จะปรากฏรอยแตกร้อยขึ้น รอยแตกร้าวที่เกิดจากแรงดึงทแยง (diagonal tension cracks) มีความกว้างมากกว่ารอยร้าวที่เกิดจากโมเมนต์ดัด(flexural cracks) และสามารถทำให้คานวิบัติได้อย่างฉับพลันทันทีซึ่งตรงข้ามกับการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด (flexural cracks) ของคานที่เสริมเหล็กต่ำกว่าที่สภาวะสมดุล ดังนั้นในการคำนวณออกแบบคานจึงต้องพิจารณาเสริมเหล็กทางขวางให้พอเพียงเพื่อให้คานนั้นเกิดการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดก่อนที่จะเกิดการวิบัติเนื่องจาดแรงเฉือน

ในบทนี้จะกล่าว พฤติกรรมของคาน คสล. ภายใต้แรงเฉือน การวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงเฉือนของคาน คสล. การออกแบบเหล็กเสริมทางขวาง และการพิจารณาเกี่ยวกับแรงเฉือน – ความเสียดทาน ส่วนแรงดึงทแยงที่เกิดจากโมเมนต์บิดจะพิจารณารายต่อไป

2.5.2.2 พฤติกรรมของคาน คสล. ภายใต้แรงเฉือน

แรงเฉือนและแรงดึงทแยงในคาน :

จากการพิจารณาคานที่ทำด้วยวัสดุเนื้อเดียวกันและมีคุณสมบัติในการรับแรงเหมือนกันทุกทิศทาง พบว่าที่หน้าตัดใด ๆ ของคานจะมีทั้งหน่วยแรงดัดและหน่วยแรงเฉือนกระทำร่วมกันเสมอ อย่างไรก็ตาม สามารถรวมหน่วยแรงที่กระทำบนหน้าตัดนั้นให้เหลือเป็นหน่วยแรงหลักได้ ซึ่งมีค่าเท่ากับ

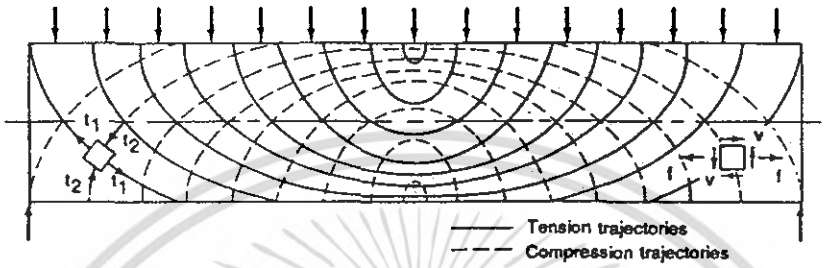
หน่วยแรงหลัก (principal stress) : $t = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2}$

โดยที่ f และ v เป็นหน่วยแรงดัดและหน่วยแรงเฉือน ตามลำดับ หน่วยแรงหลักที่ได้มีทั้งหน่วยแรงหลักที่เป็นแรงดึงและที่เป็นแรงอัด และมีทิศเอียงทำมุม α กับแนวยาวของคาน ซึ่งจะคำนวณหามุมเอียงนี้ได้จากสมการ $\tan 2\alpha = \frac{2v}{f}$

อย่างไรก็ดี หน่วยแรงเฉือน v และหน่วยแรงเฉือน f จะมีขนาดเปลี่ยนไปตามแนวยาวของคานและคลอดหน้าตัดคาน ดังนั้นขนาดของหน่วยแรงหลัก t และมุมแรงที่หน่วยแรงหลักกระทำก็จะแปลเปลี่ยนไปเช่นกันดังรูปที่ 2.48 ซึ่งแสดงวิถีหรือแนวของหน่วยแรงดึงหลักและหน่วยแรงอัดหลัก (stress trajectories) ตลอดแนวยาวของคานรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่รับน้ำหนักแผ่ เส้นประแสดงถึงแนวของแรงอัดหลัก ส่วนเส้นทึบแสดงแนวของหน่วยแรงดึงหลัก สังเกตว่า ที่แนวแกนสะเทินซึ่งไม่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

มีโมเมนต์ตัดกระทำแนวของหน่วยแรงหลักจะทำมุม 45^0 กับแนวยาวของคานในขณะที่กลางช่วงคานทุกระดับกับความลึกของคาน แนวของหน่วยแรงหลักจะเป็นแนวราบ (เนื่องจากไม่มีแรงเฉือนกระทำ) ส่วนแนวของหน่วยแรงหลักที่บริเวณปลายคานหรือที่ฐานรองรับจะเอียงทำมุมประมาณ 45^0 กับแนวยาวของคานทุกระดับความลึกของคาน (เนื่องจากค่าโมเมนต์ตัดที่ฐานรองรับเท่ากับศูนย์) และน่าสังเกตด้วยว่าส่วนที่อยู่เหนือแนวแกนสะเทินของคานหน่วยแรงอัดหลักมีค่ามากที่สุด และสำหรับส่วนที่อยู่ใต้แนวแกนสะเทิน หน่วยแรงดึงหลักมีค่ามากที่สุด



รูปที่ 2.48 แนวของหน่วยแรงหลักในคาน

หน่วยแรงดึงหลักที่ทำให้คอนกรีตแตกร้าวในแนวเอียงหรือเฉียงทแยงเรียกว่า แรงดึงทแยง (diagonal tension) และรอยร้าวต่างๆที่ปรากฏในแนวทแยงเรียกว่า รอยร้าวในแนวทแยง (diagonal tension cracks)

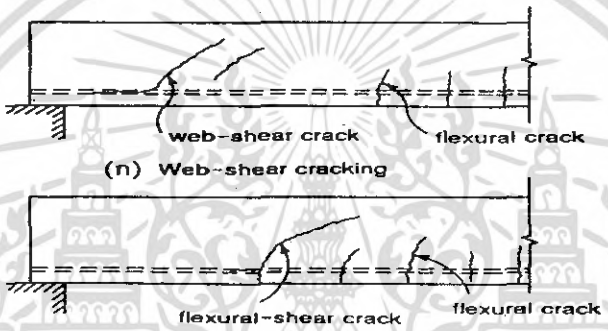
รอยร้าวในแนวทแยงของคาน คสล. ที่ไม่มีเหล็กเสริมทางขวาง :

เมื่อคานรับน้ำหนักหรือแรงกระทำน้อย ๆ ซึ่งคอนกรีตยังไม่เกิดรอยร้าว การรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตที่เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียวจะคล้ายกับคานคอนกรีตล้วน แต่เมื่อรับน้ำหนักหรือแรงกระทำมากขึ้นจนทำให้บริเวณใต้แนวแกนสะเทินของคานเกิดรอยร้าวอันเนื่องจากโมเมนต์ดัด พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคาน คสล. จะแตกต่างไปเนื่องจากเหล็กเสริมความยาวที่นำมาใช้จะเริ่มทำหน้าที่หลักคือช่วงรับแรงดึงทั้งหมดที่เกิดจากโมเมนต์ดัด โดยเหล็กเสริมที่ใช้มีส่วนช่วยต้านทานแรงเฉือนน้อยมาก ฉะนั้น คอนกรีตส่วนที่อยู่ใต้แนวแกนสะเทินจึงทำหน้าที่รับแรงเฉือนเพียงอย่างเดียว แต่อย่างไรก็ดี จะไม่ทราบการกระจายที่แท้จริงของหน่วยแรงเฉือนตลอดหน้าตัดคาน เพราะคอนกรีตมิได้เป็นวัสดุเนื้อเดียวกันและมีความยืดหยุ่น นอกจากนี้ยังมีอิทธิพลของเหล็กเสริมเข้ามาเกี่ยวข้องอีกด้วย ดังนั้น จะคำนวณหาหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยที่หน้าตัดของคาน คสล. จากสมการ $v = \frac{V}{bd}$ โดยที่ V เป็นแรงเฉือนที่กระทำ ส่วน b และ d เป็นความกว้างและความลึกประสิทธิผลของคาน ตามลำดับ ค่าของหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยนี้มิใช่ค่าที่แท้จริงแต่เป็นเพียงค่าที่แสดงความเข้มเฉลี่ยของหน่วยแรงเฉือนที่หน้าตัดเท่านั้น โดยหน่วยแรงเฉือนที่แนวแกนสะเทินจะมีค่ามากที่สุดค่าหนึ่งซึ่งมากกว่าค่าหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยอยู่จำนวนหนึ่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รอยแตกร้าวในแนวทแยงที่จะเกิดขึ้นในคาน คสล. มีอยู่สองอย่าง คือ ก) รอยร้าวจากแรงเฉือน (web-shear cracks) และ ข) รอยร้าวจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด (flexural-shear cracks) ทั้งนี้ขึ้นกับค่าของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่กระทำ กล่าวคือ

ที่บริเวณปลายคาน หรือบริเวณใกล้กับแนวแกนสะเทิน ซึ่งแรงเฉือนที่กระทำมีค่ามากแต่โมเมนต์ดัดที่กระทำมีค่าน้อย รอยร้าวในแนวทแยงจะปรากฏในตัวคาน (web) โดยค่าของแรงดึงทแยงที่บริเวณแนวแกนสะเทินมีค่าเท่ากับหน่วยแรงเฉือน ซึ่งรอยร้าวจะมีแนวเอียงเฉียงทำมุม 45° กับความยาวคาน เรียกรอยร้าวแบบนี้ว่า รอยร้าวจากแรงเฉือน (web-shear cracks) ซึ่งจะเกิดกับคานที่ตัวคานมีความหนาน้อย เช่น คานรูปตัวไอหรือตัวที ผลจากการทดลองพบว่า ในบริเวณที่แรงเฉือนมีค่ามากแต่โมเมนต์ดัดมีค่าน้อย แรงเฉือนที่ทำให้คอนกรีตแตกร้าวแบบนี้มีค่าเท่ากับ $0.93\sqrt{f_c'}bd$ กก.



รูปที่ 2.49 รอยร้าวเนื่องจากแรงดึงทแยง

ที่บริเวณถัดจากปลายคานเข้ามาแต่ไม่ถึงกลางช่วงคานซึ่งทั้งแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่กระทำมีค่ามาก ในกรณีนี้ที่ท้องคานจะปรากฏรอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัด (flexural cracks) ขึ้นก่อนเมื่อหน่วยแรงดัดที่ผิวมีค่าเกินกว่าค่าของโมเมนต์ดัดแตกร้าว รอยร้าวนี้จะมีแนวตั้งฉากกับแนวยาวของคาน ขณะเดียวกันจะปรากฏรอยร้าวที่บริเวณใกล้กับแนวแกนสะเทินด้วยอันเนื่องมาจากแรงดึงทแยงที่เกิดจากแรงเฉือน เมื่อโมเมนต์ดัดที่กระทำมีค่ามากขึ้นรอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัดก็ขยับตัวสูงขึ้นและเมื่อรอยร้าวนี้ขยับเลยจากตำแหน่งที่เสริมเหล็กรับแรงดึง ก็จะมาบรรจบกับรอยร้าวอันเนื่องมาจากแรงดึงทแยง แล้วรอยร้าวนี้จะเบนเข้าหากึ่งกลางคาน ไม่ขึ้นไปในส่วนของคอนกรีตที่รับแรงอัด ตามค่าของน้ำหนักบรรทุกหรือแรงกระทำที่เพิ่มขึ้น เรียกรอยร้าวแบบนี้ว่ารอยร้าวจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด (flexural-shear cracks) รอยร้าวแบบนี้พบมากกว่ารอยร้าวแบบแรก จากผลการทดลองพบว่าในบริเวณที่โมเมนต์ดัดมีค่ามาก (ทั้งนี้ต้องเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างพอเพียง) แรงเฉือนที่ทำให้คอนกรีตแตกร้าวในลักษณะนี้มีค่าประมาณ $0.50\sqrt{f_c'}bd$ กก. ซึ่งจะเห็นว่ามีค่าน้อยกว่าแบบแรกเกือบครึ่งหนึ่งทั้งนี้เพราะรอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัดทำให้เหลือส่วนของคอนกรีตที่จะต้านทานแรงเฉือนน้อยลง ประกอบกับการกระทำร่วมกันของโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงเฉือนทำให้แรงดึงทแยงมีค่ามากขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การวิบัติของคาน คสล. ที่ไม่มีเหล็กเสริมทางขวาง

จากการศึกษาหน่วยแรงดึงหลักที่จะทำให้คานเกิดรอยร้าวและวิบัติ จะพบว่า การวิบัติของคานขึ้นอยู่กับการกระทำของหน่วยแรงเฉือน v และหน่วยแรงดัด f สำหรับคาน คสล. อาจเขียนสมการของหน่วยแรงทั้งสองได้ดังนี้

หน่วยแรงดัด $f = F_1 \frac{M}{bd^2}$ และหน่วยแรงเฉือน $v = F_2 \frac{V}{bd}$

โดยที่ F_1 และ F_2 เป็นค่าคงที่ที่ต้องหาจากการทดสอบ

ฉะนั้น อัตราส่วน $\frac{f}{v} = \frac{F_1}{F_2}(\frac{M}{bd}) = \frac{F_1}{F_2}(\frac{a}{d})$

จะเห็นว่าการวิบัติของคาน คสล. ขึ้นกับอัตราส่วนของ $\frac{M}{Vd}$ หรือ $\frac{a}{d}$ (ที่เรียกว่า shear span/depth ratio) ในเมื่อ a เป็นระยะที่รับแรงเฉือน (shear span) ซึ่งมีค่าเท่ากับอัตราส่วน $\frac{M}{V}$ ณ หน้าตัดที่พิจารณา ระยะที่รับแรงเฉือน a สำหรับคานที่รับน้ำหนักแบบจุด จะมีค่าเท่ากับระยะจากขอบที่รองรับถึงตำแหน่งที่มีแรงแบบจุดกระทำ แต่ระยะที่รับแรงเฉือน a สำหรับคานที่รับน้ำหนักบรรทุกแบบแผ่ จะมีค่าเท่ากับระยะช่วงว่างของคาน ทั้งนี้ ระยะ d เป็นความลึกประสิทธิผลของรูปตัด

การวิบัติของคานเนื่องจากแรงดึงทแยง (diagonal tension failure) จะเกิดกับคานช่วงยาวปานกลาง (intermediate length beams) ที่รับน้ำหนักแบบจุดที่มีอัตราส่วนของ $\frac{a}{d}$ อยู่ระหว่าง 2.5 ถึง 5.5 หรือคานที่รับน้ำหนักแบบแผ่ที่มีอัตราส่วนของ $\frac{a}{d}$ อยู่ระหว่าง 11 ถึง 16 ซึ่งกำลังต้านทานต่อแรงดึงทแยงมีค่าน้อยกว่ากำลังต้านทานต่อโมเมนต์ดัด โดยจะปรากฏรอยร้าวในช่วงที่รับโมเมนต์ดัดก่อนและอาจมีผลทำให้การยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตตรงบริเวณจุดรองรับถูกทำลายไป ขณะเดียวกันก็จะปรากฏรอยร้าวเนื่องจากแรงดึงทอยงที่บริเวณแนวแกนสะเทิน รอยร้าวในแนวทแยงนี้จะขยับลามขึ้นด้านบนของคานอย่างรวดเร็วไปหาส่วนของคอนกรีตที่รับแรงอัด ทำให้คานเกิดการวิบัติได้อย่างฉับพลันไม่ทันที่รอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัดจะขยับตัวเข้าหาแนวแกนสะเทินของคาน

การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงอัด (shear-compression failure) จะเกิดกับคานช่วงสั้น (short beam) ที่รับน้ำหนักแบบจุดและมีอัตราส่วนของ $\frac{a}{d}$ อยู่ระหว่าง 1 ถึง 2.5 หรือคานที่รับน้ำหนักแบบแผ่และมีอัตราส่วนของ $\frac{a}{d}$ น้อยกว่า 5.0 การวิบัติจะเริ่มจากรอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน(flexural-shear cracks) แล้วขยับลามขึ้นด้านบนเข้าหาส่วนของคอนกรีตที่รับแรงอัด ขณะเดียวกันอาจมีรอยร้าวปรากฏตรงบริเวณใกล้จุดรองรับเป็นรอยตามแนวยาวของเหล็กเสริมเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตถูกทำลายไป คานจะเกิดการวิบัติที่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ด้านรับแรงอัดเมื่อคอนกรีตไม่สามารถต้านแรงอัดที่เกิดจากโมเมนต์ดัดต่อไปได้ การวิบัติแบบนี้อาจจะช้ากว่าการวิบัติเนื่องจากแรงดึงทแยงเล็กน้อย แต่ยังถือว่าเป็นการวิบัติอย่างฉับพลันเช่นกัน อนึ่ง คานอาจเกิดการวิบัติที่ด้านรับแรงอัด (shear-tension failure) เนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตถูกทำลายไป

2.5.2.3 กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง (Web Relnforcement)

เมื่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กต้องรับแรงเฉือนมากเกินกว่าที่หน้าตัดของคอนกรีตเองจะสามารถต้านทานได้ ก็จำเป็นต้องเสริมเหล็กทางขวางเพื่อช่วยต้านทางแรงเฉือนส่วนที่เกินนั้น นั่นคือ ถ้าให้

V_u = แรงเฉือนประลัยที่กระทำ ณ หน้าตัดวิกฤต

V_n = กำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของคาน คสล. $= V_c + V_s$

ในเมื่อ V_c = กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต ซึ่งคำนวณจากสมการ 2.107 หรือ 2.108 และ V_s = กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง

จากหลักเกณฑ์การออกแบบโดยวิธีกำลัง: $V_u \le \phi V_n = \phi(V_s + V_c)$

ในเมื่อ ϕ เป็นตัวคูณลดกำลัง ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.85

ดังนั้น จะพิจารณาเสริมเหล็กทางขวางในคาน คสล. เมื่อ $V_u > \phi V_c$

หน้าตัดวิกฤต ตำแหน่งรอยร้าวในแนวทแยงรอยแยกจะเป็นหน้าตัดวิกฤต สำหรับคำนวณหาแรงเฉือนประลัย V_u ที่กระทำมาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดให้พิจารณาหน้าตัดวิกฤตที่ระยะ d แต่ให้เสริมเหล็กเสริมแรงรับแรงเฉือนระหว่างขอบของที่รองรับกับระยะที่ห่างออกมาเป็นระยะ d ด้วย โดยเสริมเหล็กเท่ากับปริมาณของเหล็กที่เสริมที่หน้าได้ที่หน้าตัดวิกฤตนั้น ทั้งนี้เนื่องจากรอยร้าวรอยแรกอาจเกิดขึ้นในระหว่างช่วงดังกล่าวได้ อนึ่งในคานช่วงสั้น (short beam) หรือคานลึก (deep beam) หรือคานที่มีน้ำหนักบรรทุกแบบเป็นจุดซึ่งกระทำใกล้เคียงขอบของที่รองรับ ให้คำนวณหาแรงเฉือนประลัยที่กระทำโดยพิจารณาว่าหน้าตัดวิกฤตอยู่ ณ ขอบที่รองรับ

เหล็กเสริมทางขวาง เหล็กเสริมทางขวาง ที่ใช้เพื่อต้านทานแรงเฉือน อาจประกอบด้วยเหล็กเสริมอย่างใดอย่างหนึ่งหรืออาจหลายอย่างรวมกัน ดังนี้

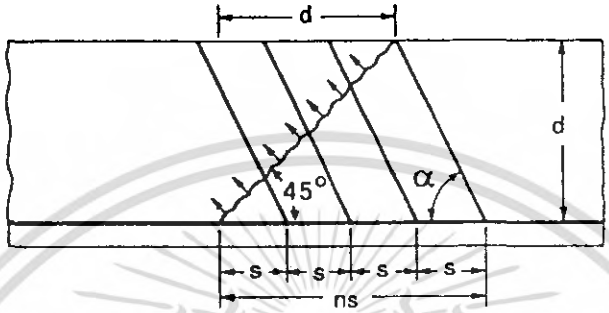
1. เหล็กลูกตั้ง (vertical stirrups) ที่วางเรียงตั้งแกกับเหล็กแสริมตามยาว
2. เหล็กลูกตั้งเอียง (inclined stirrups) ทำมุมมากกว่า 45 °กับเหล็กเสริมตามยาว
3. เหล็กดอม้า (bent up bar) ที่ดัดจากเหล็กเสริมตามยาวและทำมุมมากกว่า 30° กับเหล็กเสริมตามยาวส่วนที่เหลือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง : V_s

พิจารณาคานคอนครีตรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงตามแนวยาว เสริมเหล็กรับแรงเฉือนทำมุม α กับแนวคาน โดยมีระยะเรียงห่างกันเท่ากับ s ดังรูปที่ 2.54

ถ้าสมมติให้รอยร้าวในแนวทแยงเอียงทำมุม 45° กับแนวคาน โดยรอยร้าวนี้ตัดผ่านเหล็กเสริมแรงทางขวางเป็นจำนวน n เส้น ดังที่แสดง ดังนั้น กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง V_s จะเป็นผลรวมของแรงดึงในแนวตั้งที่ได้จากเหล็กเสริมนั้นจำนวน n เส้น



รูปที่ 2.50 การพิจารณากำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง

ถ้า A_v เป็นเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวางที่เรียงห่างกันเป็นระยะเท่ากับ s และสมมติว่าที่สภาวะวิบัติ เหล็กเสริมทางขวางถูกดึงถึงจุดคราก f_y (แต่ทั้งนี้ต้องมีค่าไม่เกิน 4200 กก./ซม.^{2} ตามมาตรฐานกำหนด)

ฉะนั้น $V_s = nA_v f_f \sin\alpha$ กก. (2.104)

แต่จากความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตในรูปที่ 2.50 จะได้

ระยะ $ns = d(\cot 45° + \cot\alpha)$ หรือ $ns = d(1+\cot\alpha)$ (2.105)

เมื่อแทนค่า n จากสมการ (2.105) ลงในสมการ (2.104) จะได้

$$V_s = \frac{A_v f_f d}{s}(\sin\alpha(1+\cot\alpha)) = \frac{A_v f_f d}{s}(\sin\alpha+\cos\alpha) \quad \text{กก.} \qquad (2.106)$$

แต่ $V_u \le \phi V_n = \phi(V_s + V_c)$

$$s = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c}(\sin\alpha+\cos\alpha) \quad \text{ซม.} \qquad (2.107)$$

ในกรณีที่เหล็กเสริมทางขวางเป็นเหล็กลูกตั้ง (นั่นคือ มุม $\alpha = 90°$)

จะได้ $V_s = \dfrac{A_v f_f d}{s}$ กก. (2.108)

และ $s = \dfrac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c}$ (2.109)

ในกรณีที่ดัดเหล็กคอม้าที่ระยะเดียวกันจากที่รองรับจะหากำลังต้านทานแรงเฉือน V_s ได้จากสมการ (2.104) นั่นคือ

$V_s = A_v f_y \sin\alpha$ แต่ต้องมีค่าไม่เกินกว่า $V_c = 0.80\sqrt{f_c'}\, b_w d$ กก.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หากดัดเหล็กคอม้าที่ตำแหน่งต่างๆ กันจากที่รองรับ ให้หากำลังต้านทานแรงเฉือน V_s จากสมการ (2.106)

มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง V_s ต้องมีค่าไม่เกินกว่า $2.1\sqrt{f_c'}\,b_w d$ กก. ทั้งนี้เพื่อป้องกันมิให้คาน คสล. มีพฤติกรรมแบบเปาะ ฉะนั้น เมื่อค่าของ $V_u - \phi V_c$ เกินกว่า $2.1\sqrt{f_c'}\,b_w d$ กก. ให้เลือกใช้รูปตัดใหม่ที่มีขนาดใหญ่กว่าเดิม f_c' หรือ พิจารณาค่าเพิ่มของ หรือ เพิ่มค่าทั้งสองอย่าง

อนึ่ง อาจพิจารณาหา กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง โดยการจำลองคาน คสล. ที่มีเหล็กเสริมทางขวาง ให้เสมือนเป็นโครงข้อหมุน (Truss Analogy)ซึ่งประกอบด้วย ก) ส่วนชองคอนกรีตที่อยู่เหนือแนวสะเทินซึ่งเป็นท่อนรับแรงอัดที่เกิดจากแรงดัด ข) ส่วนของเหล็กเสริมตามยาวที่ทำหน้าที่รับแรงดึงที่เกิดจากการดัด ค) ส่วนของเหล็กเสริมทางขวางที่ทำหน้าที่รับแรงดึงในแนวทแยงที่เกิดจากการเฉือน และ ง) ส่วนชองคอนกรีตที่อยู่ระหว่างซึ่งทำหน้าที่รับแรงอัดรอยร้าวในแนวทแยงซึ่งทำหน้าที่รับแรงดึงในแนวทแยงที่เกิดจากการเฉือน ฉะนั้น ถ้ารอยร้าวในแนวทแยงเอียงทำมุม 45 ° กับแนวคาน ที่มีเหล็กเสริมทางขวางห่างกันเป็นระยะเท่ากับ s และเอียงทำมุม α กับแนวคาน จะหากำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวางได้เช่นเดียวกับสมการ (2.104)

2.5.2.4 พิกัดเกี่ยวกับการเสริมเหล็กทางขวางในคาน คสล.

ก. ระยะเรียงของเหล็กเสริมทางขวาง

ระยะเรียงของเหล็กเสริมทางขวาง ที่ต้องการขึ้นอยู่กับผลต่างระหว่างแรงเฉือนประลัยที่กระทำกับกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตตามที่กล่าวในหัวข้อ 2.5.2.4 ทั้งนี้อาจหาระยะเรียงของเหล็กเสริมทางขวางเป็นช่วงๆ เมื่อแรงเฉือนประลัยที่กระทำมีค่าแปรเปลี่ยนตามความยาวของคาน

มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. ให้ข้อกำหนดเกี่ยวกับระยะเรียงห่างกันของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนดังนี้

เมื่อ $V_u - \phi V_c \le 1.1\sqrt{f_c'}\,b_w d$ กก.

- ให้เรียงเหล็กลูกตั้งห่างกันได้ไม่เกิน 0.5d หรือ 60 ซม.
- ให้เรียงเหล็กลูกตั้งเอียงและเหล็กคอม้าห่างกันได้ไม่เกิน $\frac{3}{8}d(1-\cot\alpha)$
- เนื่องจากถือว่าระยะช่วงกลางสามในสี่ส่วนของเหล็กคอม้ามีประสิทธิภาพในการรับแรงเฉือน

เมื่อ $V_u - \phi V_c \ge 1.1\sqrt{f_c'}\,b_w d$ กก.

- เรียงเหล็กลูกตั้งห่างกันได้ไม่เกิน 0.25d หรือ 30 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- ให้เรียงเหล็กลูกตั้งเอียงและเหล็กคอม้าห่างกันได้ไม่เกิน $\frac{3}{16}d(1-\cot\alpha)$

ทั้งนี้ จำนวนของเหล็กเสริมทางขวาง ณ หน้าตัดระหว่างขอบของที่รองรับและกับที่หน้าตัดซึ่งห่างออกมาเป็นระยะเท่ากับ d ให้ใช้เท่ากับที่ต้องการตรงหน้าตัดวิกฤตนั้น และให้ยึดปลายทั้งสองของเหล็กเสริมทางขวางเพื่อให้มีกำลังถึงจุดครากตามต้องการ

อนึ่ง บางครั้งอาจต้องการเหล็กลูกตั้งเพียงบางช่วงของคานเท่านั้น แต่ในทางปฏิบัติมักจะเรียงเหล็กลูกตั้งตลอดแนวยาวของคาน โดยให้มีระยะเรียงห่างกันไม่น้อยกว่า 10 ซม.ทั้งนี้เพื่อความสะดวกในการใช้งาน

ข. ปริมาณของเหล็กเสริมทางขวางในคาน คสล.

เหล็กเสริมทางขวางที่ใช้ในในคาน คสล. ต้องมีปริมาณพอเหมาะพอดี เพราะถ้าใช้ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางน้อยเกินไป เมื่อมีรอยราวในแนวทแยงปรากฏ เหล็กเสริมจะถูกดึงถึงจุดครากทันทีและคานจะวิบัติ แต่ถ้าใช้ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางมากเกินไป คอนกรีตจะถูกอัดแตกด้วยแรงอัดก่อนที่เหล็กเสริมทางขวาง จะรับแรงได้ถึงจุดคราก ซึ่งคานจะวิบัติอย่างฉับพลันทันที ดังนั้นจึงควรใช้ปริมาณเหล็กเสริมทางขวาง แค่พอที่จะสามารถต้านทานแรงเฉือนประลัยหลังจากที่รอยร้าวในแนวทแยงเริ่มปรากฏ โดยให้เหล็กเสริมทางขวางค่อยๆ รับแรงจนถึงกำลังที่จุดคราก ซึ่งเป็นการเพิ่มความเหนียวให้กับคาน คสล. ก่อนที่คอนกรีตจะถูกอัดแตกและวิบัติในที่สุด

มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดปริมาณเหล็กเสริมทางขวาง (A_v) ดังนี้

ปริมาณเหล็กเสริมทางขวาง อย่างน้อย $A_{v\min} \geq \frac{3.5b_w s}{f_y}$ ซม.^{2} นั่นหมายความว่าระยะห่างมากสุดของเหล็กเสริมทางขวาง (s_{max}) ต้องไม่เกินกว่า $\frac{A_v f_y}{3.5b_w}$ ซม.

ให้เหล็กเสริมทางขวางมีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดไม่เกินกว่า $\frac{2.1\sqrt{f_c'}\,b_w ds}{f_y}$ กก. ซึ่งเสมือนเป็นการกำหนดปริมาณที่มากที่สุดของเหล็กเสริมทางขวางนั้น ฉะนั้น เมื่อเสริมเหล็กทางขวางด้วยเหล็กลูกตั้ง จะต้องมีปริมาณของเหล็กลูกไม่เกิน $A_{v\min} \leq \frac{2.1\sqrt{f_c'}\,b_w s}{f_y}$ ซม.^{2}

ในเมื่อ b_w เป็นความกว้างของตัวคาน ซม. และ

S เป็นระยะเรียงห่างกันของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ซม.

อนึ่ง เมื่อแรงเฉือนประลัย V_u มีค่าเท่ากับแรงเฉือนของคอนกรีต ϕV_c ซึ่งในทางทฤษฎีหมายความว่าไม่ต้องใช้เหล็กเสริมทางขวางเพื่อต้านทานแรงเฉือนแต่อย่างใดแต่เพื่อเป็นการป้องกันมิ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

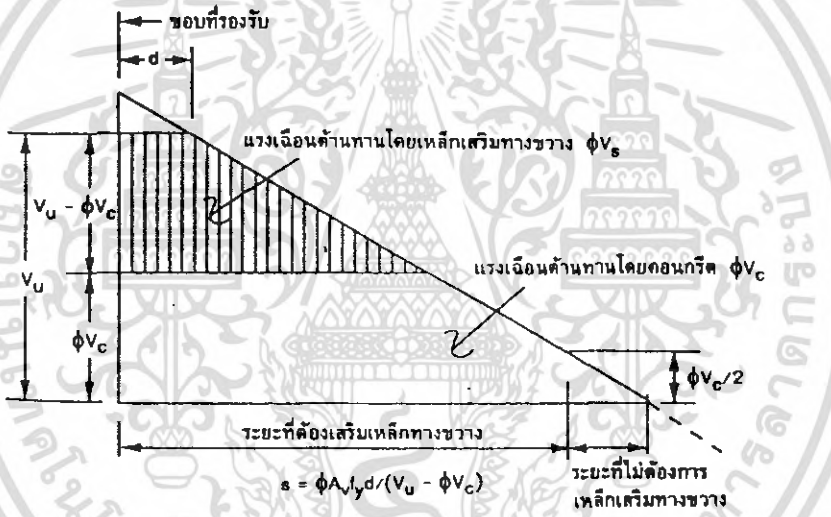
ให้คานมีพฤติกรรมแบบเปาะเนื่องจากการเฉือน มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. จึงกำหนดปริมาณเหล็กเสริมทางขวาง ในช่วงที่ $\phi V_c \geq V_u \geq \frac{\phi V_c}{2}$ ด้วย โดยใช้ปริมารเท่ากับ $A_{v\,min}$

หมายเหตุ ข้อกำหนดเกี่ยวกับปริมารของเหล็กเสริมทางขวางที่กล่าวข้างต้นไม่นำมาใช้ในกรณี ต่อไปนี้

ก. ในแผ่นพื้นและฐานราก

ข. พื้นระบบตง และ คานขนาดเล็กที่มีความลึกน้อยกว่า 25 ซม. หรือน้อยกว่า 2.5 เท่า ของความหนาของปีกคาน ทั้งนี้ต้องไม่เกินครึ่งหนึ่งของความกว้างของตัวคาน

รูป 2.51 แสดงบริเวณที่จะต้องเสริมเหล็กทางขวางเพื่อต้านทานแรงเฉือนส่วนที่เกินกว่าที่คอนกรีตสามารถรับได้ ซึ่งพิจารณาจากไดอะแกรมของแรงเฉือน นอกจากนี้ยังแดงระยะที่ต้องพิจารณาเสริมเหล็กทางขวางให้ห่างออกไปอีกจนกว่าค่าของ $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$



รูปที่ 2.51 ระยะที่ต้องมีเหล็กเสริมทางขวางเพื่อต้านทานแรงเฉือน

2.5.2.5 การคำนวณออกแบบเหล็กเสริมทางขวางในคาน คสล.

การคำนวณออกแบบเหล็กเสริมทางขวางเพื่อต้านทานแรงเฉือน พิจารณาได้จากสมการ $V_u \leq \phi V_n$ ในที่นี้ตัวคูณลดกำลัง $\phi = 0.85$

แต่ กำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุด $V_n = V_c + V_s$

ในเมื่อ V_c = กำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของคอนกรีต

V_s = กำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของเหล็กเสริมทางขวาง

ดังนั้น $V_u \leq \phi(V_c + V_s)$ หรือ $\phi V_s \geq V_u - \phi V_c$

จากหลักการข้างต้น จะนำไปคำนวณออกแบบเหล็กเสริมทางขวาง ดังต่อไปนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. จากคาน คสล. ที่กำหนด (ซึ่งทราบค่า b_w, d , f_c' ,และ f_y) ให้หาค่าแรงเฉือนที่กระทำ V_u ซึ่งเกิดจากการน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว ที่หน้าตัดวิกฤต
2. หากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต ϕV_c โดยอาจใช้ $V_c = 0.53\sqrt{f_c'}\, b_w d$ กก.
3. ถ้าค่าของ $V_u - \phi V_c$ เกินกว่า $2.1\phi\sqrt{f_c'}\, b_w d$ กก. ให้เปลี่ยน ขนาดรูปตัด คสล. ให้ใหญ่ขึ้นขณะ เดียวกันให้หาระยะที่ไม่ต้องเสริมเหล็กทางขวางเลย (เมื่อ $V_u \le \frac{\phi V_c}{2}$)
4. ถ้า $\frac{\phi V_c}{2} \le V_u \le \phi V_c$ ให้ใช้ ปริมาณเหล็กเสริมทางขวางอย่างน้อยเท่ากับ $A_{v\min} \ge \frac{3.5 b_w s}{f_y}$ ซม.^{2} โดยเรียงลูกเหล็กตั้งห่างกันได้ไม่เกินกว่า $\frac{A_v f_y}{3.5 b_w}$ หรือ 0.5 d หรือ 60 ซม.
5. ถ้า $V_u \ge \phi V_c$ แต่ $V_u - \phi V_c \le 1.1\phi\sqrt{f_c'}\, b_w d$ กก. หาระยะเรียงห่างกันของเหล็กลูกตั้งจากสมการ $s = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c}$ ซึ่งระยะเรียงห่างกันได้ไม่เกิน 0.5 d หรือ 60 ซม.

แต่ถ้า $1.1\phi\sqrt{f_c'}\, b_w d < V_u - \phi V_c \le 2.1\phi\sqrt{f_c'}\, b_w d$ กก. ให้ระยะเรียงห่างกันของเหล็กลูกตั้งห่างกันได้ไม่เกิน 0.25 d หรือ 30 ซม.

ทั้งนี้ ค่าของ $\sqrt{f_c'}$ ที่ยอมให้ใช้ไม่เกินกว่า 27 กก/ซม.^{2} และกำลังจุดคราก f_y ของเหล็กเสริมทางขวางที่ใช้ต้องไม่เกิน 4200 กก/ซม.^{2}

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.5.3 การออกแบบเสาสั้น(ref 7)

2.5.3.1 ข้อกำหนดทั่วไป

เสาเป็นองค์อาคารในแนวดิ่งรับแรงอัดตามแกนอย่างเดียวหรือร่วมกับแรงดัด เสาจะส่งถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากหลังคาและพื้นแต่ละชั้นลงสู่ฐานราก การออกแบบเสาแบบสั้นจะใช้ความแข็งแรงของหน้าตัดเป็นหลักความสามารถในการรับผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกนต้องขึ้นอยู่กับความสมดุลของแรงและความสอดคล้องของความเครียด กำลังระบุรับโมเมนต์และแรงตามแนวแกน (P_n, M_n) คูณด้วยตัวคูณลดกำลัง (ϕ) จะได้ผลลัพธ์คือกำลังที่ใช้ในการออกแบบของหน้าตัด (ϕP_n, ϕM_n) ซึ่งจะต้องไม่น้อยกว่ากำลังที่ต้องการ:

$$(\phi P_n, \phi M_n) \geq (P_u, M_u)$$

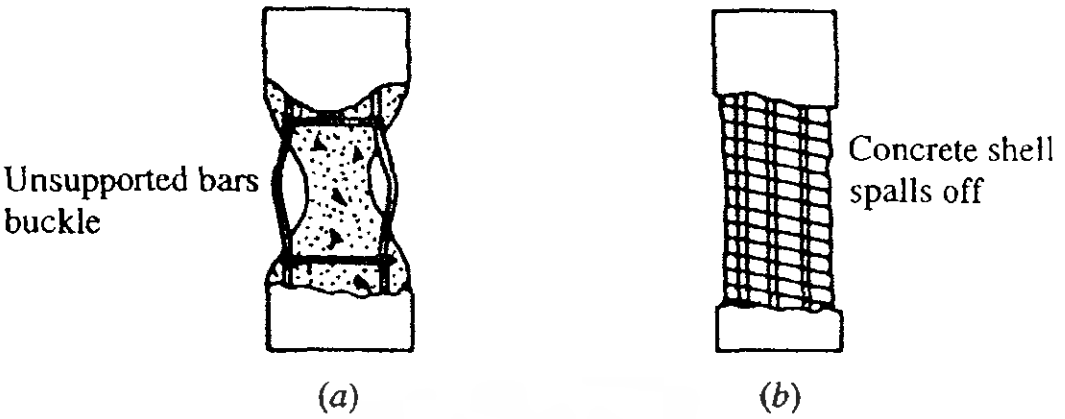
จะต้องออกแบบองค์อาคารภายใต้แรงดัดและแรงตามแนวแกนตามข้อกำหนดดังกล่าว โดยที่กำลังที่ต้องการ (P_u, M_u) ซึ่งกระทำบนโครงสร้างเป็นผลรวมของน้ำหนักบรรทุกและแรงทั้งหมด

ตัวคูณลดกำลัง ϕ ที่กำหนดให้ใช้มีอยู่สองค่า ขึ้นอยู่กับชนิดของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนที่เลือกใช้ในเสาเหล็กปลอกเดี่ยวเป็นเสมือนเหล็กลูกตั้งรับแรงเฉือนในคาน รัดรอบเหล็กเสริมหลักในเสาที่แต่ละตำแหน่งโดยมีระยะเรียงตามข้อกำหนดของกำลังรับแรงเฉือน ในระหว่างที่เหล็กปลอกเกลียวจะรัดรอบเสาเป็นเกลียวอย่างต่อเนื่องตลอดความยาวของเสา มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้ใช้ ϕ = 0.70 สำหรับเสาปลอกเดี่ยว และ ϕ = 0.75 สำหรับเสาปลอกเกลียว จะใช้ตัวคูณลดกำลังต่างเดียวกันนี้ทั้งในกำลังรับแรงตามแกนและกำลังรับแรงตัดในเสา หัวข้อที่ 2.5.3.1 อธิบายถึงสาเหตุที่ต้องใช้ตัวคูณลดกำลังที่ต่างกัน

2.5.3.2 ความแตกต่างระหว่างเสาปลอกเดี่ยวและเสาปลอกเกลียว

ผลจากห้องปฏิบัติการ แสดงว่าเสาปลอกเดี่ยวและปลอกเกลียวซึ่งมีพื้นที่หน้าตัดเท่ากันและปริมาณเหล็กเสริมเท่ากัน จะมีกำลังในการรับแรงตามแนวแกนเท่ากัน แต่ลักษณะของการวิบัติจะแตกต่างกัน (รูปที่ 2.52) เมื่อรับน้ำหนักจนถึงจุดวิบัติ คอนกรีตรอบนอกของเหล็กปลอกจะเกิดการแตกร้าวเนื่องจากแรงอัดและหลุดออกไปส่งผลให้หน้าตัดของคอนกรีตที่รับแรงลดน้อยลง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



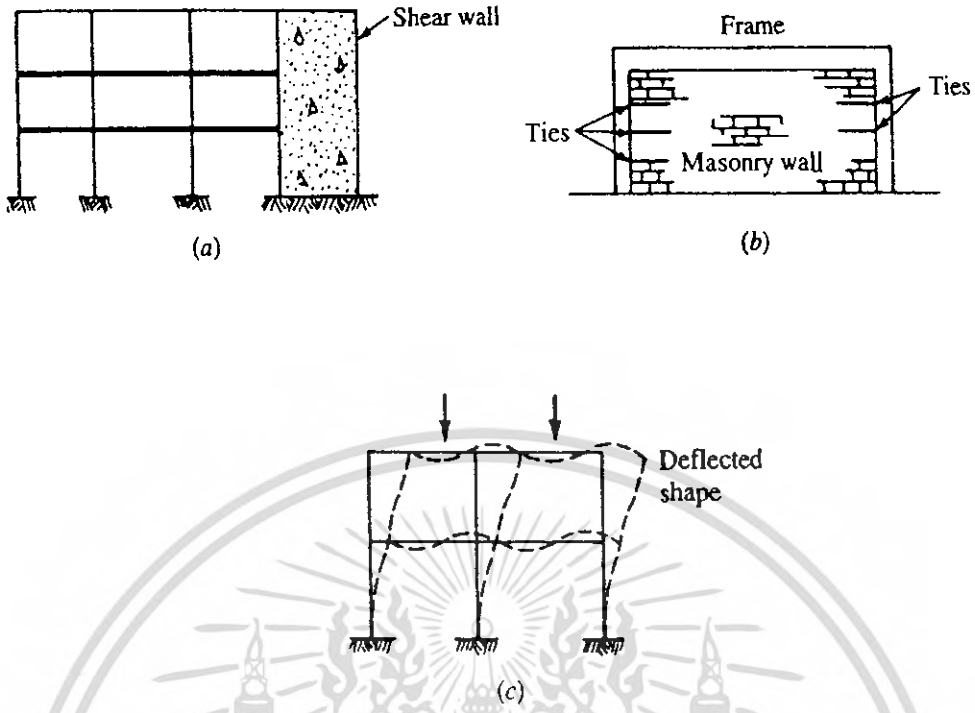
รูปที่ 2.52 เปรียบเทียบการวิบัติของเสาปลอกเดี่ยวและเสาปลอกเกลียว

เมื่อปราศจากคอนกรีตหุ้มยึดเหล็กยืนให้อยู่กับที่ เหล็กยืนในเสาปลอกเดี่ยวจะเกิดการโก่งทำให้เสาวิบัติอย่างฉับพลัน ในระหว่างที่ในเสาปลอกเกลียว ถึงแม้ว่าคอนกรีตรอบนอกเหล็กปลอกจะหลุดออกไป แต่ปลอกเกลียวซึ่งเป็นเหล็กเส้นต่อเนื่องกัน จะยึดเนื้อคอนกรีตส่วนในและเหล็กเสริมไว้กับที่ ทำให้สามารถรับแรงต่อไปได้จึงไม่เกิดการวิบัติแบบฉับพลัน เสาปลอกเกลียวจะวิบัติ ก็ต่อเมื่อน้ำหนักที่กดสามารถทำให้เนื้อคอนกรีตส่วนในเกิดแรงดันออกทุกด้าน ทำให้เหล็กปลอกถึงจุดคราก

2.5.3.3 ข้อพิจารณาถึงการยึดรั้งขององค์อาคาร

องค์อาคารซึ่งยึดติดกับโครงสร้างที่มีความแข็งแรงมากจนไม่มีการเคลื่อนตัวด้านข้าง จะถือว่าเป็นองค์อาคารที่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง เช่น พื้นของอาคารซึ่งยึดติดกับผนังรับแรงเฉือน (shear wall) ปล่องลิฟท์ หรือผนังอิฐก่อ ส่วนองค์อาคารที่อาศัยความแข็งแรงของตัวมันเองในการต้านทานการเคลื่อนที่ด้านข้าง จะถือว่าเป็นองค์อาคารที่ไม่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ดังในรูปที่ 2.53 รูป (a) และ (b) จะถือว่ามีการยึดรั้ง ในระหว่างที่รูป (c) ซึ่งเป็โครงสร้างซึ่งอาศัยความแข็งแรงของเสาและคานแต่อย่างเดียว จะถือว่าไม่มีการยึดรั้ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.53 ตัวอย่างของโครงสร้างที่มีการยึดและไม่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

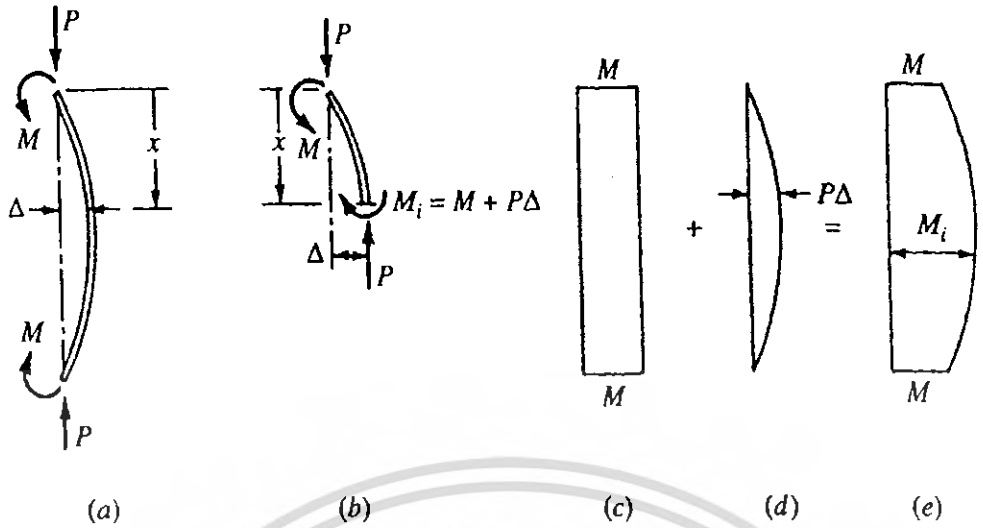
2.5.3.4 ข้อกำหนดถึงผลของความชะลูด

เสาซึ่งมีพื้นที่หน้าตัดใหญ่จนแอ่นตัวน้อยมากภายใต้โมเมนต์หลัก (primary moment) จะเรียกว่า"เสาสั้น" (short column) ความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาประเภทนี้ ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของวัสดุที่ใช้(คอนกรีตและเหล็ก)

เสาซึ่งมีพื้นที่หน้าตัดเล็ก จนเกิดการแอ่นตัวมากภายใต้โมเมนต์ จะทำให้เกิดโมเมนต์เพิ่มขึ้นอีก (secondary moment) เนื่องจากผลคูณของแรงตามแนวแกน (P) และระยะแอ่นตัว (Δ) ที่กึ่งกลางเสา เสาประเภทนี้จะเรียกว่า "เสายาวหรือเสาชะลูด" (long or slender column) ดูรูปที่ 2.54 การออกแบบเสาประเภทนี้จะต้องออกแบบให้รับได้ทั้งโมเมนต์หลักเดิมและโมเมนต์ที่เกิดเพิ่มขึ้น

มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้ค่า kl_u/r เป็นตัวระบุว่า เสาต้นใดจะจัดว่าเป็นเสาสั้นหรือเสาชะลูดตามข้อกำหนดต่อไปนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.54 โมเมนต์ที่เกิดขึ้นในเสาทั้งโมเมนต์เดิมและโมเมนต์ที่เกิดเพิ่มขึ้น

1. สำหรับองค์อาคารรับแรงอัดที่มีการยึดเพื่อด้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ไม่ต้องคิดผลของความชะลูดเมื่อ kl_u/r น้อยกว่า $34 - 12M_1 / M_2$
2. สำหรับองค์อาคารรับแรงอัดที่ไม่มีการยึดเพื่อด้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ไม่ต้องคิดผลของความชะลูด เมื่อ kl_u/r น้อยกว่า 22

โดยที่ k = ตัวคูณความยาวประสิทธิผลสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด

l_u = ความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้งขององค์อาคารรับแรงอัด

r = รัศมีไจเรชั่นของหน้าตัดองค์อาคารรับแรงอัด สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมใช้เท่ากับ 0.3 ของความลึกขององค์อาคารด้านรับแรงดัด สำหรับหน้าตัดกลมใช้เท่ากับ 0.25 ของเส้นผ่าศูนย์กลาง

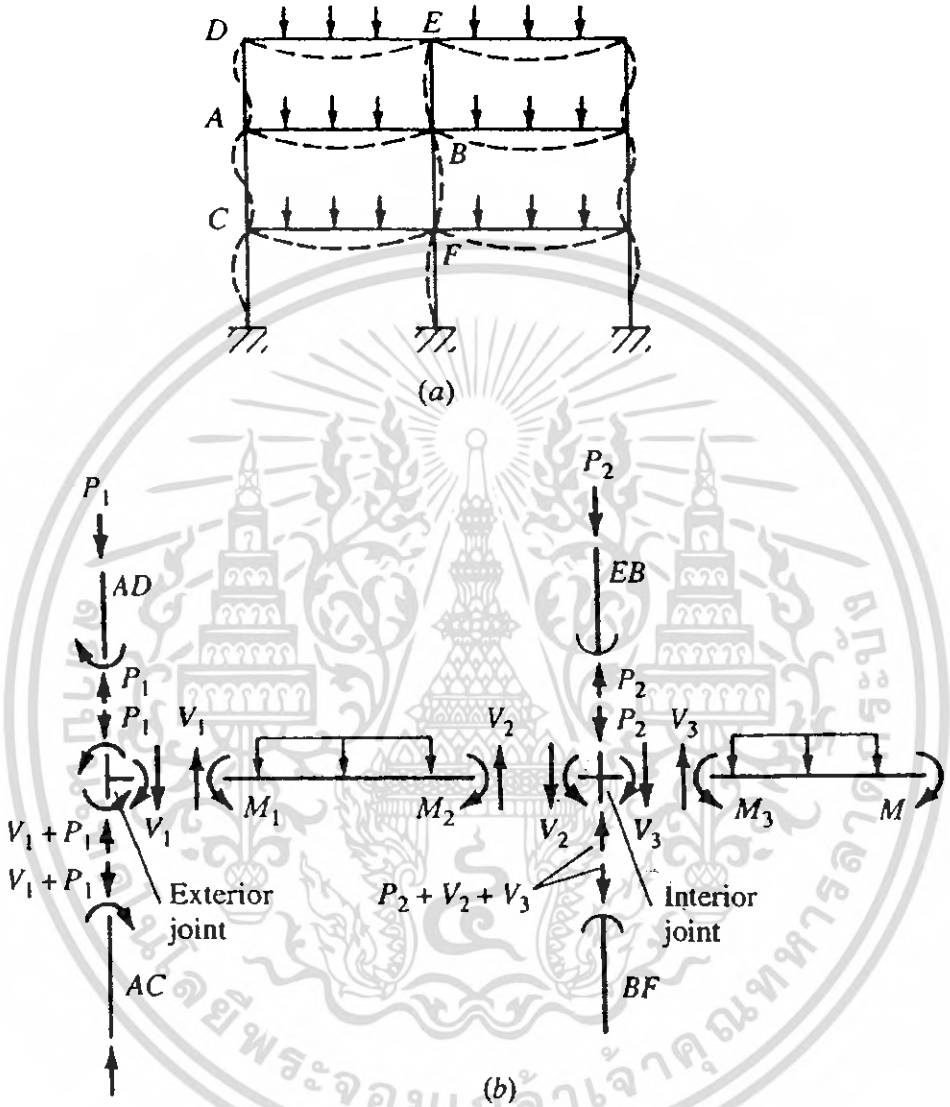
M_1 = ค่าที่น้อยกว่าของโมเมนต์ที่ต้องการที่ปลายขององค์อาคาร เนื่องจากแรงที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างไม่มาก คำนวณหาได้โดยการวิเคราะห์โครงอาคารด้วยวิธีอีลาสติก มีค่าเป็นบวกถ้าองค์อาคารงอในรูปโค้งเดียว มีค่าเป็นลบถ้างอในรูปโค้งคู่ดัดกลับ (ดูรูปที่ 2.55)

M_2 = ค่าที่มากกว่าของโมเมนต์ที่ต้องการที่ปลายขององค์อาคาร เนื่องจากแรงที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างไม่มาก คำนวณหาได้โดยการวิเคราะห์โครงอาคารด้วยวิธีอีลาสติก

ในกรณีที่โมเมนต์ที่ปลายทั้งสองขององค์อาคารมีค่าน้อยมาก ให้ใช้อัตราส่วน $M_1/M_2 = 1$ และในกรณีที่องค์อาคารงอในรูปโค้งคู่ดัดกลับ ซึ่ง M_1 และ M_2 จะมีเครื่องหมายตรงกันข้าม ค่าของ $34 - 12\ M_1/M_2$ ต้องไม่เกิน 40

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.55(a) แสดงอาคารสามชั้นสองช่วง มีน้ำหนักแผ่กระจายคงที่กระทำบนคานทุกตัว ซึ่งสามารถใช้แทนอาคารทั่วไปที่ใช้ในการออกแบบได้ รูปที่ 2.55(b) แสดง Free-body diagram ของคานแลเสาซึ่งต่อเชื่อมกันที่ด้านนอกและด้านในของอาคาร



รูปที่ 2.55 การแอ่นตัวและแรงในอาคารหลายชั้น

ที่ตำแหน่งเสาด้านใน ซึ่งเป็นจุดต่อของคานสองด้าน ถ้าคานทั้งสองมีช่วงเท่ากันและรับน้ำหนักระทำเท่ากัน โมเมนต์ที่ปลายคานทั้งสองข้างจะมีขนาดเท่ากันและมีทิศทางตรงกันข้าม ส่งผลให้โมเมนต์ที่ส่งถ่ายไปยังเสามีค่าน้อยมาก เสาในด้านในของอาคารจะมีการงอแบบโค้งเดียว

ที่ตำแหน่งเสาด้านนอก มีคานมาต่อเพียงด้านเดียว โมเมนต์จากคานจะส่งถ่ายไปยังเสาทั้งหมด ทำให้เสาด้านนอกต้องรับโมเมนต์มากกว่าเสาด้านใน การงอของเสาด้านนอกจะเป็นลักษณะของการงอแบบโค้งคู่คัดกลับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.5.3.5 กำลังรับผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน

กำลังขององค์อาคารภายใต้แรงดัด M_n และแรงตามแนวแกน P_n จะต้องเป็นไปตามข้อกำหนดสองข้อคือความสมดุลของแรงภายในและการสอดคล้องของความเครียด รูปที่ 2.66 แสดงสภาวะทั่วไปของหน่วยแรงและความเครียดในคอนกรีตและเหล็กเสริม ภายใต้ผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน จะหาแรงดึงหรือแรงอัดในเหล็กเสริมได้จากความสัมพันธ์กับความเครียด ณ ตำแหน่งของเหล็กเสริมนั้น

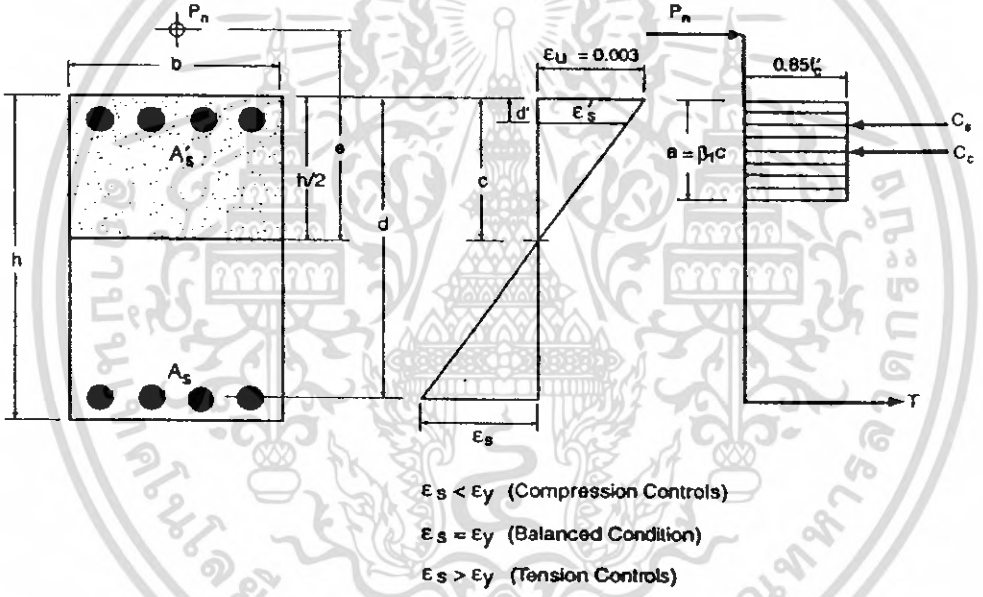
$T = A_s f_s$ เมื่อ $\varepsilon_s < \varepsilon_y$

หรือ $T = A_s f_y$ เมื่อ $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$

$C_s = A_s' f_s' = A_s' (E_s \varepsilon_s)$ เมื่อ $\varepsilon_s < \varepsilon_y$

หรือ $C_s = A_s' f_y$ เมื่อ $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$

$C_s = 0.85 f_c' b a$



รูปที่ 2.56 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงในหน้าตัดภายใต้ผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน

โดยที่ $$f_s' = 6120\frac{c-d'}{c} \leq f_y$$

$$f_s' = 6120\frac{d-c}{c} \leq f_y$$

และจะหากำลังระบุในการรับผลรวมของแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ (P_n และ M_n) ได้จากสภาวะสมดุลของหน้าตัด

จากความสมดุลของแรง จะได้

$$P_n = C_c + C_s - T \qquad (2.110)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากความสมดุลของโมเมนต์รอบศูนย์ถ่วงของหน้าตัด

$M_n = P_n e = C_c(h/2-a/2) + C_s(h/2-d') + T(d-h/2)$ (2.111)

ถ้ารู้สภาวะของความเครียด ก็จะหา P_n และ M_n ได้ทันที ยกตัวอย่างเช่นในกรณีของสภาวะความเครียดสมดุล เมื่อเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก ($\varepsilon_s = \varepsilon_y$) พร้อมกับความเครียดในผิวคอนกรีตภายใต้แรงอัดถึงจุดอัดแตก ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.003

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} = \frac{0.003}{0.003 + f_y/2040000} = \frac{6120}{6120 + f_y}$$

$$\text{ดังนั้น} \quad \varepsilon_s' = 0.003(1 - \frac{d'}{c_b}) = 0.003(1 - \frac{d'}{d}\frac{6120 + f_y}{6120}$$

แต่ต้องไม่เกิน f_y

จากความสมดุลของแรง :

$P_{nb} = 0.85f_c'ba_b + A_s'f_{sb}' - A_sf_y$ (2.112)

ถ้า $f_{sb}' = f_y$ และ $A_s = A_s'$ จะได้ $P_{nb} = 0.85\beta_1 f_c' bd\left(\frac{6120}{6120 + f_y}\right)$ (2.113)

จากความสมดุลของโมเมนต์ :

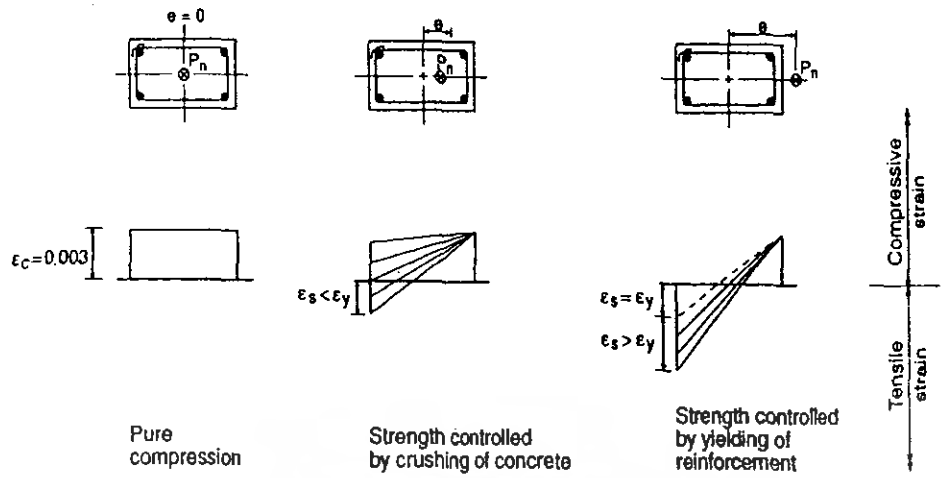
$M_{nb} = 0.85f_c'ba_b(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}) + A_s'f_{sb}'(\frac{h}{2} - d') + A_sf_y(d - \frac{h}{2})$ (2.114)

กำลังรับผลรวมของแรงตามแนวแกนและแรงดัด ที่สภาวะความเครียดสมดุล เป็นเพียงแค่กรณีหนึ่งในหลายกรณีที่อาจจะเกิดขึ้นในหน้าตัด กรณีอื่น ๆ ที่เกิดขึ้นได้ เช่น

- เมื่อทั้งหน้าตัดอยู่ภายใต้แรงอัด ทำให้ความเครียดในคอนกรีตถึงจุดอัดแตก ($\varepsilon_u = 0.003$)ก่อนที่เหล็กเสริมจะถึงจุดคราก ($\varepsilon_s < \varepsilon_y$) เป็นกรณีที่เรียกว่า "หน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงอัด (Compression Control)"
- หรือในกรณีที่หน้าตัดเกือบทั้งหมดอยู่ภายใต้แรงดึง ทำให้ความเครียดในเหล็กเสริมมีค่าเกินจุดคราก ($\varepsilon_s < \varepsilon_y$) เมื่อความเครียดในคอนกรีตถึงจุดอัดแตก เป็นกรณีที่เรียกว่า "หน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง (Tension Control)"

ภายใต้แรงอัดอย่างเดียว ความเครียดจะคงที่ทั้งหน้าตัดและมีค่าเท่ากับ −0.003 เมื่อเริ่มมีการเยื้องศูนย์หรือเมื่อแรง P_n เคลื่อนตัวออกจากจุดศูนย์กลางของหน้าตัด ทำให้เกิดแรงดัดขึ้น ความเครียดลบที่หน้าตัดด้านรับแรงดึงจะค่อย ๆ เปลี่ยนเข้าหาศูนย์และเปลี่ยนเป็นค่าบวก เพิ่มเข้าหาจุดคราก ($\varepsilon_s < \varepsilon_y$) เพื่อเข้าสู่สภาวะความเครียดสมดุล (ดูรูปที่ 2.57) ในช่วงที่ผ่านมานี้ ถือว่าหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงอัด ($\varepsilon_s = -0.003$ ถึง ε_y) เมื่อผ่านสภาวะนี้ไป ความเครียดในเหล็กเสริมจะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จนถึงจุดที่หน้าตัดอยู่ภายใต้แรงดัดอย่างเดียว ($\varepsilon_s = \alpha$) ซึ่งในช่วงนี้ จะถือว่าหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง ($\varepsilon_s > \varepsilon_y$)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

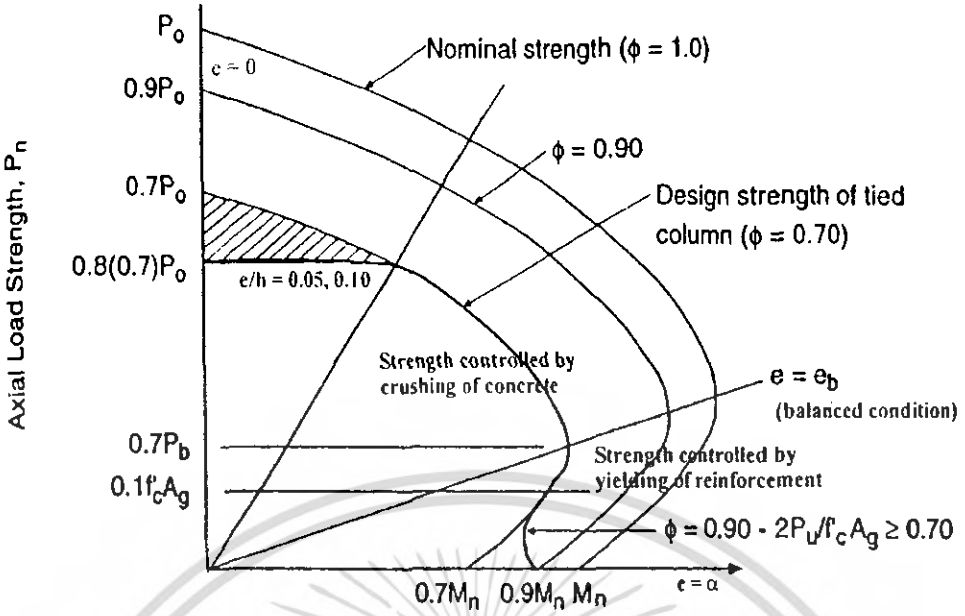


รูปที่ 2.57 การกระจายความเครียดภายใต้ขอบเขตการรับแรงรวมตามแนวแกนร่วมกับแรงดัด

จะวาดกำลังรับแรงตามแกนร่วมกับโมเมนต์ที่ทุกสภาวะได้เป็น "แผนภาพกำลังร่วม (strength interaction diagram)" ตามรูปที่ 2.58 จะเห็นได้ว่าสภาวะความเครียดสมดุลเป็นตำแหน่งที่แบ่งกลางระหว่างสภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัดและแรงดึง

แผนภาพกำลังร่วมเป็นแผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังออกแบบรับแรงตามแกน ϕP_n กับกำลังออกแบบรับโมเมนต์ ϕM_n แผนภาพนี้แสดงความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดภายใต้ระยะเยื้องศูนย์ต่างๆ ของน้ำหนักกระทำ รูปที่ 2.58 แสดงลักษณะทั่วไปของแผนภาพความสัมพันธ์ของแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ในส่วนต่าง ๆ ที่ใช้ในการออกแบบ ส่วนบนซึ่งขนานกับแกนนอนบ่งถึงกำลังรับแรงตามแนวแกนมากที่สุดที่ยอมให้ $P_{n(max)}$ เมื่อกำลังออกแบบรับแรงตามแนวแกน ϕP_n มีค่าลดลงเรื่อย ๆ จนถึงจุดที่มีค่าน้อยกว่า $0.10f'_c A_g$ หรือ ϕP_{nb} จากตำแหน่งนี้จนถึงจุดที่ ϕP_n มีค่าเป็นศูนย์ ซึ่งเป็นกรณีของหน้าตัดอยู่ภายใต้แรงดัดอย่างเดียว ค่าของตัวคูณลดกำลัง (ϕ) จะเพิ่มขึ้นอย่างเชิงเส้น จาก $\phi = 0.75$ หรือ 0.70 สำหรับแรงอัด เข้าหา $\phi = 0.90$ สำหรับแรงดัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.58 แผนภาพกำลังร่วมแสดงกำลังระบุและกำลังที่ใช้คำนวณออกแบบของเสาปลอกเดี่ยว

ในองค์อาคารซึ่งใช้เหล็กเสริมชั้นคุณภาพไม่สูงกว่า SD40 และวางเหล็กสมมาตรโดยมีระยะระหว่างเหล็กเสริมรับแรงดึงและแรงอัดไม่น้อยกว่า0.7 เท่าของความลึกทั้งหมดขององค์อาคาร ค่า $0.10f_c^{'}A_g$ จะน้อยกว่า ϕP_{nb} ในกรณีนี้ซึ่งจัดว่าเป็นกรณีทั่วไป ค่าของตัวลดคูณกำลัง (ϕ) จะเพิ่มขึ้นตามสมการข้างล่าง

$$\phi = 0.90 - \frac{0.20P_u}{0.10f_c^{'}A_g} \geq 0.70 \quad \text{สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กปลอกเดี่ยว}$$

$$\phi = 0.90 - \frac{0.15P_u}{0.10f_c^{'}A_g} \geq 0.75 \quad \text{สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กปลอกเกลียว}$$

2.5.3.6 กำลังรับแรงตามแกนสูงสุด

กำลังขององค์อาคารในการรับแรงอัดตามแกนอย่างเดียว (ไม่มีการเยื้องศูนย์) หาได้จาก

$$P_o = 0.85f_c^{'}A_g + f_yA_{st}$$

โดยที่ A_{st} เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม และA_g เป็นพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของคอนกรีต หรือถ้าหักพื้นที่ของเหล็กเสริมซึ่งแทนที่เนื้อคอนกรีตอยู่ ก็จะได้สมการ

$$P_o = 0.85f_c^{'}(A_g - A_{st}) + f_yA_{st} \qquad (2.115)$$

การที่น้ำหนักถ่ายลงในองค์อาคารโดยไม่มีการเยื้องศูนย์ จะเป็นไปได้ยากมาก ก่อน ค.ศ. 1977 มาตรฐานได้กำหนดว่า จะต้องออกแบบให้รับการเยื้องศูนย์อย่างน้อยเท่ากับ 0.05h สำหรับเสาปลอกเกลียว และ 0.10h สำหรับเสาปลอกเดี่ยว (h = ความหนาทั้งหมดของเสา) ระยะเยื้องศูนย์น้อยสุดนี้ถูกกำหนดมาเพื่อป้องกันการเยื้องศูนย์ที่เกิดขึ้นในหน้างาน แต่ไม่ได้คำนึงถึงในการออกแบบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และเพื่อลดกำลังของคอนกรีต เพราะภายใต้แรงอัดสูงและกระทำอย่างต่อเนื่อง ความแข็งแรงของคอนกรีตจะลดลง

หลังจาก ค.ศ. 1977 มาตรฐานได้เปลี่ยนเป็นจำกัดกำลังรับแรงตามแนวแกน โดยไม่มีการเยื้องศูนย์ไว้ที่ร้อยละ 85 สำหรับเสาปลอกเกลียว และร้อยละ 80 สำหรับเสาปลอกเดี่ยว

ดังนั้นสำหรับเสาปลอกเกลียว

$$P_{n(max)} = 0.85P_o = 0.85[0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_yA_{st}] \quad (2.116)$$

และสำหรับเสาปลอกเดี่ยว

$$P_{n(max)} = 0.80P_o = 0.80[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}] \quad (2.117)$$

การจำกัดกำลังดังกล่าว เป็นการประมาณกำลังเมื่อมีการหนีศูนย์ e/h = 0.05 และ 0.10 ตามที่ได้กำหนดไว้ในมาตรฐานปี ค.ศ. 1971 สำหรับเสาปลอกเกลียวและปลอกเดี่ยว ซึ่งมาตรฐานที่ได้ยกเลิกไปมีผลมากต่อเสาขนาดใหญ่ เพราะทำให้แรงดัดที่ต้องออกแบบเผื่อสำหรับการหนีศูนย์อย่างน้อยที่กำหนดไว้ มีค่ามากเกินกว่าที่จะเป็นไปได้

กำลังสูงสุดในการรับแรงตามแนวแกนขององค์อาคารได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.58 บริเวณพื้นที่เส้นลาย เป็นบริเวณที่ถูกจำกัดไม่ให้ใช้

2.5.3.7 ข้อกำหนดสำหรับเหล็กเสริมขององค์อาคารรับแรงอัด

ก. เหล็กเสริมตามยาว

เพื่อความยืดหยุ่น เพื่อลดการหดตัวและการคืบของคอนกรีต และเพื่อให้องค์อาคารสามารถรับแรงดัดได้ มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้ เนื้อที่ของเหล็กเสริมตามยาวสำหรับองค์อาคารรับแรงอัดแบบไม่เชิงประกอบ ต้องไม่น้อยกว่า 0.01 ของเนื้อที่ทั้งหมด A_g ของหน้าตัด และต้องไม่มากกว่า 0.08 แต่ในทางปฏิบัติแล้ว เป็นการยากที่จะใส่เหล็กมากกว่า $0.05A_g$ ลงในแบบแล้วเหลือเนื้อที่พอที่จะให้คอนกรีตเหลวไหลลงในแบบระหว่างเทอย่างสะดวก โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณที่คานมาต่อกับเสา ซึ่งในบริเวณนั้นนอกเหนือจากเหล็กเสริมในเสาแล้ว ยังมีเหล็กเสริมของคานวิ่งผ่านเข้ามาด้วย

เพื่อที่จะให้คอนกรีตเหลวไหลผ่านระหว่างเหล็กเสริมอย่างสะดวก ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมจะต้องไม่น้อยกว่า1.5 เท่าเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม หรือ 4 ซม.

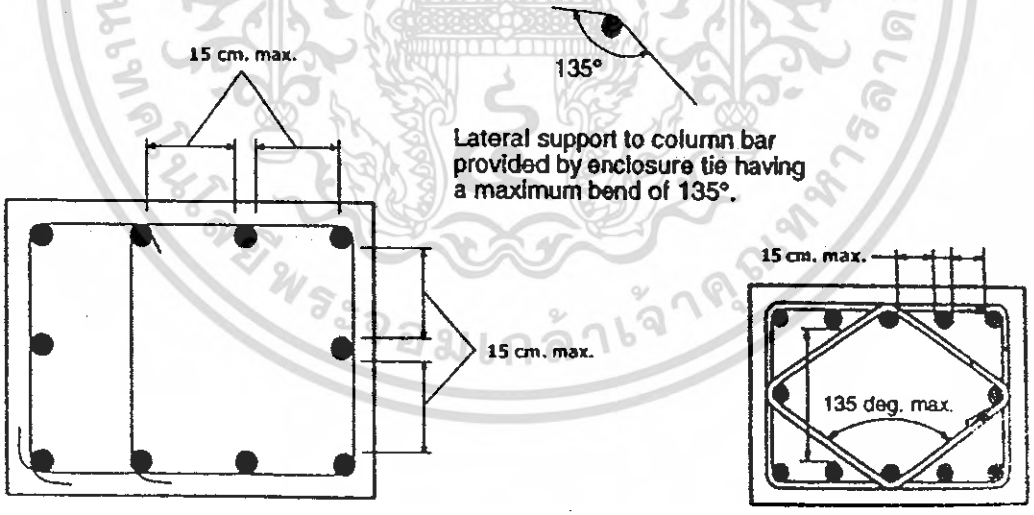
และเพื่อป้องกันความเสียหายจากอัคคีภัยและสนิม มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้ระยะหุ้มของคอนกรีตถึงผิวนอกของเหล็กปลอกจะต้องไม่น้อยกว่า 3.5 ซม. สำหรับองค์อาคารที่ไม่สัมผัสกับดินหรือไม่ถูกแดดฝน แต่ถ้าสัมผัสกับดินและถูกแดดฝนต้องใช้ระยะหุ้มต่ำสุด 5.0 ซม. สำหรับเหล็กเสริมขนาดใหญ่กว่า 16 มม. และ 4.0 ซม. สำหรับเหล็กเสริมขนาดไม่เกิน 16 มม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข. เหล็กปลอกเดี่ยว

ต้องออกแบบเหล็กปลอกรับแรงเฉือนตามวิธีในบทที่ 6 โดยมีข้อกำหนดทั่วไปของเหล็กปลอกเดี่ยวสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด ดังต่อไปนี้

- เหล็กเสริมตามยาวทุกเส้นต้องรัดไว้ด้วยเหล็กปลอกเดี่ยว โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางดังนี้
  - ขนาดอย่างน้อย 6 มม. สำหรับเหล็กเส้นตามยาวขนาด 20 มม. หรือเล็กกว่า
  - ขนาดอย่างน้อย 9 มม. สำหรับเหล็กเส้นตามยาวขนาด 25 มม. ถึง 32 มม.
  - ขนาดอย่างน้อย 12 มม. สำหรับเหล็กเส้นตามยาวขนาดใหญ่กว่า 32 มม. และสำหรับเหล็กเส้นตามยาวมัดรวมกันเป็นกำ
- ระยะห่างของเหล็กปลอกเดี่ยว ต้องไม่มากกว่าค่าต่อไปนี้
  - 16 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเส้นตามยาว
  - 48 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอกเดี่ยว
  - มิติที่เล็กที่สุดขององค์อาคารรับแรงอัด
- ต้องจัดให้มุมของเหล็กปลอกเดี่ยวยึดเหล็กเส้นตามยาวทุกมุม ขณะเดียวกันต้องจัดให้เหล็กปลอกเดี่ยว ยึดเหล็กเส้นตามยาวเส้นเว้นเส้น โดยมุมของเหล็กปลอกนั้นต้องไม่มากกว่า 135 องศา สำหรับเหล็กเส้นที่ไม่มีมุมของเหล็กปลอกเดี่ยวยึด ระยะช่องว่างของเหล็กเส้นนั้นกับเหล็กเส้นที่มีเหล็กปลอกเดี่ยวยึดมุมข้างเคียงต้องไม่เกิน 15 ซม. ถ้าเหล็กเส้นตามยาวเรียงกันเป็นวงกลม อาจใช้เหล็กปลอกเดี่ยวรัดรอบเป็นวงกลมก็ได้



รูปที่ 2.59 ข้อกำหนดการจัดเหล็กปลอกเดี่ยว

- เหล็กปลอกเดี่ยวต้องอยู่เหนือส่วนบนของฐานรากหรือพื้นของชั้นใด ๆ ไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งของระยะห่างของเหล็กปลอกเดี่ยว และต้องอยู่ใต้เหล็กเสริมตามแนวนอนล่างสุดของแผ่นพื้นหรือแป้นหัวเสาที่อยู่เหนือขึ้นไป ไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งของระยะห่างของเหล็กปลอกเดี่ยวนั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค. เหล็กปลอกเกลียว

เหล็กปลอกเกลียวสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด ต้องเป็นไปตามข้อต่อไปนี้

- อัตราส่วนของเหล็กปลอกเกลียว (ρ_s) ต้องไม่น้อยกว่า $\rho_s = 0.45(A_g/A_c-1)f_c'/f_y$

โดยที่ A_g = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

A_c = เนื้อที่แกนคอนกรีตขององค์อาคารรับแรงอัดที่รัดด้วยเหล็กปลอกเกลียว โดยวัดถึงขอบนอกของเส้นผ่าศูนย์กลางของวงเหล็กปลอกเกลียว

f_y = กำลังครากที่กำหนดของเหล็กปลอกเกลียว แต่ต้องไม่เกิน 4000 กก./ซม.^{2}

- สำหรับการก่อสร้างหล่อในที่ เหล็กปลอกเกลียว ต้องมีขนาดไม่น้อยกว่า 9 มม.
- ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กปลอกเกลียวต้องไม่มากกว่า 7.5 ซม. และไม่น้อยกว่า 2.5 ซม.

2.5.3.8 การออกแบบเสารูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ารับแรงดัดและแรงตามแกน

หัวข้อที่ผ่านมาได้แสดงวิธีหากำลังรับแรงตามแกนร่วมกับแรงดัดในสภาวะทั่วไปและที่สภาวะความเครียดสมดุล และยังได้ระบุว่าสภาวะความเครียดสมดุลเป็นสภาวะที่แบ่งแยกอีกสองสภาวะ คือ สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัดและภายใต้อิทธิพลของแรงดึง หัวข้อนี้จะนำเสนอวิธีการออกแบบเสาภายใต้สองสภาวะนั้น

ก. สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด

เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำ (P_n) มากกว่าแรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุล (P_{nb}) หรือเมื่อระยะเยื้องศูนย์ (e) น้อยกว่าระยะเยื้องศูนย์ที่สภาวะสมดุล (e_b) องค์อาคารจะวิบัติโดยการอัดแตกของคอนกรีตในระหว่างที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึงจะน้อยกว่าจุดคราก หรืออาจจะอยู่ภายใต้แรงอัดด้วยการออกแบบและวิเคราะห์ในกรณีนี้ จะใช้การลองผิดลองถูกโดยการสมมติค่าของความลึกของแกนสะเทิน (c) ร่วมกับความสอดคล้องของความเครียดและสมการสมดุล หรืออาจจะใช้การประมาณโดยวิธีของ Whitney

วิธีของ Whitney จะให้ค่าในการออกแบบที่ต่ำกว่าค่าจริงที่ได้จากการลองผิดลองถูก ยกเว้นแต่เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำมีค่าเข้าใกล้แรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุล วิธีของ Whitney จะให้ค่าที่สูงกว่าวิธีของ Whitney ถูกสร้างขึ้นมาโดยอาศัยสมมติฐานตามที่แสดงในรูปที่ 2.60 ดังต่อไปนี้

- มีการวางเหล็กเสริมแถวเดียวแบบสมมาตรรอบแกนรับแรงดัด
- เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก
- ไม่คิดพื้นที่ของคอนกรีตซึ่งถูกแทนที่โดยพื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงอัด
- ความลึกของรูปกล่องสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่าของหน่วยแรงในคอนกรีต (a) เท่ากับ 0.54d ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยที่สภาวะสมดุลขององค์อาคารรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า
- ความสัมพันธ์ของแรงตามแนวแกนและแรงดัดในสภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัดถือว่าเป็นเชิงเส้นตรง

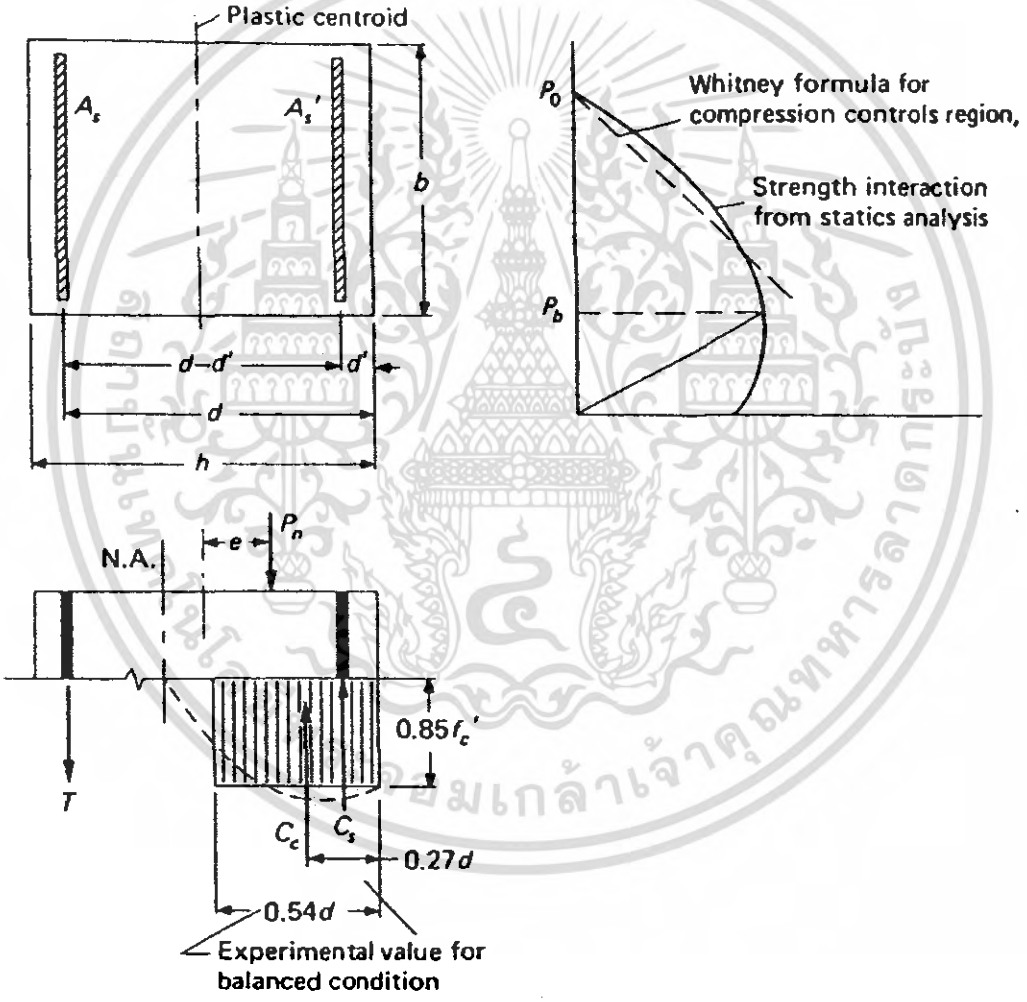
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากรูปที่ 2.60 ถ้ารวมโมเมนต์รอบแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงจะได้

$$P_n\left(e+\frac{d-d'}{2}\right)=C_c\left(d-\frac{a}{2}\right)+C_s\left(d-d'\right) \qquad (2.131)$$

โดยที่

$C_c = 0.85\ f_c'ba = 0.85\ f_c'b(0.54d) = 0.459bdf_c'$



รูปที่ 2.60 สมมติฐานของ Whitney สำหรับสภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด

$$C_c(d-a) = 0.459bdf_c'\left(d-\frac{0.54}{2}d\right) = \frac{1}{3}f_c'bd^2 \qquad (2.119)$$

$$C_s = A_s'f_y \qquad (2.120)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แทนค่า สมการ (2.132) และ (2.133) ลงใน (2.131) จะได้

$$P_n = \frac{\frac{1}{3}f_c' bd^2}{e+\frac{1}{2}(d-d')} + \frac{A_s' f_y (d-d')}{e+\frac{1}{2}(d-d')} = \frac{f_c' bh}{\frac{3he}{d^2}+\frac{3(d-d')h}{2d^2}} + \frac{A_s' f_y}{\frac{e}{d-d'}+\frac{1}{2}} \qquad (2.121)$$

เมื่อ e = 0 : $P_n = P_o = 0.85f_c'bh + f_y(A_s+A_s') = 0.85f_c'bh + 2f_yA_s'$

แทนค่าข้างบนลงในสมการ (d) จะได้

$$0.85 f_c' bh + 2 f_y A_s' = \frac{f_c' bh}{0+\frac{3(d-d')h}{2d^2}} + \frac{A_s' f_y}{0+\frac{1}{2}}$$

$$\frac{3(d-d')h}{2d^2} = \frac{1}{0.85} = 1.18 \qquad (2.122)$$

แทนค่าสมการ (2.135) ลงใน (2.134) จะได้

$$P_n = \frac{f_c' bh}{\frac{3he}{d^2}+1.18} + \frac{A_s' f_y}{\frac{e}{d-d'}+0.5} \qquad (2.123)$$

หรือถ้ารู้ P_n และ M_n จากการวิเคราะห์โครงสร้าง และถ้าเลือกหน้าตัดขององค์อาคารให้เป็นแบบเสาสั้น (ไม่ต้องคิดถึงผลของความชะลูด) จะหาปริมาณเหล็กเสริมที่ด้านหนึ่งด้านใดของแกนสมมาตรได้

$$A_s' = \left(P_n - \frac{f_c' bh}{\frac{3he}{d^2}+1.18} \right) \left(\frac{\frac{e}{d-d'}+0.5}{f_y} \right) \qquad (2.124)$$

จะต้องเสริมเหล็ก A_s' นี้ทั้งสองด้านของแกนสมมาตร ทำให้ได้ปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมด $A_{st} = 2A_s'$

ข. สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงดึง

เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำ (P_n) น้อยกว่าแรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุล (P_{nb}) หรือเมื่อระยะเยื้องศูนย์ (e) มากกว่าระยะเยื้องศูนย์ที่สภาวะสมดุล (eb) องค์อาคารจะวิบัติโดยเริ่มต้นจากที่เหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก ในระหว่างที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัดอาจจะถึงจุดครากหรือน้อยกว่าก็ได้การออกแบบและวิเคราะห์ในกรณีนี้ จะใช้สมการที่ (2.114) และ (2.115) เป็นหลัก โดยใช้ค่า f_y แทน f_sในสมการ

การวางเหล็กเสริมให้สมมาตรรอบแกนรับแรงดัด ($A_s' = A_s$) เป็นที่นิยมใช้กันทั่วไป เพื่อรับการกลับทิศทางของแรงในองค์อาคารรับแรงตามแนวแกนและแรงดัด เนื่องจากการกลับทิศทางของแรงลม และเพื่อป้องกันความผิดพลาดในการวางเหล็กกลับทางในการก่อสร้าง

ถ้าสมมติให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากด้วย และใช้ $A_s' = A_s$ จะเขียนสมการที่ (2.114) และ (2.115) ได้ใหม่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$P_n = 0.85 f_c' b a \,,\; a = \frac{P_n}{0.85 f_c' b} \qquad (2.125)$$

$$M_n = P_n e = 0.85 f_c' b a\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_y\left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s f_y\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$= 0.85 f_c' b a\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_y (d - d') \qquad (2.126)$$

แทนค่า P_n และ a จากสมการ (2.125) ลงใน (2.126)

$$P_n e = P_n\left(\frac{h}{2} - \frac{P_n}{1.7 f_c' b}\right) + A_s' f_y (d - d')$$

$$\frac{P_n^2}{1.7 f_c' b} = P_n\left(\frac{h}{2} - e\right) - A_s' f_y (d - d') = 0 \qquad (2.127)$$

หรือถ้ารู้ P_n และ M_n จากการวิเคราะห์โครงสร้าง และถ้าเลือกหน้าตัดขององค์อาคารให้เป็นแบบเสาสั้น (ไม่ต้องคิดถึงผลของความชะลูด) จะหาปริมาณเหล็กเสริมที่ด้านหนึ่งด้านใดของแกนสมมาตรได้

$$A_s' = \frac{\frac{P_n^2}{1.7 f_c'} - P_n\left(\frac{h}{2} - e\right)}{f_y (d - d')} \qquad (2.128)$$

จะต้องเสริมเหล็ก A_s' นี้ทั้งสองด้านของแกนสมมาตร ทำให้ได้ปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมด
$A_{st} = 2A_s'$

ตัวอย่างที่ 2.4 ออกแบบรับน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนซึ่งมีค่าน้อย

จงออกแบบเสาปลอกเดี่ยวรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่เท่ากับ 9 ตัน น้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ 6 ตัน โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ 12 ตัน.ม.และโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร 9 ตัน.ม. เสามีความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง 3.50 ม. และเกิดการงอตัวแบบโค้งคู่ดัดกลับ (Double curvature) สถาปนิกกำหนดให้ใช้เสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 45 ซม. และมีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ใช้ $f_c' = 350$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4000$ กก./ซม.^{2}

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f_c' - 280}{70}\right) = 0.85 - 0.05\left(\frac{350 - 280}{70}\right) = 0.80$$

1. หากำลังที่ต้องการ

$P_u = 1.4D + 1.7L = 1.4(9) + 1.7(6) = 22.80$ ตัน

$M_u = 1.4D + 1.7L = 1.4(12) + 1.7(9) = 32.10$ ตัน.ม.

2. ตรวจสอบความชะลูด

k = 1.0 สำหรับองค์อาคารที่ มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

r = 0.3(45) = 13.50 ซม.

$34 - 12(M_1/M_2) = 34 - 12(-1) = 46 > 40$ ใช้ 40

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1.0(350)}{13.50} = 25.90 < 40$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้นไม่ต้องคิดผลของความชะลูด

3. ออกแบบเหล็กเสริมในเสา

สมมติให้เหล็กเสริมหลักมีขนาด 28 มม. เหล็กปลอกขนาด 10 มม. ระยะคอนกรีตหุ้มเป็น 4 ซม. และถ้าวางเหล็กเสริมหลักแถวเดียวแบบสมมาตร จะได้ $d_{cg} = d' = 4 + 1 + (2.8/2) \approx 6.5$ ซม.

เนื่องจากหน้าตัดของเสามีขนาดใหญ่ ในระหว่างที่แรงตามแนวแกน Pu = 22.80 ตัน มีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับหน้าตัด ดังนั้นอาจจะเพิ่มค่าของตัวคูณลดกำลัง (ø) ได้

ถ้า $(h - d' - ds)/h = (45 - 6.50 - 6.50)/45 = 0.71 > 0.70$ และ

$0.10 f_c' A_g = 0.10(350)(45)(45) = 70.88$ ตัน > 22.80 ตัน

ดังนั้นจะเพิ่มค่าของตัวคูณลดกำลัง สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กปลอกเดี่ยว ได้ตามสมการ

$$\phi = 0.90 - \frac{0.20 P_u}{0.10 f_c' A_g} \geq 0.70$$

$$= 0.90 - \frac{0.20(22{,}800)}{0.10(350)(45)(45)} = 0.84$$

ดังนั้นน้ำหนักบรรทุกและโมเมนต์ที่ต้องใช้ในการออกแบบ

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{22.80}{0.84} = 27.78 \text{ ตัน}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{32.10}{0.84} = 38.41 \text{ ตัน.เมตร}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{38.41}{27.78} = 140.80 \text{ ซม.}$$

ที่สภาวะความเครียดสมดุล

$$c_b = \frac{6120 d}{6120 + f_y} = \frac{6120(45 - 6.5)}{6120 + 4000} = 23.28 \text{ ซม.}, a_b = \beta_1 c_b = 0.8(23.28) = 18.63 \text{ ซม.}$$

$P_{nb} = 0.85 f_c' a_b b = 0.85(350)(18.63)(45)/1000 = 249.36$ ตัน

เนื่องจาก $P_n < P_{nb}$ แสดงว่ากำลังรับแรงของหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง

จากสมการ

$$A_s = \frac{\frac{P_n^2}{1.7 f_c' b} - P_n\left(\frac{h}{2} - e\right)}{f_y\left(d - d'\right)} = \frac{\frac{(27280)^2}{1.7(350)(45)} - (27280)\left(\frac{45}{2} - 140.80\right)}{4000(45 - 6.50 - 6.50)}$$

$$A_s = \frac{27794.5 + 3227224}{128000} = 25.43 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ $A_s = A_s' = 25.43$ ซม.^{2} รวมเป็น 50.86 ซม.^{2}

ใช้เหล็กยืน 8-DB28 [$A_{st} = 8(6.16) = 49.28$ ซม.^{2}] วางด้านละ 4 เส้นในแถวเดียว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริม

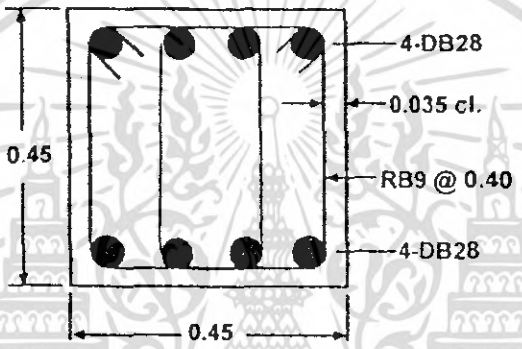
$$\rho = \frac{49.28}{45(45)} = 0.024$$ อยู่ระหว่าง 0.01 และ 0.08 ใช้ได้

5. เลือกเหล็กปลอก (ในกรณีที่แรงเฉือนมีค่าเป็นศูนย์)

เมื่อใช้เหล็กยืน DB28 เหล็กปลอกเดี่ยวต้องมีขนาดอย่างน้อย RB9 และระยะเรียงต้องไม่เกิน

- 16 เท่าของเหล็กยืน = 16(2.80) = 44.80 ซม.
- 48 เท่าของเหล็กปลอก = 48(0.90) = 43.20 ซม.
- ด้านแคบของเสา = 45 ซม.

ใช้ เหล็กปลอกเดี่ยว RB9 @ 0.40 ม.



6. ตรวจสอบกำลังของหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมหลักด้วยวิธีทดลองค่า

จากเหล็กเสริมที่เลือกได้ $d_{cg} = d' = 4 + 0.9 + (2.8/2) = 6.3$ ซม., $d = 45 - 6.3 = 38.7$ ซม.

เนื่องจากหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง เหล็กเสริมด้านรับแรงดึงจะต้องถึงจุดคราก และความลึกจริงของแกนสะเทินจะต้องน้อยกว่า c_b

สมมติ $c = 10$ ซม. ได้ $a = 0.8(10) = 8$ ซม.

$f_s' = 6120(c - d')/c = 6120(1 - 6.3/10) = 2264.4$ กก./ซม.^{2}

$P_n = 0.85f'cab + A_s'f_s' - A_sf_s = 0.85(350)(8)(45) + 24.64(2264.4) - 24.64(4000)$

$= 107{,}100 + 55{,}795 - 98{,}560 = 64{,}335$ กก. > 27,280 กก.

$$M_n = 0.85f_c'bd\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s'f_s'\left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_sf_s\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$= 107100\left(\frac{45}{2} - \frac{8}{2}\right) + 55795\left(\frac{45}{2} - 6.3\right) + 98560\left(38.7 - \frac{45}{2}\right)$$

จากสภาวะความเครียดที่สมมติ ได้ทั้งแรงตามแกนและโมเมนต์ที่ใช้คำนวณออกแบบสูงกว่าแรงตามแกนและโมเมนต์ที่ต้องการ

ดังนั้นถือว่าขนาดของเสาและเหล็กเสริมที่เลือกเพียงพอต่อการรับน้ำหนัก หรืออาจจะลองอีกครั้งโดยเลือกเหล็กเสริมใหม่ให้น้อยลง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 2.5 การออกแบบสำหรับน้ำหนักบรรทุกทั่วไป

จงออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กปลอกเดี่ยว รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่ 160 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจร 100ตัน โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร ที่ปลายด้านบนของเสารอบแกนหลัก มีค่าเท่ากับ 15 และ 10 ตัน.ม. โมเมนต์ที่ปลายด้านล่างของเสาเป็นครึ่งหนึ่งของปลายด้านบน โมเมนต์รอบแกนรองมีค่าน้อยมาก เสามีความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง 2.30 ม. แอ่นตัวรอบแกนหลักเป็นแบบโค้งคู่ดัดกลับ (double curvature) และเป็นแบบโค้งเดียวรอบแกนรอง (single curvature)ใช้ $f_c' = 350$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4000$ กก./ซม.^{2}

สถาปนิกจำกัดความกว้างของเสาไว้ที่ 35 ซม. และให้มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f_c' - 280}{70}\right) = 0.85 - 0.05\left(\frac{350 - 280}{70}\right) = 0.80$$

1. หากำลังที่ต้องการ

$P_u = 1.4(160) + 1.7(100) = 394$ ตัน

$M_u = 1.4(15) + 1.7(10) = 38$ ตัน.ม.

ในการหาขนาดเบื้องต้นของเสาเพื่อใช้ในการออกแบบ Leet, K. & Bernal, D.,"*ReinforcedConcrete Design*", 3rd Ed., McGraw Hill, 1997. แนะนำให้ใช้

$A_g = P_u/(0.5f_c') = 394(1000)/(0.5 \times 350) = 2251$ ซม.^{2}

ดังนั้นลองใช้เสาขนาด 35 x 60 ซม. ($A_g = 2100$ ซม.^{2})

2. ตรวจสอบความชะลูดของเสา

a. ความชะลูดรอบแกนรอง (35 ซม.)

$k = 1.0$ เมื่อมีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$r = 0.3(35) = 10.50$ ซม.

$kl_u/r = (1)(2.30)(100)/10.50 = 21.90$

เนื่องจากโมเมนต์รอบแกนรองมีค่าน้อยมากจะถือว่า $M_1/M_2 = 1$

$34 - 12\ M_1/M_2 = 34 - 12(1) = 22 > 21.90$

ดังนั้น ไม่ต้องคิดผลของความชะลูดรอบแกนรอง

b. ความชะลูดรอบแกนหลัก (60 ซม.)

$k = 1.0$ เมื่อมีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$r = 0.3(60) = 18$ ซม., $M_1/M_2 = -0.5$

$kl_u/r = (1)(2.30)(100)/18 = 12.80 < 34 - 12(-0.5) = 40$

ดังนั้น ไม่ต้องคิดผลของความชะลูดรอบแกนหลัก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. ออกแบบเหล็กเสริมในเสา

$P_n = P_u/\phi = 394/0.7 = 562.86$ ตัน, $M_n = M_u/\phi = 38/0.7 = 54.29$ ตัน.ม.

ระยะเยื้องศูนย์ $e = M_u/P_u = 38/384 = 0.0965$ ม.

ใช้ระยะคอนกรีตหุ้ม = 3.5 ซม. เหล็กปลอกเดี่ยวขนาด 9 มม. และสมมติว่าใช้เหล็กยืน DB25 สองชั้น จะได้ $d' = 3.5 + 0.9 + 2.5 + 4/2 = 8.9$ ซม. และ $d = 60 - 8.9 = 51.1$ ซม.

ที่สภาวะความเครียดสมดุล

$$c_b = \frac{6120d}{6120 + f_y} = \frac{6120(51.1)}{6120 + 4000} = 30.90 \text{ ซม.}$$ $a_b = \beta_1 c_b = 0.8(30.90) = 24.72$ ซม.

$P_{nb} = 0.85f'_c a_b b = 0.85(350)(24.72)(35)/1000 = 257.42$ ตัน

เนื่องจาก $P_n > P_{nb}$ แสดงว่ากำลังรับแรงของหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงอัด

ความลึกจริงของแกนสะเทินจะต้องมากกว่า c_b

หาเหล็กเสริมโดยวิธีทดลองค่า (trial and error)

วางเหล็กให้สมมาตร โดยมี $A_s = A'_s$ และสมมติระยะ $c = d = 51.1$ ซม.

ดังนั้น $a = \beta_1 c = 0.8(51.1) = 40.88$ ซม.

ตรวจสอบหน่วยแรงในเหล็กเสริม

$$f'_s = \frac{(c - d')}{c}6120 = \left(\frac{51.1 - 8.9}{51.1}\right)6120 = 5054.90 \text{ กก./ซม.}^2$$ ใช้ $f'_s = f_y$

$f_s = 0$ (เมื่อ $c = d$ แสดงว่าแกนสะเทินอยู่บนแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงพอดี)

หาโมเมนต์รอบศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึงจะได้

$$P_n\left(e + \frac{d - d''}{2}\right) - 0.85f'_c ab\left(d - \frac{a}{2}\right) - A'_s f'_s(d - d') = 0$$

$$562857(9.65 + \frac{51.1 - 8.9}{2}) - 0.85(350)(35)(40)(51.10 - \frac{40.88}{2}) - 4000A'_s(51.1 - 8.9) = 0$$

$562857(30.75) - 416500(30.66) - 4000A'_s(42.2) = 0$

$$A'_s = \frac{17307.85 - 12769.89}{4(42.2)} = 26.88 \text{ ซม.}^2$$

ตรวจสอบระยะ a จากความสมดุลของแรง จะได้

$P_n = 0.85f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s$

$562\,857 = (0.85)(350)(35)a + 26.88(4000) - 26.88(0)$

$$a = \frac{562{,}857 - 26.88(4000)}{(0.85)(350)(35)} = 43.73 \text{ ซม.}$$

ในระหว่างที่ค่าที่ลองเดิมคือ 40.88 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ลองดูอีกครั้ง ใช้ค่า c = 55 ซม. จะได้ค่า a = 0.80(55) = 44 ซม.

$$f_s' = \left(\frac{c-d'}{c}\right)6120 = \left(\frac{55.0-8.9}{55.0}\right)6120 = 5129.67 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ ใช้ } f_s' = f_y$$

$$f_s' = \left(\frac{d-c}{c}\right)6120 = \left(\frac{51.1-55.0}{55.0}\right)6120 = -433.96 \text{ กก./ซม.}^2 \text{(เหล็กเสริมAs อยู่ภายใต้แรงอัด)}$$

หาโมเมนต์รอบศูนย์ถ่วงของ As จะได้

$$P_n\left(e+\frac{d-d'}{2}\right)-C_c\left(d-\frac{a}{2}\right)-C_s'\left(d-d'\right)=0$$

$$562857(9.65+\frac{51.1-8.9}{2})-0.85(350)(35)(44)(51.10-\frac{44}{2})-4000A_s'(51.1-8.9)=0$$

$$562857(30.75)-458150(29.1)-4000A_s'(42.2)=0$$

$$A_s' = \frac{17307.85-13332.16}{4(42.2)} = 23.55 \text{ ซม.}^2$$

ตรวจสอบระยะ a จากความสมดุลของแรง จะได้

$P_n = 0.85f_c'ab + A_s'f_s' - A_sf_s$

$562,857=(0.85)(350)(35)a+23.55(4000) + 23.55(433.96)$

$$a = \frac{562,857-23.55(4433.96)}{(0.85)(350)(35)} = 44.30 \text{ ซม.}$$ ใกล้เคียงกับค่าที่สมมติมาก (44 ซม.)

$A_s = A_s' = 23.55$ ซม.^{2} เลือกเหล็กเสริมที่จะใช้:

ในแต่ละด้านใช้ 5-DB25, $A_s = 5(4.91) = 24.55$ ซม.^{2} /ด้าน

ในความกว้าง 35 ซม.ของเสา จะวางเหล็ก DB25 ได้ [35 – 2(3.5 + 0.9) – 2.5]/(2.5 + 4)

= 3 เส้น ดังนั้นวางเหล็กสองชั้น ชั้นนอกสามเส้น และชั้นในสองเส้น

ได้ $A_{st} = A_s + A_s' = 2(24.55) = 49.10$ ซม.^{2}

$$\rho = \frac{49.10}{35(60)} = 0.0023 \qquad 0.01 < \rho < 0.08 \qquad \text{ใช้ได้}$$

ได้ระยะ d = [3(3.5 + 0.9 + 2.5/2) + 2(3.5 + 0.9 + 2.5 + 4 +2.5/2)]/5 = 8.25 ซม.

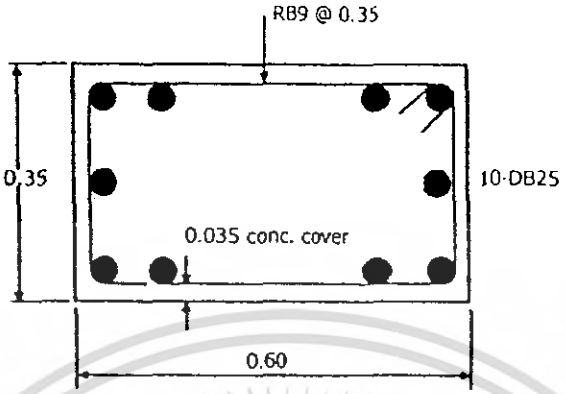
และ d = 60 – 8.25 = 51.75 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. เลือกเหล็กปลอก

เมื่อใช้เหล็กยืน DB25 เหล็กปลอกเดี่ยวต้องมีขนาดอย่างน้อย RB9 ระยะเรียงต้องไม่เกิน:

16(2.5) = 40 หรือ 48(0.9) = 43.2 หรือ 35 ซม. ดังนั้น ใช้ เหล็กปลอกเดี่ยว RB9 @ 0.35 ม.



5. ลองตรวจสอบโดยใช้สมการของ Whitney :

$$A_s' = \left(P_n - \frac{f_c' bh}{\frac{3he}{d^2} + 1.18} \right) \left(\frac{\frac{e}{d-d'} + 0.5}{f_y} \right)$$

$$= \left[562875 - \frac{(350)(35)(60)}{\frac{3(60)(9.65)}{(51.75)^2} + 1.18} \right] \left[\frac{\frac{9.65}{51.75 - 8.25} + 0.5}{4000} \right] = 29.04 \text{ ซม.}^2$$

A_{st} = 2(29.04) = 58.08 ซม.^{2} ต้องใช้ 12-DB25 [A_{st} = 12(4.91) = 58.92 ซม.^{2}]

ได้ปริมาณเหล็กเสริมมากกว่าวิธี trial and error ซึ่งก็เป็นไปตามที่คาด เพราะสมการของ Whitney จะให้ค่ากำลังที่ต่ำกว่าค่าจริง แต่เมื่อคิดถึงเวลาและขั้นตอนที่ลดลงไป ก็สามารถที่จะใช้ได้ในกรณีที่รีบเร่ง หรืออาจจะใช้เป็นค่าเริ่มต้นที่ใช้ในวิธี trial and error ตามที่แสดงในตัวอย่างที่ 2.9

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 2.6 การออกแบบเหล็กเสริมในเสาที่ถูกกำหนดขนาด

จงหาเหล็กเสริม สำหรับเสาปลอกเดี่ยวคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 25 x 50 ซม. รับ P_u = 90 ตัน และ M_u =32.5 ตัน.ม. ใช้ f_c' = 350 กก./ซม.^{2} และ f_y = 4000 กก./ซม.^{2} โดยไม่ต้องคำนึงถึงความชะลูด

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f_c' - 280}{70}\right) = 0.85 - 0.05\left(\frac{350 - 280}{70}\right) = 0.80$$

1. ออกแบบเหล็กเสริมในเสา

$P_n = P_u/\phi = 90/0.7 = 128.57$ ตัน, $M_n = M_u/\phi = 32.5/0.7 = 46.43$ ตัน.ม.

ระยะเยื้องศูนย์ $e = M_u/P_u = 32.5(100)/90 = 36.11$ ซม.

จะเห็นว่า ระยะเยื้องศูนย์มีค่าค่อนข้างมากเมื่อเปรียบเทียบกับด้านยาวของเสา ดังนั้นหน้าตัดควรจะอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง แต่จะตรวจสอบอีกครั้งโดยเปรียบเทียบกำลังที่ต้องการกับกำลังที่สภาวะความเครียดสมดุล ถ้าใช้ระยะคอนกรีตหุ้ม = 3.5 ซม. เหล็กปลอกเดี่ยวขนาด 9 มม. และสมมติว่าใช้เหล็กยืน DB32 ชั้นเดียว จะได้ $d' = 3.5 + 0.9 + 3.2/2 = 6$ ซม. และ $d = 50–6 = 44$ ซม. ที่สภาวะความเครียดสมดุล จากรูปที่ 11.5

$$c_b = \frac{6120d}{6120 + f_y} = \frac{6120(44)}{6120 + 4000} = 26.61 \text{ ซม.}\quad a_b = \beta_1 c_b = 0.8(30.90) = 21.29 \text{ ซม.}$$

$P_{nb} = 0.85 f_c' a_b b = 0.85(350)(21.29)(50)/1000 = 316.69$ ตัน

จากสมการที่ (11-9a)

$$A_s' = \frac{\frac{P_n^2}{1.7 f_c' b} - P_n\left(\frac{h}{2} - e\right)}{f_y(d - d')} = \frac{\frac{(128570)^2}{1.7(350)(50)} - (128570)\left(\frac{50}{2} - 36.11\right)}{4000(44 - 6)}$$

$$A_s' = \frac{555638.5 + 1428412.7}{152000} = 13.05 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ $A_s = A_s' = 13.05$ ซม.^{2} รวมเป็น 26.10 ซม.^{2}

ใช้เหล็กยืน 4-DB32 [$A_{st} = 32.16$ ซม.$^2 = 0.013A_g$] วางด้านละ 2 เส้นในแถวเดียว

2. ตรวจสอบกำลังของหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมหลักด้วยวิธีทดลองค่า

เนื่องจากหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง เหล็กเสริมด้านรับแรงดึงจะต้องถึงจุดคราก และความลึกจริงของแกนสะเทินจะต้องน้อยกว่า c_b

สมมติ c = 15 ซม. ได้ $a = 0.8(15) = 12$ ซม.

$f_s' = 6120(c - d')/c = 6120(1 - 6/15) = 3672$ กก./ซม.^{2}

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$P_n = 0.85f_c'ab + A_s'f_s' - A_sf_s = 0.85(350)(12)(50) + 16.08(3672) - 16.08(4000)$

$= 178,500 + 59,045.76 - 64,320 = 173,226$ กก. > 128,570 กก.

$$M_n = 0.85f_c'bd\left(\frac{h}{2}-\frac{a}{2}\right)+A_s'f_s'\left(\frac{h}{2}-d'\right)+A_sf_s\left(d-\frac{h}{2}\right)$$

$$=107100\left(\frac{50}{2}-\frac{12}{2}\right)+59045.76\left(\frac{50}{2}-6\right)+64320\left(44-\frac{50}{2}\right)$$

$= (3,391,500 + 1,121,869 + 1,222,080)/100 = 57,354$ กก.ม. > 46,430 กก.ม.

ได้กำลังระบุรับแรงตามแกนสูงกว่ากำลังที่ต้องการประมาณร้อยละ 35 และกำลังระบุรับโมเมนต์สูงกว่ากำลังที่ต้องการประมาณร้อยละ 24 และเนื่องจากสมมติฐานเชิงเส้นของ Whitney มักจะให้ปริมาณเหล็กเสริมสูงกว่าที่ต้องการจะลองเปลี่ยนไปใช้ DB28 แทน DB32 แต่ก็จะทำให้ได้ $A_{st} = 24.64$ ซม.$^2 = 0.0098A_g$ ซึ่งน้อยกว่าปริมาณน้อยสุดที่ยอมให้ แต่ถ้าถือว่าใกล้เคียงมากและยอมรับได้ จะตรวจสอบกำลังของหน้าตัดใหม่

$d' = 3.5 + 0.9 + 2.8/2 = 5.8$ ซม. และ $d = 50 - 5.8 = 44.2$ ซม.

สมมติ $c = 15$ ซม. ได้ $a = 0.8(15) = 12$ ซม.

$f_s' = 6,120(c - d')/c = 6,120(1 - 5.8/15) = 3,753.6$ กก./ซม.^{2}

$P_n = 0.85f_c'ab + A_s'f_s' - A_sf_s = 0.85(350)(12)(50) + 12.32(3,753.6) - 12.32(4,000)$

$= 178,500 + 46,244.35 - 49,280 = 175,464$ กก. > 128,570 กก.

$$M_n = 0.85f_c'bd\left(\frac{h}{2}-\frac{a}{2}\right)+A_s'f_s'\left(\frac{h}{2}-d'\right)+A_sf_s\left(d-\frac{h}{2}\right)$$

$$=107,100\times\left(\frac{50}{2}-\frac{12}{2}\right)+46,244.35\times\left(\frac{50}{2}-5.8\right)+49,280\times\left(44.2-\frac{50}{2}\right)$$

$= (3,391,500 + 887,892 + 946,176)/100 = 52,256$ กก.ม. > 46,430 กก.ม.

ได้ทั้งแรงตามแกนและโมเมนต์ที่ใช้คำนวณออกแบบสูงกว่าแรงตามแกนและโมเมนต์ที่ต้องการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.6 ข้อพิจารณารูปแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว[ref 6]

2.6.1 บทนำ

การกำหนดรูปแบบทางสถาปัตยกรรมของอาคาร เป็นส่วนสำคัญอันดับแรกในการออกแบบ ทั้งนี้ทั้งนั้นเนื่องจากรูปแบบของอาคารมีส่วนช่วยให้การต้านทานแผ่นดินไหวให้มีประสิทธิภาพดียิ่งขึ้น หลังจากการวางรูปแบบอาคารลงตัวแล้ว การเลือกระบบของโครงสร้างจะเป็นสิ่งสำคัญที่ตามมา ซึ่งวิศวกรจะต้องทำงานร่วมกันสถาปนิกอย่างใกล้ชิดเพื่อออกแบบอาคารและระบบโครงสร้างมีความสอดคล้องกลมกลืนกันนั่นคือ มิให้รูปแบบส่วนใดของสถาปัตยกรรมเป็นจุดที่อาจเกิดการวิบัติเนื่องจากแผ่นดินไหว และมิให้องค์อาคารโครงสร้างชิ้นใดกีดขวางการใช้งานของอาคารหรือยื่นล้ำไม่สวยงามได้ ดังนั้นโครงสร้างที่มีผลต่อการตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวสามารถแบ่งได้เป็น 4 ประเภท คือ

1. รูปทรงของอาคาร (Building Configuration) ซึ่งหมายถึง ขนาด สัดส่วนและรูปทรงของอาคารใน 3 มิติ รวมถึง ตำแหน่ง รูปร่าง และขนาดขององค์อาคารหลักของโครงสร้างด้วย
2. ระบบโครงสร้างหลัก (Structural Systems) ต้านทานแรงในแนวดิ่งและแรงทางด้านข้าง
3. การออกแบบรายละเอียดของข้อต่อและองค์อาคารหลักให้มีความเหนียว
4. องค์อาคารที่ไม่รับแรง (Nonstructural component) เช่น กำแพง การออกแบบที่ไม่ดีเพียงพออาจทำให้เกิดการเสียหายได้มาก

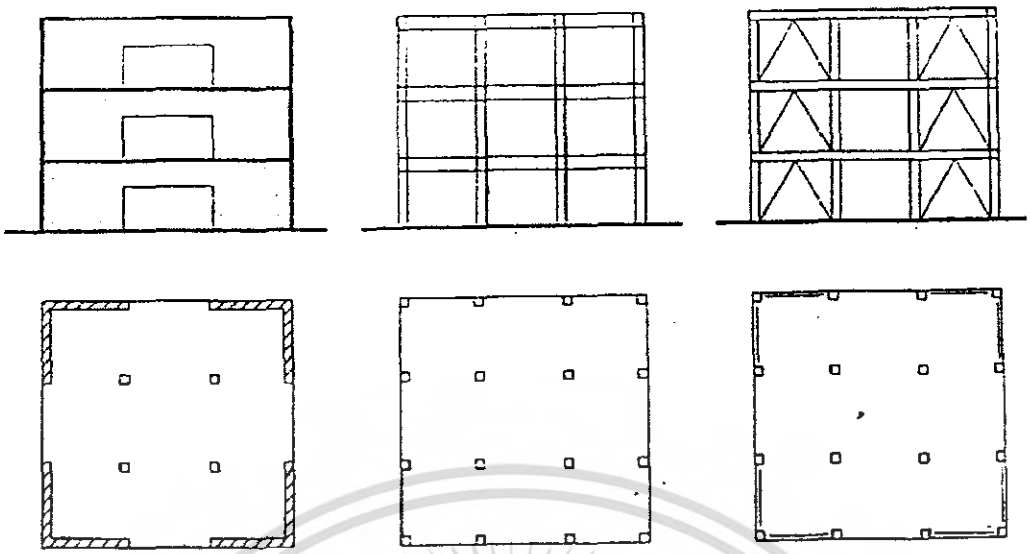
2.6.2 ลักษณะรูปทรงของอาคาร (Building configuration)

2.6.2.1 อาคารรูปทรงสม่ำเสมอ (Regular Building)

ลักษณะอาคารที่มีประสิทธิภาพในการต้านทานแผ่นดินไหวที่ดี มีดังนี้

- อัตราส่วนระหว่างความสูงต่อความกว้างฐานอาคารมีค่าต่ำ เพื่อเพิ่มความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำเนื่องจากโมเมนต์ (Overturning moment)
- ขนาดเสาและความสูงของระดับชั้นในแต่ละชั้นควรมีค่าเท่ากัน เพื่อให้เสาในแต่ละชั้นมีค่าสติฟเนสที่ใกล้เคียงกัน เป็นการป้องกันการวิบัติแบบชั้นอ่อน (Soft story failure) ที่ชั้นใดชั้นหนึ่ง
- จัดวางแบบให้องค์อาคารมีความแข็งแรงในการต้านทานแรงทางด้านข้างเท่ากันทั้งสองทิศทางที่ตั้งฉากกัน (X-Y axis)
- จัดวางแบบให้องค์อาคารมีกำลังต้านทานต่อการบิดตัวให้มากที่สุด โดยการจัดให้มีกำแพงที่มุมหรือขอบของอาคาร
- หลีกเลี่ยงการวางช่วงคานที่ยาว เพื่อลดหน่วยแรงในองค์อาคารของคานและเสา
- หลีกเลี่ยงการออกแบบคานยื่น เพื่อลดหน่วยแรงที่บริเวณรอยต่อคาน-เสาซึ่งอาจสูงเกินไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ก. โครงข้อแข็งที่มีผนังรับแรงเฉือน | ข. โครงข้อแข็งต้านทานโมเมนต์ | ค. โครงข้อแข็งที่มีค้ำยันด้านข้าง

รูปที่ 2.64 รูปแบบอาคารที่ดีในการต้านทานแผ่นดินไหว

อาคารที่มีรูปแบบตามข้อกำหนดข้างต้น ดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 2.64 เรียกว่าอาคารรูปทรงสม่ำเสมอ (Regular Building) ซึ่งสามารถใช้ออกแบบโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าได้ เนื่องจากในกรณีของอาคารรูปทรงสม่ำเสมอ ใช้สมมติฐานว่า ก) การกระจายแรงกระทำทางด้านข้างแปรเปลี่ยนเป็นเส้นตรงจากฐานไปสู่ยอดอาคาร และ ข) ค่าความเหนียวของโครงสร้างกระจายเท่ากันสม่ำเสมอตลอด

ทุกองค์อาคาร การคำนวณแรงในช่วงอินอิลาสติกจึงใช้การลดกำลัง R_w (UBC-1994) หรือค่า R (UBC-1997)ได้ หลักการนี้ใช้ได้กับอาคารรูปทรงสม่ำเสมอเท่านั้น หากเป็นอาคารรูปทรงสม่ำเสมอเท่านั้น หากเป็นอาคารรูปทรงไม่สม่ำเสมอจะใช้วิธีสถิตเทียบเท่าไม่ได้ เนื่องจากสมมติฐาน

ข้างต้นจะไม่เป็นจริง อย่างไรก็ตาม ข้อกำหนดของ UBC-1997 ยอมให้ใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่ากับอาคารรูปทรงไม่สม่ำเสมอได้ในบางกรณี และยังจำกัดการออกแบบอาคารรูปทรงสม่ำเสมอไว้ในบาง

กรณี โดยกำหนดให้ใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าได้กับโครงสร้างอาคารที่มีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

ก) โครงสร้างทั้งหมด ที่อยู่ในเขต Seismic Zone 1 และโครงสร้างรูปทรงสม่ำเสมอทั่วไปที่อยู่ในเขต Zone 2 ส่วนอาคารที่อยู่ในเขต Zone 3 และ 4 จะต้องจำกัดความสูง ซึ่งแตกต่างกันไปตามประเภทของโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข) โครงสร้างรูปทรงสม่ำเสมอที่มีผังอาคารสมมาตร และมีความสูงน้อยกว่า 73 เมตร

ค) โครงสร้างอาคารรูปทรงไม่สม่ำเสมอเช่น ผังอาคารมีรูปร่างไม่สมมาตร โครงสร้างอาคารที่มีมวลหรือสติฟเนสที่แปรเปลี่ยนในระหว่างชั้น เป็นต้น ซึ่งมีความสูงน้อยกว่า 5 ชั้น หรือ 20 เมตร

ง) โครงสร้างซึ่งมีส่วนบนมีลักษณะยืดหยุ่นเช่น หอสูง เป็นต้น ซึ่งตั้งอยู่บนฐานที่แข็งแรงมั่นคง สำหรับโครงสร้างอาคารที่มีคุณสมบัตินอกเหนือจากข้อกำหนดนี้ให้ใช้การคำนวณออกแบบโดยวิธีพลศาสตร์ (dynamic method)

2.6.2.2 อาคารรูปทรงไม่สม่ำเสมอ (Irregular Building)

มาตราฐาน UBC 1997 กำหนดให้การคำนวณแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าสามารถใช้ได้กับอาคารที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอที่มีความสูงไม่เกิน 20 เมตร ในขณะที่กฎกระทรวงฉบับที่ 49(2540) กำหนดให้อาคารที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอทุกแบบต้องใช้การคำนวณทางด้านพลศาสตร์ (Dynamic analysis) รูปทรงอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอภายใต้แรงแผ่นดินไหวจะเกิดหน่วยแรงสูงมากในบางตำแหน่งดังนั้น จึงต้องใช้การคำนวณทางด้านพลศาสตร์อย่างเหมาะสม และต้องออกแบบรายละเอียดองค์อาคารและข้อต่อเป็นพิเศษ

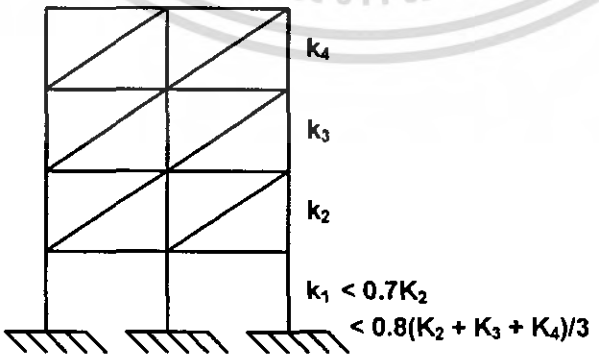
รูปทรงอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอสามารถแบ่งได้เป็น 2 แบบ คือ อาคารที่มีรูปทรงโครงสร้างไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง แสดงในรูปที่ 2 และ อาคารที่มีรูปทรงโครงสร้างไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบ แสดงในรูปที่ 3 ดังนี้

ก) อาคารที่มีรูปทรงโครงสร้างไม่สม่ำเสมอในแนวดิ่ง (Vertical Structure Irregularities)

UBC-1997 กำหนดรูปแบบความไม่สม่ำเสมอเป็น 5 แบบ ดังนี้

แบบที่ 1 สติฟเนสไม่สม่ำเสมอหรือพฤติกรรมชั้นอ่อน (Stiffness Irregularity-Soft story)

โครงสร้างที่มีพฤติกรรมชั้นอ่อนขึ้นในชั้นใดชั้นหนึ่ง เกิดจากเสาชั้นล่างมีความสูงมากกว่าชั้นถัดขึ้นไป ทำให้ค่าสติฟเนสของเสาชั้นนั้นน้อยกว่า 70 % ของเสาในชั้นที่อยู่เหนือกว่าถัดขึ้นไป หรือน้อยกว่า 80 % ของค่าสติฟเนสเฉลี่ยของเสาจำนวน 3 ชั้นที่อยู่เหนือกว่าถัดขึ้นไป

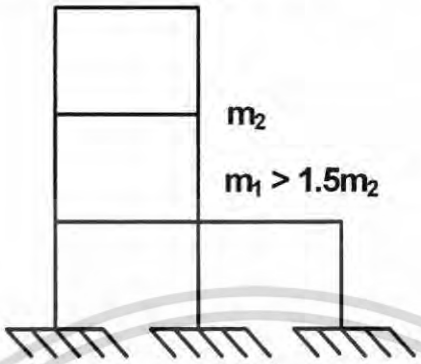


ก. ชั้นที่มีสติฟเนสอ่อนเป็นพิเศษ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แบบที่ 2 มวลไม่สม่ำเสมอ (Mass Irregularity)

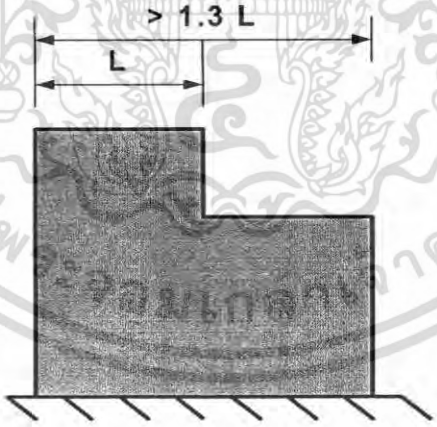
โครงสร้างที่มีขนาดความหนาหรือมวลของพื้นอาคารไม่สม่ำเสมอคือ มีมวลมากกว่า 150 % ของมวลของชั้นที่อยู่เหนือกว่าถัดไปหรือชั้นที่อยู่ต่ำกว่าลงมา



ข. ความไม่สม่ำเสมอของน้ำหนัก

แบบที่ 3 รูปทรงเรขาคณิตในแนวดิ่งไม่สม่ำเสมอ (Vertical geometric Irregularity)

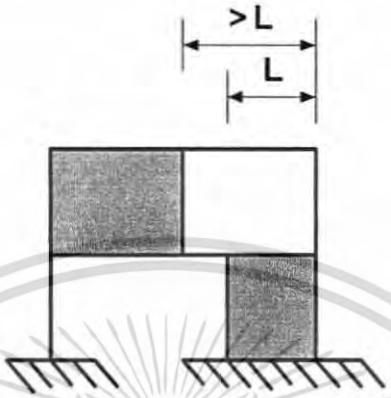
โครงสร้างที่มีขนาดในแนวราบของระบบโครงสร้างต้านทานแรงทางด้านข้างในชั้นใดชั้นหนึ่งมีค่ามากกว่า 130 % ขององค์อาคารระบบเดียวกันนั้นในชั้นข้างเคียง ยกเว้นส่วนที่เป็น Penthouses ซึ่งสูงเพียงชั้นเดียว



ค. ความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตในแนวดิ่งอาคารหลัก

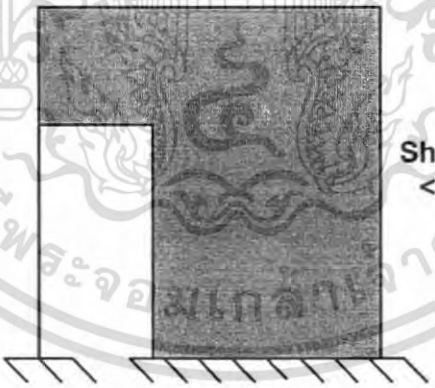
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แบบที่ 4 ความไม่ต่อเนื่องขององค์อาคารรับแรงด้านข้าง (In-plane discontinuity in vertical lateral-force-resisting element) โครงสร้างที่มีรูปลักษณะขององค์อาคารรับแรงด้านข้างไม่ต่อเนื่องคือ ระยะเยื้องในแนวดิ่งในระนาบขององค์อาคารรับแรงด้านข้างมีค่ามากกว่าความยาวขององค์อาคารนั้น



ง. ความไม่ต่อเนื่องในระนาบขององค์

แบบที่ 5 ความไม่ต่อเนื่องของกำลังต้านทาน (Discontinuity in capacity-Week story) โครงสร้างที่มีชั้นอ่อนแอบางชั้นคือ เสาอาคารหรือโครงสร้างที่ออกแบบให้รับแรงกระทำด้านข้างมีกำลังรับแรงเฉือนน้อยกว่า 80 % ของกำลังรับแรงเฉือนของเสาที่อยู่เหนือขึ้นไป



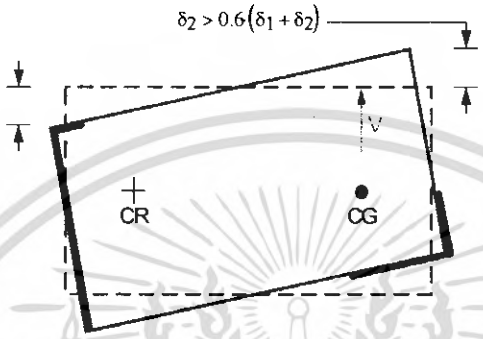
จ. ชั้นที่มีกำลังอ่อนเป็นพิเศษ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข) อาคารที่มีรูปทรงโครงสร้างไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบ (Plan Structural Irregularities)

แบบที่ 1 ความไม่สม่ำเสมอเนื่องจากการบิดตัว (Torsional Irregularity)

ความไม่สำเสมอแบบนี้เกิดขึ้นเฉพาะกรณีของแผ่นพื้นแบบแข็งเกร็ง (rigid diaphragm) เนื่องจากค่าการโยกตัวของชั้น (Story drift) สูงสุดที่ปลายด้านใดด้านหนึ่งของโครงสร้างมีค่ามากกว่า 1.2 เท่าของค่าเฉลี่ยของการโยกตัวของโครงสร้าง



CR = จุดศูนย์กลางของ rigidity

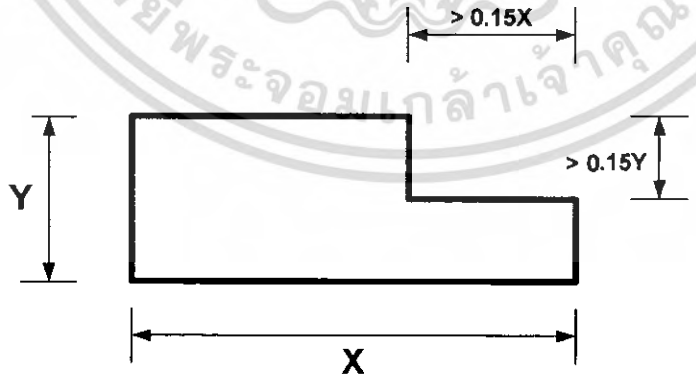
CG = จุดศูนย์กลางมวล

V = แรงจากแผ่นดินไหว

ก. ความไม่สม่ำเสมอเนื่องจากการบิด

แบบที่ 2 อาคารที่มีส่วนเว้าหรือมีส่วนตัดที่มุม (Reentrant corners)

เมื่อบางส่วนของโครงสร้างมีส่วนเว้าหรือส่วนที่มุมของอาคารมากกว่า 15 % ของขนาดความยาวของผังอาคารส่วนนั้น

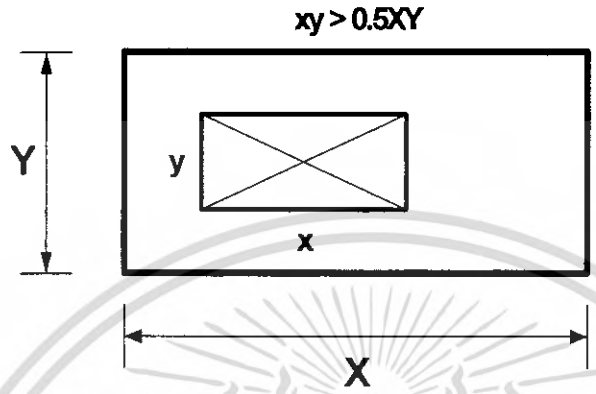


ข. อาคารที่มีการตัดมุมตรงมุมอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แบบที่ 3 แผ่นพื้นที่ไม่สม่ำเสมอ (Diaphragm discontinuity)

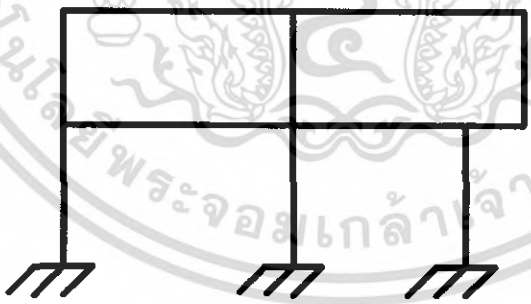
โครงสร้างแผ่นพื้นที่มีค่าสติฟเนสในแผ่นพื้นเดียวกันไม่สม่ำเสมอต่อเนื่องกันหรือมีช่องเปิดซึ่งมีพื้นที่มากกว่า 50 % ของแผ่นพื้นทั้งหมดหรือเมื่อสติฟเนสของแผ่นพื้นเปลี่ยนแปลงไปเกินกว่า 50% ของแผ่นพื้นในชั้นข้างเคียงกัน



ค. ความไม่ต่อเนื่องของ diaphragm

แบบที่ 4 ผังอาคารยื่นล้ำ (Out-of-plane offsets)

โครงสร้างที่มีผังอาคารบางส่วนยื่นล้ำออกนอกขอบเขตอาคาร ทำให้แรงกระทำด้านข้างจากแรงแผ่นดินไหวแปรเปลี่ยนอย่างไม่ต่อเนื่อง

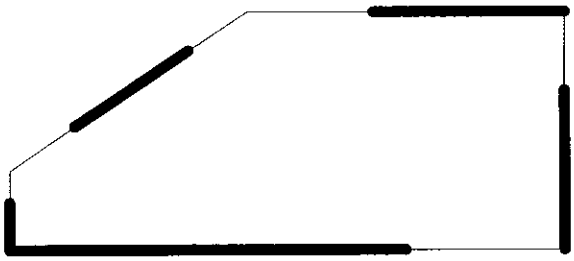


ง. ส่วนที่ยื่นออกจากแปลน

แบบที่ 5 ระบบโครงสร้างไม่ขนานกัน (Nonparallel systems)

โครงสร้างที่มีองค์อาคารรับแรงทางด้านข้างบางส่วนไม่ขนานกับทิศทางขององค์อาคารรับแรงทางด้านข้างหลัก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



จ. ระบบที่ไม่ขนานกัน

2.6.3 ผลกระทบต่ออาคารรูปทรงที่มีความไม่สม่ำเสมอ (Effects of Configuration Irregularities)

2.6.3.1 อาคารที่มีการตัดมุมอาคาร (Reentrant corner building)

ก. คำนิยาม : อาคารที่มีการตัดมุมอาคาร (Reentrant corner building) ได้แก่ อาคารที่มีแนวระนาบเป็นรูป L , T , H หรือมีลักษณะร่วมกัน เป็นต้น

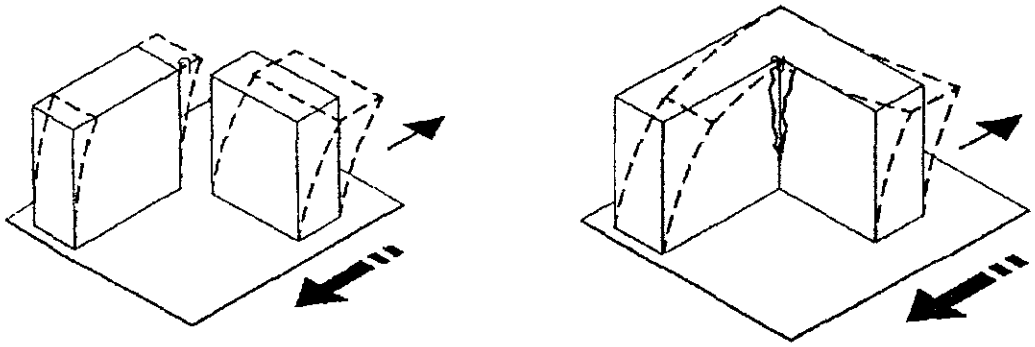
ข. ความมีนัยสำคัญทางสถาปัตยกรรม : อาคารที่มีรูปทรงตัดมุมอาคารทำให้ได้พื้นที่แปลนขนาดใหญ่ ในเนื้อที่ที่กระชับ ขณะที่ผนังรอบอาคารมีเปอร์เซ็นต์การเข้าของแสงและลมสูง ดังนั้นรูปทรงแบบนี้จึงเหมาะกับอาคารที่พักอาศัยและโรงแรมที่ตั้งอยู่ในบริเวณที่มีความหนาแน่นสูง

ค. ผลของแผ่นดินไหว : การใช้รูปทรงแบบนี้มีปัญหาที่ต้องพิจารณาด้วยกัน 2 อย่าง ปัญหาแรกคือ ความแตกต่างของสติฟเนส ซึ่งทำให้เกิดการเคลื่อนที่ที่แตกต่างกันระหว่างส่วนต่างๆของอาคารและเกิดหน่วยแรงสูงมาก ในตำแหน่งที่ตัดกันของอาคาร รูปที่ 2.82 แสดงอาคารรูปทรงตัว L ที่มีการแยกออกเป็นสองอาคาร เมื่อแผ่นดินไหวเกิดขึ้นในทางทิศเหนือ - ใต้ ปีกอาคารที่หันไปทางทิศเหนือ-ใต้ มีความแข็งแรงมากกว่าปีกอาคารที่หันไปทางทิศตะวันออก-ตก เนื่องจากรูปทรงอาคาร ดังนั้นปีกอาคารที่หันไปทางทิศเหนือ -ใต้ เกิดการโก่งตัวด้านข้างน้อยกว่าปีกอาคารที่หันไปทางทิศตะวันออก-ตก แต่ถ้าปีกอาคารทั้งสองมีการยึดติดกัน จะทำให้เกิดการดึงและผลักกันของปีกอาคารทั้งสองซึ่งทำให้เกิดการแตกร้าว ดังแสดงในรูป 2.61

ปัญหาที่สอง คือ การบิดเนื่องจากจุดศูนย์กลางของมวลและจุดศูนย์กลางของ Rigidity มีตำแหน่งที่ไม่ตรงกัน ดังนั้นเมื่อเกิดแผ่นดินไหวในทิศทางใดก็ตาม จะทำให้เกิดการบิดของอาคารและทำให้ยุ่งยากในการวิเคราะห์และออกแบบ หน่วยแรงที่ตำแหน่งตัดกันของอาคารและขนาดของการบิดนั้นมีความสัมพันธ์กัน โดยขึ้นกับ

1. มวลของอาคาร
2. ระบบโครงสร้างหลัก
3. ความยาวของปีกอาคารและอัตราส่วนความยาวต่อความลึก
4. ความสูงของปีกอาคารและอัตราส่วนความสูงต่อความลึก

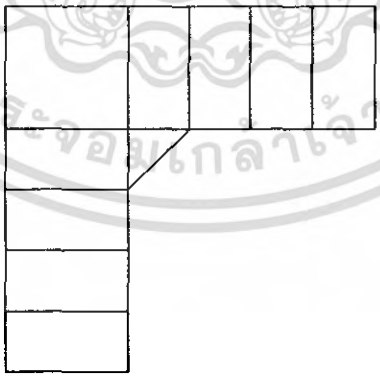
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.62 ก. อาคารรูปทรงตัว Lที่มีการแยกกันสองอาคาร ข. อาคารรูปทรงตัว L ที่มีการยึดติดกัน

ง. วิธีแก้ไขปัญหา : อาคารรูปทรงแบบนี้มีวิธีแก้ไขปัญหาด้วยกัน 2 วิธี คือ วิธีที่ 1 ทำการแยกโครงสร้างอาคารให้อยู่ในรูปแบบที่เรียบง่าย หากใช้วิธีนี้จะต้องคำนวณการโก่งตัวของอาคารอย่างดี ซึ่งต้องคำนึงถึงกรณีที่ยอดบนของอาคารโยกเอนเข้าหากันได้ จึงต้องเผื่อระยะห่างของอาคารให้เพียงพอ วิธีที่ 2 ทำการยึดอาคารเข้าด้วยกันให้แข็งแรงที่แนวการตัดมุมของอาคารและที่ตำแหน่งขององค์อาคารที่ต้านทานแรงซึ่งจะทำให้มีการบิดของอาคารลดลง

เมื่อใช้วิธีการแยกโครงสร้างอาคาร ต้องมีการออกแบบและก่อสร้างที่ถูกต้อง โดยที่โครงสร้างที่ถูกแยกนั้นจะต้องมีความสามารถที่จะต้านแรงในแนวราบและแนวดิ่งได้อย่างมีประสิทธิภาพด้วยตัวของมันเอง เมื่อใช้วิธียึดอาคารเข้าด้วยกันส่วนปลายสุดของปีกอาคารมักจะเกิดการบิดมาก ดังนั้นในตำแหน่งนี้จะต้องมีการเสริมองค์อาคารต้านทานการบิด นอกจากนี้ควรใช้รูปแปลนแบบค่อยๆ เปลี่ยนมุม ดังแสดงในรูปที่ 2.63 ซึ่งดีกว่าการใช้รูปแปลนแบบมุมฉาก เพื่อลดหน่วยแรงในตำแหน่งที่ตัดกันของมุมอาคาร



รูปที่ 2.63 การใช้รูปแปลนแบบค่อยๆ เปลี่ยนมุม เพื่อลดหน่วยแรงในตำแหน่งที่ตัดกันของมุมอาคาร

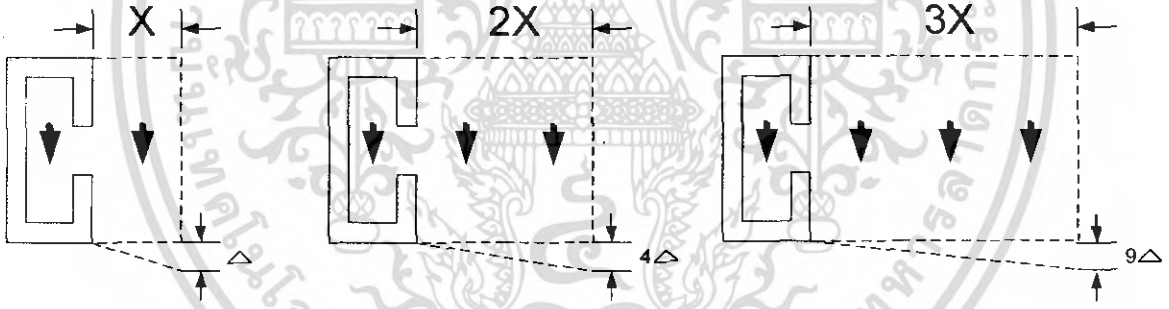
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.6.3.2 ความไม่สม่ำเสมอเนื่องจากการบิด (Torsional irregularity)

ก. คำนิยาม : เป็นผลมาจากอาคารมีความไม่สมมาตรทั้งในด้านกำลังและสติฟเนสของโครงสร้างในแนวระดับดังกล่าว

ข. ความมีนัยสำคัญทางสถาปัตยกรรม : อาคารสาธารณะต้องการความสะดวกในการใช้สอยพื้นที่ในกรณีที่มีพื้นที่จำกัด ปล่องลิฟท์มักถูกจัดตำแหน่งไว้ที่ด้านใดด้านหนึ่งนอกจากนี้ยังต้องการให้มีช่องเปิดมากและมีขนาดใหญ่ ดังนั้นในการออกแบบมักออกแบบให้มีพื้นที่โล่ง ผนังจะมีเพียงผนังกระจกด้านใดด้านหนึ่ง เพื่อความสวยงามของตัวอาคาร และให้ผู้ใช้อาคารได้มองเห็นทัศนียภาพด้านนอก

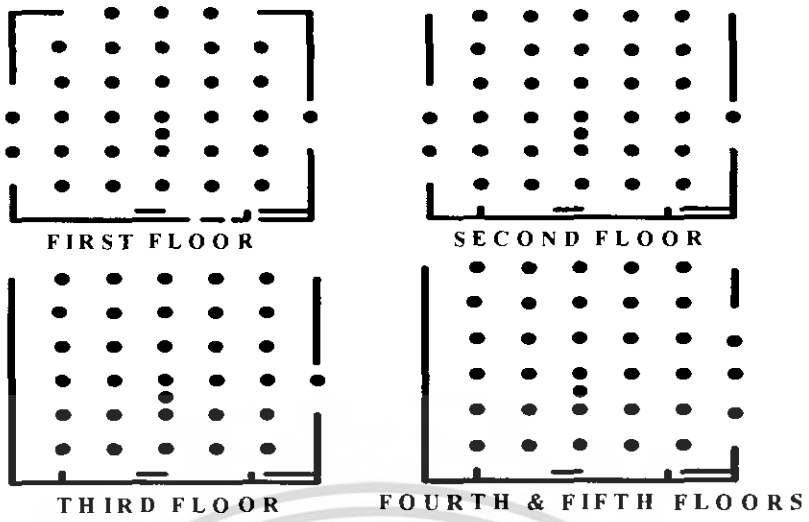
ค. ผลของแผ่นดินไหว : อาคารที่มีโครงสร้างรับแรงด้านข้างที่ไม่สมมาตร หรือไม่สม่ำเสมอทั้งทางด้านกำลังและสติฟเนส จะเป็นผลให้เกิดแรงบิดกระทำกับโครงสร้างรอบจุดศูนย์กลาง rigidity เนื่องจากการเยื้องศูนย์ของมวล เมื่อเกิดแรงบิดกระทำกับอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว ดังนั้น โครงสร้างรับแรงด้านข้างจะต้องรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้น ในกรณีที่โครงสร้างมีผนังรับแรงเฉือนอยู่ตรงขอบอาคาร ขนาดความยาวของอาคารแตกต่างกัน ดังแสดงในรูป 2.64 ขนาดของแรงบิดจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามความยาวของอาคารเนื่องจากระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของมวลและศูนย์กลางของแรงต้านทานเพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้ค่าการโก่งตัวจากแรงบิดที่ปลายอาคารจะเป็นสัดส่วนกับค่ากำลังสองของความยาวของอาคาร



รูปที่ 2.64 ค่าการโก่งตัวเนื่องจากแรงบิดเป็นสัดส่วนกับค่ากำลังสองของความยาวของอาคาร

ตัวอย่างที่เห็นเป็นอาคารห้างสรรพสินค้าแห่งหนึ่งในรัฐอลาสกา สหรัฐอเมริกา ซึ่งเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีความสูง 5 ชั้น และมีผังอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 2.65 ผนังโดยรอบอาคารประกอบด้วยคอนกรีตหล่อในที่ อาคารชั้นล่างมีผนังกำแพงรับแรงเฉือนที่มุมทั้งสี่ด้าน ชั้นบนมีช่องเปิดขนาดใหญ่ ทำให้มีรูปร่างแบบ U shape ซึ่งจุดศูนย์กลางของแรงต้านทานทางด้านข้าง (center of resistance) จะอยู่ค่อนข้างมาทางด้านทิศใต้ เมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวกระทำที่ตำแหน่งจุดศูนย์กลางมวลซึ่งอยู่ตรงกลางอาคาร ทำให้เกิดแรงบิดกระทำต่อตัวอาคารมากและอาคารนี้เกิดความเสียหายอย่างมากจนเกือบพังทลายลงมา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.65 ผังอาคารห้างสรรพสินค้าแห่งหนึ่งในรัฐอลาสกา สหรัฐอเมริกา มีการจัดตำแหน่งของกำแพงที่ขอบอาคารไม่สมดุล

ง. วิธีแก้ไขปัญหา : อาคารที่มีการเยื้องศูนย์ระหว่างศูนย์กลางของมวลและศูนย์กลางแรงต้านทานต่อด้านล่าง จะต้องจัดตำแหน่งกำแพงให้สมดุลเพื่อลดค่าระยะการเยื้องศูนย์ ซึ่งอาจทำได้หลายวิธี ดังนี้

- การออกแบบโครงสร้างเป็นโครงข้อแข็งซึ่งมีกำลังและสติฟเนสใกล้เคียงกันจัดวางโดยรอบอาคาร ทดแทนผนังกำแพงรับแรงเฉือนเดิม

- การเพิ่มค่าสติฟเนสของช่องเปิด โดยการเพิ่มผนังรับแรงเฉือนที่บริเวณช่องเปิด

- การเสริมกำลังที่ช่องเปิดด้วยโครงสร้างเหล็กต้านทานโมเมนต์หรือใช้โครงเหล็กค้ำยัน ซึ่งจะช่วยให้กำแพงเป็นแบบผนังทึบโดยรอบ

- การออกแบบให้โครงสร้างสามารถต้านทานแรงบิดได้ ซึ่งเหมาะกับโครงสร้างขนาดเล็กซึ่งค่าแรงบิดไม่มากเกินไป โดยการออกแบบแผ่นพื้นให้แข็งขึ้นและรวมพฤติกรรมการรับแรงของแผ่นพื้นและผนังกำแพงเข้าด้วยกัน

2.6.3.3 อาคารที่มีชั้นอ่อนและชั้นอ่อนแอ (Soft and weak stories)

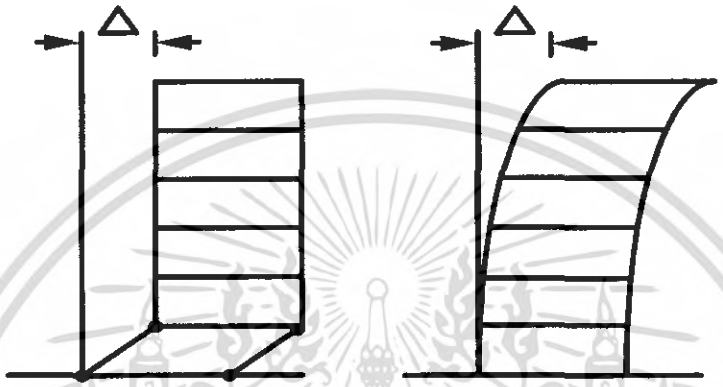
ก. คำนิยาม : อาคารที่มีชั้นอ่อนหมายถึงเสาในชั้นนั้นมีการลดค่าสติฟเนส (Stiffness) น้อยลงกว่าเสาที่อยู่ชั้นบนถัดไปขึ้นมาก ส่วนอาคารที่มีชั้นอ่อนแอหมายถึงเสาในชั้นนั้นมีกำลังการรับแรงทางด้านข้าง (Strength) ลดน้อยลงกว่าเสาที่อยู่ชั้นถัดขึ้นไปมาก

ข. ความมีนัยสำคัญทางสถาปัตยกรรม : อาคารที่มีชั้นที่หนึ่งสูงกว่าชั้นอื่นๆ ใช้ในกรณีที่เป็นห้องประชุมขนาดใหญ่ ห้องเอนกประสงค์ขนาดใหญ่ หรือเน้นทางเข้า - ออก ให้เป็นสัญลักษณ์ขนาดใหญ่ การที่สถาปนิกออกแบบอาคารให้มีความสูงของชั้นที่แตกต่างกันก็เพื่อความสวยงามของตัวอาคาร

ค. ผลของแผ่นดินไหว : สภาพของอาคารในกรณีนี้อาจเกิดขึ้นที่ชั้นใดก็ได้ แต่ชั้นที่มี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สติฟเนสอ่อนเป็นพิเศษ คือ ชั้นที่หนึ่งของตัวอาคาร เนื่องจากแรงเฉือนที่ฐานมีค่ามาก ลักษณะเฉพาะที่สำคัญของชั้นที่อ่อนคือ ความไม่สม่ำเสมอของชั้นสติฟเนสซึ่งเกิดขึ้นที่รอยต่อของชั้นที่สอง จึงเป็นสาเหตุให้เสาชั้นที่หนึ่งมีความแข็งแรงลดลง ทำให้เกิดการโก่งตัวด้านข้างอย่างมากและเกิดหน่วยแรงสูงมากที่รอยต่อของชั้นที่สอง นอกจากนี้ยังก่อให้เกิดผล P-Δ เพิ่มขึ้นตามมา ดังแสดงในรูปที่ 2.66ก ถ้าทุกชั้นมีค่าสติฟเนส(ความแข็งแรง) อย่างเหมาะสมแล้ว การโก่งตัวด้านข้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวจะกระจายในแต่ละชั้นอย่างเหมาะสม ดังแสดงในรูปที่ 2.66ข



ก.อาคารที่มีชั้นที่มีสติฟเนสอ่อนเป็นพิเศษ ข.อาคารที่มีชั้นที่มีสติฟเนสอย่างเหมาะสม

รูปที่ 2.66 ผลของชั้นที่มีสติฟเนสอ่อนเป็นพิเศษต่อการโก่งตัวด้านข้าง

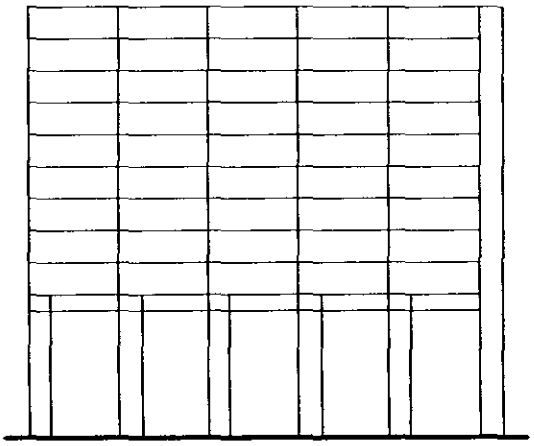
ปัญหาของชั้นที่มีสติฟเนสอ่อนเป็นพิเศษ เกิดจากลักษณะพื้นฐาน 3 แบบ ดังแสดงในรูป 2.67 ดังนี้

1. โครงสร้างที่ชั้นหนึ่งมีความสูงกว่าชั้นอื่นๆ ทำให้สติฟเนสน้อยและเกิดการโก่งตัวด้านข้างมากในชั้นนี้ ดังแสดงในรูป 2.67ก

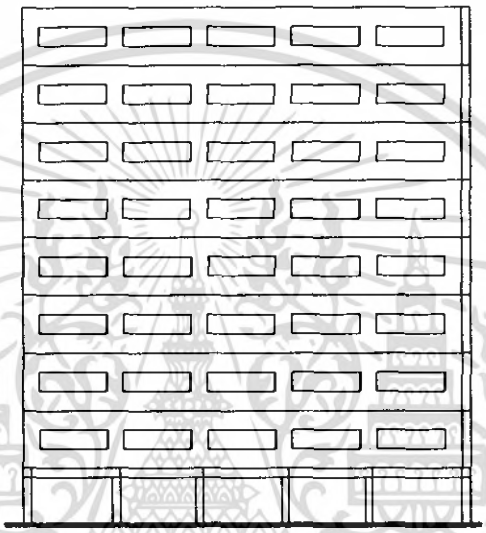
2. การเปลี่ยนแปลงทันทีทันใดของสติฟเนสในชั้นที่สอง แม้ว่าจะมีความสูงในแต่ละชั้นเท่ากันตลอดก็ตาม ตัวอย่างเช่น การใช้เสาขนาดเล็กในชั้นที่หนึ่งที่เป็นแบบเปิดโล่ง ดังแสดงในรูป 2.67ข

3. ความไม่สม่ำเสมอของผนังรับแรงเฉือน ตัวอย่างเช่น ผนังรับแรงเฉือนแบบไม่ต่อเนื่องถึงฐานราก เช่น หยุดที่ชั้นสอง ดังแสดงในรูป 2.67ก ตัวอย่างความเสียหายของอาคารประเภทนี้ดังแสดงในรูปที่ 2.78 และ 2.79

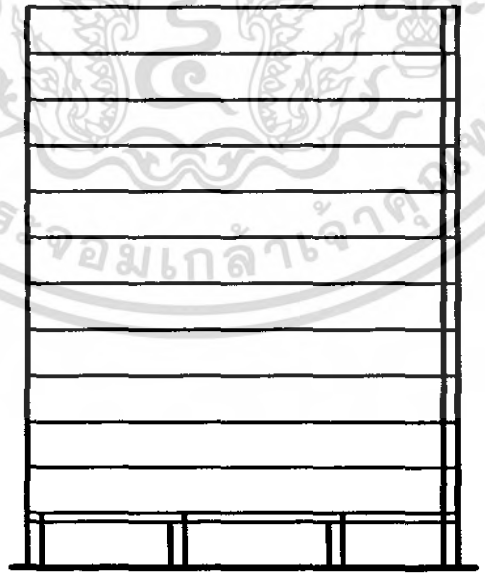
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.67ก เสาชั้นที่หนึ่งมีความสูงมากกว่าชั้นอื่น



รูปที่ 2.67ข การเปลี่ยนแปลงของสติฟเนสที่อยู่เหนือชั้นที่หนึ่ง

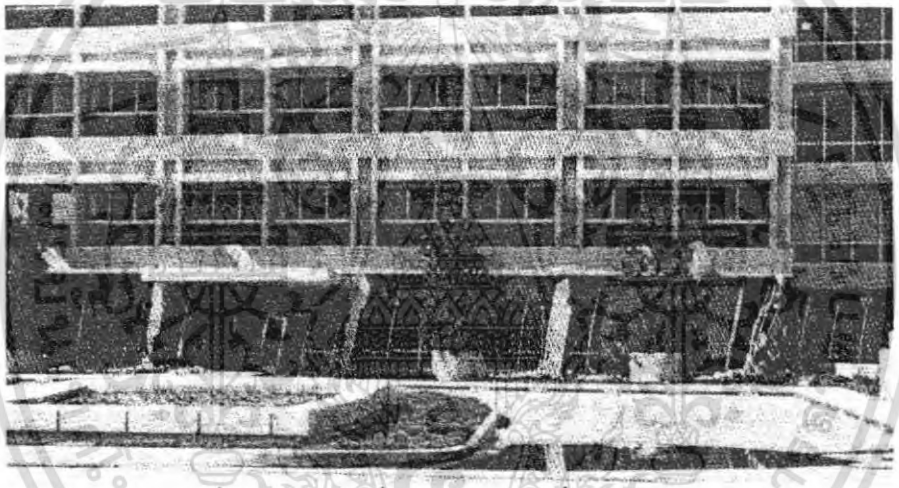


รูปที่ 2.67ค ความไม่สม่ำเสมอของผนังรับแรงเฉือน

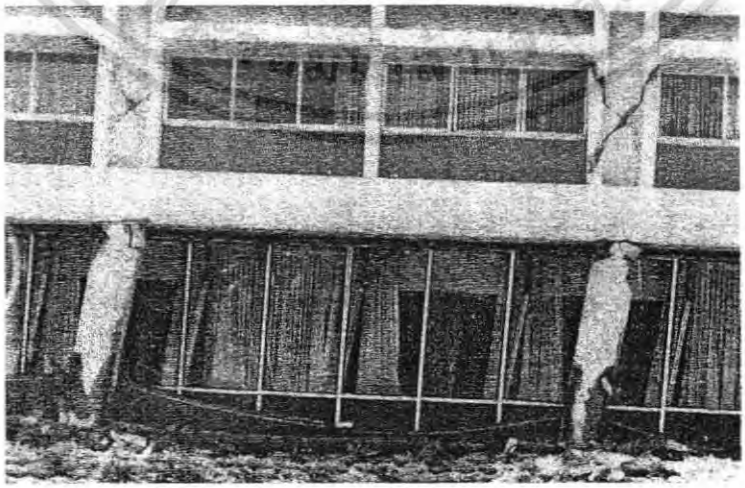
รูปที่ 2.67 ชนิดของชั้นที่มีสติฟเนสอ่อนเป็นพิเศษ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในรูป 2.68 เป็นตัวอย่างความเสียหายที่เกิดกับอาคารของโรงพยาบาล Olive View Hospital เมือง San Fernando , California ภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรง ในปี 1971 โดยอาคารเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ชั้น การโก่งตัวด้านข้างที่เกิดขึ้นอย่างมากที่ชั้นที่ 2 ประมาณ 0.81 เมตร ที่เสาต้นริม เนื่องจากความไม่ต่อเนื่องของผนังรับแรงเฉือนที่หยุดที่ชั้น 2 ทำให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างหลักและส่วนประกอบของอาคาร นอกจากนี้ ในเสาต้นมุมของชั้นที่ 1 ซึ่งเกิดหน่วยแรงสูงมากขณะที่เกิดแผ่นดินไหว ไม่ได้รับการออกแบบ ให้มีการรัดเสาคอนกรีตด้วยเหล็กปลอกที่เพียงพอ จึงเกิดการวิบัติแบบเปราะ ซึ่งเปรียบเทียบกับเสา ดังแสดงในรูปที่ 2.69 แม้ว่าอาคารที่มีชั้นอ่อนเป็นพิเศษเกิดการเสียรูปอย่างมาก เสายังสามารถรับน้ำหนักของอาคาร โดยไม่พังทลายลงมา เนื่องจาก ผลของการเสริมเหล็กปลอกเกลียวอย่างเพียงพอ ทำให้เสามีพฤติกรรมการวิบัติแบบเหนียว นอกจากนี้ ในรูปที่ 2.69 เสาชั้นที่ 2 มีค่า Stiffness ที่สูงขึ้นจากผลการค้ำยันของผนังที่มาชนทั้งด้านบนและล่าง ทำให้ต้องรับแรงเฉือนที่สูงมาก เสาจึงเกิดการวิบัติโดยการเฉือน



รูปที่ 2.68 การเคลื่อนตัวด้านข้างที่มาก



รูปที่ 2.69 การวิบัติที่เสา

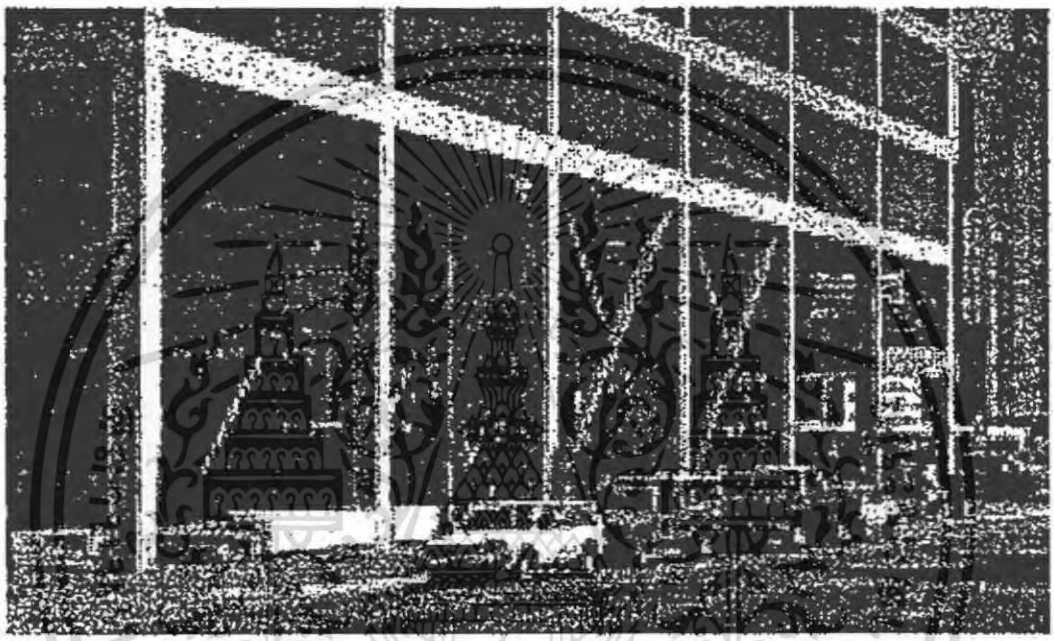
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ง. วิธีแก้ไขปัญหา : อาคารที่มีชั้นที่หนึ่งสูงมากกว่าชั้นอื่นๆมีวิธีแก้ไขปัญหา ดังนี้

- เพิ่มขนาดเสาเพื่อให้ได้สติฟเนสใกล้เคียงกับเสาชั้นที่สอง

- เพิ่มการค้ำยันด้านข้างของเสาด้วยผนังรับแรงเฉือน หรือด้วยเหล็กยึดทแยงเพื่อให้ได้สติฟเนสใกล้เคียงกับเสาชั้นที่สอง ดังแสดงในรูปที่ 2.70

ในกรณีอาคารสูงที่ระบบโครงสร้างหลักต้านทานแรงด้านข้างด้วยผนังรับแรงเฉือนหรือด้วยเหล็กยึดทแยงให้ตรวจสอบความแข็งแรงของทั้งชั้นให้ใกล้เคียงกับความแข็งแรงของชั้นที่สองด้วย



รูปที่ 2.70 การปรับปรุงอาคารที่มีชั้นที่มีสติฟเนสอ่อนเป็นพิเศษ ด้วยการเสริมเหล็กยึดทแยง

2.6.3.4 ความไม่สม่ำเสมอของน้ำหนักหรือมวล (weight or mass irregularity)

ก. คำนิยาม : ความไม่สม่ำเสมอของน้ำหนักหรือมวล เกิดขึ้นเมื่อมวลประสิทธิผลของชั้นใดชั้นหนึ่งมีค่ามากกว่า 150 % ของมวลชั้นที่อยู่ติดกัน

ข. ความมีนัยสำคัญทางสถาปัตยกรรม : อาคารที่มีมวลชั้นใดชั้นหนึ่งสูงกว่าชั้นอื่น ๆ เนื่องจากความต้องการในการใช้งานต่างจากชั้นอื่น ๆ เช่น การจัดสวน เพื่อเป็นการพักผ่อน หรือ ตามภูมิสถาปัตยกรรม นอกจากนี้การที่พื้นที่ชั้นหนึ่งชั้นใดของอาคารอาจต้องรับน้ำหนักมากกว่าชั้นอื่น ๆ เช่น ออกแบบให้รับน้ำหนักของเครื่องจักร เป็นต้น

ค. ผลของแผ่นดินไหว : ชั้นที่มีน้ำหนักมากเป็นพิเศษจะเป็นชั้นที่วิกฤตมาก เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของมวลอย่างมากในชั้นนี้ จะทำให้เกิดแรงกระทำที่เพิ่มสูงขึ้นมาก ถ้าหากเสาหรือโครงสร้างรับแรงด้านข้างไม่ได้รับการออกแบบให้มีสติฟเนสและกำลังเพิ่มขึ้นในสัดส่วนที่พอเหมาะจะทำให้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เกิดการโก่งตัวด้านข้างอย่างมากและเกิดหน่วยแรงสูงมากที่รอยต่อของชั้น นอกจากนี้ยังก่อให้เกิดผล P-Δ เพิ่มขึ้นตามมา

ง. วิธีแก้ไขปัญหา : อาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอของน้ำหนัก มีวิธีแก้ไขปัญหา ดังนี้

- เพิ่มขนาดเสาเพื่อให้ได้สติฟเนสมากกว่าชั้นใกล้เคียง โดยมีความสัมพันธ์กับมวลที่เพิ่มขึ้น ถ้าทุกชั้นมีค่าสติฟเนสและความแข็งแรงอย่างเหมาะสมแล้ว การโก่งตัวด้านข้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวจะกระจายในแต่ละชั้นอย่างเหมาะสม

- เพิ่มการค้ำยันด้านข้างของเสาด้วยผนังรับแรงเฉือน หรือด้วยเหล็กยึดทแยงในชั้นที่มีมวลเพิ่มขึ้นมากให้ได้มีค่าสติฟเนสและความแข็งแรงอย่างเหมาะสม

- ลดมวลหรือน้ำหนักที่ไม่จำเป็น เช่น วัสดุก่อหรืออาจใช้วัสดุที่มีอัตราส่วนของกำลังต่อน้ำหนักที่มากขึ้น ทดแทนสำหรับโครงสร้างรับแรงแนวดิ่ง เช่นพื้นในชั้นนี้

2.6.4 ระบบโครงสร้างหลัก (Structural Systems)

ระบบโครงสร้างที่เหมาะสมในการออกแบบคือ จะต้องสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างได้โดยไม่มีการโก่งตัวมากเกินไป และสามารถโยกตัวไปมาได้อย่างเหนียวแน่นโดยไม่พังทลาย หลักในการเลือกระบบโครงสร้างที่ดีมีดังนี้

- โครงสร้างมีความเรียบง่าย สมมาตร และมีความสม่ำเสมอในผังอาคารและในแนวดิ่ง

  อาคารรูปทรงเรียบๆและสมมาตรได้พิสูจน์มาในแผ่นดินไหวในอดีตแล้วว่ามีพฤติกรรมการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวดีกว่าและรอดพ้นจากการพังทลายได้มากกว่าอาคารที่ยุ่งยากหรือไม่มีสมมาตร

- โครงสร้างสามารถต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างได้ทั้งสองทิศทางหลักที่ตั้งฉากกัน

  ระบบต้านแรงด้านข้างมีมากมาย เช่น ระบบโครงสร้างข้อแข็ง (เสา-คาน เป็นหลัก) ระบบผนังรับแรงเฉือน (Shear wall system) ระบบโครงแกงแนง (braced frame system) เป็นต้น สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่สูงมากนัก มักนิยมใช้ระบบโครงข้อแข็งร่วมกับระบบผนังรับแรงเฉือน ระบบโครงข้อแข็งมีข้อดีในแง่สถาปัตยกรรมที่จัดการพื้นที่ใช้สอยได้ง่าย แต่มีข้อเสียคือจะเกิดการโยกตัวมากเมื่อเกิดแผ่นดินไหวรุนแรง ซึ่งเมื่อโยกตัวมากแล้ว ก็เกิดผลโมเมนต์รอง (Secondary moment) มากขึ้นจากผล P-Δ กล่าวคือ แรงในแนวดิ่ง P กระทำเยื้องศูนย์กับเสามากขึ้นจากผลของการโยกตัวส่งผลให้เกิดโมเมนต์ในองค์อาคารเพิ่มขึ้น ความเสียหายในองค์อาคารจึงเกิดมากขึ้นด้วย บางครั้งถึงขั้นพังทลายดังที่มักพบเห็นในเขตแผ่นดินไหวรุนแรงมาก

- การกระจายของกำลังและสติฟเนสตามความสูง

  ควรให้อาคารมีการกระจายของกำลังและสติฟเนสตามความสูงแปรเปลี่ยนอย่างสม่ำเสมอไม่เปลี่ยนแปลงกะทันหัน อาคารที่ทำให้ชั้นล่างอ่อนเป็นพิเศษ (Soft story) เพื่อ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ลดแรงแผ่นดินไหวนั้น หรือด้วยเหตุผลทางสถาปัตยกรรม พิสูจน์มาแล้วในอดีตว่าเสียหายได้ง่าย เพราะจะเคลื่อนตัวมากเกินไป และก่อให้เกิดผล P -Δ เพิ่มขึ้นตามมาทำให้เสาวิบัติ จึงควรหลีกเลี่ยงอาคารแบบนี้

- ระบบเสาแข็ง-คานอ่อน (Strong column-weak beam system)

เสาเป็นองค์อาคารที่สำคัญมาก หากเสาวิบัติโครงสร้างที่รับโดยเสานั้นจะพังทลายลงมาอย่างค่อนข้างกะทันหัน เป็นการวิบัติแบบเปราะ (brittle failure) ซึ่งอันตรายมาก ในการออกแบบจึงควรจัดให้ลักษณะการวิบัติเกิดข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge) ในคานแทนที่จะเกิดในเสา โดยให้ผลรวมของกำลังประลัยของเสาที่ข้อต่อมากกว่าของคาน 20% ยกเว้นที่เสาชั้นล่างซึ่งอาจหลีกเลี่ยงไม่ได้ ในกรณีนั้นต้องพิจารณาทั้งด้านกำลังและความเหนียวเป็นพิเศษ

- เสาสั้น

ในอาคารที่มีช่วงสั้นและช่วงยาวอยู่ในชั้นเดียวกัน เสาช่วงสั้นจะมีสติฟเนสมากกว่าจะรับแรงแผ่นดินไหวมากกว่าเสายาว จึงต้องออกแบบเสาสั้นให้กำลังและความเหนียวเป็นพิเศษ ลักษณะเสาสั้นนี้เกิดการวิบัติได้ง่ายแม้ในถิ่นแผ่นดินไหวปานกลาง

- ระบบการถ่ายแรงเฉือนในระนาบราบ

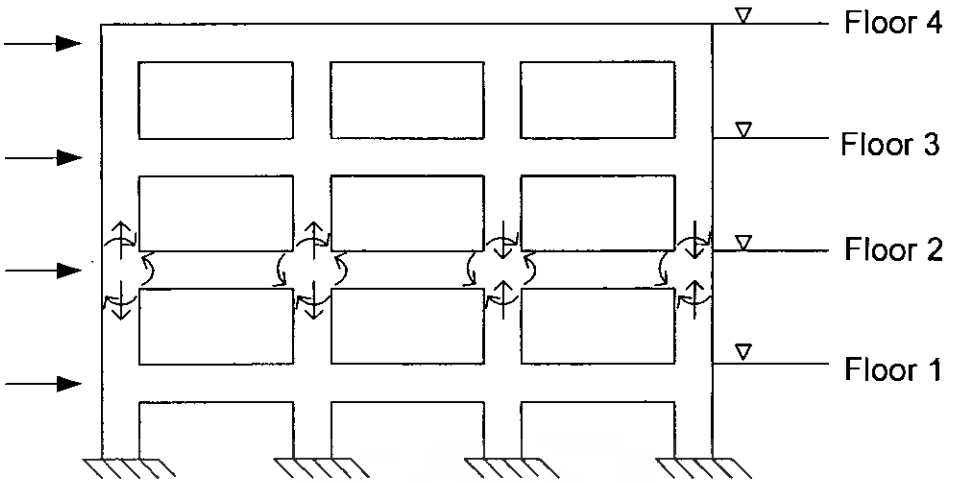
โดยทั่วไปองค์อาคารในแนวราบ (คานและพื้น) จะต้องทำหน้าที่ถ่ายแรงด้านข้างไปยังองค์อาคารในแนวดิ่งที่ต้านแรงด้านข้าง ซึ่งจะต้องได้รับการพิจารณาในการออกแบบ ในกรณีที่มีการเปลี่ยนแปลงของสติฟเนสขององค์อาคารต้านแรงด้านข้าง หรือมีการเปลี่ยนระบบต้านแรงด้านข้างที่ชั้นใดชั้นหนึ่งในอาคาร จะต้องพิจารณาการถ่ายแรงเฉือนในระนาบราบเป็นพิเศษ

สำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก อาจแบ่งออกได้เป็น 3 ประเภทใหญ่ คือ

ก) ระบบโครงข้อแข็ง (Rigid Frame system)

ระบบโครงสร้างโครงข้อแข็งเป็นการออกแบบให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักบรรทุกจร และแรงกระทำทางด้านข้างจากแผ่นดินไหวได้ ซึ่งมีลักษณะสำคัญคือบริเวณข้อต่อของเสาและคานจะได้รับการออกแบบให้สามารถต้านทานโมเมนต์ที่เกิดขึ้นบริเวณข้อต่อขององค์อาคารได้ และมีการออกแบบให้ยึดเชื่อมกันอย่างดี ค่าสติฟเนสของโครงข้อแข็ง ซึ่งเป็นคุณสมบัติที่สำคัญในการรับแรงกระทำด้านข้างจะขึ้นอยู่กับค่าสติฟเนสของเสา คาน และการเชื่อมยึด บริเวณข้อต่อของเสาและคานนี้ ข้อดีของโครงสร้างระบบนี้คือ ไม่มีโครงสร้างค้ำยันกีดขวาง ทำให้มีความอิสระในการวางผังภายใน การจัดตำแหน่ง ประตู หน้าต่าง ทำได้โดยง่าย โครงข้อแข็งนี้แสดงดังรูปที่ 2.71

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



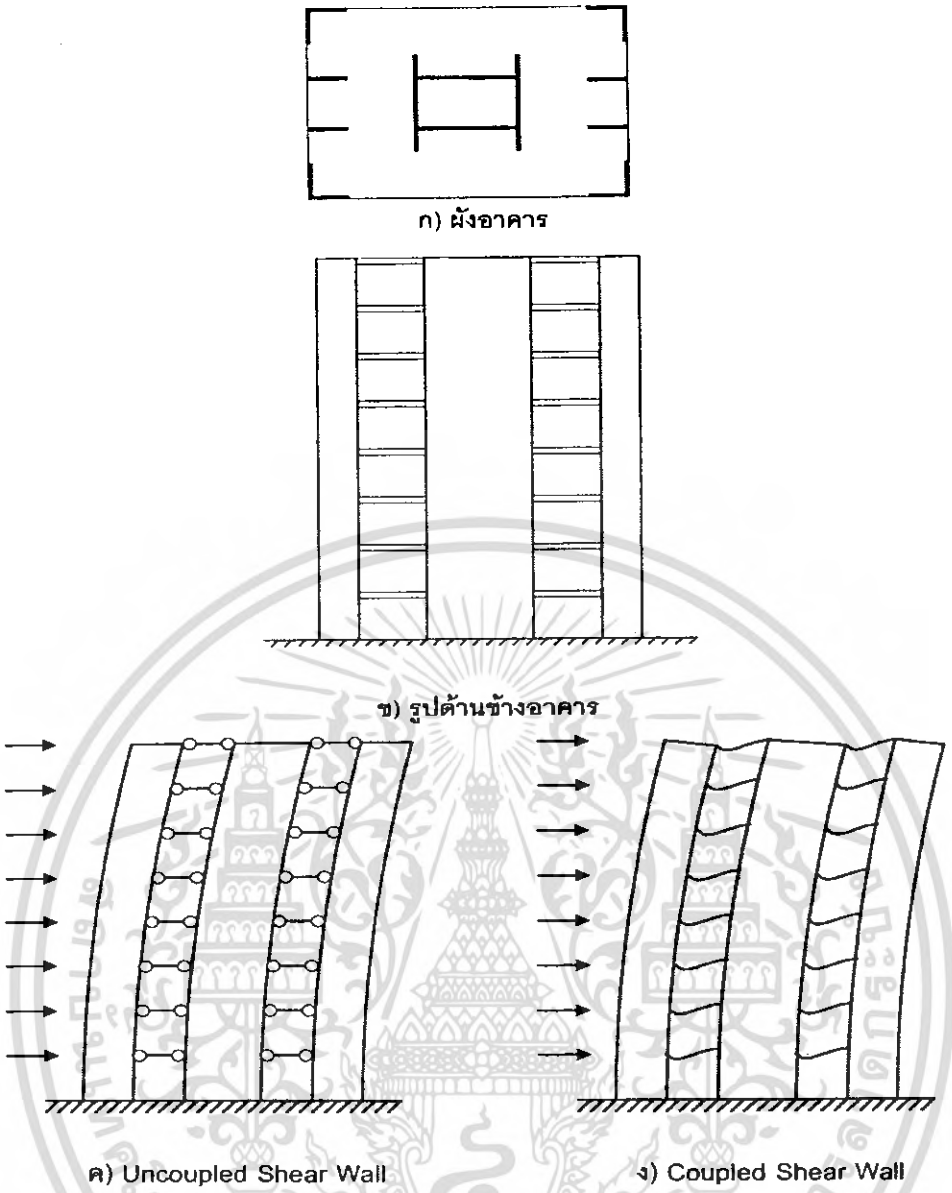
รูปที่ 2.71 ระบบโครงสร้างโครงข้อแข็ง

การก่อสร้างโครงข้อแข็งนี้เหมาะสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เนื่องจากการยึดต่อขององค์อาคารมีความแข็งแกร่ง (rigidity) ที่ดีมาก สำหรับอาคาร โครงสร้างเหล็ก การทำรอยต่อให้ดีสามารถต้านทานโมเมนต์ได้จะมีราคาแพง

ข) ระบบกำแพงรับแรงเฉือน (Shear Wall system)

ได้แก่ระบบกำแพงที่มีการออกแบบให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักบรรทุกจร และ แรงกระทำทางด้านข้างจากแผ่นดินไหวได้ โดยกำแพงอาจออกแบบให้มีพฤติกรรมแบบอิสระ (uncoupled) หรือเป็นแบบพฤติกรรมควบคู่ (coupled) ซึ่งพิจารณาคานเป็นตัวเชื่อมระหว่างกำแพงก็ได้ แสดงดังรูปที่ 2.72

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

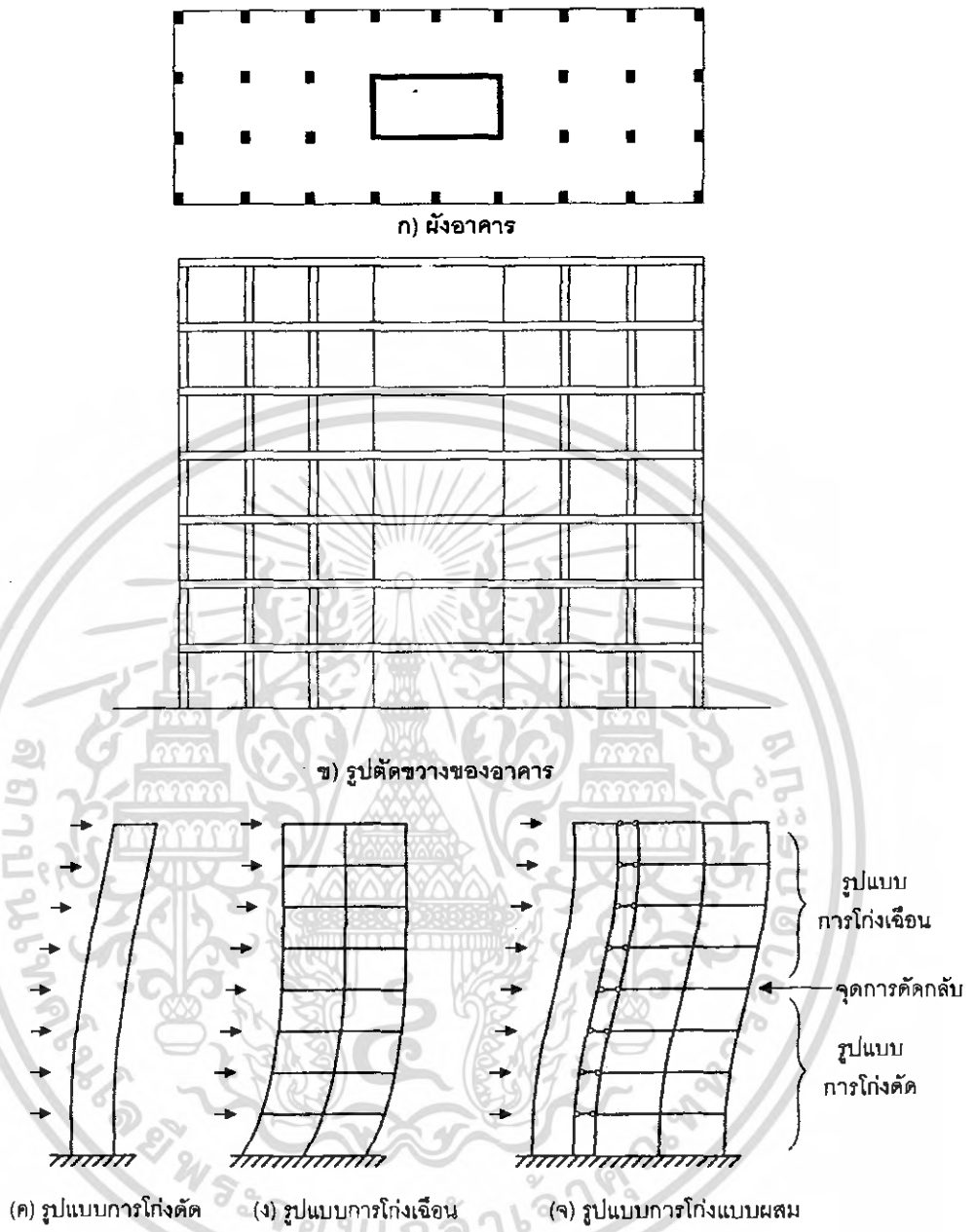


รูปที่ 2.72 โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือน

ค) ระบบโครงข้อแข็ง-กำแพงรับแรงเฉือน (Frame-Shear Wall or Dual system)

โครงสร้างระบบนี้เป็นการรวมโครงข้อแข็งและกำแพงรับแรงเฉือนเข้าด้วยกัน ดังแสดงในรูป 2.73 โดยกำแพงมีพฤติกรรมการโก่งตัวในรูปแบบการดัด (flexural configuration) และโครงข้อแข็งจะมีรูปแบบการโก่งตัวในรูปแบบแรงเฉือน (shear mode) ดังนั้นระบบนี้จะมีพฤติกรรมการรับแรงร่วมกันโดยโครงสร้างที่แข็งแรงขึ้น สามารถออกแบบก่อสร้างอาคารได้สูงกว่าระบบโครงข้อแข็งหรือโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนอย่างเดียว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

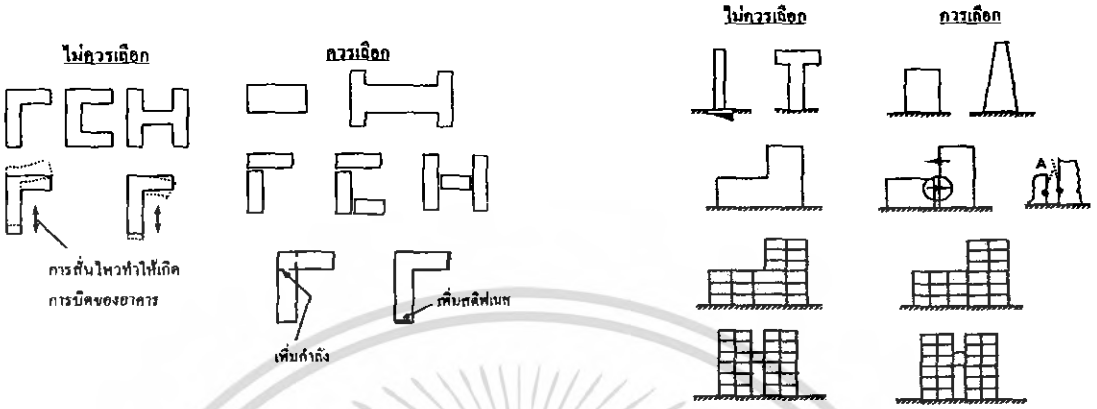


รูปที่ 2.73 โครงสร้างโครงข้อแข็ง - กำแพงรับแรงเฉือน

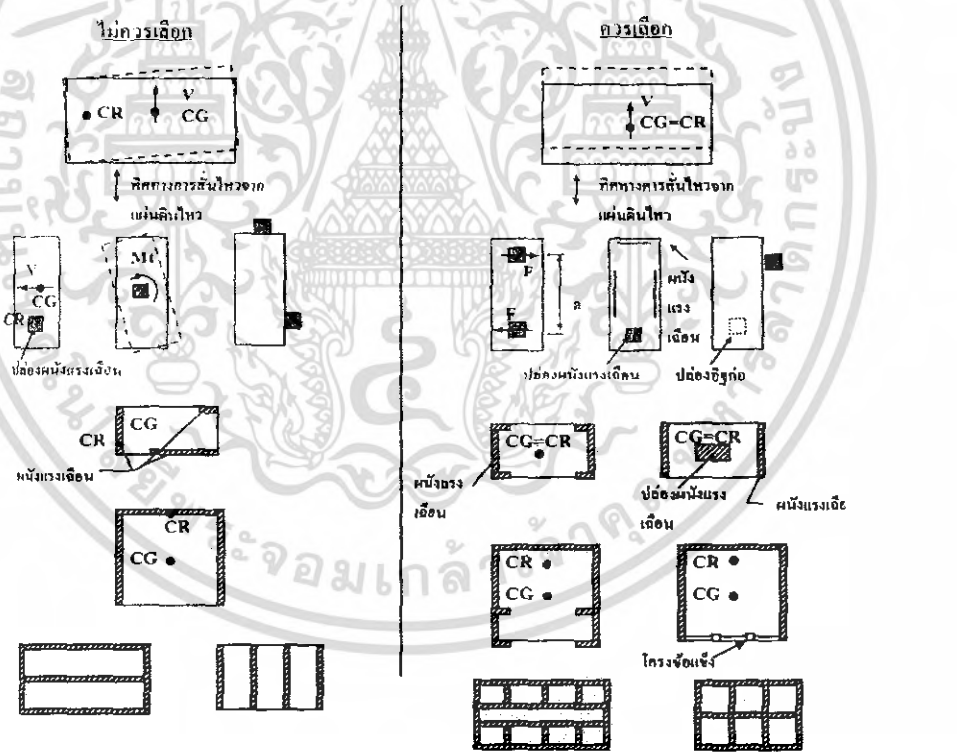
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.6.5 ข้อแนะนำในการเลือกรูปร่างโครงสร้างอาคาร ดังนี้

- ลักษณะและรูปร่างของอาคาร ควรมีความเรียบง่ายและสมมาตรไม่ทำให้เกิดแรงบิดขณะเกิดแผ่นดินไหว ดังแสดงในรูปที่ 2.94



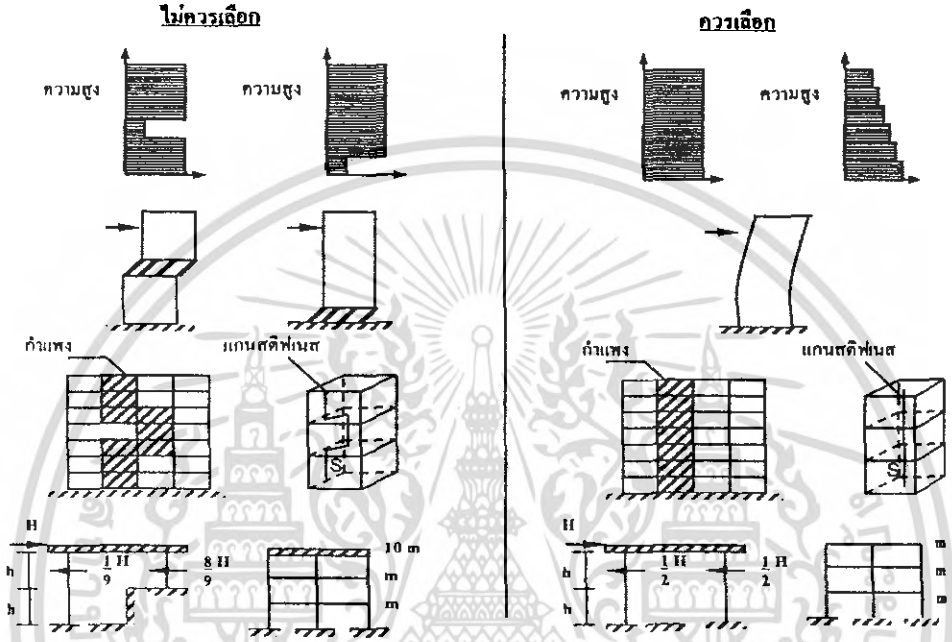
รูปที่ 2.74 รูปทรงอาคารในแนวระนาบ (ซ้าย) และในแนวดิ่ง (ขวา) ที่ควรเลือกและไม่ควรเลือก



รูปที่ 2.75 การกระจายตัวของมวลและสติฟเนสในแนวระนาบที่ควรเลือกและไม่ควรเลือก

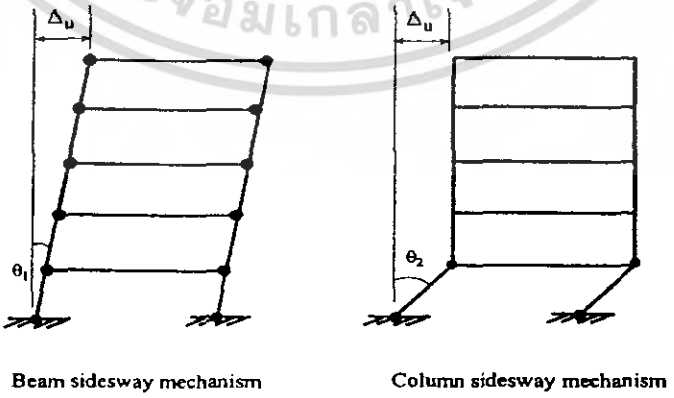
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- เลือกอาคารที่มีองค์อาคารต้านทานแรงทางด้านข้างกระจายสม่ำเสมอ คือ อาคารที่มีตำแหน่งจุดศูนย์กลางของความแข็งเชิงดัดใกล้เคียงกันกับจุดศูนย์กลางของมวล เพื่อลดการเกิดแรงบิดจากแรงกระทำทางด้านข้างที่เยื้องศูนย์จากตำแหน่งของแรงต้านทาน ดังแสดงในรูปที่ 2.75
- ความสม่ำเสมอและความต่อเนื่องในการถ่ายแรง ควรให้อาคารมีการกระจายของกำลังและสติฟเนสสม่ำเสมอตามความสูงอย่างสม่ำเสมอไม่เปลี่ยนแบบกระทันหัน ดังแสดงในรูปที่ 2.76 อาคารที่ทำให้ชั้นล่างอ่อนเป็นพิเศษจะเสียหายได้ง่ายเพราะจะเสียหายง่ายเกินไป



รูปที่ 2.76 การกระจายตัวของมวลและสติฟเนสในแนวดิ่งที่ควรเลือกและไม่ควรเลือก

- ระบบเสาแข็งคานอ่อน เสาเป็นองค์ประกอบของอาคารที่สำคัญมาก ในการออกแบบจึงควรจัดให้ลักษณะการวิบัติ แบบเกิดจุดหมุนพลาสติกในคานแทนที่จะเกิดในเสา ดังแสดงในรูปที่ 2.77 โดยให้ผลรวมของกำลังประลัยของเสาที่ข้อต่อมากกว่าคาน 20 %



รูปที่ 2.77 เปรียบเทียบระหว่างระบบเสาแข็ง-คานอ่อน (ซ้าย) และ ระบบเสาอ่อน-คานแข็ง(ขวา)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- การยึดรั้งองค์อาคารหรือส่วนขององค์อาคาร ควรยึดรั้งทุกส่วนขององค์อาคารเข้าด้วยกันเพื่อให้สั่นไหวไปด้วยกัน ไม่มีส่วนหนึ่งส่วนใดหลุดหรือแยกออกจากกัน ยกเว้นรอยแยกถาวรที่แยกโครงสร้างขาดจากกัน (expansion joint) เช่น เสาเข็มควรยึดกับฐานรากให้เพียงพอ ในการรับแรงเฉือนและโมเมนต์ (ถ้ามี) ฐานรากต่างๆควรยึดต่อด้วยคานคอดิน คานยึดกับเสา พื้น (โดยเฉพาะพื้นสำเร็จรูป) จะต้องถูกยึดให้ติดกับคานที่รองรับอย่างเหมาะสม นอกจากนี้อาคารที่มีอัตราส่วนความชะลูดสูงและการยึดรั้งที่ฐานรากไม่ดี อาจเกิดพลิกคว่ำได้ภายใต้แผ่นดินไหวขนาดใหญ่

- ข้อต่อ ข้อต่อเป็นจุดเชื่อมต่อที่อ่อนแอที่สุดในอาคาร โดยเฉพาะบริเวณคานและเสาที่จะเกิดก่อนจุดอื่นๆ ดังนั้นข้อต่อคาน-เสา (beam-column joint) จะต้องมีเหล็กรัดรอบไว้อย่างน้อยตามที่กำหนดในมาตรฐาน ACI มิเช่นนั้นจะเกิดการวิบัติที่ข้อต่อเมื่อเกิดแผ่นดินไหวที่รุนแรงพอสมควร เมื่อเป็นเช่นนี้วิศวกรต้องพึงตระหนักว่าข้อต่อต้องทำหน้าที่ถ่ายแรงจากส่วนหนึ่งไปยังอีกส่วนหนึ่งของอาคาร โครงสร้างที่มีข้อต่อซึ่งออกแบบไว้ไม่ถูกต้องจะวิบัติแม้แต่ในการใช้งานปกติ เช่น ระเบียงในอาคารโรงแรมแห่งหนึ่งในสหรัฐอเมริกา ซึ่งพังลงมาเนื่องจากรายละเอียดของข้อต่อระหว่างเหล็กเส้นถูกดึงฉีกขาดออกจากคงเหล็กส่งผลให้ระเบียงพังลงมาด้วย ในการต่อเติมอาคารที่ใช้วิธีสกัดผิวคอนกรีตเสา แล้วเอาเหล็กคานเชื่อมกับเหล็กยืนเสา ซึ่งพบเห็นบ่อยนั้นเป็นวิธีที่ไม่ถูกต้อง ข้อต่อจะฉีกขาดได้เมื่อเกิดแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง

การยึดต่อชิ้นส่วนผนังรอบอาคาร (facade) ฯลฯ กับอาคารก็สำคัญ มิเช่นนั้นชิ้นส่วนเหล่านั้นอาจหล่นลงมาเป็นอันตรายแก่ผู้คนที่สัญจรไปมา

- ความเหนียว ในส่วนของการการออกแบบอาคารต้านภัยแผ่นดินไหวนั้นมีพื้นฐานจาก Uniform building code ซึ่งตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่าอาคารมีความเหนียวพอที่จะสลายพลังงาน (dissipate energy) จากการสั่นไหวในช่วงอินอีลาสติกได้ นอกจากนี้อาคารที่ออกแบบให้มีความเหนียวดีพอจะสามารถรับแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นมากกว่าค่าที่ออกแบบไว้ 3-4 เท่าโดยไม่พังทลายถึงแม้จะมีความเสียหายมากก็ตาม

ข้อควรพิจารณาเพื่อให้ได้โครงสร้างที่มีพฤติกรรมเหนียว คือ

ก. วัสดุ ไม่ใช้วัสดุที่เปราะในส่วนโครงสร้าง ได้แก่ อิฐ หรือคอนกรีตที่ไม่มีเหล็กเสริม อาคารที่ทำด้วยวัสดุเปราะจะเป็นอันตรายอย่างมากต่อการพังทลาย

ข. การรัดเสาคอนกรีตด้วยเหล็กปลอกอย่างเพียงพอ จะทำให้คอนกรีตมีความเหนียวเพิ่มขึ้น เหล็กปลอกยังทำหน้าที่ป้องกันไม่ให้เหล็กยืนในเสาโก่งเดาะ และช่วยรับแรงเฉือนจากแผ่นดินไหวอีกด้วย เหล็กปลอกที่เสริมในเสาจะต้องจัดให้ไม่น้อยกว่าที่กำหนดในมาตรฐาน UBC (หรือ ACI) อย่างเคร่งครัด และเหล็กปลอกเดี่ยวที่งอขอ 90° ได้พิสูจน์มาในแผ่นดินไหวรุนแรงแล้วว่าไม่มีประสิทธิภาพพอเนื่องจากเมื่อปูนกระเทาะออกแล้วเหล็กปลอกจะไม่มีคอนกรีตยึดรั้งได้เพียงพอทำให้ง้างออกยังผลให้การโอบรัด (confinement) ของแกน (core) คอนกรีตลดลง และเกิดการตุ้ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(buckling) ของเหล็กยืนจากการสูญเสียการยึดรั้ง (restraint) ตรงตำแหน่งเหล็กปลอกที่ง้างออก เสาก็จะสูญเสียกำลังและวิบัติอย่างรวดเร็ว

ค. หลีกเลี่ยงลักษณะการวิบัติแบบเปราะ เช่น การวิบัติโดยการเฉือน การบดอัด (crushing) การสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว การสูญเสียเสถียรภาพ เป็นต้น การวิบัติเหล่านี้เกิดขึ้นค่อนข้างกะทันหัน จึงเป็นอันตรายมาก จึงต้องออกแบบให้มีส่วนความปลอดภัยมากกว่าการดัด

ง. ในบริเวณเสาและคานรอบๆ ข้อต่อรวมทั้งบริเวณข้อต่อ จะพบว่าหากการเพิ่มเหล็กปลอกในบริเวณดังกล่าวจะเพิ่มความเหนียวให้แก่โครงสร้างอย่างมาก ซึ่งจะสิ้นเปลืองค่าใช้จ่ายเพียงเล็กน้อยเมื่อเทียบกับค่าก่อสร้างทั้งหมดของอาคาร

2.7 การออกแบบโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือน(ref 7)

2.7.1 กล่าวนำ

โครงสร้างกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กมีบทบาทที่สำคัญในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว เนื่องจากคุณสมบัติของกำแพงมีค่าสติฟเนสที่สูง จึงทำให้สามารถลดค่าการโก่งตัวของโครงสร้าง และเพิ่มค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ รวมทั้งลดระดับความเสียหายของส่วนประกอบอาคารที่มิใช่โครงสร้างได้ ประโยชน์ที่สำคัญอีกประการหนึ่งคือ พฤติกรรมของโครงสร้างกำแพงมีความน่าเชื่อถือมากกว่าโครงข้อแข็ง เนื่องจากกำแพงมีคุณสมบัติที่แข็งแรงกว่าคานมาก ทำให้ข้อหมุนพลาสติกเกิดขึ้นที่ปลายคานตามบริเวณที่ออกแบบไว้ โดยไม่เกิดที่กำแพง ดังนั้นจึงสอดคล้องกับหลักการเสาแข็งแรง-คานอ่อน

แต่แม้ว่าโครงสร้างกำแพงจะมีประโยชน์มาก แต่ข้อกำหนดของการออกแบบ UBC1994 และ UBC1997 ยังคงใช้ค่าสัมประสิทธิ์การดูดซับพลังงานของโครงสร้าง(R_w,R) สำหรับโครงสร้างกำแพงน้อยกว่าโครงข้อแข็งที่มีความเหนียวพิเศษ (SMRF) ถึง 50% เหตุผลที่สำคัญคือโครงสร้างกำแพงมีพฤติกรรม ที่ไม่ค่อยเหนียวโดยเฉพาะมีโอกาสที่จะเกิดการวิบัติแบบความเปราะด้วยแรงเฉือน หากต้องการออกแบบให้มีคุณสมบัติเหนียวยิ่งขึ้น ในปัจจุบันนิยมใช้โครงสร้างผสมระหว่างโครงข้อแข็งและกำแพง ซึ่งข้อกำหนด UBC1997 เพิ่มค่าสัมประสิทธิ์การดูดซับพลังงาน R สำหรับโครงสร้างผสมนี้ให้ใกล้เคียงกันกับกรณีโครงข้อแข็ง

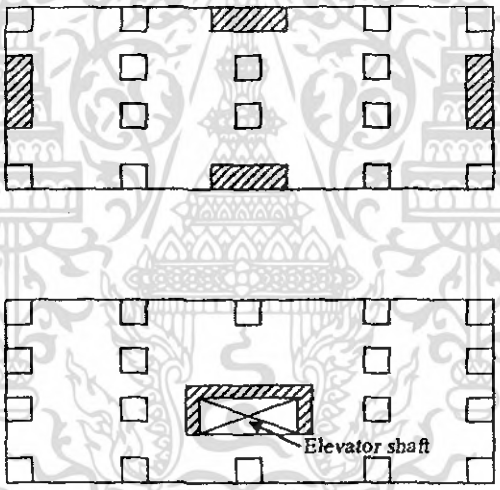
โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนแบ่งออกเป็น 2 แบบ ตามพฤติกรรมของการรับแรงกระทำทางด้านข้าง คือ ก) โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนแบบอิสระ (independent shear wall) ได้แก่ กำแพงทั่วไป ซึ่งมีรูปร่างต่างๆตามลักษณะการจัดวางผังอาคาร เช่น รูปร่างแบบ L, T , I , U เป็นต้น พฤติกรรมการรับแรงกระทำทางด้านข้างของกำแพงเหล่านี้ จะแยกเป็นอิสระจากกัน โดยจะต้านทานทั้งแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงกระทำทางด้านข้าง และ ข) โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนแบบควบคู่ (coupled shear wall) ได้แก่ โครงสร้างกำแพงที่ถูกเชื่อมยึดด้วยพื้นหรือคาน ซึ่งมีความหนาหรือความลึกเพียงพอทำให้เกิดแรงต้านทานต่อโมเมนต์ดัดมาก ดังนั้น กำแพงที่วางอยู่ใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แนวเดียวกันและยึดเชื่อมเข้าด้วยกันนี้ จะมีพฤติกรรมร่วมในการช่วยกันต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง ทำให้เพิ่มประสิทธิภาพของการรับแรงกระทำมากยิ่งขึ้นกว่ากำแพงอิสระ

2.7.2 ระบบต้านทานแรงด้านข้าง

ในบางครั้งโครงสร้างอาคารต้องต้านทานแรงด้านข้าง เช่น แรงลม และ แรงแผ่นดินไหว นอกเหนือจากแรงในแนวดิ่ง หากแรงด้านข้างมีขนาดไม่มากนัก เช่น ในกรณีอาคารเตี้ยๆ การต้านทานแรงด้านข้างก็อาจใช้โครงสร้างข้อแข็งเป็นตัวต้านทานได้ แต่เมื่อแรงด้านข้างมีค่ามากขึ้น ก็อาจจำเป็นต้องใช้กำแพงมาต้านทาน การวางกำแพงมักวางในแนวเสา หรือ อาจทำเป็นช่องบันได และช่องลิฟต์ เป็นต้น ดังในภาพที่ 2.78 ซึ่งเป็นการวางกำแพง ตามแนวขอบนอกของอาคาร (ภาพที่ 2.78a)และวางเป็นช่องลิฟต์ที่กลางอาคาร (ภาพที่ 2.78b) ตำแหน่งของแนวกำแพงมีผลต่อพฤติกรรมทางโครงสร้างเป็นอย่างมาก ดังแสดงใน ภาพที่ 2 จะเห็นว่าทั้งในทิศทาง NS และ EW ตำแหน่งที่แรงกระทำไม่ตรงกับแนวกำแพงทั้งสองทิศทาง โดยเยื้องออกมาที่ระยะ x และ y ในแนว NS และ EW ตามลำดับ ผลของการเยื้องกันนี้ ทำให้พื้นเกิดการบิดตัวโดยมีจุดศูนย์กลางการบิดที่จุดศูนย์ถ่วงของกำแพง ทำให้เสาต้องรับแรงเฉือนมากขึ้น โดยเฉพาะเสาต้นที่อยู่ไกลออกไปจากกำแพง

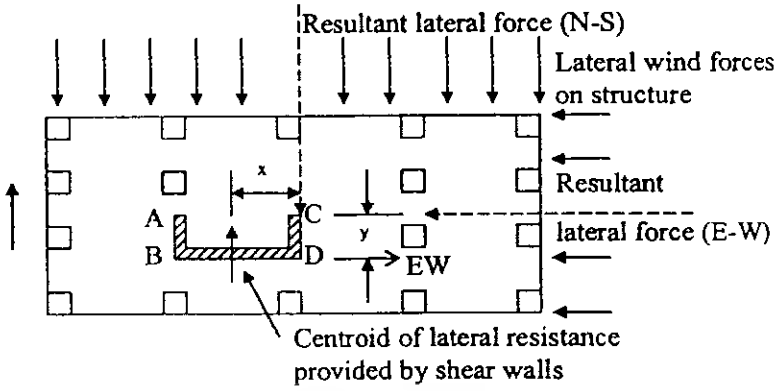


รูปที่ 2.78 ตำแหน่งของกำแพงเฉือนในอาคาร

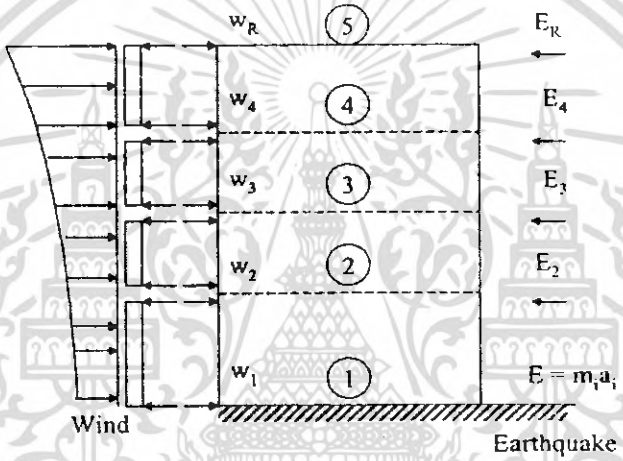
แรงด้านข้างที่กระทำต่ออาคารส่วนบน ได้แก่ แรงลม และ แรงแผ่นดินไหว ดังแสดงในรูปภาพที่ 2.80 ในกรณีแรงลมจะกระทำที่ผนังด้านนอก แล้วถ่ายไปที่พื้น จากนั้นพื้นจะถ่ายแรงนี้ไปที่เสา และ กำแพง โดยแบ่งแรงตาม stiffness นี้จะประสบความสำเร็จถ้าหากว่าพื้นมี stiffness ในระนาบมากพอ กรณีที่เป็นแรงแผ่นดินไหวก็เช่นเดียวกัน แรงแผ่นดินไหวเกิดจากความเร่งของพื้น

ดังนั้น ในการวิเคราะห์โครงสร้างจึงพิจารณาให้แรงลมและแรงแผ่นดินไหวกระทำที่พื้นในแต่ละระดับตามความสูงได้ขนาดของแรงลมให้ดูจากมาตรฐานแรงลมของ ว.ส.ท. เทศบัญญัติกรุงเทพมหานคร เป็นต้น ส่วนขนาดของแรงแผ่นดินไหว ให้ดูจาก กฎกระทรวงฉบับที่ 49

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.79 ตำแหน่งที่แรงด้านข้างกระทำ และ ตำแหน่งศูนย์กลางของกำแพง



รูปที่ 2.80 แรงกระทำต่ออาคารทางด้านข้าง

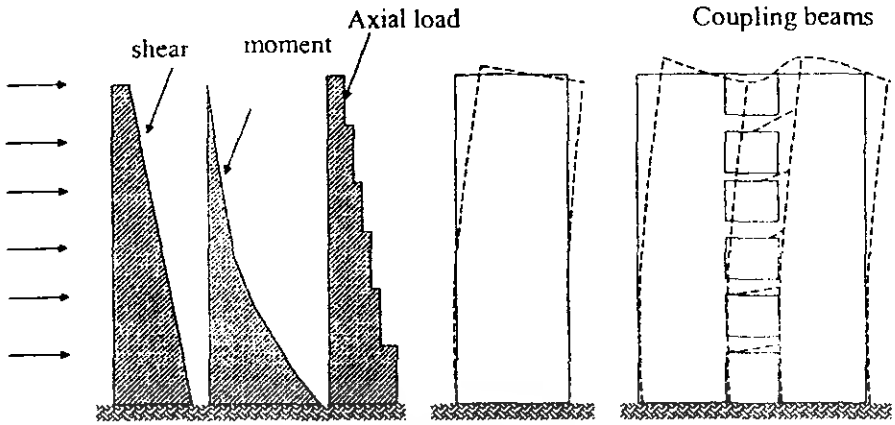
2.7.3 ข้อพิจารณาในการออกแบบ

ไม่ว่าแรงด้านข้างจะเป็นแรงลม หรือ แรงแผ่นดินไหวก็ตาม การวิเคราะห์และออกแบบกำแพงจะพิจารณาให้กำแพงเป็นคานยื่นจากฐานขึ้นไปในแนวดิ่ง แรงที่ใช้ในการออกแบบกำแพงประกอบด้วย (ดูภาพที่ 81)

1. แรงเฉือน ซึ่งมีค่าสูงสุดที่ฐานกำแพง
2. โมเมนต์ ซึ่งมีค่าสูงสุดที่ฐานกำแพง
3. แรงอัดบนหน้าตัดกำแพง

เนื่องจากได้พิจารณากำแพงเป็นคานยื่น ดังนั้นต้องพิจารณาออกแบบการถ่ายแรงจากกำแพงไปยังฐานรากให้พอเพียง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



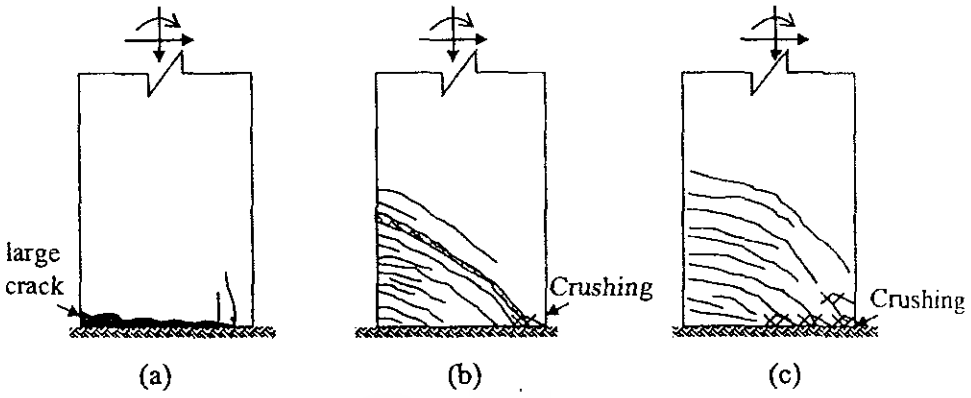
รูปที่ 2.81 การกระจายแรงเฉือน โมเมนต์ และแรงตามแนวแกนบนหน้าตัดกำแพง

การวิบัติที่เกิดขึ้นกับกำแพงภายใต้แรงด้านข้าง ไม่เหมือนกันระหว่าง กำแพงสูง และ กำแพงเตี้ย ภาพที่ 2.82 แสดงการวิบัติของกำแพงในอาคารสูง ซึ่งพบได้ 3 ลักษณะหลักๆได้แก่

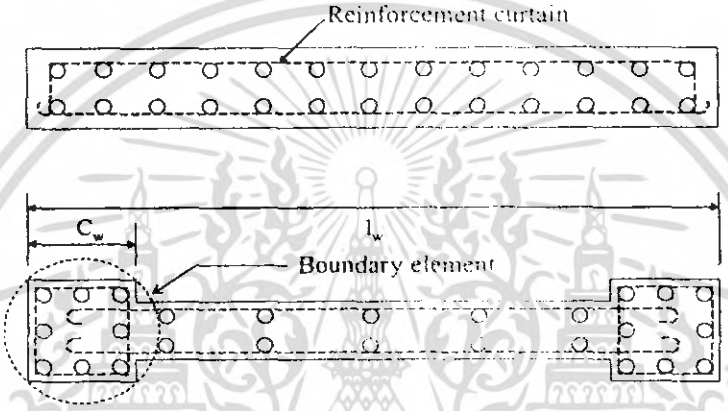
1. การวิบัติเนื่องจากการครากของเหล็ก ซึ่งเกิดจากการใส่เหล็กด้านทานแรงดึงไม่เพียงพอ การวิบัติลักษณะนี้จะสังเกตเห็นรอยร้าวในแนวนอนขนาดใหญ่เกิดขึ้นที่ฐานกำแพง ดังแสดงในภาพที่ 2.82a
2. การวิบัติเนื่องจกแรงเฉือน เกิดขึ้นเนื่องจากใส่เหล็กปลอกด้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ การวิบัติลักษณะนี้จะสังเกตเห็นรอยร้าวทแยงทำมุมประมาณ 45 องศากับแกนดิ่งของกำแพง ดังแสดงในภาพที่ 2.82b
3. การวิบัติเนื่องจากการ crushing ของคอนกรีต ดังแสดงในภาพที่ 2.82c เนื่องจากคอนกรีตรับแรงอัดมากเกินไป สามารถป้องกันได้โดยเสริมความแข็งแรงบริเวณปลายกำแพง ดังแสดงใน ภาพที่ 2.83

ส่วนการวิบัติของกำแพงในอาคารเตี้ยๆ (มีอัตราส่วนความสูงต่อความยาวของกำแพงไม่เกิน 2) จะเป็นไปตาม ภาพที่ 2.84 ซึ่งจะมีพฤติกรรมที่เรียกกันว่า strut and tie หมายความว่า การถ่ายเทแรงเฉือนในแนวนอน ต้องอาศัยแรงดึงในแนวดิ่งจากเหล็กยืน และ แรงอัดในแนวทแยงจากคอนกรีต เพื่อให้เกิดความสมดุลของแรง

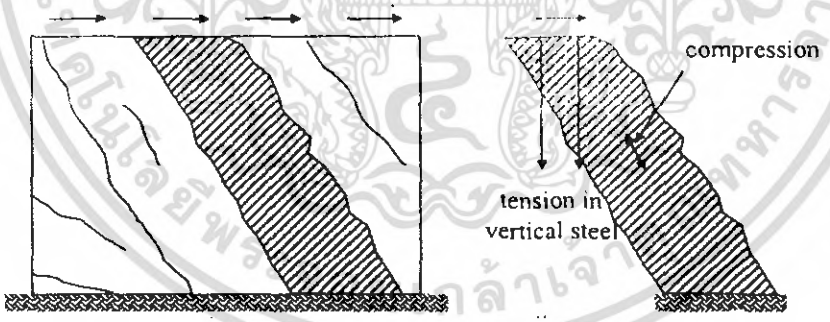
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.82 รูปแบบการวิบัติที่พบในกำแพง



รูปที่ 2.83 การเสริมความแข็งแรงที่ปลายหน้าตัดกำแพง



รูปที่ 2.84 การถ่ายเทแรงในกำแพงเตี้ยๆ

2.7.4 โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนแบบอิสระ

พฤติกรรมการรับแรงของโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือน เมื่อมีแรงกระทำทางด้านข้างอาคาร จะก่อให้เกิดทั้งหน่วยแรงดัดและหน่วยแรงเฉือนในกำแพง ซึ่งหน่วยแรงดัดนี้จะเป็นหน่วยแรงหลักที่ทำให้กำแพงมีการโก่งตัวแบบถูกดัด (flexure mode) ทำให้เกิดหน่วยแรงดึงในด้านถูกแรงกระทำ และเกิดหน่วยแรงอัดในด้านหลังแรงกระทำ โดยที่โครงสร้างกำแพงจะทำหน้าที่เสมือนเสา ในการ

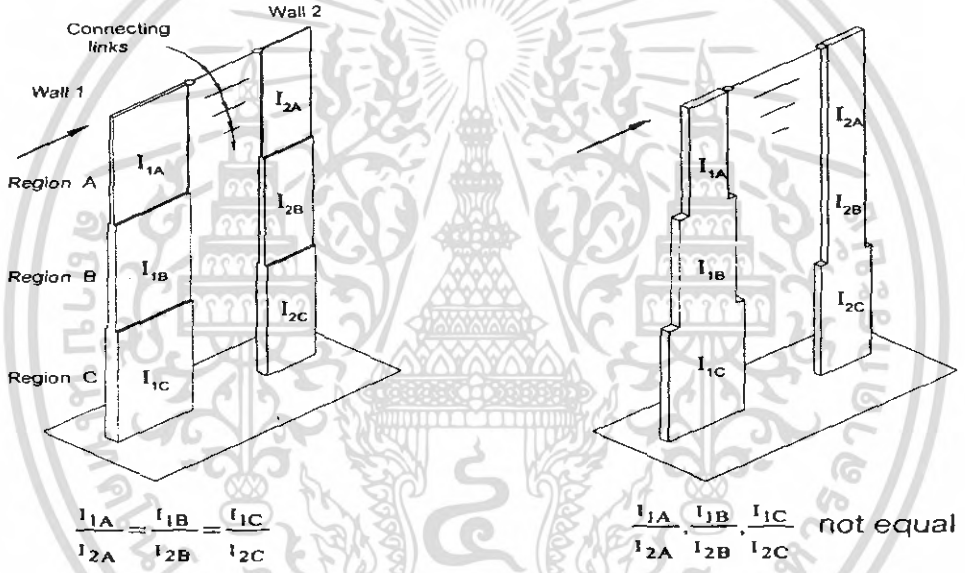
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รับน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรด้วย หากวางตำแหน่งของกำแพงให้สมมาตรในผังอาคาร น้ำหนักบรรทุกเหล่านี้จะช่วยลดหน่วยแรงดึงในกำแพงได้ ซึ่งจะทำให้ออกแบบเหล็กเสริมในกำแพงได้อย่างประหยัด

โดยทั่วไปโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารสูงมักใช้ขนาดความยาวและความหนาลดหลั่นกันไป ซึ่งผลจากการใช้ขนาดกำแพงที่แปรเปลี่ยนได้นี้ ทำให้เกิดการกระจายโมเมนต์และแรงเฉือนที่ซับซ้อนในระหว่างรอยต่อการเปลี่ยนขนาดของกำแพง ดังนั้น จึงจำแนกกำแพงอิสระนี้ออกเป็น 2 ประเภท ตามลักษณะการเปลี่ยนขนาดกำแพง ดังนี้

ก) กำแพงที่มีการเปลี่ยนขนาดเป็นสัดส่วนกัน (Proportionate Shear Wall)

โครงสร้างกำแพงระบบนี้เป็นกำแพงซึ่งมีอัตราส่วนของความแข็งเชิงดัด คงที่ตลอดความสูงอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 2.85ก.



(ก) กำแพงที่มีการเปลี่ยนขนาดเป็นสัดส่วนกัน (ข) กำแพงที่มีการเปลี่ยนขนาดไม่เป็นสัดส่วนกัน

รูปที่ 2.85 โครงสร้างกำแพงแบบที่มีการเปลี่ยนขนาดเป็นสัดส่วนและแบบไม่เป็นสัดส่วนกัน

โครงสร้างกำแพงแบบนี้จะมีค่าแรงเฉือนและโมเมนต์กระจายเป็นสัดส่วนกับค่าความแข็งเชิงดัดของกำแพง และไม่มีการกระจายแรงเฉือนหรือโมเมนต์ที่ระดับการเปลี่ยนขนาดของกำแพง

ข) กำแพงที่มีการเปลี่ยนขนาดไม่เป็นสัดส่วนกัน (Nonproportionate Shear Wall)

โครงสร้างระบบนี้มีค่าอัตราส่วนของความแข็งเชิงดัด ไม่คงที่ ตลอดความสูงของอาคารดังแสดงในรูปที่ 2.85 ข ณ ระดับชั้น ซึ่งมีการเปลี่ยนค่าความแข็ง จะมีการกระจายแรงเฉือนและ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โมเมนต์ในกำแพงเกิดขึ้นได้และมักมีแรงเฉือนเกิดขึ้นสูงที่บริเวณชั้นนี้ เนื่องจากการคำนวณหาแรงภายในองค์อาคารของกำแพงแบบนี้ค่อนข้างซับซ้อน สำหรับในที่นี้จะกล่าวในรายละเอียดของการคำนวณออกแบบเฉพาะกำแพงแบบแรกคือ Proportionate Shear Wall เท่านั้น

2.7.5 การคำนวณออกแบบกำแพงระบบที่มีการเปลี่ยนขนาดเป็นสัดส่วนกัน

2.7.5.1 โครงสร้างสมมาตร (Symmetric Structure)

โครงสร้างซึ่งมีลักษณะสมมาตรในผังอาคารต่อแนวของแรงกระทำ ดังแสดงในรูปที่ 2.86 จะไม่มีการบิดตัวที่ระดับชั้น ใดๆ แรงเฉือนภายนอกทั้งหมด Q_i และโมเมนต์ภายนอกทั้งหมด M_i จะกระจายไปยังกำแพงต่างๆ ตามอัตราส่วนของค่าความแข็งเชิงดัดของกำแพง ดังนี้

แรงเฉือนและโมเมนต์ในกำแพง j ที่ระดับชั้น i

$$Q_{ji} = Q_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum (EI)_i} \qquad (2.129)$$

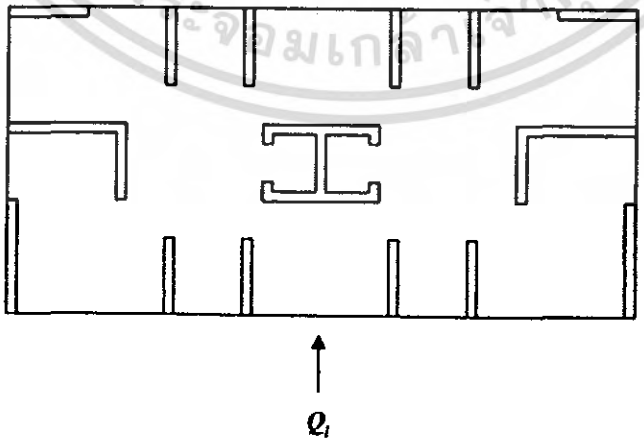
$$M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum (EI)_i} \qquad (2.130)$$

โดยที่ Q_i และ M_i คือแรงเฉือนภายนอกและโมเมนต์ภายนอกทั้งหมดที่กระทำที่ระดับชั้น i ตามลำดับ

Q_{ji} และ M_{ji} คือ แรงเฉือนและโมเมนต์ในกำแพง j ที่ระดับชั้น i ตามลำดับ

$(EI)_{ji}$ คือ ความแข็งเชิงดัดของกำแพง j ที่ระดับชั้น i

$\sum (EI)_i$ คือผลรวมของความแข็งเชิงดัดของกำแพงทั้งหมด ที่ระดับชั้น i

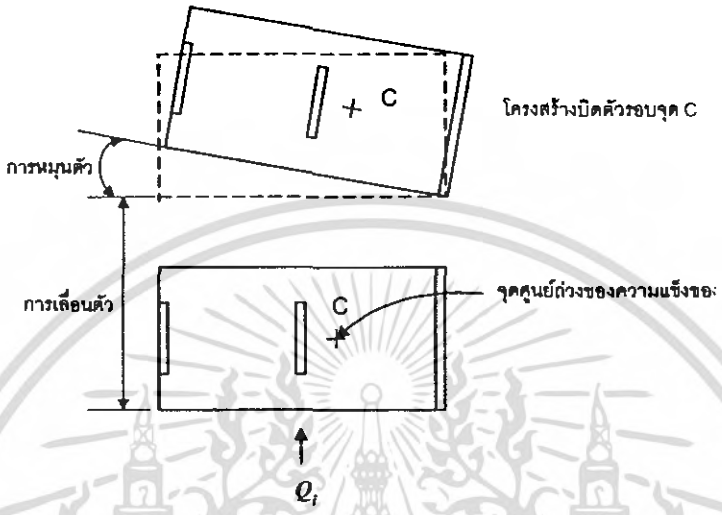


รูปที่ 2.86 โครงสร้างกำแพงแบบสมมาตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.7.5.2 โครงสร้างไม่สมมาตร (Asymmetric Structure)

โครงสร้างซึ่งไม่สมมาตรต่อแกนของแรงกระทำจะมีการเลื่อนตัวและหมุนตัวด้วยดังแสดงในรูปที่ 2.87 การเคลื่อนที่ในแนวราบของพื้นอาคารจะเท่ากับผลรวมของการเลื่อนตัว และการหมุนตัว รอบจุดศูนย์กลางของการหมุนบิดตัว ซึ่งในที่นี้ก็คือจุดศูนย์ถ่วงของความแข็งเชิงดัดของกำแพง



รูปที่ 2.87 การเคลื่อนตัวของโครงสร้างไม่สมมาตร

พิจารณาจากรูปโครงสร้างอาคารซึ่งไม่สมมาตร (รูปที่ 2.88) จุดศูนย์กลางของการหมุนบิดตัว สามารถคำนวณได้จาก

$$\bar{x} = \frac{\sum (EIx_j)_i}{\sum (EI)_i} \qquad (2.131)$$

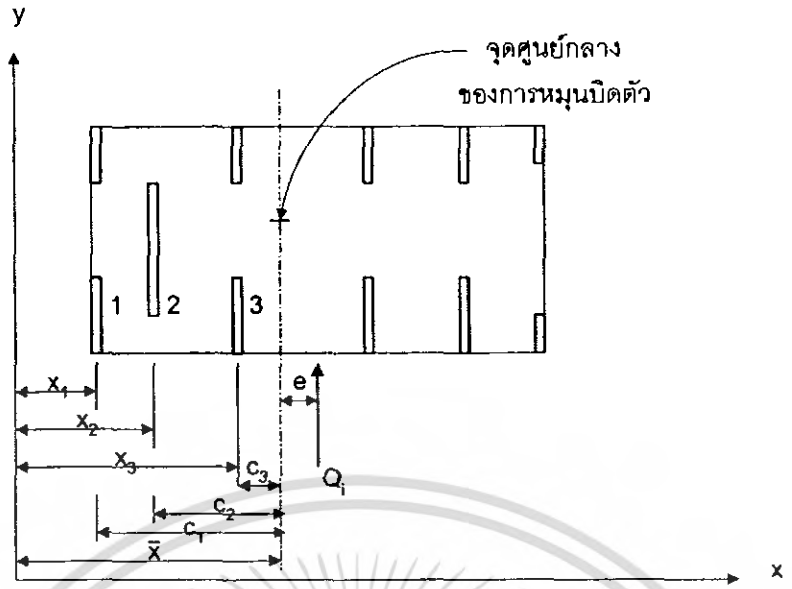
โดยที่ $\bar{x}$ คือ จุดศูนย์กลางของการหมุนบิดตัว

$\sum (EI)_i$ คือ ผลรวมของความแข็งเชิงดัด

$\sum (EIx_j)_i$ คือ ผลรวมของโมเมนต์ความแข็งเชิงดัดรอบจุดศูนย์กลางของการหมุนบิดตัว

สำหรับโครงสร้างกำแพงที่เป็นสัตส่วนกัน จุดศูนย์กลางของการหมุนบิดตัวและจุดศูนย์กลางแรงเฉือน จะทับกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.88 โครงสร้างไม่สมมาตรซึ่งแนวกำแพงขนานกับแนวแรงกระทำทางด้านข้าง

แรงเฉือนและโมเมนต์ที่กระจายสู่กำแพง j ที่ระดับชั้น i คำนวณจาก

$$Q_{ji} = \frac{Q_i (EI)_{ji}}{\sum (EI)_i} + \frac{Q_i e (EI \cdot c)_{ji}}{\sum (EI \cdot c^2)_i} \qquad (2.132)$$

$$M_{ji} = \frac{M_i (EI)_{ji}}{\sum (EI)_i} + \frac{M_i e (EI \cdot c)_{ji}}{\sum (EI \cdot c^2)_i} \qquad (2.133)$$

โดยที่ c_{ji} คือระยะจากจุดศูนย์กลางของการหมุนบิดตัวไปยังกำแพง j

e คือระยะจากจุดศูนย์กลางของการหมุนบิดตัวไปยังแนวแรงเฉือนภายนอก

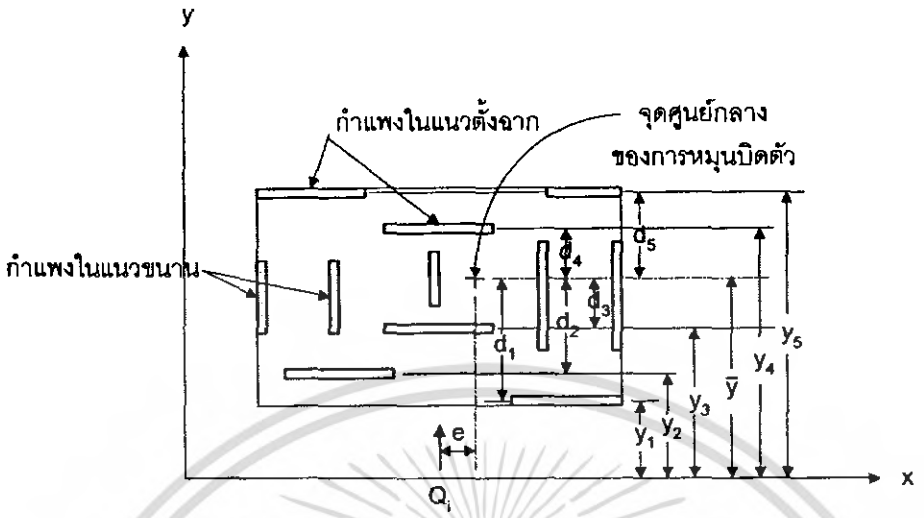
ค่าเทอมแรกทางขวามือของสมการ 2.132 และ 2.133 เป็นแรงเฉือนและโมเมนต์ที่เกี่ยวข้องกับการเลื่อนคัดของโครงสร้าง ส่วนเทอมที่สอง จะเกี่ยวข้องกับการดัดของกำแพงเมื่อโครงสร้างถูกบิดไป สำหรับค่า c_{ji} จะพิจารณาเครื่องหมายเป็นบวกเมื่ออยู่บนด้านเดียวกันกับค่า e จากจุดศูนย์กลางของการหมุนบิดตัว

ถ้าหากโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนมีกำแพงซึ่งวางในทิศทางตั้งฉากกับแนวของแรงกระทำดังแสดงในรูปที่ 2.133 จุดศูนย์กลางของการหมุนบิดตัว สามารถคำนวณได้จาก

$$\bar{y} = \frac{\sum (EIy_j)_i}{\sum (EI)_i} \qquad (2.134)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ซึ่งค่าความแข็งเชิงดัด (flexural rigidity), EI ในที่นี้หมายถึงกำแพงซึ่งวางในทิศทางตั้งฉากกับแนวของแรงกระทำ



รูปที่ 2.89 โครงสร้างไม่สมมาตรซึ่งรวมทั้งกำแพงในแนวตั้งฉาก

แรงเฉือนและโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในกำแพงในแนวตั้งฉากที่ระดับชั้น i จากการบิดตัวของโครงสร้าง คำนวณได้จาก

$$Q_{ri} = Q_i \cdot e \frac{(EI \cdot d)_{ri}}{\left\{\sum (EI \cdot c^2) + \sum (EI \cdot d^2)\right\}_i} \qquad (2.135)$$

$$M_{ri} = M_i \cdot e \frac{(EI \cdot d)_{ri}}{\left\{\sum (EI \cdot c^2) + \sum (EI \cdot d^2)\right\}_i} \qquad (2.136)$$

โดยที่ Q_{ri} และ M_{ri} คือแรงเฉือนและโมเมนต์ในกำแพงในแนวตั้งฉาก r ที่ระดับชั้น I ตามลำดับ

$\sum (EI \cdot c^2)_i$ คือ ผลรวมของโมเมนต์ที่สองของความแข็งเชิงดัดของกำแพงในแนวขนานที่ระดับชั้น i

$\sum (EI \cdot d^2)_i$ คือ ผลรวมของโมเมนต์ที่สองของความแข็งเชิงดัดของกำแพงในแนวตั้งฉากที่ระดับชั้น i

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.7.6 การออกแบบเหล็กเสริมในกำแพง

การออกแบบกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงเฉือนตามข้อกำหนดของ ACI 318-99 มีขั้นตอนดังนี้

ก) ตรวจสอบความหนาของกำแพงจาก

$$\phi V_n = \phi\left(2.7\sqrt{f_c'}\,hd\right) \geq V_u \qquad (2.137)$$

โดยที่ V_n คือ กำลังแรงเฉือนระบุของคอนกรีต, กก.

V_u คือ แรงเฉือนเพิ่มส่วน (factor shear) เนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้าง, กก.

Ø คือ ตัวคูณลดกำลัง มีค่าเท่ากับ 0.85

h คือ ความหนาของกำแพง, ซม.

d คือ ความลึกของกำแพง, ซม.

ให้ใช้เท่ากับ 0.81_w เมื่อ I_w คือความยาวของกำแพง,ซม.

ข) คำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต โดยใช้ค่าที่น้อยกว่าของกรณีต่อไปนี้

$$V_c = 0.88\sqrt{f_c'}\,hd + \frac{N_u d}{4l_w} \qquad (2.138)$$

$$V_c = \left\{0.16\sqrt{f_c'} + \frac{l_w\left(0.33\sqrt{f_c'} + 0.2\dfrac{N_u}{l_w h}\right)}{\dfrac{M_u}{V_u} - \dfrac{l_w}{2}}\right\}hd \qquad (2.139)$$

โดยที่ N_u คือน้ำหนักบรรทุกตามแกนเพิ่มส่วน(กก.)มีค่าเป็นบวกสำหรับแรงอัด และมีค่าเป็นลบสำหรับแรงดึง ในกรณีที่ค่า (M_u/V_u - $l_w/2$) มีค่าเป็นลบ สมการที่(2.138)จะใช้ไม่ได้ ให้ใช้สมการที่(2.171)แทน

ค) คำนวณปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

เหล็กเสริมในแนวนอน

ในกรณีที่ $V_u / Ø > V_c / 2$ (2.140)

$$V_s = V_u / Ø - V_c \qquad (2.141)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่ V_c คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต, กก. ซึ่งคำนวณได้จากข้อ ข)

V_s คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริม, กก. คำนวณจาก

$$V_s = A_v f_y d / S_2 \qquad (2.142)$$

โดยที่ A_v คือ เนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงเฉือน,ตร.ซม.

f_y คือ กำลังครากของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน,กก./ซม.

S_2 คือ ระยะเรียงของเหล็กเสริมตามแนวนอน ซึ่งไม่เกิน $l_w/5$ หรือ 3h หรือ 45 ซม.

ในกรณีที่ $V_u / \emptyset < V_c / 2$

$\rho_h = 0.0025$

โดยที่ ρ_h คือ อัตราส่วนเนื้อที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนตามแนวนอนต่อหน้าตัดคอนกรีตในแนวตั้ง

เหล็กเสริมในแนวตั้ง

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)\left(\rho_h - 0.0025\right) \qquad (2.143)$$

โดยที่ ρ_h คือ อัตราส่วนเนื้อที่รับแรงเฉือนตามแนวตั้งต่อหน้าตัดคอนกรีตในแนวนอนทั้งนี้ต้อง

ไม่น้อยกว่า 0.0025

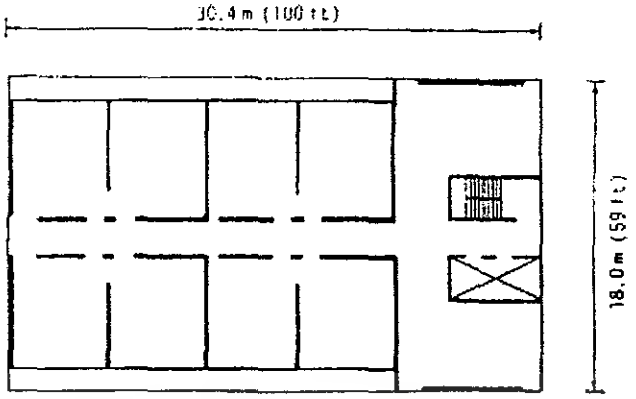
ระยะเรียงของเหล็กเสริมตามแนวตั้ง ต้องไม่เกิน $l_w/3$ หรือ 3h หรือ 45 ซม.

ง) คำนวณปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดในแนวตั้ง โดยใช้วิธีการคำนวณเช่นเดียวกันกับการออกแบบองค์อาคารรับแรงดัด

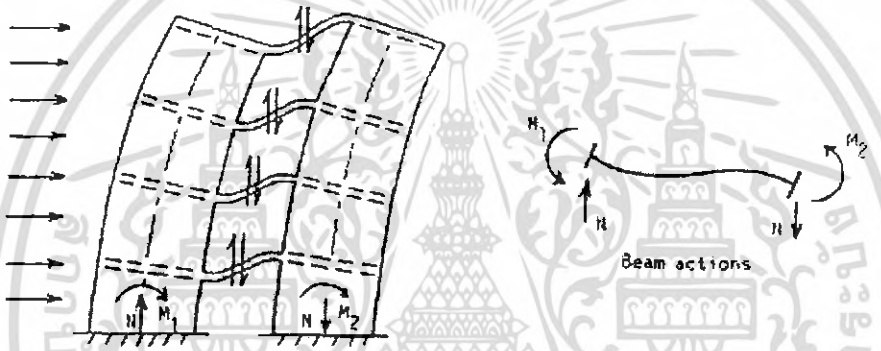
2.7.7 โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนแบบควบคู่ (Coupled Shear Wall Structure)

ในกรณีที่ กำแพงสองชิ้นมีการเชื่อมยึดด้วยคาน โมเมนต์ที่กระทำต่อโครงสร้างนี้จะต้านทานโดยกำแพงทั้งสองซึ่งมีพฤติกรรมการต้านทานเสมือนเป็นโครงสร้างผสมอันหนึ่ง (Single composite unit) มีการดัดรอบจุดศูนย์ถ่วงของกำแพงทั้งสองนี้ ดังแสดงในรูปที่ 2.90 เมื่อกำแพงมีการโน้มเอียงไปภายในแรงกระทำด้านข้างปลายของคานเชื่อม จะถูกดันให้หมุนและเคลื่อนที่ไปในแนวดิ่ง จนกระทั่งคานถูกดันให้โก่งดัดสองทาง (Double Curvature) เพื่อต้านทานการดัดแบบอิสระของกำแพงแต่ละชิ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.90a ผังอาคารที่พักอาศัยที่มีกำแพงควบคู่



รูปที่ 2.90b พฤติกรรมการรับแรงกระทำทางด้านข้างของกำแพงควบคู่

พฤติกรรมการดัดของคานเชื่อมนี้จะก่อให้เกิดแรงเฉือนในคาน ทำให้เกิดโมเมนต์ดัดในทิศทางตรงกันข้างกับโมเมนต์ภายนอกที่มากระทำที่กำแพงแต่ละชิ้นแรงเฉือนเหล่านี้เหนี่ยวนำให้เกิด axial force ในกำแพงทั้งสองโดยมีลักษณะเป็นแรงดึงและแรงอัดในกำแพง ดังนั้น ค่าโมเมนต์เนื่องจากแรงกระทำภายนอกที่ระดับชิ้นของอาคารใดๆ สามารถคำนวณได้จาก

$$M = M_1 + M_2 + Nl$$

โดยที่ M_1 , M_2 คือ โมเมนต์กระทำต่อกำแพงชิ้นที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

M คือ โมเมนต์ทั้งหมดที่กระทำต่อกำแพงคู่ควบ

l คือ ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์ถ่วงของกำแพงทั้งสอง

N คือ แรงกระทำในแนวแกนกำแพง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เทอม NI เป็นโมเมนต์ดัดด้านทานการดัดแบบอิสระของกำแพง ในกรณีที่คานเชื่อมมีการยึดรั้งที่ปลายกับกำแพงเป็นปลายแบบหมุน เทอม NI จะเป็นศูนย์ และเทอมนี้จะมีค่าสูงสุดเมื่อคานเชื่อมมีลักษณะแข็งเกร็ง ดังนั้นพฤติกรรมการรับแรงของคานเชื่อมนี้จึงช่วยลดโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในกำแพงนี้ได้ ซึ่งทำให้ค่าหน่วยแรงดึงสูงสุดในคอนกรีตลดลง โครงสร้างกำแพงระบบนี้จึงมีประสิทธิภาพในการด้านทานแรงกระทำทางด้านข้างได้ดีกว่าโครงสร้างกำแพงอิสระ

2.7.7.1 การวิเคราะห์กำแพงคู่ควบโดยวิธีตัวกลางเชื่อมต่อเนื่อง (Continuous Medium Method)

พิจารณาโครงสร้างกำแพงคู่ควบซึ่งมีแรงกระทำทางด้านข้างดังแสดงในรูปที่ 2.116a สมมติฐานที่ใช้มีดังนี้

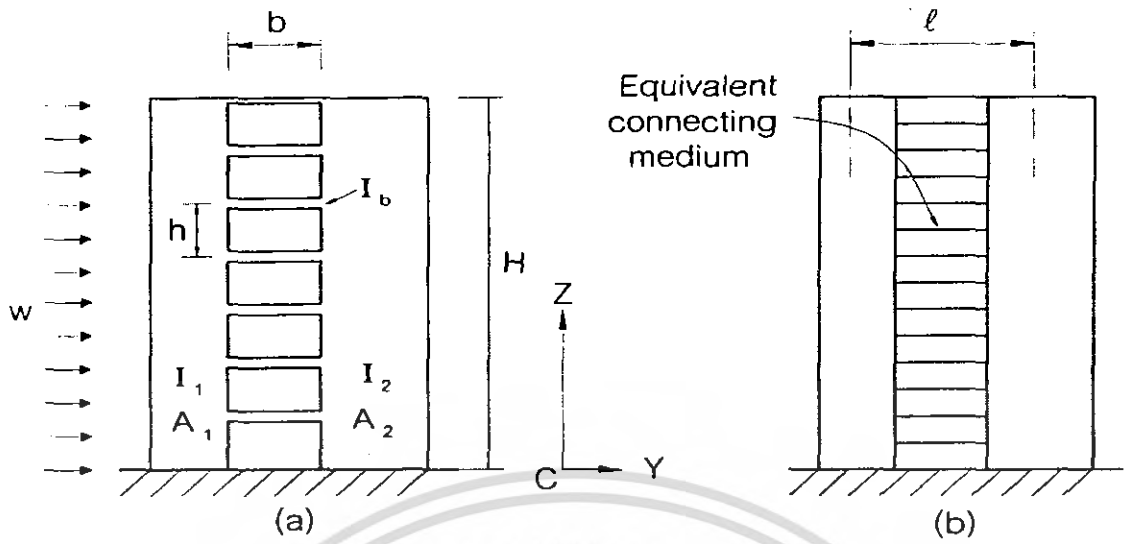
1. คุณสมบัติของกำแพงและคานเชื่อมไม่มีการเปลี่ยนแปลง ตลอดความสูงของอาคารและความสูงแต่ละชั้นมีค่าคงที่
2. ระนาบของกำแพงหลังจากถูกแรงดัดกระทำยังคงรักษาระนาบไว้โดยไม่เสียรูป
3. คานเชื่อมระหว่างกำแพงใช้เป็น "ตัวกลางเชื่อมต่อเนื่องเทียบท่า" (Equivalent Continuous Connecting Medium) โดยมีค่าความแข็งเชิงดัด (Flexural Rigidity) EI_b/h ต่อหน่วยความสูง เมื่อ h เป็นความสูงของชั้นแต่ละชั้น ดังแสดงในรูปที่ 2.116b
4. กำแพงทั้งสองส่วนมีการโก่งโน้มเอนในทางแนวราบเท่าๆกัน เนื่องจากพื้นอาคารมีความแข็งในแนวราบมากรวมทั้งคานเชื่อมก็มีค่าสติฟเนสในแนวแกนที่สูง ดังนั้น ค่าความชัน (Slope) ของกำแพงทั้งสองส่วนจึงเท่ากันตลอดความสูงของอาคาร เป็นเหตุให้คานเชื่อมบิดไปโดยมีจุดการดัดกลับ (Point of Contraflexure) อยู่ที่กึ่งกลางช่วงคาน จากสมมติฐานนี้ทำให้ค่ามุมของการโก่งตัว ของกำแพงทั้งสองส่วนเท่ากันตลอดความสูงอาคาร และค่าโมเมนต์ดัดในแต่ละกำแพงจะเป็นสัดส่วนกับค่าความแข็งเชิงดัดของกำแพงแต่ละชิ้น
5. แรงที่เกิดขึ้นในคานเชื่อม คือ

   Axial Forces จะแทนด้วย Equivalent Continuous distribution, n ต่อหน่วยความสูง

   Shear Forces จะแทนด้วย Equivalent Continuous distribution, q ต่อหน่วยความสูง

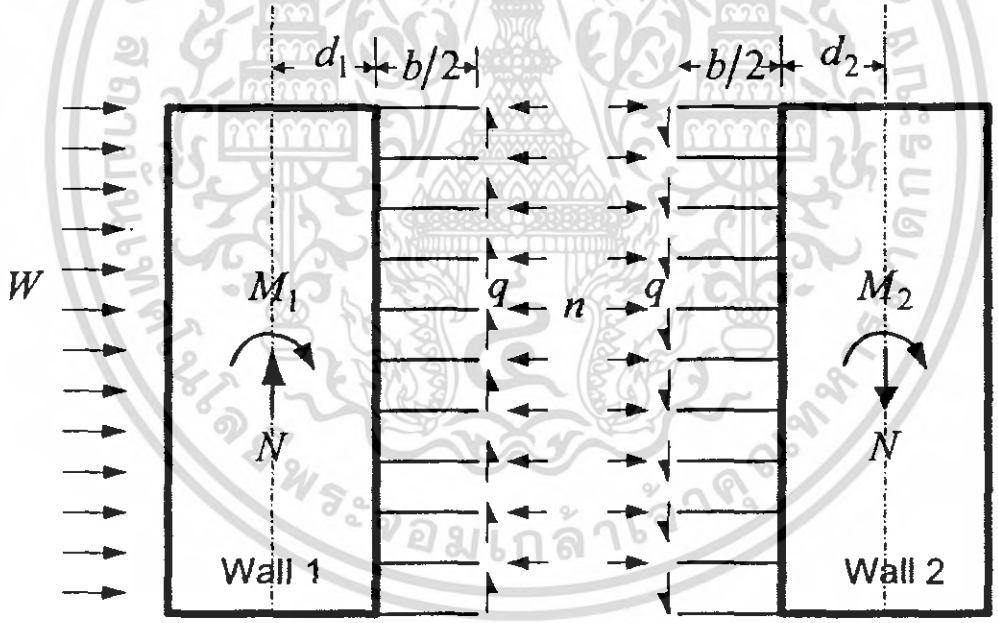
   Bending Moment จะแทนด้วย Equivalent Continuous distribution, m ต่อหน่วยความสูง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.91 การทดแทนกำแพงคู่ควบด้วย Continuum model

พิจารณารูปตัดของ Connecting Medium ดังแสดงในรูปที่ 2.117



รูปที่ 2.92 แรงภายในของ Coupled Shear Wall

ที่หน้าตัดในแนวดิ่งของคานเชื่อม จะมี Shear Flow ขนาด q (z) ต่อหน่วยความสูง

Axial Force ขนาด n (z) ต่อหน่วยความสูง

Axial force, N ในแต่ละกำแพงที่ระดับ Z

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$N = \int_{z}^{H} q dz \tag{2.144}$$

หรือ $$q = -\frac{dN}{dz} \tag{2.145}$$

ในการวิเคราะห์เพื่อหา Governing differential equation สำหรับโครงสร้างระบบนี้ จะพิจารณาจาก ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแนวดิ่งที่แนวเส้นตัดของจุดดัดกลับที่เกิดขึ้นสำหรับพฤติกรรมของโครงสร้างกำแพงคู่ควบ สรุปได้ดังนี้

Governing Equation for Coupled Walls

$$\frac{d^2N}{dz^2} - (k\alpha)^2 N = -\frac{\alpha^2}{l} M \tag{2.146}$$

โดยที่ $\alpha^2 = \dfrac{12 I_c l^2}{b^3 h I}$

$l_c = \dfrac{l_b}{1-r}$ และ $r = \dfrac{12 E I_b}{b^2 G A}\lambda$

$k^2 = 1 + \dfrac{AI}{A_1 A_2 l^2}$

$l = l_1 + l_2$ และ $A = A_1 + A_2$

GA คือ ค่าความแข็งเชิงเฉือน (Shear Rigidity) ของคานเชื่อม

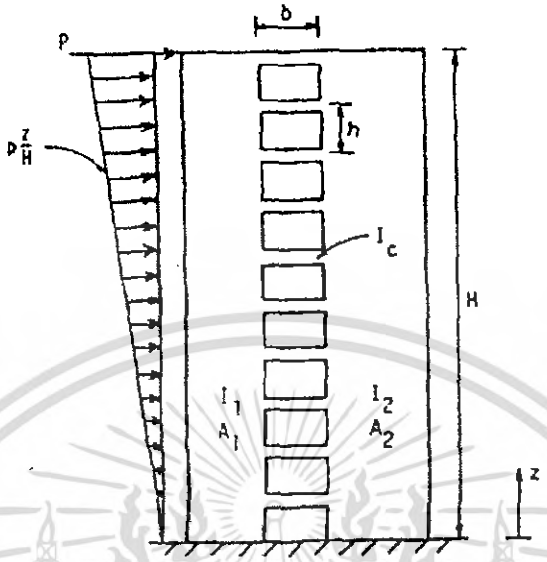
I_b คือ โมเมนต์อินเนอร์เชียของคานเชื่อม

λ คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของรูปร่างหน้าตัดคานเชื่อม สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า $\lambda = 1.2$

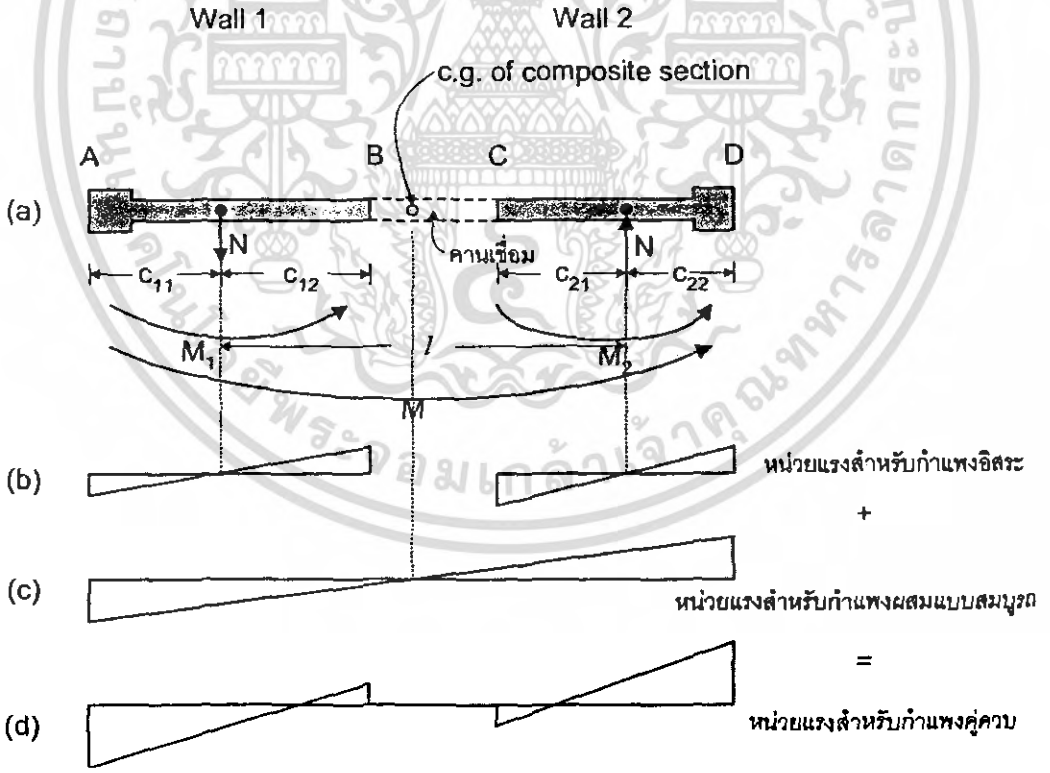
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.7.7.2 การวิเคราะห์กำแพงคู่ควบสำหรับแรงแผ่นดินไหวแบบแรงสถิตเทียบเท่า

พิจารณาโครงสร้างกำแพงคู่ควบซึ่งมีแรงกระทำดังแสดงในรูปที่ 2.92



รูปที่ 2.93 การกระจายของแรงกระทำต่อโครงสร้างกำแพงคู่ควบ



รูปที่ 2.94 การกระจายหน่วยแรงของโครงสร้างกำแพงคู่ควบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โมเมนต์ทั้งหมดที่กระทำต่อกำแพงคู่ควบ

$$M = P(H - z) + 1/6\,p(kH - z)^2(2 - z/H) \qquad (2.147)$$

โมเมนต์ในกำแพงแต่ละชิ้น (Independent action)

$$M_1 = M\frac{I_1}{I}\frac{K_1}{100} \qquad (2.147ก)$$

$$M_2 = M\frac{I_2}{I}\frac{K_1}{100} \qquad (2.147ข)$$

โดยที่ K_1 เป็นเปอร์เซ็นต์ของโมเมนต์ทั้งหมดซึ่งด้านทานโดยพฤติกรรมของกำแพงแบบอิสระ

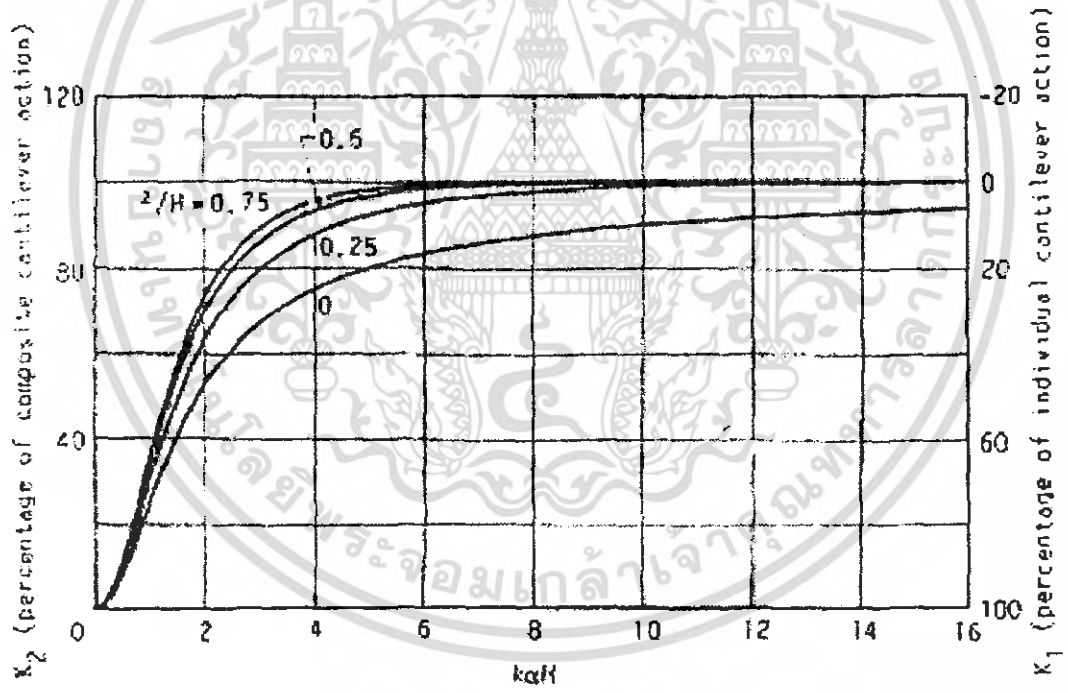
โมเมนต์ในกำแพงผสมแบบสมบูรณ์ (Composite Cantilever Action)

$$M_c = \frac{K_2}{100}M \qquad (2.149)$$

โดยที่ K_2 เป็นเปอร์เซ็นต์ของโมเมนต์ซึ่งด้านทานโดยพฤติกรรมของกำแพงแบบ Composite Unit

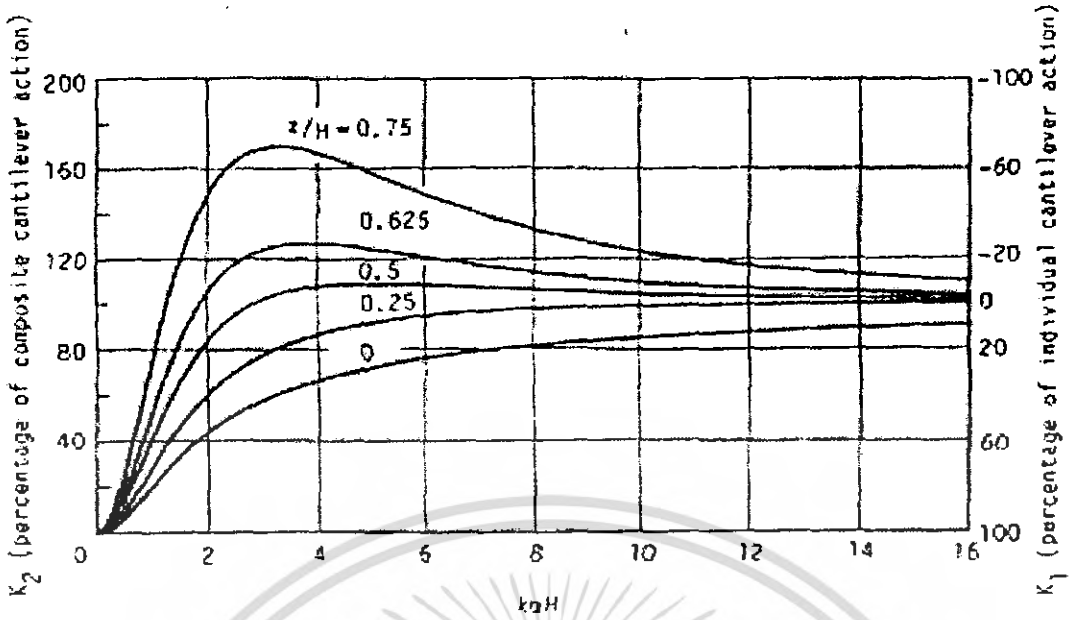
ค่าสัมประสิทธิ์ K_1 และ K_2 สามารถหาได้จากกราฟในรูปที่ 2.95-2.196

โดยที่ $K_1 + K_2 = 100$



รูปที่ 2.95 Wall moment factors for concentrated load at top

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.96 Wall moment factors for triangularly distributed loading

ค่าหน่วยแรงดัดในกำแพงจะกระจายเป็นสัดส่วนโดยตรงตลอดชิ้นส่วนของโครงสร้างผสมนี้ โดยที่ค่าหน่วยแรงดึงและหน่วยแรงอัดจะเกิดขึ้นที่ขอบนอกสุด ดังแสดงในรูปที่ 2.94 ซึ่งจะต้องมีการตรวจสอบหน่วยแรงสูงสุดที่ขอบทั้งสองนี้ ว่าเกินหน่วยแรงปลอดภัยหรือไม่ หน่วยแรงในกำแพงที่แท้จริงจะเป็นการรวมหน่วยแรงสำหรับกรณีกำแพงอิสระสองแผ่นและกรณีกำแพงผสมแบบสมบูรณ์เป็นพฤติกรรมของกำแพงแบบคู่ควบ (Coupled Wall) ดังนั้น พฤติกรรมที่แท้จริงของกำแพงทั้งคู่นี้ ซึ่งเชื่อมยึดด้วยคานที่มีลักษณะยืดหยุ่น จะอยู่ระหว่างกรณีกำแพงอิสระสองแผ่น (2.94b) และกำแพงผสมแบบสมบูรณ์ (Fully Composite Unit, 2.94c)

หน่วยแรงที่ขอบนอกจุด A $$f_A = \frac{N}{A_1} - \frac{M_1 c_{11}}{I_1} - \frac{M c_{c1}}{I_g} \qquad (2.150ก)$$

หน่วยแรงที่ขอบนอกจุด D $$f_D = \frac{N}{A_1} - \frac{M_2 c_{21}}{I_2} - \frac{M c_{c2}}{I_g} \qquad (2.150ข)$$

โดยที่ N คือ แรงกระทำในแนวแกนกำแพง

โดยที่ $N = (M - M_1 - M_2)/l$

A_1, A_2 คือ พื้นที่หน้าตัดกำแพงชิ้นที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

I_1, I_2 คือ โมเมนต์อินเนอร์เชียของกำแพงชิ้นที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

I_g คือ โมเมนต์อินเนอร์เชียของกำแพงคู่ควบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\text{โดยที่ } I_g = I_1 + I_2 + \frac{A_1 A_2}{A} l^2$$

แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในคานเชื่อม

สำหรับแรงกระทำ P ที่ยอดอาคาร $q = P\frac{1}{k^2 l} F_2$ (2.151ก)

สำหรับแรงกระทำกระจายรูปสามเหลี่ยม $q = p\frac{H}{k^2 l} F_2$ (2.151ข)

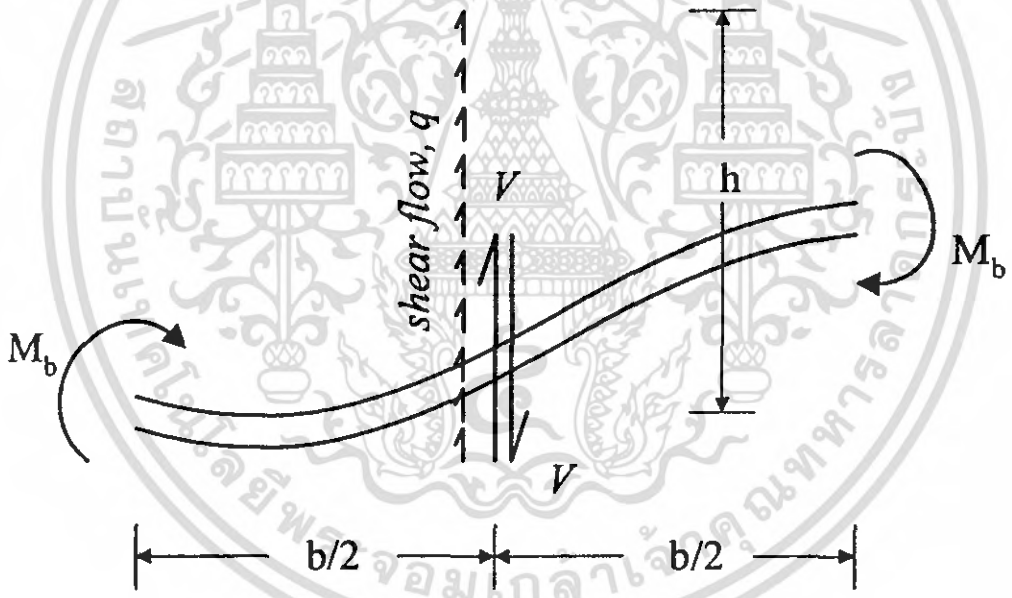
แรงเฉือนสูงสุดที่กระทำในคานเชื่อมสำหรับแต่ละระดับชั้นอาคาร

$$V = \int q dz \quad (2.152)$$

$$= (P\frac{1}{k^2 l} + p\frac{H}{k^2 l}) F_{2(\max)} \cdot h$$

โมเมนต์ดัดสูงสุดในคานเชื่อมที่รอยต่อยึดกับกำแพง

$$M_b = V \cdot b/2 \quad (2.153)$$



รูปที่ 2.97 แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในคานเชื่อม

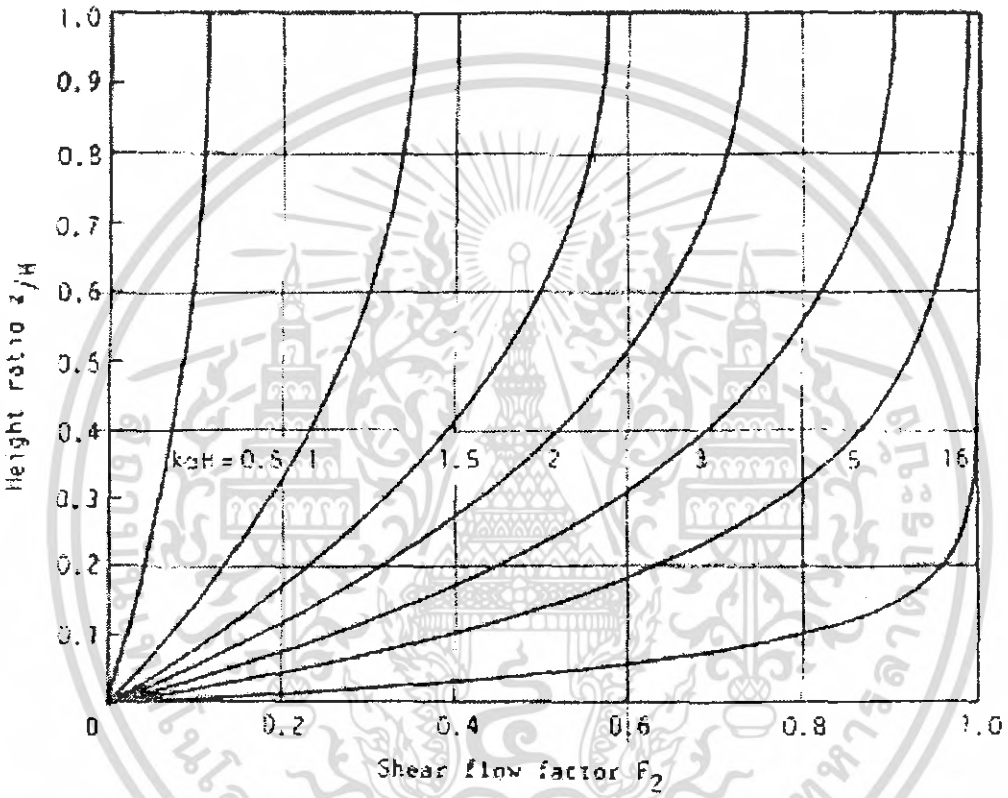
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การโก่งตัวของกำแพงที่ยอดอาคาร

สำหรับแรงกระทำ P ที่ยอดอาคาร $$y_H = \frac{PH^3}{3EI} F_3 \qquad (2.154ก)$$

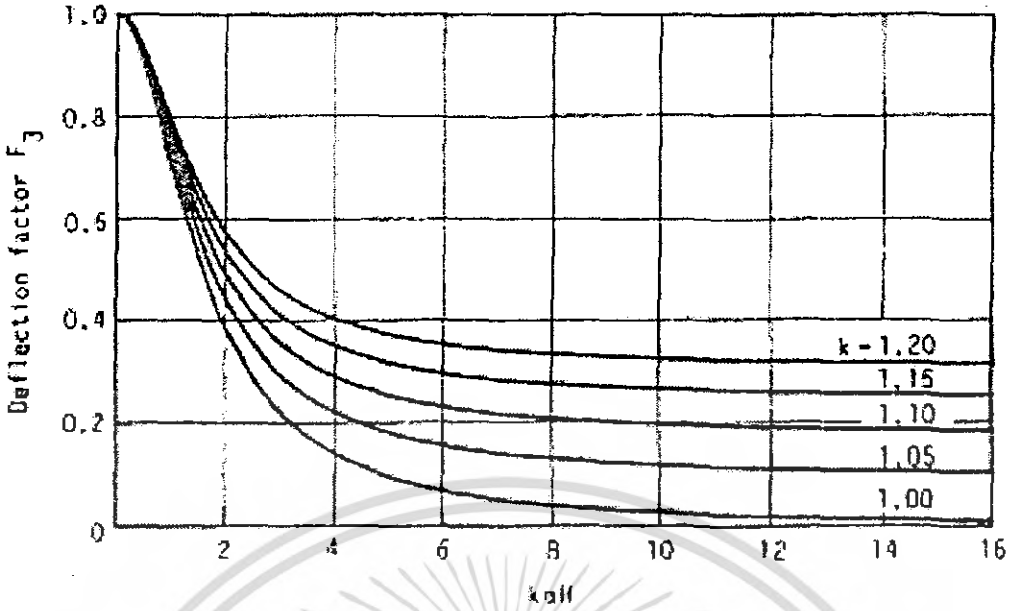
สำหรับแรงกระทำกระจายแบบสามเหลี่ยม $$y_H = \frac{11}{120} \frac{PH^4}{3EI} F_3 \qquad (2.154ข)$$

ค่าสัมประสิทธิ์ F_2 และ F_3 สามารถหาได้จากกราฟในรูปที่ 2.98-2.101

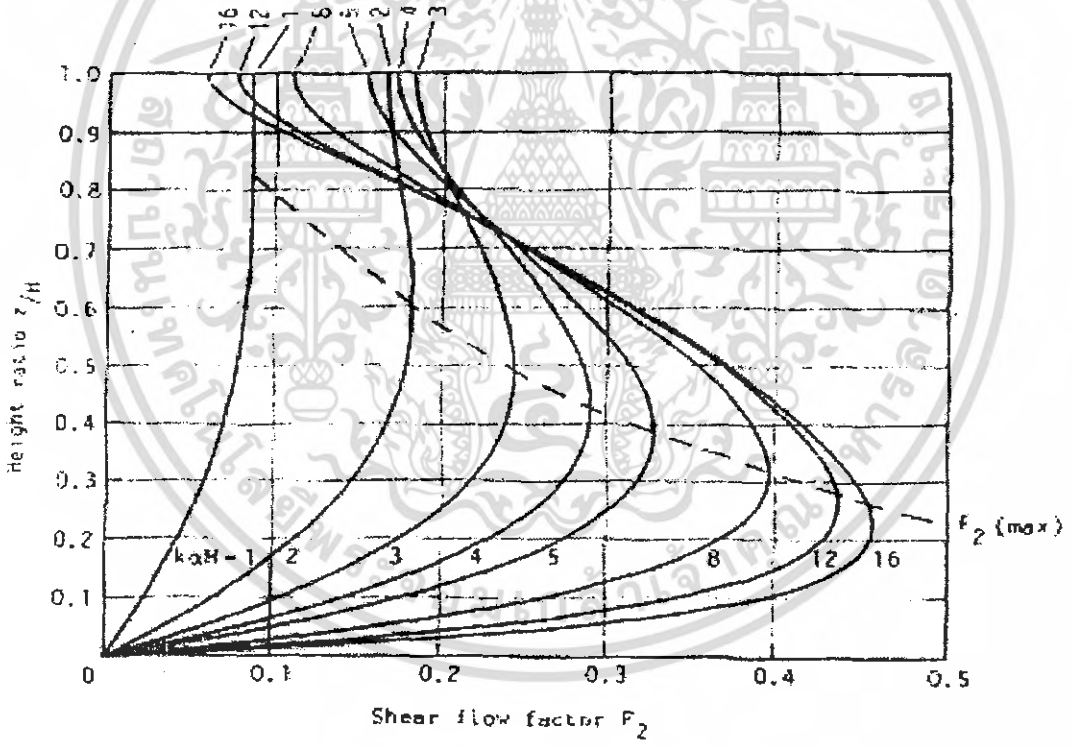


รูปที่ 2.98 Shear flow factor for concentrated load at top

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

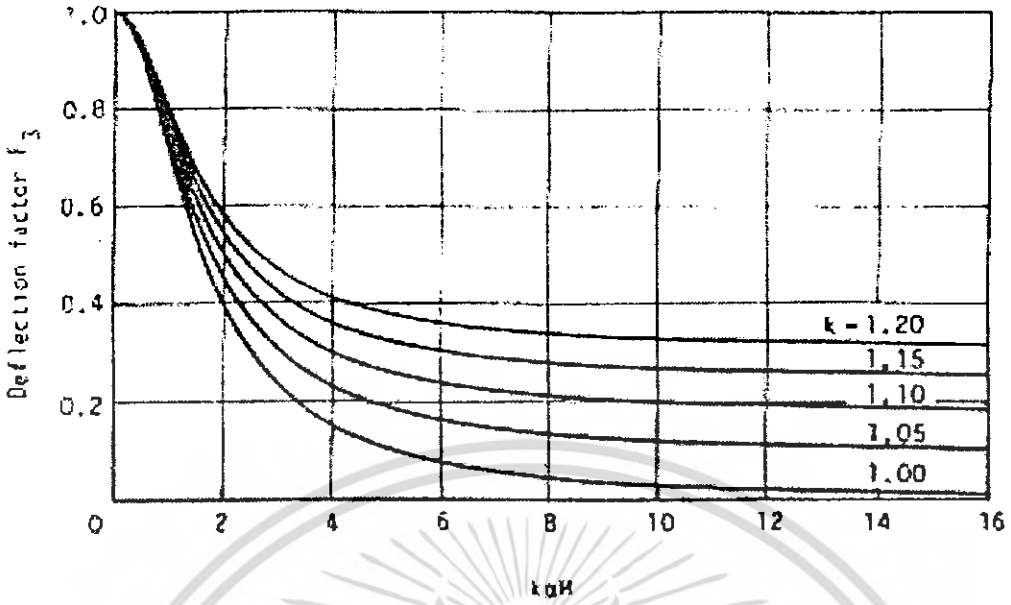


รูปที่ 2.99 Top deflection factor for concentrated load at top



รูปที่ 2.100 Shear flow factor for triangularly distributed loading

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.101 Top deflection factor for triangularly distributed loading

2.7.8 ข้อกำหนดของการออกแบบกำแพง

ขั้นตอนการออกแบบโครงสร้างกำแพงต้านทานแรงแผ่นดินไหวตามข้อกำหนด ACI318-99 มีดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 การออกแบบต้านทานแรงเฉือน

ขั้นตอนที่ 2 การตรวจสอบและออกแบบกล่องหุ้มขอบกำแพง

ขั้นตอนที่ 3 การตรวจสอบกำลังรับแรงแนวแกนร่วมกับแรงดัด

ในกรณีกำแพงคู่ควบ จะเพิ่ม

ขั้นตอนที่ 4 การออกแบบคานเชื่อม (Coupling Beam)

ขั้นตอนที่ 5 การเสริมเหล็กในรายละเอียด

ขั้นตอนที่ 1 การออกแบบต้านทานแรงเฉือน

กำลังรับแรงเฉือนของกำแพง

กำลังรับแรงเฉือนของกำแพงจะต้องต้านทานแรงเฉือนประลัยได้ นั่นคือ

$$\phi V_n \geq V_u \qquad (2.155)$$

ในกรณีที่ $h_w / l_w \geq 2.0$

$$\phi V_n = \phi A_{cv}(0.53\sqrt{f_c'} + \rho_n f_y) \leq 2.1\sqrt{f_c'} A_{cv} \qquad (2.156ก)$$

ในกรณีที่ $h_w / l_w < 2.0$

$$\phi V_n = \phi A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho_n f_y) \leq 2.1\sqrt{f_c'} A_{cv} \qquad (2.156ข)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่ $\phi = 0.6$

$\alpha_c = 0.8$ เมื่อ $h_w / l_w \le 1.5$ และ $\alpha_c = 0.53$ เมื่อ $h_w / l_w \ge 2.0$

สำหรับ $1.5 \le h_w / l_w < 2.0$ ให้พิจารณาเฉลี่ยค่า α_c โดยการแปรเปลี่ยนเชิงเส้น (linear interpolation)

h_w คือ ความสูงของกำแพงในช่วงที่พิจารณา

l_w คือ ความยาวของกำแพงในทิศทางที่แรงเฉือนกระทำ

A_{cv} คือ พื้นที่หน้าตัดกำแพง

เหล็กเสริมในกำแพง

หากแรงเฉือนประลัยมีค่ามากกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต จะต้องเสริมเหล็กรับแรงเฉือน ซึ่งจะต้องจัดเสริมทั้งแนวตั้งและแนวนอนดังนี้

ในกรณีที่ $V_u > 0.53\sqrt{f_c'}\,A_{cv}$

จะต้องเสริมเหล็กตะแกรงรับแรงเฉือนในกำแพง 2 ชั้น

ในกรณีที่ $V_u > \phi V_c / 2 = \phi 0.26\sqrt{f_c'}\,A_{cv}$

$$\rho_{v(\min)} = \rho_{h(\min)} = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} \ge 0.0025$$

โดยที่ $\rho_{v(\min)}$ และ $\rho_{h(\min)}$ คือ อัตราส่วนระหว่างเหล็กเสริมและหน้าตัดกำแพงอย่างน้อยที่สุดในแนวตั้งและแนวนอน ตามลำดับ

A_{sv} คือ ปริมาณเหล็กเสริมในหน้าตัดกำแพงซึ่งมีระยะห่างไม่เกิน 45 ซม.

A_{cv} คือ พื้นที่หน้าตัดกำแพง

V_u คือ แรงเฉือนเพิ่มค่าที่ใช้ในการออกแบบ

หากแรงเฉือนประลัยมีค่าน้อยกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต จะต้องเสริมเหล็กอย่างน้อยที่สุดทั้งแนวตั้งและแนวนอน ดังนี้

ในกรณีที่ $V_u \le \phi V_c / 2 = \phi 0.26\sqrt{f_c'}\,A_{cv}$

เหล็กเสริมในแนวตั้ง

สำหรับเหล็กเสริมขนาด ≤ DB16mm $\rho_{v(\min)} \ge 0.0012$ โดยที่ $f_y \ge 4000$ กก./ซม^2

สำหรับเหล็กเสริมขนาด > DB16mm $\rho_{v(\min)} \ge 0.0015$

เหล็กเสริมในแนวนอน

สำหรับเหล็กเสริมขนาด ≤ DB16mm $\rho_{hv(\min)} \ge 0.0020$ โดยที่ $f_y \ge 4000$ กก./ซม^2

สำหรับเหล็กเสริมขนาด > DB16mm $\rho_{h(\min)} \ge 0.0025$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 2 การตรวจสอบและออกแบบเสาขอบกำแพง (Boundary Element)

ในกรณีที่หน่วยแรงสูงสุดที่ขอบกำแพงเกินกว่า $0.2f_c'$ จะต้องออกแบบเสาที่ขอบตลอดความสูงของกำแพงและรอบช่องเปิด เสาขอบกำแพงนี้จะต้องออกแบบให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรในแนวดิ่ง รวมทั้งแรงในแนวแกนที่ต้านทานโมเมนต์พลิกคว่ำ จากแรงแผ่นดินไหวได้ด้วย นั่นคือ

ในกรณีกำแพงอิสระ

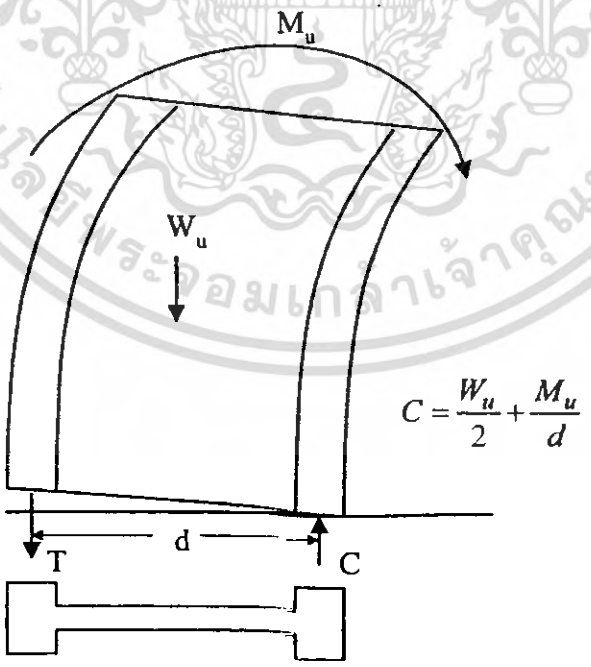
$$f_c = \frac{N_u}{A} + \frac{M_u c}{I} > 0.2f_c' \qquad (2.157)$$

ในกรณีกำแพงคู่ควบ คำนวณหน่วยแรงอัดสูงสุดที่ขอบกำแพง โดยพิจารณาจากรูปที่ 2.94 และปรับจากสมการ 2.181ข

$$f_c = \frac{N_u}{A} + \frac{M_{u2}c_{21}}{I_2} + \frac{M_u c_{c2}}{I_g} > 0.2f_c'$$

โดยที่ N_u, M_u คือแรงประลัยและโมเมนต์ดัดประลัยกระทำในแนวแกนกำแพง

ในการออกแบบเสาขอบ จะพิจารณาเป็นเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยม โดยสมมติว่า เสานี้รับน้ำหนักทั้งหมดเนื่องจากการรวมแรงจากน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งและแรงในแนวแกนจากโมเมนต์พลิกคว่ำ ดังแสดงในรูปที่ 2.102



รูปที่ 2.102 แรงกระทำต่อกำแพงคู่ควบที่ใช้ในการออกแบบเสาขอบกำแพง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยมีข้อกำหนดของการออกแบบดังนี้

ขนาดของเสาขอบกำแพง

- ขนาดความกว้างของเสาขอบ อย่างน้อย $l_w/16$ และความยาวอย่างน้อย 45 ซม. (วัดตามความยาวของแกนกำแพง) ที่แต่ละข้างของกำแพง
- ในกรณีของกำแพงที่มีหน้าตัดรูป I, L, C หรือ T ขนาดหน้าตัดของเสาจะต้องพิจารณารวมความกว้างปีกประสิทธิผลของหน้าตัดนั้นด้วย และจะต้องขยายเข้าไปในแกนกำแพงอย่างน้อย 30 ซม.

กำลังของเสาขอบกำแพง

พิจารณาเป็นเสาสั้นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า คำนวณดังนี้

$$P_u \le \phi P_n \qquad (2.158ก)$$

$$P_n = 0.8\left[0.85 f_c^{'}(A_g - A_{st}) + A_{st} f_y\right] \qquad (2.158ข)$$

โดยที่ P_u คือ น้ำหนักบรรทุกประลัยที่กระทำต่อเสา $= \frac{W_u}{2} + \frac{M_u}{d}$

P_n คือ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสา

ϕ คือ ตัวคูณลดกำลัง $= 0.7$

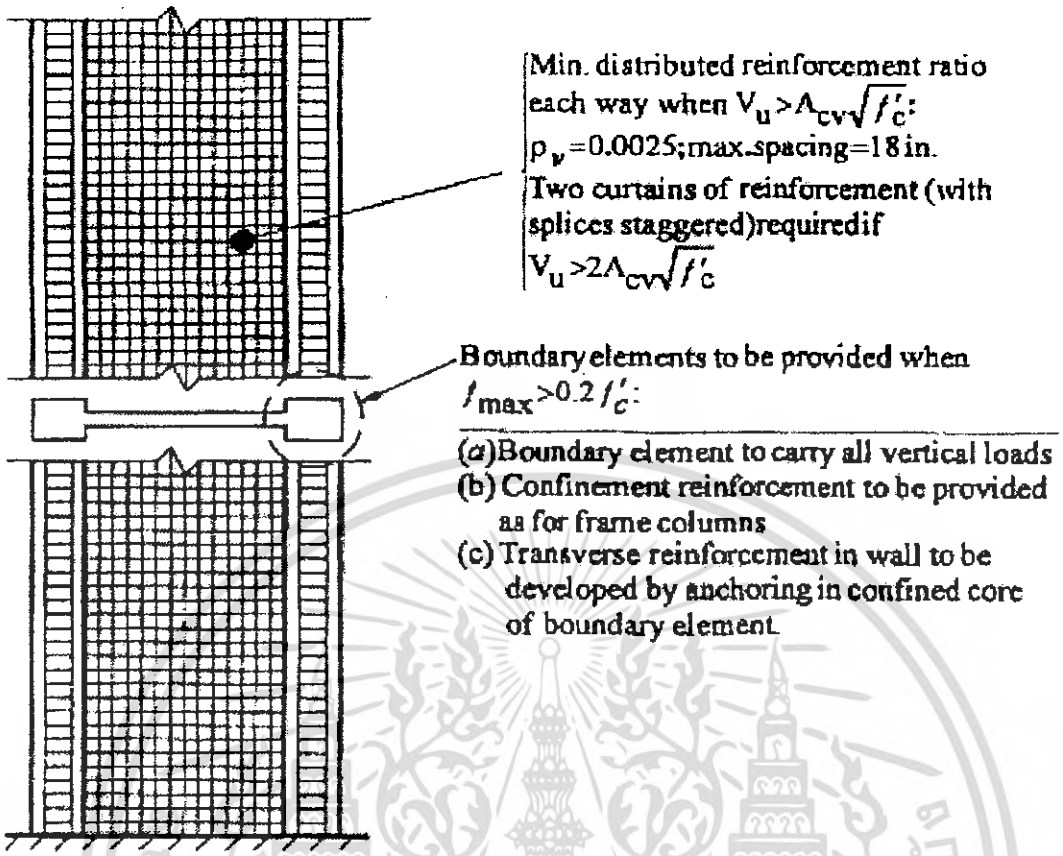
A_g, A_{st} คือ พื้นที่หน้าตัดของเสาและเหล็กเสริม ตามลำดับ

ปริมาณเหล็กเสริมแนวแกน $\rho_{min} = 0.01 < \rho_{st} < \rho_{max} = 0.06$

เหล็กปลอก

- ปริมาณเหล็กปลอกและเหล็กรัดขวางใช้ข้อกำหนดเดียวกันกับเหล็กปลอกในเสาตามรายละเอียดในเรื่องโครงข้อแข็ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.103 รายละเอียดการเสริมเหล็กในกำแพง

ขั้นตอนที่ 3 การตรวจสอบกำลังรับแรงแนวแกนร่วมกับแรงดัดของกำแพง

ขั้นตอนนี้เป็นการตรวจสอบกำลังของหน้าตัดกำแพงที่ฐานอาคารว่าสามารถรับการรวมแรงกระทำตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดได้โดยปลอดภัยหรือไม่ โดยการใช้ P-M Interaction Diagram หากไม่ปลอดภัยจะต้องมีการขยายหน้าตัดกำแพงหรือการเสริมเหล็กเพิ่ม

ขั้นตอนที่ 4 การออกแบบคานเชื่อม (Coupling Beam) ในกำแพงคู่ควบ

ขนาดของคานเชื่อมจะต้องออกแบบให้มีกำลังและค่าสติฟเนสพอดี เนื่องจากคานที่มีความแข็งแรงเกินไปจะทำให้พฤติกรรมของกำแพงเป็นกำแพงผสมสมบูรณ์ ซึ่งทำให้หน่วยแรงดึงในตัวกำแพงมีค่าสูงได้ และจะทำให้กำลังรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดของกำแพงถูกลดค่าลงไป ในทางกลับกัน หากคานมีความอ่อนแอเกินไป จะทำให้พฤติกรรมของกำแพงเป็นกำแพงอิสระ ซึ่งจะทำให้โมเมนต์ดัดกระทำรวมทั้งค่าการโก่งตัวในแต่ละกำแพงมีค่าสูงมาก ดังนั้นขนาดของคานเชื่อมที่เหมาะสม จะทำให้เกิดพฤติกรรมเป็นกำแพงคู่ควบ โมเมนต์ในกำแพงจะกระจายไปยังคานเชื่อม ซึ่งจะลดหน่วยแรงดึงในตัวกำแพงและโมเมนต์ดัดกระทำรวมทั้งค่าการโก่งตัวลงด้วย ข้อกำหนดการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ออกแบบของนิวซีแลนด์ (NZS 4203:1992) เสนอแนะค่าอัตราส่วนกำลังของคานเชื่อมต่อกำแพง ดังนี้

$$\frac{1}{3} \le \frac{Nl}{M_1 + M_2 + Nl} \le \frac{2}{3} \qquad (2.159)$$

ซึ่งจะให้ค่าขนาดของคานเชื่อมที่ทำให้กำแพงคู่ควบมีประสิทธิภาพที่ดีในการถ่ายแรงกระทำต่อกำแพง

สำหรับการออกแบบเหล็กเสริมในคานเชื่อม ข้อกำหนด UBC1997 และ IBC2000 เสนอแนะการออกแบบเหล็กเสริม ดังนี้

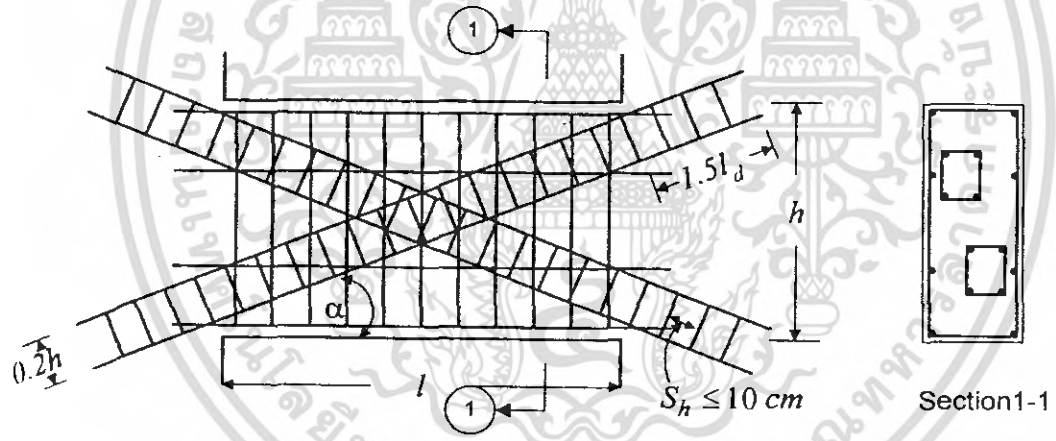
ในกรณีที่ $l_n / d \ge 4$ ใช้การออกแบบเหล็กเสริมในคานตามปกติ

โดยที่ l_n คือ ความยาวสุทธิของคานเชื่อม

d คือ ความลึกของประสิทธิผลของคานเชื่อม

ในกรณีที่ $l_n / d < 4$ และ $V_u > 1.06\sqrt{f_c'} b_w d$ จะต้องออกแบบให้มีเหล็กเสริมในแนวทแยงตัดกันที่กลางคาน 2 ชุด โดยกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมพิเศษนี้คำนวณได้จาก

$$V_n = 2 A_{vd} f_y \sin \alpha \le 2.65 \sqrt{f_c'} b_w d \qquad (2.160)$$



รูปที่ 2.104 รายละเอียดการเสริมเหล็กในคานเชื่อม

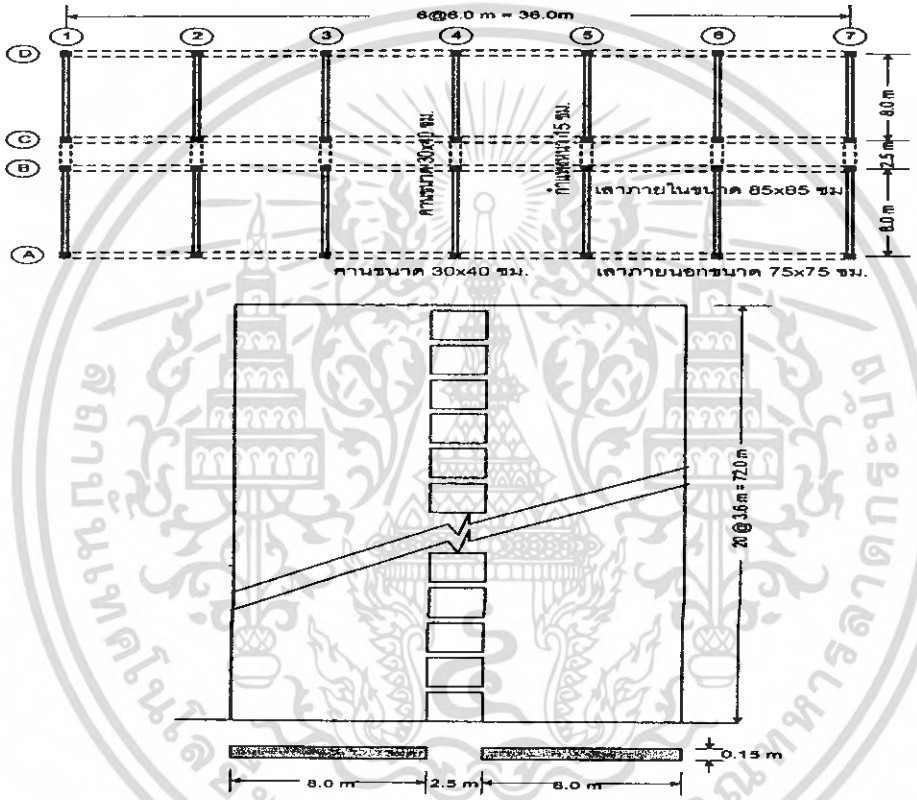
การออกแบบเหล็กเสริมแนวทแยงแบบนี้ก็เพื่อป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนเมื่อมีแรงกระทำแบบวัฏจักร จากผลการทดสอบโดย Paulay และ Binney (1974) สำหรับคานเชื่อมที่มีค่าอัตราส่วนความยาวต่อความลึกระหว่าง 1.0-1.5 พบว่าการจัดเหล็กเสริมแบบนี้ทำให้คานสามารถรับแรงเฉือนได้ดีภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร โดยมีพฤติกรรมการรับแรงและการโก่งตัว (hysteretic behavior) ที่มั่นคงและมีค่าความเหนียวมากกว่าการเสริมเหล็กแบบปกติทั่วไป นอกจากนี้ผลการทดสอบของ Barney และคณะ (1980) ยังพบว่าสำหรับคานเชื่อมที่มีค่าอัตราส่วนความยาวต่อความลึกระหว่าง 2.5-5.0 การจัดเหล็กเสริมแบบนี้ก็ให้ผลการรับกำลังที่ดีแม้ว่าค่าอัตราส่วนนี้จะค่อนข้างสูง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 5 การเสริมเหล็กในรายละเอียด

การเสริมเหล็กสำหรับโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนโดยใช้คอนกรีตหล่อในที่มีรายละเอียดดังแสดงในรูปที่ 2.101-2.102 การเสริมเหล็กสำหรับเสาขอบ (boundary zone) แสดงในรูปที่ 2.103 สำหรับกรณีที่กำแพงมีการก่องสร้างด้วยแผ่นผนังคอนกรีตสำเร็จรูป จะต้องมีการต่อเหล็กเป็นพิเศษเพื่อให้ผนังคอนกรีตแต่ละแผ่นมีการยึดเป็นแผ่นเดียวกันได้

ตัวอย่างที่ 2.7 อาคารคอนโดมิเนียมหลังหนึ่งสูง 20 ชั้น โครงสร้างเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก ระบบโครงสร้างในรูปตัดทางขวางเป็นกำแพงคู่ควบ(Coupled Shear Wall) ดังแสดงในรูปข้างล่างนี้



กำแพงคู่ควบแต่ละส่วนวางห่างกัน 6.0 ม. โดยมีคานขนาด 0.30x0.40 ม. เชื่อมระหว่างกำแพงแต่ละคู่ อาคารนี้มีค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ 500 กก./ตร.ม. ซึ่งรวมทั้งน้ำหนักพื้น คาน เสาและผนังกำแพง น้ำหนักบรรทุกจร 200 กก./ตร.ม. อาคารนี้ตั้งอยู่ในเขตพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทยซึ่งเป็นเขต Seismic Zone 2B และชั้นดินที่ใต้ฐานรากเป็นดินแข็ง จงออกแบบโครงสร้างกำแพงคู่ควบของอาคารหลังนี้ โดยใช้ข้อกำหนด UBC1985 ตามกฎกระทรวงฉบับที่49 คำนวณหา

ก) แรงเฉือนที่ฐานรากอาคารและการกระจายแรงกระทำทางด้านข้าง

ข) หน่วยแรงในกำแพงที่ฐานอาคาร

ค) แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดสูงสุดในคานเชื่อม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ง) ออกแบบเหล็กเสริมในกำแพงและคานเชื่อม ($E_c = 2.3x10^5 ksc, f_c^{'} = 250 ksc$)

วิธีคำนวณ

ก) แรงเฉือนที่ฐานรากอาคารและการกระจายแรงกระทำทางด้านข้าง

น้ำหนักอาคารแต่ละชั้น $W_i = 500x18.5x36/1000 =$ 333 ตัน

น้ำหนักอาคารทั้งหมด $W = 333\,x\,20$ = 6,660 ตัน

$$V = ZIKCSW$$

เมื่อ $Z = 0.50$ (Seismic Zone 2B)

$I = 1.0$ (ประเภทที่3)

$K = 1.33$ (โครงสร้างกำแพง)

$S = 1.2$ (ชั้นดินแข็ง)

คำนวณคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง จาก

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} = \frac{0.09(72)}{\sqrt{18.5}} = 1.51 \text{ วินาที}$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} = \frac{1}{15\sqrt{1.51}} = 0.054$$

เนื่องจาก $KC = 1.33x0.054 = 0.072 < 0.12$ จึงใช้ $KC = 0.12$

ดังนั้น $V = 0.5x1.0x0.12x1.2W = 0.072W$

$= 0.072x6660 = 479.52$ ตัน

$F_t = 0.07TV = 0.07x1.51x479.52$

$= 50.69$ ตัน ไม่เกิน $0.25V$

เนื่องจากกำแพงรับแรงเฉือนมีทั้งหมด 7 คู่ ดังนั้นแต่ละคู่จึงรับแรงเฉือน

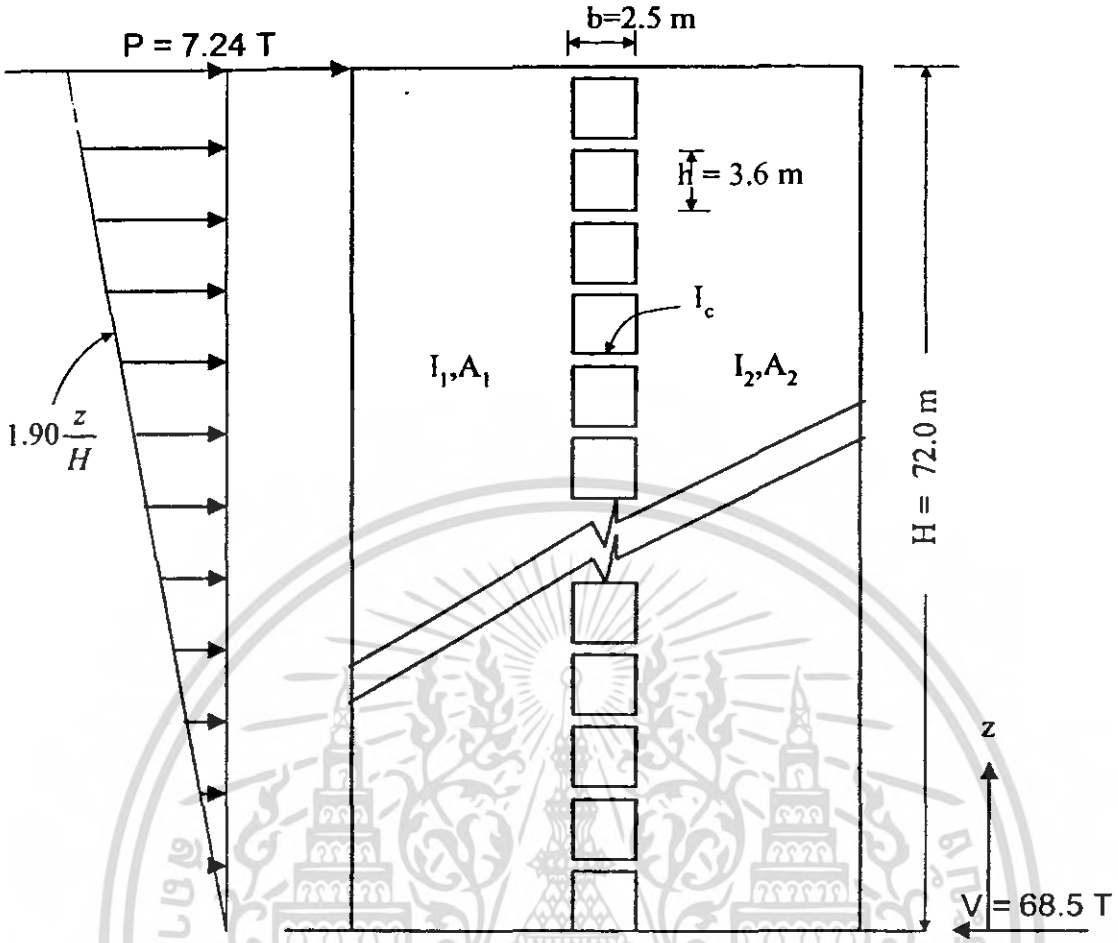
$V = 479.52/7 = 68.5$ ตัน

แรงกระทำที่ยอดอาคาร $F_t = 50.69/7 = 7.24$ ตัน

คำนวณการกระจายแรงกระทำทางด้านข้างจาก $\frac{1}{2}pH = 68.5$

$$p = \frac{2x68.5}{72} = 1.90 \text{ ตัน/เมตร}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ข) หน่วยแรงในกำแพงที่ฐานอาคาร

คำนวณคุณสมบัติของกำแพงคู่ควบ

$$I_1 = I_2 = \frac{0.15x8.0^3}{12} = 6.4 \quad m^4$$

$$I = I_1 + I_2 = 6.4 + 6.4 = 12.8 \quad m^4$$

$$A_1 = A_2 = 0.15x8.0 = 1.2 \quad m^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 1.2 + 1.2 = 2.4 \quad m^2$$

คำนวณคุณสมบัติของคานเชื่อม

$$I_b = \frac{0.3x0.4^3}{12} = 1.6x10^{-3} \quad m^4$$

$$G = \frac{E}{2(1+v)} = \frac{E}{2(1+0.15)} = \frac{E}{2.3}$$

$$r = \frac{12EI_b}{b^2GA}\lambda = \frac{12E(1.6x10^{-3})}{2.5^2(E/2.3)(0.3x0.4)}1.2 = 0.0707$$

$$I_c = \frac{I_b}{1+r} = \frac{1.6x10^{-3}}{1+0.0707} = 1.49x10^{-3} \quad m^4$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความยาวคานประสิทธิผล $b_e = b + \frac{d}{2} = 2.5 + \frac{0.4}{2} = 2.7 \quad m$

$$\alpha^2 = \frac{12 I_c l^2}{b_e{}^3 hI} = \frac{12x(1.49x10^{-3})10.5^2}{2.7^3 x3.6x12.8} = 2.17x10^{-3}$$

$$\alpha = 0.0466$$

$$k^2 = 1 + \frac{AI}{A_1 A_2 l^2} = 1 + \frac{2.4x12.8}{1.2x1.2x10.5^2} = 1.1935$$

$$k = 1.09$$

$$k\alpha H = 1.09x0.0466x72 = 3.657$$

คำนวณโมเมนต์ในกำแพง

โมเมนต์กระทำทั้งหมดที่ฐานอาคาร

$$M = \frac{1}{2}(1.85x72)(\frac{2}{3}x72) + 7.14x72$$

= 3,196.8+514.08 = 3,710.88 ตัน-เมตร

จากรูปโมเมนต์ในกำแพงที่ฐานอาคาร (Z/H = 0)

สำหรับแรงกระทำที่ยอดอาคาร $K_1 = 30\%, \quad K_2 = 70\%$

สำหรับแรงกระจายแบบสามเหลี่ยม $K_1 = 40\%, \quad K_2 = 60\%$

โมเมนต์ในกำแพงเนื่องจากพฤติกรรมกำแพงอิสระ (Individual cantilever action)

$$M_c = \frac{K_2}{100} M = (0.60x3,196.8) + (0.70x514.08) = 2,278 \text{ ตัน-เมตร}$$

โมเมนต์ในคานเชื่อม $Nl = M - M_1 - M_2$

= 3,711-716.5-716.5 = 2,278 ตัน-เมตร

ตรวจสอบอัตราส่วนการรับกำลังของคานเชื่อม $\frac{Nl}{M_1 + M_2 + Nl} = \frac{2,278}{3,711} = 0.61$

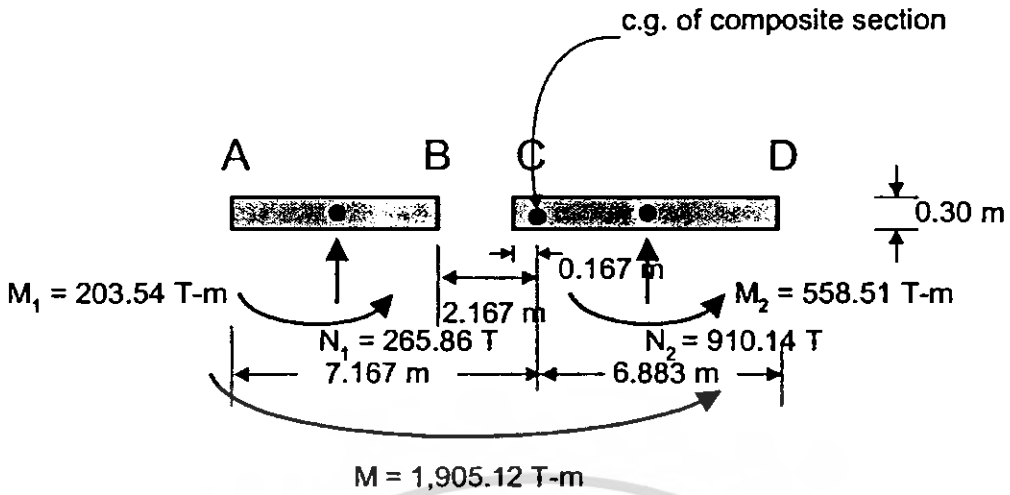
เนื่องจาก $\frac{1}{3} \le 0.61 \le \frac{2}{3}$ แสดงว่าขนาดของคานเชื่อมให้ประสิทธิภาพการรับแรงที่ดีสำหรับพฤติกรรมแบบกำแพงคู่ควบ

โมเมนต์อินเนอร์เชียของกำแพงคู่ควบ

$$I_g = I_1 + I_2 + \frac{A_1 A_2}{A} l^2 = 6.4 + 6.4 + \frac{1.2x1.2}{2.4} 10.5^2 = 78.95 \quad m^4$$

พิจารณาหน้าตัดกำแพงคู่ควบดังแสดงในรูป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ในที่นี้แรงแนวแกน N คำนวณจากแรงกระทำทางด้านข้างเท่านั้นไม่ได้รวม น.น.บรรทุกคงที่และ น.น.บรรทุกจร ดังนี้

$$N = 2{,}278/10.5 = 216.95 \text{ ตัน}$$

หน่วยแรงที่ขอบนอกจุดA $\quad f_A = -\frac{N}{A} - \frac{M_1 c_{11}}{I_1} - \frac{Mc_{c1}}{I_g}$

$$f_A = -\frac{216.95x10^3}{1.2(100)^2} - \frac{716.5x10^3 x100x400}{6.4(100)^4} - \frac{3{,}711x10^3 x100x925}{78.95(100)^4}$$

$= -106.34$ กก./ซม.^{2} (แรงดึง)

หน่วยแรงที่ขอบนอกจุด D $\quad f_D = \frac{N}{A_2} + \frac{M_2 c_{21}}{I_2} + \frac{Mc_{c2}}{I_g}$

$$f_D = \frac{216.95x10^3}{1.2(100)^2} + \frac{716.5x10^3 x100x400}{6.4(100)^4} + \frac{3{,}711x10^3 x100x925}{78.95(100)^4}$$

$= 106.34$ กก./ซม.^{2} (แรงอัด)

ค) แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดสูงสุดในคานเชื่อม

คำนวณแรงเฉือนสูงสุดในคานเชื่อม

จาก $V = \left(P\frac{1}{k^2 l}F_{2(\max.)} + p\frac{H}{k^2 l}F_{2(\max.)} \right).h$

จากตารางรูปที่ 8.14 และ 8.16 สำหรับค่า $k\alpha H = 3.657$ จะได้ $F_{2(\max.)}$ ที่ระดับ z/H =0.45 ซึ่งตรงกับระดับชั้นที่9 มีค่าเท่ากับ0.78 และ 0.27 สำหรับแรงกระทำที่ยอดอาคารและแรงกระทำรูปสามเหลี่ยม ตามลำดับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงเฉือนสูงสุดในคานเชื่อม

$$V_{b(\max.)} = \left(7.24\frac{1}{1.09^2 x10.5}0.78 + 1.90\frac{72}{1.09^2 x10.5}0.27\right)x3.6$$

$= 12.23$ ตัน

โมเมนต์สูงสุดในคานเชื่อม

$$M_{b(\max.)} = V_{b(\max.)}\frac{b}{2} = 12.23x\frac{2.5}{2} \qquad = 15.29 \text{ ตัน-เมตร}$$

ง) ค่าการโก่งตัวสูงสุดที่ระดับชั้นบนสุดของอาคาร

คำนวณจากแรงกระทำที่ยอดอาคารและแรงกระทำกระจายแบบรูปสามเหลี่ยม

$$y_H = \frac{PH^3}{3EI}F_3 + \frac{11}{120}\frac{pH^4}{EI}F_3$$

$$y_H = \frac{7.24x10^3(7200)^3}{3(2.3x10^5)(78.95x100^4)}0.32 + \frac{11}{120}\frac{1.9x10^3(7200)^4}{(2.3x10^5)(78.95x100^4)(100)}0.33$$

$= 1.00$ ซม.

จ) ออกแบบเหล็กเสริมในกำแพงและคานเชื่อม

ขั้นตอนที่ 1 เหล็กเสริมในกำแพง

ตรวจสอบว่าจะต้องเสริมเหล็กตะแกรงรับแรงเฉือน2ชั้นหรือไม่ จาก

$$V_u > 0.53\sqrt{f_c'}A_{cv}$$

คำนวณ V_u จากการรวมน้ำหนักบรรทุกสูงสุดในกรณี

$$V_u = 0.75(1.4V_D + 1.7V_L + 1.87V_E)$$

$$V_u = 0.9V_D + 1.43V_E$$

เนื่องจากค่าแรงเฉือนในกำแพงจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรมีค่าน้อย จึงใช้แรงเฉือนจากแรงแผ่นดินไหวอย่างเดียว และใช้การรวมน้ำหนักบรรทุกกรณีที่2 นั่นคือ

$$V_u = 1.43V_E = 1.43x68{,}500 = 97{,}955 \text{ กก.}$$

$$0.53\sqrt{f_c'}A_{cv} = 0.53\sqrt{250}(15x800x2) = 201{,}120 \text{ กก.} > 97{,}955 \text{ กก.}$$

ดังนั้น อาจออกแบบเป็นเหล็กเสริมชั้นเดียวได้

เนื่องจาก $V_u > \phi V_c/2 = \phi 0.26\sqrt{f_c'}A_{cv} = 0.6x0.26\sqrt{250}(15x800)x2 = 59{,}198$ กก.

ดังนั้นใช้ $\rho_{v(mim.)} = \rho_{h(mon.)} = 0.0025$

$A_{sv} = 0.0025x15x100 = 3.75$ ซม.^{2}

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เนื่องจากกำแพงหนา 15 ซม. จึงใช้เหล็ก 2 ชั้นเพื่อป้องกันการแตกร้าวที่ผิดกำแพงเนื่องจากการยืดหดตัวของคอนกรีตใช้ขนาด DB10@0.30 m จำนวน 2 ชั้น และ S = 0.30 m < 0.45 m ใช้ได้

ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงจาก

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{360}{800} = 0.45 < 2.0$$

$$\phi V_n = \phi A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho_n f_y)$$

$$= 0.6(15x800x2)(0.8250 + 0.0025x4{,}000)$$

$$= 326{,}147 \text{ กก.} < 2.1\sqrt{250}\ (15\text{x}800\text{x}2) = 796{,}894 \text{ กก.}$$

$$> V_u = 97{,}955 \text{ กก.}$$

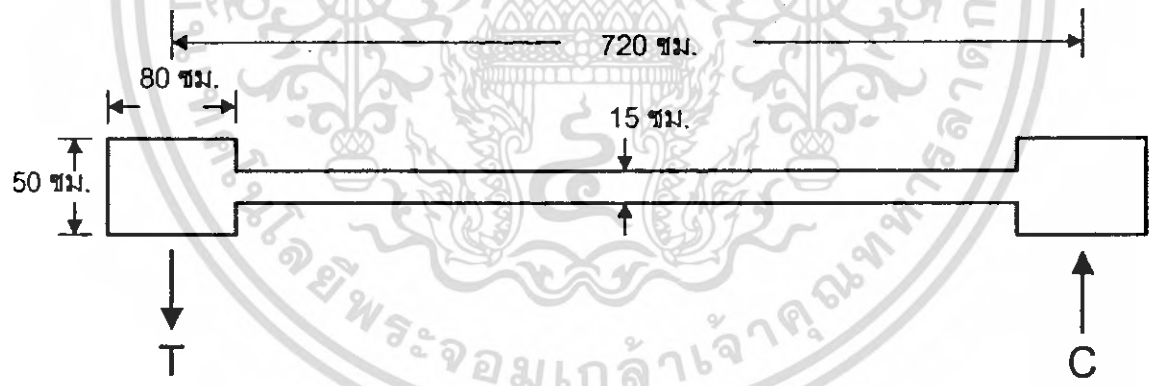
แสดงว่า กำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงสามารถต้านทานแรงเฉือนประลัยได้

ขั้นตอนที่ 2 ตรวจสอบและออกแบบเสาขอบกำแพง (Boundary element)

จากการคำนวณหน่วยแรงอัดในกำแพง $f_c = 106.34 > 0.2f_c' = 0.2x250 = 50$ กก./ซม.^{2}

ดังนั้น จะต้องออกแบบเสาขอบกำแพง

ขนาดความกว้างของเสาขอบ $l_w/16 = 800/16 = 50$ ซม. ใช้ความยาว 80 ซม. ดังนี้



คำนวณแรงกระทำต่อเสาขอบกำแพง จาก $C = \frac{W_u}{2} + \frac{M_u}{d}$

$$W_u = [1.4(500) + 1.7(200)]\left(6.0x\frac{18.5}{2}\right)x20 = 1{,}154{,}400 \text{ กก.}$$

$$M_u = 1.43M_E = 1.43x716{,}500 = 1{,}024{,}595 \text{ กก.-ม.}$$

$$C = \frac{1{,}154{,}400}{2} + \frac{1{,}024{,}595}{7.2} = 719{,}505 \text{ กก.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาขอบกำแพง

$$P_n = 0.8\left[0.85f_c^{'}(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y\right]$$

ใช้ปริมาณเหล็กเสริม $\rho = 0.03$ ดังนั้น $A_{st} = 0.03x50x80 = 120$ ซม.^{2}

$$P_n = 0.8\left[0.85x250(50x80 - 120) + 120x4{,}000\right] = 1{,}043{,}600 \quad \text{กก.}$$

$$\phi P_n = 0.7x1{,}043{,}600 = 730{,}520 > P_u = 719{,}505 \quad \text{ใช้ได้}$$

ดังนั้น ใช้เหล็กเสริมขนาด 20DB28

ออกแบบเหล็กปลอก โดยสมมุติว่า ใช้ขนาด DB12@0.10m

จาก $A_{sh} \geq 0.09sh_c\dfrac{f_c^{'}}{f_{yh}}$ หรือ $A_{sh} \geq 0.3sh_c\left(\dfrac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\dfrac{f_c^{'}}{f_{yh}}$

เหล็กปลอกทางด้านสั้น

h_c = 80-2(4+1.2/2) = 70.8 ซม. b_c = 50-2(4+1.2/2) = 40.8 ซม.

$$A_{sh} = 0.09x10x70.8\frac{250}{4{,}000} = 3.98 \text{ ซม.}^2$$

$$A_{sh} = 0.3x10x70.8\left(\frac{50x80}{40.8x70.8} - 1\right)\frac{250}{4{,}000} = 5.11 \text{ ซม.}^2 \text{ ใช้ 5DB12 } A_{sh} = 5.65 \text{ ซม.}$$

เหล็กปลอกทางด้านยาว

$$h_c = 50 - 2(4 + 1.2/2) = 40.8 \text{ ซม.} \qquad b_c = 80 - 2(4 + 1.2/2) = 70.8 \text{ ซม.}$$

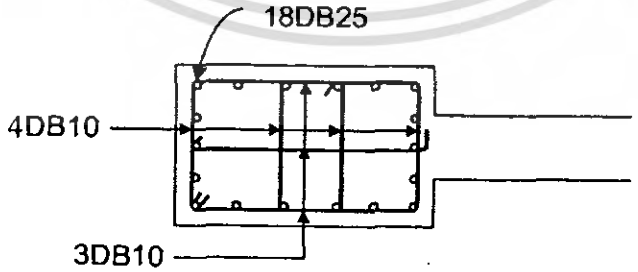
$$A_{sh} = 0.09x10x40.8\frac{250}{4{,}000} = 2.3 \text{ ซม.}^2$$

$$A_{sh} = 0.3x10x40.8\left(\frac{50x80}{40.8x70.8} - 1\right)\frac{250}{4{,}000} = 2.94 \text{ ซม.}^2 \text{ ใช้ 3DB12 } A_{sh} = 3.39 \text{ ซม.}^2$$

$$S_{\max.} \leq \frac{b}{4} = \frac{50}{4} = 12.5 \text{ หรือ } 10 \text{ ซม.}$$

$$S_{\max.} \leq 6d_b = 16.8 \text{ ซม.}$$

$$S_{\max.} \leq 10 + \frac{35 - 20.4}{3} = 15 \text{ ซม.}$$



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 3 การตรวจสอบกำลังรับแรงแนวแกนร่วมกับแรงดัด

น้ำหนักบรรทุกประลัย $P_u = \frac{57,720x20}{2} = 577,200$ กก.

โมเมนต์ดัดประลัย $M_u = 716,500x1.43 = 1,024,595$ กก.-ม.

ค่าการเยื้องศูนย์ $e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{1,024,595}{577,200} = 1.775$ ม.

ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมในกำแพง

$A_{st} = (20x6.16)2 + (5.2x8) = 288$ ซม.^{2}

$A_g = (50x80)2 + (15x(800-160)) = 17,600$ ซม.^{2}

$\rho_t = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{288}{17,600} = 0.016$, $0.01 < \rho_t < 0.06$ ใช้ได้

ตรวจสอบจากกราฟ M-P Interaction Diagram

$\frac{e}{l_w} = \frac{1.775}{800} = 0.22$

$\frac{M_u}{\phi bh^2 f_c'} = \frac{M_u}{\phi A_g l_w f_c'} = \frac{1,024,595x100}{0.9(17,600)(800)(250)} = 0.032$

$\frac{P_u}{\phi bhf_c'} = \frac{P_u}{\phi A_g f_c'} = \frac{577,200}{0.7(17,600)(250)} = 0.187$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{4,000}{0.85x250} = 18.82$

$\rho_t m = 0.016x18.82 = 0.30$

$\frac{d}{h} = \frac{800-40}{800} = 0.95$ ใช้ในกรณี d/h = 0.9 อ่านค่าจากกราฟ M-P Interaction Diagram

$\frac{M_u}{\phi A_g l_w f_c'} = 0.145 > 0.032$ และ $\frac{P_u}{\phi A_g f_c'} = 0.67 > 0.187$ ใช้ได้

ขั้นตอนที่ 4 ออกแบบคานเชื่อม (Coupling Beam)

ตรวจสอบความต้องการเหล็กเสริมแนวทแยง

$\frac{l_n}{d} = \frac{250}{35} = 7.14$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$1.06\sqrt{f_c'}bd = 1.06\sqrt{250}(30x35) = 17,598$ กก.

$V_u = 1.43V_{b\max} = 1.43x12,230 = 17,490$ กก.

เนื่องจาก $l_n/d > 4$ และ $V_u 1.06\sqrt{f_c'}bd$ ดังนั้น ใช้การออกแบบเหล็กเสริมในคานตามปกติ

$M_u = 1.43M_{b(\max)}$ = 1.43 x 15,290 = 21,865 กก.-ม.

$M_R = \phi R_u bd^2 = 0.9x66.07x0.30x35x35 = 21,852$ กก.-ม.

คำนวณปริมาณเหล็กเสริมตามยาว

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d} = \frac{21,865x100}{0.9x4,000x0.807x35} = 21.50$$ ตร.ซม. ใช้ 5DB25mm

ตรวจสอบแรงเฉือน

$V_c = 0.53\sqrt{f_c'}bd = 0.53\sqrt{250}(30x35) = 8,799$ กก.

$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{17,490}{0.85} - 8,799 = 11,777$ กก.

ใช้เหล็กปลอกขนาด DB12, A_s = 2x1.13 = 2.26 ตร.ซม.

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2.26x4,000x35}{11,777} = 26.87 \approx 27$$ ซม.

ตรวจสอบระยะห่างของเหล็กปลอกในช่วงข้อหมุนพลาสติก

กำหนดการวางเหล็กปลอกในช่วง 2 เท่าของความลึกคาน (2h = 0.80 m) จากผิวรอยต่อคาน

ระยะห่างสูงสุดของเหล็กปลอก S_{max} ใช้ค่าต่ำสุดของค่าต่อไปนี้

- 1/4 ของความลึกประสิทธิผล, d/4 = 35/4 = 8.75 ซม.
- 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว, $8d_{bl}$ = 8(2.5) = 20 ซม.
- 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก, $24d_{bh}$ = 24(1.2) = 28.8 ซม.
- ไม่เกิน0.30 ม.

ดังนั้นใช้เหล็กปลอก DB12@0.085 ม. วางในช่วงระยะ 0.80 ม. จากผิวรอยต่อคาน

และใช้เหล็กปลอก DB12@0.175 ม. วางในช่วงจากปลายสุดของบริเวณข้อหมุนพลาสติกไปยังกึ่งกลางคาน ซึ่งระยะห่างสูงสุดของเหล็กปลอกไม่เกิน d/2 = 35/2 = 17.5 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.8 การออกแบบโครงข้อแข็ง[ref 8]

2.8.1 ขั้นตอนในการออกแบบโครงข้อแข็ง มีดังนี้

1.คำนวณแรงภายในคือ โมเมนต์ แรงเฉือน และแรงตามแนวแกน ในคานและ เสาซึ่งเกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักจรเนื่องจากแรงโน้มถ่วงโดยวิธีประมาณ

2.ทำการออกแบบขนาดขององค์อาคาร (คาน เสา) ขั้นต้น โดยใช้แรงภายในขององค์อาคารจากน้ำหนักบรรทุกที่คำนวณเบื้องต้น พร้อมทั้งเผื่อขนาดขององค์อาคาร โดยคำนึงถึงหน่วยแรงจากแรงกระทำทางด้านข้างด้วย

3.คำนวณแรงภายในขององค์อาคารเนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้าง โดยวิธีประมาณ

4.ตรวจสอบค่า ระยะการโยกตัวของโครงข้อแข็งและปรับขนาดขององค์อาคาร

5.ตรวจสอบความแข็งแรงขององค์อาคาร เพื่อให้สามารถรับหน่วยแรงกระทำรวมของน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงและแรงกระทำทางด้านข้าง ซึ่งเป็นกรณีการรวมแรงกระทำ (combined load case) และปรับขนาดขององค์อาคาร

6.คำนวณโครงสร้างทั้งหมดอย่างละเอียด โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์เพื่อตรวจสอบความแข็งแรง ระยะการโยกตัวของโครงข้อแข็ง (story drift) พร้อมทั้งปรับแก้ขนาดอีกครั้งหนึ่งด้วย (หากจำเป็น) ในขั้นตอนนี้ รวมถึงการคำนวณความมั่นคงของโครงสร้าง (stability) และผลกระทบของ P-delta ด้วย

7.ทำการออกแบบองค์อาคารและรอยต่อของโครงสร้างทั้งหมดในรายละเอียด (detailed design)

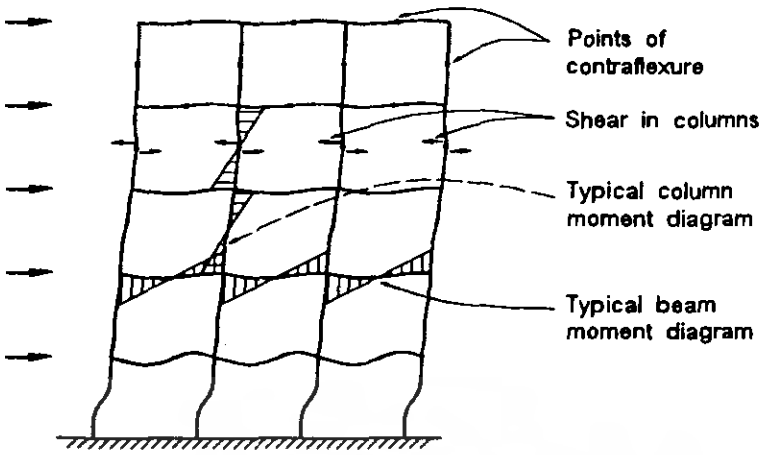
2.8.2 พฤติกรรมของโครงข้อแข็ง

พฤติกรรมของโครงข้อแข็งในการต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง แบ่งเป็น 2 ประเภท

ก พฤติกรรมของโครงสร้างเนื่องจากแรงเฉือนภายนอก

แรงเฉือนเนื่องจากแรงกระทำด้านข้างที่สะสมจากแต่ละชั้น ตั้งแต่ชั้นบนสุดลงมาจะต้านทานด้วยแรงเฉือนในเสาแต่ละขั้น ซึ่งทำให้เสามีการบิดแอ่นตัว โดยมีจุดเปลี่ยนแนวการโก่งตัว (point of contraflexure) ที่กึ่งกลางความสูงของเสาแต่ละชั้น แรงเฉือนที่กึ่งกลางเสาเหล่านี้จะก่อให้เกิดโมเมนต์ซึ่งจะถ่ายไปยังคาน ก่อให้เกิดการบิดและแอ่นตัวโดยมีจุดเปลี่ยนแนวการโก่งตัว (point of contraflexure) ที่กึ่งกลางช่วงคานเช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.105 รูปร่างของการโก่งตัวของโครงข้อแข็งแบบนี้ เรียกว่าการโก่งตัวแบบทรวดทรงแรงเฉือน (shear configuration)

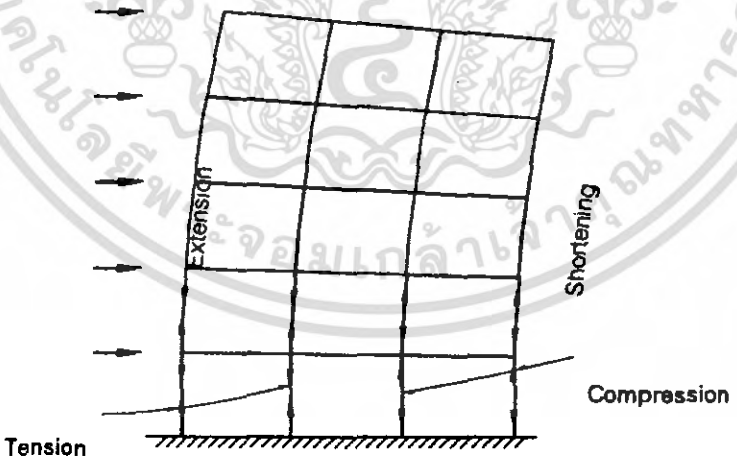
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.105 แรงและการเคลื่อนที่อันเกิดจากแรงเฉือนภายนอก

ข พฤติกรรมของโครงสร้างเนื่องจากโมเมนต์ภายนอก

โมเมนต์เนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้างจะทำให้เกิดแรงกดและแรงดึงต่อเสาดังแสดงในรูปที่ 2.131 เมื่อเสาถูกแรงกดและแรงดึงจะทำให้มีการหดตัวและยืดตัว ซึ่งทำให้เกิดการแอ่นตัวและเคลื่อนตัวไปทางด้านข้างใต้ จากการเปรียบเทียบระหว่างพฤติกรรมของโครงสร้างทั้ง 2 แบบ เนื่องจากการเคลื่อนตัวของโครงสร้างทางด้านข้างเนื่องจาก โมเมนต์ภายนอก จะมีสัดส่วนน้อยเมื่อเทียบกับการเคลื่อนตัวของโครงสร้างเนื่องจากแรงเฉือนภายนอก ดังนั้น รูปร่างของการโก่งตัวของโครงข้อแข็ง เนื่องจากแรงกระทำด้านข้างจึงมักจะพบว่าเป็นรูปแบบการโก่งตัวแบบทรวดทรงแรงเฉือน (shear configuration)



รูปที่ 2.106 แรงและการเคลื่อนที่อันเกิดจากโมเมนต์ภายนอก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.8.3 การคำนวณหน่วยแรงในองค์อาคารเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร

ในขั้นตอนของการคำนวณหาแรงภายในองค์อาคารเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรโดยวิธีประมาณ ดังกล่าวข้างต้น มีวิธีการคำนวณได้ 2 วิธี คือ

ก วิธีคำนวณโดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์และแรงเฉือน

การคำนวณโดยวิธีได้กล่าวแล้ว ในหัวข้อการออกแบบเบื้องต้นซึ่งเป็นวิธีที่เสนอโดยมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย วิธีนี้มีข้อจำกัดในเรื่องความยาวช่วงคาน น้ำหนักบรรทุกจร และขนาดหน้าตัดขององค์อาคาร

ข วิธีการกระจายโมเมนต์แบบสองรอบ

(Two-cycle Moment Distribution)

การคำนวณวิธีนี้ เป็นรูปแบบหนึ่งของการกระจายโมเมนต์ ซึ่งให้ค่าถูกต้องมากกว่าวิธีการแรก และไม่มีข้อจำกัดเรื่องความยาวช่วงคาน และน้ำหนักบรรทุกจร

ในการวิเคราะห์คานด้วยวิธีนี้มีสมมติฐานดังนี้ คือ

ก โมเมนต์ทวนเข็มนาฬิกามีเครื่องหมายเป็นบวก และ โมเมนต์ตามเข็มนาฬิกามีเครื่องหมายเป็นลบ

ข ตำแหน่งปลายเสายึดติดกับพื้นซึ่งอยู่เหนือและใต้คานให้ถือเป็นปลายยึดแน่น(fixed support)

ค ขนาดขององค์อาคารคานและเสา สมมติให้มีขนาดหน้าตัดเท่ากัน ดังนั้น ค่าตัวประกอบของการกระจายโมเมนต์ คำนวณจาก

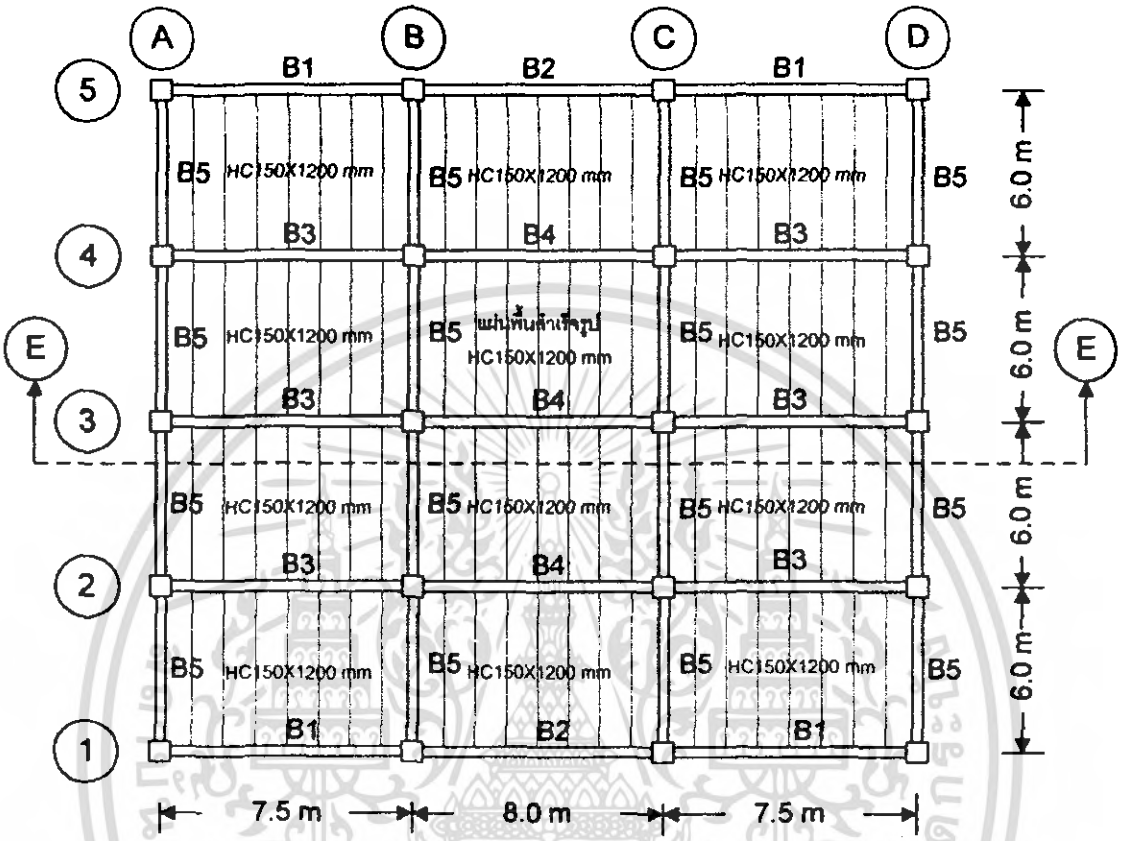
$$DF = \frac{1}{n}$$

โดยที่ DF คือ ตัวประกอบของการกระจายโมเมนต์ (distribution factor) ที่แต่ละจุดต่อระหว่างคานและเสา

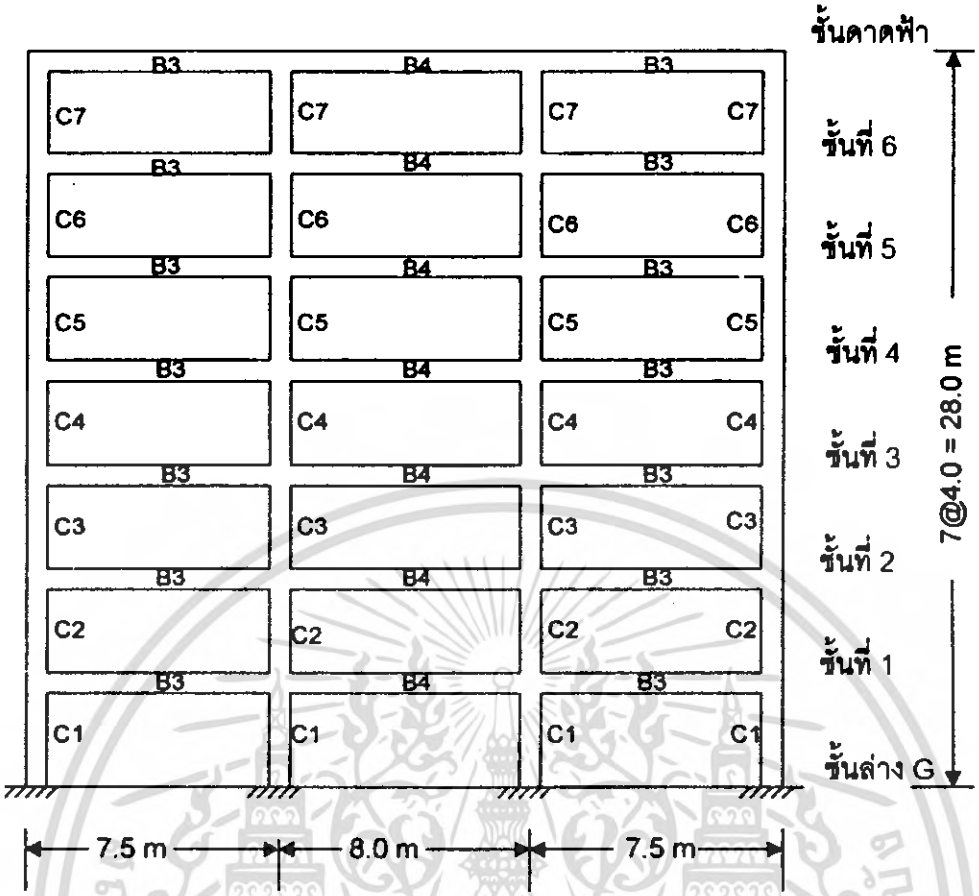
n คือ จำนวนขององค์อาคารที่ยึดตรงรอยต่อในระนาบของโครงข้อแข็ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 2.8 อาคารสรรพสินค้าหลังหนึ่งสูง 7 ชั้น มีโครงสร้างเป็นโครงข้อแข็งดังแสดงในรูป กำหนดให้น้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ 500 กก./ตร.ม. จงออกแบบคานและเสาพร้อมปริมาณเหล็กเสริม สำหรับโครงอาคารในแนวแกนที่ 3 ชั้นที่ 1 เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



กำหนดให้ พื้นอาคารเป็นแผ่นพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบกลวง

ขนาด HC15x1200 มม. น้ำหนักพื้นรวมคอนกรีตเททับหน้า = 302 กก./ตร.ม.

โมดูลัสยืดหยุ่น	E_c	$= 2.3 \times 10^5$	กก./ซม.^{2}
กำลังอัดประลัยของคอนกรีต	f_c	$= 300$	กก./ซม.^{2}
กำลังครากของเหล็กเสริม	f_y	$= 4000$	กก./ซม.^{2}

วิธีทำ

ตรวจสอบค่าอัตราส่วนระหว่างน้ำหนักบรรทุกจร: น้ำหนักคงที่

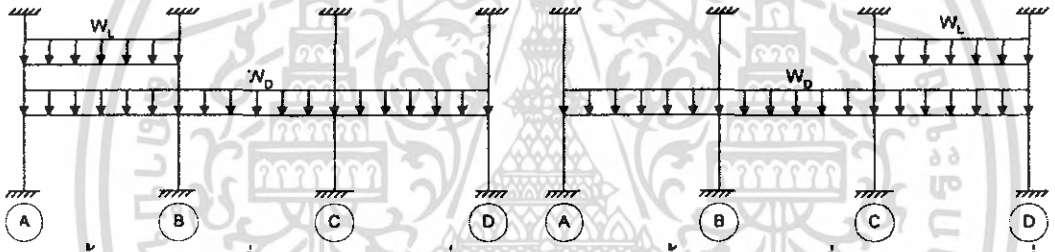
น้ำหนักพื้น	=	302x6.0	=	1,812	กก./ม.
สมมติให้น้ำหนักคาน	=	25%ของน้ำหนักพื้น			
	=	0.25x1,812	=	453	กก./ม.
น้ำหนักพื้นและคาน	=	1,812+453	=	2,265	กก./ม.
น้ำหนักบรรทุกจร	=	500x6.0	=	3000	กก./ม.
LL/DL	=	3,000/2,265	=	1,325	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับค่าโมเมนต์ที่ปลายยึดแน่น (Fixed-End Moment,FEM) คำนวณดังนี้

น้ำหนักบรรทุกคงที่คูณค่า (DL) W_{DU}		=	1.4x2,265	=	3,171 กก./ม.
น้ำหนักบรรทุกจรคูณค่า (LL) W_{LU}		=	1.7x3,000	=	5,100 กก./ม.
น้ำหนักบรรทุกรวมคูณค่า (TL) W_{TU}		=	3,171+5,100	=	8,271 กก./ม.
ช่วงคานAB:	DL FEM	=	$3,171(7.5)^2/12$	=	14,864 กก.-ม.
	TL FEM	=	$8,271(7.5)^2/12$	=	38,770 กก.-ม.
ช่วงคาน BC :	DL FEM	=	$3,171(8)^2/12$	=	16,912 กก.-ม.
	TL FEM	=	$8,271(8)^2/12$	=	44,112 กก.-ม.
ช่วงคาน CD :	DL FEM	=	$3,171(7.5)^2/12$	=	14,864 กก.-ม.
	TL FEM	=	$8,271(7.5)^2/12$	=	38,770 กก.-ม.

ตารางการกระจายโมเมนต์เพื่อหาค่าโมเมนต์สูงสุดที่จุด A และ D



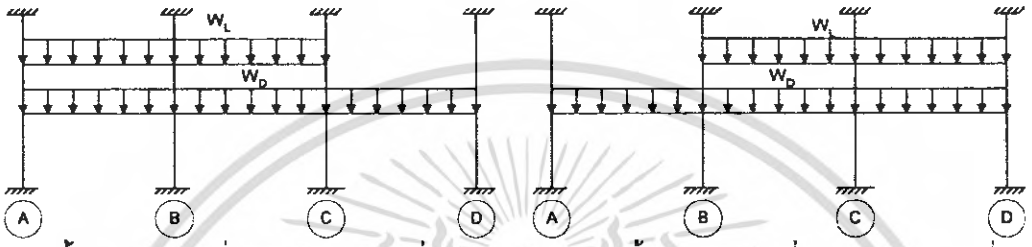
ก) การวางน้ำหนักบรรทุกเพื่อหาโมเมนต์สูงสุดที่จุด A ข) การวางน้ำหนักบรรทุกเพื่อหาโมเมนต์สูงสุดที่จุด D

ตารางการกระจายโมเมนต์เพื่อหาค่าโมเมนต์สูงสุดที่จุด B และ C

รอยต่อ	A	B		C		D
องค์อาคาร	A-B	B-A	B-C	C-B	C-D	D-C
DF	1/3	1/4	1/4	1/4	1/4	1/4
COF	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
DL FEM			16,912	-16,912		
TL FEM	38,770	-38,770			38,770	-38,770
COM	2,732					-2,732
Σ	41,502					-41,502
DM	-13,834					13,834
Maximum Moment	27,668					-27,668

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รอยต่อ	A	B		C		D
องค์อาคาร	A-B	B-A	B-C	C-B	C-D	D-C
DF	1/3	1/4	1/4	1/4	1/4	1/4
COF	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
DL FEM		-14,864			14,864	
TL FEM	38,770	-38,770	44,112	-44,112	38,770	-38,770
COM		-6,462	3,656	-3,656	6,462	
Σ		-45,232	47,768	-47,768	45,232	
DM		-634	-634	634	634	
Maximum Moment		-45,866	47,134	-47,134	45,866	



ก) การวางน้ำหนักบรรทุกเพื่อหาโมเมนต์สูงสุดที่จุด B ข) การวางน้ำหนักบรรทุกเพื่อหาโมเมนต์สูงสุดที่จุด C

การกระจายโมเมนต์ในตาราง ทั้งหมดนี้ สามารถนำมาเขียนรวมกันได้ในตาราง ซึ่งจะได้ค่าโมเมนต์ลบที่จุดข้อต่อทุกจุด ส่วนที่เหลืออยู่คือ ค่าโมเมนต์บวกสูงสุดที่กลางช่วงคานซึ่งคำนวณได้จากการหาผลรวมของค่าโมเมนต์บวกที่กึ่งกลางคานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกรวม (M^+)และโมเมนต์ที่ถ่ายจากข้อต่อทั้งสองข้าง (COM)

ตารางรวมผลการกระจายโมเมนต์แบบ 2 รอบ

รอยต่อ	A	B		C		D
องค์อาคาร	A-B	B-A	B-C	C-B	C-D	D-C
DF	1/3	1/4	1/4	1/4	1/4	1/3
COF	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
DL FEM	14,864	-14,864	16,912	-16,912	14,864	-14,864
TL FEM	38,770	M^+_{AB} -38,770	44,112	M^+_{BC} -44,112	38,770	M^+_{CD} -38,770
COM	2,732 → COM_{AB}	-6,462	3,656 → COM_{BC}	-3,656	6,462 → COM_{CD}	-2,732
Σ	41,502	COM_{BA} -45,232	47,768	COM_{CB} -47,768	45,232	COM_{DC} -41,502
DM	-13,834	-634	-634	634	634	13,834
Maximum Moment	27,668	M^+_{max} -45,866	47,134	M^+_{max} -47,134	45,866	M^+_{max} -27,668

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การหาค่าโมเมนต์กึ่งกลางคานสูงสุด สำหรับช่วงคาน AB คำนวณได้ดังนี้

$$M^{+}_{AB} = M_o - \left(\frac{M_{AB}+M_{BA}}{2}\right) = \frac{8,271(7.5)^2}{8} - \left(\frac{38,770+38,770}{2}\right) = 19,385$$

$$COM_{AB} = \frac{1}{2}(1+0.5DF)\times COM_A = \frac{1}{2}(1+0.5(1/3))\times 2,732 = 1,594$$

$$COM_{BA} = -\frac{1}{2}(1+0.5DF)\times COM_B = -\frac{1}{2}(1+0.5(1/4))\times(-6,462) = 3,635$$

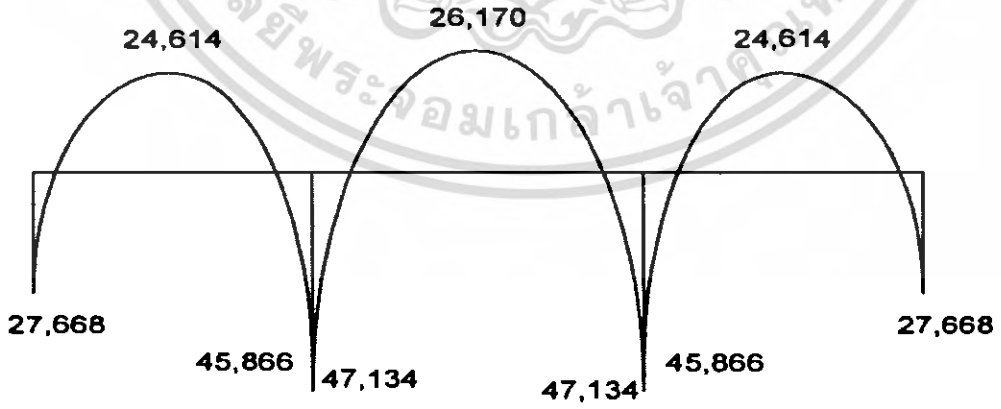
$$M^{+}_{AB} = 19,385+1,594+3,635 = 24,614$$

สำหรับค่าโมเมนต์บวกสูงสุดที่กลางคานช่วงอื่น ก็สามารถคำนวณหาได้ในทำนองเดียวกันนี้ ผลรวมของโมเมนต์ ณ ตำแหน่งที่ต้องการทุกจุด

ตาราง รวมผลการกระจายโมเมนต์แบบ 2 รอบและค่าโมเมนต์กลางคานสูงสุด

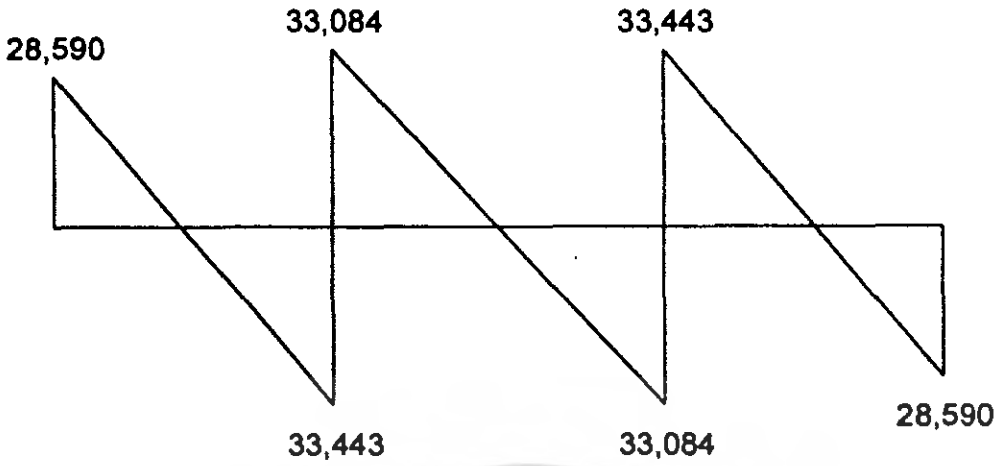
รอยต่อ	A		B			C		D
องค์อาคาร	A-B		B-A	B-C	C-B	C-D		D-C
DF	1/3		1/4	1/4	1/4	1/4		1/3
COF	0.50		0.50	0.50	0.50	0.50		0.50
DL FEM	14,864		-14,864	16,912	-16,912	14,864		-14,864
TL FEM	38,770	19,385	-38,770	44,112	22,056 -44,112	38,770	19,385	-38,770
COM	2,732 →	1,594	-6,462	3,656 →	2,057 -3,656	6,462 →	3,635	-2,732
Σ	41,502	3,635	-45,232	47,768	2,057 -47,768	45,232	1,594	-41,502
DM	-13,834		-634	-634	634	634		13,834
Maximum Moment	27,668	24,614	-45,866	47,134	26,170 -47,134	45,866	24,614	-27,668

สำหรับการคำนวณออกแบบเหล็กเสริมและรายละเอียดของการเสริมเหล็กแสดงในตาราง และรูป



ก) ไดอะแกรมของโมเมนต์สำหรับคานชั้นที่ 1 แนวแกน 3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



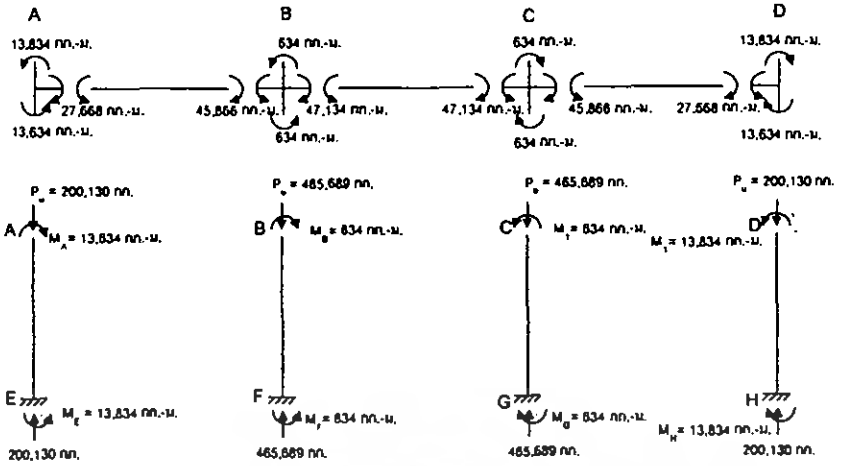
ข) ไดอะแกรมของแรงเฉือนสำหรับคานชั้นที่ 1 แนวแกน 3

รูปไดอะแกรมของโมเมนต์และแรงเฉือนสำหรับคานชั้นที่ I แนวแกน 3

ดารางการออกแบบเหล็กเสริมในคาน

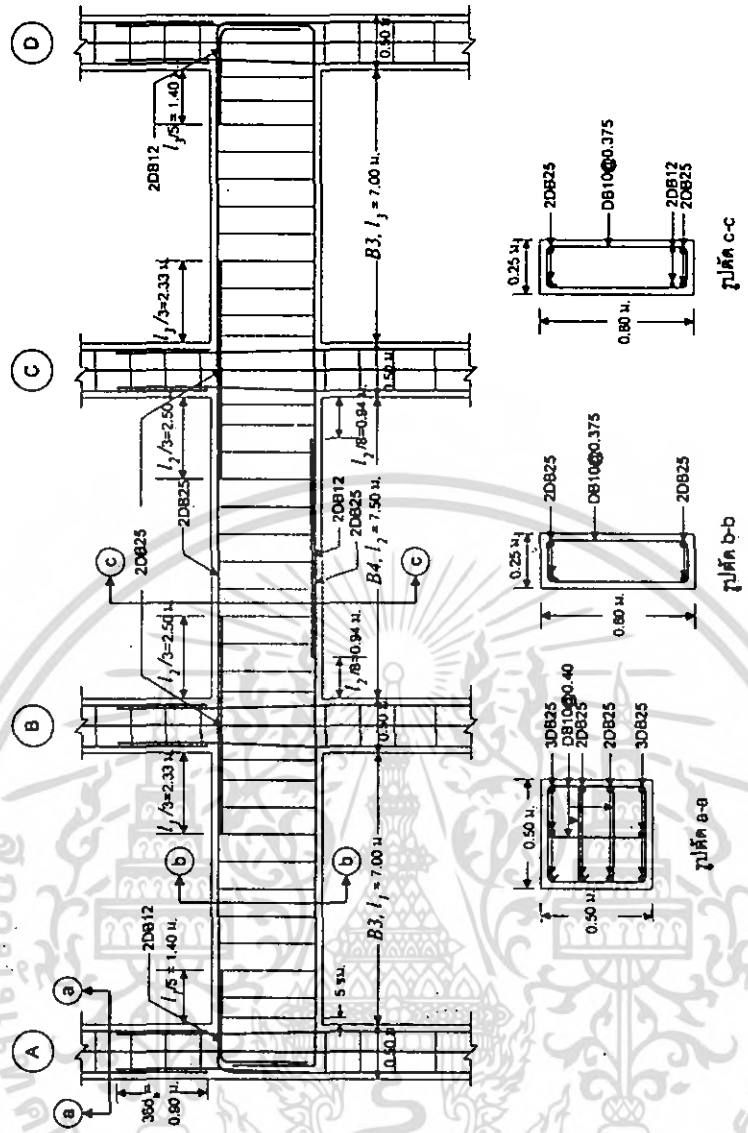
รอยต่อ	A			B			C			D
โมเมนต์ที่ใช้ออกแบบ (M_u, กก.-ม.)	27,668	24,614	-45,866	47,134	26,170	-47,134	45,866	24,614	-27,668	
แรงเฉือน (V_u กก.)	28,590		33,443	33,084		33,084	33,443		28,590	
ขนาดคาน		25x80 ซม.			25x80 ซม.			25x80 ซม.		
$R_u = M_u/\phi bd^2$ (กก./ซม.^{2})	21.86	19.45	36.24	37.24	20.68	37.24	36.24	19.45	21.86	
ρ	0.0057	0.0051	0.0098	0.010	0.0054	0.010	0.0098	0.0051	0.0057	
$A_s = \rho bd$ (ซม.^{2})	10.69	9.56	18.38	18.75	10.13	18.75	18.38	9.56	10.69	
$A_{s,min} = (14/f_y)bd$ (ซม.^{2})	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	
ปริมาณเหล็กเสริมตามยาว	2DB25 +2DB12	2DB25	4DB25	4DB25	2DB25 +2DB12	4DB25	4DB25	2DB25	2DB25 +2DB12	
แรงเฉือนที่หน้าตัดวิกฤติ (กก.)	19,905		24,758	24,400		24,400	24,758		19,905	
กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต (กก.)	14,630		14,630	14,630		14,630	14,630		14,630	
ระยะห่างของเหล็กปลอกขนาด DB10 มม. รับแรงเฉือน	75		39.3	40.7		40.7	39.3		75	
ปริมาณเหล็กปลอก	←			DB10@0.375 ม.					→	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เสาแนวแกน	A	B	C	D
น้ำหนักบรรทุก, P_u (กก.)	200,130	465,689	465,689	200,130
โมเมนต์, M_u (กก.-ม.)	13,834	634	634	13,834
ขนาดเสา	← 50x50 ซม. →			
$e = M_u/P_u$ (ซม.)	0.069	0.14	0.14	0.069
$\psi_1 = \Sigma(I_c/l_c)/\Sigma(I_g/l_g)$	4.75	1.18	1.18	4.75
$\psi_2 = \Sigma(I_c/l_c)/\Sigma(I_g/l_g)$	1.0	1.0	1.0	1.0
k	0.85	0.79	0.79	0.85
ความชะลูด = kl/r	17.5	16.85	16.85	17.5
ตรวจสอบกับ $34-12(M_1/M_2)$	17.5 < 22	16.85 < 22	16.85 < 22	17.5 < 22
วิธีการคำนวณ	เสาสั้นรับน้ำหนักตามแกนและโมเมนต์ดัด			
$d/h = 0.9$				
e/h	0.14	0.0028	0.0028	0.14
P_u/bhf'_c	0.76	0.887	0.887	0.76
$M_u/bh^2f'_c$	0.10	0.048	0.048	0.10
$\rho m = (A_s/bh)\cdot(f_y/0.85f'_c)$	0.25	0.05	0.05	0.25
ρ_s	0.016	0.003 ≤ 0.016	0.003 ≤ 0.016	0.016
A_{st} (ซม.^{2})	40.0	40.0	40.0	40.0
ปริมาณเหล็กยืน	← 10DB25 →			
ปริมาณเหล็กปลอก	← DB10@0.40 →			

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



2.8.4 การคำนวณออกแบบองค์อาคารต้านทานแรงกระทำรวมของน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงและแรงกระทำด้านข้าง

จากการออกแบบขนาดหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมขององค์อาคารในขั้นตอนแรกเพื่อให้รับน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรได้แล้ว หากต้องการออกแบบองค์อาคารให้สามารถต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างได้ จะต้องคำนวณหาแรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากแรงลมหรือแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างทั้งหมด จากนั้นจึงคำนวณหาแรงกระทำทางด้านข้างที่กระจายกันด้านทานโดยโครงสร้างในแต่ละแกน ทั้งนี้หากโครงสร้างในแต่ละแกนมีขนาดของคานและเสาเท่ากันหมด โครงสร้างในแต่ละแกนเหล่านี้ก็จะแบ่งการต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างเท่าๆกัน แต่ในทางปฏิบัติ ขนาดของคานและเสาในแต่ละแกนอาจมีขนาดไม่เท่ากันทุกแกน ดังนั้นในกรณีนี้ โครงสร้างในแต่ละแกนจะต้านทานแรงเฉือนตามสัดส่วนของค่า Shear Rigidity ของโครงสร้างแต่ละแกน ตามวิธีการคำนวณหาแรงเฉือนดังกล่าวข้างต้นแล้วจึงตรวจสอบค่าระยะการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โยกตัวของโครงสร้าง และเปรียบเทียบกับค่าระยะการโยกตัวที่ยอมให้ของอาคาร หากตรวจสอบแล้วไม่ผ่าน ก็จะต้องปรับขนาดของเสาใหม่ให้ใหญ่ขึ้น

ขั้นตอนต่อไปคือการคำนวณหาแรงภายในขององค์อาคารอันเนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้าง ซึ่งอาจใช้วิธี Portal Method ในการประมาณค่าแรงภายใน เพื่อตรวจสอบความแข็งแรงขององค์อาคารที่ได้ออกแบบไว้ก่อนแล้ว ให้สามารถรับแรงกระทำรวมของน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง (gravity load) และแรงกระทำทางด้านข้าง ซึ่งเป็นกรณีการรวมแรงกระทำ (combined load case) หากตรวจสอบแล้วขนาดขององค์อาคารและปริมาณเหล็กเสริมไม่เพียงพอ ก็จะต้องปรับขนาดขององค์อาคารและประมาณเหล็กเสริมใหม่

ตัวอย่างที่ 2.9 จากตัวอย่าง 2.18 จงตรวจสอบค่าระยะโยกตัวของโครงสร้างอาคารเนื่องจากแรงลม โดยกำหนดให้ค่า Drift Index ไม่เกิน 0.002

วิธีทำ พิจารณาโครงสร้างแนวแกน 3

คำนวณค่าระยะโยกไหวระหว่างชั้น (Interstory drift) ของอาคารจาก

$$\Delta_i = \frac{V_i}{K_i}$$

โดยที่

$$K_i = 12EI_g/h_i^3$$

ระดับชั้นที่ 5 - 7, $K_3 = \frac{12(2.3\times10^5)}{(400)^3}\cdot\frac{(30\times30^3)}{12}4 = 11,644$ กก./ซม.

ระดับชั้นที่ 2 - 5, $K_2 = \frac{12(2.3\times10^5)}{(400)^3}\cdot\frac{(40\times40^3)}{12}4 = 36,800$ กก./ซม.

ระดับชั้นที่ G - 2, $K_1 = \frac{12(2.3\times10^5)}{(400)^3}\cdot\frac{(50\times50^3)}{12}4 = 89,844$ กก./ซม.

การคำนวณค่าระยะโยกไหวระหว่างชั้นและระยะการโก่งตัวด้านข้างของโครงสร้างแนวแกน 3

ระดับชั้น	แรงเฉือน (กก.)	สติฟเนส, K (กก./ซม.)	ระยะโยกไหว ระหว่างชั้น, Δ(ซม.)	ระยะการโก่งตัว ด้านข้าง, δ (ซม.)
7	1,229	11,644	0.11	1.35
6	3,688	11,644	0.32	1.24
5	6,154	36,800	0.17	0.92
4	7,913	36,800	0.22	0.75
3	9,671	36,800	0.26	0.53
2	11,373	89,844	0.13	0.27
1	12,533	89,844	0.14	0.14

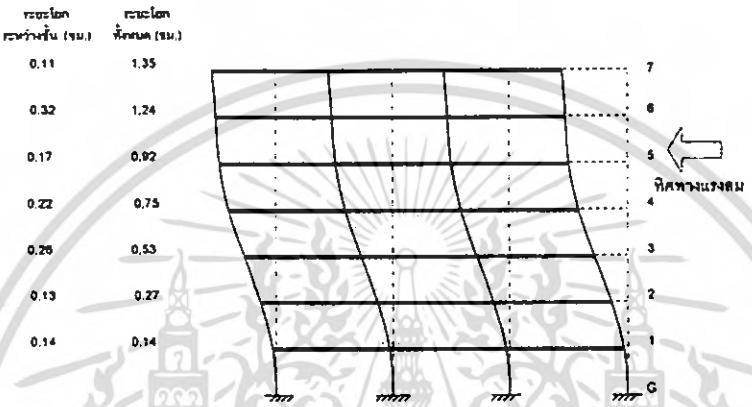
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าระยะการโยกไหวระหว่างชั้น (Interstory drift) ของอาคารและค่าการโก่งตัวทางงด้านข้างของโครงสร้างอาคารที่คำนวณได้ นำไปพล็อตค่าตลอดความสูงของอาคารได้ดังแสดงในรูปที่

จากค่าการโก่งตัวทางด้านข้างของโครงสร้างอาคาร คำนวณค่า Drift Index (DI) จาก

$$Drift\ Index\ (DI) = \frac{\delta_n}{H} = \frac{1.35}{400 \times 7} = 0.0005 < 0.002$$

ค่า Drift Index (DI) ที่คำนวณได้มีค่าน้อยกว่าค่าที่กำหนดให้แสดงว่า อาคารนี้ปลอดภัยจากการโยกไหวเนื่องจากแรงลม



ค่าระยะการโยกไหวระหว่างชั้นและระยะการโก่งตัวด้านข้างของโครงสร้างแนวแกน 3

ตัวอย่างที่ 2.10 จากอาคารในตัวอย่างที่ 2.8 และ 2.9

ก.แรงภายในขององค์อาคารอันเนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้าง โดยใช้วิธี Portal Method ในการประมาณค่าแรงภายใน

ข.ตรวจสอบความแข็งแรงขององค์อาคารที่ได้ออกแบบได้ก่อนแล้วว่า สามารถรับแรงกระทำรวมของน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง (gravity load) และแรงกระทำทางด้านข้างได้หรือไม่

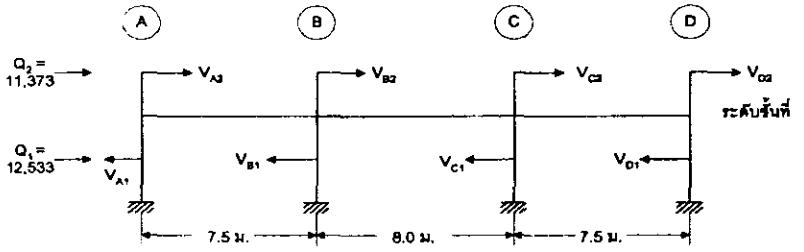
ค.หากตรวจสอบแล้วขนาดขององค์อาคารและปริมาณเหล็กเสริมไม่เพียงพอ ให้ออกแบบขนาดขององค์อาคารหรือปริมาณเหล็กเสริมใหม่

วิธีทำ

ก. คำนวณหาแรงภายในขององค์อาคารอันเนื่องมาจากแรงกระทำทางด้านข้าง

พิจารณาโครงสร้างแนวแกน 3 ในระดับชั้นที่1 จากค่าแรงเฉือนที่คำนวณได้ก่อนแล้ว นำมาเขียนได้ดังแสดงในรูป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปแรงเฉือนที่ต้านทานโดยเสาของโครงสร้างแนวแกน 3 ในระดับชั้นที่1

กระจายแรงเฉือน Q_1และ Q_2ไปที่เสาแต่ละต้นในระดับชั้นที่ 1

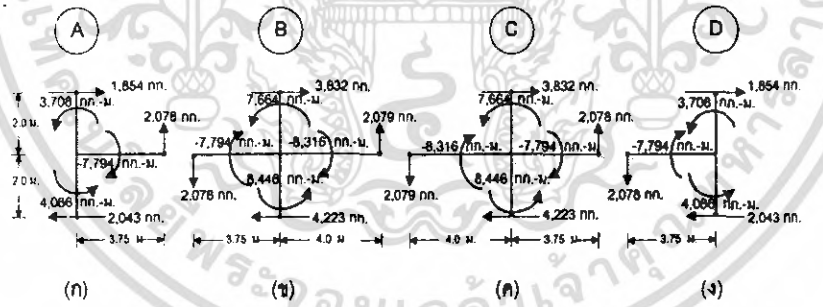
$$\text{สำหรับเสา } A \text{ และ } D \quad \text{ค่า } V_{A1} = V_{D1} = 12{,}533 \times \frac{3.75}{23} = 2{,}043 \text{ กก.}$$

$$\text{ค่า } V_{A2} = V_{D2} = 11{,}373 \times \frac{3.75}{23} = 1{,}854 \text{ กก.}$$

$$\text{สำหรับเสา } B \text{ และ } C \quad \text{ค่า } V_{B1} = V_{C1} = 12{,}533 \times \frac{(3.75+4.0)}{23} = 4{,}223 \text{ กก.}$$

$$\text{ค่า } V_{B2} = V_{C2} = 11{,}373 \times \frac{(3.75+4.0)}{23} = 3{,}832 \text{ กก.}$$

ในการคำนวณแรงภายในองค์อาคาร ให้เริ่มจากข้อต่อทางซ้ายสุด



รูปความสมดุลของแรงภายในคานและเสา

พิจารณาข้อต่อ A

โมเมนต์ที่เสา A ใต้ระดับพื้น = $V_{A1}x(h/2)$

= 2,043x(4.0/2) = 4,086 กก.-ม.

โมเมนต์ที่เสา A เหนือระดับพื้น = $V_{A2}x(h/2)$

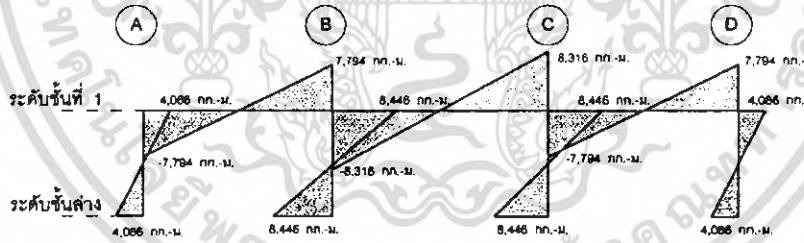
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

	=	1,854x(4.0/2)	=	3,708	กก.-ม.
โมเมนต์ที่คาน	=	-(4,086+3,708)	=	-7,794	กก.-ม.
แรงเฉือนที่คาน	=	7,794/3.75	=	2,078	กก.

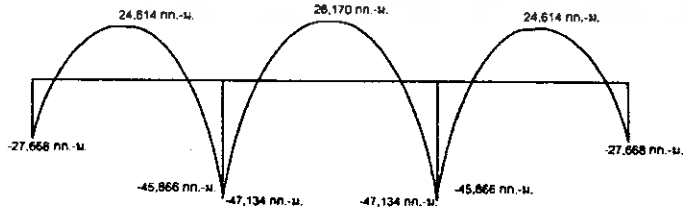
พิจารณาข้อต่อ B

โมเมนต์ที่เสา B ใต้ระดับพื้น	=	V_{B1}x(h/2)			
	=	4,223x(4.0/2)	=	8,446	กก.-ม.
โมเมนต์ที่เสา B เหนือระดับพื้น	=	V_{B2}x(h/2)			
	=	3,832x(4.0/2)	=	7,664	กก.-ม.
โมเมนต์ที่คานทางด้านซ้าย	=	-(2,078x3.75)	=	-7,794	กก.-ม.
โมเมนต์ที่คานทางด้านขวา	=	-(8,446+7,664)-7,794	=	-8,316	กก.-ม.

สำหรับการคำนวณหาแรงภายในขององค์อาคารที่ข้อต่อ C และ D ก็สามารถคำนวณได้ในทำนองเดียวกันนี้ จากผลการคำนวณนี้ นำมาเขียนไดอะแกรมของโมเมนต์เนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้างได้ ดังแสดงในรูป และนำค่าโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรจากผลการคำนวณในตัวอย่าง ที่ 2.19 มาแสดง จากนั้นจึงรวมผลของโมเมนต์ทั้งสองกรณีเข้าด้วยกัน จะได้ผลรวมของโมเมนต์ดังแสดงในรูป

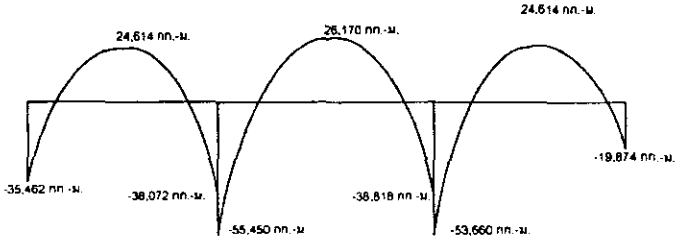


ก โมเมนต์เนื่องจากแรงกระทำด้านข้าง



ข โมเมนต์ในคานต่อเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ค. โมเมนต์ในคานเนื่องจากการรวมแรงกระทำ ก และ ข

รูปไดอะแกรมของโมเมนต์สำหรับโครงสร้างแนวแกน3 ข และ ค ตรวจสอบความแข็งแรงของคาน และออกแบบปริมาณเหล็กเสริมใหม่

จากผลการรวมโมเมนต์ระหว่างค่าที่ได้จากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร รวมกันกับโมเมนต์จากแรงลม เป็นกรณีของการรวมแรงกระทำ (combined load case) นำมาเขียนลงในตาราง เพื่อเปรียบเทียบกับโมเมนต์ที่ใช้ออกแบบเดิม สำหรับกรณีของโมเมนต์จากแรงกระทำรวม จัดไว้ 2 ชุด เนื่องจากแรงลมอาจจะกระทำในทิศทางตรงกันข้ามกันได้ ซึ่งจะให้ค่าโมเมนต์รวมซึ่งมีค่าสลับช่วงกันจากซ้ายไปขวา

เมื่อเปรียบเทียบกันแล้ว จะเห็นได้ว่า ค่าโมเมนต์รวมใหม่จะสูงกว่าค่าโมเมนต์เดิมที่จุดข้อต่อระหว่างเสาและคานทุกตำแหน่ง ส่วนโมเมนต์ที่กึ่งกลางคานไม่เปลี่ยนไปจากเดิม ดังนั้น คานจะไม่ปลอดภัยเพียงพอ จึงต้องมีการออกแบบปริมาณเหล็กเสริมตามยาวในคานใหม่ โดยใช้ขนาดคานคงเดิม และใช้ค่าโมเมนต์รวมใหม่ในการออกแบบ ส่วนค่าแรงเฉือนในคานก็มีค่าเพิ่มขึ้นด้วย จึงต้องออกแบบปริมาณเหล็กเสริมปลอกใหม่เช่นกัน ผลสรุปของการออกแบบใหม่แสดงรวมอยู่ในตาราง

สำหรับในกรณีของเสา เมื่อมีแรงกระทำทางด้านข้างจะทำให้เสาเกิดการเซได้ ทำให้ค่าความชะลูด (slenderness =kl/r) มีค่ามากขึ้น การออกแบบจึงเปลี่ยนจากวิธีการคำนวณเดิมเป็นแบบเสายาวในโครงข้อแข็งที่มีการเซ โดยจะมีค่าโมเมนต์กระทำที่เสาเพิ่มมากขึ้นเนื่องจากต้องต้านทานแรงลมด้วย ดังนั้น ค่าโมเมนต์รวม จึงคำนวณจากโมเมนต์ดัดที่ขยายค่าเพิ่ม $M_c = M_{ns} + \delta_s M_s$ แล้วจึงนำค่าโมเมนต์รวมนี้ไปคำนวณหาปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการใหม่ได้

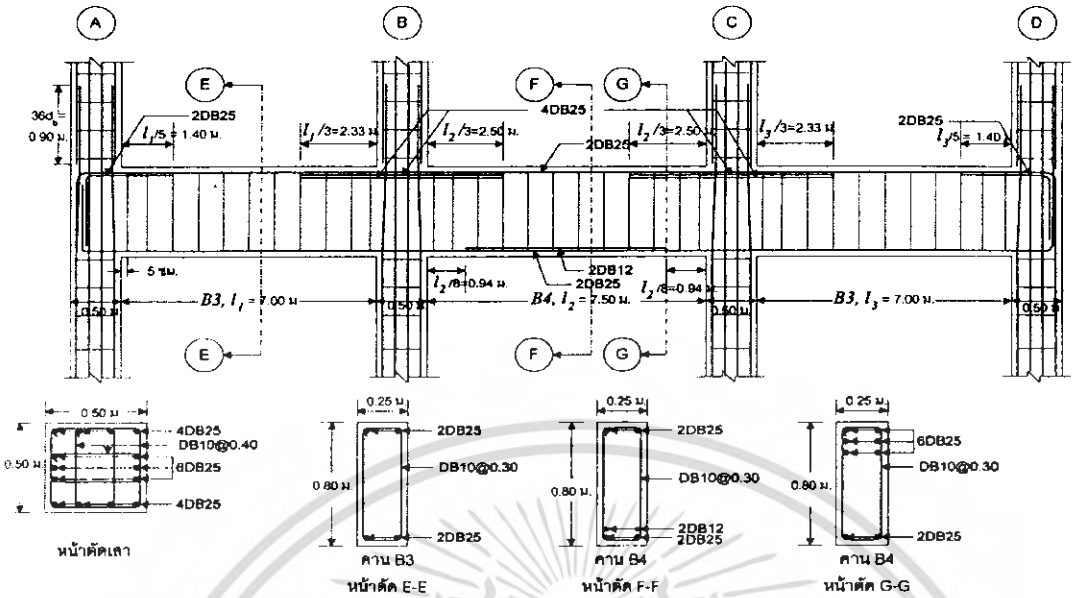
ผลสรุปของการออกแบบปริมาณเหล็กเสริมในเสาใหม่แสดงในรูปอยู่ในตาราง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รอยต่อ	A			B			C			D
โมเมนต์เดิม (Gravity Load)	27,668	24,614	-45,866	47,134	26,170	-47,134	45,866	24,614	-27,668	
โมเมนต์รวม (Combined Loads case)	35,462 19,874	24,614 24,614	-38,072 -53,660	55,450 38,818	26,170 26,170	-38,818 -55,450	53,660 38,072	24,614 24,614	-19,874 -35,462	
โมเมนต์ที่ใช้ออกแบบ (M_u กก.-ม.)	35,462	โมเมนต์เดิม	-53,660	55,450	โมเมนต์เดิม	-55,450	53,660	โมเมนต์เดิม	-35,462	
แรงเฉือนรวม (V_u กก.)	30,668		35,521	35,162		35,162	35,521		30,668	
ขนาดคาน		25x80 ซม.			25x80 ซม.			25x80 ซม.		
$R_u = M_u/\phi bd^2$ (กก./ซม.^{2})	32.17	19.45	48.67	50.29	20.68	50.29	48.67	19.45	32.17	
ρ	0.009	0.0051	0.0014	0.014	0.0054	0.014	0.014	0.0051	0.009	
$A_s = \rho bd$ (ซม.^{2})	15.75	9.56	24.5	24.5	10.13	24.5	24.5	9.56	15.75	
$A_{s\,min.} = (14/f_y)bd$ (ซม.^{2})	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	
ปริมาณเหล็กเสริม	ขนาดใหม่	ขนาดเดิม	ขนาดใหม่	ขนาดใหม่	ขนาดเดิม	ขนาดใหม่	ขนาดใหม่	ขนาดเดิม	ขนาดใหม่	
ตามยาว	4DB25	2DB25	6DB25	6DB25	2DB25 +2DB12	6DB25	6DB25	2DB25	4DB25	
แรงเฉือนที่หน้าตัดวิกฤติ (กก.)	21,983		26,836	26,478		26,478	26,836		21,983	
กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต (กก.)	14,630		14,630	14,630		14,630	14,630		14,630	
ระยะห่างของเหล็กปลอกขนาด DB10 มม. รับแรงเฉือน	51		30.6	31.5		31.5	30.6		51	
ปริมาณเหล็กปลอก	←			ระยะห่างใหม่ DB10@0.30 ม.					→	

เสาแนวแกน	A	B	C	D
น้ำหนักบรรทุก, P_u (กก.)	200,130	465,689	465,689	200,130
โมเมนต์เดิม, M_b (กก.-ม.)	-13,834	- 634	634	13,834
โมเมนต์จากแรงลม, M_s (กก.-ม.)	-4,086 4,086	-8,446 8,446	-8,446 8,446	- 4,086 4,086
ขนาดเสา	←	50x50 ซม.		→
$\psi_1 = \Sigma(I_c/l_c)/\Sigma(I_b/l_b)$	4.75	1.18	1.18	4.75
$\psi_2 = \Sigma(I_c/l_c)/\Sigma(I_b/l_b)$	1.0	1.0	1.0	1.0
k_b, k_s	0.85, 1.7	0.79, 1.35	0.79, 1.35	0.85, 1.7
ความชะลูด = $k_s l/r$	36.27 > 22	28.8 > 22	28.8 > 22	36.27 > 22
วิธีการคำนวณ		เสายาวในโครงเฟรมที่มีการเซ		
$EI_b = (EI/2.5)/(1+0.6)$ (กก.-ซม.^{2})	2.99x10^{10}	2.99x10^{10}	2.99x10^{10}	2.99x10^{10}
$EI_s = (EI/2.5)/(1.0)$ (กก.-ซม.^{2})	4.79x10^{10}	4.79x10^{10}	4.79x10^{10}	4.79x10^{10}
$P_{cb} = \pi^2 EI_b/(k_b l)^2$ (กก.)	3,989x10^3	4,618x10^3	4,618x10^3	3,989x10^3
$P_{cs} = \pi^2 EI_s/(k_s l)^2$ (กก.)	1,597x10^3	2,533x10^3	2,533x10^3	1,597x10^3
$C_m = 0.4$				
$\delta_b = C_m/\{1-(P_u/\phi P_{cb})\}$	0.43ใช้ 1.0	0.43ใช้ 1.0	0.43ใช้ 1.0	0.43ใช้ 1.0
$\delta_s = 1/\{1-(P_u/\phi P_{cs})\}$	1.22	1.36	1.36	1.22
โมเมนต์รวม, (กก.-ม.) $M_c = \delta_b M_b + \delta_s M_s$	-18,819	-12,210	12,210	18,819
$e_{min} = 1.5 + 0.3h$ (ซม.)	3.0	3.0	3.0	3.0
$e = M_u/P_u$ (ซม.)	9.4	2.6 ให้ 3.0	2.6 ให้ 3.0	9.4
$d/h = 0.9$				
e/h	0.19	0.06	0.06	0.19
P_n/bhf'_c	0.76	0.885	0.885	0.76
$M_n/bh^2f'_c$	0.14	0.045	0.045	0.14
$\rho_t m = (A_{st}/bh)\cdot(f_y/0.85f'_c)$	0.4	0.25	0.05	0.15
ρ_t	0.0255	0.016	0.016	0.0255
A_{st} (ซม.^{2})	63.75	40.0	40.0	63.75
ปริมาณเหล็กยืน	←	14DB25		→
ปริมาณเหล็กปลอก	←	DB10@0.40		→

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



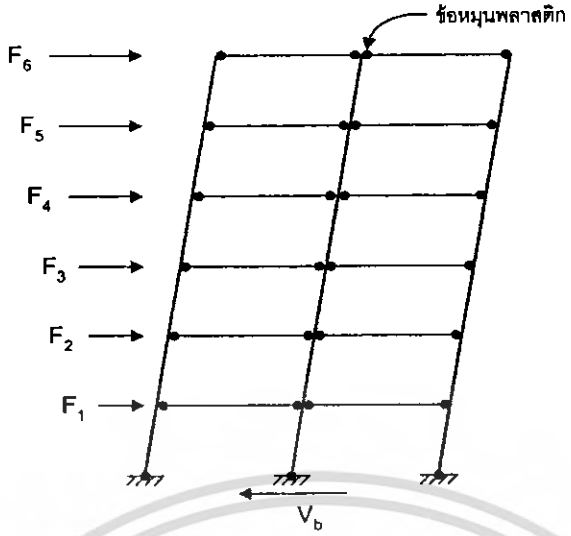
2.9 การออกแบบองค์อาคารโดยหลักการ เสาแข็งแรงและคานอ่อน (ref 9)

2.9.1 หลักการออกแบบ

1. จะต้องออกแบบเสาให้มีกำลังความแข็งแรงและมั่นคง (strength & stability) ต่อแรงกระทำทางด้านข้าง โดยมีพฤติกรรมการรับแรงแบบยืดหยุ่น (elastic)
2. จะต้องออกแบบคานให้มีความแข็งแรงน้อยกว่าเสา แต่ให้คานมีความเหนียวต่อการดัดโค้ง (curvature ductility) ได้ และจัดวางตำแหน่งของการดัดโค้งหรือข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge) ให้เกิดขึ้นบริเวณปลายคานที่ต่อกับเสา เพื่อให้คานมีการหมุนในบริเวณนี้ได้ ดังนั้นพลังงานจากแรงแผ่นดินไหวจะถูกดูดซับและกระจายไปในบริเวณข้อหมุนพลาสติกที่ปลายคาน

เนื่องจากเสามีความแข็งแรงกว่าคาน ดังนั้น ข้อหมุนพลาสติกจะไม่เกิดในระหว่างชั้นของเสา ทำให้โครงสร้างอาคารโยกไหวไป-มาได้อย่างเหนียวแน่นมั่นคงไม่พังทลายลงได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.107

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.107 หลักการเสาแข็งแรงและคานอ่อน

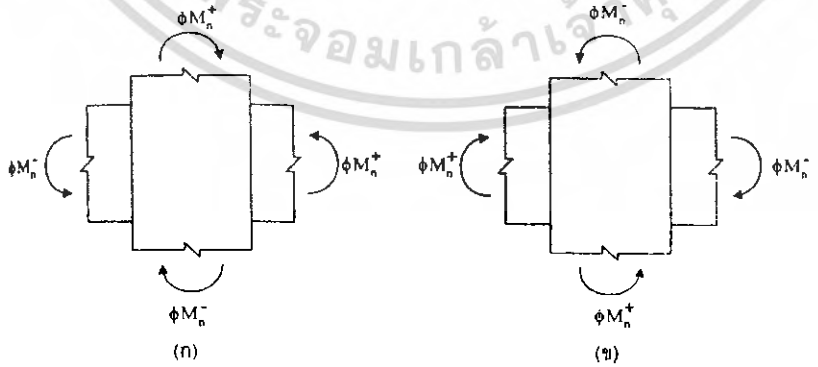
หลักการเสาแข็งและคานอ่อนนี้จะกระทำได้ก็ต่อเมื่อมีการออกแบบให้กำลังโมเมนต์ดัดด้านทานของเสามีค่ามากกว่ากำลังโมเมนต์ดัดต้านทานของคาน ดังนี้

$$\Sigma M_{column} \geq \left(\frac{6}{5}\right)\Sigma M_{beam} \qquad (2.161)$$

โดยที่ ΣM_{column} คือ ผลรวมของกำลังโมเมนต์ดัดระบุ (nominal moment) ของเสารอบจุดรอยต่อ

ΣM_{beam} คือ ผลรวมของกำลังโมเมนต์ดัดระบุ (nominal moment) ของคานรอบจุดรอยต่อ

เนื่องจากแรงกระทำจากแผ่นดินไหว มีลักษณะกระทำกลับไป-มา ดังนั้นค่าโมเมนต์ดัดบริเวณจุดรอยต่อเสาและคาน อาจกลับทิศทางได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.146



รูปที่ 2.108 โมเมนต์ดัดที่จุดต่อเสาและคาน

(ก) การเซด้านข้างไปทางซ้าย (ข) การเซด้านข้างไปทางขวา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้น สมการที่ 2.161 จึงเขียนใหม่ได้ ดังนี้

$$\left(\phi M_n^+ + \phi M_n^-\right)_{column} \geq \frac{6}{5}\left(\phi M_n^+ + \phi M_n^-\right)_{beam} \qquad (2.162)$$

โดยที่ ϕ = 0.90 สำหรับคาน

= 0.70 สำหรับคานเสาปลอกเดี่ยว

= 0.75 สำหรับเสาปลอกเกลียว

2.9.2 การออกแบบเหล็กเสริมตามยาวในเสาและคาน (AC1318-05)

ก) เหล็กเสริมตามยาวในเสาและคานจะต้องออกแบบตามหลักการของเสาแข็งแรงและคานอ่อน นั่นคือ

$$\Sigma M_{column} \geq \left(\frac{6}{5}\right)\Sigma M_{beam} \qquad (2.163)$$

ข) อัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมตามยาวในคาน-เสาต้องอยู่ในช่วง $0.01 \leq \rho_g \leq 0.06$ โดยที่ $\rho_g = A_s/A_g$ ในทางปฏิบัติ ค่า ρ_g สูงสุดไม่ควรเกิน 0.035 เพื่อป้องกันมิให้ปริมาณเหล็กเสริมมีแน่นเกินไป

ค) ปริมาณเหล็กเสริมตามยาวต่ำสุดในคาน ต้องไม่น้อยกว่า

สำหรับหน้าตัดคานทั่วไป

$$\rho_{min} \geq \frac{0.79\sqrt{f_c'}}{f_y} \geq \frac{14}{f_y} \qquad (2.164)$$

สำหรับหน้าตัดคานรูป T ซึ่งมีปีกคานรับแรงดึง (โมเมนต์ลบ)

$$\rho_{min} \geq \frac{1.58\sqrt{f_c'}}{f_y} \geq \frac{14}{f_y} \qquad (2.165)$$

ค่าปริมาณเหล็กเสริมตามยาว ρ ใช้ได้ไม่เกิน 0.025

ง) กำลังโมเมนต์ดัดระบุที่จุดต่อเสา-คาน

$$M_n^+ \geq \frac{1}{2}M_n^- \qquad (2.166)$$

กำลังโมเมนต์ดัดระบุที่หน้าตัดใดๆ

$$M_a^+ \geq \frac{1}{4}(M_a^+)_{max} \qquad (2.167)$$

$$M_a^- \geq \frac{1}{4}(M_a^-)_{max} \qquad (2.168)$$

โดยที่ M_n^+ คือ กำลังโมเมนต์ดัดระบุมีค่าเป็นบวกที่จุดต่อเสา-คาน

M_n^- คือ กำลังโมเมนต์ดัดระบุมีค่าเป็นลบที่จุดต่อเสา-คานเดียวกัน

M_a^+, M_a^- คือ กำลังโมเมนต์ดัดระบุที่หน้าตัดใดๆมีค่าเป็นบวกและลบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$(M_a^+)_{max}, (M_a^-)_{max}$ คือ กำลังโมเมนต์ดัดระบุที่หน้าตัดใดๆมีค่าเป็นบวกและลบ

2.9.3 การออกแบบเหล็กปลอกต้านทานแรงเฉือนในคาน

แรงเฉือนที่ปลายคานคำนวณจากกำลังโมเมนต์ต้านทานที่เกิดขึ้นบริเวณข้อหมุนพลาสติกดังนี้ (AC1318-05)

$$V_L = \frac{M_{prL}^- + M_{prR}^+}{l_c} + \frac{1.2w_D + 1.0w_L}{2} l_c \qquad (2.169)$$

$$V_R = \frac{M_{prL}^+ + M_{prR}^-}{l_c} + \frac{1.2w_D + 1.0w_L}{2} l_c \qquad (2.170)$$

โดยที่ V_L คือ แรงเฉือนที่ปลายคานทางซ้าย,กก.

V_R คือ แรงเฉือนที่ปลายคานทางขวา,กก.

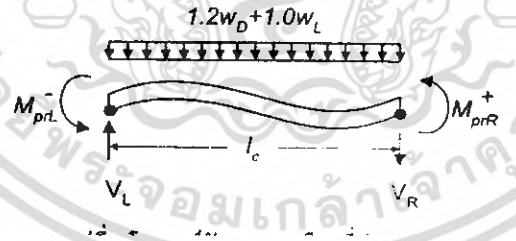
M_{pr} คือ กำลังโมเมนต์ต้านทานที่เป็นไปได้ (probable moment resistance)ที่ปลายคาน คำนวณจากกำลังหน้าตัดเหล็กเสริมตามยาวเท่ากับ $1.25f_y'$ กก-ม

R, L คือ ด้านขวาและด้านซ้ายของคาน ตามลำดับ

L_c คือ ความยาวช่วงคานสุทธิ , ม.

W_D, W_L คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร ตามลำดับ , กก./ม.

โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสำหรับคานที่มีการเซไปทางซ้ายแสดงในรูปที่



รูปที่ 2.109 โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่ปลายคาน

กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c'}bd \qquad (2.171)$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กปลอก

$$V_s = V_n - V_c \qquad (2.172)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ระยะห่างของเหล็กปลอก $S = A_s f_y d / V_s$

กำหนดการวางเหล็กปลอกในช่วง 2 เท่าของความลึกคาน (2h) จากผิวรอยต่อคาน

ระยะห่างสูงสุดของเหล็กปลอก S_{max} ใช้ค่าต่ำสุดของค่าต่อไปนี้

- ¼ ของความลึกประสิทธิผล, d/4
- 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว , $8d_{bl}$
- 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก , $24d_{bh}$
- 0.30 ม.

2.9.4 การออกแบบเหล็กปลอกต้านทานแรงเฉือนในเสา

แรงเฉือนบริเวณรอยต่อเสา-คาน คำนวณจาก

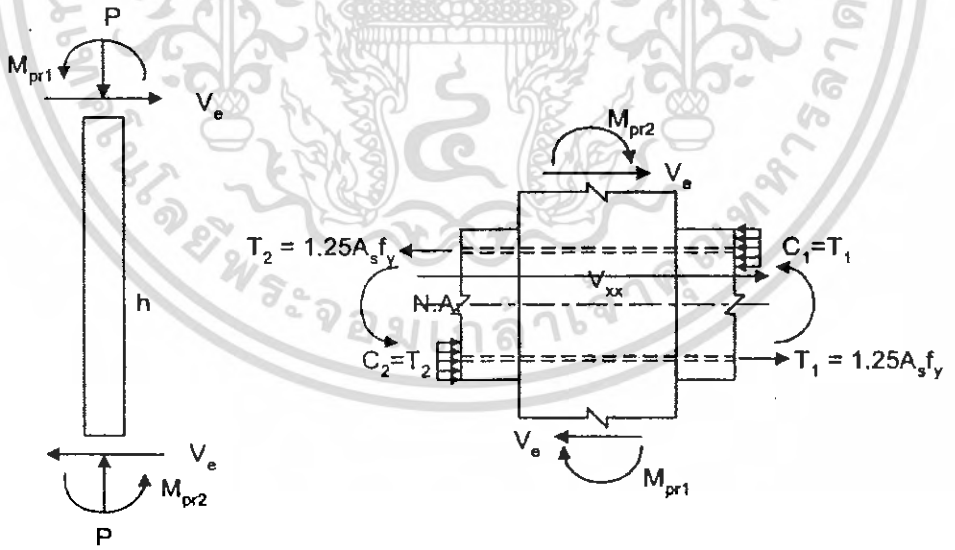
$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{h} \qquad (2.173)$$

โดยที่ V_e คือ แรงเฉือนแนวราบกระทำที่ตำแหน่งบนสุดและใต้สุดของเสา,กก.

M_{pr1},M_{pr2} คือ กำลังโมเมนต์ด้านทานที่เป็นไปได้ (probable moment resistance) ที่ปลายเสาส่วนบนและเสาส่วนล่าง ตามลำดับ , กก.-ม.

h คือ ความสูงของเสา

โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่ปลายเสาและข้อต่อระหว่างเสา-คานแสดงในรูปที่ 2.110



(ก) โมเมนต์และแรงเฉือนที่ปลายเสา (ข) โมเมนต์และแรงเฉือนที่ข้อต่อเสา-คาน

รูปที่ 2.110 โมเมนต์ดัดและเฉือน

จากรูปที่ 2.110 แรงเฉือนแนวราบสุทธิที่ข้อต่อเสา ส่วนเหนือแนวแกนสะเทิน คำนวณจาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$V_{xx} = T_2 + C_1 - V_e \quad (2.174)$$

ซึ่งค่าแรงเฉือนที่ข้อต่อ V_{xx} นี้ จะต้องไม่เกิน กำลังต้านทานแรงเฉือนของข้อต่อ คำนวณได้จาก

ก. กรณีที่ข้อต่อมีคานเชื่อมทุกด้าน

$$V_n \le 53.76\sqrt{f_c'}A_j \quad (2.175)$$

ข.กรณีที่ข้อต่อมีคานเชื่อมสามด้านหรือเชื่อมบนหน้าตัดตรงกันข้าม

$$V_n \le 39.53\sqrt{f_c'}A_j \quad (2.176)$$

ค.กรณีที่ข้อต่อมีคานเชื่อมแบบอื่น

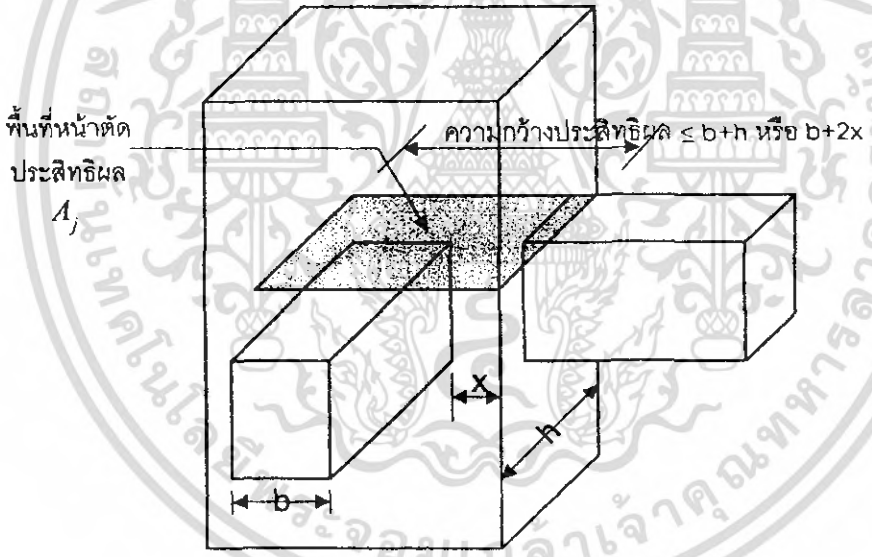
$$V_n \le 31.62\sqrt{f_c'}A_j \quad (2.177)$$

โดยที่ V_n คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนของข้อต่อ, กก.

A_j คือ พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลที่ข้อต่อ,ซม^2 ดังแสดงในรูปที่ 2.111

f_c' คือ กำลังอัดของคอนกรีตสำหรับข้อต่อ,กก./ซม^2

หากค่าแรงเฉือนที่ข้อต่อ V_{xx}มีค่าน้อยกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของข้อต่อ V_n แสดงว่า ขนาดของข้อต่อเพียงพอต่อการต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้น



รูปที่ 2.111 พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของข้อต่อรับแรงเฉือน

คำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กปลอก ,V_s จาก

$$V_s = V_n - V_c \quad (2.178)$$

โดยที่ V_nคือแรงเฉือนแนวราบที่ตำแหน่งบนสุดและใต้สุดของเสาเท่ากับ V_e ,กก.

V_c คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต $\left(0.53\sqrt{f_c'}bd\right)$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ระยะห่างของเหล็กปลอก $\left(S = A_s f_y d / V_s\right)$

2.9.5 ข้อกำหนดของปริมาณเหล็กปลอกในเสา

เนื่องจากการเสริมเหล็กปลอกในเสาจะต้องมีการออกแบบให้เพียงพอ ทั้งนี้ก็เพื่อให้เสามีกำลังการโยกตัวที่เพียงพอในบริเวณข้อหมุนยืดหยุ่น (elastic hinge) ซึ่งเกิดขึ้นเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ดังนั้น จะต้องมีการเสริมปริมาณเหล็กปลอก ดังนี้

ก. สำหรับเสาปลอกเกลียว ค่าอัตราส่วนของปริมาตรของเหล็กปลอกต่อปริมาตรของแกนเสาคอนกรีต จะต้องไม่น้อยกว่าค่าต่อไปนี้

$$\rho_s \geq \frac{0.12 f_c^{'}}{f_{yh}}$$

หรือ $$\rho_s \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c^{'}}{f_{yh}} \qquad (2.179)$$

โดยที่ ρ_s คือ อัตราส่วนของปริมาตรของเหล็กปลอกเกลียวต่อปริมาตรของแกนเสาคอนกรีตโดยวัดจากขอบบนสุดของแกนเสาที่ล้อมรอบด้วยเหล็กปลอก

A_g คือ พื้นที่หน้าตัดเสาทั้งหมด,ซม^2

A_{ch} คือ พื้นที่หน้าตัดแกนเสาโดยวัดจากขอบนอกสุดของแกนเสาที่ล้อมรอบด้วยเหล็กปลอก ,ซม^2

f_{yh} คือ กำลังครากของเหล็กปลอกเกลียว ,กก./ซม.^{2}

ข.สำหรับปลอกเดี่ยว พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกทั้งหมดภายในระยะห่าง s จะต้องไม่น้อยกว่า ค่าต่อไปนี้

$$A_{sh} \geq 0.09 s h_c \frac{f_c^{'}}{f_{yh}}$$

หรือ $$A_{sh} \geq 0.3 s h_c\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c^{'}}{f_{yh}} \qquad (2.180)$$

โดยที่ A_{sh} คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกทั้งหมดภายในระยะห่าง s ,ซม^2

h_c คือ ความกว้างของหน้าตัดแกนเสาด้านยาวสุด โดยวัดจากระยะห้างของศูนย์กลางของเหล็กปลอก,ซม.

A_{ch} คือ พื้นที่หน้าตัดของแกนเสา โดยวัดจากขอบนอกหน้าสุดของเหล็กปลอก, ซม^2

S คือ ระยะห่างของเหล็กปลอกวัดตามความยาวของเสา,ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค.เหล็กปลอกบริเวณหัวเสาทั้งส่วนบนและส่วนล่างของจุดต่อเสา-คาน จะต้องมีการเสริมเหล็กปลอกบริเวณนี้เป็นระยะความยาว l_o และมีระยะห่าง s_x ไม่เกินค่าต่อไปนี้

- $s_x \leq$ 1/4 ของด้านแคบของเสา,b/4 หรือไม่เกิน 10 ซม.
- $s_x \leq$ 6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยืน , $6d_b$
- $s_x \leq 10 + (35-h_x)/3$

โดยที่ s_x คือ ระยะห่างของเหล็กปลอกภายในระยะความยาว l_o ,ซม.

h_x คือ คือ ระยะห่างสูงสุดของเหล็กปลอกในหน้าตัดของเสา, ซม.

สำหรับระยะความยาว l_o คำนวณจากระยะสูงสุดของค่าต่อไปนี้

- $l_o \geq$ ความลึกของเสา
- $l_o \geq$ 1/6 ของความกว้างสุทธิของช่วงคาน
- $l_o \geq$ 45 ซม.สำหรับบริเวณเสาที่รับน้ำหนักบรรทุกและโมเมนต์ดัดมาก เช่น เสาชั้นล่างของอาคาร ให้เพิ่มความยาว l_o อีก 50% เป็นอย่างน้อย 67.5

2.9.6 การจัดรายละเอียดเหล็กเสริมในคานและเสา

2.9.6.1 เหล็กเสริมในคาน

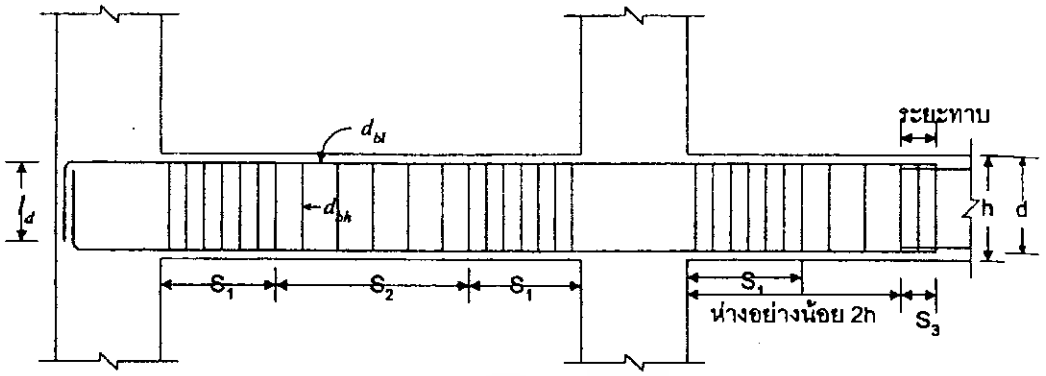
การจัดรายละเอียดเหล็กเสริมในคาน มีดังนี้

ก.การหยุดเหล็กเสริมตามยาวของคานที่เสาต้นนอก จะต้องยื่นเหล็กเสริมจนถึงแกนเสาส่วนนอกสุด และงอเหล็กเสริมเผื่อออีกเป็นระยะอย่างน้อย l_d เพื่อให้สามารถรับแรงดึงได้ดี

ข. จุดต่อทาบเหล็กเสริมตามยาวจะต้องอยู่ห่างจากผิวรอยต่อของคานและเสาอย่างน้อย 2 เท่าของความลึกคาน ห้ามต่อทาบเหล็กภายในบริเวณข้อหมุนพลาสติกและบริเวณจุดต่อเสา-คาน ทั้งนี้เพราะเหล็กเสริมในบริเวณนี้อาจจะรับแรงดึงสูงเกินจุดครากได้และมีแรงกระทำซ้ำในลักษณะกลับไป-มาด้วย

ค.เหล็กปลอกเสริมรับแรงเฉือนมีอยู่ 2 ช่วง คือ S_1 บริเวณข้อหมุนพลาสติก ซึ่งจะต้องเสริมเหล็กปลอกที่แน่นเป็นพิเศษตามข้อกำหนด เป็นระยะอย่างน้อย 2 เท่า ของความลึกคานและ S_2 บริเวณนอกเขตข้อหมุนพลาสติก ซึ่งจัดเหล็กปลอกตามแบบปกติดังแสดงในรูปที่ 2.112

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ในช่วง S_1
ระยะห่างของเหล็กปลอกไม่เกิน d/4 หรือ $8d_{bl}$ หรือ $24d_{bh}$ หรือ 30ซม.

ในช่วง S_2
ระยะห่างของเหล็กปลอกไม่เกิน d/2

ในช่วง S_3
ระยะห่างของเหล็กปลอกไม่เกิน d/4 หรือ 10ซม.

รูปที่ 2.112 รายละเอียดเหล็กเสริมในคาน

2.9.6.2 เหล็กเสริมในเสา

การจัดรายละเอียดเหล็กเสริมในเสา มีดังนี้

ก.การต่อทาบเหล็กยืน จะต้องต่อภายในช่วงระยะกึ่งกลางเสาเท่านั้น ห้ามต่อเหล็กภายในระยะความยาว l_o จากข้อต่อเสา-คาน ดังแสดงในรูปที่ 2.113 เนื่องจากที่บริเวณข้อต่อเสานี้มีค่าโมเมนต์สูง

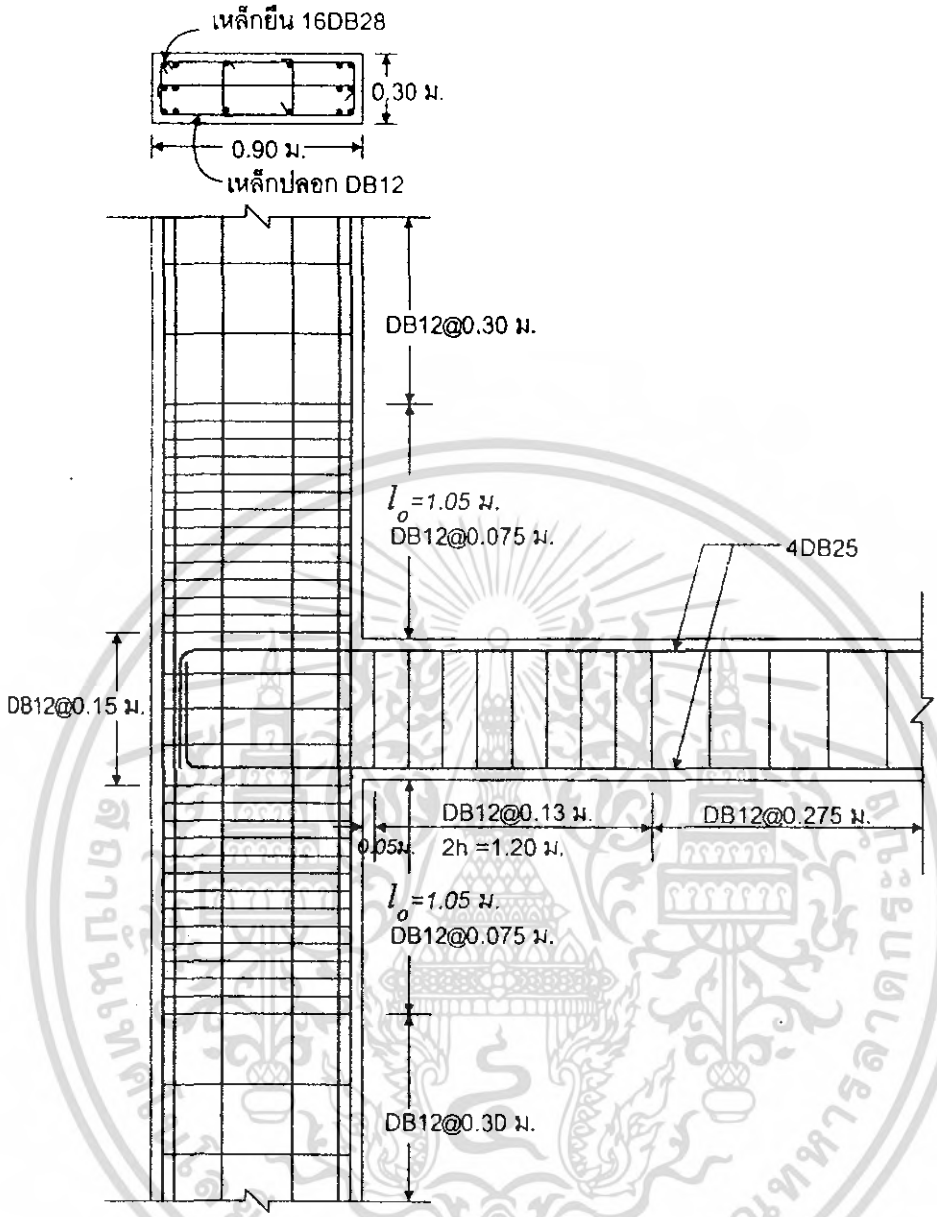
ข.เหล็กปลอกเสริมรับแรงเฉือนมีอยู่ 2 ช่วงคือ s_x บริเวณส่วนบนและส่วนล่างของข้อต่อเสา-คาน ภายในระยะความยาว l_o จากผิวรอยต่อ ซึ่งจะต้องเสริมเหล็กปลอกที่แน่นเป็นพิเศษตามข้อกำหนด และ s_t บริเวณช่วงกลางเสานอกเขตระยะความยาว l_o ซึ่งจัดเหล็กปลอกตามแบบปกติ

ค.สำหรับเสาภายในข้อต่อเสา-คาน จะต้องเสริมเหล็กปลอกตามข้อกำหนด ดังนี้

-หากความกว้างของคานมากกว่าหรือเท่ากับ ¾ เท่าของความกว้างของเสา ให้จัดระยะเหล็กปลอกเป็น $2s_x$

- สำหรับกรณีอื่น ใช้ระยะเหล็กปลอกเท่ากับ s_x

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

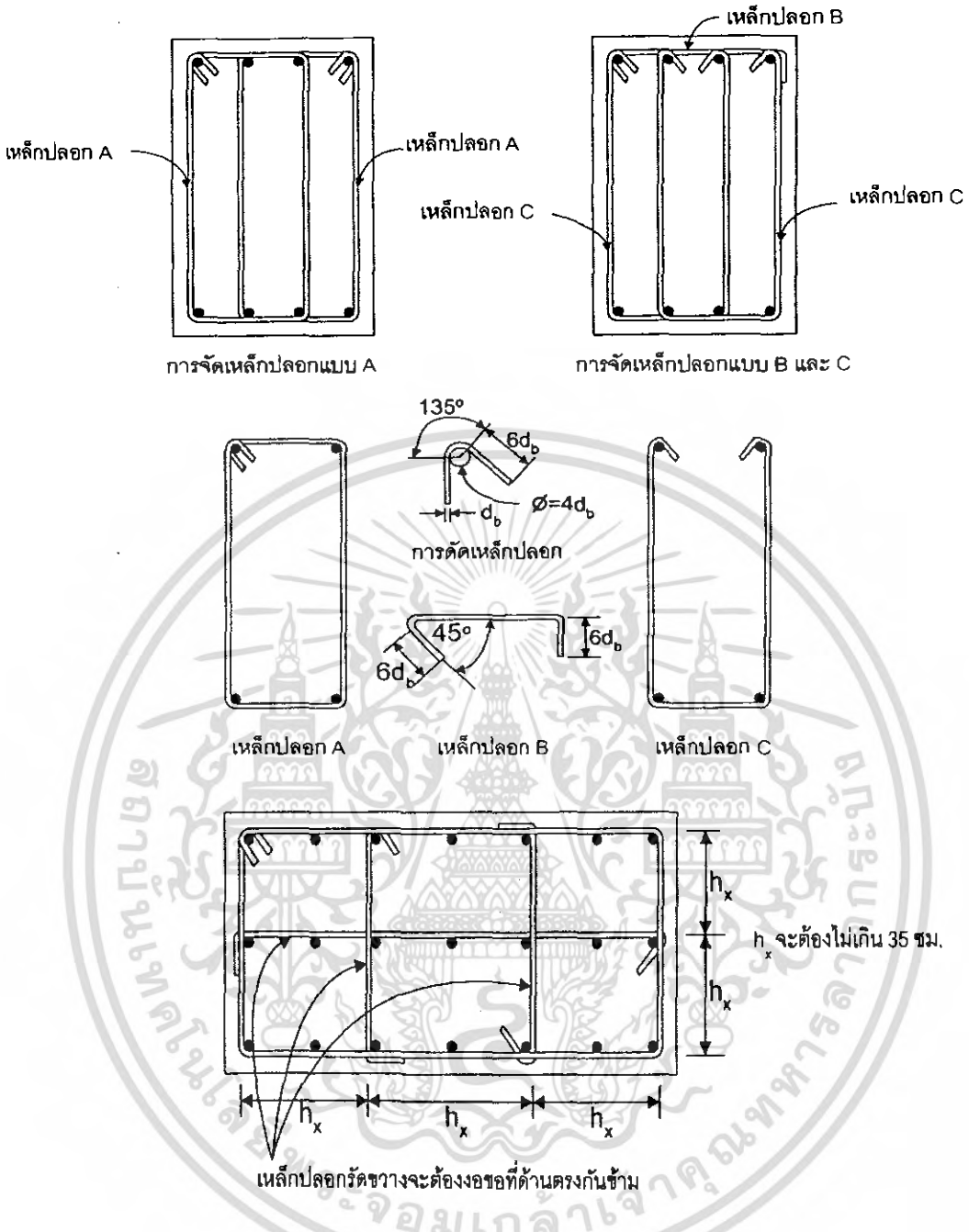


รูปที่ 2.113 รายละเอียดเหล็กเสริมในเสาสำหรับโครงสร้าง SMRF

2.9.6.3 การจัดเหล็กปลอกเสริมในคานและเสา

การจัดเหล็กปลอกเสริมในคานและเสา มีรายละเอียดดังแสดงในรูปที่ 2.114 ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.114 รายละเอียดเหล็กปลอกสำหรับคานและเสาสำหรับโครงสร้าง SMRF

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่าง 2.11 อาคารคลังเก็บพัสดุคอนกรีตเสริมเหล็ก สูง 4 ชั้น มีความสูงระหว่างชั้น 3.6 ม. มีค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ 672 กก./ตร.ม. ซึ่งรวมทั้งน้ำหนักพื้น คาน เสาและผนังกำแพง มีค่าน้ำหนักบรรทุกจร 600 กก./ตร.ม. โดยกำหนดดังนี้

ขนาดคาน0.30 x 0.60ม. เหล็กเสริม $A_s^+ = A_s^- = 4DB25$

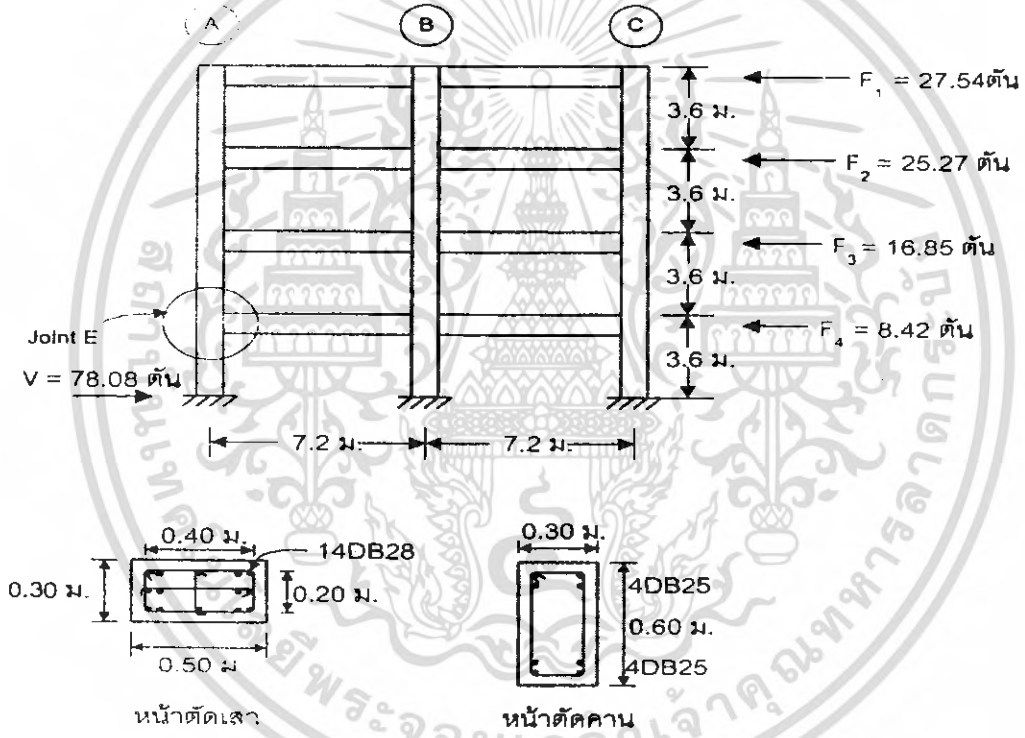
ขนาดเสาทุกต้น สำหรับทุกชั้น เท่ากับ 0.30x0.50ม. เหล็ก ยืน14DB28

$f_c' = 250$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4000$ กก./ซม.^{2}

จงคำนวณออกแบบปริมาณเหล็กเสริมในเสาและคาน โดยแยกเป็นดังนี้

ก.ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมตามหลักการของเสาแข็งแรงและคานอ่อน

ข.เหล็กปลอกต้านทานแรงเฉือนบริเวณจุดต่อเสาและคาน (Joint E) ดังแสดงในรูป



รูปตัดขวางของอาคารสำหรับตัวอย่างที่ 2.22

วิธีทำ

ก ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมตามหลักการของเสาแข็งแรงและคานอ่อน

$$\left(\phi M_n^+ + \phi M_n^-\right)_{column} \geq \frac{6}{5}\left(\phi M_n^+ + \phi M_n^-\right)_{beam}$$

คำนวณกำลังรับโมเมนต์ดัดของคาน

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd} = 4 \times 4.91/(30 \times 55) = 0.012 > \rho_{\min} = 14/4000 \quad (=0.0035)$$

$$\rho_{\min} = 0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \frac{6120}{6120 + f_y} = 0.027, \rho_{\max} = 0.75 \times 0.027 = 0.02$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าปริมาณเหล็กเสริมตามยาว $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$ แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดครากและ ρ มีค่าไม่เกิน 0.025 จึงใช้ได้

$$(\rho - \rho')_{min} = 0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y}\frac{d'}{d}\frac{6120}{6120 - f_y}$$

$$= 0.85(0.85)\frac{250}{4000}\frac{5}{55}\frac{6120}{6120-4000} = 0.012$$

เนื่องจาก $\rho - \rho' = 0 < (\rho - \rho')_{min} = 0.012$ แสดงว่าเหล็กเสริมรีบแรงอัดไม่ถึงจุดคราก

ดังนั้น คำนวณหาหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัด f_s' ที่เกิดขึ้นจริงจาก

$$f_s' = \frac{c - d'}{c}6120$$

คำนวณค่า c ได้เท่ากับ 7.37 ซม. และ a = 0.85(7.37) = 6.26 ซม.

$$f_s' = \frac{7.37 - 5}{7.37}6120 = 1968 \text{ กก/ซม}^2.$$

$(M_n)_{คาน} = 0.85 f_c' ab(d-a/2) + A_s' f_s' (d-d')$

$= 0.85x250x6.26x30(0.55-0.0626/2)+19.64x1968(0.55-0.05)$

$= 40{,}026$ กก.-ม.

คำนวณกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสา

$$\rho = \rho' = A_s/bd = 6x6.16/(30.45) = 0.027 > \rho_{min} = 0.0035$$

ค่าปริมาณเหล็กเสริมตามยาว $\rho > \rho_{max} > \rho_{min}$

ดังนั้นจะคำนวณแบบมีเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$(\rho - \rho')_{min} = 0.85(0.85)\frac{250}{4000}\frac{5}{45}\frac{6120}{6120-4000} = 0.014$$

เนื่องจาก $\rho - \rho' = 0 < (\rho - \rho')_{min} = 0.0115$ แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก

ดังนั้นคำนวณหาหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัด f_s' ที่เกิดขึ้นจริง

คำนวณค่า C ได้เท่ากับ 8.92 ซม. และ a = 0.85x8.92 = 7.58 ซม.

$$f_s' = \frac{8.92 - 5}{8.92}6120 = 2690 \text{ กก/ซม}^2.$$

$(M_n)_{เสา} = 0.85 f_c' ab(d - a/2) + A_s' f_s' (d - d')$

$= 0.85x250x7.58x30(0.45-0.0758/2)+36.96x2690(0.45-0.05)$

$= 59683$ กก.-ม.

ตรวจสอบกำลังโมเมนต์ดัดตามหลักการเสาแข็งแรงและคานอ่อน จาก

$$\left(\phi M_n^+ + \phi M_n^-\right)_{column} \geq \frac{6}{5}\left(\phi M_n^+ + \phi M_n^-\right)_{beam}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แทนค่า

$$\left(\phi M_n^+ + \phi M_n^-\right)_{column} = 0.7(59683+59683) \quad = 83556 \text{ กก.-ม.}$$

$$\frac{6}{5}\left(\phi M_n^+ + \phi M_n^-\right)_{beam} = \frac{6}{5}(0.9)(40026+40026) = 86456 \text{ กก.-ม.}$$

เนื่องจากกำลังโมเมนต์ดัดของเสามีค่าน้อยกว่ากำลังโมเมนต์ดัดของคาน ดังนั้นจึงต้องมีการออกแบบเสาใหม่ เพื่อให้เสามีกำลังความแข็งแรงมากกว่าคาน ซึ่งจะทำให้ข้อหมุนพลาสติกเกิดขึ้นที่คานโดยไม่เกิดขึ้นที่เสา

ออกแบบเสาใหม่

ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมในเสาจาก $\rho_g = A_s / A_g = (14x6.16)/(30x50) = 0.057 > 0.035$ เนื่องจากอัตราส่วนเหล็กเสริมมีค่ามากกว่าค่าสูงสุดที่แนะนำมาก

ดังนั้นจึงขยายขนาดเสาใหม่เพื่อไม่ให้เหล็กเสริมแน่นเกินไป และเพื่อเพิ่มกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาขยายขนาดเสาใหม่เป็น 0.30x0.90ม. โดยใช้ปริมาณเหล็กเสริมคงเดิม 14DB28

$\rho_g = A_s / A_g = (14x6.16)/(30x90) = 0.032 < 0.035$ ใช้ได้

คำนวณกำลังรับโมเมนต์ดัด

$$\rho = \rho' = A_s/bd = 6x6.16/(30x85) = 0.014 > \rho_{min} = 0.0035$$

ค่าปริมาณเหล็กเสริมดามยาว $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$ แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดครากและ ρ มีค่าไม่เกิน 0.025 จึงใช้ได้

$$(\rho = \rho')_{min} = 0.85(0.85)\frac{250}{4000}\frac{5}{85}\frac{6120}{6120-4000} = 0.0077$$

เนื่องจาก $\rho = \rho' = 0 < (\rho - \rho')_{min} = 0.0077$ แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก

ดังนั้น คำนวณหาหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัด f_s' ที่เกิดขึ้นจริงคำนวณค่า c ได้เท่ากับ 8.92 ซม.และ a = 7.58 ซม. แล้ว $f_s' = 2690$ กก./ซม.^{2}

$$(M_n)_{เสา} = 0.85 f_c' ab(d - a/2) + A_s' f_s' (d - d')$$

$$= 0.85x250x7.58x30(0.85-0.0758/2)+36.96x2690(0.85-0.05)$$

$$= 118781 \text{ กก.}$$

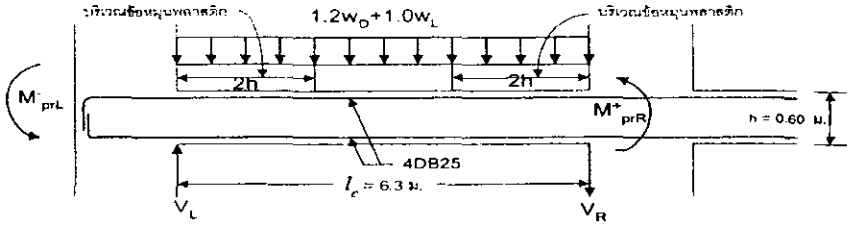
$$\left(\phi M_n^+ + \phi M_n^-\right)_{column} = 0.7(118781+118781) = 166293 > 86456 \text{ กก.-ม.}$$

กำลังรับโมเมนต์ดัดของเสามีค่ามากกว่ากำลังรับโมเมนต์ดัดของคาน ดังนั้นขนาดของเสาใหม่จึงใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ออกแบบเหล็กปลอกที่จุดข้อต่อ (Joint E) ที่ปลายคาน บริเวณข้อหมุนพลาสติก

พิจารณารูป



รูปแรงกระทำบนคานเพื่อการออกแบบจุดข้อต่อ

คำนวณแรงเฉือนที่ปลายคาน จาก

$$V_L = \frac{M^-_{prL} + M^+_{prR}}{l_c} + \frac{1.2w_D + 1.0w_L}{2} l_c$$

$$V_L = \frac{M^-_{prL} + M^+_{prR}}{l_c} - \frac{1.2w_D + 1.0w_L}{2} l_c$$

$$M^-_{prL} = M^+_{prR} = 1.25A_s f_y(d - \frac{a}{2})$$

$$a = \frac{1.25A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.25 \times 19.64 \times 4000}{0.85 \times 250 \times 30} = 15.4 \text{ cm}$$

$$M^-_{prL} = M^+_{prR} = 1.25\text{x}19.64\text{x}4000(0.60 - \frac{15.4}{2}) = 51359 \text{ kg-m}$$

$1.2w_D = 1.2(672\text{x}3.6) = 2903$ กก./ม.

$1.0w_L = 1.0(600\text{x}3.6) = 2160$ กก./ม.

$$V_L = \frac{51359 + 51359}{6.3} + \frac{2903 + 2160}{2}(6.3) = 32253 \text{ kg}$$

$$V_R = \frac{51359 + 51359}{6.3} - \frac{2903 + 2160}{2}(6.3) = 356 \text{ kg}$$

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 0.53\sqrt{250}(30)(55) = 13827 \text{ kg}$$

$$V_S = \frac{V_u}{\phi} - V_C = \frac{32253}{0.85} - 13827 = 24118 \text{ kg}$$

ใช้เหล็กปลอก DB12, $A_s = 2\text{x}1.13 = 2.26$ ซม^2.

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2.26x4000x55}{24118} = 20.62 \approx 21 \text{ cm}$$

กำหนดการวางเหล็กปลอกในช่วง 2 เท่า ของความลึกคาน (2h = 1.20 ม.) จากผิวรอยต่อคานระยะห่างสูงสุดของเหล็กปลอก S_{max} ใช้ค่าต่ำสุดของค่าต่อไปนี้

- 1/4 ของความลึกประสิทธิผล , d/4 = 55/4 =13.75
- 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว,$8d_{bl}$=8(2.5) = 20 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก, 24 d_{bh} = 24(1.2) = 28.8 ซม.

- ไม่เกิน 30 ซม.

ดังนั้นใช้เหล็กปลอก DB12@0.13ม. ว่างในช่วงระยะ 1.20ม. จากผิวรอยต่อคาน

ออกแบบเหล็กปลอกสำหรับแรงเฉือนที่ระยะห่าง 2h จากผิวรอยต่อคาน

$$V_n = \frac{32253}{0.85} - (2903 + 2160)x1.2 = 31869 \text{ กก.}$$

$$V_S = V_n - V_c = 31869\text{-}13827 = 18042 \text{ กก.}$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2.26x4000x55}{18042} = 27.56 \approx 27.5 \text{ ซม.}$$

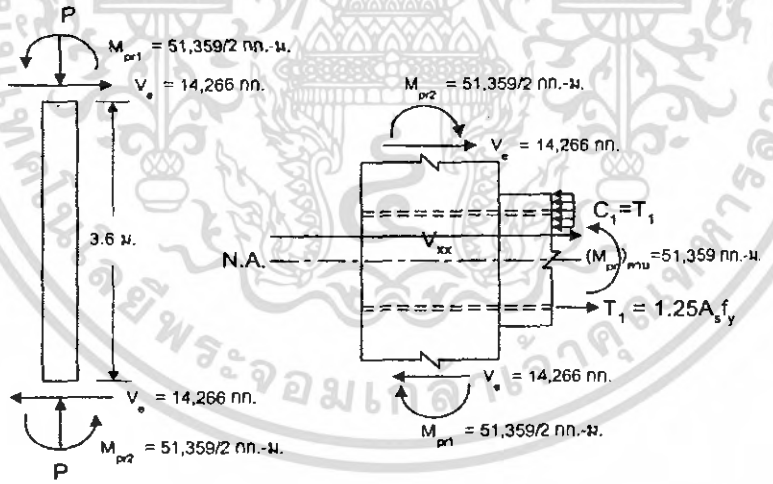
เนื่องจากช่วงในคาน กำหนดให้ระยะห่างสูงสุดของเหล็กปลอกไม่เกิน d/2 = 55/2 =27.5 ซม.

ดังนั้นใช้เหล็กปลอก DB12@0.275ม. วางในช่วงจากปลายสุดของบริเวณข้อหมุนพลาสติกไปยังกึ่งกลางคาน

ออกแบบเหล็กปลอกที่จุดข้อต่อ (Joint E) ที่เสา

พิจารณารูป คำนวณหาแรงเฉือนที่ปลายเสา จาก

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{h} = \frac{(1/2)(51359 + 51359)}{3.6} = 14266 \text{ กก.}$$



รูปโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่ปลายเสา

แรงเฉือนแนวราบสุทธิที่ข้อต่อเสา-คาน ส่วนเหลือแนวแกนสะเทิน

$$V_{xx} = C_1 - V_e$$

$$C_1 = T_1 = 1.25A_sf_y = 1.25(19.64)(4000) = 98200 \text{ กก.}$$

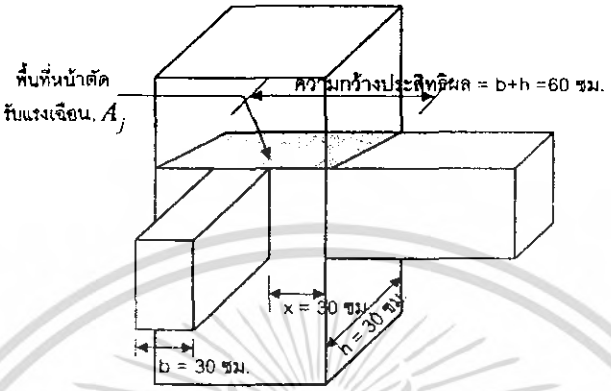
$$V_{xx} = 98200\text{-}14266 = 83934 \text{ กก.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กำลังต้านทานแรงเฉือนข้อต่อ กรณีที่ข้อต่อมีคานเชื่อมสามด้าน

$$V_n \le 39.53\sqrt{f_c'}A_j = 39.53\sqrt{250}(60x30) = 1.125x10^6 \text{ กก.}$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนของข้อต่อมีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมาก ดังนั้น ขนาดของข้อต่อเพียงพอต่อการต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้น สำหรับพื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือนแสดงในรูป



รูปพื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือน

คำนวณออกแบบเหล็กปลอกบริเวณหัวเสา ซึ่งรองรับข้อต่อเสา-คาน

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{14266}{0.85} - 0.53\sqrt{250}(30x85) = -7103 \text{ กก.}$$

แสดงว่าหน้าตัดเสามีกำลังต้านทานแรงเฉือนได้เพียงพอ เพียงเสริมเหล็กอย่างน้อยสุดตามข้อกำหนด จึงสมมติ ใช้เหล็กปลอก DB12@0.10ม. ในเบื้องต้น

คำนวณพื้นที่หน้าตัดของของเหล็กปลอกทั้งหมดภายในระยะห่าง s

$$A_{sh} \ge 0.90sh_c f_c' / f_{yh}$$

$$h_c = 90 - 2(4 + \frac{1.2}{2}) = 80.8 \text{ ซม. และใช้ s = b/4 = 30/4 = 7.5 ซม.}$$

$$A_{sh} = 0.09x7.5x80.8(250/4000) = 3.41 \text{ ตร.ซม.}$$

หรือ $$A_{sh} \ge 0.3sh_c\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yh}}$$

$$A_{ch} = (30 - (2x4))(90 - (2x4)) = 1804 \text{ ตร.ซม.}$$

$$A_g = 30 \text{ x } 90 = 2700 \text{ ตร.ซม.}$$

$$A_{sh} = 0.3x7.5x80.8\left(\frac{2700}{1804} - 1\right)\frac{250}{4000} = 5.64 \text{ ตร.ซม.}$$

ดังนั้น จัดเหล็กปลอกและเหล็กรัดขวางดังแสดงในหน้าตัดเสา

รวมพื้นที่เหล็กปลอกทั้งหมด = 6 x 1.13 = 6.78 ตร.ซม. > 5.64 ตร.ซม. จึงใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จัดเหล็กปลอก บริเวณระยะความยาว l_o และระยะห่าง s_x ไม่เกินค่าต่อไปนี้

- $s_x \leq$ ¼ ของด้านแคบของเสา, b/4 = 30/4 7.5 ซม.
- $s_x \leq$ 6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยืน, $6d_b = 6(2.8) = 16.8$ ซม.
- $s_x \leq 10+(35-h_x)/3$, $h_x = 27$ ซม. , $s_x = 10+(35-27)/3 = 12.67$ ซม.

เนื่องจากระยะ s_x =7.5 ซม. มีค่าต่ำสุด จึงใช้ค่านี้

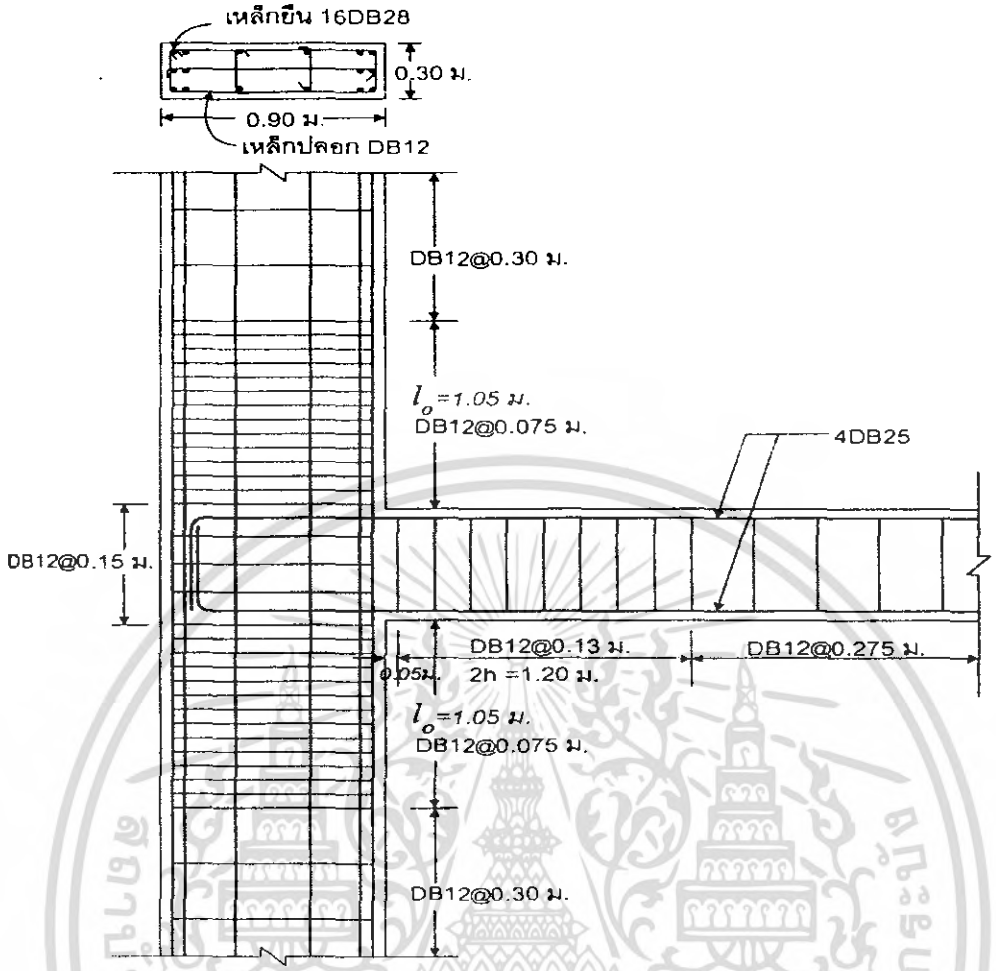
สำหรับระยะความยาว l_o คำนวณจากระยะสูงสุดของค่าต่อไปนี้

- $l_o \geq$ ความลึกของเสา = 90 ซม.
- $l_o \geq$ 1/6 ของความกว้างสุทธิของช่วงคาน = 6.3/6 =1.05 ม.
- $l_o \geq$ 67.5 ซม. สำหรับเสาชั้นล่าง

ดังนั้น ใช้เหล็กปลอก DB12@0.75ม.

เสริมที่เสาในระยะความยาว = 1.05 ม. จากผิวรอยต่อของเสาและคานทั้งส่วนบนและส่วนล่างของจุดข้อต่อ ดังแสดงในรูปที่ 2.152

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.115 รายละเอียดเหล็กเสริมของคานและเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 3
แผนการดำเนินงานของโครงการ

3.1 แผนการดำเนินงานที่วางแผนไว้

จากกิจกรรมที่ได้วางแผนไว้จะทำการศึกษาข้อมูลเกี่ยวกับการเกิดแผ่นดินไหวในประเทศไทย ในช่วงเดือนแรก และศึกษาผลกระทบของการเกิดแผ่นดินไหวที่มีผลต่อโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในช่วงเดือนที่สอง หลังจากนั้นในช่วงเดือนที่สามจะศึกษาการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว และเมื่อศึกษาข้อมูลการออกแบบครบถ้วนแล้วก็จะนำข้อมูลที่ได้จากการศึกษาและวิเคราะห์ มาออกแบบโปรแกรมที่ใช้ในการคำนวณออกแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่สามารถต้านทานแผ่นดินไหว โดยใช้โปรแกรม Excel ในการคำนวณ และออกแบบในช่วงสองเดือนถัดไป และวิเคราะห์ผลการคำนวณที่ได้จากโปรแกรมที่ออกแบบมาเปรียบเทียบกับข้อมูล ทางทฤษฎี ว่าผลการคำนวณที่ได้มีความสอดคล้องกันหรือไม่อย่างไร และจัดทำเป็นโปรแกรมสำเร็จรูปที่ผู้ใช้งานสามารถ Link ข้อมูลต่างๆ ได้ภายในโปรแกรมเช่นสามารถดูข้อมูลข้อกำหนดการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว ตามมาตราฐานต่างๆ สามารถป้อนค่าข้อมูลการออกแบบแรงเฉือนที่ฐาน เพื่อให้โปรแกรมคำนวณและออกแบบได้ แสดงในตาราง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แผนการดำเนินงานที่วางแผนไว้

	รายการ/เดือน	ก.ค.	ส.ค.	ก.ย	ต.ค.	พ.ย.	ธ.ค.	ม.ค	ก.พ.
1	ศึกษาข้อมูลเกี่ยวกับการเกิดแผ่นดินไหวในประเทศไทย								
2	ศึกษาผลกระทบของการเกิดแผ่นดินไหวที่มีผลต่อโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก								
3	ศึกษาการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว								
4	นำข้อมูลที่ได้จากการศึกษาและวิเคราะห์ มาออกแบบโปรแกรมที่ใช้ในการ คำนวณออกแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่สามารถต้านทานแผ่นดินไหว โดยใช้โปรแกรม Excel ในการคำนวณ และออกแบบ								
5	วิเคราะห์ผลการคำนวณที่ได้จากโปรแกรมที่ออกแบบมาเปรียบเทียบกับข้อมูล ทางทฤษฎี ว่าผลการคำนวณที่ได้มีความสอดคล้องกันหรือไม่อย่างไรจัดทำเป็นโปรแกรมสำเร็จรูปที่ผู้ใช้งานสามารถ Link ข้อมูลต่างๆได้ภายในโปรแกรมเช่น สามารถดูข้อมูลสถิติการเกิดแผ่นดินไหวในประเทศไทยได้ สามารถดูข้อมูล ทางทฤษฎีใน								
6	การวิเคราะห์และออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กได้ สามารถป้อนค่าข้อมูลการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อให้โปรแกรมคำนวณและออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กได้ สามารถดูรายการในการคำนวณและออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กได้								

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.2 แผนการดำเนินงานที่ปรับเปลี่ยน

เพิ่มระยะเวลาในการทำโปรแกรมการคำนวณออกแบบอาคารอีกสองสัปดาห์

	รายการ/เดือน	ก.ค.	ส.ค.	ก.ย	ต.ค.	พ.ย.	ธ.ค.	ม.ค	ก.พ.	มี.ค.
1	ศึกษาข้อมูลเกี่ยวกับการเกิดแผ่นดินไหวในประเทศไทย									
2	ศึกษาผลกระทบของการเกิดแผ่นดินไหวที่มีผลต่อโครงสร้างของ อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก									
3	ศึกษาการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว									
4	นำข้อมูลที่ได้จากการศึกษาและวิเคราะห์ มาออกแบบโปรแกรมที่ใช้ในการ คำนวณออกแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่สามารถต้านทานแผ่นดินไหว โดยใช้โปรแกรม Excel ในการคำนวณ และออกแบบ									
5	วิเคราะห์ผลการคำนวณที่ได้จากโปรแกรมที่ออกแบบมาเปรียบเทียบกับข้อมูล ทางทฤษฎี ว่าผลการคำนวณที่ได้มีความสอดคล้องกันหรือไม่อย่างไรจัดทำเป็นโปรแกรมสำเร็จรูปที่ผู้ใช้งานสามารถ Link ข้อมูลต่างๆได้ภายในโปรแกรมเช่น สามารถดูข้อมูลสถิติการเกิดแผ่นดินไหวในประเทศไทยได้ สามารถดูข้อมูล ทางทฤษฎีใน									
6	การวิเคราะห์และออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กได้ สามารถป้อนค่าข้อมูลการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อให้โปรแกรมคำนวณและออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กได้ สามารถดูรายการในการคำนวณและออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กได้									

3.3 เหตุผลในการปรับเปลี่ยนแผนการดำเนินงาน

เนื่องจากในส่วนของการทำโปรแกรม Excel เพื่อใช้ในการคำนวณออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว ได้พบปัญหาเกี่ยวกับการใช้งานฟังก์ชั่นในโปรแกรมเพื่อให้ผลการคำนวณที่ได้จากโปรแกรม มีความสอดคล้องกับผลการคำนวณที่ได้จากทางทฤษฎี จึงทำให้ต้องใช้เวลาเพิ่มมากขึ้นในการศึกษาข้อมูลเพิ่มเติมเกี่ยวกับฟังก์ชั่นการใช้งานของโปรแกรม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4

สรุปและวิเคราะห์ผลการศึกษา

4.1 สรุปและวิเคราะห์ผล

ในการศึกษาการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวในเขตประเทศไทย ผลของการศึกษาคือได้จัดทำเป็นโปรแกรมการคำนวณออกแบบองค์อาคารเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งโปรแกรมนี้เป็นโปรแกรมต้นแบบในการคำนวณ และจากการทดสอบการใช้งานโปรแกรมในการคำนวณอาคารจริง ทำให้พบว่าในส่วนของโปรแกรมยังมีข้อจำกัดในการใช้งานอยู่บ้าง เนื่องจากโปรแกรมนี้ ใช้วิธีการคำนวณออกแบบโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Static Force Procedure) ซึ่งเป็นทฤษฎีการวิเคราะห์หาแรงกระทำที่ฐานอาคาร โดยพิจารณาแรงคลื่นแผ่นดินไหวเป็นแรงกระทำแบบสถิตย์ มีค่าเท่ากับแรงอินเนอร์เชีย เท่ากับมวลของโครงสร้างคูณอัตราเร่งของอาคาร และกำหนดอยู่ในรูปของสมการแรงเฉือนที่ฐานอาคาร สมการนี้พัฒนาขึ้นเพื่อใช้สำหรับพฤติกรรมพลศาสตร์ของอาคารที่มีรูปร่างสม่ำเสมอ (regular structure) ซึ่งมีสมมุติฐานว่าการกระจายตัวของมวลและสติฟเนสของโครงสร้างเป็นอย่างเท่าเทียมกัน โครงสร้างนี้เหมาะสำหรับวิธีการแรงสถิตย์เทียบเท่า โดยจะให้ผลการคำนวนที่น่าเชื่อถือได้

ดังนั้นเมื่อโครงสร้างอาคารมีรูปร่างไม่สม่ำเสมอ (irregular structure) โครงสร้างเหล่านี้จะขัดกับสมมุติฐานของการกระจายแรงด้านข้างแบบสถิตย์ ซึ่งหากใช้วิธีการแรงสถิตย์เทียบเท่ากับอาคารเหล่านี้ จะให้ผลการคำนวณที่คลาดเคลื่อนได้

4.2 ปัญหาอุปสรรคและแนวทางแก้ไข

	ปัญหาและอุปสรรค	แนวทางการแก้ไข
1	จากการศึกษาข้อมูลการออกแบบโครงสร้างอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในบางหัวข้อทางคณะวิจัยไม่สามารถทำความเข้าใจในเนื้อหาเรื่องนั้นๆ ได้อย่างชัดเจนและถูกต้อง	ต้องมีการค้นคว้าหาความรู้เพิ่มเติมจากตำราภาษาต่างประเทศ และในอินเตอร์เน็ต
2	ในส่วนของการคำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคารนั้น ทางคณะวิจัยได้เลือกใช้ข้อกำหนดของ UBC - 1985 และกฎกระทรวง ในการเปรียบเทียบ ซึ่งยังมีความแตกต่างบ้างในบางจุด	จะต้องมีการพิจารณาสถานที่ที่จะก่อสร้างให้ถี่ถ้วนถึง factor ที่จะใช้ในการคำนวณให้ถูกต้อง
3	ในการคำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคารนั้น ยังมีตัวอย่างให้ศึกษาไม่ครอบคลุมถึงหลายกรณี	ต้องศึกษาหากรณีอื่นๆเพิ่มเติม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

References

ref 1 มาจาก http://th.wikipedia.org
http://www.tmdseismology.com
http://www.dmr.go.th
http://www.rmutphysics.com
http://www.hdrtnsrs.com
และเว็บอื่นๆ

ref 2 มาจาก - กฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. ๒๕๕๐

- มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301-50 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย

ref 3 มาจาก ผศ.ดร.ไพบูลย์ ปัญญาคะโป
"Seimic Design of Buildings"

ref 4 มาจาก ศาสตราจารย์ ดร.วินิต ช่อวิเชียร
"การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง"

ref 5 มาจาก รศ.ดร.ศรีกริช หิรัญมาศ
"คอนกรีตเสริมเหล็ก พฤติกรรมและการออกแบบ"

ref 6 มาจาก วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย
"การออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว ครั้งที่ 6"

ref 7 มาจาก ผศ.ดร.ไพบูลย์ ปัญญาคะโป
"Seimic Design of Buildings"
วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย
"การออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว ครั้งที่ 6"

ref 8 มาจาก ผศ.ดร.ไพบูลย์ ปัญญาคะโป
"Seimic Design of Buildings"
ผศ.ดร.ไพบูลย์ ปัญญาคะโป
"Building Design"

ref 9 มาจาก ผศ.ดร.ไพบูลย์ ปัญญาคะโป
"Seimic Design of Buildings"

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

-David J. Dowrick , "Earthquake Resistant Design For Engineer and Architects".
Second Edition. A Wiley-Interscience Publication.

-Robert W. Day , "Geotechnical Earthquake Engineering Handbook".
McGraw-Hill Handbooks.

-Christopher Arnold , Robert Reitherman , "Building Configuration Seismic Design".
A Wiley-Interscience Publication.

-Mario Paz , "International Handbook of Earthquake Engineering" .
An International Thomson Publishing Company.

-โครงการอบรมเรื่อง "การออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว ครั้งที่ 6",
คณะอนุกรรมการการผลกระทบจากแผ่นดินไหวและแรงลม ในคณะกรรมการวิชาการ
สาขาวิศวกรรมโยธา , วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย.

-ผศ.ดร.ไพบูลย์ ปัญญาคะโป , 2545. "การออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว".
พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ: บริษัท Library Nine Publishing จำกัด , 2545.

-ดร.สัจจา บุญยฉัตร , 2546 . "การออกแบบโครงสร้างเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว".
พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพฯ: บริษัท พี.เอ.ลีฟวิ่ง จำกัด , 2546.

-ศาสตราจารย์ ดร.วินิต ช่อวิเชียร , 2540. "การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก
โดยวิธีกำลัง" . พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ:

-รศ.ดร.ศรีกริช หิรัญมาศ , "คอนกรีตเสริมเหล็ก พฤติกรรมและการออกแบบ"

-รศ.สิริวัฒน์ ไชยชนะ , 2544 . "คอนกรีตเสริมเหล็ก ทฤษฎีกำลัง" .
พิมพ์ครั้งที่ 4. กรุงเทพฯ: บริษัท เอส.เอส.บุ๊คเฮ้าส์ จำกัด , 2544 .

-ผศ.สมเกียรติ ขวัญพฤกษ์ , "วิศวกรรมฐานรากและการออกแบบ"

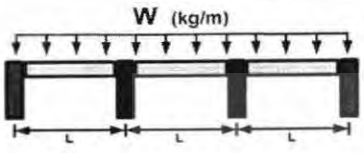
-ชมรมวิศวฯ จุฬา 07 , 2549. "รายละเอียดเหล็กเสริมงานคอนกรีต".พิมพ์ครั้งที่ 15 .
กรุงเทพฯ

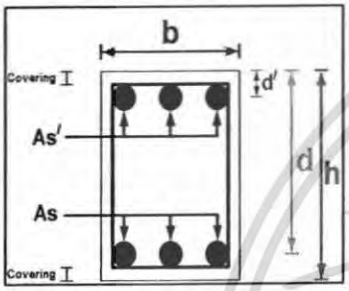
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างรายการคำนวณจากโปรแกรม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การคำนวณออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก





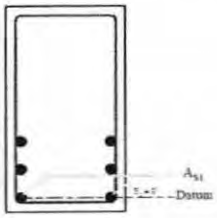
กำลังจุดครากของเหล็กเสริมหลัก (f_y) =	3000	กก./ตร.ซม.
กำลังจุดครากของเหล็กเสริมปลอก =	2400	กก./ตร.ซม.
คอนกรีตมีกำลังต้านทานแรงอัดสูงสุด (f_c') =	300	กก./ตร.ซม.
ความยาวของคาน =	5	ม.
รับน้ำหนักคงที่ (D) =	2.8	ตัน./เมตร
รับน้ำหนักจร (L) =	2.4	ตัน./เมตร
Assume b =	25	ซม.
Assume h =	50	ซม.
Covering =	5	ซม.
น้ำหนักของคาน (D) =	0.3	ตัน./เมตร
รวมน้ำหนักคงที่ (D) =	3.1	ตัน./เมตร
น้ำหนักบรรทุกรวม =	1.4D + 1.7L	
น้ำหนักบรรทุกรวม =	8.42	ตัน./เมตร

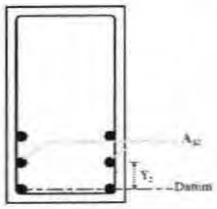
<u>คลิกเพื่อหาโมเมนต์โดยวิธี Moment Distribution</u>

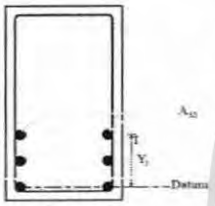
จาก Moment Distribution ต้องการโมเมนต์ดัดประลัย M_u =	21.93	ตัน- เมตร
จากค่า f_c' จะได้ β_1 =	0.84	
จากค่า f_y จะได้ ρ_{min} =	0.0047	
จากค่า f_c', f_y และ β_1 จะได้ ρ_b =	0.0477	
จากค่า ρ_b จะได้ ρ_{max} =	0.0358	
Assume d = 0.85h =	42.5	ซม.
$A_{s\,max}$ =	37.99	
$R_{u\,max}$ =	84.63	กก./ตร.ซม.
$M_{u\,max}$ =	34.39	ตัน- เมตร
Design --->	รับแรงดึง	เพราะ $M_{u\,max} > M_u$

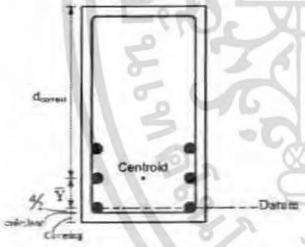
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. การคำนวณออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว









เลือกจำนวนชั้นของเหล็กรับแรงดึง =	2	ชั้น
เลือกขนาดเหล็กปลอก RB =	9	
เลือกขนาดเหล็กเมนในชั้น 1 DB =	25	
จะได้ A_{s1} =	4.9087	ซม.^{2}
Y_1 =	0	ซม.
$A_{s1} \times Y_1$ =	0	ซม.^{3}
เลือกขนาดเหล็กเมน ในชั้นที่ 2 DB	25	ต้องใส่เหล็ก
จะได้ A_{s2} =	4.9087	ซม.^{2}
Y_2 =	5.0	ซม.
$A_{s2} \times Y_2$ =	24.5437	ซม.^{3}
เลือกขนาดเหล็กเมน ในชั้นที่ 3 DB	-	ไม่ต้องใส่เหล็ก
จะได้ A_{s3} =	-	ซม.^{2}
Y_3 =	-	ซม.
$A_{s3} \times Y_3$ =	-	ซม.^{3}
$\sum (A_s \times Y)$ =	24.5437	ซม.^{3}
$\sum A_s$ =	9.8175	ซม.^{2}
$\bar{Y}$ =	2.5000	ซม.
$d_{correct}$ =	40.3500	ซม.

ต้องการออกแบบ M_u =	21.93	ตัน- เมตร
$R_{require}$ =	29.9322	กก./ตร.ซม.
$\rho_{require}$ =	0.0106	ok
เลือกใช้ $\rho_{require}$ =	0.0106	
เพราะฉะนั้นต้องใช้ A_s =	21.3855	ซม.^{2}

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตรวจสอบจำนวนเหล็กที่เลือก

จากการเลือกจำนวนชั้นของเหล็กไว้แล้ว	2	ชั้น
จากการเลือกขนาดเหล็กเมน ในชั้น 1 DB	25	
จะได้ A_s =	4.9087	ซม.^{2}/เส้น
เลือกจำนวนเส้น =	3	
จากการเลือกขนาดเหล็กเมน ในชั้นที่ 2 DB	25	
จะได้ A_s =	4.9087	ซม.^{2}/เส้น
เลือกจำนวนเส้น =	2	
จากการเลือกขนาดเหล็กเมน ในชั้นที่ 3 DB	-	
จะได้ A_s =	-	ซม.^{2}/เส้น
เลือกจำนวนเส้น =	2	
จากการเลือกขนาดเหล็กปลอก RB	9	

รวม A_s จากจำนวนเหล็กที่เลือก =	24.5437	ซม.^{2}
A_s จากเหล็กที่เลือก =	24.5437	> 21.3855 ok
ρ_{adjust} =	0.0122	
ตรวจสอบระยะห่างในชั้นล่าง =	2.85	> 2.5 ----> จำนวนเหล็กเพียงพอ
สามารถรับโมเมนต์ได้ =	24.82	ตัน- เมตร
เหล็กในชั้น 1 =	3 -DB25	
เหล็กในชั้น 2 =	2 -DB25	
เหล็กในชั้น 3 =	-	
b x h =	0.25 x0.5	

สรุป

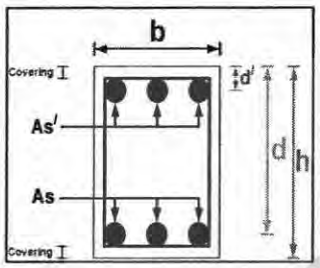
ไปที่หน้าการออกแบบเหล็กปลอก -------> ออกแบบเหล็กปลอก

หน้าแรก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การคำนวณออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

กำลังจุดคลากของเหล็กเสริมหลัก (f_y) =	3000	กก./ตร.ซม.
กำลังจุดคลากของเหล็กเสริมปลอก =	2400	กก./ตร.ซม.
คอนกรีตมีกำลังต้านทานแรงอัดสูงสุด (f_c') =	300	กก./ตร.ซม.
ความยาวของคาน =	5	ม.
รับน้ำหนักคงที่ (D) =	3.1	ตัน./เมตร
รับน้ำหนักจร (L) =	2.4	ตัน./เมตร



Assume b =	25	ซม.
Assume h =	50	ซม.
Covering =	5	ซม.

<u>หาแรงเฉือนที่กระทำ</u>

V_d =	7.75	ตัน
V_l =	6	ตัน
แรงเฉือน V_u =	1.4Vd +1.7Vl	ตัน./เมตร
แรงเฉือน V_u =	21.05	ตัน./เมตร
ที่หน้าตัดวิกฤตระยะ d จากขอบเสา V_u =	22.26	ตัน

<u>หากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต</u>

ใช้ ϕ =	0.85	
V_c =	9.26	ตัน
ϕV_c =	7.87	ตัน
$\phi V_c / 2$ =	3.94	ตัน

<u>ตรวจสอบความสามารถในการรับแรงเฉือนของหน้าตัด</u>

$V_s = V_u / \phi - V_c$ =	16.93	ตัน	
$2.1bd\sqrt{f_c'}$ =	36.69	ตัน	> V_s ok
$1.1bd\sqrt{f_c'}$ =	19.22	ตัน	

16.93 < 19.22 แสดงว่า ระยะเรียงห่างสุด = d/2

<u>หาระยะเรียง</u>

จากการเลือกเหล็กปลอกเป็น RB	9	
จำนวนขาที่ต้องการ	2	
A_v =	1.27	ซม.^{2}
ระยะเรียงที่ต้องใช้ (s) =	7.28	ซม.
เลือกใช้ s =	10	ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตรวจสอบระยะเรียงที่ยอมให้

1. ระยะเรียงห่างสุด (d/2)	=	20.18	ซม.		
2.ระยะเรียงจากเหล็กปลอก	=	34.90	ซม.		
3.ระยะเรียงต้องไม่เกิน	=	60	ซม.		
ดังนั้น s ที่ยอมให้ ห่างสุดคือ		20.18	ซม.	>	10 ok

เหล็กปลอกที่ต้องการคือ

RB 9 @ 10

หน้าแรก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การคำนวณออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

กำลังจุดครากของเหล็กเสริมหลัก (f_y) =	3000	กก./ตร.ซม.
คอนกรีตมีกำลังต้านทานแรงอัดสูงสุด (f_c') =	300	กก./ตร.ซม.
E_S =	2.04E+06	กก./ตร.ซม.
รับน้ำหนักคงที่ (DL) =	70	ตัน.
รับน้ำหนักจร (LL) =	60	ตัน.
โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน (DL) =	17.5	ตัน.- เมตร
โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน (LL) =	12.5	ตัน.- เมตร
ϕ =	0.7	
covering =	3.5	ซม.

หาแรงอัดและโมเมนต์ดัดที่ใช้ในการออกแบบ

แรงอัด (P_u) =	1.4DL+1.7LL	ตัน.
แรงอัด (P_u) =	200	ตัน.
โมเมนต์ดัด (M_u) =	1.4DL+1.7LL	ตัน.- เมตร
โมเมนต์ดัด (M_u) =	45.75	ตัน.- เมตร
$P_n = P_u / \phi$ =	285.71	ตัน.
$M_n = M_u / \phi$ =	65.36	ตัน.- เมตร
$e = M_u / P_u$ =	22.88	ซม.
ประมาณ $A_g = P_n / 0.5 f_c'$ =	1904.76	ซม.^{2}
Assume b =	50	ซม.
Assume h =	50	ซม.
A_g =	2500	ซม.^{2}
ต้องการใช้ เหล็กเมนเป็น DB	20	
เหล็กปลอก RB	9	
d' =	14.4	ซม.
d =	35.60	ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ต้องการหาค่า a โดยการสมมุติ ให้ $A_s = A_s'$ และ $f_s' = f_y$

หา a ที่สภาวะสมดุลย์

$$C_b' = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} d =$$ **23.89** ซม.

$a_b = \beta c_b =$ **20.31** ซม.

$P_{nb} = 0.85 f_c' b a_b =$ **258.90** ตัน.

Pnb < Pn เสาเป็นแบบรับแรงอัดเป็นหลัก(compression control

Assume a = **20** ซม.

$c = a/\beta =$ **23.53** ซม.

$f_s = 6120\frac{d-c}{c} =$ **3139.56** กก./ตร.ซม.

แสดงว่าเหล็กรับแรงอัดถึงจุดคราก

หาโมเมนต์รอบแกนศูนย์ถ่วงของเหล็กรับแรงดึง

$$M_n = P_n\left(e + \frac{d-d'}{2}\right) = C_c(d - 0.5a) + C_s'(d - d')$$

จาก Pn = Cc = 285.71; e = 22.875; d = 35.6; d' = 14.4; a = 20.00

จะได้ C_s' = **106132.08** กก.

$C_s' = A_s' f_y' =$ **106132.08** กก.

$A_s' =$ **35.38** ซม.^{2}

เพราะฉะนั้น $A_s =$ **35.38** ซม.^{2}

ตรวจสอบค่า a

$$P_n = 0.85 f_c' ba + A_s' f_s' - A_s f_s$$

จาก $P_n =$ **285714.29** กก.

$f_s' =$ **3000.00** กก./ตร.ซม.

$f_s =$ **3000.00** กก./ตร.ซม.

จะได้ a = **22.41** ซม.

ค่า a ที่ได้ใกล้กับ a ที่สมมุติ ok

เพราะฉะนั้น ใช้ $A_s' = A_s =$ **35.38** ซม.^{2}

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เลือกจำนวนชั้นของเหล็ก	=	2	ชั้น
เลือกขนาดเหล็กเมนในชั้น 1 DB	=	28	
จะได้ A_s	=	6.16	ซม.^{2}/เส้น
เลือกจำนวนเส้น	=	3	
เลือกขนาดเหล็กเมน ในชั้นที่ 2 DB		28	ต้องใส่เหล็ก
จะได้ A_s	=	6.16	ซม.^{2}/เส้น
เลือกจำนวนเส้น	=	3	
เลือกขนาดเหล็กเมน ในชั้นที่ 3 DB		-	ไม่ต้องใส่เหล็ก
จะได้ A_s	=	-	ซม.^{2}/เส้น
เลือกจำนวนเส้น	=	2	
รวม A_s จากจำนวนเหล็กที่เลือก	=	36.95	ซม.^{2}
A_s จากเหล็กที่เลือก	=	36.9451	> 35.38 ok

<u>สรุป</u>

เหล็กในชั้น 1	=	3 - DB28
เหล็กในชั้น 2	=	3 - DB28
เหล็กในชั้น 3	=	-
b x h	=	0.5 x0.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พิจารณาแรงภายในขององค์อาคารอันเนื่องมาจากแรงกระทำทางด้านข้าง โดยวิธี Portal Method

จำนวนช่วงที่พิจารณา =	3	ช่วง	
ความยาวช่วงที่ 1 นับจากซ้าย (ℓ) =	5	ม.	
ความยาวช่วงที่ 2 นับจากซ้าย (ℓ) =	5	ม.	
ความยาวช่วงที่ 3 นับจากซ้าย (ℓ) =	5	ม.	
ความยาวช่วงที่ 4 นับจากซ้าย (ℓ) =		ม.	ไม่ต้องใส่
ความยาวช่วงที่ 5 นับจากซ้าย (ℓ) =		ม.	ไม่ต้องใส่
ความสูงในชั้นที่ 1 (h) =	4	ม.	
ความสูงในชั้นอื่นๆ (h) =	4	ม.	
จำนวนชั้นที่คำนวณ =	10	ชั้น	

จากการคำนวณแรงเฉือนในชั้นต่างๆ

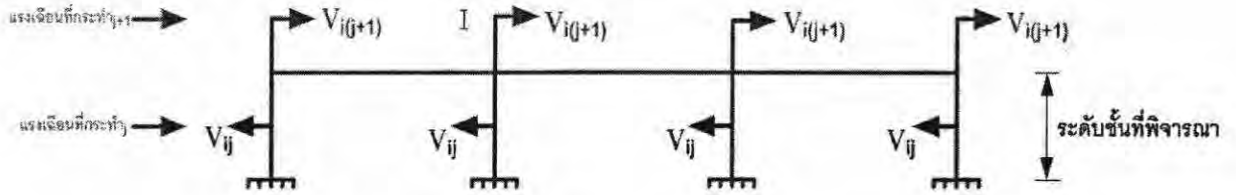
แรงเฉือนที่กระทำในระดับชั้น 1 =	240.48	ตัน.
แรงเฉือนที่กระทำในระดับชั้น 2 =	236.28	ตัน.
แรงเฉือนที่กระทำในระดับชั้น 3 =	232.11	ตัน.
แรงเฉือนที่กระทำในระดับชั้น 4 =	215.27	ตัน.
แรงเฉือนที่กระทำในระดับชั้น 5 =	198.47	ตัน.
แรงเฉือนที่กระทำในระดับชั้น 6 =	177.46	ตัน.
แรงเฉือนที่กระทำในระดับชั้น 7 =	152.26	ตัน.
แรงเฉือนที่กระทำในระดับชั้น 8 =	122.85	ตัน.
แรงเฉือนที่กระทำในระดับชั้น 9 =	89.24	ตัน.
แรงเฉือนที่กระทำในระดับชั้น 10 =	51.43	ตัน.

หมายเหตุ: ค่าที่ได้มาจากการคำนวณแรงเฉือนที่ฐาน

ไปดูการคำนวณ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กระจายแรงเฉือนไปที่แต่ละเสา



i คือ แนวเสาจากฝั่งซ้ายไปขวา j คือ ระดับชั้นที่คำนวณแรงเฉือน

กรณีชั้นที่ 1-5

เลือกชั้นที่จะแสดงการคำนวณแรงเฉือนที่เสา ----> 1

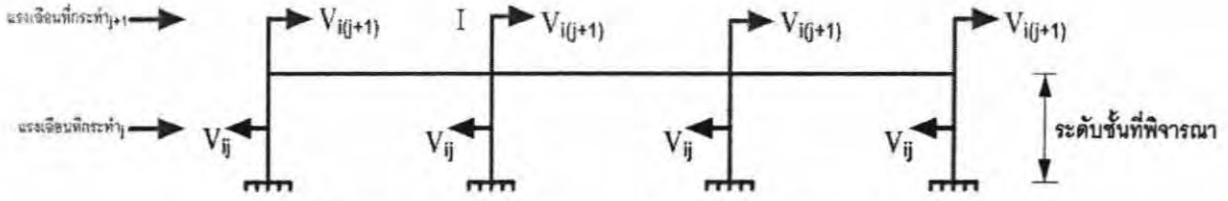
$$v = \frac{Vl}{2\sum l}$$

v ที่เสา	A1 =	40.08	ตัน.
v ที่เสา	B1 =	80.16	ตัน.
v ที่เสา	C1 =	80.16	ตัน.
v ที่เสา	D1 =	40.08	ตัน.

v ที่เสา	A2 =	39.38	ตัน.
v ที่เสา	B2 =	78.76	ตัน.
v ที่เสา	C2 =	78.76	ตัน.
v ที่เสา	D2 =	39.38	ตัน.

นำ v ที่ได้ไปคำนวณโมเมนต์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



i คือ แนวเสาจากฝั่งซ้ายไปขวา j คือ ระดับชั้นที่คำนวณแรงเฉือน

กรณีชั้นที่ 6-10

เลือกชั้นที่จะแสดงการคำนวณแรงเฉือนที่เสา ----> 9

$$v = \frac{Vl}{2\sum l}$$

v ที่เสา	A9 =	14.87	ตัน.
v ที่เสา	B9 =	29.75	
v ที่เสา	C9 =	29.75	
v ที่เสา	D9 =	14.87	

v ที่เสา	A10 =	8.57	ตัน.
v ที่เสา	B10 =	17.14	ตัน.
v ที่เสา	C10 =	17.14	ตัน.
v ที่เสา	D10 =	8.57	ตัน.

นำ v ที่ได้ไปคำนวณโมเมนต์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คำนวณโมเมนต์

เลือกชั้นที่พิจารณาโมเมนต์ **1**

พิจารณาที่จุด A ชั้น 1

M1 ---> โมเมนต์ที่เสา A ใต้ระดับพื้น = v ที่เสา A1 x (h/2)

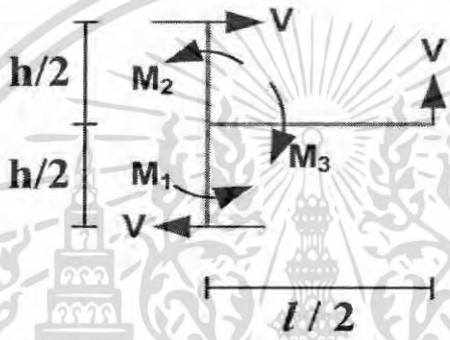
= 40.08 x (4.0/2) = **80.16** ตัน. - เมตร

M2 ---> โมเมนต์ที่เสา A เหนือระดับพื้น = v ที่เสา A2 x (h/2)

= 39.38 x (4.0/2) = **78.76** ตัน. - เมตร

M3 ---> โมเมนต์ที่คาน = - (80.16 + 78.76) = **-158.92** ตัน. - เมตร

V ----> แรงเฉือนที่คาน = 158.92 / 2.50 = **63.57** ตัน.



พิจารณาที่จุด B ชั้น 1

M1 ---> โมเมนต์ที่เสา B ใต้ระดับพื้น = v ที่เสา B1 x (h/2)

= 80.16 x (4.0/2) = **160.32** ตัน. - เมตร

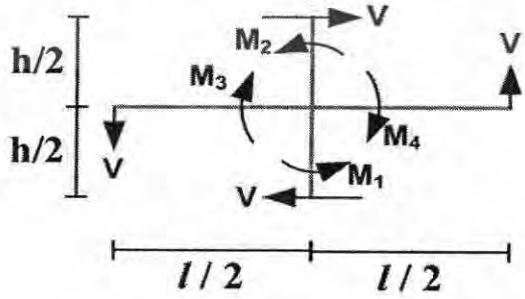
M2 ---> โมเมนต์ที่เสา B เหนือระดับพื้น = v ที่เสา B2 x (h/2)

= 78.76 x (4.0/2) = **157.52** ตัน. - เมตร

M3 ---> โมเมนต์ที่คานทางซ้าย = - (63.57 x 2.50) = **-158.92** ตัน. - เมตร

M4 ---> โมเมนต์ที่คานทางขวา = - (160.32+157.52) + 158.92 = **-158.92** ตัน. - เมตร

V ----> แรงเฉือนที่คาน = 158.92 / 2.5 = **63.57** ตัน.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พิจารณาที่จุด C ชั้น 1

M1 ---> โมเมนต์ที่เสา C ใต้ระดับพื้น = v ที่เสา C1 x (h/2)

= 80.16 x (4.0/2) = **160.32** ตัน. - เมตร

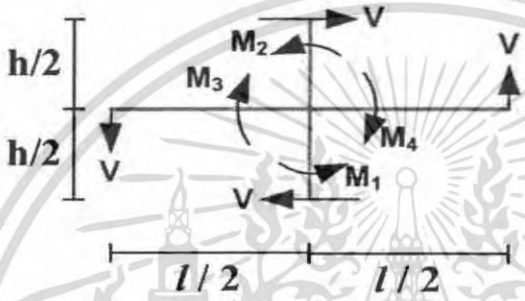
M2 ---> โมเมนต์ที่เสา C เหนือระดับพื้น = v ที่เสา C2 x (h/2)

= 78.76 x (4.0/2) = **157.52** ตัน. - เมตร

M3 ---> โมเมนต์ที่คานทางซ้าย = - (63.57 x 2.50) = **-158.92** ตัน. - เมตร

M_4 ---> โมเมนต์ที่คานทางขวา = - (160.32+157.52) + 158.92 = **-158.92** ตัน. - เมตร

V ----> แรงเฉือนที่คาน = 158.92 / 2.5 = **63.57** ตัน.



พิจารณาที่จุด D ชั้น 1

M_1 ---> โมเมนต์ที่เสา D ใต้ระดับพื้น = v ที่เสา D1 x (h/2)

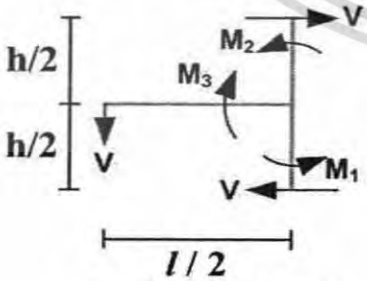
= 40.08 x (4.0/2) = **80.16** ตัน. - เมตร

M_2 ---> โมเมนต์ที่เสา D เหนือระดับพื้น = v ที่เสา D2 x (h/2)

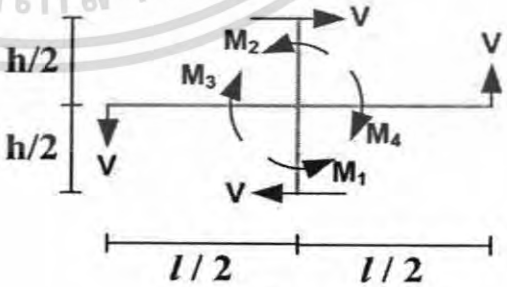
= 39.38 x (4.0/2) = **78.76** ตัน. - เมตร

M_3 ---> โมเมนต์ที่คาน = - (80.16 + 78.76) = **-158.92** ตัน. - เมตร

V ----> แรงเฉือนที่คาน = 158.92 / 2.50 = **63.57**



กรณีเลือกจำนวนช่วง =3



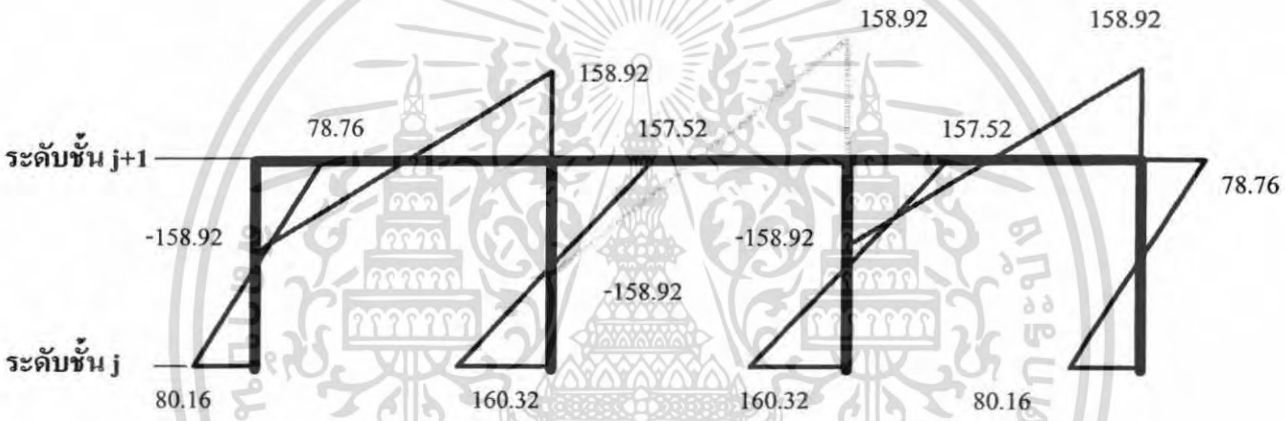
กรณีเลือกจำนวนช่วง = 4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สรุปการคำนวณโมเมนต์ที่เสา คานและแรงเฉือนที่เสา คาน

จากจำนวนช่วงที่พิจารณา คือ 3 ช่วง และ ชั้นที่พิจารณา คือ ชั้นที่ 1

	แนวเสา A	แนวเสา B	แนวเสา C	แนวเสา D	แนวเสา E	แนวเสา F
โมเมนต์ที่เสาใต้ระดับพื้น	80.16	160.32	160.32	80.16	-	-
โมเมนต์ที่เสาเหนือระดับพื้น	78.76	157.52	157.52	78.76	-	-
โมเมนต์ที่คานทางซ้าย	-	158.92	158.92	158.92	-	-
โมเมนต์ที่คานทางขวา	-158.92	-158.92	-158.92	-	-	-
แรงเฉือนที่คาน	63.57	63.57	63.57	63.57	-	-



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การคำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคาร ตามมาตราฐาน UBC 1985

V=ZIKCSW

โดยที่

V คือ แรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน

Z คือ สัมประสิทธิ์ของความเข้มของแผ่นดินไหว (Seismic Zone Factor)

I คือ ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคาร (Important Factor)

K คือ สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบ (Structure Type Factor)

C คือ สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear Coefficient)

S คือ สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งอาคาร (Subsoil Factor)

W คือ น้ำหนักของตัวอาคารทั้งหมดรวมทั้งน้ำหนักของวัสดุอุปกรณ์ซึ่งยึดตรึงกับที่โดยไม่รวมน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับอาคารทั่วไป หรือน้ำหนักของตัวอาคาร ทั้งหมดรวมกับร้อยละ ๒๕ ของน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับโกดังหรือคลังสินค้า

ขั้นตอนในการคำนวณ

ขั้นตอนที่ 1 เลือกใช้ค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆ

เลือกใช้ค่า " Z " (Seismic Zone Factor)	=	0.5
เลือกใช้ค่า " I " (Important Factor)	=	1
เลือกใช้ค่า " K " (Structure Type Factor)	=	0.67

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณหาค่าคาบการสั่นธรรมชาติของอาคาร (Building Period, T)

$$T = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D}}$$ สำหรับอาคารทั่วไป

$T = 0.10N$ สำหรับอาคารโครงข้อแข็ง

โดยที่

h_n เป็นความสูงของอาคาร (เมตร) = 40 เมตร

D เป็นขนาดของอาคารในทิศทางที่พิจารณาคาบการสั่นธรรมชาติของอาคาร (เมตร)

= 32 เมตร

N คือ จำนวนชั้นของอาคารทั้งหมดที่อยู่เหนือระดับพื้นดิน

= 10 ชั้น

คาบการสั่นธรรมชาติของอาคารทั่วไป = 0.636 วินาที

คาบการสั่นธรรมชาติของอาคารโครงข้อแข็ง = 1 วินาที

ใช้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของอาคาร T = 1.000 วินาที

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 3 คำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear Coefficient, C)

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \leq 0.12$$

C = 0.067 --> ค่า C ผ่านข้อกำหนด

ค่า C ปรับแก้ ไม่ต้องปรับแก้

เลือกใช้ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน C = 0.067

ตรวจสอบค่า KC ผลคูณ KC = 0.045

<u>หมายเหตุ</u> ผลคูณค่า KC ต่ำสุดคือ 0.12 และสูงสุดต้องไม่เกิน 0.25

เลือกใช้ค่า KC = 0.120 --> ผลคูณ KC ต่ำสุด

ขั้นตอนที่ 4 เลือกค่าสัมประสิทธิ์การประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งอาคาร (S)

S = 1

ตรวจสอบค่า CS CS = 0.067

<u>หมายเหตุ</u> ผลคูณค่า CS ต้องไม่เกิน 0.14 เว้นแต่กรณีดินอ่อนมาก ผลคูณนี้สามารถใช้ได้ไม่เกิน 0.26

เลือกใช้ค่า CS = 0.067 --> ผลคูณ CS อยู่ในข้อกำหนด

ขั้นตอนที่ 5 คำนวณหาค่าน้ำหนักของตัวอาคาร (Building Weight, W)

น้ำหนักบรรทุกจร (L.L.) = 0.6 ตัน/ตร.ม.

	ตัน/ตร.ม.	ตร.ม.	ตัน	
สำหรับคลังเก็บพัสดุให้เพิ่มน้ำหนักเพิ่มขึ้นอีก 25% ของน้ำหนักบรรทุกจรต่อชั้น (=0.25xL.L.)	0.15	480.00	72.00	
สำหรับพื้นที่ที่มีการเพิ่มน้ำหนักอีก			0.00	
น้ำหนักของเครื่องมือ เครื่องจักรกล			0.00	
		รวมน้ำหนักเพิ่มต่อชั้น ---->	72.00	ตัน
		จำนวนชั้น ---->	9.00	ชั้น
		รวมน้ำหนักเพิ่มทั้งหมด ---->	648.00	ตัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

	ตัน/ตร.ม.	ตร.ม.	ตัน
น้ำหนักของพื้น/ชั้น			0.00
น้ำหนักของผนัง/ชั้น			0.00
น้ำหนักของคาน/ชั้น			0.00
น้ำหนักของเสา/ชั้น			0.00
หากบอกเป็นน้ำหนักรวมทั้งหมด/ชั้น	0.70	480.00	336.00

รวมน้ำหนักบรรทุกคงที่ต่อชั้น ---->	336.00	ตัน
จำนวนชั้น ---->	10.00	ชั้น
รวมน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมด ---->	3360.00	ตัน
รวมน้ำหนักคงที่และน้ำหนักเพิ่มทั้งหมด ---->	4008.00	ตัน

ขั้นตอนที่ 6 คำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคาร V=ZIKCSW

สรุปการเลือกใช้และผลการคำนวณสัมประสิทธิ์ทั้งหมด

Z =	0.5	
I =	1	
KC =	0.120	
S =	1	
W =	4008.00	ตัน
V =	240.48	ตัน

ขั้นตอนต่อไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างในแต่ละชั้นอาคาร

(Distribution of Lateral Force , Fx)

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

$$Vx = Ft + \Sigma Fx$$

F_x คือ แรงกระทำทางด้านข้างกระทำอยู่ชั้นอาคาร x

h_x , h_i คือ ความสูงของระดับพื้น x และ I จากฐานอาคาร ตามลำดับ

w_x , w_i คือ น้ำหนักอาคารที่ระดับพื้น x และ I ตามลำดับ

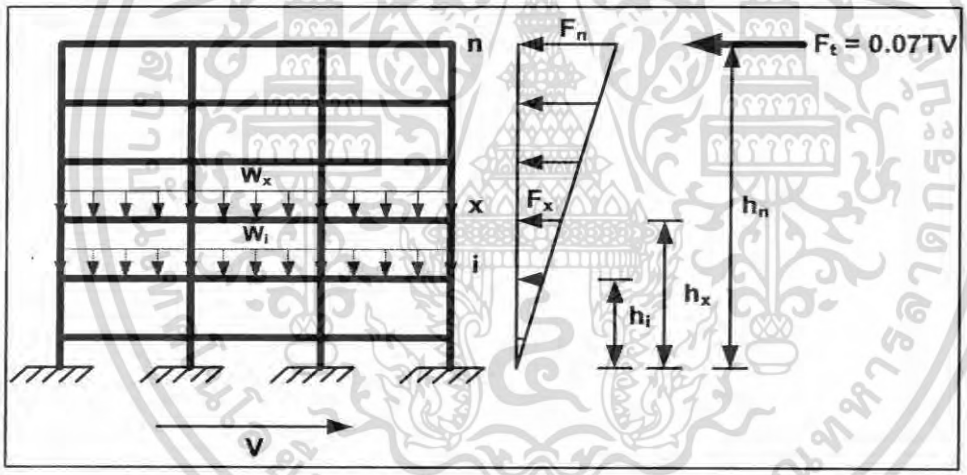
n คือ จำนวนชั้นอาคารเหนือฐานอาคารนั้น

F_t คือ แรงกระทำพิเศษที่ยอดอาคาร

V_x คือ แรงเฉือนกระทำทางด้านข้างกระทำอยู่ชั้นอาคาร x

$F_t = 0.07TV \leq 0.25V$ เมื่อ (T > 0.7 วินาที)

$F_t = 0$ เมื่อ (T ≤ 0.7 วินาที)



รูปแสดงการกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างในแต่ละชั้นอาคาร

<u>ขั้นตอนในการคำนวณ</u>

ขั้นตอนที่ 1 คำนวณหาค่า Ft

จากการคำนวณจะได้ค่า T = **1.000** วินาที

จากการคำนวณจะได้ค่า V = **240.480** ตัน

เพราะฉะนั้น **Ft = 0.07TV ≤ 0.25V**

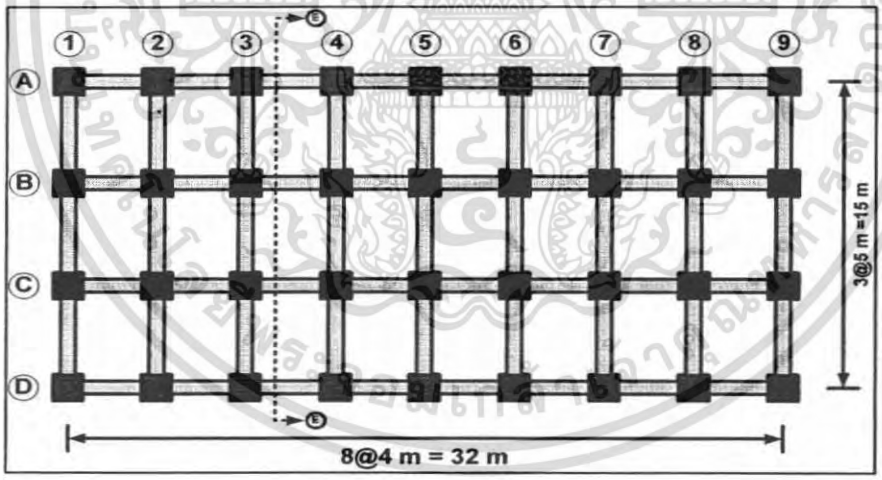
Ft = 16.834 กก.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 2 กระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำด้านข้างในแต่ละชั้น และแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

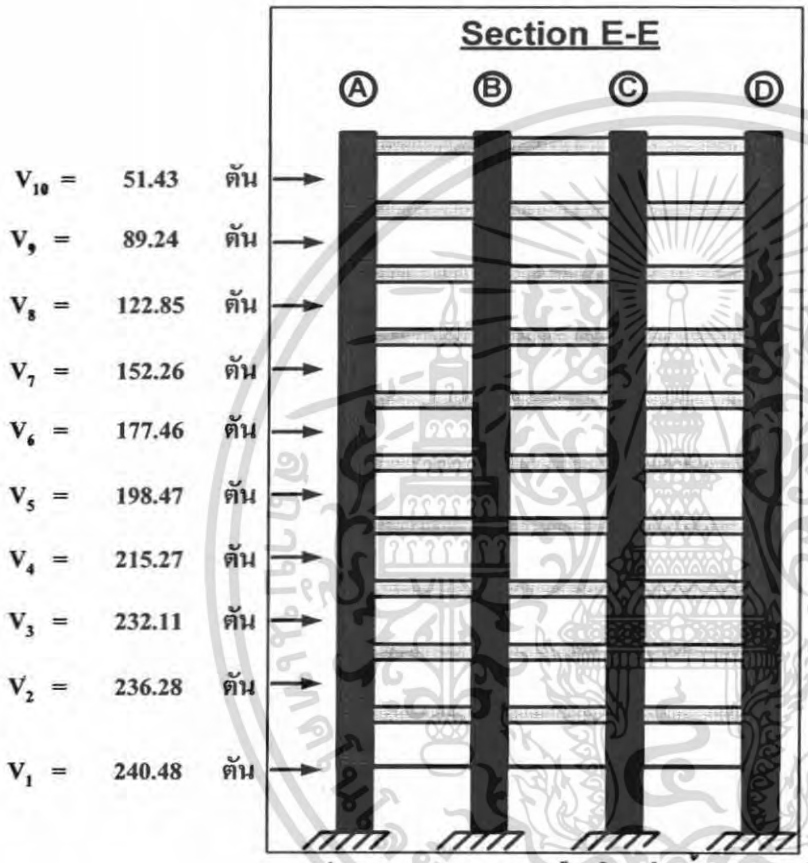
ตารางแสดงการคำนวณทางด้านข้างและแรงเฉือนในแต่ละชั้น

ระดับชั้น	W_x (ตัน)	h_x (เมตร)	W_xh_x (ตัน-ม.)	F_t (ตัน)	F_x (ตัน)	V_x (ตัน)
10	336.00	40	13440.00	16.83	34.60	51.43
9	408.00	36	14688.00	16.83	37.81	89.24
8	408.00	32	13056.00	16.83	33.61	122.85
7	408.00	28	11424.00	16.83	29.41	152.26
6	408.00	24	9792.00	16.83	25.21	177.46
5	408.00	20	8160.00	16.83	21.01	198.47
4	408.00	16	6528.00	16.83	16.80	215.27
3	408.00	12	4896.00	16.83	12.60	232.11
2	408.00	8	3264.00	16.83	8.40	236.28
1	408.00	4	1632.00	16.83	4.20	240.48
		ผลรวม	86880.00			



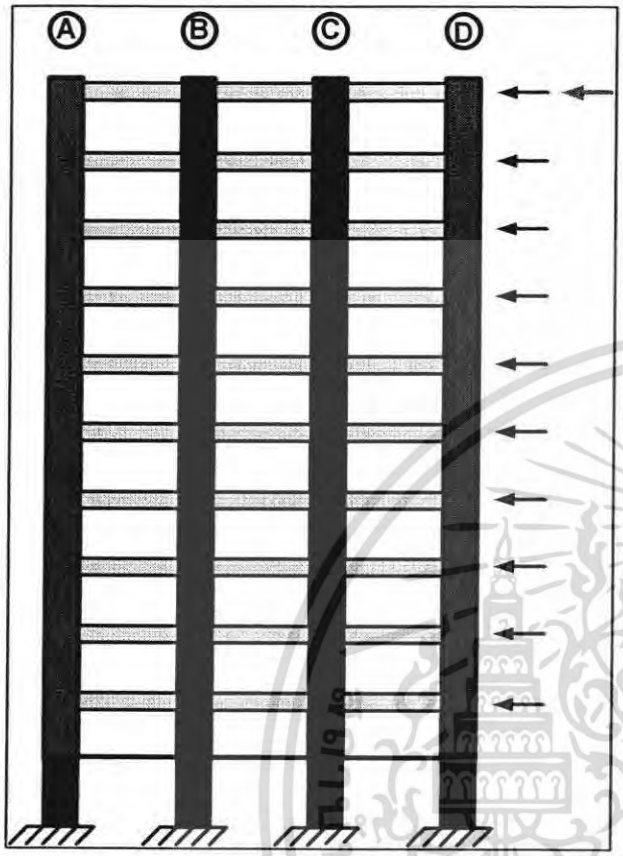
รูปแสดงผังอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปแสดงการกระจายแรงเฉือนในแต่ละชั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปแสดงการกระจายของแรงกระทำทางด้านข้างอาคาร

F_{10} = 34.60 ตัน F_T = 16.834 ตัน

F_9 = 37.81 ตัน

F_8 = 33.61 ตัน

F_7 = 29.41 ตัน

F_6 = 25.21 ตัน

F_5 = 21.01 ตัน

F_4 = 16.80 ตัน

F_3 = 12.60 ตัน

F_2 = 8.40 ตัน

F_1 = 4.20 ตัน

ขั้นตอนต่อไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การตรวจสอบความมั่นคงของโครงสร้างอาคาร

การคำนวณหาระยะการเคลื่อนตัวของแต่ละชั้น

$$\Delta_x = \frac{V_n}{k_i}$$

โดยที่

Δ_x คือ ระยะการเคลื่อนตัวในระหว่างชั้น(interstory drift) ของอาคาร

V_n คือ แรงเฉือนที่เสาสำหรับชั้นที่ i เนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้าง

K_i คือ ค่าสติสเนสของเสาสำหรับชั้นที่ i มีค่าเท่ากับ $k_i = \frac{12\,EI_i}{h^3}$

E คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเสา

I_i คือ ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของเสาสำหรับชั้นที่ i

h_i คือ ค่าความสูงของเสาสำหรับชั้นที่ i

δ_x คือ ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากฐานอาคารที่แต่ละชั้น (Lateral displacement)

คำนวณหาได้จากผลรวมของระยะการโยกตัวในแต่ละชั้น ($\delta_x = \Sigma\Delta_x$)

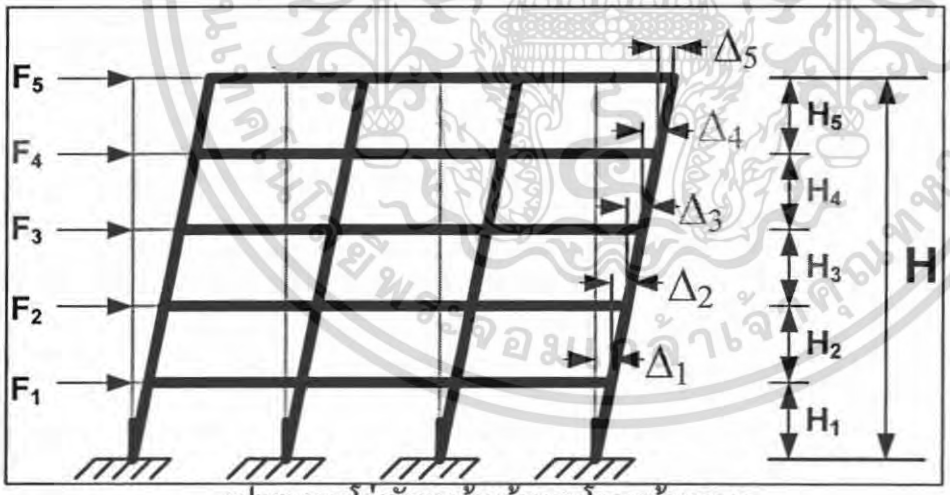
<u>หมายเหตุ</u> จากข้อกำหนด UBC 1985 กำหนดให้ค่าระยะการเลื่อนตัวในระหว่างชั้นของอาคารต้องมีค่าไม่เกินดังนี้

$$\Delta_x \leq 0.005Kh$$

โดยที่

K คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบ (Structural Type Factor)

h คือ ระดับความสูงระหว่างชั้น



รูปแสดงการโก่งตัวทางด้านข้างของโครงสร้างอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนในการคำนวณ

ขั้นตอนที่ 1 คำนวณค่าสติฟเนสของเสาแต่ละชั้น

E = 230000 กก./ซม. ความสูงระหว่างชั้น = 400 ซ.ม.

ระดับชั้น	ขนาดเสา		จำนวน	ขนาดเสา		จำนวน	ค่า I	ค่า K
	B (ซม.)	H (ซม.)		B (ซม.)	H (ซม.)			(กก./ซม.)
10	50	50	10				5208333.33	224609.38
9	50	50	10				5208333.33	224609.38
8	50	50	10				5208333.33	224609.38
7	50	50	10				5208333.33	224609.38
6	50	50	10				5208333.33	224609.38
5	50	50	10				5208333.33	224609.38
4	50	50	10				5208333.33	224609.38
3	50	50	10				5208333.33	224609.38
2	50	50	10				5208333.33	224609.38
1	50	50	10				5208333.33	224609.38

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณค่าระยะการโยกตัวและค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในแต่ละชั้น

ระดับชั้น	แรงเฉือน Vx (ตัน)	สติฟเนส Ki (กก./ซม.)	ระยะการโยกตัว Δx (ซม.)	การเคลื่อนตัวจากฐาน δx (ซม.)
10	51.43	224609.38	0.229	2.244
9	89.24	224609.38	0.397	2.015
8	122.85	224609.38	0.547	1.618
7	152.26	224609.38	0.678	0.678
6	177.46	224609.38	0.790	0.790
5	198.47	224609.38	0.884	0.884
4	215.27	224609.38	0.958	0.958
3	232.11	224609.38	1.033	1.033
2	236.28	224609.38	1.052	1.052
1	240.48	224609.38	1.071	1.071

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

UBC กำหนดค่าระยะการโยกตัวไม่เกิน $\Delta_{max} \leq 0.005Kh$

Δ_{max} = 0.005Kh = **1.34** ซม.

จากตารางการคำนวณในขั้นตอนที่ 2 ค่าระยะการโยกตัวในแต่ละชั้นมีค่ามากที่สุดคือ **1.071** ซม.

ดังนั้น ค่าระยะการโยกตัวมากที่สุดจึง **มีค่าไม่เกินค่าที่ UBC ได้กำหนดไว้**

การตรวจสอบค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำเนื่องจากโมเมนต์

(Safety Factor Against Overturning Moment,SF)

ค่าความปลอดภัยต่อโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการพลิกคว่ำ คำนวณจาก

$$SF = \frac{M_{react}}{M_{act}}$$

โดยที่

Mreact คือ โมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำของอาคาร = W_T x (L/2)

Mact คือ โมเมนต์ที่กระทำให้เกิดการพลิกคว่ำของอาคาร = $\Sigma F_i H_i$

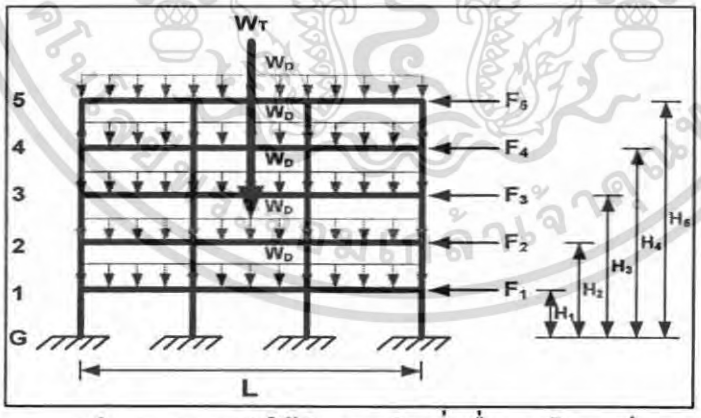
Fi คือ แรงกระทำด้านข้างที่ระดับชั้น i

Hi คือ ความสูงของอาคารไปยังระดับชั้น i

W_T คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดของอาคาร

L คือ ความกว้างของอาคาร

SF คือ ค่าความปลอดภัย ซึ่งจะต้องมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1.5 ($SF \geq 1.5$)



รูปแสดงแรงกระทำให้เกิดการพลิกคว่ำเนื่องจากโมเมนต์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนในการคำนวณ

ขั้นตอนที่ 1 คำนวณหาค่า Overturning Moment

ระดับชั้น	แรงกระทำด้านข้าง Fi (ตัน)	ความสูงระหว่างชั้น hi (ม.)	โมเมนต์พลิกคว่ำ M (ตัน.ม.)	แรงเฉือน Vx (ตัน)
10	34.60	4		51.43
9	37.81	4	138.39	89.24
8	33.61	4	428.02	122.85
7	29.41	4	852.08	152.26
6	25.21	4	1393.77	177.46
5	21.01	4	2036.29	198.47
4	16.80	4	2762.84	215.27
3	12.60	4	3556.60	232.11
2	8.40	4	4400.77	236.28
1	4.20	4	5278.55	240.48
ฐาน			6173.13	

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณหาค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ

W_T = 4008.00 กก. L = 15 เมตร Mreact = 30060.00 กก.-ม.

Mact = 6173.13 กก.-ม.

ดังนั้น S.F. = 4.87 > 1.5 ใช้ได้

การตรวจสอบผลกระทบของโมเมนต์ลำดับที่สอง (PΔ Effect)

$$\theta = \frac{P_n \Delta_x}{V_x h_x}$$

โดยที่

Θ คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความมั่นคง(Stability Coefficient)

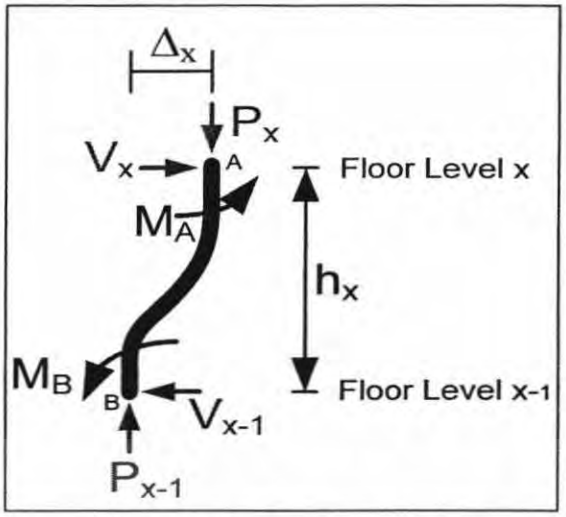
P_n คือ น้ำหนักอาคารทั้งหมด (W) ที่ระดับชั้น X และเหนือขึ้นไป

Δ_x คือ ระยะโยกของระดับชั้น X (Story drift)

V_x คือ แรงเฉือนที่ระดับชั้น X

h_x คือ ความสูงของระดับชั้น X

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปแสดงการคำนวณผลกระทบของ PΔ

<u>ขั้นตอนในการคำนวณ</u>

ขั้นตอนที่ 1 คำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ความมั่นคง (Stability Coefficient

ระดับชั้น	น้ำหนัก (ตัน)	น้ำหนักสะสม Px (ตัน)	การโยกตัว Δx (ซม.)	แรงเฉือน Vx (ตัน)	Θ
10	336.00	336.00	0.229	51.43	0.0037
9	408.00	744.00	0.397	89.24	0.0083
8	408.00	1152.00	0.547	122.85	0.0128
7	408.00	1560.00	0.678	152.26	0.0174
6	408.00	1968.00	0.790	177.46	0.0219
5	408.00	2376.00	0.884	198.47	0.0264
4	408.00	2784.00	0.958	215.27	0.0310
3	408.00	3192.00	1.033	232.11	0.0355
2	408.00	3600.00	1.052	236.28	0.0401
1	408.00	4008.00	1.071	240.48	0.0446

จากผลการคำนวณ ค่า Stability Coefficient , θ ที่คำนวณได้มีค่า **น้อยกว่า** 0.1

ดังนั้นจึง **ไม่จำเป็น** ต้องนำผลกระทบของ PΔ มาคำนวณออกแบบเสา ตามข้อกำหนดของ UBC

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาคผนวก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กฎกระทรวงกำหนดชนิดหรือประเภทของอาคาร หลักเกณฑ์ วิธีการ และเงื่อนไขในการตรวจสอบงานออกแบบและคำนวณส่วนต่างๆ ของโครงสร้างอาคาร พ.ศ. ๒๕๕๐

อาศัยอำนาจตามความในมาตรา ๕ (๒) และ (๓) แห่งพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. ๒๕๒๒ และมาตรา ๒๑ ทวิ แห่งพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. ๒๕๒๒ ซึ่งแก้ไขเพิ่มเติมโดยพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร (ฉบับที่ ๓) พ.ศ. ๒๕๔๓ อันเป็นกฎหมายที่มีบทบัญญัติบางประการเกี่ยวกับการจำกัดสิทธิและเสรีภาพของบุคคล ซึ่งมาตรา ๒๙ ประกอบกับมาตรา ๓๒มาตรา ๓๓ มาตรา ๔๑ มาตรา ๔๒ และมาตรา ๔๓ ของรัฐธรรมนูญแห่งราชอาณาจักรไทย บัญญัติให้กระทำได้โดยอาศัยอำนาจตามบทบัญญัติแห่งกฎหมายรัฐมนตรีว่าการกระทรวงมหาดไทยออกกฎกระทรวงไว้ ดังต่อไปนี้

ข้อ ๑ การก่อสร้าง ดัดแปลง หรือเคลื่อนย้ายอาคารชนิดหรือประเภทดังต่อไปนี้ให้ผู้ขอรับใบอนุญาตหรือผู้แจ้งตามมาตรา ๓๙ ทวิ จัดให้มีการตรวจสอบงานออกแบบและคำนวณส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้างอาคาร

(๑) โรงมหรสพ

(๒) อาคารสูง หรืออาคารขนาดใหญ่พิเศษ

(๓) อาคารที่มีพื้นที่ส่วนหนึ่งส่วนใดเป็นที่ชุมนุมคนตั้งแต่หนึ่งพันคารางเมตรขึ้นไป และมีความยาวของคานหรือโครงหลังคาช่วงหนึ่งช่วงใดเกินยี่สิบเมตร

(๔) อาคารที่มีความยาวของคานช่วงหนึ่งตั้งแต่สิบเมตรขึ้นไปและรับน้ำหนักเสาฝากซึ่งเสาดังกล่าวรับน้ำหนักชั้นถัดไปมากกว่าหนึ่งชั้น

(๕) อาคารที่มีพื้นของชั้นใต้ดินต่ำกว่าระดับพื้นดินที่ก่อสร้างเกินเก้าเมตร

(๖) อาคารประเภทที่ใช้พื้นไร้คานและมีความยาวระหว่างเสาช่วงหนึ่งช่วงใดตั้งแต่แปดเมตรขึ้นไป

(๗) ป้ายหรือสิ่งที่สร้างขึ้นสำหรับติดหรือตั้งป้ายที่มีความสูงจากระดับฐานตั้งแต่สิบเมตรขึ้นไป หรือมีพื้นที่ตั้งแต่ห้าสิบตารางเมตรขึ้นไป

ข้อ ๒ การตรวจสอบงานออกแบบและคำนวณส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้างอาคารให้กระทำโดยผู้ได้รับใบอนุญาตให้เป็นผู้ประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุม สาขาวิศวกรรมโยธา ระดับวุฒิวิศวกร ตามกฎหมายว่าด้วยวิศวกร

ผู้ดำเนินการตรวจสอบตามวรรคหนึ่งต้องไม่ดำเนินการตรวจสอบงานออกแบบและคำนวณส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้างอาคารที่ผู้ดำเนินการตรวจสอบ หรือคู่สมรส พนักงาน หรือตัวแทนของผู้ดำเนินการตรวจสอบเป็นผู้จัดทำหรือรับผิดชอบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อ ๓ การตรวจสอบงานออกแบบและคำนวณส่วนต่างๆ ของโครงสร้างอาคารให้ผู้ดำเนินการตรวจสอบทำการตรวจสอบแบบแปลน รายการประกอบแบบแปลน และรายการคำนวณในส่วนที่เกี่ยวกับโครงสร้างของอาคาร โดยให้พิจารณาถึงหลักเกณฑ์และมาตรฐานดังต่อไปนี้

(๑) หลักเกณฑ์ตามที่กำหนดไว้ในกฎหมายว่าด้วยการควบคุมอาคาร กฎหมายอื่นที่เกี่ยวข้องหรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ใช้บังคับอยู่ในขณะที่มีการขอรับใบอนุญาตหรือแจ้งตามมาตรา ๓๙ ทวิ และ

(๒) มาตรฐานการออกแบบและคำนวณโครงสร้างอาคารของสถาบันของทางราชการหรือสภาวิศวกร หรือซึ่งเป็นที่ยอมรับของสถาบันของทางราชการหรือสภาวิศวกร

ในกรณีที่ผู้ดำเนินการตรวจสอบเห็นว่างานออกแบบและคำนวณเป็นไปตามบทบัญญัติแห่งกฎหมายและมาตรฐานที่กำหนดไว้ในวรรคหนึ่ง ให้ผู้ดำเนินการตรวจสอบออกหนังสือรับรองการตรวจสอบงานออกแบบและคำนวณส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้างอาคารตามแบบท้ายกฎกระทรวงนี้พร้อมทั้งจัดทำเอกสารแสดงรายละเอียดการคำนวณโครงสร้างหลักที่ใช้ในการคำนวณเพื่อตรวจสอบงานออกแบบและคำนวณดังกล่าว มอบให้แก่ผู้ขอรับใบอนุญาตหรือผู้แจ้งตามมาตรา ๓๙ ทวิ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กฎกระทรวง

ฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527)

ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร

พ.ศ. 2522

อาศัยอำนาจตามความในมาตรา 5(3) และมาตรา 8(2) และ (3) แห่งพระราชบัญญัติควบคุมอาคารพ.ศ. 2522 รัฐมนตรีว่าการกระทรวงมหาดไทยโดยคำแนะนำของคณะกรรมการควบคุมอาคารออกกฎกระทรวงไว้ ดังต่อไปนี้

ข้อ 1 ในกฎกระทรวงนี้

"แรงประลัย" หมายความว่า แรงขนาดที่จะทำให้วัตถุนั้นแตกแยกออกห่างจากกันเป็นส่วนหรือทลายเข้าหากัน

"แรงดึง" หมายความว่า แรงที่จะทำให้วัตถุแยกออกห่างจากกัน

"แรงอัด" หมายความว่า แรงที่จะทำให้วัตถุทลายเข้าหากัน

"แรงดัด" หมายความว่า แรงที่จะทำให้วัตถุโค้งหรือโก่งตัว

"แรงลม" หมายความว่า แรงของลมที่กระทำต่อโครงสร้าง

"แรงเฉือน" หมายความว่า แรงที่จะทำให้วัตถุขาดออกจากกันดุจกรรไกรตัด

"แรงดึงประลัย" หมายความว่า แรงดึงขนาดที่จะทำให้วัตถุนั้นแยกออกห่างจากกันเป็นส่วน

"แรงอัดประลัย" หมายความว่า แรงอัดขนาดที่จะทำให้วัตถุนั้นทลายเข้าหากัน

"แรงอัดประลัยของคอนกรีต" หมายความว่า แรงอัดตามแกนยาวขนาดที่จะทำให้แท่งคอนกรีตทรงกระบอกที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 เซนติเมตร สูง 30 เซนติเมตร อายุยี่สิบแปดวันทลายเข้าหากัน

"หน่วยแรง" หมายความว่า แรงหารด้วยพื้นที่หน้าตัดที่รับแรงนั้น

"หน่วยแรงพิสูจน์" หมายความว่า หน่วยแรงดึงที่ได้จากการลากเส้นตรงที่จุด 0.2 ใน 100 ส่วนของความเครียด ให้ขนานกับส่วนที่เป็นเส้นตรงของเส้นแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดไปตัดกับเส้นนั้น

"หน่วยแรงฝืด" หมายความว่า หน่วยแรงที่เกิดขึ้นระหว่างผิวเข็มกับดิน

"หน่วยแรงที่ขีดปฏิภาค" หมายความว่า หน่วยแรงที่จุดสูงสุดของส่วนที่เป็นเส้นตรงของเส้นแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียด

"ความเครียด" หมายความว่า อัตราส่วนของส่วนยืดหรือส่วนหดของวัสดุที่รับแรงต่อความยาวเดิมของวัสดุนั้น

"กำลังคราก" หมายความว่า หน่วยแรงดึงที่วัสดุเริ่มยืดโดยไม่ต้องเพิ่มแรงดึงขึ้นอีก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

"ส่วนปลอดภัย" หมายความว่า ตัวเลขที่ใช้หารหน่วยแรงประลัยลงให้ถึงขนาดที่จะใช้ได้ปลอดภัยสำหรับวัสดุที่มีกำลังดรากหรือหน่วยแรงพิสูจน์ ให้ใช้ค่ากำลังดรากหรือหน่วยแรงพิสูจน์นั้นแทนหน่วยแรงประลัย

"น้ำหนักบรรทุกจร" หมายความว่า น้ำหนักที่กำหนดว่าจะเพิ่มขึ้นบนอาคารนอกจากน้ำหนักของตัวอาคารนั้นเอง

"น้ำหนักบรรทุกประลัย" หมายความว่า น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่กำหนดให้ใช้ในการคำนวณตามทฤษฎีกำลังประลัย

"ส่วนต่างๆ ของอาคาร" หมายความว่า ส่วนของอาคารที่จะต้องแสดงรายการคำนวณการรับน้ำหนักและกำลังด้านทาน เช่น แผ่นพื้น คาน เสา และรากฐาน เป็นต้น

"คอนกรีต" หมายความว่า วัสดุที่ประกอบขึ้นด้วยส่วนผสมของปูนซีเมนต์ มวลผสมละเอียด เช่น ทรายมวลผสมหยาบ เช่น หินหรือกรวด และน้ำ

"คอนกรีตเสริมเหล็ก" หมายความว่า คอนกรีตที่มีเหล็กเสริมฝังภายในให้ทำหน้าที่รับแรงได้มากขึ้น

"คอนกรีตอัดแรง" หมายความว่า คอนกรีตที่มีเหล็กเสริมอัดแรงฝังภายในที่ทำให้เกิดหน่วยแรงที่มีปริมาณพอจะลบล้างหน่วยแรงอันเกิดจากน้ำหนักบรรทุก

"เหล็กเสริม" หมายความว่า เหล็กที่ใช้ฝังในเนื้อคอนกรีตเพื่อเสริมกำลังขึ้น

"เหล็กเสริมอัดแรง" หมายความว่า เหล็กเสริมกำลังสูงที่ใช้ฝังในเนื้อคอนกรีตอัดแรง อาจเป็นลวดเส้นเดียวลวดพันเกลียว หรือลวดเหล็กกลุ่มก็ได้

"เหล็กข้ออ้อย" หมายความว่า เหล็กเสริมที่มีบั้งและหรือมีครีบที่ผิว

"เหล็กขวั้น" หมายความว่า เหล็กเสริมที่บิดเป็นเกลียว

"เหล็กหล่อ" หมายความว่า เหล็กที่มีธาตุถ่านผสมอยู่ตั้งแต่ร้อยละ 2 ขึ้นไปโดยน้ำหนัก

"เหล็กโครงสร้างรูปพรรณ" หมายความว่า เหล็กที่ผลิตออกมามีหน้าตัดเป็นรูปลักษณะต่าง ๆ ใช้ในงานโครงสร้าง

"ไม้เนื้ออ่อน" หมายความว่า ไม้ที่ไม่คงทนต่อดินฟ้าอากาศและตัวสัตว์ เช่น มอด ปลวก เป็นต้น และหรือมีคุณสมบัติตามที่กำหนดไว้ในข้อ 14 เช่น ไม้ยาง หรือไม้ตะแบก เป็นต้น

"ไม้เนื้อปานกลาง" หมายความว่า ไม้ที่คงทนต่อดินฟ้าอากาศและตัวสัตว์ เช่น มอด ปลวก เป็นต้น ได้ดีตามสภาพอันสมควร และหรือมีคุณสมบัติตามที่ระบุไว้ในข้อ 14 เช่น ไม้สน เป็นต้น

"ไม้เนื้อแข็ง" หมายความว่า ไม้ที่คงทนต่อดินฟ้าอากาศและตัวสัตว์ เช่น มอด ปลวก เป็นต้น ได้ดีตามสภาพอันสมควร และหรือมีคุณสมบัติตามที่ระบุไว้ในข้อ 14 เช่น ไม้เต็ง หรือไม้ตะเคียนทอง เป็นต้น

"ดิน" หมายความว่า วัสดุธรรมชาติที่ประกอบเป็นเปลือกโลก เช่น หิน กรวด ทราย ดิน เหนียว เป็นต้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

"กรวด" หมายความว่า ก้อนหินที่เกิดตามธรรมชาติขนาดโตเกิน 3 มิลลิเมตร

"ทราย" หมายความว่า ก้อนหินเม็ดเล็กละเอียดที่มีขนาดโตไม่เกิน 3 มิลลิเมตร

"ดินดาน" หมายความว่า ดินตะกอนของกรวด ทราย ดินเหนียว มีน้ำปูนเป็นเชื้อประสาน มีลักษณะแข็งยากแก่การขุด

"หินดินดาน" หมายความว่า หินที่มีเนื้อละเอียดมาก ประกอบด้วยดินเหนียวหรือทรายอัดตัวแน่นเป็นชั้นบางๆ จะมีเชื้อประสานหรือไม่ก็ได้

"หินปูน" หมายความว่า หินเนื้อแน่นละเอียดทึบมีสีต่าง ๆ กัน ประกอบด้วยแร่แคลไซท์

"หินทราย" หมายความว่า หินเนื้อหยาบ ประกอบด้วยเม็ดทรายยึดตัวแน่นด้วยเชื้อประสาน

"หินอัคนี" หมายความว่า หินเนื้อหยาบเกิดจากการเย็นตัวของหินละลายใต้พื้นโลก ประกอบด้วยแร่เฟลด์สปาร์ แร่ควอตซ์ เป็นส่วนใหญ่ มีลักษณะแข็งแกร่ง

"เสาเข็ม" หมายความว่า เสาที่ตอกหรือหล่ออยู่ในดินเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกของอาคาร

"พื้นผิวประสิทธิผลของเสาเข็ม" หมายความว่า ผลคูณของความยาวของเสาเข็มกับความยาวของเส้นล้อมรูปที่สั้นที่สุดของหน้าตัดปกติของเสาเข็มนั้น

"ฐานราก" หมายความว่า ส่วนของอาคารที่ใช้ถ่ายน้ำหนักอาคารลงสู่ดิน

"กำลังแบกทานของดิน" หมายความว่า ความสามารถที่ดินจะรับน้ำหนักได้ โดยมีการทรุดตัวขนาดที่ไม่ทำให้เกิดความเสียหายแก่อาคาร

"กำลังแบกทานของเสาเข็ม" หมายความว่า ความสามารถที่เสาเข็มจะรับน้ำหนักได้โดยมีการทรุดตัวไม่เกินอัตราที่กำหนดไว้ในกฎกระทรวงนี้

"วัสดุทนไฟ" หมายความว่า วัสดุก่อสร้างที่ไม่เป็นเชื้อเพลิง

"วัสดุติดไฟ" หมายความว่า วัสดุก่อสร้างที่เป็นเชื้อเพลิง

"พื้น" หมายความว่า พื้นที่ของอาคารซึ่งบุคคลเข้าอยู่หรือใช้สอยได้ภายในขอบเขตของคาน หรือตงที่รับพื้นหรือภายในพื้นนั้น หรือภายในขอบเขตของผนังอาคาร รวมทั้งเฉลียงหรือระเบียงด้วย

"ฝา" หมายความว่า ส่วนก่อสร้างในด้านตั้งซึ่งกั้นแบ่งพื้นภายในอาคารให้เป็นห้องๆ

"ผนัง" หมายความว่า ส่วนก่อสร้างในด้านตั้งซึ่งกั้นด้านนอกหรือระหว่างหน่วยของอาคารให้เป็นหลังหรือเป็นหน่วยแยกจากกัน

"โครงสร้างหลัก" หมายความว่า ส่วนประกอบของอาคารที่เป็นเสา คาน ตง หรือพื้น ซึ่งโดยสภาพถือได้ว่ามีความสำคัญต่อความมั่นคงแข็งแรงของอาคารนั้น

"อาคารสูง" หมายความว่า อาคารที่บุคคลอาจเข้าอยู่หรือเข้าใช้สอยได้โดยมีความสูงตั้งแต่ 23.00 เมตรขึ้นไป การวัดความสูงของอาคารให้วัดจากระดับพื้นดินที่ก่อสร้างถึงพื้นดาดฟ้า สำหรับอาคารทรงจั่วหรือปั้นหยาให้วัดจากระดับพื้นดินที่ก่อสร้างถึงยอดผนังของชั้นสูงสุด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

"อาคารขนาดใหญ่พิเศษ" หมายความว่า อาคารที่ก่อสร้างขึ้นเพื่อใช้อาคารหรือส่วนหนึ่งส่วนใดของอาคารเป็นที่อยู่อาศัยหรือประกอบกิจการประเภทเดียวหรือหลายประเภท โดยมีพื้นที่รวมกันทุกชั้นหรือชั้นหนึ่งชั้นใดในหลังเดียวกันตั้งแต่ 10,000 ตารางเมตรขึ้นไป

"อาคารขนาดใหญ่" หมายความว่า อาคารที่ก่อสร้างขึ้นเพื่อใช้อาคารหรือส่วนหนึ่งส่วนใดของอาคารเป็นที่อยู่อาศัยหรือเป็นที่ประกอบกิจการประเภทเดียวหรือหลายประเภท โดยมีพื้นที่รวมกันทุกชั้นหรือชั้นหนึ่งชั้นใดในหลังเดียวกันเกิน 2,000 ตารางเมตร หรืออาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 15.00 เมตรขึ้นไป และมีพื้นที่รวมกันทุกชั้นหรือชั้นหนึ่งชั้นใดในหลังเดียวกันเกิน 1,000 ตารางเมตร แต่ไม่เกิน 2,000 ตารางเมตร การวัดความสูงของอาคารให้วัดจากระดับพื้นดินที่ก่อสร้างถึงพื้นดาดฟ้า สำหรับอาคารทรงจั่วหรือปั้นหยาให้วัดจากระดับพื้นดินที่ก่อสร้างถึงยอดผนังของชั้นสูงสุด

"โรงแรม" หมายความว่า อาคารหรือส่วนหนึ่งส่วนใดของอาคารที่ใช้เป็นโรงแรมตามกฎหมายว่าด้วยโรงแรม

"อาคารชุด" หมายความว่า อาคารชุดตามกฎหมายว่าด้วยอาคารชุด

"โรงมหรสพ" หมายความว่า อาคารหรือส่วนหนึ่งส่วนใดของอาคารที่ใช้เป็นโรงมหรสพตามกฎหมายว่าด้วยการป้องกันภยันตรายอันเกิดแต่การเล่นมหรสพ

"สถาบันที่เชื่อถือได้" หมายความว่า ส่วนราชการหรือบริษัทจำกัดที่มีวัตถุประสงค์ในการให้คำปรึกษาแนะนำด้านวิศวกรรม ซึ่งมีวิศวกรประเภทวุฒิวิศวกร สาขาวิศวกรรมโยธา ตามกฎหมายว่าด้วยวิชาชีพวิศวกรรมเป็นผู้ให้คำปรึกษาแนะนำ และลงลายมือชื่อรับรองผลการตรวจสอบงานวิศวกรรมควบคุม

ข้อ 2 อาคารและส่วนต่างๆ ของอาคารจะต้องมีความมั่นคงแข็งแรงพอที่จะรับน้ำหนักตัวอาคารเอง และน้ำหนักบรรทุกที่อาจเกิดขึ้น หรือเกิดขึ้นจริงได้โดยไม่ให้ส่วนใดๆ ของอาคารต้องรับหน่วยแรงมากกว่าที่กำหนดไว้ในกฎกระทรวงนี้เว้นแต่มีเอกสารแสดงผลการทดสอบความมั่นคงแข็งแรงของวัสดุที่รับรองโดยสถาบันที่เชื่อถือได้ แต่ทั้งนี้ไม่รวมถึงหน่วยแรงที่กำหนดไว้ในข้อ 6

ข้อ 3 ในการคำนวณส่วนต่างๆ ของอาคารที่ประกอบด้วยอิฐหรือคอนกรีตบล็อกประสานด้วยวัสดุก่อ ให้ใช้หน่วยแรงอัดไม่เกิน 0.8 เมกาปาสกาล (8 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

ข้อ 4 ในการคำนวณส่วนต่างๆ ของอาคารที่ประกอบด้วยคอนกรีตไม่เสริมเหล็ก ให้ใช้หน่วยแรงอัดได้ไม่เกินร้อยละ 33.3 ของหน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีต แต่ต้องไม่เกิน 6 เมกาปาสกาล (60 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

ข้อ 5 ในการคำนวณส่วนต่างๆ ของอาคารที่ประกอบด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก ตามทฤษฎีอีลาสติกหรือหน่วยแรงปลอดภัย ให้ใช้ค่าหน่วยแรงอัดของคอนกรีตไม่เกินร้อยละ 37.5 ของหน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีต แต่ต้องไม่เกิน 6.5 เมกาปาสกาล (65 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

ข้อ 6 ในการคำนวณส่วนต่าง ๆ ของอาคารที่ประกอบด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก ตามทฤษฎีอีลาสติกหรือหน่วยแรงปลอดภัย เหล็กเสริมคอนกรีตที่ใช้ต้องมีกำลังครากตั้งแต่ 240 เมกาปาสกาล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(2,400 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร) และให้ใช้ค่าหน่วยแรงของเหล็กเสริมคอนกรีตได้ไม่เกินอัตราดังต่อไปนี้

(1) แรงดึง

(ก) เหล็กเส้นกลมผิวเรียบที่มีกำลังครากตั้งแต่ 240 เมกาปาสกาล (2,400 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร) ขึ้นไป ให้ใช้ไม่เกิน 120 เมกาปาสกาล (1,200 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

(ข) เหล็กข้ออ้อยที่มีกำลังครากตั้งแต่ 240 เมกาปาสกาล (2,400 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร) ขึ้นไป แต่ไม่ถึง 350 เมกาปาสกาล (3,500 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร) ให้ใช้ร้อยละ 50 ของกำลังคราก แต่ต้องไม่เกิน 150 เมกาปาสกาล (1,500 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

(ค) เหล็กข้ออ้อยที่มีกำลังครากตั้งแต่ 350 เมกาปาสกาล (3,500 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร) ขึ้นไป แต่ไม่ถึง 400 เมกาปาสกาล (4,000 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร) ให้ใช้ไม่เกิน 160 เมกาปาสกาล (1,600 กิโลกรัม แรงต่อตารางเซนติเมตร)

(ง) เหล็กข้ออ้อยที่มีกำลังครากตั้งแต่ 400 เมกาปาสกาล (4,000 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร) ขึ้นไป ให้ใช้ไม่เกิน 170 เมกาปาสกาล (1,700 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

(จ) เหล็กขวั้น ให้ใช้ร้อยละ 50 ของหน่วยแรงพิสูจน์ แต่ต้องไม่เกิน 240 เมกาปาสกาล (2,400 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร) ทั้งนี้ จะต้องมีผลการทดสอบการดัดเย็นโดยมีสถาบันที่เชื่อถือได้รับรอง

(2) แรงอัดในเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

(ก) เหล็กเส้นกลมผิวเรียบตามเกณฑ์ที่กำหนดใน (1) (ก)

(ข) เหล็กข้ออ้อย ให้ใช้ร้อยละ 40 ของกำลังคราก แต่ต้องไม่เกิน 210 เมกาปาสกาล (2,100กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

(ค) เหล็กขวั้น ให้ใช้ร้อยละ 40 ของกำลังคราก แต่ต้องไม่เกิน 210 เมกาปาสกาล (2,100 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร) ทั้งนี้ จะต้องมีผลการทดสอบการดัดเย็นโดยมีสถาบันที่เชื่อถือได้รับรอง

(ง) เสาแบบผสมเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ ให้ใช้ไม่เกิน 125 เมกาปาสกาล (1,250 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

(จ) เหล็กหล่อ ให้ใช้ไม่เกิน 70 เมกาปาสกาล (700 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

(3) ในการคำนวณคานและพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้เหล็กเสริมรับแรงอัด ให้ใช้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หน่วยแรงของเหล็กเสริมรับแรงอัดที่คำนวณได้ตามทฤษฎีอีลาสติกหรือหน่วยแรงปลอดภัยได้ไม่เกินสองเท่า แต่หน่วยแรงที่คำนวณได้ต้องไม่เกินหน่วยแรงดึงตาม (1)

ข้อ 7 ในการคำนวณส่วนต่างๆ ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตามทฤษฎีกำลังประลัย ให้ใช้น้ำหนักบรรทุกประลัย ดังต่อไปนี้

(1) สำหรับส่วนของอาคารที่ไม่คิดแรงลม ให้ใช้น้ำหนักบรรทุกประลัย ดังนี้

นป. = 1.7 นค. + 2.0 นจ.

(2) สำหรับส่วนของอาคารที่คิดแรงลมด้วย ให้ใช้น้ำหนักบรรทุกประลัย ดังนี้

นป. = 0.75 (1.7 นค. + 2.0 นจ. + 2.0 รล.) หรือ นป. = 0.9 นค. + 1.3 รล. โดยให้ใช้ค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยที่มากกว่า แต่ทั้งนี้ต้องไม่ต่ำกว่าค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยใน (1) ด้วย

นป. = น้ำหนักบรรทุกประลัย

นค. = น้ำหนักบรรทุกคงที่ของอาคาร

นจ. = น้ำหนักบรรทุกจร รวมด้วยแรงกระแทก

รล. = แรงลม

ข้อ 8 ในการคำนวณส่วนต่าง ๆ ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตามทฤษฎีกำลังประลัย ให้ใช้ค่าหน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีตไม่เกิน 15 เมกาปาสกาล (150 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

ข้อ 9 ในการคำนวณส่วนต่างๆ ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตามทฤษฎีกำลังประลัย ให้ใช้กำลังครากของเหล็กเสริม ดังต่อไปนี้

(1) เหล็กเส้นกลมผิวเรียบ ให้ใช้ไม่เกิน 240 เมกาปาสกาล (2,400 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

(2) เหล็กเสริมอื่น ให้ใช้เท่ากำลังครากของเหล็กชนิดนั้น แต่ต้องไม่เกิน 400 เมกาปาสกาล (4,000 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

ข้อ 10 ในการคำนวณส่วนต่าง ๆ ของอาคารคอนกรีตอัดแรงตามทฤษฎีกำลังประลัย ให้ใช้น้ำหนักบรรทุกประลัยเช่นเดียวกับข้อ 7

ข้อ 11 ในการคำนวณส่วนต่างๆ ของอาคารคอนกรีตอัดแรง ให้ใช้ค่าหน่วยแรงอัดของคอนกรีต ดังต่อไปนี้

(1) หน่วยแรงอัดในคอนกรีตชั่วคราวทันทีที่ถ่ายแรงมาจากเหล็กเสริมอัดแรงก่อนการเสื่อมสูญการอัดแรงของคอนกรีต ต้องไม่เกินร้อยละ 60 ของหน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีต

(2) หน่วยแรงอัดที่ใช้ในการคำนวณออกแบบหลังการเสื่อมสูญการอัดแรงของคอนกรีต ต้องไม่เกินร้อยละ40 ของหน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีต

ข้อ 12 ในการคำนวณส่วนต่างๆ ของอาคารที่ประกอบด้วยคอนกรีตอัดแรงให้ใช้ค่าหน่วยแรงดึงของเหล็กเสริมอัดแรง ดังต่อไปนี้

(1) หน่วยแรงขณะดึงต้องไม่เกินร้อยละ 80 ของหน่วยแรงดึงประลัยของเหล็ก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เสริมอัดแรง หรือร้อยละ 90 ของหน่วยแรงพิสูจน์ แล้วแต่ค่าใดจะน้อยกว่า

(2) หน่วยแรงในทันทีที่ถ่ายแรงไปให้คอนกรีตต้องไม่เกินร้อยละ 70 ของหน่วยแรงดึงประลัยของเหล็กเสริมอัดแรง

(3) หน่วยแรงใช้งานต้องไม่เกินร้อยละ 60 ของหน่วยแรงดึงประลัย หรือร้อยละ 80 ของหน่วยแรงพิสูจน์ของเหล็กเสริมอัดแรง แล้วแต่ค่าใดจะน้อยกว่า

ข้อ 13 ในการคำนวณส่วนต่างๆ ของอาคารที่ประกอบด้วยเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ ให้ใช้ค่าหน่วยแรงของเหล็กดังต่อไปนี้

(1) ในกรณีที่ไม่มีผลการทดสอบกำลังสำหรับเหล็กหนาไม่เกิน 40 มิลลิเมตร ให้ใช้กำลังครากไม่เกิน 240 เมกาปาสกาล (2,400 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร) สำหรับเหล็กซึ่งหนาเกิน 40 มิลลิเมตร ให้ใช้กำลังครากไม่เกิน 220 เมกาปาสกาล (2,200 กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

(2) หน่วยแรงดึง แรงอัดและแรงดัด ให้ใช้ไม่เกินร้อยละ 60 ของกำลังครากตาม(1)

(3) หน่วยแรงเฉือน ให้ใช้ไม่เกินร้อยละ 40 ของกำลังครากตาม (1)

ข้อ 14 ในการคำนวณส่วนต่างๆ ของอาคารที่ประกอบด้วยไม้ชนิดต่างๆ ให้ใช้ค่าหน่วยแรงไม่เกินอัตรา ดังต่อไปนี้

ชนิดไม้	หน่วยแรงดัดและแรงดึง เมกาปาสกาล (กิโลกรัมแรงต่อตารางซม.)	หน่วยแรงอัดขนานเสี้ยน เมกาปาสกาล (กิโลกรัมแรงต่อตารางซม.)	หน่วยแรงอัดขวางเสี้ยน เมกาปาสกาล (กิโลกรัมแรงต่อตารางซม.)	หน่วยแรงเฉือนขนานเสี้ยน เมกาปาสกาล (กิโลกรัมแรงต่อตารางซม.)
(1) ไม้เนื้ออ่อน	8 (80)	6 (60)	1.6 (16)	0.8 (8)
(2) ไม้เนื้อปานกลาง	10 (100)	7.5 (75)	2.2 (22)	1 (10)
(3) ไม้เนื้อแข็ง	12 (120)	9 (90)	3 (30)	1.2 (12)

ในกรณีที่มีผลการทดสอบของไม้ ให้ใช้ส่วนปลอดภัยโดยใช้กำลังไม่เกิน 1 ใน 8 ของหน่วยแรงดัดประลัย หรือไม่เกิน 1 ใน 6 ของหน่วยแรงที่ขีดปฏิภาค แล้วแต่ค่าใดจะน้อยกว่า

ข้อ 15 หน่วยน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับประเภทและส่วนต่าง ๆ ของอาคาร นอกเหนือจากน้ำหนักของตัวอาคาร หรือเครื่องจักรหรืออุปกรณ์อย่างอื่น ให้คำนวณโดยประมาณเฉลี่ยไม่ต่ำกว่าอัตรา ดังต่อไปนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ประเภทและส่วนต่างๆ ของอาคาร	หน่วยน้ำหนักบรรทุกจรเป็นกิโลกรัมต่อตารางเมตร
(1) หลังคา	30
(2) กันสาดหรือหลังคาคอนกรีต	100
(3) ที่พักอาศัย โรงเรียนอนุบาล ห้องน้ำ ห้องส้วม	150
(4) ห้องแถว ตึกแถวที่ใช้พักอาศัย อาคารชุด หอพัก โรงแรมและห้องคนไข้ พิเศษของโรงพยาบาล	200
(5) สำนักงาน ธนาคาร	250
(6) (ก) อาคารพาณิชย์ ส่วนของห้องแถว ตึกแถวที่ใช้เพื่อการพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย โรงเรียน โรงพยาบาล	300
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของอาคารชุด หอพัก โรงแรม สำนักงานและธนาคาร	300
(7) (ก) ตลาด อาคารสรรพสินค้า หอประชุม โรงมหรสพ ภัตตาคาร ห้องประชุม ห้องอ่านหนังสือในห้องสมุดหรือหอสมุด ที่จอดหรือเก็บรถยนต์นั่ง หรือรถจักรยานยนต์	400
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของอาคาร พาณิชย์ มหาวิทยาลัยวิทยาลัยและโรงเรียน	400
(8) (ก) คลังสินค้า โรงกีฬา พิพิธภัณฑ์ อัฒจันทร์ โรงงานอุตสาหกรรม โรงพิมพ์ ห้องเก็บเอกสารและพัสดุ	500
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของตลาด อาคารสรรพสินค้า ห้องประชุม หอประชุม โรงมหรสพ ภัตตาคาร ห้องสมุดและหอสมุด	500
(9) ห้องเก็บหนังสือของห้องสมุดหรือหอสมุด	600
(10) ที่จอดหรือเก็บรถยนต์บรรทุกเปล่า	800

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อ 16 ในการคำนวณออกแบบ หากปรากฏว่าพื้นที่ส่วนใดต้องรับน้ำหนักเครื่องจักร หรืออุปกรณ์ หรือหน่วยน้ำหนักบรรทุกจรอื่น ๆ ที่มีค่ามากกว่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกจรซึ่งกำหนดไว้ในข้อ 15 ให้ใช้หน่วยน้ำหนักบรรทุกจรค่าที่มากกว่าเฉพาะส่วนที่ต้องรับหน่วยน้ำหนักเพิ่มขึ้น

ข้อ 17 ในการคำนวณออกแบบโครงสร้างอาคาร ให้คำนึงถึงแรงลมด้วย หากจำเป็นต้องคำนวณและไม่มีเอกสารที่รับรองโดยสถาบันที่เชื่อถือได้ ให้ใช้หน่วยแรงลม ดังต่อไปนี้

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

ในการนี้ยอมให้ใช้ค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในส่วนต่างๆ ของอาคาร ตลอดจนความต้านทานของดินใต้ฐานรากเกินค่าที่กำหนดไว้ในกฎกระทรวงนี้ได้ร้อยละ 33.3 แต่ทั้งนี้ต้องไม่ทำให้ส่วนต่างๆ ของอาคารนั้นมีความมั่นคงน้อยไปกว่าเมื่อคำนวณตามปกติโดยไม่คิดแรงลม

ข้อ 18 น้ำหนักบรรทุกบนดินที่ฐานรากของอาคารนั้น ต้องคำนวณให้เหมาะสม เพื่อความมั่นคงและปลอดภัย ถ้าไม่มีเอกสารที่รับรองโดยสถาบันที่เชื่อถือได้แสดงผลการทดลองหรือการคำนวณ จะต้องไม่เกินกำลังแบกทานของดินประเภทต่างๆ ดังต่อไปนี้

(1) ดินอ่อนหรือดินถมไว้แน่นตัวเต็มที่ 2 เมตริกตันต่อตารางเมตร

(2) ดินปานกลางหรือทรายร่วน 5 เมตริกตันต่อตารางเมตร

(3) ดินแน่นหรือทรายแน่น 10 เมตริกตันต่อตารางเมตร

(4) กรวดหรือดินดาน 20 เมตริกตันต่อตารางเมตร

(5) หินดินดาน 25 เมตริกตันต่อตารางเมตร

(6) หินปูนหรือหินทราย 30 เมตริกตันต่อตารางเมตร

(7) หินอัคนีที่ยังไม่แปรสภาพ 100 เมตริกตันต่อตารางเมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อ 19 ในการคำนวณน้ำหนักที่ถ่ายลงเสา คาน หรือโครงที่รับเสาและฐานราก ให้ใช้น้ำหนักของอาคารเต็มอัตราส่วนหน่วยน้ำหนักบรรทุกจร ให้ใช้ตามที่กำหนดไว้ในข้อ 15 โดยให้ลดส่วนลงได้ตามชั้นของอาคาร ดังต่อไปนี้

การรับน้ำหนักของพื้น	อัตราการลดหน่วยน้ำหนักบรรทุกจรบนพื้นแต่ละชั้น เป็นร้อยละ
(1) หลังคาหรือดาดฟ้า	0
(2) ชั้นที่หนึ่งถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	0
(3) ชั้นที่สองถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	0
(4) ชั้นที่สามถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	10
(5) ชั้นที่สี่ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	20
(6) ชั้นที่ห้าถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	30
(7) ชั้นที่หกถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	40
(8) ชั้นที่เจ็ดถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้าและชั้นต่อลงไป	50

สำหรับโรงมหรสพ ห้องประชุม หอประชุม ห้องสมุด หอสมุด พิพิธภัณฑ์ อัฒจันทร์ คลังสินค้า โรงงานอุตสาหกรรม อาคารจอดหรือเก็บรถยนต์หรือรถจักรยานยนต์ ให้คิดหน่วยน้ำหนักบรรทุกจรเต็มอัตราทุกชั้น

ข้อ 20 ในการคำนวณฐานรากบนเสาเข็มที่ตอกในชั้นดินอ่อน ถ้าไม่มีเอกสารจากสถาบันที่เชื่อถือได้แสดงผลการทดสอบคุณสมบัติของดินและกำลังแบกทานสูงสุดของเสาเข็ม ให้ใช้ค่าหน่วยแรงฝืดของดิน ดังนี้

(1) สำหรับดินที่อยู่ในระดับลึกไม่เกิน 7 เมตร ใต้ระดับน้ำทะเลปานกลาง ให้ใช้ค่าหน่วยแรงฝืดของดินได้ไม่เกิน 6 กิโลปาสกาล (600 กิโลกรัมแรงต่อตารางเมตร) ของพื้นผิวประสิทธิผลของเสาเข็ม

(2) สำหรับดินที่มีความลึกเกิน 7 เมตร ใต้ระดับน้ำทะเลปานกลาง ให้คำนวณหาค่าหน่วยแรงฝืดของดินเฉพาะส่วนที่ลึกเกิน 7 เมตรลงไป ตามสูตรดังต่อไปนี้

หน่วยแรงฝืดเป็นกิโลกรัมแรงต่อตารางเมตร = 600 + 220 ย.

ย. = ความยาวของเสาเข็มเป็นเมตร เฉพาะส่วนที่ลึกเกิน 7 เมตร ใต้ระดับน้ำทะเลปานกลาง

ข้อ 21 ในการคำนวณฐานรากบนเสาเข็มที่มีเอกสารจากสถาบันที่เชื่อถือได้แสดงผลการทดสอบคุณสมบัติของดินหรือมีการทดสอบหากำลังแบกทานของเสาเข็มในบริเวณก่อสร้างหรือใกล้เคียง ให้ใช้กำลังแบกทานของเสาเข็มไม่เกินอัตรา ดังต่อไปนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1) กำลังแบกทานของเสาเข็มที่คำนวณจากการทดสอบคุณสมบัติของดิน ให้ใช้กำลังแบกทานได้ไม่เกินร้อยละ 40 ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุด

(2) กำลังแบกทานของเสาเข็มที่ได้จากการทดสอบ ให้ใช้กำลังแบกทานได้ไม่เกินร้อยละ 50 ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุด

ข้อ 22 ในการทดสอบกำลังแบกทานของเสาเข็ม อัตราการทรุดตัวและการทรุดตัวของเสาเข็มเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดจะต้องอยู่ในเกณฑ์ ดังต่อไปนี้

(1) การทรุดตัวทั้งหมดของเสาเข็มจากรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด แล้วปล่อยทิ้งไว้เป็นเวลาชั่วโมงต้องไม่เกิน 25 มิลลิเมตร

(2) อัตราการทรุดตัวเฉลี่ยของเสาเข็มหลังจากรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด แล้วปล่อยทิ้งไว้เป็นเวลาชั่วโมงต้องไม่เกิน 0.25 มิลลิเมตรต่อชั่วโมง

(3) การทรุดตัวสุทธิของเสาเข็มหลังจากปล่อยให้รับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดเป็นเวลาชั่วโมง แล้วคลายน้ำหนักบรรทุกจนหมดปล่อยทิ้งไว้โดยไม่รบกวนอีกชั่วโมงต้องไม่เกิน 6 มิลลิเมตร

ข้อ 23 ส่วนประกอบของช่องทางหนีไฟหรือโครงสร้างหลักสำหรับอาคารที่มีความสูงเกิน 3 ชั้น ต้องไม่เป็นวัสดุติดไฟ

ข้อ 24 โครงสร้างหลักของอาคารดังต่อไปนี้

(1) อาคารสำหรับใช้เป็นคลังสินค้า โรงมหรสพ โรงแรม อาคารชุด หรือสถานพยาบาล

(2) อาคารสำหรับใช้เพื่อกิจการพาณิชยกรรม การอุตสาหกรรม การศึกษา การสาธารณสุข หรือสำนักงานหรือที่ทำการที่มีความสูงตั้งแต่ 3 ชั้นขึ้นไป และมีพื้นที่รวมกันทุกชั้นหรือชั้นหนึ่งชั้นใดในหลังเดียวกันเกิน 1,000 ตารางเมตร

(3) อาคารสูง อาคารขนาดใหญ่พิเศษ อาคารขนาดใหญ่ หรืออาคารหรือส่วนหนึ่งส่วนใดของอาคารที่ใช้เป็นหอประชุมให้ก่อสร้างด้วยวัสดุทนไฟที่มีลักษณะและคุณสมบัติดังต่อไปนี้

	ชนิดของการก่อสร้างและโครงสร้างหลัก	ความหนาน้อยสุดของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมหรือคอนกรีดหุ้มเหล็ก (มิลลิเมตร)
1.	คอนกรีตเสริมเหล็ก	
	1.1 เสาสี่เหลี่ยมที่มีด้านแคบขนาด 300 มิลลิเมตรขึ้นไป	40
	1.2 เสากลมหรือเสาตั้งแต่ห้าเหลี่ยมขึ้นไปที่มีรูปทรงใกล้เคียงเสากลมซึ่งมีเส้นผ่าศูนย์กลางตั้งแต่ 300 มิลลิเมตรขึ้นไป	40

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

	1.3 คานและโครงข้อหมุนคอนกรีต ขนาดกว้างตั้งแต่ 300 มิลลิเมตรขึ้นไป	40
	1.4 พื้นหนาไม่น้อยกว่า 115 มิลลิเมตร	20
2.	คอนกรีตอัดแรง	
	2.1 คานชนิดดึงลวดก่อน	75
	2.2 คานชนิดดึงลวดภายหลัง	
	(1) กว้าง 200 มิลลิเมตร โดยปลายไม่เหนี่ยวรั้ง (UNRESTRAINED)	115
	(2) กว้างตั้งแต่ 300 มิลลิเมตรขึ้นไป โดยปลายไม่เหนี่ยวรั้ง (UNRESTRAINED)	65
	(3) กว้าง 200 มิลลิเมตร โดยปลายเหนี่ยวรั้ง (RESTRAINED)	50
	(4) กว้างตั้งแต่ 300 มิลลิเมตรขึ้นไป โดยปลายเหนี่ยวรั้ง (RESTRAINED)	45
	2.3 พื้นชนิดดึงลวดก่อนที่มีความหนาตั้งแต่ 115 มิลลิเมตรขึ้นไป	40
	2.4 พื้นชนิดดึงลวดภายหลังที่มีความหนาตั้งแต่ 115 มิลลิเมตรขึ้นไป	
	(1) ขอบไม่เหนี่ยวรั้ง (UNRESTRAINED)	40
	(2) ขอบเหนี่ยวรั้ง (RESTRAINED)	20
3.	เหล็กโครงสร้างรูปพรรณ	
	3.1 เสาเหล็กขนาด 150 x 150 มิลลิเมตร	50
	3.2 เสาเหล็กขนาด 200 x 200 มิลลิเมตร	40
	3.3 เสาเหล็กขนาดตั้งแต่ 300 x 300 มิลลิเมตรขึ้นไป	25
	3.4 คานเหล็ก	50

ในกรณีโครงสร้างหลักมีขนาดระหว่างขนาดที่กำหนดในตาราง ให้คำนวณหาความหนาน้อยสุดของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมหรือคอนกรีตหุ้มเหล็กโดยวิธีเทียบอัตราส่วน

ในกรณีโครงสร้างหลักก่อสร้างด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กหรือคอนกรีตอัดแรงที่มีขนาดหรือมีความหนาของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมหรือคอนกรีตหุ้มเหล็กน้อยกว่าที่กำหนดไว้ในตารางข้างต้น จะต้องใช้วัสดุอื่นหุ้มเพิ่มเติมหรือต้องป้องกันโดยวิธีอื่นเพื่อช่วยทำให้เสาหรือคานมีอัตราการทนไฟ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ได้ไม่น้อยกว่าสามชั่วโมง และตงหรือพื้นต้องมีอัตราการทนไฟได้ไม่น้อยกว่าสองชั่วโมง โดยจะต้องมีเอกสารรับรองอัตราการทนไฟจากสถาบันที่เชื่อถือได้ประกอบการขออนุญาต

ในกรณีโครงสร้างหลักที่เป็นเสาหรือคานที่ก่อสร้างด้วยเหล็กโครงสร้างรูปพรรณที่ไม่ได้ใช้คอนกรีตหุ้มต้องป้องกันโดยวิธีอื่นเพื่อให้มีอัตราการทนไฟได้ไม่น้อยกว่าสามชั่วโมง โดยจะต้องมีเอกสารรับรองอัตราการทนไฟจากสถาบันที่เชื่อถือได้
ประกอบการขออนุญาต

โครงหลังคาของอาคารตามวรรคหนึ่งที่ก่อสร้างด้วยเหล็กโครงสร้างรูปพรรณที่ไม่ได้ใช้คอนกรีตหุ้ม หากอาคารดังกล่าวเป็นอาคารชั้นเดียว โครงหลังคาต้องมีอัตราการทนไฟไม่น้อยกว่าหนึ่งชั่วโมง และหากเป็นอาคารตั้งแต่สองชั้นขึ้นไป โครงหลังคาต้องมีอัตราการทนไฟไม่น้อยกว่าสองชั่วโมง โดยจะต้องมีเอกสารรับรองอัตราการทนไฟจากสถาบันที่เชื่อถือได้ประกอบการขออนุญาต

โครงหลังคาของอาคารตามวรรคหนึ่งในกรณีดังต่อไปนี้ ไม่ต้องมีอัตราการทนไฟตามที่กำหนดในวรรคห้าก็ได้

(1) เป็นโครงหลังคาของอาคารที่มีพื้นที่อาคารรวมกันทุกชั้นในหลังเดียวกันไม่เกิน 1,000 ตารางเมตรเว้นแต่โรงมหรสพ สถานพยาบาล หรือหอประชุม

(2) เป็นโครงหลังคาของอาคารที่อยู่สูงจากพื้นอาคารเกิน 8.00 เมตร และอาคารนั้นมีระบบดับเพลิงอัตโนมัติ หรือมีการป้องกันความร้อนหรือระบบระบายความร้อน มิให้เกิดอันตรายต่อโครงหลังคา

วิธีการทดสอบอัตราการทนไฟตามวรรคสาม วรรคสี่ และวรรคห้า ให้เป็นไปตามมาตรฐานไอเอสโอ 834 (ISO 834) หรือมาตรฐานเอเอสทีเอ็ม อี 119 (ASTM E 119)

ข้อ 25 วัสดุที่ใช้ตกแต่งผิวภายนอกอาคารหรือใช้เป็นผนังอาคารจะต้องยึดเกาะกับตัวอาคารด้วยวิธีที่ไม่ก่อให้เกิด
การร่วงหล่น อันอาจจะทำให้เกิดอันตรายหรือความเสียหายได้

ข้อ 26 วัสดุก่อสร้างที่ใช้ภายในอาคารจะต้องไม่ทำให้เกิดสารแขวนลอยในอากาศอันอาจเกิดอันตรายต่อสุขภาพเช่น ใยหิน ซิลิกา หรือใยแก้ว เว้นแต่จะได้ฉาบหุ้มหรือปิดวัสดุนั้นไว้เพื่อป้องกันมิให้เกิดสารแขวนลอยฟุ้งกระจายและสัมผัสกับอากาศที่บริเวณใช้สอยของอาคาร

ข้อ 27 วัสดุที่เป็นผิวของผนังภายนอกอาคารหรือที่ใช้ตกแต่งผิวภายนอกอาคารจะต้องมีปริมาณการสะท้อนแสงได้
ไม่เกินร้อยละสามสิบ

ข้อ 28 กระจกที่ใช้ทำผนังภายนอกอาคารที่เป็นอาคารสูง อาคารขนาดใหญ่พิเศษ และอาคารขนาดใหญ่ต้องเป็นกระจกตั้งแต่ 2 ชั้นขึ้นไปประกบกันโดยมีวัสดุคั่นกลางระหว่างชั้นและยึดกระจกแต่ละชั้นให้ติดแน่นเป็นแผ่นเดียวกัน และกระจกแต่ละชั้นต้องมีคุณสมบัติในการป้องกันหรือลด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อันตรายจากการบาดของเศษกระจกเมื่อกระจกแตก และวัสดุคั่นกลางต้องยึดเศษหรือชิ้นกระจกไม่ให้หลุดออกมาเมื่อกระจกแตกร้าวหรือราน

กระจกที่ติดกับราวกันตกและกระจกที่ใช้เป็นฝาของห้องโถงหรือทางเดินร่วมภายในอาคารสูง อาคารขนาดใหญ่พิเศษ และอาคารขนาดใหญ่ต้องมีคุณสมบัติในการป้องกันหรือลดอันตรายจากการบาดของเศษกระจกเมื่อกระจกแตก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารแลพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. ๒๕๕๐

อาศัยอำนาจตามความในมาตรา ๕ (๓) แห่งพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. ๒๕๒๒และมาตรา ๘ (๓) แห่งพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. ๒๕๒๒ ซึ่งแก้ไขเพิ่มเติมโดยพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร (ฉบับที่ ๓) พ.ศ. ๒๕๔๓ อันเป็นกฎหมายที่มีบทบัญญัติบางประการเกี่ยวกับการจำกัดสิทธิและเสรีภาพของบุคคล ซึ่งมาตรา ๒๙ ประกอบกับมาตรา ๓๒ มาตรา ๓๓มาตรา ๔๑ มาตรา ๔๒ และมาตรา ๔๓ ของรัฐธรรมนูญแห่งราชอาณาจักรไทย บัญญัติให้กระทำได้โดยอาศัยอำนาจตามบทบัญญัติแห่งกฎหมาย รัฐมนตรีว่าการกระทรวงมหาดไทยโดยคำแนะนำของคณะกรรมการควบคุมอาคารออกกฎกระทรวงไว้ ดังต่อไปนี้

ข้อ ๑ ให้ยกเลิกกฎกระทรวง ฉบับที่ ๔๘ (พ.ศ. ๒๕๔๐) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. ๒๕๒๒

ข้อ ๒ ในกฎกระทรวงนี้

"บริเวณเฝ้าระวัง" หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ได้แก่ จังหวัดกระบี่ จังหวัดชุมพร จังหวัดพังงา จังหวัดภูเก็ต จังหวัดระนอง จังหวัดสงขลา และจังหวัดสุราษฎร์ธานี

"บริเวณที่ ๑" หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่เป็นดินอ่อนมากที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะไกล ได้แก่ กรุงเทพมหานคร จังหวัดนนทบุรี จังหวัดปทุมธานี จังหวัดสมุทรปราการ และจังหวัดสมุทรสาคร

"บริเวณที่ ๒" หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่อยู่ใกล้รอยเลื่อนที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ได้แก่ จังหวัดกาญจนบุรี จังหวัดเชียงราย จังหวัดเชียงใหม่ จังหวัดตาก จังหวัดน่าน จังหวัดพะเยา จังหวัดแพร่ จังหวัดแม่ฮ่องสอน จังหวัดลำปาง และจังหวัดลำพูน

ข้อ ๓ กฎกระทรวงนี้ให้ใช้บังคับในบริเวณและอาคารดังต่อไปนี้

(๑) บริเวณเฝ้าระวังและบริเวณที่ ๑

(ก) อาคารที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณะ เช่น สถานพยาบาลที่รับผู้ป่วยไว้ค้างคืน สถานีดับเพลิง อาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย อาคารศูนย์สื่อสาร ท่าอากาศยาน โรงไฟฟ้า โรงผลิตและเก็บน้ำประปา

(ข) อาคารเก็บวัตถุอันตราย เช่น วัตถุระเบิด วัตถุไวไฟ วัตถุมีพิษ วัตถุกัมมันตรังสี หรือวัตถุที่ระเบิดได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(ค) อาคารสาธารณะที่มีผู้ใช้อาคารได้ตั้งแต่สามร้อยคนขึ้นไป ได้แก่ โรงมหรสพ หอประชุม หอศิลป์ พิพิธภัณฑสถาน หอสมุด ศาสนสถาน สนามกีฬา อัฒจันทร์ ตลาด ห้างสรรพสินค้า ศูนย์การค้า สถานีรถ และโรงแรม

(ง) สถานศึกษาที่รับนักเรียนหรือนักศึกษาได้ตั้งแต่สองร้อยห้าสิบคนขึ้นไป

(จ) สถานรับเลี้ยงเด็กอ่อนที่รับเด็กอ่อนได้ตั้งแต่ห้าสิบคนขึ้นไป

(ฉ) อาคารที่มีผู้ใช้อาคารได้ตั้งแต่ห้าพันคนขึ้นไป

(ช) อาคารที่มีความสูงตั้งแต่ห้าสิบเมตรขึ้นไป

(ซ) สะพานหรือทางยกระดับที่มีช่วงระหว่างศูนย์กลางตอม่อยาวตั้งแต่สิบเมตรขึ้นไป

(ฌ) เขื่อนกักเก็บน้ำ เขื่อนทดน้ำหรือฝายทดน้ำ ที่ตัวเขื่อนหรือตัวฝายมีความสูงตั้งแต่สิบเมตรขึ้นไป

(๒) บริเวณที่ ๒

(ก) อาคารที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน เช่น สถานพยาบาลที่รับผู้ป่วยไว้ค้างคืน สถานีดับเพลิง อาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย อาคารศูนย์สื่อสาร ท่าอากาศยาน โรงไฟฟ้า โรงผลิตและเก็บน้ำประปา

(ข) อาคารเก็บวัตถุอันตราย เช่น วัตถุระเบิด วัตถุไวไฟ วัตถุมีพิษ วัตถุกัมมันตรังสี หรือวัตถุที่ระเบิดได้

(ค) อาคารสาธารณะ ได้แก่ โรงมหรสพ หอประชุม หอศิลป์ พิพิธภัณฑสถาน หอสมุด ศาสนสถาน สนามกีฬา อัฒจันทร์ ตลาด ห้างสรรพสินค้า ศูนย์การค้า สถานีรถ โรงแรม สถานบริการ และอาคารจอดรถ

(ง) สถานศึกษา

(จ) สถานรับเลี้ยงเด็กอ่อน

(ฉ) อาคารที่มีผู้ใช้อาคารได้ตั้งแต่ห้าพันคนขึ้นไป

(ช) อาคารที่มีความสูงตั้งแต่ห้าสิบเมตรขึ้นไป

(ซ) สะพานหรือทางยกระดับที่มีช่วงระหว่างศูนย์กลางตอม่อยาวตั้งแต่สิบเมตรขึ้นไป

(ฌ) เขื่อนกักเก็บน้ำ เขื่อนทดน้ำหรือฝายทดน้ำ ที่ตัวเขื่อนหรือตัวฝายมีความสูงตั้งแต่สิบเมตรขึ้นไป

ข้อ ๔ การออกแบบโครงสร้างอาคารในข้อ ๓ ให้ผู้คำนวณออกแบบคำนึงถึงการจัดรูปแบบเรขาคณิตให้มีเสถียรภาพในการต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว การกำหนดรายละเอียดปลีกย่อยชิ้นส่วนโครงสร้าง รวมทั้งบริเวณรอยต่อระหว่างปลายชั้นส่วนโครงสร้างต่างๆ และการจัดให้โครงสร้างทั้งระบบอย่างน้อยให้มีความเหนียวเทียบเท่าความเหนียวจำกัด (Limited Ductility) ตามมาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ของกรมโยธาธิการ และผังเมือง หรือมาตรฐานว่าด้วยการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวที่สภาวิศวกรรับรอง

การคำนวณออกแบบโครงสร้างอาคารแต่ละชั้นส่วน ให้ใช้ค่าหน่วยแรงของผลจากแผ่นดินไหว หรือผลจากแรงลมตามที่กำหนดในกฎกระทรวง ฉบับที่ ๖ (พ.ศ. ๒๕๒๗) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. ๒๕๒๒ ที่มีต่อชิ้นส่วนโครงสร้างนั้น ค่าใดค่าหนึ่งที่มากกว่า

ข้อ ๕ การคำนวณออกแบบโครงสร้างอาคารที่มีรูปทรงไม่สม่ำเสมอ หรือโครงสร้างอาคารอื่นๆ ที่ไม่ใช่อาคารตามที่กำหนดในข้อ ๖ และไม่อยู่บริเวณเฝ้าระวัง ผู้คำนวณออกแบบต้องเป็นผู้ได้รับใบอนุญาตเป็นผู้ประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุมตั้งแต่ระดับสามัญวิศวกรขึ้นไป และต้องคำนวณให้อาคารสามารถรับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว โดยใช้วิธีการคำนวณเชิงพลศาสตร์ หรือ วิธีอื่นที่ตั้งอยู่บนพื้นฐานทางทฤษฎีเชิงพลศาสตร์

การคำนวณตามวรรคหนึ่งต้องเป็นไปตามมาตรฐานว่าด้วยการออกแบบอาคารต้านทาน การสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวที่สภาวิศวกรรับรอง หรือที่จัดทำโดยส่วนราชการหรือนิติบุคคลซึ่งได้รับใบอนุญาตประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุม ซึ่งมีวิศวกรระดับวุฒิวิศวกร สาขาวิศวกรรมโยธาตามกฎหมายว่าด้วยวิศวกร เป็นผู้ให้คำแนะนำปรึกษาและลงลายมือชื่อรับรองวิธีการคำนวณนั้น

ข้อ ๖ การคำนวณออกแบบโรงสร้างอาคารที่มีลักษณะเป็นตึก บ้าน เรือน โรง หรือสิ่งก่อสร้างอย่างอื่นที่มีลักษณะคล้ายคลึงกัน และไม่อยู่ในบริเวณเฝ้าระวัง ให้ผู้คำนวณออกแบบคำนวณให้อาคารสามารถรับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวได้ โดยคำนวณแรงเฉือนตามวิธีการดังต่อไปนี้

(๑) ให้คำนวณแรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน ดังนี้

$$V = ZIKCSW$$

V คือ แรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน

Z คือ สัมประสิทธิ์ของความเข้มของแผ่นดินไหวตามที่กำหนดในข้อ ๗

I คือ ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคารตามที่กำหนดในข้อ ๘

K คือ สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบตามที่กำหนดในข้อ ๙

C คือ สัมประสิทธิ์ หาค่าได้จากสูตรในข้อ ๑๑

S คือ สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งอาคารตามที่กำหนดในข้อ ๑๒

W คือ น้ำหนักของตัวอาคารทั้งหมดรวมทั้งน้ำหนักของวัสดุอุปกรณ์ซึ่งยึดตรึงกับที่ โดยไม่รวมน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับอาคารทั่วไป หรือน้ำหนักของตัวอาคารทั้งหมดรวมกับร้อยละ ๒๕ ของน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับโกดังหรือคลังสินค้า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(๒) ให้กระจายแรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน ออกเป็นแรงในแนวราบที่กระทำ ต่อพื้นชั้นต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

(ก) แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นบนสุดของอาคารให้คำนวณ 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) แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นต่าง ๆ ของอาคารรวมทั้งชั้นบนสุดของอาคารด้วยให้คำนวณ ดังนี้

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

F_t คือ แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นบนสุดของอาคาร

F_x คือ แรงในแนวราบที่จะกระทำต่อพื้นชั้นที่ x ของอาคาร

T คือ คาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคาร มีหน่วยเป็นวินาที หาค่าได้ตามสูตรในข้อ ๑๐

V คือ แรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน

W_x , W_i คือ น้ำหนักของพื้นอาคารชั้นที่ x และชั้นที่ i ตามลำดับ

h_x , h_j คือ ความสูงจากระดับพื้นดินถึงพื้นชั้นที่ x และชั้นที่ i ตามลำดับ

i = 1 สำหรับพื้นชั้นแรกที่อยู่สูงถัดจากพื้นชั้นล่างของอาคาร

x = 1 สำหรับพื้นชั้นแรกที่อยู่สูงถัดจากพื้นชั้นล่างของอาคาร

$\sum_{i=1}^{n} w_i h_i$ คือ ผลรวมของผลคูณระหว่างน้ำหนักกับความสูงจากพื้นชั้นที่ ๑ ถึงพื้นชั้นที่ n

n คือ จำนวนชั้นทั้งหมดของอาคาร

ในการคำนวณออกแบบโครงสร้างอาคารที่มีรูปทรงตามที่ระบุในวรรคหนึ่ง ผู้คำนวณออกแบบอาจใช้วิธีอื่นได้ แต่วิธีการคำนวณออกแบบต้องเป็นไปตามมาตรฐานว่าด้วยการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวที่สภาวิศวกรรับรอง หรือที่จัดทำโดยส่วนของราชการหรือนิติบุคคลซึ่งได้รับใบอนุญาตประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุม ซึ่งมีวิศวกรระดับวุฒิวิศวกร สาขาวิศวกรรมโยธา ตามกฎหมายว่าด้วยวิศวกร เป็นผู้คำแนะนำปรึกษาและลงลายมือชื่อรับรองวิธีการคำนวณนั้น

ข้อ ๗ ค่าสัมประสิทธิ์ของความเข้มของแผ่นดินไหว (Z) ของบริเวณที่ ๑ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๑๕ หรือมากกว่า และบริเวณที่ ๒ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๓๘ หรือมากกว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อ ๘ ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคาร (I) ให้ใช้ดังต่อไปนี้

ชนิดของอาคาร	ค่าของ I
(๑) อาคารที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน ตามข้อ ๓	๑.๕
(๒) อาคารที่เป็นที่ชุมนุมคนครั้งหนึ่ง ๆ ได้มากกว่า ๓๐๐ คน	๑.๒๕
(๓) อาคารอื่น ๆ	๑

ข้อ ๙ สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างของอาคารที่รับแรงในแนวราบ (K) ให้ใช้ดังนี้

ระบบและชนิดโครงสร้างรับแรงในแนวราบ ค่าของ K	ค่าของ I
(๑) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้กำแพงรับแรงเฉือน (Shear wall) หรือ โครงแกงแนง (Braced Frame) รับแรงทั้งหมดในแนวราบ	๑.๓๓
(๒) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียว (Ductile Moment – resisting Space Frame) รับแรงทั้งหมดในแนวราบ	๐.๖๗
(๓) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกงแนงต้านแรงในแนวราบ โดยมีข้อกำหนดในการคำนวณออกแบบ ดังนี้ (ก) โครงต้านแรงดัดซึ่งมีความเหนียวต้องสามารถต้านแรงในแนวราบได้ไม่น้อยกว่าร้อยละ ๒๕ ของแรงในแนวราบทั้งหมด (ข) กำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกงแนงเมื่อแยกเป็นอิสระจากโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวต้องสามารถต้านแรงในแนวราบได้ทั้งหมด (ค) โครงต้านแรงดัดซึ่งมีความเหนียวร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกงแนง ต้องสามารถต้านแรงในแนวราบได้ทั้งหมด โดยสัดส่วนของแรงที่กระทำต่อโครงสร้างแต่ละระบบ ให้เป็นไปตามสัดส่วนความคงตัว (Rigidity) โดยคำนึงถึงการถ่ายเทของแรงระหว่างโครงสร้างทั้งสอง	๐.๘๐
(๔) หอถังน้ำ รองรับด้วยเสาไม่น้อยกว่า ๔ ต้น และมีแกงแนงยึดและไม่ได้ตั้งอยู่บนอาคาร <u>หมายเหตุ</u> ผลคูณระหว่างค่า K กับค่า C ให้ใช้ค่าต่ำสุดเท่ากับ ๐.๑๒ และค่าสูงสุดเท่ากับ ๐.๒๕	๒.๕๐
(๕) โครงอาคารระบบอื่น ๆ นอกจากโครงอาคารตาม (๑) (๒) (๓)หรือ (๔)	๑.๐๐

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อ ๑๐ คาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคาร (T) ถ้าไม่สามารถคำนวณหาคาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคารได้ถูกต้องโดยวิธีอื่น ให้คำนวณตามสูตรดังต่อไปนี้

(๑) สำหรับอาคารทั่วไปทุกชนิด ให้คำนวณตามสูตร

$$T = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D}}$$

(๒) สำหรับโครงสร้างข้อแข็งที่มีความเหนียวให้คำนวณตามสูตร

$$T = 0.01\ N$$

h_n คือ ความสูงของพื้นอาคารชั้นสูงสุดวัดจากระดับพื้นดินมีหน่วยเป็นเมตร

D คือ ความกว้างของโครงสร้างของอาคารในทิศทางขนานกับแรงแผ่นดินไหว มีหน่วยเป็นเมตร

N คือ จำนวนชั้นของอาคารทั้งหมดที่อยู่เหนือระดับพื้นดิน

ข้อ ๑๑ ในการคำนวณแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออาคารหรือส่วนต่าง ๆ ของอาคารค่าสัมประสิทธิ์ (C) ให้คำนวณตามสูตรดังนี้

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

ถ้าคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ได้มากกว่า ๐.๑๒ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๑๒

ข้อ ๑๒ ค่าสัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งของอาคาร (S) มีดังนี้

ลักษณะของชั้นดิน	ค่าของ S
(๑) หิน	๑.๐๐
(๒) ดินแข็ง	๑.๒๐
(๓) ดินอ่อน	๑.๕๐
(๔) ดินอ่อนมาก	๒.๕๐

"หิน" หมายถึง หินทุกลักษณะไม่ว่าจะเป็นหินคล้ายหินเชล (Shale) หรือที่เป็นผลึกตามธรรมชาติ หรือดินลักษณะแข็งซึ่งมีความลึกของชั้นดินไม่เกิน ๖๐ เมตร และชนิดของดินที่ทับอยู่เหนือชั้นหินเป็นดินที่มีเสถียรภาพดี เช่น ทราย กรวด หรือดินเหนียวแข็ง

" ดินแข็ง" หมายถึง ดินลักษณะแข็งซึ่งความลึกของชั้นดินมากกว่า ๖๐ เมตร และชนิดของดินที่ทับอยู่เหนือชั้นหินเป็นดินที่มีเสถียรภาพดี เช่น ทราย กรวด หรือดินเหนียวแข็ง

" ดินอ่อน" หมายถึง ดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง และดินเหนียวแข็งหนามากกว่า ๕ เมตร อาจจะมีชั้นทรายคั่นอยู่หรือไม่ก็ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

"ดินอ่อนมาก" หมายถึงดินเหนียวอ่อนที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) ไม่มากกว่า ๒๔ กิโลปาสคาล (๒๔๐๐ กิโลกรัมแรงต่อตารางเมตร) และมีความหนาชั้นดินมากกว่า ๘ เมตร เช่น สภาพดินในท้องที่กรุงเทพมหานคร จังหวัดนนทบุรี จังหวัดปทุมธานี จังหวัดสมุทรปราการ และจังหวัดสมุทรสาคร

ถ้าผลคูณระหว่างค่า C กับค่า S มากกว่า ๐.๑๔ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๑๔ เว้นแต่กรณีดินอ่อนมาก ถ้าผลคูณดังกล่าวมากกว่า ๐.๒๖ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๒๖

ข้อ ๑๓ ในการคำนวณการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้างระหว่างชั้นที่อยู่ติดกันของอาคาร (Story Drift) ที่เกิดจากแรงในแนวราบตามที่ระบุในข้อ ๖ (๑) และ (๒) การเคลื่อนตัวดังกล่าวต้องไม่เกินร้อยละ ๐.๒๕ ของความสูงระหว่างชั้น

ข้อ ๑๔ อาคารที่ได้รับใบอนุญาตหรือได้รับใบรับแจ้งการก่อสร้างหรืออาคารที่มีอยู่ก่อนวันที่กฎกระทรวงฉบับนี้ใช้บังคับ ให้ได้รับยกเว้นไม่ต้องปฏิบัติตามกฎกระทรวงนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522

ภูมิพลอดุลยเดช ป.ร.

ให้ไว้ ณ วันที่ 8 พฤษภาคม พ.ศ. 2522

เป็นปีที่ 34 ในรัชกาลปัจจุบัน

พระบาทสมเด็จพระปรมินทรมหาภูมิพลอดุลยเดช มีพระบรมราชโองการโปรดเกล้า ฯ ให้ประกาศว่า

โดยที่เป็นการสมควรปรับปรุงกฎหมายว่าด้วยการควบคุมการก่อสร้างอาคาร และกฎหมายว่าด้วยการควบคุมการก่อสร้างในเขตเพลิงไหม้ และรวมเป็นกฎหมายฉบับเดียวกัน

จึงทรงพระกรุณาโปรดเกล้า ฯ ให้ตราพระราชบัญญัติขึ้นไว้โดยคำแนะนำและยินยอมของสภานิติบัญญัติแห่งชาติ ทำหน้าที่รัฐสภา ดังต่อไปนี้

มาตรา 1 พระราชบัญญัตินี้เรียกว่า "พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522"

มาตรา 2 พระราชบัญญัตินี้ให้ใช้บังคับตั้งแต่วันถัดจากวันประกาศในราชกิจจานุเบกษา และจะใช้บังคับในท้องที่ใด มีบริเวณเพียงใด ให้ตราเป็นพระราชกฤษฎีกา

"สำหรับเขตท้องที่ที่ได้มีการประกาศให้ใช้บังคับผังเมืองรวมตามกฎหมายว่าด้วยการผังเมือง หรือเขตท้องที่ที่ได้เคยมีการประกาศดังกล่าว ให้ใช้พระราชบัญญัตินี้บังคับตามเขตของผังเมืองรวมนั้นโดยไม่ต้องตราเป็นพระราชกฤษฎีกา

สำหรับอาคารสูง อาคารขนาดใหญ่พิเศษ อาคารชุมนุมคนและโรงมหรสพ ให้ใช้บทบัญญัติแห่งพระราชบัญญัตินี้บังคับไม่ว่าท้องที่ที่อาคารนั้นตั้งอยู่จะได้มีพระราชกฤษฎีกาให้ใช้บังคับพระราชบัญญัตินี้หรือไม่ก็ตาม"

(มาตรา 2 "วรรคสองและวรรคสาม" เพิ่มเติมโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 4)

(*ประกาศใน ราชกิจจานุเบกษา 96/80/1พ วันลง ราชกิจจานุเบกษา 14 พฤษภาคม 2522)

มาตรา 3 ให้ยกเลิก

(1) พระราชบัญญัติควบคุมการก่อสร้างอาคาร พุทธศักราช 2479

(2) พระราชบัญญัติควบคุมการก่อสร้างอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2504

(3) ประกาศของคณะปฏิวัติ ฉบับที่ 192 ลงวันที่ 31 กรกฎาคม พ.ศ. 2515

(4) พระราชบัญญัติควบคุมการก่อสร้างในเขตเกิดเพลิงไหม้ พุทธศักราช 2476

(5) พระราชบัญญัติควบคุมการก่อสร้างในเขตเกิดเพลิงไหม้ (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2496

มาตรา 4 ในพระราชบัญญัตินี้

"อาคาร" หมายความว่า ตึก บ้าน เรือน โรง ร้าน แพ คลังสินค้า สำนักงาน และสิ่งที่สร้างขึ้นอย่างอื่นซึ่งบุคคลอาจเข้าอยู่หรือเข้าใช้สอยได้ และหมายความรวมถึง

(1) อัฒจันทร์หรือสิ่งที่สร้างขึ้นอย่างอื่นเพื่อใช้เป็นที่ชุมนุมของประชาชน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(2) เขื่อน สะพาน อุโมงค์ ทางหรือท่อระบายน้ำ อู่เรือ คานเรือ ท่าน้ำ ท่าจอดเรือ รั้ว กำแพง หรือประตู ที่สร้างขึ้นติดต่อหรือใกล้เคียงกับที่สาธารณะ หรือสิ่งที่สร้างขึ้นให้บุคคลทั่วไปใช้สอย

(3) ป้ายหรือสิ่งที่สร้างขึ้นสำหรับติดหรือตั้งป้าย

(ก) ที่ติดหรือตั้งไว้เหนือที่สาธารณะและมีขนาดเกินหนึ่งตารางเมตร หรือมีน้ำหนักรวมทั้งโครงสร้างเกินสิบกิโลกรัม

(ข) ที่ติดหรือตั้งไว้ในระยะห่างจากที่สาธารณะซึ่งเมื่อวัดในทางราบแล้ว ระยะห่างจากที่สาธารณะมีน้อยกว่าความสูงของป้ายนั้นเมื่อวัดจากพื้นดิน และมีขนาดหรือมีน้ำหนักเกินกว่าที่กำหนดในกฎกระทรวง

(4) พื้นที่หรือสิ่งที่สร้างขึ้นเพื่อใช้เป็นที่จอดรถ ที่กลับรถ และทางเข้าออกของรถสำหรับอาคารที่กำหนดตามมาตรา 8 (9)

(5) สิ่งที่สร้างขึ้นอย่างอื่นตามที่กำหนดในกฎกระทรวง

ทั้งนี้ ให้หมายความรวมถึงส่วนต่าง ๆ ของอาคารด้วย

"อาคารสูง" หมายความว่า อาคารที่บุคคลอาจเข้าอยู่หรือเข้าใช้สอยได้ที่มีความสูงตั้งแต่ยี่สิบสามเมตรขึ้นไป การวัดความสูงของอาคารให้วัดจากระดับพื้นดินที่ก่อสร้างถึงพื้นดาดฟ้า สำหรับอาคารทรงจั่วหรือปั้นหยาให้วัดจากระดับพื้นดินที่ก่อสร้างถึงยอดผนังของชั้นสูงสุด

"อาคารขนาดใหญ่พิเศษ" หมายความว่า อาคารที่ก่อสร้างขึ้นเพื่อใช้พื้นที่อาคารหรือส่วนใดของอาคารเป็นที่อยู่อาศัยหรือประกอบกิจการประเภทเดียวหรือหลายประเภท โดยมีพื้นที่รวมกันทุกชั้นในหลังเดียวกันตั้งแต่หนึ่งหมื่นตารางเมตรขึ้นไป

"อาคารชุมนุมคน" หมายความว่า อาคารหรือส่วนใดของอาคารที่บุคคลอาจเข้าไปภายในเพื่อประโยชน์ในการชุมนุมคนที่มีพื้นที่ตั้งแต่หนึ่งพันตารางเมตรขึ้นไป หรือชุมนุมคนได้ตั้งแต่ห้าร้อยคนขึ้นไป

"โรงมหรสพ" หมายความว่า อาคารหรือส่วนใดของอาคารที่ใช้เป็นสถานที่สำหรับฉายภาพยนตร์แสดงละคร แสดงดนตรี หรือการแสดงรื่นเริงอื่นใด และมีวัตถุประสงค์เพื่อเปิดให้สาธารณชนเข้าชมการแสดงนั้นเป็นปกติธุระ โดยจะมีค่าตอบแทนหรือไม่ก็ตาม"

(นิยาม "อาคารสูง" "อาคารขนาดใหญ่พิเศษ" "อาคารชุมนุมคน" "โรงมหรสพ" เพิ่มเติมโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 5)

"ที่สาธารณะ" หมายความว่า ที่ซึ่งเปิดหรือยินยอมให้ประชาชนเข้าไปหรือใช้เป็นทางสัญจรได้ทั้งนี้ ไม่ว่าจะมีการเรียกเก็บค่าตอบแทนหรือไม่

"แผนผังบริเวณ" หมายความว่า แผนที่แสดงลักษณะ ที่ตั้ง และขอบเขตของที่ดินและอาคารที่ก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน เคลื่อนย้าย ใช้ หรือเปลี่ยนการใช้ รวมทั้งแสดงลักษณะและขอบเขตของที่สาธารณะและอาคารในบริเวณที่ดินที่ติดต่อโดยสังเขปด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

"แบบแปลน" หมายความว่า แบบเพื่อประโยชน์ในการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน เคลื่อนย้าย ใช้หรือเปลี่ยนการใช้อาคาร โดยมีรูปแสดงรายละเอียดส่วนสำคัญ ขนาดเครื่องหมายวัสดุ และการใช้สอยต่าง ๆของอาคาร อย่างชัดเจนพอที่จะใช้ในการดำเนินการได้

"รายการประกอบแบบแปลน" หมายความว่า ข้อความชี้แจงรายละเอียดเกี่ยวกับคุณภาพและชนิดของวัสดุ ตลอดจนวิธีปฏิบัติหรือวิธีการสำหรับการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน เคลื่อนย้าย ใช้หรือเปลี่ยนการใช้อาคาร เพื่อให้เป็นไปตามแบบแปลน

"รายการคำนวณ" หมายความว่า รายการแสดงวิธีการคำนวณกำลังของวัสดุ การรับน้ำหนักและกำลังต้านทานของส่วนต่าง ๆ ของอาคาร

"ก่อสร้าง" หมายความว่า สร้างอาคารขึ้นใหม่ทั้งหมด ไม่ว่าจะเป็นการสร้างขึ้นแทนของเดิมหรือไม่

"ดัดแปลง" หมายความว่า เปลี่ยนแปลง ต่อเติม เพิ่ม ลด หรือขยาย ซึ่งลักษณะ ขอบเขต แบบรูปทรง สัดส่วน น้ำหนัก เนื้อที่ ของโครงสร้างของอาคาร หรือส่วนต่าง ๆ ของอาคารซึ่งได้ก่อสร้างไว้แล้วให้ผิดไปจากเดิมและมิใช่การซ่อมแซมหรือการดัดแปลงที่กำหนดในกฎกระทรวง

"ซ่อมแซม" หมายความว่า ซ่อมหรือเปลี่ยนส่วนต่าง ๆ ของอาคารให้คงสภาพเดิม

"รื้อถอน" หมายความว่า รื้อส่วนอันเป็นโครงสร้างของอาคารออกไป เช่น เสา คาน ตง หรือส่วนอื่นของโครงสร้าง ตามที่กำหนดในกฎกระทรวง

"เขตเพลิงไหม้" หมายความว่า บริเวณที่เกิดเพลิงไหม้อาคารตั้งแต่สามสิบหลังคาเรือนขึ้นไป หรือมีเนื้อที่ตั้งแต่หนึ่งไร่ขึ้นไป รวมทั้งบริเวณที่อยู่ติดต่อภายในระยะสามสิบเมตรโดยรอบบริเวณที่เกิดเพลิงไหม้ด้วย

"ผู้ควบคุมงาน" หมายความว่า ผู้ซึ่งรับผิดชอบในการอำนวยการ หรือควบคุมดูแลการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคาร

"ผู้ดำเนินการ" หมายความว่า เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารซึ่งกระทำการก่อสร้าง ดัดแปลงรื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคารด้วยตนเอง และหมายความรวมถึง ผู้ซึ่งตกลงรับกระทำการดังกล่าวไม่ว่าจะมีค่าตอบแทนหรือไม่ก็ตาม และผู้รับจ้างช่วง

"ผู้ครอบครองอาคาร" หมายความรวมถึง ผู้จัดการของนิติบุคคลอาคารชุดสำหรับทรัพย์ส่วนกลางตามกฎหมายว่าด้วยอาคารชุดด้วย

"ผู้ตรวจสอบ" หมายความว่า ผู้ซึ่งได้รับใบอนุญาตประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุม หรือผู้ซึ่งได้รับใบอนุญาตประกอบวิชาชีพสถาปัตยกรรมควบคุมตามกฎหมายว่าด้วยการนั้น แล้วแต่กรณี ซึ่งได้ขึ้นทะเบียนไว้ตามพระราชบัญญัตินี้"

(นิยาม "ผู้ครอบครองอาคาร" และ "ผู้ตรวจสอบ" เพิ่มเติมโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 6)

"นายตรวจ" หมายความว่า ผู้ซึ่งเจ้าพนักงานท้องถิ่นแต่งตั้งให้เป็นนายตรวจ

"นายช่าง" หมายความว่า ข้าราชการหรือพนักงานของราชการส่วนท้องถิ่น ซึ่งเจ้าพนักงาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ท้องถิ่นแต่งตั้งให้เป็นนายช่าง หรือวิศวกรหรือสถาปนิกซึ่ง*อธิบดีกรมโยธาธิการและผังเมือง*แต่งตั้งให้เป็นนายช่าง"

(นิยาม "นายช่าง" แก้ไขเพิ่มเติมโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 7)

(ส่วนคำบางคำ (ตัวหน้า / เอียง) ได้แก้ให้เป็นปัจจุบันแล้ว ตาม พระราชกฤษฎีกาพระราชกฤษฎีกาแก้ไขบทบัญญัติให้สอดคล้องกับการโอนอำนาจหน้าที่ของส่วนราชการให้เป็นไปตามพระราชบัญญัติปรับปรุงกระทรวง ทบวง กรม พ.ศ. 2545 พ.ศ. 2545 มาตรา 47)

"ราชการส่วนท้องถิ่น" หมายความว่า เทศบาล สุขาภิบาล องค์การบริหารส่วนจังหวัด กรุงเทพมหานคร เมืองพัทยา และองค์การปกครองท้องถิ่นอื่น ที่รัฐมนตรีประกาศกำหนดให้เป็นราชการส่วนท้องถิ่นตามพระราชบัญญัตินี้

"ข้อบัญญัติท้องถิ่น" หมายความว่า กฎซึ่งออกโดยอาศัยอำนาจนิติบัญญัติของราชการส่วนท้องถิ่น เช่น เทศบัญญัติ ข้อบังคับสุขาภิบาล ข้อบัญญัติจังหวัด ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร หรือข้อบัญญัติเมืองพัทยา เป็นต้น

"เจ้าพนักงานท้องถิ่น" หมายความว่า

(1) นายกเทศมนตรี สำหรับในเขตเทศบาล

(2) นายกองค์การบริหารส่วนจังหวัด สำหรับในเขตองค์การบริหารส่วนจังหวัด

(3) ประธานกรรมการบริหารองค์การบริหารส่วนตำบล สำหรับในเขตองค์การบริหารส่วนตำบล

(4) ผู้ว่าราชการกรุงเทพมหานคร สำหรับในเขตกรุงเทพมหานคร

(5) นายกเมืองพัทยา สำหรับในเขตเมืองพัทยา

(6) ผู้บริหารท้องถิ่นขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นอื่นที่รัฐมนตรีประกาศกำหนด สำหรับในเขตองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นนั้น

(นิยาม "เจ้าพนักงานท้องถิ่น" แก้ไขเพิ่มเติมโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 7)

"รัฐมนตรี" หมายความว่า รัฐมนตรีผู้รักษาการตามพระราชบัญญัตินี้

มาตรา 5 ให้รัฐมนตรีว่าการกระทรวงมหาดไทยรักษาการตามพระราชบัญญัตินี้ และให้มีอำนาจออกกฎกระทรวง

(1) กำหนดค่าธรรมเนียมไม่เกินอัตราท้ายพระราชบัญญัตินี้ หรือยกเว้นค่าธรรมเนียม

(2) กำหนดแบบคำขออนุญาต ใบอนุญาต ใบรับรอง ใบแทน ตลอดจนแบบของคำสั่งหรือแบบอื่นใดที่จะใช้การปฏิบัติตามพระราชบัญญัตินี้

(3) กำหนดกิจการอื่นเพื่อปฏิบัติการตามพระราชบัญญัตินี้

กฎกระทรวงนั้น เมื่อประกาศในราชกิจจานุเบกษาแล้วให้ใช้บังคับได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หมวด 1
บททั่วไป

มาตรา 6 พระราชบัญญัตินี้ไม่ใช้บังคับแก่พระที่นั่งหรือพระราชวัง

มาตรา 7 ให้รัฐมนตรีมีอำนาจออกกฎกระทรวงยกเว้น ผ่อนผัน หรือกำหนดเงื่อนไขในการปฏิบัติตามพระราชบัญญัตินี้ ไม่ว่าทั้งหมดหรือบางส่วนเกี่ยวกับอาคาร ดังต่อไปนี้

(1) อาคารของกระทรวง ทบวง กรม ที่ใช้ในราชการหรือใช้เพื่อสาธารณประโยชน์

(2) อาคารของทางราชการส่วนท้องถิ่น ที่ใช้ในราชการหรือใช้เพื่อสาธารณประโยชน์

(3) อาคารขององค์การของรัฐที่จัดตั้งขึ้นตามกฎหมาย ที่ใช้ในกิจการขององค์การหรือใช้เพื่อสาธารณประโยชน์

(4) โบราณสถาน วัดวาอาราม หรืออาคารต่าง ๆ ที่ใช้เพื่อการศาสนาซึ่งมีกฎหมายควบคุมการก่อสร้างไว้แล้วโดยเฉพาะ

(5) อาคารที่ทำการขององค์การระหว่างประเทศ หรืออาคารที่ทำการของหน่วยงานที่ตั้งขึ้นตามความตกลงระหว่างรัฐบาลไทยกับรัฐบาลต่างประเทศ

(6) อาคารที่ทำการสถานทูตหรือสถานกงสุลต่างประเทศ

(7) อาคารชั่วคราวเพื่อใช้ประโยชน์ในการก่อสร้างอาคารถาวร หรืออาคารเพื่อใช้ประโยชน์เป็นการชั่วคราว ที่มีกำหนดเวลาการรื้อถอน

"มาตรา 8 เพื่อประโยชน์แห่งความมั่นคงแข็งแรง ความปลอดภัย การป้องกันอัคคีภัย การสาธารณสุข การรักษาคุณภาพสิ่งแวดล้อม การผังเมือง การสถาปัตยกรรม และการอำนวยความสะดวกแก่การจราจร ตลอดจนการอื่นที่จำเป็นเพื่อปฏิบัติตามพระราชบัญญัตินี้ ให้รัฐมนตรีโดยคำแนะนำของคณะกรรมการควบคุมอาคารมีอำนาจออกกฎกระทรวงกำหนด

(1) ประเภท ลักษณะ แบบ รูปทรง สัดส่วน ขนาด เนื้อที่ และที่ตั้งของอาคาร

(2) การรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทน ตลอดจนลักษณะและคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้

(3) การรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคาร

(4) แบบและวิธีการเกี่ยวกับการติดตั้งระบบ ประปา ก๊าซ ไฟฟ้า เครื่องกล ความปลอดภัยเกี่ยวกับอัคคีภัยหรือภัยพิบัติอย่างอื่น และการป้องกันอันตรายเมื่อมีเหตุชุลมุนวุ่นวาย

(5) แบบและจำนวนของห้องน้ำและห้องส้วม

(6) ระบบการจัดการเกี่ยวกับสภาพแวดล้อมของอาคาร เช่น ระบบการจัดแสงสว่าง การระบายอากาศ การปรับอากาศ การฟอกอากาศ การระบายน้ำ การบำบัดน้ำเสีย และการกำจัดขยะมูลฝอยและสิ่งปฏิกูล

(7) ลักษณะ ระดับ ความสูง เนื้อที่ของที่ว่างภายนอกอาคาร หรือแนวอาคาร

(8) ระยะหรือระดับระหว่างอาคารกับอาคาร หรือเขตที่ดินของผู้อื่นหรือระหว่างอาคารกับถนน ตรอก ซอย ทางเท้า ทาง หรือที่สาธารณะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(9) พื้นที่หรือสิ่งที่สร้างขึ้นเพื่อใช้เป็นที่จอดรถ ที่กลับรถ และทางเข้าออกของรถ สำหรับอาคารบางชนิดหรือบางประเภท ตลอดจนลักษณะและขนาดของพื้นที่หรือสิ่งที่สร้างขึ้นดังกล่าว

(10) บริเวณห้ามก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน เคลื่อนย้าย และใช้หรือเปลี่ยนการใช้อาคารชนิดใดหรือประเภทใด

(11) หลักเกณฑ์ วิธีการ และเงื่อนไขในการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน เคลื่อนย้าย ใช้หรือเปลี่ยนการใช้อาคาร

(12) หลักเกณฑ์ วิธีการ และเงื่อนไขในการขออนุญาต การอนุญาต การต่ออายุใบอนุญาต การโอนใบอนุญาต การออกใบรับรอง และการออกใบแทนตามพระราชบัญญัตินี้

(13) หน้าที่และความรับผิดชอบของผู้ออกแบบ ผู้ควบคุมงาน ผู้ดำเนินการผู้ครอบครองอาคารและเจ้าของอาคาร

(14) คุณสมบัติเฉพาะและลักษณะต้องห้ามของผู้ตรวจสอบ ตลอดจนหลักเกณฑ์ วิธีการและเงื่อนไขในการขอขึ้นทะเบียนและการเพิกถอนการขึ้นทะเบียนเป็นผู้ตรวจสอบ

(15) หลักเกณฑ์ วิธีการ และเงื่อนไขในการตรวจสอบอาคาร ติดตั้งและตรวจสอบอุปกรณ์ประกอบอาคาร

(16) ชนิดหรือประเภทของอาคารที่เจ้าของอาคารหรือผู้ครอบครองอาคารหรือผู้ดำเนินการต้องทำการประกันภัยความรับผิดตามกฎหมายต่อชีวิต ร่างกาย และทรัพย์สินของบุคคลภายนอก"

("มาตรา 8" แก้ไขแล้วโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 8)

"**มาตรา 8 ทวิ** เพื่อประโยชน์แห่งความปลอดภัยของประชาชน ให้รัฐมนตรีโดยคำแนะนำของคณะกรรมการควบคุมอาคารมีอำนาจออกกฎกระทรวงกำหนดประเภทหรือลักษณะของสิ่งที่สร้างขึ้นเพื่อใช้ในการขนส่งบุคคลในบริเวณใดในลักษณะกระเช้าไฟฟ้าหรือสิ่งอื่นใดที่สร้างขึ้นโดยมีวัตถุประสงค์อย่างเดียวกัน หรือออกกฎกระทรวงกำหนดประเภทหรือลักษณะของสิ่งที่สร้างขึ้นเพื่อใช้เป็นเครื่องเล่นในสวนสนุก หรือในสถานที่อื่นใดเพื่อประโยชน์ในลักษณะเดียวกันเป็นอาคารตามพระราชบัญญัตินี้

กฎกระทรวงตามวรรคหนึ่งต้องกำหนดหลักเกณฑ์ วิธีการ และเงื่อนไขในการก่อสร้าง การอนุญาตให้ใช้ การตรวจสอบ มาตรฐานการรับน้ำหนัก ความปลอดภัย และคุณสมบัติของวัสดุหรืออุปกรณ์ที่จำเป็นเกี่ยวเนื่องกับสิ่งนั้น ทั้งนี้ ตามความเหมาะสมของสิ่งที่สร้างขึ้นแต่ละประเภทหรือแต่ละลักษณะโดยอาจกำหนดให้แตกต่างจากบทบัญญัติของพระราชบัญญัตินี้ได้"

("มาตรา 8 ทวิ" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 9)

"**มาตรา 9** ในกรณีที่ได้มีการออกกฎกระทรวงกำหนดเรื่องใดตามมาตรา 8 แล้ว ให้ราชการส่วนท้องถิ่นถือปฏิบัติตามกฎกระทรวงนั้น เว้นแต่เป็นกรณีตามมาตรา 10

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในกรณีที่ยังมิได้มีการออกกฎกระทรวงกำหนดเรื่องใดตามมาตรา 8 ให้ราชการส่วนท้องถิ่นมีอำนาจออกข้อบัญญัติท้องถิ่นกำหนดเรื่องนั้นได้

ในกรณีที่ได้มีการออกข้อบัญญัติท้องถิ่นกำหนดเรื่องใดตามวรรคสองแล้ว ถ้าต่อมามีการออกกฎกระทรวงกำหนดเรื่องนั้น ให้ข้อกำหนดของข้อบัญญัติท้องถิ่นในส่วนที่ขัดหรือแย้งกับกฎกระทรวงเป็นอันยกเลิก และให้ข้อกำหนดของข้อบัญญัติท้องถิ่นในส่วนที่ไม่ขัดหรือแย้งกับกฎกระทรวงยังคงใช้บังคับต่อไป ได้จนกว่าจะมีการออกข้อบัญญัติท้องถิ่นใหม่ตามมาตรา 10 แต่ต้องไม่เกินหนึ่งปี นับแต่วันที่กฎกระทรวงนั้นใช้บังคับ

การยกเลิกข้อบัญญัติท้องถิ่นตามวรรคสามย่อมไม่กระทบกระเทือนต่อการดำเนินการที่ได้กระทำไปแล้วโดยถูกต้องตามข้อบัญญัติท้องถิ่นนั้น"

("มาตรา 9" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 3)

"**มาตรา 10** ในกรณีที่ได้มีการออกกฎกระทรวงกำหนดเรื่องใดตามมาตรา 8 แล้ว ให้ราชการส่วนท้องถิ่นมีอำนาจออกข้อบัญญัติท้องถิ่นในเรื่องนั้นได้ในกรณีดังต่อไปนี้

(1) เป็นการออกข้อบัญญัติท้องถิ่นกำหนดรายละเอียดในเรื่องนั้น เพิ่มเติมจากที่กำหนดไว้ในกฎกระทรวงโดยไม่ขัดหรือแย้งกับกฎกระทรวงดังกล่าว

(2) เป็นการออกข้อบัญญัติท้องถิ่นกำหนดเรื่องนั้นขัดหรือแย้งกับกฎกระทรวงดังกล่าว เนื่องจากมีความจำเป็นหรือมีเหตุผลพิเศษเฉพาะท้องถิ่น

การออกข้อบัญญัติท้องถิ่นตาม (2) ให้มีผลใช้บังคับได้เมื่อได้รับความเห็นชอบจากคณะกรรมการควบคุมอาคารและได้รับอนุมัติจากรัฐมนตรี

คณะกรรมการควบคุมอาคารจะต้องพิจารณาให้ความเห็นชอบหรือไม่ให้ความเห็นชอบในข้อบัญญัติท้องถิ่นตาม (2) ให้เสร็จภายในหกสิบวันนับแต่วันที่ได้รับข้อบัญญัติท้องถิ่นนั้น ถ้าไม่ให้ความเห็นชอบ ให้แจ้งเหตุผลให้ราชการส่วนท้องถิ่นนั้นทราบด้วย

ถ้าคณะกรรมการควบคุมอาคารพิจารณาข้อบัญญัติท้องถิ่นนั้นไม่เสร็จภายในกำหนดเวลาตามวรรคสาม ให้ถือว่าคณะกรรมการควบคุมอาคารได้ให้ความเห็นชอบในข้อบัญญัติท้องถิ่นนั้นแล้ว และให้ราชการส่วนท้องถิ่นเสนอรัฐมนตรีเพื่อสั่งการต่อไป ถ้ารัฐมนตรีไม่สั่งการภายในสามสิบวันนับแต่วันที่ได้รับข้อบัญญัติท้องถิ่นนั้น ให้ถือว่ารัฐมนตรีได้อนุมัติตามวรรคสอง"

("มาตรา 10" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 3)

"**มาตรา 10 ทวิ** ในกรณีที่รัฐมนตรีโดยคำแนะนำของคณะกรรมการควบคุมอาคารเห็นว่าข้อบัญญัติท้องถิ่นใดที่ออกตามมาตรา 10 (1) ขัดหรือแย้งกับกฎกระทรวงที่ออกตามมาตรา 8 หรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามมาตรา 10 (2) มีข้อกำหนดที่ก่อภาระหรือความยุ่งยากให้แก่ประชาชนเกินความจำเป็น หรือก่อให้เกิดภยันตรายต่อสุขภาพ ชีวิตร่างกาย หรือทรัพย์สินของประชาชน ให้รัฐมนตรีมีอำนาจแจ้งให้ราชการส่วนท้องถิ่นนั้นดำเนินการยกเลิกหรือแก้ไขข้อบัญญัติท้องถิ่นดังกล่าวเสียใหม่ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในกรณีตามวรรคหนึ่ง ให้ราชการส่วนท้องถิ่นดำเนินการให้แล้วเสร็จภายในหนึ่งร้อยยี่สิบวันนับแต่วันรับแจ้งจากรัฐมนตรี กำหนดวันดังกล่าวให้หมายถึงวันในสมัยประชุมของราชการส่วนท้องถิ่นนั้น

การยกเลิกหรือแก้ไขข้อบัญญัติท้องถิ่นตามวรรคหนึ่งย่อมไม่กระทบกระเทือนต่อการดำเนินการที่ได้กระทำไปแล้วโดยถูกต้องตามข้อบัญญัติท้องถิ่นนั้น"

("มาตรา 10 ทวิ" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 4)

มาตรา 11 ข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามมาตรา 9 หรือมาตรา 10 เมื่อประกาศในราชกิจจานุเบกษาแล้วให้ใช้บังคับได้

มาตรา 12 กฎกระทรวงที่ออกตามมาตรา 8 หรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามมาตรา 9 หรือมาตรา10 ถ้าขัดหรือแย้งกับกฎหมายว่าด้วยการผังเมือง ให้บังคับตามกฎหมายว่าด้วยการผังเมือง

มาตรา 13 ในกรณีที่สมควรห้ามการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน เคลื่อนย้าย และใช้หรือเปลี่ยนการใช้อาคารชนิดใดหรือประเภทใดในบริเวณหนึ่งบริเวณใด แต่ยังไม่มีกฎกระทรวงหรือข้อบัญญัติท้องถิ่นกำหนดการตามมาตรา 8 (10) ให้รัฐมนตรีโดยคำแนะนำของ***อธิบดีกรมโยธาธิการและผังเมือง***หรือเจ้าพนักงานท้องถิ่น แล้วแต่กรณีมีอำนาจประกาศในราชกิจจานุเบกษาห้ามการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอนเคลื่อนย้าย และใช้หรือเปลี่ยนการใช้อาคารในบริเวณนั้นเป็นการชั่วคราวได้ และให้ดำเนินการออกกฎกระทรวง หรือข้อบัญญัติท้องถิ่นภายในหนึ่งปีนับแต่วันที่ประกาศนั้นมีผลใช้บังคับ

ถ้าไม่มีการออกกฎกระทรวงหรือข้อบัญญัติท้องถิ่นภายในกำหนดเวลาตามวรรคหนึ่ง ให้ประกาศดังกล่าวเป็นอันยกเลิก

(ส่วนคำบางคำ (ตัวหน้า / เอียง) ได้แก้ให้เป็นปัจจุบันแล้ว ตาม พระราชกฤษฎีกาพระราชกฤษฎีกาแก้ไขบทบัญญัติให้สอดคล้องกับการโอนอำนาจหน้าที่ของส่วนราชการให้เป็นไปตามพระราชบัญญัติปรับปรุงกระทรวง ทบวง กรม พ.ศ.2545 พ.ศ. 2545 มาตรา 47)

"**มาตรา 13 ทวิ** เพื่อประโยชน์ในการอำนวยความสะดวกแก่ประชาชนซึ่งจะต้องปฏิบัติตามพระราชบัญญัตินี้

(1) ให้ส่วนราชการและหน่วยงานต่าง ๆ ที่มีอำนาจหน้าที่ตามกฎหมายอื่นแจ้งข้อห้าม ข้อจำกัด หรือข้อมูลอื่นที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคาร หรือการดำเนินการอย่างอื่นตามพระราชบัญญัตินี้ ให้ราชการส่วนท้องถิ่นที่เกี่ยวข้องทราบเพื่อดำเนินการตาม (2)

(2) ให้ราชการส่วนท้องถิ่นจัดให้มีเอกสารเผยแพร่หลักเกณฑ์ วิธีการ และเงื่อนไขในการขออนุญาตและการอนุญาตดำเนินการต่าง ๆ ตามพระราชบัญญัตินี้ ตลอดจนข้อมูลที่ได้รับแจ้งตาม (1) ไว้จำหน่ายหรือให้แก่ประชาชนซึ่งจะต้องปฏิบัติตามพระราชบัญญัตินี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(3) ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นแจ้งคำเตือนไว้ในใบอนุญาตที่ได้ออกให้ตามพระราชบัญญัตินี้ว่าผู้ได้รับใบอนุญาตตามพระราชบัญญัตินี้ยังคงมีหน้าที่ต้องขออนุญาตเกี่ยวกับอาคารนั้นตามกฎหมายอื่นในส่วนที่เกี่ยวข้องต่อไปด้วย

(4) ราชการส่วนท้องถิ่นอาจจัดให้มีแบบแปลนอาคารต่าง ๆ ที่ได้มาตรฐานและถูกต้องตามบทบัญญัติแห่งพระราชบัญญัตินี้ กฎกระทรวงและหรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามพระราชบัญญัตินี้ไว้จำหน่ายหรือให้แก่ประชาชนได้

("มาตรา 13 ทวิ" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 5)

"**มาตรา 13 ตรี** ถ้าผู้ซึ่งจะต้องปฏิบัติตามพระราชบัญญัตินี้มีข้อสงสัยเกี่ยวกับ

(1) การกำหนดระยะหรือระดับระหว่างอาคารกับอาคารหรือเขตที่ดินของผู้อื่น หรือระหว่างอาคารกับถนน ตรอก ซอย ทางเท้า หรือที่สาธารณะ หรือ

(2) การกำหนดบริเวณห้ามก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน เคลื่อนย้าย และใช้หรือเปลี่ยนการใช้อาคารชนิดใดหรือประเภทใด

ผู้นั้นมีสิทธิหารือไปยังเจ้าพนักงานท้องถิ่นได้โดยทำเป็นหนังสือ และให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นตอบข้อหารือนั้นภายในสามสิบวันนับแต่วันที่ได้รับหนังสือ แต่ถ้าเจ้าพนักงานท้องถิ่นเห็นว่ามีความจำเป็นต้องขอคำปรึกษาจากคณะกรรมการควบคุมอาคารเสียก่อนหรือมีเหตุจำเป็นอื่นใด ก็ให้ขยายกำหนดเวลาดังกล่าวออกไปได้อีกไม่เกินสองคราว คราวละไม่เกินสามสิบวัน

ในกรณีที่ผู้หารือตามวรรคหนึ่งได้ดำเนินการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคารโดยถือปฏิบัติตามคำตอบข้อหารือของเจ้าพนักงานท้องถิ่น ถ้าต่อมาปรากฏว่าเจ้าพนักงานท้องถิ่นได้ตอบข้อหารือไปโดยผิดพลาดเป็นเหตุให้ผู้หารือได้ดำเนินการดังกล่าวไปโดยไม่ถูกต้องตามบทบัญญัติแห่งพระราชบัญญัตินี้ กฎกระทรวง หรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามพระราชบัญญัตินี้ หรือกฎหมายอื่นที่เกี่ยวข้อง ผู้นั้นไม่ต้องรับโทษ"

("มาตรา 13 ตรี" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 5)

หมวด 2
คณะกรรมการควบคุมอาคาร

มาตรา 14 ให้มีคณะกรรมการควบคุมอาคาร ประกอบด้วย***อธิบดีกรมโยธาธิการและผังเมือง*** เป็นประธานกรรมการ ผู้แทนกระทรวงสาธารณสุข ผู้แทนกระทรวงอุตสาหกรรม ผู้แทนกรมการปกครองผู้แทนกรมทางหลวง ผู้แทนกรมอัยการ ผู้แทนสำนักผังเมือง ***ผู้แทนสำนักงานนโยบายและแผนทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม*** ผู้แทนกรุงเทพมหานคร ผู้แทนคณะกรรมการควบคุมการประกอบวิชาชีพวิศวกรรมและผู้แทนคณะกรรมการควบคุมการประกอบวิชาชีพสถาปัตยกรรม แห่งละหนึ่งคน และผู้ทรงคุณวุฒิอีกไม่เกินสี่คนซึ่งรัฐมนตรีแต่งตั้ง เป็นกรรมการ และให้หัวหน้าสำนักงานคณะกรรมการควบคุมอาคารเป็นกรรมการและเลขานุการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(ส่วนคำบางคำ (ตัวหน้า / เอียง) ได้แก้ให้เป็นปัจจุบันแล้ว ตาม พระราชกฤษฎีกาพระราชกฤษฎีกาแก้ไขบทบัญญัติให้สอดคล้องกับการโอนอำนาจหน้าที่ของส่วนราชการให้เป็นไปตามพระราชบัญญัติปรับปรุงกระทรวง ทบวง กรม พ.ศ.2545 พ.ศ. 2545 มาตรา 47)

มาตรา 15 กรรมการซึ่งรัฐมนตรีแต่งตั้งมีวาระอยู่ในตำแหน่งคราวละสามปีในกรณีมีการแต่งตั้งกรรมการในระหว่างที่กรรมการซึ่งแต่งตั้งไว้แล้วยังมีวาระอยู่ในตำแหน่ง ไม่ว่าจะเป็นการแต่งตั้งเพิ่มขึ้นหรือแต่งตั้งซ่อม ให้ผู้ได้รับแต่งตั้งนั้นอยู่ในตำแหน่งเท่ากับวาระที่เหลืออยู่ของกรรมการซึ่งได้แต่งตั้งไว้แล้วนั้นกรรมการซึ่งพ้นจากตำแหน่งอาจได้รับแต่งตั้งอีกได้ แต่ต้องไม่เกินสองคราวติดต่อกัน

มาตรา 16 นอกจากการพ้นจากตำแหน่งตามวาระตามมาตรา 15 กรรมการซึ่งรัฐมนตรีแต่งตั้งพ้นจากตำแหน่ง เมื่อ

(1) ตาย

(2) ลาออก

(3) รัฐมนตรีให้ออก

(4) เป็นบุคคลล้มละลาย

(5) เป็นคนไร้ความสามารถหรือคนเสมือนไร้ความสามารถ

(6) ได้รับโทษจำคุกโดยคำพิพากษาถึงที่สุดหรือคำสั่งที่ชอบด้วยกฎหมายให้จำคุก เว้นแต่เป็นโทษสำหรับความผิดที่กระทำโดยประมาทหรือความผิดลหุโทษ

มาตรา 17 การประชุมของคณะกรรมการควบคุมอาคาร ต้องมีกรรมการมาประชุมไม่น้อยกว่ากึ่งหนึ่งของจำนวนกรรมการทั้งหมด จึงเป็นองค์ประชุม ถ้าประธานกรรมการไม่อยู่หรือไม่สามารถปฏิบัติหน้าที่ได้ ให้กรรมการที่มาประชุมเลือกกรรมการคนหนึ่งเป็นประธานในที่ประชุม

การวินิจฉัยชี้ขาดของที่ประชุมให้ถือเสียงข้างมาก

กรรมการคนหนึ่งให้มีเสียงหนึ่งในการลงคะแนน ถ้าคะแนนเสียงเท่ากัน ให้ประธานในที่ประชุมออกเสียงเพิ่มขึ้นอีกเสียงหนึ่งเป็นเสียงชี้ขาด

"**มาตรา 18** ให้คณะกรรมการควบคุมอาคารมีอำนาจหน้าที่ ดังต่อไปนี้

(1) ให้คำแนะนำแก่รัฐมนตรีในการดำเนินการตามมาตรา 8 หรือมาตรา 10 ทวิ

(2) ให้ความเห็นชอบในการออกข้อบัญญัติท้องถิ่นตามมาตรา 10 (2)

(3) ให้คำปรึกษาแนะนำแก่เจ้าพนักงานท้องถิ่นหรือส่วนราชการในการปฏิบัติการตามพระราชบัญญัตินี้

(4) กำกับดูแลและตรวจสอบการปฏิบัติงานของเจ้าพนักงานท้องถิ่นและผู้ซึ่งมีหน้าที่ปฏิบัติการตามพระราชบัญญัตินี้"

("มาตรา 18 แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 6)

(มาตรา 18 "(3) และ (4)" แก้ไขแล้วโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 10)

"(5) รับขึ้นทะเบียนและเพิกถอนการขึ้นทะเบียนเป็นผู้ตรวจสอบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(6) ปฏิบัติการอื่นตามที่บัญญัติไว้ในพระราชบัญญัตินี้"

(มาตรา 18 "(5) และ (6)" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 11)

มาตรา 19 คณะกรรมการควบคุมอาคารอาจตั้งคณะอนุกรรมการเพื่อพิจารณาหรือปฏิบัติการอย่างหนึ่งอย่างใดตามที่คณะกรรมการควบคุมอาคารมอบหมายได้ให้นำมาตรา 17 มาใช้บังคับแก่การประชุมของคณะอนุกรรมการโดยอนุโลม

"**มาตรา 20** ให้จัดตั้งสำนักงานคณะกรรมการควบคุมอาคารขึ้นใน***กรมโยธาธิการและผังเมือง*** มีหน้าที่ดังนี้

(1) ปฏิบัติงานธุรการและงานวิชาการให้แก่คณะกรรมการควบคุมอาคาร

(2) ปฏิบัติงานธุรการ ตรวจสอบข้อเท็จจริง และเสนอความเห็นแก่คณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์

(3) ประสานงานและให้ความช่วยเหลือแก่ราชการส่วนท้องถิ่น ส่วนราชการ หน่วยงานของรัฐในการปฏิบัติหน้าที่ตามพระราชบัญญัตินี้ ตลอดจนให้คำแนะนำแก่ภาคเอกชน

(4) ปฏิบัติงานตามที่คณะกรรมการควบคุมอาคารมอบหมาย"

("มาตรา 20" แก้ไขแล้วโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 12)

(ส่วนคำบางคำ (ตัวหน้า / เอียง) ได้แก้ให้เป็นปัจจุบันแล้ว ตาม พระราชกฤษฎีกาพระราชกฤษฎีกาแก้ไขบทบัญญัติให้สอดคล้องกับการโอนอำนาจหน้าที่ของส่วนราชการให้เป็นไปตามพระราชบัญญัติปรับปรุงกระทรวง ทบวง กรม พ.ศ.2545 พ.ศ. 2545 มาตรา 47)

หมวด 3
การก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน เคลื่อนย้าย และใช้หรือเปลี่ยนการใช้อาคาร

"**มาตรา 21** ผู้ใดจะก่อสร้าง ดัดแปลง หรือเคลื่อนย้ายอาคาร ต้องได้รับใบอนุญาตจากเจ้าพนักงานท้องถิ่น หรือแจ้งต่อเจ้าพนักงานท้องถิ่น และดำเนินการตามมาตรา 39 ทวิ"

("มาตรา 21" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 7)

"**มาตรา 21 ทวิ** การก่อสร้าง ดัดแปลง หรือเคลื่อนย้ายอาคารชนิดหรือประเภทที่กฎกระทรวงกำหนดให้มีการตรวจสอบงานออกแบบและคำนวณส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้างอาคาร ผู้ขอรับใบอนุญาตหรือผู้แจ้งตามมาตรา 39 ทวิ ต้องจัดให้มีการตรวจสอบงานออกแบบและคำนวณดังกล่าวตามหลักเกณฑ์วิธีการ และเงื่อนไขที่กำหนดในกฎกระทรวง"

("มาตรา 21 ทวิ" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 13)

"**มาตรา 22** ผู้ใดจะรื้อถอนอาคารดังต่อไปนี้ ต้องได้รับใบอนุญาตจากเจ้าพนักงานท้องถิ่นหรือแจ้งต่อเจ้าพนักงานท้องถิ่นและดำเนินการตามมาตรา 39 ทวิ

(1) อาคารที่มีส่วนสูงเกินสิบห้าเมตร ซึ่งอยู่ห่างจากอาคารอื่นหรือที่สาธารณะน้อยกว่าความสูงของอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(2) อาคารที่อยู่ห่างจากอาคารอื่นหรือที่สาธารณะน้อยกว่าสองเมตร”

(“มาตรา 22” แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 7)

“มาตรา 23 ..... (ยกเลิก).....

มาตรา 24 .....(ยกเลิก).....”

(“มาตรา 23 และ มาตรา 24” ยกเลิกแล้วโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 8)

“มาตรา 25 ในกรณีที่เป็นการยื่นคำขอรับใบอนุญาต ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นตรวจพิจารณาและออกใบอนุญาตหรือมีหนังสือแจ้งคำสั่งไม่อนุญาตพร้อมด้วยเหตุผล ให้ผู้ขอรับใบอนุญาตทราบภายในสี่สิบห้าวันนับแต่วันที่ได้รับคำขอ

ในกรณีมีเหตุจำเป็นที่เจ้าพนักงานท้องถิ่นไม่อาจออกใบอนุญาตหรือยังไม่อาจมีคำสั่งไม่อนุญาตได้ภายในกำหนดเวลาตามวรรคหนึ่ง ให้ขยายเวลาออกไปได้อีกไม่เกินสองคราว คราวละไม่เกินสี่สิบห้าวัน แต่ต้องมีหนังสือแจ้งการขยายเวลาและเหตุจำเป็นแต่ละคราวให้ผู้ขอรับใบอนุญาตทราบก่อนสิ้นกำหนดเวลาตามวรรคหนึ่งหรือตามที่ได้ขยายเวลาไว้นั้น แล้วแต่กรณี

ในกรณีที่เจ้าพนักงานท้องถิ่นออกใบอนุญาตหรือมีคำสั่งไม่อนุญาตให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นแจ้งให้ผู้ขอรับใบอนุญาตทราบโดยไม่ชักช้า”

(“มาตรา 25” แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 9)

“มาตรา 26 ในกรณีที่การก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคารที่ขออนุญาตนั้น มีลักษณะหรืออยู่ในประเภทที่ได้กำหนดเป็นวิชาชีพวิศวกรรมควบคุมตามกฎหมายว่าด้วยวิชาชีพวิศวกรรมหรือเป็นวิชาชีพสถาปัตยกรรมควบคุมตามกฎหมายว่าด้วยวิชาชีพสถาปัตยกรรม ถ้าวิศวกรหรือสถาปนิกผู้รับผิดชอบในการนั้นตามที่ระบุไว้ในคำขอมิได้เป็นผู้ได้รับใบอนุญาตให้ประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุมหรือวิชาชีพสถาปัตยกรรมควบคุมตามกฎหมายดังกล่าว แล้วแต่กรณี ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นปฏิเสธไม่รับพิจารณาคำขอนั้น”

(“มาตรา 26” แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 9)

“มาตรา 27 ในการตรวจพิจารณาคำขอรับใบอนุญาต ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจสั่งให้ผู้ขอรับใบอนุญาตแก้ไขเปลี่ยนแปลงแผนผังบริเวณ แบบแปลน รายการประกอบแบบแปลน หรือรายการคำนวณที่ได้ยื่นไว้ เพื่อให้ถูกต้องและเป็นไปตามกฎกระทรวงที่ออกตามมาตรา 8 หรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามมาตรา 9 หรือมาตรา 10 และให้นำมาตรา 25 วรรคสาม มาใช้บังคับโดยอนุโลม

เมื่อผู้ขอรับใบอนุญาตได้แก้ไขเปลี่ยนแปลงแผนผังบริเวณ แบบแปลน รายการประกอบแบบแปลนหรือรายการคำนวณตามคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นแล้ว ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นตรวจพิจารณาและออกใบอนุญาตให้ภายในสามสิบวัน แต่ถ้าผู้ขอรับใบอนุญาตได้แก้ไขเปลี่ยนแปลงใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สาระสำคัญผิดจากคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่น ในกรณีนี้ให้ถือว่าเป็นการยื่นคำขอใหม่และให้ดำเนินการตามมาตรา 25 ต่อไป"

("มาตรา 27" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 9)

"**มาตรา 28** ในกรณีที่แบบแปลน รายการประกอบแบบแปลน และรายการคำนวณที่ได้ยื่นมาพร้อมกับคำขอรับใบอนุญาตกระทำโดยผู้ที่ได้รับใบอนุญาตให้เป็นผู้ประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุมตามกฎหมายว่าด้วยวิชาชีพวิศวกร ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นตรวจพิจารณาแต่เฉพาะในส่วนที่ไม่เกี่ยวกับรายการคำนวณ"

("มาตรา 28" แก้ไขโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 14)

"**มาตรา 28 ทวิ** ในกรณีที่แบบแปลน รายการประกอบแบบแปลน และรายละเอียดด้านสถาปัตยกรรมของอาคารซึ่งไม่เป็นอาคารประเภทควบคุมการใช้ที่ได้ยื่นมาพร้อมกับคำขอรับใบอนุญาตกระทำโดยผู้ที่ได้รับใบอนุญาตให้เป็นผู้ประกอบวิชาชีพสถาปัตยกรรมควบคุมตามกฎหมายว่าด้วยสถาปนิก ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นตรวจพิจารณาแต่เฉพาะในส่วนที่ไม่เกี่ยวกับรายละเอียดด้านสถาปัตยกรรมส่วนภายในอาคารเว้นแต่ทางหนีไฟและบันไดหนีไฟ"

("มาตรา 28 ทวิ" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 15)

"**มาตรา 29** เมื่อได้รับใบอนุญาตแล้ว ให้ผู้ได้รับใบอนุญาตมีหนังสือแจ้งชื่อผู้ควบคุมงานกับวันเริ่มต้นและวันสิ้นสุดการดำเนินการตามที่ได้รับอนุญาตให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นทราบ พร้อมทั้งแนบหนังสือแสดงความยินยอมของผู้ควบคุมงานมาด้วย

ผู้ควบคุมงานจะเป็นบุคคลใดหรือเป็นเจ้าของอาคารก็ได้ เว้นแต่จะเป็นการต้องห้ามตามกฎหมายว่าด้วยวิชาชีพวิศวกรรมหรือกฎหมายว่าด้วยวิชาชีพสถาปัตยกรรม"

("มาตรา 29" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 9)

"**มาตรา 30** ถ้าผู้ได้รับใบอนุญาตจะบอกเลิกตัวผู้ควบคุมงานที่ได้แจ้งชื่อไว้ หรือผู้ควบคุมงานจะบอกเลิกการเป็นผู้ควบคุมงาน ให้มีหนังสือแจ้งให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นทราบ แต่ทั้งนี้ไม่เป็นการกระทบถึงสิทธิและหน้าที่ทางแพ่ง ระหว่างผู้ได้รับใบอนุญาตกับผู้ควบคุมงานนั้น

ในกรณีที่มีการบอกเลิกตามวรรคหนึ่ง ผู้ได้รับใบอนุญาตต้องระงับการดำเนินการตามที่ได้รับอนุญาตไว้ก่อนจนกว่าจะได้มีหนังสือแจ้งชื่อและส่งหนังสือแสดงความยินยอมของผู้ควบคุมงานคนใหม่ให้แก่เจ้าพนักงานท้องถิ่นแล้ว"

("มาตรา 30" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 9)

"**มาตรา 31** ห้ามมิให้ผู้ใดจัดให้มีหรือดำเนินการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคารให้ผิดไปจากแผนผังบริเวณ แบบแปลน และรายการประกอบแบบแปลนที่ได้รับอนุญาตตลอดจนวิธีการหรือเงื่อนไขที่ เจ้าพนักงานท้องถิ่นกำหนดไว้ในใบอนุญาต หรือให้ผิดไปจากที่ได้แจ้งไว้ตามมาตรา 39 ทวิเว้นแต่

(1) เจ้าของอาคารนั้นได้ยื่นคำขออนุญาตและได้รับใบอนุญาตจากเจ้าพนักงานท้องถิ่นให้ทำการแก้ไขเปลี่ยนแปลงได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(2) เจ้าของอาคารนั้นได้แจ้งการแก้ไขเปลี่ยนแปลง ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นทราบแล้ว หรือ

(3) การดำเนินการดังกล่าวไม่ขัดต่อกฎกระทรวงหรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่เกี่ยวข้อง หรือเป็นกรณีตามที่กำหนดในกฎกระทรวง

ให้นำมาตรา 25 หรือมาตรา 39 ทวิ มาใช้บังคับแก่การดำเนินการตาม (1) หรือ (2) แล้วแต่กรณี โดยอนุโลม

ในกรณีที่มีการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคารเป็นการฝ่าฝืนความในวรรคหนึ่งให้ถือว่าเป็นการกระทำของผู้ควบคุมงาน เว้นแต่ผู้ควบคุมงานจะพิสูจน์ได้ว่า เป็นการกระทำของผู้อื่นซึ่งผู้ควบคุมงานได้มีหนังสือแจ้งข้อทักท้วงการกระทำดังกล่าวให้เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารและผู้ดำเนินการทราบแล้ว แต่บุคคลดังกล่าวไม่ยอมปฏิบัติตาม"

("มาตรา 31" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 9)

"**มาตรา 32** อาคารประเภทควบคุมการใช้ คือ อาคารดังต่อไปนี้

"(1) อาคารสำหรับใช้เป็นคลังสินค้า โรงแรม อาคารชุด หรือสถานพยาบาล"

(2) อาคารสำหรับใช้เพื่อกิจการพาณิชยกรรม อุตสาหกรรม การศึกษา การสาธารณสุข หรือกิจการอื่น ทั้งนี้ ตามที่กำหนดในกฎกระทรวง

เมื่อผู้ได้รับใบอนุญาตให้ก่อสร้าง ดัดแปลง หรือเคลื่อนย้ายอาคารประเภทควบคุมการใช้หรือผู้แจ้งตามมาตรา 39 ทวิ ได้กระทำการดังกล่าวเสร็จแล้ว ให้แจ้งเป็นหนังสือให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นทราบตามแบบที่เจ้าพนักงานท้องถิ่นกำหนด เพื่อทำการตรวจสอบการก่อสร้าง ดัดแปลง หรือเคลื่อนย้ายอาคารนั้นให้แล้วเสร็จภายในสามสิบวันนับแต่วันที่ได้รับแจ้ง

ห้ามมิให้บุคคลใดใช้อาคารนั้นเพื่อกิจการดังที่ระบุไว้ในใบอนุญาต หรือที่ได้แจ้งไว้ตามมาตรา 39 ทวิ ภายในกำหนดเวลาตามวรรคสอง

ถ้าเจ้าพนักงานท้องถิ่นได้ทำการตรวจสอบแล้วเห็นว่าการก่อสร้าง ดัดแปลง หรือเคลื่อนย้ายอาคารนั้นเป็นไปโดยถูกต้องตามที่ได้รับใบอนุญาตหรือที่ได้แจ้งไว้ตามมาตรา 39 ทวิ แล้ว ก็ให้ออกใบรับรองให้แก่ผู้ได้รับใบอนุญาต หรือผู้แจ้งตามมาตรา 39 ทวิ เพื่อให้มีการใช้อาคารนั้นตามที่ได้รับใบอนุญาต หรือที่ได้แจ้งไว้ตามมาตรา 39 ทวิ ได้ แต่ถ้าเจ้าพนักงานท้องถิ่นมิได้ทำการตรวจสอบภายในกำหนดเวลาตามวรรคสอง ให้เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารนั้นใช้หรือยินยอมให้บุคคลใดใช้อาคารนั้นเพื่อกิจการดังที่ระบุไว้ในใบอนุญาตหรือที่ได้แจ้งไว้ตามมาตรา 39 ทวิ ต่อไปได้

ห้ามมิให้เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารประเภทควบคุมการใช้ใช้หรือยินยอมให้บุคคลใดใช้อาคารนั้นเพื่อกิจการอื่นนอกจากที่ระบุไว้ในใบอนุญาต หรือที่ได้แจ้งไว้ตามมาตรา 39 ทวิ"

("มาตรา 32" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 9)

(มาตรา 32 "(1)" แก้ไขแล้วโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 16)

"มาตรา 32 ทวิ เจ้าของอาคาร ดังต่อไปนี้

(1) อาคารสูง อาคารขนาดใหญ่พิเศษ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(2) อาคารชุมนุมคน

(3) อาคารตามที่กำหนดในกฎกระทรวง

ต้องจัดให้มีผู้ตรวจสอบด้านวิศวกรรมหรือผู้ตรวจสอบด้านสถาปัตยกรรม แล้วแต่กรณี ทำการตรวจสอบสภาพอาคาร โครงสร้างของตัวอาคาร อุปกรณ์ประกอบต่าง ๆ เกี่ยวกับระบบไฟฟ้า และการจัดแสงสว่างระบบการเตือน การป้องกันและการระงับอัคคีภัย การป้องกันอันตรายเมื่อมีเหตุชุลมุนวุ่นวาย ระบบระบายอากาศ ระบบระบายน้ำ ระบบบำบัดน้ำเสีย ระบบเครื่องกล หรือระบบอื่น ๆ ของอาคารที่จำเป็นต่อการป้องกันภยันตรายต่าง ๆ ที่มีผลต่อสุขภาพ ชีวิต ร่างกาย หรือทรัพย์สิน แล้วรายงานผลการตรวจสอบต่อเจ้าพนักงานท้องถิ่น ทั้งนี้ ตามหลักเกณฑ์ วิธีการ และเงื่อนไขที่กำหนดในกฎกระทรวง

ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นพิจารณาผลการตรวจสอบสภาพอาคารตามวรรคหนึ่งโดยมิชักช้า เพื่อพิจารณาออกใบรับรองการตรวจสอบสภาพอาคารหรือดำเนินการตามมาตรา 46 หรือมาตรา 46 ทวิแล้วแต่กรณี ต่อไป"

("มาตรา 32 ทวิ" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 17)

"**มาตรา 33** ห้ามมิให้เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารซึ่งไม่เป็นอาคารประเภทควบคุมการใช้ใช้หรือยินยอมให้บุคคลใดใช้อาคารดังกล่าวเพื่อกิจการตามมาตรา 32 เว้นแต่จะได้รับใบอนุญาตจากเจ้าพนักงานท้องถิ่นหรือได้แจ้งให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นทราบแล้ว และให้นำมาตรา 25 และมาตรา 27 หรือมาตรา 39 ทวิ แล้วแต่กรณีมาใช้บังคับโดยอนุโลม

ให้นำความในวรรคหนึ่งมาใช้บังคับแก่การเปลี่ยนการใช้อาคารประเภทควบคุมการใช้สำหรับกิจการหนึ่งไปใช้เป็นอาคารประเภทควบคุมการใช้สำหรับอีกกิจการหนึ่งโดยอนุโลม"

("มาตรา 33" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 9)

"**มาตรา 34** ห้ามมิให้เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารที่ต้องมีพื้นที่ หรือสิ่งที่สร้างขึ้นเพื่อใช้เป็นที่จอดรถ ที่กลับรถ และทางเข้าออกของรถตามที่ระบุไว้ในมาตรา 8 (9) ดัดแปลง หรือใช้หรือยินยอมให้บุคคลอื่นดัดแปลงหรือใช้ที่จอดรถ ที่กลับรถ และทางเข้าออกของรถนั้นเพื่อการอื่น ทั้งนี้ ไม่ว่าทั้งหมดหรือบางส่วน เว้นแต่จะได้รับใบอนุญาตจากเจ้าพนักงานท้องถิ่น

ข้อห้ามตามวรรคหนึ่งให้ถือว่าเป็นภาระติดพันในอสังหาริมทรัพย์นั้นโดยตรงตราบที่อาคารนั้นยังมีอยู่ ทั้งนี้ ไม่ว่าจะมีการโอนที่จอดรถ ที่กลับรถและทางเข้าออกของรถนั้นต่อไปยังบุคคลอื่นหรือไม่ก็ตาม"

("มาตรา 34" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 9)

"**มาตรา 35** ใบอนุญาตที่ออกตามมาตรา 21 หรือมาตรา 22 ให้ใช้ได้ตามระยะเวลาที่กำหนดไว้ในใบอนุญาต ถ้าผู้ได้รับใบอนุญาตประสงค์จะขอต่ออายุใบอนุญาตจะต้องยื่นคำขอก่อนใบอนุญาตสิ้นอายุและเมื่อได้ยื่นคำขอดังกล่าวแล้ว ให้ดำเนินการต่อไปได้จนกว่าเจ้าพนักงานท้องถิ่นจะสั่งไม่อนุญาตให้ต่ออายุใบอนุญาตนั้น"

("มาตรา 35" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 9)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

"มาตรา 36 ใบอนุญาตที่ออกตามมาตรา 21 มาตรา 22 หรือมาตรา 33 จะโอนแก่กันมิได้ เว้นแต่ได้รับอนุญาตเป็นหนังสือจากเจ้าพนักงานท้องถิ่น"

("มาตรา 36" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 9)

"มาตรา 37 ในกรณีที่ผู้ได้รับใบอนุญาตตามมาตรา 21 มาตรา 22 หรือมาตรา 33 ตาย ทายาทหรือผู้จัดการมรดกของบุคคลดังกล่าวซึ่งประสงค์จะทำการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน เคลื่อนย้าย ใช้หรือเปลี่ยนการใช้อาคารนั้นต่อไป ต้องมีหนังสือแจ้งให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นทราบภายในเก้าสิบวันนับแต่วันที่ผู้ได้รับใบอนุญาตตาย ในกรณีเช่นว่านี้ ให้ถือว่าทายาทหรือผู้จัดการมรดกดังกล่าวเป็นผู้ได้รับใบอนุญาตนั้นแทน"

("มาตรา 37" แก้ไขโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 18)

มาตรา 38 ในระหว่างการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคาร แล้วแต่กรณี ผู้ได้รับใบอนุญาตต้องเก็บใบอนุญาตแผนผังบริเวณ แบบแปลน และรายการประกอบแบบแปลนไว้ในบริเวณที่ได้รับอนุญาต ให้กระทำการดังกล่าวหนึ่งชุด และพร้อมที่จะให้นายช่างหรือนายตรวจตรวจดูได้

ให้ผู้ครอบครองอาคารประเภทควบคุมการใช้ แสดงใบรับรองตามมาตรา 32 หรือใบอนุญาตตามมาตรา 33 ไว้ในที่เปิดเผยและเห็นได้ง่าย ณ อาคารนั้น

มาตรา 39 ในกรณีที่ใบอนุญาตหรือใบรับรองสูญหาย ถูกทำลาย หรือชำรุดในสาระสำคัญ ให้ผู้ได้รับใบอนุญาตหรือใบรับรองยื่นคำขอรับใบแทนใบอนุญาตหรือใบแทนใบรับรองต่อเจ้าพนักงานท้องถิ่นภายในสิบห้าวันนับแต่วันที่ได้ทราบถึงการสูญหาย ถูกทำลาย หรือชำรุด

การขอรับใบแทนใบอนุญาตหรือใบแทนใบรับรอง และการออกใบแทนใบอนุญาตหรือใบแทนใบรับรอง ให้เป็นไปตามหลักเกณฑ์ วิธีการ และเงื่อนไขที่กำหนดในกฎกระทรวง

ใบแทนใบอนุญาตหรือใบแทนใบรับรอง ให้มีผลตามกฎหมายเช่นเดียวกับใบอนุญาตหรือใบรับรอง แล้วแต่กรณี

"มาตรา 39 ทวิ ผู้ใดจะก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคารโดยไม่ยื่นคำขอรับใบอนุญาตจากเจ้าพนักงานท้องถิ่นก็ได้ โดยการแจ้งต่อเจ้าพนักงานท้องถิ่นและต้องดำเนินการดังต่อไปนี้

(1) แจ้งให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นทราบตามแบบที่เจ้าพนักงานท้องถิ่นกำหนด พร้อมทั้งแจ้งข้อมูลและยื่นเอกสารดังต่อไปนี้ด้วย

(ก) ชื่อของผู้รับผิดชอบงานออกแบบอาคาร ซึ่งจะต้องเป็นผู้ได้รับใบอนุญาตให้เป็นผู้ประกอบวิชาชีพสถาปัตยกรรมควบคุมประเภทวุฒิสถาปนิกตามกฎหมายว่าด้วยวิชาชีพสถาปัตยกรรม และจะต้องไม่เป็นผู้ได้รับการแจ้งเวียนชื่อตามมาตรา 49 ทวิ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(ข) ชื่อของผู้รับผิดชอบงานออกแบบและคำนวณอาคาร ซึ่งจะต้องเป็นผู้ได้รับใบอนุญาตให้เป็นผู้ประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุมประเภทวุฒิวิศวกรตามกฎหมายว่าด้วยวิชาชีพวิศวกรรม และจะต้องไม่เป็นผู้ได้รับการแจ้งเวียนชื่อตามมาตรา 49 ทวิ

(ค) ชื่อของผู้ควบคุมงาน ซึ่งจะต้องเป็นผู้ได้รับใบอนุญาตให้เป็นผู้ประกอบวิชาชีพสถาปัตยกรรมควบคุมตามกฎหมายว่าด้วยวิชาชีพสถาปัตยกรรม และเป็นผู้ได้รับใบอนุญาตให้เป็นผู้ประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุมตามกฎหมายว่าด้วยวิชาชีพวิศวกรรม และจะต้องไม่เป็นผู้ได้รับการแจ้งเวียนชื่อตามมาตรา 49 ทวิ

(ง) สำเนาใบอนุญาตของบุคคลตาม (ก) (ข) และ (ค)

(จ) หนังสือรับรองของบุคคลตาม (ก) (ข) และ (ค) ว่าตนเป็นผู้ออกแบบอาคาร เป็นผู้ออกแบบและคำนวณอาคาร หรือจะเป็นผู้ควบคุมงาน แล้วแต่กรณี พร้อมทั้งรับรองว่าการก่อสร้าง ดัดแปลงรื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคารนั้น ถูกต้องตามบทบัญญัติแห่งพระราชบัญญัตินี้ กฎกระทรวง และข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามพระราชบัญญัตินี้ และกฎหมายอื่นที่เกี่ยวข้องทุกประการ

(ฉ) แผนผังบริเวณ แบบแปลน รายการประกอบแบบแปลน และรายการคำนวณของอาคารที่จะก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายซึ่งมีคำรับรองของบุคคลตาม (ก) และ (ข) ว่าตนเป็นผู้ออกแบบอาคารและเป็นผู้ออกแบบและคำนวณอาคารนั้น

(ช) วันเริ่มต้นและวันสิ้นสุดการดำเนินการดังกล่าว

(2) ชำระค่าธรรมเนียมการตรวจแบบแปลนก่อสร้างหรือดัดแปลงอาคาร ในกรณีที่เป็นการแจ้งการก่อสร้างหรือดัดแปลงอาคาร

ถ้าผู้แจ้งได้ดำเนินการตามที่ระบุไว้ในวรรคหนึ่งครบถ้วนแล้วให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นออกใบรับแจ้งตามแบบที่เจ้าพนักงานท้องถิ่นกำหนดเพื่อเป็นหลักฐานการแจ้งให้แก่ผู้นั้นภายในวันที่ได้รับแจ้ง และให้ผู้แจ้งเริ่มต้น ดำเนินการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคารตามที่ได้แจ้งไว้ได้ตั้งแต่วันที่ได้รับใบแจ้งให้นำมาตรา 38 และมาตรา 39 มาใช้บังคับแก่ใบรับแจ้งตามมาตรานี้โดยอนุโลม"

("มาตรา 39 ทวิ" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 10)

"**มาตรา 39 ตรี** ในกรณีที่เจ้าพนักงานท้องถิ่นตรวจพบในภายหลังว่าผู้แจ้งได้แจ้งข้อมูลหรือยื่นเอกสารไว้ไม่ถูกต้องหรือไม่ครบถ้วนตามที่ระบุไว้ในมาตรา 39 ทวิ ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจสั่งให้ผู้แจ้งมาดำเนินการ แก้ไขให้ถูกต้องหรือครบถ้วนภายในเจ็ดวันนับแต่วันที่ได้รับแจ้งคำสั่งดังกล่าว

ภายในหนึ่งร้อยยี่สิบวันนับแต่วันที่ได้ออกใบรับแจ้งตามมาตรา 39 ทวิ หรือนับแต่วันที่เริ่มการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคารตามที่ได้แจ้งไว้ แล้วแต่กรณี ถ้าเจ้าพนักงานท้องถิ่นได้ตรวจพบว่าการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอนหรือเคลื่อนย้ายอาคารที่ได้แจ้งไว้ แผนผังบริเวณ แบบแปลนรายการประกอบแบบแปลนหรือรายการคำนวณของอาคารที่ได้ยื่นไว้ตามมาตรา 39 ทวิ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ไม่ถูกต้องตามบทบัญญัติแห่งพระราชบัญญัตินี้ กฎกระทรวง หรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามพระราชบัญญัตินี้ หรือกฎหมายอื่นที่เกี่ยวข้องให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีหนังสือแจ้งข้อทักท้วงให้ผู้แจ้งตามมาตรา 39 ทวิ ทราบโดยเร็ว และให้มีอำนาจดำเนินการตามมาตรา 40 มาตรา 41 มาตรา 42 หรือมาตรา 43 แล้วแต่กรณี

ถ้าเจ้าพนักงานท้องถิ่นมิได้มีหนังสือแจ้งข้อทักท้วงให้ผู้แจ้งตามมาตรา 39 ทวิ ทราบภายในกำหนดเวลาตามวรรคสอง ให้ถือว่าการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคารดังกล่าวได้รับอนุญาตจากเจ้าพนักงานท้องถิ่นแล้ว เว้นแต่ในกรณีดังต่อไปนี้

(1) การกระทำดังกล่าวเป็นการรุกล้ำที่สาธารณะ

(2) การกระทำดังกล่าวที่เกี่ยวกับระยะหรือระดับระหว่างอาคารกับถนน ตรอก ซอย ทางเท้าหรือที่สาธารณะ เป็นการฝ่าฝืนกฎกระทรวง ประกาศหรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามพระราชบัญญัตินี้ หรือ

(3) การกระทำดังกล่าวที่เกี่ยวกับบริเวณห้ามก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน เคลื่อนย้าย และใช้หรือเปลี่ยนการใช้อาคารชนิดใดหรือประเภทใด เป็นการฝ่าฝืนกฎกระทรวง ประกาศ หรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามพระราช บัญญัตินี้ หรือกฎหมายอื่นที่เกี่ยวข้อง"

("มาตรา 39 ตรี" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 10)

"หมวด 3 ทวิ

การอนุญาตให้ใช้อาคารเพื่อประกอบกิจการเกี่ยวกับโรงมหรสพ

มาตรา 39 จัตวา การก่อสร้าง ดัดแปลง เคลื่อนย้าย รื้อถอน หรือตรวจสอบอาคารที่ใช้เพื่อประกอบกิจการโรงมหรสพ ต้องดำเนินการให้เป็นไปตามบทบัญญัติแห่งพระราชบัญญัตินี้ด้วย

มาตรา 39 เบญจ ห้ามมิให้เจ้าของอาคารหรือผู้ครอบครองอาคารใช้หรือยินยอมให้ผู้ใดใช้อาคารหรือส่วนใดของอาคารเป็นโรงมหรสพ เว้นแต่จะได้รับใบอนุญาตให้ใช้อาคารเพื่อประกอบกิจการโรงมหรสพจากคณะกรรมการที่มีอำนาจพิจารณาตามวรรคสอง แล้วแต่กรณีให้มีคณะกรรมการพิจารณาการประกอบกิจการโรงมหรสพมีอำนาจพิจารณาออกใบอนุญาตเพิกถอนใบอนุญาต ต่ออายุใบอนุญาต โอนใบอนุญาต และออกใบแทนใบอนุญาตประกอบกิจการโรงมหรสพดังต่อไปนี้

(1) ในเขตกรุงเทพมหานคร ประกอบด้วย***อธิบดีกรมโยธาธิการและผังเมือง***เป็นประธานกรรมการผู้แทนกรุงเทพมหานคร ผู้แทนกรมอนามัย กระทรวงสาธารณสุข ผู้แทนสำนักงานตำรวจแห่งชาติเป็นกรรมการและให้ผู้อำนวยการกองควบคุมการก่อสร้าง ***กรมโยธาธิการและผังเมือง***เป็นกรรมการและเลขานุการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(2) ในเขตจังหวัดอื่น ประกอบด้วยผู้ว่าราชการจังหวัดเป็นประธานกรรมการ เจ้าพนักงานท้องถิ่นแห่งท้องที่ที่เกี่ยวข้อง สาธารณสุขจังหวัด หัวหน้าตำรวจภูธรจังหวัดเป็นกรรมการ และให้ ***โยธาธิการและผังเมืองจังหวัด***เป็นกรรมการและเลขานุการ

ในการวินิจฉัยชี้ขาดของที่ประชุมให้ถือเสียงข้างมาก และให้ประธานคณะกรรมการพิจารณาการประกอบกิจการโรงมหรสพตามวรรคสองแล้ว แต่กรณีเป็นผู้มีอำนาจลงนามออกใบอนุญาตเพิกถอน ใบอนุญาต ต่ออายุใบอนุญาต โอนใบอนุญาต และออกใบแทนใบอนุญาตตามวรรคสอง

ประเภทของโรงมหรสพ ระบบความปลอดภัยและการป้องกันภยันอันตรายอันอาจเกิดขึ้นกับคนดูและจำนวนและระยะห่างของสิ่งของหรือส่วนต่าง ๆ ภายในและภายนอกอาคารที่ใช้เป็นโรงมหรสพ เช่น ห้องฉาย ทางเข้าออก ประตู ที่นั่งคนดู ทางเดิน เป็นต้น ให้เป็นไปตามที่กำหนดในกฎกระทรวง

(ส่วนคำบางคำ (ตัวหน้า / เอียง) ได้แก้ให้เป็นปัจจุบันแล้ว ตาม พระราชกฤษฎีกาพระราชกฤษฎีกาแก้ไขบทบัญญัติให้สอดคล้องกับการโอนอำนาจหน้าที่ของส่วนราชการให้เป็นไปตามพระราชบัญญัติปรับปรุงกระทรวง ทบวง กรม พ.ศ.2545 พ.ศ. 2545 มาตรา 47)

มาตรา 39 ฉ ใบอนุญาตให้ใช้อาคารเพื่อประกอบกิจการโรงมหรสพให้มีอายุสองปี โดยให้ใช้ได้จนถึงวันที่ 31 ธันวาคม ของปีที่สองนับแต่ปีที่ออกใบอนุญาต

หลักเกณฑ์ วิธีการ และเงื่อนไขในการขออนุญาต การอนุญาต การต่ออายุใบอนุญาต การโอนใบอนุญาต และการออกใบแทนใบอนุญาตสำหรับโรงมหรสพ ให้เป็นไปตามที่กำหนดในกฎกระทรวง

เจ้าของอาคารหรือผู้ครอบครองอาคารผู้ใดประสงค์จะขอต่ออายุใบอนุญาตให้ใช้อาคารเพื่อประกอบกิจการโรงมหรสพ ให้ยื่นคำขอต่ออายุใบอนุญาตก่อนใบอนุญาตเดิมสิ้นอายุ และเมื่อได้ยื่นคำขอดังกล่าวแล้วให้ประกอบกิจการต่อไปได้จนกว่าผู้มีอำนาจอนุญาตตามมาตรา 39 เบญจ จะมีคำสั่งไม่อนุญาต”

(“หมวด 3 ทวิ มาตรา 39 จัตวา มาตรา 39 เบญจ และมาตรา 39 ฉ บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร(ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 19)

หมวด 4
อำนาจหน้าที่ของเจ้าพนักงานท้องถิ่น

“มาตรา 40 ในกรณีที่มีการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคารโดยฝ่าฝืนบทบัญญัติแห่งพระราชบัญญัตินี้ กฎกระทรวง หรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามพระราชบัญญัตินี้ หรือกฎหมายอื่นที่เกี่ยวข้องให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจดำเนินการดังนี้

(1) มีคำสั่งให้เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคาร ผู้ควบคุมงาน ผู้ดำเนินการ ลูกจ้างหรือบริวารของบุคคลดังกล่าว ระงับการกระทำดังกล่าว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(2) มีคำสั่งห้ามมิให้บุคคลใดใช้หรือเข้าไปในส่วนใด ๆ ของอาคาร หรือบริเวณที่มีการกระทำดังกล่าว และจัดให้มีเครื่องหมายแสดงการห้ามนั้นไว้ในที่เปิดเผยและเห็นได้ง่าย ณ อาคารหรือบริเวณดังกล่าว และ

(3) พิจารณามีคำสั่งตามมาตรา 41 หรือมาตรา 42 แล้วแต่กรณีภายในสามสิบวันนับแต่วันที่ได้มีคำสั่งตาม (1)"

("มาตรา 40" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 11)

"**มาตรา 41** ถ้าการกระทำตามมาตรา 40 เป็นกรณีที่สามารถแก้ไขเปลี่ยนแปลงให้ถูกต้องได้ ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจสั่งให้เจ้าของอาคารยื่นคำขออนุญาตหรือดำเนินการแจ้งตามมาตรา 39 ทวิ หรือดำเนินการแก้ไขเปลี่ยนแปลงให้ถูกต้องภายในระยะเวลาที่กำหนดแต่ต้องไม่น้อยกว่าสามสิบวัน ในกรณีที่มีเหตุอันสมควร เจ้าพนักงานท้องถิ่นจะขยายระยะเวลาดังกล่าวออกไปอีกก็ได้ และให้นำมาตรา 27 มาใช้บังคับโดยอนุโลม"

("มาตรา 41" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 11)

"**มาตรา 42** ถ้าการกระทำตามมาตรา 40 เป็นกรณีที่ไม่สามารถแก้ไขเปลี่ยนแปลงให้ถูกต้องได้ หรือเจ้าของอาคารมิได้ปฏิบัติตามคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นตามมาตรา 41 ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจสั่งให้เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคาร ผู้ควบคุมงาน หรือผู้ดำเนินการรื้อถอนอาคารนั้นทั้งหมดหรือบางส่วนได้ภายในระยะเวลาที่กำหนดแต่ต้องไม่น้อยกว่าสามสิบวัน โดยให้ดำเนินการรื้อถอนตามหลักเกณฑ์ วิธีการและเงื่อนไขที่กำหนดในกฎกระทรวงที่ออกตามมาตรา 8 (11) หรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามมาตรา 9 หรือมาตรา 10"

("มาตรา 42" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 11)

"**มาตรา 43** ถ้าไม่มีการรื้อถอนอาคารตามคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นตามมาตรา 42 ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจ ดังต่อไปนี้

(1) ยื่นคำขอฝ่ายเดียวโดยทำเป็นคำร้องต่อศาล นับแต่ระยะเวลาที่กำหนดไว้ตามมาตรา 42 ได้ล่วงพ้นไป ขอให้ศาลมีคำสั่งจับกุมและกักขังบุคคลซึ่งมิได้ปฏิบัติการตามคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นตามมาตรา 42 โดยให้นำประมวลกฎหมายวิธีพิจารณาความแพ่งมาใช้บังคับโดยอนุโลม

(2) ดำเนินการหรือจัดให้มีการรื้อถอนอาคารดังกล่าวได้เอง โดยจะต้องปิดประกาศกำหนดการรื้อถอนไว้ในบริเวณนั้นแล้วเป็นเวลาไม่น้อยกว่าเจ็ดวัน และเจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารผู้รับผิดชอบงานออกแบบอาคาร ผู้รับผิดชอบงานออกแบบและคำนวณอาคาร ผู้ควบคุมงานและผู้ดำเนินการจะต้องร่วมกันเสียค่าใช้จ่ายในการนั้น เว้นแต่บุคคลดังกล่าวจะพิสูจน์ได้ว่าตนมิได้เป็นผู้กระทำหรือมีส่วนร่วมในการกระทำที่เป็นการฝ่าฝืนกฎหมาย

ในการดำเนินการรื้อถอนอาคารตามวรรคหนึ่ง เมื่อเจ้าพนักงานท้องถิ่นหรือผู้ซึ่งดำเนินการแทนเจ้าพนักงานท้องถิ่นได้ใช้ความระมัดระวังตามสมควรแก่พฤติการณ์แล้ว บุคคลตามวรรคหนึ่งจะเรียกร้องค่าเสียหายจากเจ้าพนักงานท้องถิ่นหรือผู้ซึ่งดำเนินการแทนเจ้าพนักงานท้องถิ่นไม่ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วัสดุก่อสร้างที่ถูกรื้อถอนและสิ่งของที่ขนออกจากอาคารส่วนที่มีการรื้อถอน ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจยึดและเก็บรักษาไว้หรือขายและถือเงินไว้แทนได้ ทั้งนี้ ตามหลักเกณฑ์ วิธีการ และเงื่อนไขที่กำหนดในกฎกระทรวง และถ้าเจ้าของมิได้เรียกเอาทรัพย์สินหรือเงินนั้นคืนภายในสามสิบวันนับแต่วันที่มีการรื้อถอน ให้ทรัพย์สินหรือเงินนั้นตกเป็นของราชการส่วนท้องถิ่นนั้นเพื่อนำมาเป็นค่าใช้จ่ายในการรื้อถอนอาคารตามพระราชบัญญัตินี้"

("มาตรา 43" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 11)

"**มาตรา 44** ในกรณีที่มีการฝ่าฝืนมาตรา 32 วรรคสาม หรือมาตรา 33 ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจสั่งให้เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารระงับการใช้อาคารส่วนที่ยังไม่ได้รับใบรับรอง ใบอนุญาตหรือที่ไม่ได้แจ้งไว้ตามมาตรา 39 ทวิ จนกว่าจะได้รับใบรับรอง ใบอนุญาต หรือได้แจ้งตามมาตรา 39 ทวิ แล้ว"

("มาตรา 44" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 11)

"**มาตรา 45** ในกรณีที่มีการฝ่าฝืนมาตรา 34 ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจสั่งให้เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคาร ผู้ครอบครองพื้นที่หรือสิ่งที่สร้างขึ้นดังกล่าว หรือผู้ที่กระทำการฝ่าฝืนมาตรา 34 ระงับการกระทำนั้น และสั่งให้บุคคลดังกล่าวดำเนินการแก้ไขเปลี่ยนแปลงพื้นที่หรือสิ่งที่สร้างขึ้นให้กลับคืนสู่สภาพเดิมได้ภายในระยะเวลาที่กำหนด และให้นำมาตรา 43 มาใช้บังคับโดยอนุโลม"

("มาตรา 45" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 11)

มาตรา 46 ในกรณีที่อาคารซึ่งก่อสร้าง ดัดแปลง หรือเคลื่อนย้าย โดยได้รับอนุญาตตามพระราชบัญญัตินี้ หรือได้ก่อสร้าง ดัดแปลง หรือเคลื่อนย้ายก่อนวันที่พระราชบัญญัตินี้ใช้บังคับ มีสภาพหรือมีการใช้ที่อาจเป็นภยันตรายต่อสุขภาพ ชีวิต ร่างกาย หรือทรัพย์สิน หรืออาจไม่ปลอดภัยจากอัคคีภัย หรือก่อให้เกิดเหตุรำคาญหรือกระทบกระเทือนต่อการรักษาคุณภาพ สิ่งแวดล้อม ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจสั่งให้ดำเนินการแก้ไขตามหลักเกณฑ์ วิธีการ และเงื่อนไขที่กำหนดในกฎกระทรวง

ในกรณีที่ไม่มีการปฏิบัติตามคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นตามวรรคหนึ่ง และถ้าอาคารนั้นอาจเป็นภยันตรายอย่างร้ายแรงต่อสุขภาพ ชีวิต ร่างกาย หรือทรัพย์สิน ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจสั่งให้รื้อถอนอาคารนั้นได้โดยให้นำมาตรา 42 มาใช้บังคับโดยอนุโลม

"**มาตรา 46 ทวิ** ในกรณีที่อุปกรณ์ประกอบต่าง ๆ เกี่ยวกับระบบไฟฟ้าและการจัดแสงสว่าง ระบบการเตือน การป้องกันและการระงับอัคคีภัย การป้องกันอันตรายเมื่อมีเหตุชุลมุนวุ่นวาย ระบบระบายอากาศ ระบบระบายน้ำ ระบบบำบัดน้ำเสีย ระบบเครื่องกล หรือระบบอื่น ๆ ของอาคารตามมาตรา 32 ทวิมีสภาพหรือมีการใช้ที่อาจเป็นภยันตรายต่อสุขภาพ ชีวิต ร่างกาย หรือทรัพย์สินหรืออาจไม่ปลอดภัยจากอัคคีภัย หรือก่อให้เกิดเหตุรำคาญหรือกระทบกระเทือนต่อการรักษาคุณภาพสิ่งแวดล้อม ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(1) มีคำสั่งห้ามมิให้เจ้าของอาคารหรือผู้ครอบครองอาคารใช้หรือยินยอมให้บุคคลใดใช้อุปกรณ์ประกอบต่าง ๆ และจัดให้มีเครื่องหมายแสดงการห้ามนั้นไว้ที่อุปกรณ์ หรือบริเวณที่เปิดเผยและเห็นได้ง่ายที่อยู่ใกล้กับอุปกรณ์นั้น

(2) มีคำสั่งให้เจ้าของอาคารดำเนินการแก้ไขอุปกรณ์ประกอบต่างๆ นั้น ให้อยู่ในสภาพที่ปลอดภัยหรือสามารถใช้งานได้ภายในระยะเวลาที่กำหนด แต่ต้องไม่น้อยกว่าสามสิบวัน ในกรณีมีเหตุอันสมควรเจ้าพนักงานท้องถิ่นจะขยายระยะเวลาดังกล่าวออกไปอีกก็ได้

ในกรณีที่ไม่มีการปฏิบัติตามคำสั่งตามคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นตามวรรคหนึ่ง และหากอุปกรณ์ดังกล่าวมีผลทำให้อาคารนั้นมีสภาพหรือการใช้ที่อาจเป็นภยันตรายอย่างร้ายแรงต่อสุขภาพ ชีวิต ร่างกาย หรือทรัพย์สิน ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นสั่งห้ามให้อาคารนั้นทั้งหมดหรือบางส่วนไว้ก่อนก็ได้และต้องจัดให้มีเครื่องหมายแสดงการห้ามนั้นไว้ที่เปิดเผยและเห็นได้ง่าย ณ บริเวณอาคารหรือบริเวณดังกล่าว"

("มาตรา 46 ทวิ" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 20)

"**มาตรา 47** การสั่งหรือการแจ้งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นตามพระราชบัญญัตินี้ นอกจากกรณีตามมาตรา 40 (2) และมาตรา 47 ทวิ ให้ทำเป็นหนังสือส่งทางไปรษณีย์ลงทะเบียนตอบรับให้ผู้ขอรับใบอนุญาตผู้ได้รับใบอนุญาต ผู้แจ้งตามมาตรา 39 ทวิ เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคาร ผู้ดำเนินการหรือผู้ควบคุมงานแล้วแต่กรณี ณ ภูมิลำเนาของผู้นั้น หรือจะทำเป็นบันทึกและให้บุคคลดังกล่าวลงลายมือชื่อรับทราบก็ได้

ในกรณีที่เจ้าพนักงานท้องถิ่นไม่อาจดำเนินการตามวรรคหนึ่งได้ ให้ปิดประกาศสำเนาคำสั่งหรือหนังสือแจ้ง แล้วแต่กรณี ไว้ในที่เปิดเผยและเห็นได้ง่าย ณ อาคารหรือบริเวณที่ตั้งอาคารที่ทำการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน เคลื่อนย้าย ใช้หรือเปลี่ยนการใช้นั้น และให้ถือว่าผู้ขอรับใบอนุญาต ผู้ได้รับใบอนุญาตผู้แจ้งตามมาตรา 39 ทวิ เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคาร ผู้ดำเนินการ หรือผู้ควบคุมงาน ได้ทราบคำสั่งหรือหนังสือแจ้งนั้นแล้วเมื่อพ้นกำหนดเจ็ดวันนับแต่วันที่ได้มีการปิดประกาศดังกล่าว"

("มาตรา 47" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 12)

"**มาตรา 47 ทวิ** การแจ้งคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นที่สั่งให้ระงับการกระทำที่เป็นการฝ่าฝืนบทบัญญัติแห่งพระราชบัญญัตินี้หรือให้รื้อถอนอาคารให้ทำเป็นหนังสือส่งทางไปรษณีย์ลงทะเบียนตอบรับให้ผู้ซึ่งจะต้องรับคำสั่งดังกล่าว ณ ภูมิลำเนาของผู้นั้น และให้ปิดประกาศคำสั่งดังกล่าวไว้ในที่เปิดเผยและเห็นได้ง่าย ณ อาคารหรือบริเวณที่มีการกระทำดังกล่าว และให้ถือว่าผู้ซึ่งจะต้องรับคำสั่งได้ทราบคำสั่งนั้นแล้วเมื่อพ้นกำหนดสามวันนับแต่วันที่ได้มีการปิดประกาศดังกล่าว"

("มาตรา 47 ทวิ" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 13)

มาตรา 48 ในการปฏิบัติหน้าที่ตามพระราชบัญญัตินี้ เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจเข้าไปในอาคารหรือบริเวณที่ตั้งอาคารที่มีเหตุอันควรสงสัยว่ามีการฝ่าฝืนหรือไม่ปฏิบัติตามพระราชบัญญัตินี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในเวลาระหว่างพระอาทิตย์ขึ้นถึงพระอาทิตย์ตก หรือในเวลาทำการของสถานที่นั้น และเพื่อการนี้ให้มีอำนาจสอบถามข้อเท็จจริงหรือสั่งให้แสดงเอกสารหรือหลักฐานอื่นที่เกี่ยวข้องจากบุคคลที่อยู่หรือทำงานในสถานที่นั้น

"มาตรา 49 ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจแต่งตั้งข้าราชการ หรือพนักงานส่วนท้องถิ่นซึ่งมีความรู้หรือคุณวุฒิตามที่กำหนดในกฎกระทรวง ให้เป็นนายตรวจหรือนายช่างได้

ในกรณีที่มีความจำเป็นหรือได้รับการร้องขอจากเจ้าพนักงานท้องถิ่น ***อธิบดีกรมโยธาธิการและผังเมือง*** มีอำนาจแต่งตั้งวิศวกรหรือสถาปนิกเป็นนายช่างได้ตามหลักเกณฑ์ที่กำหนดในกฎกระทรวง"

("มาตรา 49" แก้ไขแล้วโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 21)

"**มาตรา 49 ทวิ** ในกรณีที่มีการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคารโดยฝ่าฝืนบทบัญญัติแห่งพระราชบัญญัตินี้ กฎกระทรวง หรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามพระราชบัญญัตินี้ และเจ้าพนักงานท้องถิ่นได้ดำเนินการตามมาตรา 40 มาตรา 41 หรือมาตรา 42 แล้วแต่กรณี แต่มิได้มีการปฏิบัติตามคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่น และมีเหตุอันควรสงสัยว่าผู้รับผิดชอบออกแบบและคำนวณอาคาร หรือผู้รับผิดชอบงานออกแบบอาคาร หรือผู้ควบคุมงาน อาจเป็นผู้กระทำหรือมีส่วนร่วมในการกระทำดังกล่าว ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นแจ้งให้บุคคลเช่นว่านั้นทราบ และให้มีหนังสือแสดงหลักฐานภายในสามสิบวันนับแต่วันที่ได้รับแจ้งเพื่อพิสูจน์ว่าเป็นการประทำของผู้อื่น หากไม่สามารถพิสูจน์ได้ว่าเป็นการกระทำของผู้อื่นให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นดำเนินการแจ้งชื่อและการกระทำของบุคคลเช่นว่านั้นให้คณะกรรมการควบคุมอาคารทราบและให้แจ้งสภาวิศวกรและสภาสถาปนิกทราบเพื่อพิจารณาดำเนินการตามกฎหมายว่าด้วยวิศวกรและกฎหมายว่าด้วยสถาปนิก"

("มาตรา 49 ทวิ" แก้ไขแล้วโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 22)

หมวด 5
การอุทธรณ์

"มาตรา 50 ให้มีคณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์

(1) ในเขตกรุงเทพมหานคร หรือในเขตองค์การบริหารส่วนจังหวัด ประกอบด้วยปลัดกระทรวงมหาดไทยเป็นประธานกรรมการ ***อธิบดีกรมโยธาธิการและผังเมือง*** ผู้แทนสำนักงานอัยการสูงสุด ผู้แทนสำนักงานคณะกรรมการกฤษฎีกา ผู้แทนคณะกรรมการควบคุมการประกอบวิชาชีพวิศวกรรม และผู้แทนคณะกรรมการควบคุมการประกอบวิชาชีพสถาปัตยกรรม เป็นกรรมการ และกรรมการอื่นอีกไม่เกินหกคนซึ่งรัฐมนตรีแต่งตั้งจากผู้ทรงคุณวุฒิ ในจำนวนนี้ให้มีผู้ทรงคุณวุฒิจากภาคเอกชนไม่น้อยกว่าสองคนและให้หัวหน้าสำนักงานคณะกรรมการควบคุมอาคารเป็นกรรมการและเลขานุการ

กรรมการซึ่งรัฐมนตรีแต่งตั้งตามวรรคหนึ่ง (1) ต้องไม่เป็นผู้ซึ่งปฏิบัติหน้าที่ราชการของ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กรุงเทพมหานครหรือองค์การบริหารส่วนจังหวัด หรือสมาชิกสภากรุงเทพมหานครหรือสภาจังหวัด"

"(2) ในเขตเทศบาล เขตเมืองพัทยา หรือเขตราชการส่วนท้องถิ่นอื่นประกอบด้วย ผู้ว่าราชการจังหวัดเป็นประธานกรรมการ อัยการจังหวัดซึ่งเป็นหัวหน้าที่ทำการอัยการจังหวัด และบุคคลอื่นอีกไม่เกินหกคนซึ่งปลัดกระทรวงมหาดไทยเป็นผู้แต่งตั้ง ในจำนวนนี้ให้แต่งตั้งจากภาคเอกชนไม่น้อยกว่าสองคนเป็นกรรมการ และให้***โยธาธิการและผังเมืองจังหวัด***เป็นกรรมการและเลขานุการ"

("มาตรา 50" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535)

(มาตรา 50 "(2)" แก้ไขโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 23)

(ส่วนคำบางคำ (ตัวหน้า / เอียง) ได้แก้ให้เป็นปัจจุบันแล้ว ตาม พระราชกฤษฎีกาพระราชกฤษฎีกาแก้ไขบทบัญญัติให้สอดคล้องกับการโอนอำนาจหน้าที่ของส่วนราชการให้เป็นไปตามพระราชบัญญัติปรับปรุงกระทรวง ทบวง กรม พ.ศ.2545 พ.ศ. 2545 มาตรา 47)

มาตรา 51 ให้คณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์มีอำนาจหน้าที่ดังต่อไปนี้

(1) พิจารณาวินิจฉัยอุทธรณ์คำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นตามพระราชบัญญัตินี้

(2) มีหนังสือเรียกบุคคลที่เกี่ยวข้องมาให้ถ้อยคำหรือสั่งให้บุคคลดังกล่าวส่งเอกสาร หรือหลักฐานอื่นที่เกี่ยวข้องเพื่อประกอบการพิจารณาวินิจฉัยอุทธรณ์

(3) สอบถามข้อเท็จจริงหรือกระทำการใด ๆ เท่าที่จำเป็นเพื่อประกอบการพิจารณาวินิจฉัยอุทธรณ์ในการปฏิบัติหน้าที่ตาม (3) กรรมการพิจารณาอุทธรณ์หรือผู้ซึ่งคณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์มอบหมายจะเข้าไปในอาคารหรือบริเวณที่ตั้งอาคารอันเป็นมูลกรณีแห่งการอุทธรณ์ในเวลาระหว่างพระอาทิตย์ขึ้นถึงพระอาทิตย์ตกก็ได้

"มาตรา 51 ทวิ คณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์จะแต่งตั้งคณะอนุกรรมการขึ้นคณะหนึ่งหรือหลายคณะเพื่อพิจารณาหรือปฏิบัติการอย่างหนึ่งอย่างใดตามที่มอบหมายก็ได้

ให้นำมาตรา 15 มาตรา 16 มาตรา 17 และมาตรา 51 มาใช้บังคับแก่การปฏิบัติหน้าที่ของคณะอนุกรรมการโดยอนุโลม"

("มาตรา 51 ทวิ" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 16)

"มาตรา 52 ผู้ขอรับใบอนุญาต ผู้ได้รับใบอนุญาต ผู้แจ้งตามมาตรา 39 ทวิ และผู้ได้รับคำสั่งจากเจ้าพนักงานท้องถิ่นตามพระราชบัญญัตินี้ มีสิทธิอุทธรณ์คำสั่งดังกล่าวต่อคณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์ได้ภายในสามสิบวันนับแต่วันทราบคำสั่ง

การอุทธรณ์ตามวรรคหนึ่ง ให้ทำเป็นหนังสือและยื่นต่อเจ้าพนักงานท้องถิ่นผู้ออกคำสั่งดังกล่าวและให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นจัดส่งอุทธรณ์และเอกสารหลักฐานที่เกี่ยวข้องทั้งหมดไปยังคณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์ภายในสิบวันนับแต่วันที่ได้รับอุทธรณ์

ให้คณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์มีคำวินิจฉัยอุทธรณ์ตามวรรคหนึ่งภายในหกสิบวันนับแต่วันที่ได้รับอุทธรณ์ แล้วแจ้งคำวินิจฉัยพร้อมด้วยเหตุผลเป็นหนังสือไปยังผู้อุทธรณ์และเจ้าพนักงานท้องถิ่น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถ้าผู้อุทธรณ์ไม่เห็นด้วยกับคำวินิจฉัยอุทธรณ์ ให้เสนอคดีต่อศาลภายในสามสิบวันนับแต่วันที่ได้รับแจ้งคำวินิจฉัยอุทธรณ์

ในกรณีที่คณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์หรือศาลได้มีคำวินิจฉัยหรือคำพิพากษาเป็นประการใด ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นปฏิบัติตามนั้น

ในระหว่างอุทธรณ์ ห้ามมิให้ผู้อุทธรณ์หรือเจ้าพนักงานท้องถิ่นกระทำการใดแก่อาคารอันเป็นมูลกรณีแห่งการอุทธรณ์ เว้นแต่อาคารนั้นจะเป็นภยันตรายต่อบุคคลหรือทรัพย์สินหรือมีลักษณะซึ่งไม่อาจรอได้ให้นำมาตรา 47 มาใช้บังคับแก่การแจ้งคำวินิจฉัยอุทธรณ์โดยอนุโลม"

("มาตรา 52" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 17)

หมวด 6

นายช่าง นายตรวจ และผู้ตรวจสอบ"

("ชื่อหมวด 6" แก้ไขโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 24)

มาตรา 53 ให้นายช่างหรือนายตรวจมีอำนาจเข้าไปในบริเวณที่มีการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอนหรือเคลื่อนย้ายอาคาร เพื่อตรวจสอบว่าได้มีการฝ่าฝืนหรือไม่ปฏิบัติตามพระราชบัญญัตินี้หรือไม่ และเพื่อการนี้ให้มีอำนาจสอบถามข้อเท็จจริงหรือสั่งให้แสดงเอกสารหรือหลักฐานอื่นที่เกี่ยวข้องจากบุคคลที่อยู่หรือทำงานในสถานที่นั้น

มาตรา 54 เมื่อมีเหตุอันควรสงสัยว่าอาคารใดซึ่งได้ก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายเสร็จแล้วนั้น ได้กระทำขึ้นโดยฝ่าฝืนหรือไม่ปฏิบัติตามพระราชบัญญัตินี้ หรือมีเหตุอันควรสงสัยว่าอาคารใดมีการใช้หรือเปลี่ยนการใช้ โดยฝ่าฝืนหรือไม่ปฏิบัติตามมาตรา 32 มาตรา 33 หรือมาตรา 34 หรืออาคารใดมีลักษณะตามมาตรา 46 ให้นายช่างมีอำนาจเข้าไปตรวจอาคารและบริเวณที่ตั้งอาคารนั้นได้ และเพื่อการนี้ให้มีอำนาจสอบถามข้อเท็จจริงหรือสั่งให้แสดงเอกสารหรือหลักฐานอื่นที่เกี่ยวข้องจากบุคคลที่อยู่หรือทำงานในสถานที่นั้น

มาตรา 55 ในการปฏิบัติตามมาตรา 53 หรือมาตรา 54 นายช่าง หรือนายตรวจต้องกระทำการในเวลาระหว่างพระอาทิตย์ขึ้นถึงพระอาทิตย์ตก หรือในเวลาทำการของสถานที่นั้น และในการนี้ให้นายช่างหรือนายตรวจ แสดงบัตรประจำตัวเมื่อบุคคลที่เกี่ยวข้องร้องขอบัตรประจำตัว ให้เป็นไปตามแบบที่กำหนดในกฎกระทรวง

"มาตรา 55 ทวิ ห้ามมิให้ผู้ใดทำการตรวจสอบตามมาตรา 32 ทวิ เว้นแต่ผู้นั้นเป็นผู้ตรวจสอบตามพระราชบัญญัตินี้

มาตรา 55 ตรี ในกรณีที่ผู้ตรวจสอบทำการตรวจสอบอาคารตามมาตรา 32 ทวิ โดยฝ่าฝืนบทบัญญัติแห่งพระราชบัญญัตินี้ หรือกฎกระทรวงหรือข้อบัญญัติท้องถิ่นที่ออกตามพระราชบัญญัตินี้ ให้นำมาตรา 49 ทวิ มาใช้บังคับโดยอนุโลม"

("มาตรา 55 ทวิ และ มาตรา 55 ตรี" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 25)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หมวด 7

เขตเพลิงไหม้

มาตรา 56 เมื่อเกิดเพลิงไหม้ในบริเวณใดอันเข้าลักษณะเป็นเขตเพลิงไหม้ ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นประกาศแสดงเขตเพลิงไหม้ไว้ ณ สำนักงานของราชการส่วนท้องถิ่นนั้นและบริเวณที่เกิดเพลิงไหม้ โดยมีแผนที่สังเขปแสดงแนวเขตเพลิงไหม้ พร้อมทั้งระบุให้ทราบถึงการกระทำอันต้องห้ามตามพระราชบัญญัตินี้

"มาตรา 57 ภายในสี่สิบห้าวันนับแต่วันที่เกิดเพลิงไหม้ ห้ามมิให้ผู้ใดก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอนหรือเคลื่อนย้ายอาคารในเขตเพลิงไหม้ และให้ผู้ได้รับใบอนุญาตให้ทำการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคาร หรือผู้แจ้งตามมาตรา 39 ทวิ ในเขตดังกล่าวอยู่แล้วก่อนวันที่เกิดเพลิงไหม้ระงับการกระทำตามที่ได้รับอนุญาต หรือที่ได้แจ้งไว้นั้นตามระยะเวลาดังกล่าวด้วยให้นำมาตรา 40 มาตรา 42 และมาตรา 43 มาใช้บังคับแก่การฝ่าฝืนบทบัญญัติในวรรคหนึ่ง โดยอนุโลม

บทบัญญัติในวรรคหนึ่งไม่ใช้บังคับแก่

(1) การก่อสร้างอาคารชั่วคราวเพื่อประโยชน์ในการบรรเทาทุกข์ซึ่งจัดทำหรือควบคุมโดยทางราชการ

(2) การดัดแปลงหรือซ่อมแซมอาคารเพียงเท่าที่จำเป็นเพื่ออยู่อาศัยหรือใช้สอยชั่วคราว"

("มาตรา 57" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 18)

มาตรา 58 ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นพิจารณาว่าสมควรจะมีการปรับปรุงเขตเพลิงไหม้หรือไม่ โดยคำนึงถึงประโยชน์ในการป้องกันอัคคีภัย การสาธารณสุข การรักษาคุณภาพสิ่งแวดล้อม การผังเมือง การสถาปัตยกรรม และการอำนวยความสะดวกแก่การจราจร และให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นเสนอความเห็นพร้อมด้วยแผนที่สังเขปแสดงแนวเขตเพลิงไหม้ต่อคณะกรรมการควบคุมอาคาร ในกรณีที่เขตเพลิงไหม้อยู่ในเขตอำนาจของเจ้าพนักงานท้องถิ่นมากกว่าหนึ่งท้องที่ ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นแห่งท้องที่ที่เกี่ยวข้องเป็นผู้ร่วมกันพิจารณาและเสนอความเห็น ทั้งนี้ ภายในสิบห้าวันนับแต่วันที่เกิดเพลิงไหม้

เมื่อคณะกรรมการควบคุมอาคารพิจารณาความเห็นของเจ้าพนักงานท้องถิ่นแล้ว ให้เสนอความเห็นพร้อมทั้งข้อสังเกตต่อรัฐมนตรีเพื่อสั่งให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นประกาศให้ประชาชนในเขตเพลิงไหม้ทราบว่าจะมีการปรับปรุงหรือไม่ ประกาศดังกล่าวให้ประกาศไว้ ณ สำนักงานของราชการส่วนท้องถิ่นนั้นและบริเวณที่เกิดเพลิงไหม้ภายในสี่สิบห้าวันนับแต่วันที่เกิดเพลิงไหม้

มาตรา 59 ในกรณีที่มีการประกาศไม่ปรับปรุงเขตเพลิงไหม้แล้วให้การห้ามตามมาตรา 57 วรรคหนึ่งเป็นอันยกเลิก

ในกรณีที่มีการประกาศปรับปรุงเขตเพลิงไหม้แล้ว ให้การห้ามตามมาตรา 57 วรรคหนึ่งยังคงมีผลใช้บังคับต่อไปอีกเป็นเวลาหกสิบวันนับแต่วันที่มีประกาศปรับปรุงเขตเพลิงไหม้นั้น และ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ให้สำนักงานคณะกรรมการ ควบคุมอาคารจัดทำแผนผังปรับปรุงเขตเพลิงไหม้เสนอต่อรัฐมนตรีเพื่อประกาศใช้บังคับแผนผังปรับปรุงเขตเพลิงไหม้ในราชกิจจานุเบกษาภายในกำหนดเวลาดังกล่าว

"**มาตรา 60** เมื่อมีประกาศใช้บังคับแผนผังปรับปรุงเขตเพลิงไหม้แล้ว ห้ามมิให้ผู้ใดก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคารในเขตตามแผนผังปรับปรุงเขตเพลิงไหม้ ให้ผิดไปจากที่กำหนดในแผนผังนั้นและ บรรดาใบอนุญาตให้ทำการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคาร หรือใบรับแจ้งตามมาตรา 39 ทวิ ที่ได้ออกไว้ก่อนวันประกาศใช้บังคับแผนผังปรับปรุงเขตเพลิงไหม้ซึ่งขัดกับแผนผังดังกล่าว ให้เป็นอันยกเลิก

ให้นำมาตรา 40 มาตรา 42 และมาตรา 43 มาใช้บังคับแก่การฝ่าฝืนบทบัญญัติในวรรคหนึ่งโดยอนุโลม"

("มาตรา 60" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 19)

"**มาตรา 60 ทวิ** ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นเริ่มต้นดำเนินการปรับปรุงเขตเพลิงไหม้ตามประกาศใช้บังคับแผนผังปรับปรุงเขตเพลิงไหม้ตามมาตรา 60 ภายในสองปีนับแต่วันใช้บังคับประกาศดังกล่าวในกรณีที่มีความจำเป็นต้องดำเนินการเวนคืนที่ดินหรืออสังหาริมทรัพย์ใดเพื่อใช้ประโยชน์ตามที่กำหนดในแผนผังปรับปรุงเขตเพลิงไหม้ ให้จ่ายเงินค่าทดแทนให้แก่ผู้มีสิทธิได้รับเงินค่าทดแทนก่อนเริ่มต้นดำเนินการปรับปรุงเขตเพลิงไหม้ โดยกำหนดตามราคาประเมินทุนทรัพย์ตามประมวลกฎหมายที่ดินที่ใช้บังคับอยู่ในวันที่มีประกาศปรับปรุงเขตเพลิงไหม้ แต่ถ้าไม่สามารถจ่ายเงินค่าทดแทนได้ภายในสองปีนับแต่วันใช้บังคับประกาศดังกล่าว ให้กำหนดตามราคาประเมินทุนทรัพย์ดังกล่าวที่ใช้บังคับอยู่ในวันที่ 1 มกราคมของปีที่มีการจ่ายเงินค่าทดแทน

ถ้าเจ้าพนักงานท้องถิ่นมิได้เริ่มต้นดำเนินการปรับปรุงเขตเพลิงไหม้ภายในกำหนดเวลาตามวรรคหนึ่ง ให้ประกาศดังกล่าวเป็นอันยกเลิก"

("มาตรา 60 ทวิ" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 20)

มาตรา 61 ในกรณีที่มีความจำเป็นต้องจัดให้ได้มาซึ่งที่ดินหรืออสังหาริมทรัพย์ใดเพื่อใช้ประโยชน์ตามที่กำหนดในแผนผังปรับปรุงเขตเพลิงไหม้ให้ดำเนินการเวนคืนที่ดินหรืออสังหาริมทรัพย์นั้น โดยให้นำกฎหมายว่าด้วยการเวนคืนอสังหาริมทรัพย์มาใช้บังคับโดยอนุโลม

มาตรา 62 เมื่อเกิดเพลิงไหม้ในท้องที่ใดอันเข้าลักษณะเป็นเขตเพลิงไหม้ ถ้าท้องที่นั้นยังไม่มีพระราชกฤษฎีกาให้ใช้พระราชบัญญัตินี้บังคับ ให้ถือว่าได้มีพระราชกฤษฎีกาให้ใช้พระราชบัญญัตินี้ในท้องที่นั้นตั้งแต่วันที่เกิดเพลิงไหม้ แต่ถ้าต่อมามีการประกาศไม่ปรับปรุงเขตเพลิงไหม้ตามมาตรา 58 ให้ถือว่าพระราชกฤษฎีกาดังกล่าวเป็นอันยกเลิกตั้งแต่วันที่เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีประกาศนั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หมวด 8

บทเบ็ดเตล็ด

มาตรา 63 ในการปฏิบัติหน้าที่ของกรรมการพิจารณาอุทธรณ์ ผู้ซึ่งคณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์มอบหมาย กรรมการเปรียบเทียบคดี เจ้าพนักงานท้องถิ่น นายช่าง หรือนายตรวจตามพระราชบัญญัตินี้ ผู้ขอรับใบอนุญาต ผู้ได้รับอนุญาต เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคาร ผู้ดำเนินการผู้ควบคุมงาน หรือบุคคลที่เกี่ยวข้องซึ่งอยู่ในสถานที่นั้น ต้องให้ความสะดวกและช่วยเหลือตามสมควร

มาตรา 64 ในการปฏิบัติหน้าที่ตามพระราชบัญญัตินี้ ให้กรรมการพิจารณาอุทธรณ์ ผู้ซึ่งคณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์มอบหมาย กรรมการเปรียบเทียบคดี เจ้าพนักงานท้องถิ่น นายช่าง และนายตรวจเป็นเจ้าพนักงานตามประมวลกฎหมายอาญา

"มาตรา 64 ทวิ ให้ราชการส่วนท้องถิ่นมีอำนาจหักเงินค่าธรรมเนียมการตรวจแบบแปลนก่อสร้างหรือดัดแปลงอาคารที่ได้รับจากผู้ขอรับใบอนุญาต หรือผู้แจ้งตามมาตรา 39 ทวิ ไว้ได้ไม่เกินร้อยละสิบของเงินค่าธรรมเนียมดังกล่าว เพื่อนำมาจัดสรรเป็นเงินค่าตอบแทนให้แก่เจ้าหน้าที่ผู้ตรวจแบบแปลนก่อสร้างหรือดัดแปลงอาคาร นายช่าง และนายตรวจ ได้ตามหลักเกณฑ์และอัตราที่กำหนดในข้อบัญญัติท้องถิ่น"

("มาตรา 64 ทวิ" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 21)

หมวด 9

บทกำหนดโทษ

"**มาตรา 65** ผู้ใดฝ่าฝืนหรือไม่ปฏิบัติตามมาตรา 21 มาตรา 22 มาตรา 31 มาตรา 32 มาตรา 33 มาตรา34 มาตรา 52 วรรคหก มาตรา 57 หรือมาตรา 60 ต้องระวางโทษจำคุกไม่เกินสามเดือน หรือปรับไม่เกินหกหมื่นบาท หรือทั้งจำทั้งปรับ

นอกจากต้องระวางโทษตามวรรคหนึ่งแล้ว ผู้ฝ่าฝืนหรือไม่ปฏิบัติตามมาตรา 21 มาตรา 31 มาตรา32 มาตรา 34 หรือมาตรา 57 ยังต้องระวางโทษปรับอีกวันละไม่เกินหนึ่งหมื่นบาทตลอดเวลาที่ยังฝ่าฝืนหรือจนกว่าจะได้ปฏิบัติให้ถูกต้อง"

("มาตรา 65" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 22)

"มาตรา 65 ทวิ ผู้ใดไม่ปฏิบัติตามมาตรา 32 ทวิ ต้องระวางโทษจำคุกไม่เกินสามเดือนหรือปรับไม่เกินหกหมื่นบาท หรือทั้งจำทั้งปรับ

นอกจากต้องระวางโทษตามวรรคหนึ่งแล้ว ผู้ไม่ปฏิบัติตามมาตรา 32 ทวิ ยังต้องระวางโทษปรับอีกวันละไม่เกินหนึ่งหมื่นบาทจนกว่าจะได้ปฏิบัติให้ถูกต้อง

มาตรา 65 ตรี ผู้ใดฝ่าฝืนมาตรา ๓๙ เบญจ วรรคหนึ่ง ต้องระวางโทษจำคุกไม่เกินสามเดือนหรือปรับไม่เกินหกหมื่นบาท หรือทั้งจำทั้งปรับนอกจากระวางโทษตามวรรคหนึ่งแล้ว ผู้ใดฝ่าฝืน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

มาตรา 39 เบญจ วรรคหนึ่ง ยังต้องระวางโทษปรับอีกวันละไม่เกินหนึ่งหมื่นบาทจนกว่าจะได้ปฏิบัติให้ถูกต้อง

มาตรา 65 จัตวา ผู้ใดฝ่าฝืนหรือไม่ปฏิบัติตามคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นตามมาตรา 46 ทวิ ต้องระวางโทษปรับไม่เกินสามหมื่นบาท

นอกจากต้องระวางโทษตามวรรคหนึ่งแล้ว ผู้ฝ่าฝืนหรือไม่ปฏิบัติตามมาตรา 46 ทวิ ยังต้องระวางโทษปรับอีกวันละไม่เกินห้าพันบาท ตลอดเวลาที่ยังฝ่าฝืนหรือจนกว่าจะได้ปฏิบัติให้ถูกต้อง"

("มาตรา 65 ทวิ มาตรา 65 ตรี และมาตรา 65 จัตวา บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 26)

"**มาตรา 66** ผู้ใดไม่ปฏิบัติตามมาตรา 30 วรรคหนึ่ง มาตรา 38 มาตรา 39 หรือมาตรา 39 ตรี วรรคหนึ่งต้องระวางโทษปรับไม่เกินหนึ่งหมื่นบาท"

("มาตรา 66" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 22)

"**มาตรา 66 ทวิ** ผู้ใดมิได้รื้อถอนอาคารตามคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นตามมาตรา 42 โดยมิได้อยู่ในระหว่างการอุทธรณ์คำสั่งดังกล่าว ต้องระวางโทษจำคุกไม่เกินหกเดือน หรือปรับไม่เกินหนึ่งแสนบาทหรือทั้งจำทั้งปรับ

นอกจากต้องระวางโทษตามวรรคหนึ่งแล้ว ผู้ฝ่าฝืนยังต้องระวางโทษปรับอีกวันละไม่เกินสามหมื่นบาท จนกว่าจะได้ปฏิบัติตามคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่น"

("มาตรา 66 ทวิ" บัญญัติเพิ่มโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 23)

"**มาตรา 67** ผู้ใดฝ่าฝืนมาตรา 30 วรรคสอง หรือฝ่าฝืนคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นตามมาตรา 40มาตรา 44 หรือมาตรา 45 ต้องระวางโทษจำคุกไม่เกินหกเดือน หรือปรับไม่เกินหนึ่งแสนบาท หรือทั้งจำทั้งปรับ

นอกจากต้องระวางโทษตามวรรคหนึ่งแล้ว ผู้ฝ่าฝืนยังต้องระวางโทษปรับอีกวันละไม่เกินสามหมื่นบาท ตลอดเวลาที่ยังฝ่าฝืนหรือจนกว่าจะได้ปฏิบัติให้ถูกต้อง"

("มาตรา 67" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 24)

มาตรา 68 ผู้ใด

(1) ไม่มาให้ถ้อยคำหรือส่งเอกสารตามหนังสือเรียกของคณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์ตามมาตรา151 (2) โดยไม่มีเหตุอันสมควร หรือ

(2) ขัดขวางการปฏิบัติหน้าที่ของกรรมการพิจารณาอุทธรณ์ ผู้ซึ่งคณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์มอบหมาย เจ้าพนักงานท้องถิ่น นายช่างหรือนายตรวจตามมาตรา 48 มาตรา 51 มาตรา 53 หรือมาตรา 54หรือไม่ปฏิบัติตามมาตรา 51 มาตรา 53 มาตรา 54 หรือมาตรา 63 แล้วแต่กรณี

ต้องระวางโทษจำคุกไม่เกินหนึ่งเดือน หรือปรับไม่เกินหนึ่งพันบาท หรือทั้งจำทั้งปรับ

มาตรา 69 ถ้าการกระทำความผิดตามพระราชบัญญัตินี้เป็นการกระทำของผู้ดำเนินการ ผู้กระทำต้องระวางโทษเป็นสองเท่าของโทษที่บัญญัติไว้สำหรับความผิดนั้น ๆ

"**มาตรา 70** ถ้าการกระทำความผิดตามพระราชบัญญัตินี้เป็นการกระทำอันเกี่ยวกับอาคารเพื่อพาณิชยกรรม อุตสาหกรรม การศึกษาหรือการสาธารณสุข หรือเป็นการกระทำในทางการค้าเพื่อให้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เช่า ให้เช่าซื้อ ขาย หรือจำหน่ายโดยมีค่าตอบแทน ซึ่งอาคารใด ผู้กระทำต้องระวางโทษเป็นสองเท่าของโทษที่บัญญัติไว้สำหรับความผิดนั้น ๆ"

("มาตรา 70" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 25)

"**มาตรา 71** ในกรณีที่มีการฝ่าฝืนหรือไม่ปฏิบัติตามมาตรา 21 มาตรา 22 มาตรา 34 มาตรา 42 มาตรา 52 วรรคหก มาตรา 57 หรือมาตรา 60 ให้ถือว่าเป็นการกระทำของเจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารผู้ดำเนินการ ผู้ควบคุมงาน หรือผู้อุทธรณ์ตามมาตรา 52 แล้วแต่กรณี หรือเป็นการกระทำตามคำสั่งของบุคคลดังกล่าว เว้นแต่บุคคลนั้นจะพิสูจน์ได้ว่าเป็นการกระทำของผู้อื่น"

("มาตรา 71" แก้ไขโดย พ.ร.บ.ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 มาตรา 25)

มาตรา 72 ในกรณีที่นิติบุคคลกระทำความผิดตามพระราชบัญญัตินี้ ให้ถือว่ากรรมการหรือผู้จัดการทุกคนของนิติบุคคลนั้นเป็นผู้ร่วมกระทำผิดกับนิติบุคคลนั้น เว้นแต่จะพิสูจน์ได้ว่าการกระทำของนิติบุคคลนั้นได้กระทำโดยตนมิได้รู้เห็นหรือยินยอมด้วย

มาตรา 73 ในกรณีมีการกระทำความผิดตามพระราชบัญญัตินี้ ให้ถือว่าเจ้าของหรือผู้ครอบครองที่ดินหรืออาคารที่อยู่ใกล้ชิดหรือติดต่อกับอาคารที่มีการกระทำความผิดเกิดขึ้น หรือบุคคลซึ่งความเป็นอยู่หรือการใช้สอยที่ดินหรืออาคารถูกกระทบกระเทือนเนื่องจากการกระทำความผิดดังกล่าวเป็นผู้เสียหายตามกฎหมายว่าด้วยวิธีพิจารณาความอาญา

"**มาตรา 74** ให้มีคณะกรรมการเปรียบเทียบคดี

(1) ในเขตกรุงเทพมหานคร ประกอบด้วยผู้ว่าราชการกรุงเทพมหานคร ผู้แทนสำนักงานอัยการสูงสุด และผู้แทนสำนักงานตำรวจแห่งชาติ

(2) ในเขตจังหวัดอื่น ประกอบด้วยผู้ว่าราชการจังหวัด อัยการจังหวัด ซึ่งเป็นหัวหน้าที่ทำการอัยการจังหวัด และหัวหน้าตำรวจภูธรจังหวัด

ความผิดตามมาตรา 65 วรรคหนึ่ง มาตรา 65 ทวิ วรรคหนึ่ง มาตรา 65 ตรี วรรคหนึ่ง มาตรา 65 จัตวา วรรคหนึ่ง มาตรา 66 มาตรา 66 ทวิ วรรคหนึ่ง มาตรา 67 วรรคหนึ่ง มาตรา 68 มาตรา 69 หรือมาตรา 70 ให้คณะกรรมการเปรียบเทียบคดีมีอำนาจเปรียบเทียบได้

ในกรณีที่พนักงานสอบสวนพบว่าผู้ใดกระทำความผิดตามวรรคสอง ถ้าผู้กระทำความผิดดังกล่าวและผู้เสียหาย ถ้ามี ยินยอมให้เปรียบเทียบ ให้พนักงานสอบสวนส่งเรื่องให้คณะกรรมการเปรียบเทียบคดีตามวรรคหนึ่งภายในเจ็ดวันนับแต่วันที่ผู้นั้นยินยอมให้เปรียบเทียบ

ถ้าคณะกรรมการเปรียบเทียบคดีเห็นว่าผู้ต้องหาไม่ควรถูกฟ้องร้องหรือได้รับโทษจำคุกให้กำหนดค่าปรับซึ่งผู้ต้องหาพึงชำระ ถ้าผู้ต้องหาและผู้เสียหาย ถ้ามี ยินยอมตามนั้น เมื่อผู้ต้องหาได้ชำระค่าปรับตามจำนวนที่เปรียบเทียบภายในสามสิบวันนับแต่วันที่มีการเปรียบเทียบ ให้ถือว่าคดีเลิกกันตามประมวลกฎหมายวิธีพิจารณาความอาญา

ถ้าผู้ต้องหาไม่ยินยอมตามที่เปรียบเทียบหรือยินยอมแล้วไม่ชำระเงินค่าปรับภายในเวลาตามวรรคสี่ให้ดำเนินคดีต่อไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าปรับที่เปรียบเทียบตามพระราชบัญญัตินี้ให้ตกเป็นของราชการส่วนท้องถิ่น โดยไม่ต้องนำส่งเป็นรายได้แผ่นดิน"

("มาตรา 74" แก้ไขโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 27)

บทเฉพาะกาล

มาตรา 75 บรรดาคำขออนุญาตใด ๆ ที่ได้ยื่นไว้ก่อนวันที่พระราชบัญญัตินี้ใช้บังคับและยังอยู่ในระหว่างการพิจารณาของเจ้าพนักงานท้องถิ่นหรือ***อธิบดีกรมโยธาธิการและผังเมือง*** และการอนุญาตใด ๆที่ได้ให้ไว้ตามกฎหมายว่าด้วยการควบคุมการก่อสร้างอาคาร หรือกฎหมายว่าด้วยการควบคุมการก่อสร้างในเขตเพลิงไหม้ หรือการปฏิบัติของผู้ขอรับใบอนุญาตตามที่ได้รับใบอนุญาตแล้วแต่กรณี ให้ถือว่าเป็นคำขออนุญาตและการอนุญาตตามพระราชบัญญัตินี้โดยอนุโลม

ในกรณีที่การขออนุญาตหรือการพิจารณาอนุญาตดังกล่าวมีข้อแตกต่างไปจากการขออนุญาตหรือการพิจารณาอนุญาตตามพระราชบัญญัตินี้ ให้การขออนุญาต หรือการพิจารณาอนุญาตนั้นเป็นไปตามพระราชบัญญัตินี้ และให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีคำสั่งตามมาตรา 27 เพื่อให้ผู้ขอรับใบอนุญาตปฏิบัติตามให้ถูกต้องภายในเวลาสามสิบวัน ถ้าผู้ขอรับใบอนุญาตไม่ปฏิบัติตามคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นภายในกำหนดเวลาดังกล่าว ให้คำขอรับใบอนุญาตนั้นเป็นอันตกไป

(ส่วนคำบางคำ (ตัวหน้า / เอียง) ได้แก้ให้เป็นปัจจุบันแล้ว ตาม พระราชกฤษฎีกาพระราชกฤษฎีกาแก้ไขบทบัญญัติให้สอดคล้องกับการโอนอำนาจหน้าที่ของส่วนราชการให้เป็นไปตามพระราชบัญญัติปรับปรุงกระทรวง ทบวง กรม พ.ศ.2545 พ.ศ. 2545 มาตรา 47)

มาตรา 76 อาคารซึ่งได้รับใบอนุญาตให้ทำการก่อสร้างหรือดัดแปลง และได้กระทำการเสร็จแล้วก่อนวันที่พระราชบัญญัตินี้ใช้บังคับ แม้จะเข้าลักษณะเป็นอาคารประเภทควบคุมการใช้ตามพระราชบัญญัตินี้ ก็ให้ได้รับยกเว้นไม่ต้องปฏิบัติตามมาตรา 32 วรรคสอง

มาตรา 77 ท้องที่ใดมีอาคารก่อสร้างขึ้นเป็นจำนวนมากในที่ดินที่เป็นสาธารณะสมบัติของแผ่นดินก่อนวันที่พระราชบัญญัตินี้ใช้บังคับ และมีสภาพหรืออาจทำให้เกิดสภาพที่ไม่เหมาะสมหรือไม่ปลอดภัยในการอยู่อาศัย การป้องกันอัคคีภัย การสาธารณสุข การรักษาคุณภาพสิ่งแวดล้อม การผังเมือง และการอำนวยความสะดวกแก่การจราจร เมื่อมีพระราชกฤษฎีกากำหนดเขตปรับปรุงอาคารในท้องที่นั้นแล้ว ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีคำสั่งอย่างใดอย่างหนึ่งหรือหลายอย่าง ดังต่อไปนี้

(1) มีคำสั่งให้เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารรื้อถอนอาคารนั้นภายในกำหนดเวลาไม่เกินหกเดือนนับแต่วันที่ได้รับคำสั่ง แต่การสั่งรื้อถอนอาคารจะต้องกระทำเพื่อความเป็นระเบียบเรียบร้อยของบ้านเมือง การพัฒนา ท้องถิ่นหรือประโยชน์ในการใช้ที่สาธารณะของประชาชน

(2) มีคำสั่งภายในสามสิบวันนับแต่วันที่พระราชกฤษฎีกากำหนดเขตปรับปรุงอาคารมีผลใช้บังคับให้เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารแก้ไขเปลี่ยนแปลงอาคารให้ถูกต้องตามพระราชบัญญัตินี้ภายในกำหนดเวลาไม่เกิน หกเดือนนับแต่วันที่ได้รับคำสั่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(3) มีคำสั่งให้เจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารดำเนินการเพื่อขจัด หรือระงับเหตุที่ก่อให้เกิดหรืออาจก่อให้เกิดสภาพที่ไม่เหมาะสมหรือไม่ปลอดภัยในการอยู่อาศัย การป้องกันอัคคีภัย การสาธารณสุข การรักษาคุณภาพ สิ่งแวดล้อม การผังเมือง และการอำนวยความสะดวกแก่การจราจร ภายในกำหนดเวลาไม่เกินหกเดือนนับแต่วันที่ได้รับคำสั่ง

(4) มีคำสั่งให้เจ้าของอาคารทำสัญญาเช่าที่ดินกับเจ้าพนักงานท้องถิ่นตามหลักเกณฑ์ วิธีการ เงื่อนไข และอัตราค่าเช่าที่กระทรวงมหาดไทยกำหนด

ถ้าเจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารผู้ใดปฏิบัติตามคำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นตามวรรคหนึ่งแล้วให้ผู้นั้นได้รับยกเว้นโทษ แต่ถ้าผู้นั้นไม่ปฏิบัติตาม ผู้นั้นต้องระวางโทษปรับไม่เกินห้าหมื่นบาท และให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีคำสั่งให้ผู้นั้นรื้อถอนอาคารนั้นเสียภายในระยะเวลาที่กำหนด ถ้าผู้นั้นไม่รื้อถอนอาคารให้แล้วเสร็จภายในกำหนดเวลาดังกล่าว ผู้นั้นต้องระวางโทษปรับเป็นรายวันอีกวันละหนึ่งพันบาทตลอดเวลาที่ยังฝ่าฝืนอยู่ หรือจนกว่าผู้นั้นยินยอมให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นดำเนินการรื้อถอนอาคารนั้นเอง ในกรณีหลังนี้ให้นำมาตรา 42 วรรคสี่และวรรคห้า มาใช้บังคับโดยอนุโลม

พระราชกฤษฎีกาตามวรรคหนึ่ง ให้มีแผนที่แสดงแนวเขตบริเวณที่กำหนดนั้นแนบท้ายพระราชกฤษฎีกาด้วย และให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นมีอำนาจดำเนินการให้เช่าที่ดินในบริเวณนั้น เพื่อเป็นรายได้สำหรับบำรุงท้องถิ่นได้ แต่ที่ดินนั้นยังคงเป็นสาธารณสมบัติของแผ่นดิน

สัญญาเช่าที่ดินที่ทำขึ้นตามวรรคหนึ่ง (4) ให้มีระยะเวลาเช่าตามที่ตกลงกันแต่ต้องไม่เกินสิบปีการต่อระยะเวลาเช่าจะกระทำมิได้ เมื่อสิ้นกำหนดเวลาเช่าที่ดินแล้วเจ้าของหรือผู้ครอบครองอาคารผู้ใดไม่รื้อถอนขนย้าย อาคารหรือสิ่งปลูกสร้างของตนออกจากบริเวณที่กำหนดในพระราชกฤษฎีกาต้องระวางโทษจำคุกไม่เกินสามปี หรือปรับไม่เกินสามหมื่นบาท หรือทั้งจำทั้งปรับ และต้องระวางโทษปรับเป็นรายวันอีกวันละหนึ่งพันบาทตลอดเวลาที่ยังฝ่าฝืนหรือจนกว่าผู้นั้นยินยอมให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นเข้าดำเนินการรื้อถอนอาคารนั้นเอง ในกรณีหลังนี้ให้นำมาตรา 42 วรรคสี่และวรรคห้า มาใช้บังคับโดยอนุโลม

มาตรา 78 ให้ถือว่าอุทธรณ์ตามกฎหมายว่าด้วยการควบคุมการก่อสร้างอาคารที่ได้ยื่นไว้ก่อนวันที่พระราชบัญญัตินี้ใช้บังคับ เป็นอุทธรณ์คำสั่งของเจ้าพนักงานท้องถิ่นที่ได้ยื่นต่อคณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์ตามพระราชบัญญัตินี้

มาตรา 79 บรรดากฎกระทรวง เทศบัญญัติ ข้อบัญญัติจังหวัด กฎ ข้อบังคับ ประกาศ หรือคำสั่งซึ่งได้ออกโดยอาศัยอำนาจตามพระราชบัญญัติควบคุมการก่อสร้างอาคาร พุทธศักราช 2479 หรือพระราชบัญญัติควบคุมการก่อสร้างในเขตเพลิงไหม้ พุทธศักราช 2476 ให้คงใช้บังคับได้ต่อไป ทั้งนี้ เพียงเท่าที่ไม่ขัดหรือแย้งกับบทแห่งพระราชบัญญัตินี้

มาตรา 80 ท้องที่ใดได้มีพระราชกฤษฎีกาให้ใช้บังคับพระราชบัญญัติควบคุมการก่อสร้างอาคารพุทธศักราช 2479 หรือพระราชบัญญัติควบคุมการก่อสร้างในเขตเพลิงไหม้ พุทธศักราช 2476

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อยู่ก่อนวันที่พระราชบัญญัตินี้ใช้บังคับ ให้ถือว่าได้มีพระราชกฤษฎีกาให้ใช้บังคับพระราชบัญญัตินี้ในท้องที่นั้นแล้ว

ผู้รับสนองพระบรมราชโองการ

ส. โหตระกิตย์

รองนายกรัฐมนตรี

อัตราค่าธรรมเนียม

---

(1) ใบอนุญาตก่อสร้าง	ฉบับละ 200 บาท
(2) ใบอนุญาตดัดแปลง	ฉบับละ 100 บาท
(3) ใบอนุญาตรื้อถอน	ฉบับละ 50 บาท
(4) ใบอนุญาตเคลื่อนย้าย	ฉบับละ 50 บาท
(5) ใบอนุญาตเปลี่ยนการใช้	ฉบับละ 200 บาท
"(6) ใบรับรอง	ฉบับละ 100 บาท"
"(6 ทวิ) ใบอนุญาตให้ใช้อาคารเพื่อประกอบกิจการโรงมหรสพ	ฉบับละ 500 บาท
(6 ตรี) ใบรับรองการตรวจสอบสภาพอาคาร	ฉบับละ 100 บาท"
(7) ใบแทนใบอนุญาตหรือใบแทนใบรับรอง	ฉบับละ 10 บาท

(8) การต่ออายุใบอนุญาตให้เป็นไปตามอัตราใน (1) ถึง (4)

(8 ทวิ) การต่ออายุใบอนุญาตให้ใช้อาคารเพื่อประกอบกิจการโรงมหรสพให้เป็นไปตามอัตราใน (6 ทวิ)"

(9) การตรวจแบบแปลนก่อสร้าง หรือดัดแปลงอาคารให้คิดค่าธรรมเนียม สำหรับการก่อสร้าง หรือสำหรับส่วนที่มีการดัดแปลง ดังนี้

(ก) อาคารซึ่งสูงไม่เกินสามชั้นหรือไม่เกินสิบห้าเมตร คิดตามพื้นที่ของพื้นอาคารแต่ละชั้นรวมกัน	ตารางเมตรละ 2 บาท
(ข) อาคารซึ่งสูงเกินสามชั้นหรือเกินสิบห้าเมตร คิดตามพื้นที่ของพื้นอาคารแต่ละชั้นรวมกัน	ตารางเมตรละ 4 บาท
(ค) อาคารประเภทซึ่งต้องมีพื้นรับน้ำหนักบรรทุกชั้นใดชั้นหนึ่งเกินห้าร้อยกิโลกรัมต่อหนึ่งตารางเมตร คิดตามพื้นที่ของพื้นอาคารแต่ละชั้นรวมกัน	ตารางเมตรละ 4 บาท
(ง) ป้าย คิดตามพื้นที่ของป้ายโดยเอาส่วนกว้างที่สุดคูณด้วยส่วนยาวที่สุด	ตารางเมตรละ 4 บาท
(จ) อาคารประเภทซึ่งต้องวัดความยาว เช่น เขื่อน ทางหรือท่อระบายน้ำ	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รั้วหรือกำแพงรวมทั้งประตูรั้วหรือกำแพง คิดตามความยาว เมตรละ 1 บาท

ในการคิดค่าธรรมเนียมการตรวจแบบแปลน เศษของตารางเมตร หรือเมตรตั้งแต่กึ่งหนึ่งขึ้นไป ให้ถือเป็นหน่วยเต็ม ถ้าต่ำกว่ากึ่งหนึ่งให้ปัดทิ้ง

(อัตราค่าธรรมเนียม "(6)" แก้ไขโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 28)

(อัตราค่าธรรมเนียม "(6ทวิ) และ (6ตรี)" แก้ไขโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 29)

(อัตราค่าธรรมเนียม "(8ทวิ)" แก้ไขโดย พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543 มาตรา 30)

หมายเหตุ:- เหตุผลในการประกาศใช้พระราชบัญญัติฉบับนี้ คือ เนื่องจากพระราชบัญญัติควบคุมการก่อสร้างอาคาร พุทธศักราช 2479 และพระราชบัญญัติควบคุมการก่อสร้างในเขตเพลิงไหม้ พุทธศักราช2476 ได้ประกาศ ใช้มานานแล้ว แม้ว่าได้มีการแก้ไขเพิ่มเติมกันอยู่ตลอดมา แต่ปัจจุบันบ้านเมืองได้เจริญก้าวหน้าและขยายตัวมากขึ้น ฉะนั้น เพื่อให้เหมาะสมและสอดคล้องกับสถานการณ์ปัจจุบันและเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในด้านการควบคุมเกี่ยวกับความมั่นคงแข็งแรง ความปลอดภัย การป้องกันอัคคีภัย การสาธารณสุข การรักษาคุณภาพสิ่งแวดล้อม การผังเมือง การสถาปัตยกรรม และการอำนวยความสะดวกแก่ การจราจร สมควรปรับปรุงกฎหมายว่าด้วยการควบคุมการก่อสร้างอาคารและกฎหมายว่าด้วยการควบคุมการก่อสร้างในเขตเพลิงไหม้เสียใหม่ และสมควรรวมกฎหมายทั้งสองฉบับดังกล่าวเข้าเป็นฉบับเดียวกัน จึงจำเป็นต้องตราพระราชบัญญัตินี้ขึ้น

พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535

บทเฉพาะกาล

มาตรา 27 ให้คณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์ซึ่งดำรงตำแหน่งอยู่ในวันที่พระราชบัญญัตินี้ใช้บังคับยังคงปฏิบัติหน้าที่ต่อไปจนกว่าจะมีการแต่งตั้งคณะกรรมการพิจารณาอุทธรณ์ขึ้นใหม่ตามพระราชบัญญัตินี้

มาตรา 28 บรรดาคำขออนุญาตใด ๆ ที่ได้ยื่นไว้ก่อนวันที่พระราชบัญญัตินี้ใช้บังคับและยังอยู่ในระหว่างการพิจารณาของเจ้าพนักงานท้องถิ่น ถ้าผู้ขอรับใบอนุญาตมิได้มาขอรับคืนจากเจ้าพนักงานท้องถิ่นภายในสามสิบวันนับแต่วันที่พระราชบัญญัตินี้ใช้บังคับ ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นพิจารณาคำขออนุญาตดังกล่าวต่อไปตามบทบัญญัติแห่งพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ซึ่งแก้ไขเพิ่มเติมโดยพระราชบัญญัตินี้

มาตรา 29 บรรดาเขตเพลิงไหม้ที่ได้มีประกาศใช้บังคับแผนผังปรับปรุงเขตเพลิงไหม้ตามมาตรา 60แห่งพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 อยู่ก่อนวันที่พระราชบัญญัตินี้ใช้บังคับ ให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นเริ่มต้นดำเนินการปรับปรุงภายในสองปีนับแต่วันที่พระราชบัญญัตินี้ใช้บังคับ และให้นำมาตรา 60ทวิ มาใช้บังคับโดยอนุโลม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

มาตรา 30 บรรดากฎกระทรวง ข้อบัญญัติท้องถิ่น หรือคำสั่ง ที่ได้ออกตามพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ก่อนการแก้ไขเพิ่มเติมโดยพระราชบัญญัตินี้ ให้ยังคงใช้บังคับได้ต่อไปเท่าที่ไม่ขัดหรือแย้งกับบทบัญญัติที่ได้รับการแก้ไขเพิ่มเติมโดยพระราชบัญญัตินี้

มาตรา 31 ให้รัฐมนตรีว่าการกระทรวงมหาดไทยรักษาการตามพระราชบัญญัตินี้

พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535

หมายเหตุ:- *เหตุผลในการประกาศใช้พระราชบัญญัติฉบับนี้ คือ* โดยที่เป็นการสมควรปรับปรุงบทบัญญัติในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ.2522 ว่าด้วยการออกอนุบัญญัติตามพระราชบัญญัตินี้ให้เหมาะสมและคล่องตัวมากยิ่งขึ้นเพิ่มเติมบทบัญญัติว่าด้วยการแจ้งให้เจ้าพนักงานท้องถิ่นทราบก่อนการดำเนินการก่อสร้าง ดัดแปลง รื้อถอน หรือเคลื่อนย้ายอาคาร แทนการขออนุญาตเพื่อให้เกิดความสะดวกและรวดเร็วแก่ประชาชนมากยิ่งขึ้น ปรับปรุงอำนาจหน้าที่ของเจ้าพนักงานท้องถิ่นในการบังคับการตามพระราชบัญญัตินี้ให้มีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น ปรับปรุงบทกำหนดโทษอัตราโทษ และอำนาจหน้าที่ของคณะกรรมการเปรียบเทียบคดีให้เหมาะสมกับสภาวะทางเศรษฐกิจและลักษณะของการกระทำความผิด และปรับปรุงบทบัญญัติอื่นที่เกี่ยวข้องให้สอดคล้องกับการปรับปรุงบทบัญญัติดังกล่าวข้างต้นหรือให้เหมาะสมและชัดเจนยิ่งขึ้น จึงจำเป็นต้องตราพระราชบัญญัตินี้

พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2543

หมายเหตุ:- เหตุผลในการประกาศใช้พระราชบัญญัติฉบับนี้ คือ เนื่องจากปัจจุบันการพัฒนาประเทศได้มีความเจริญก้าวหน้าอย่างรวดเร็ว โดยเฉพาะได้มีการขยายตัวของเมืองในด้านการก่อสร้างอาคารเพิ่มมากขึ้น กฎหมายว่าด้วยการควบคุมอาคารที่ใช้บังคับอยู่ไม่เหมาะสมและสอดคล้องกับสภาพการณ์ปัจจุบัน สมควรแก้ไขเพิ่มเติมกฎหมายว่าด้วยการควบคุมอาคารเสียใหม่ โดยกำหนดมาตรการในด้านการควบคุมเกี่ยวกับความมั่นคงแข็งแรง ความปลอดภัย การป้องกันอัคคีภัย การสาธารณสุข การรักษาคุณภาพสิ่งแวดล้อม การผังเมือง การสถาปัตยกรรม และการอำนวยความสะดวกแก่การจราจรนอกจากนี้ กฎหมายว่าด้วยการป้องกันภยันตรายอันเกิดแต่การเล่นมหรสพได้ใช้บังคับมาเป็นเวลานานแล้วไม่เหมาะสมกับสภาพการณ์ในปัจจุบัน ประกอบกับโรงมหรสพก็เป็นอาคารอย่างหนึ่ง สมควรที่จะนำหลักการเกี่ยวกับการอนุญาตให้ใช้โรงมหรสพมาบัญญัติรวมเป็นฉบับเดียวกันกับกฎหมายว่าด้วยการควบคุมอาคารเพื่อสะดวกต่อการใช้กฎหมาย และสมควรกำหนดให้สิ่งที่สร้างขึ้นเพื่อใช้ในการขนส่งบุคคลในลักษณะกระเช้าไฟฟ้าหรือสิ่งที่สร้างขึ้นโดยมีวัตถุประสงค์เพื่อใช้เป็นเครื่องเล่นในสวนสนุก หรือสถานที่อื่นใดเพื่อประโยชน์ในลักษณะเดียวกันเป็นอาคารตามกฎหมายว่าด้วยการควบคุมอาคารด้วย จึงจำเป็นต้องตราพระราชบัญญัตินี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301-50 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย

คำนำ

ในช่วงระยะเวลาไม่กี่ปีที่ผ่านมามีเหตุการณ์แผ่นดินไหวเกิดขึ้นทั้งภายในและภายนอกประเทศหลายครั้ง ซึ่งในแต่ละครั้งได้ส่งผลกระทบต่อความปลอดภัยของอาคารและสิ่งก่อสร้างต่างๆ ในประเทศไทยมาโดยตลอด และนับวันจะทวีความรุนแรงมากยิ่งขึ้น ดังตัวอย่างจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในทะเลอันดามัน เมื่อวันที่ 26 ธันวาคม 2547 ที่ก่อให้เกิดคลื่นสึนามิ และสร้างความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินในพื้นที่ชายฝั่งทะเลด้านตะวันตกของประเทศอย่างรุนแรง นำความโศกเศร้ามาสู่ผู้ที่เกี่ยวข้องมากมาย ซึ่งเหตุการณ์เหล่านี้เป็นสิ่งย้ำเตือนว่า ภัยแผ่นดินไหวไม่ใช่สิ่งที่ไกลตัวสำหรับประเทศไทยอีกต่อไป กรมโยธาธิการและผังเมือง ซึ่งเป็นหน่วยงานที่มีภารกิจในการกำหนดมาตรฐานการก่อสร้างอาคาร จึงได้จัดทำมาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารในพื้นที่เสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหวขึ้น ให้หน่วยงานต่างๆ ท เกี่ยวข้องสามารถนำไปใช้ปฏิบัติให้การออกแบบและก่อสร้างอาคารเป็นไปตามหลักวิชาการ เพื่อให้เกิดความปลอดภัยสูงสุดโดยไม่สิ้นเปลืองค่าใช้จ่ายมากนัก รวมทั้งเป็นการสอดรับกับประมวลข้อบังคับอาคาร (Building Code) ประจำชาติที่กำลังดำเนินการจัดทำอยู่และจะมีบทบาทต่อการควบคุมอาคารในอนาคตด้วย

มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว หรือ มยผ.1301-50 นี้ เป็นมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมืองที่จัดทำขึ้นเพื่อเพิ่มเติมรายละเอียดการคำนวณออกแบบอาคารในกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ว่าด้วยการก่อสร้างอาคารในพื้นที่ที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวให้มีความสมบูรณ์และชัดเจนยิ่งขึ้น สามารถนำไปใช้ปฏิบัติในการก่อสร้างอาคารได้อย่างเหมาะสม โดยเนื้อหาของมาตรฐานดังกล่าวประกอบด้วย เกณฑ์กำหนดสำหรับการจำแนกอาคารตามลักษณะและรูปทรงของโครงสร้าง และรายละเอียดการเสริมเหล็กโครงต้านแรงดัด คอนกรีตเสริมเหล็กให้มีความเหนียวจำกัด

ท้ายนี้ กรมโยธาธิการและผังเมืองขอขอบคุณศาสตราจารย์ ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และผู้ทรงคุณวุฒิด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวในคณะทำงานทุกท่านที่ได้อุทิศเวลาอันมีค่าช่วยจัดทำมาตรฐาน มยผ. 1301-50 จนสำเร็จลุล่วงเป็นอย่างดี และหวังเป็นอย่างยิ่งว่า การปฏิบัติตามมาตรฐานดังกล่าวจะทำให้การก่อสร้างอาคารในพื้นที่เสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหวมีความมั่นคงแข็งแรงยิ่งขึ้น อันจะนำมาซึ่งความปลอดภัยต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนสืบไป

(นายฐิระวัตร กุลละวณิชย์)
อธิบดีกรมโยธาธิการและผังเมือง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทนำ

กฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ว่าด้วยการก่อสร้างอาคารในพื้นที่ที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ให้ข้อกำหนดเกี่ยวกับหลักการกว้างๆ และการคำนวณแรงจากแผ่นดินไหวแต่ไม่มีรายละเอียดบางอย่างที่จำเป็น เช่น ลักษณะของอาคารที่จัดว่ามีรูปทรงไม่สม่ำเสมอ การให้รายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อให้อาคารมีความเหนียวเป็นต้น ดังที่ทราบกันดี การออกแบบอาคารให้มีความต้านทานผลจากแผ่นดินไหวจะพิจารณาเฉพาะแรงอย่างเดียวไม่ได้ หากอาคารไม่ได้รับการออกแบบรายละเอียดให้มีความเหนียวที่เหมาะสม จะไม่สามารถมีพฤติกรรมที่ดีได้เมื่อถูกสั่นไหวกลับไปกลับมาจากแผ่นดินไหว

มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวนี้ จัดทำขึ้นเพื่อกำหนดข้อพึงปฏิบัติสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้ผลของแผ่นดินไหวที่กำหนดในกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540)ฯ โดยอิงข้อกำหนดใน Uniform Building Code 1997 (UBC 1997) เป็นหลัก โดยทั่วไปข้อกำหนดที่ให้เป็นข้อกำหนดขั้นต่ำ ในกรณีที่มาตรฐานระบุว่า ควรกระทำสิ่งใด หมายความว่าสิ่งที่กล่าวนั้นเป็นข้อแนะนำจากคณะผู้ทำงานจัดทำมาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว ซึ่งจะเป็นการปฏิบัติที่ให้ระดับพฤติกรรมอาคารที่ดีกว่าที่กำหนดใน UBC 1997 จึงเป็นวิจารณญาณของวิศวกรที่จะเลือกปฏิบัติได้ตามความเหมาะสม

ในฐานะประธานคณะทำงานจัดทำมาตรฐานรายละเอียดการเสริมเหล็กและพิจารณาแก้ไขสูตรการคำนวณสำหรับการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว ขอขอบคุณกรรมการทุกท่านที่เสียสละในการดำเนินงานให้สำเร็จลุล่วงด้วยดี และขอขอบคุณเจ้าหน้าที่ของกรมโยธาธิการและผังเมืองได้แก่ ตร.เสถียร เจริญเหรียญ นายศักติรัตน์ แก้วอุ่นเรือน และนายกิตติ เหลืองจิรโณทัย ที่ได้มีส่วนร่วมในการจัดการประชุมและจัดทำต้นฉบับของมาตรฐานนี้อย่างดียิ่ง

(ศาสตราจารย์ ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์)
ประธานคณะทำงานจัดทำมาตรฐาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คณะทำงานจัดทำมาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ที่ปรึกษา

วิศวกรใหญ่ สุรพล พงษ์ไทยพัฒน์

กรมโยธาธิการและผังเมือง

นายอดิศร มโนมัยธำรงกุล

กรมโยธาธิการและผังเมือง

ประธานคณะทำงาน

ศาสตราจารย์ ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

คณะทำงานผู้ทรงคุณวุฒิ

ศาสตราจารย์ ดร.เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ ศาสตราจารย์ ดร.สมชาย ชูชีพสกุล

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

รองศาสตราจารย์ ดร.เป็นหนึ่ง วานิชชัย รองศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล

สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รองศาสตราจารย์ ดร.อมร พิมานมาศ

สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร

คณะทำงานและเลขานุการ คณะทำงานและผู้ช่วยเลขานุการ

ดร.เสถียร เจริญเหรียญ นายศักดิรัตน์ แก้วอุ่นเรือน

กรมโยธาธิการและผังเมือง กรมโยธาธิการและผังเมือง

นายกิตติ เหลืองจิรโณทัย

กรมโยธาธิการและผังเมือง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

มยผ. 1301-50

มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ส่วนที่ 1 ขอบข่าย

1.1 มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวนี้เป็นข้อกำหนดเพิ่มเติมจากกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 เพื่อให้การออกแบบโครงสร้างอาคารควบคุมตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ฯ มีความมั่งคงแข็งแรงและปลอดภัย

1.2 ข้อกำหนดในมาตรฐานนี้ไม่ครอบคลุมถึงงานก่อสร้างถนน สะพาน เขื่อน อุโมงค์และงานก่อสร้างอาคารชั่วคราว

1.3 ข้อกำหนดเกี่ยวกับลักษณะและรูปทรงของโครงสร้างเป็นข้อกำหนดสำหรับการจำแนกอาคารตามลักษณะและรูปทรงของอาคาร เพื่อให้สอดคล้องกับการกำหนดรูปทรงของอาคารในกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ฯ ซึ่งข้อกำหนดนี้ได้นำมาจากข้อกำหนดว่าด้วยลักษณะและรูปทรงของโครงสร้าง (Configuration Requirements) ของ Uniform Building Code พ.ศ. 2534 และ พ.ศ. 2540

1.4 ข้อกำหนดการเสริมเหล็กของโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัดในส่วนที่ 4 เป็นข้อกำหนดขั้นต่ำสำหรับการออกแบบโครงสร้างอาคารควบคุมตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ฯ ที่ใช้โครงต้านแรงดัดเป็นโครงสร้างต้านแรงด้านข้าง และเป็นข้อกำหนดที่นอกเหนือจากข้อกำหนดคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป ซึ่งข้อกำหนดส่วนใหญ่เป็นไปตามข้อกำหนดการเสริมเหล็กสำหรับรับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในเขตพื้นที่รุนแรงปานกลางของ Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318)

1.5 ข้อกำหนดการเสริมเหล็กของโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัดในส่วนที่ 4 ไม่ครอบคลุมถึงองค์อาคารที่ไม่ระบุให้เป็นส่วนของระบบรับแรงด้านข้าง (Members not Designated as Part of the Lateral-Force-Resisting System) ยกเว้นแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คานที่ไม่เป็นส่วนของระบบรับแรงด้านข้างจะต้องปฏิบัติตามข้อ 4.7.2 และ 4.8 ตามมาตรฐานนี้ด้วย

1.6 หากไม่ได้มีการระบุเป็นอย่างอื่นแล้ว การรวมน้ำหนักบรรทุก (Load Combinations) ในมาตรฐานนี้ให้เป็นไปตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 โดยให้แทนผลของแรงลมด้วยแรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ฯ

1.7 มาตรฐานนี้ใช้หน่วย SI (International System units) เป็นหลักและมีหน่วยเมตริกกำกับในวงเล็บต่อท้าย โดยการแปลงหน่วยของแรงใช้ 1 กิโลกรัมแรงเท่ากับ 9.806 นิวตัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ส่วนที่ 2 นิยามและสัญลักษณ์

2. 1 นิยาม

"กำแพงรับแรงเฉือน (Shear Wall)" หมายถึง กำแพงที่ได้รับการออกแบบให้ต้านแรงด้านข้างที่ขนานกับระนาบของตัวกำแพง

"โครงแกงแนง (Braced Frame)" หมายถึง ระบบที่ใช้โครงข้อหมุนในระนาบดิ่งทำหน้าที่ต้านแรงด้านข้างโดยรอยต่อเป็นได้ทั้งแบบตรงศูนย์หรือเยื้องศูนย์

"โครงต้านแรงดัด (Moment-Resisting Frame)" หมายถึง โครงที่มีองค์อาคารและรอยต่อซึ่งสามารถต้านแรงโดยการดัดเป็นหลัก

"โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียว (Ductile Moment-Resisting Frame)" หมายถึง โครงต้านแรงดัดของอาคารที่ได้รับการจัดระบบโครงสร้างที่ดี มีการออกแบบเพื่อให้การวิบัติเชิงดัด (Flexure Failure) เกิดขึ้นในคานเป็นสำคัญโดยที่ชิ้นส่วนทั้งเสาและคานมีความสามารถด้านความเหนียวเชิงโค้ง (Curvature Ductility Capacity) ณ ตำแหน่งที่อาจเกิดการวิบัติไม่น้อยกว่า 20

"โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัด (Ductile Moment-Resisting Frame with Limited Ductility)" หมายถึง โครงต้านแรงดัดที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อให้โครงสร้างมีความเหนียวจำกัด โดยรายละเอียดการเสริมเหล็กของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวดังกล่าวให้เป็นไปตามส่วนที่ 4 ของมาตรฐานนี้

"โครงสร้างลักษณะไม่สม่ำเสมอ (Irregular Structure)" หมายถึง โครงสร้างที่มีความไม่ต่อเนื่องทางกายภาพของรูปทรง ลักษณะโครงสร้าง และมวลในแนวราบหรือในแนวดิ่งหรือความไม่ต่อเนื่องในระบบต้านแรงด้านข้างอย่างมีนัยสำคัญ ตามรายละเอียดที่ระบุในข้อ 3.1

"โครงสร้างลักษณะสม่ำเสมอ (Regular Structure)" หมายถึง โครงสร้างที่ปราศจากความไม่ต่อเนื่องทางกายภาพของรูปทรง ลักษณะโครงสร้าง และมวลในแนวราบหรือในแนวดิ่งหรือความไม่ต่อเนื่องในระบบต้านแรงด้านข้างอย่างมีนัยสำคัญ ตามรายละเอียดที่ระบุในข้อ 3.1

"ไดอะแฟรม (Diaphragm)" หมายถึง ระบบโครงสร้างที่วางตัวอยู่ในแนวราบหรือใกล้เคียงแนวราบ ทำหน้าที่ส่งถ่ายแรงด้านข้างไปสู่ชิ้นส่วนในแนวดิ่งซึ่งเป็นส่วนของระบบต้านแรงด้านข้าง คำว่าไดอะแฟรมจะหมายรวมไปถึงระบบค้ำยันในแนวราบด้วย

"ระบบต้านแรงด้านข้าง (Lateral-Force-Resisting System)" หมายถึง ระบบโครงสร้างหรือส่วนของระบบโครงสร้างที่ออกแบบให้ต้านแรงแผ่นดินไหว

"แรงบิดโดยบังเอิญ (Accidental Torsion)" หมายถึง แรงบิดที่อาจจะเกิดขึ้นโดยบังเอิญจากผลของแรงเฉือนรวมในแต่ละชั้น (Story Shear) กระทำเยื้องศูนย์จากจุดศูนย์กลางของความแข็งเกร็ง (Center of Rigidity) ของระบบต้านแรงด้านข้างในแต่ละชั้น โดยระยะเยื้องศูนย์ดังกล่าวจะต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 5 ของมิติอาคารที่มากที่สุดในระดับชั้นนั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2 สัญลักษณ์

A_g = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด หน่วยเป็นตารางมิลลิเมตร (ตารางเซนติเมตร)

A_j = พื้นที่ด้านแรงเฉือนในแนวนอนประสิทธิผลของข้อต่อ หน่วยเป็นตารางมิลลิเมตร (ตารางเซนติเมตร)

A_s= พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึง หน่วยเป็นตารางมิลลิเมตร (ตารางเซนติเมตร)

A_{sm}= พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมล่างของแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไร้คานที่วางผ่านหรือฝังเข้าไปในแกนเสา หน่วยเป็นตารางมิลลิเมตร (ตารางเซนติเมตร)

A_v = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน หน่วยเป็นตารางมิลลิเมตร (ตารางเซนติเมตร)

b_0 = เส้นรอบรูปของหน้าตัดวิกฤตสำหรับการคำนวณกำลังต้านแรงเฉือน V_cในแผ่นพื้น หน่วยเป็นมิลลิเมตร (เซนติเมตร)

b_1 = ความกว้างของหน้าตัดวิกฤตที่วัดในทิศทางของช่วงที่ใช้หาโมเมนต์ หน่วยเป็นมิลลิเมตร (เซนติเมตร)

b_2 = ความกว้างของหน้าตัดวิกฤตที่วัดในทิศทางตั้งฉากกับ b_1 หน่วยเป็นมิลลิเมตร (เซนติเมตร)

b_w = ความกว้างของตัวคาน หน่วยเป็นมิลลิเมตร (เซนติเมตร)

d = ความลึกประสิทธิผลหรือระยะจากขอบบนสุดด้านรับแรงอัดถึงจุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึง หน่วยเป็นมิลลิเมตร (เซนติเมตร)

d_b = เส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม หน่วยเป็นมิลลิเมตร (เซนติเมตร)

f_c' = หน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีต หาได้จากการทดสอบแท่งคอนกรีตทรงกระบอกขนาดมาตรฐาน Ø 150×300 มิลลิเมตร หน่วยเป็นเมกาปาสกาล (กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

f_{pc} = หน่วยแรงอัดเฉลี่ยในคอนกรีตที่เป็นผลจากการอัดแรงและมีการสูญเสียของการอัดแรงเกิดขึ้นแล้ว หน่วยเป็นเมกาปาสกาล (กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

f_y = กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริม หน่วยเป็นเมกาปาสกาล (กิโลกรัมแรงต่อตารางเซนติเมตร)

h = ความลึกของคานหรือข้อต่อ หน่วยเป็นมิลลิเมตร (เซนติเมตร)

H_c = ความสูงช่วงว่างของเสา หน่วยเป็นมิลลิเมตร (เซนติเมตร)

L_1= ความยาวช่วงของแผ่นพื้นในทิศทางที่ใช้หาโมเมนต์ วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับ

L_2 = ความยาวช่วงตามขวางกับ L_1วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับ

L_c = ความยาวช่วงว่างของคาน หน่วยเป็นมิลลิเมตร (เซนติเมตร)

M_s = สัดส่วนของโมเมนต์ดัดในแผ่นพื้นที่ถ่ายให้จุดรองรับ หน่วยเป็นนิวตัน-มิลลิเมตร (กิโลกรัมแรง-เซนติเมตร)

M_n = โมเมนต์ดัดระบุ หน่วยเป็นนิวตัน-มิลลิเมตร (กิโลกรัมแรง-เซนติเมตร)

M_u = โมเมนต์ดัดปรับค่า หน่วยเป็นนิวตัน-มิลลิเมตร (กิโลกรัมแรง-เซนติเมตร)

s = ระยะเรียงของเหล็กลูกตั้งหรือเหล็กปลอก หน่วยเป็นมิลลิเมตร (เซนติเมตร)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

t = ความหนาของแผ่นพื้น หน่วยเป็นมิลลิเมตร (เซนติเมตร)

U = กำลังที่ต้องการ

V_c = กำลังต้านแรงเฉือนระบุที่รับโดยคอนกรีต หน่วยเป็นนิวตัน (กิโลกรัมแรง)

V_{col} = แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสา ที่ใช้ในการออกแบบข้อต่อระหว่างคานและเสา หน่วยเป็นนิวตัน (กิโลกรัมแรง)

V_j = แรงเฉือนในแนวนอนสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อ หน่วยเป็นนิวตัน (กิโลกรัมแรง)

V_n = กำลังต้านแรงเฉือนระบุ หน่วยเป็นนิวตัน (กิโลกรัมแรง)

V_p = แรงเฉือนเนื่องจากแรงดึงประสิทธิผลของเหล็กเสริมอัดแรงที่พิจารณา หน่วยเป็นนิวตัน (กิโลกรัมแรง)

w_u = น้ำหนักบรรทุกปรับค่า

α_s = ค่าคงที่ที่ใช้ในการคำนวณกำลังต้านแรงเฉือน V_c ในแผ่นพื้น

β_c = อัตราส่วนด้านยาวต่อด้านสั้นของเสา

β_p = ค่าคงที่ที่ใช้ในการคำนวณกำลังต้านแรงเฉือน V_c ในแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง

ø = ตัวคูณลดกำลัง

γ_f = สัดส่วนของโมเมนต์ดัดไม่สมดุลซึ่งถ่ายผ่านโดยแรงดัดที่จุดต่อระหว่างแผ่นพื้นและเสา

$$= \frac{1}{1+2/3\sqrt{b_1/b_2}}$$

ส่วนที่ 3 ลักษณะและรูปทรงของโครงสร้าง

3.1 เกณฑ์กำหนดสำหรับการจำแนกอาคารตามลักษณะและรูปทรงของโครงสร้าง อาคารควบคุมตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ.2540) ฯ จะถือว่ามีลักษณะไม่สม่ำเสมอต่อเนื่องทางกายภาพของลักษณะหรือรูปทรงของโครงสร้างในแนวดิ่งหรือในแนวราบเป็นไปตามข้อใดข้อหนึ่งในตารางที่ 1 หรือ ตารางที่ 2

ตารางที่ 2.5 ความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างในแนวดิ่ง (Vertical Structural Irregularities)

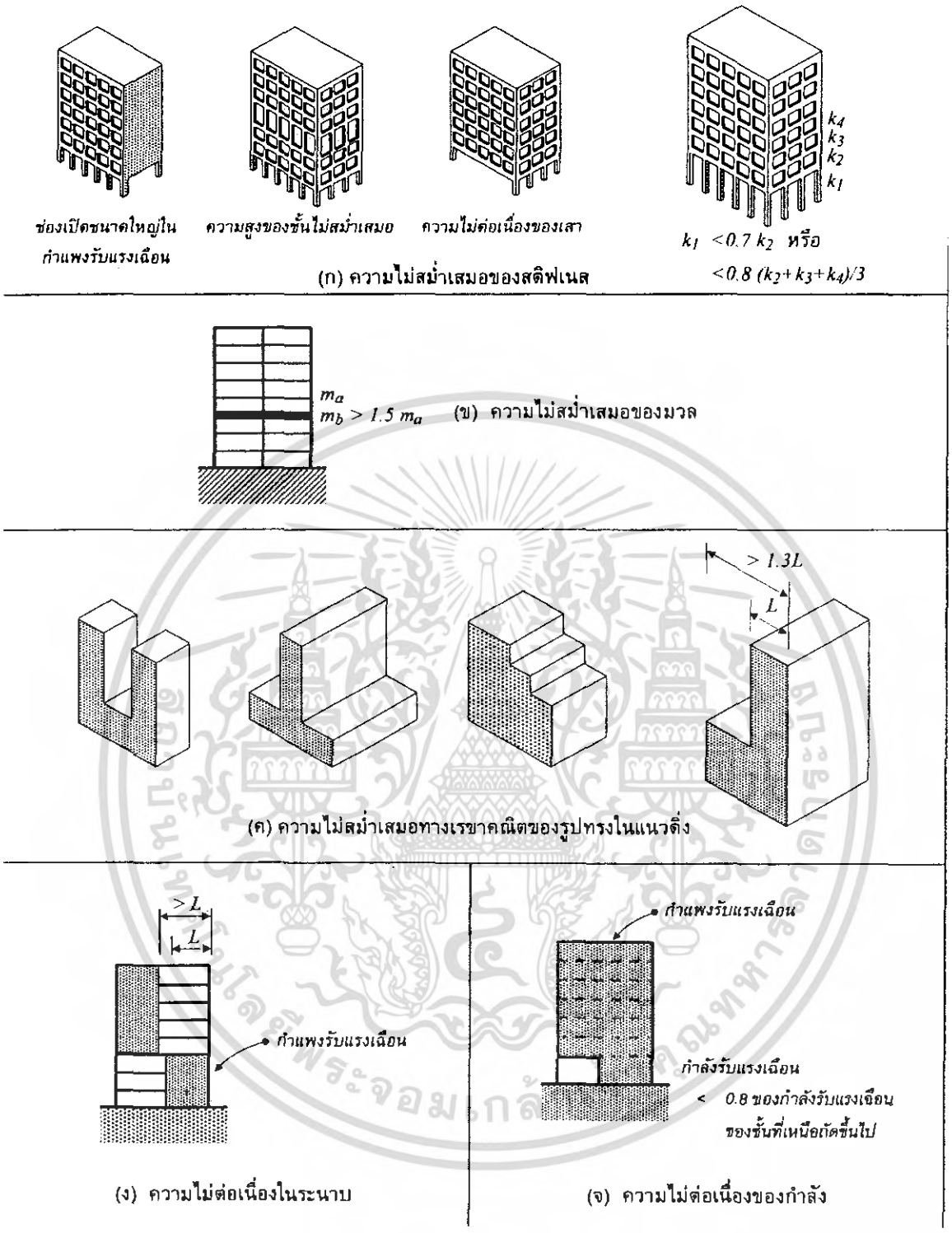
รูปแบบความไม่สม่ำเสมอและคำจำกัดความ	หมายเหตุ
1.ความไม่สม่ำเสมอของสติฟเนส (Stiffness irregularity) หรือชั้นที่อ่อน (Soft Story) ชั้นที่อ่อน หมายถึง ชั้นที่มีสติฟเนสทางด้านข้าง (Lateral Stiffness) มีค่าน้อยกว่าร้อยละ 70 ของชั้นที่เหนือถัดไปหรือน้อยกว่าร้อยละ 80 ของสติฟเนสเฉลี่ยของสามชั้นที่เหนือขึ้นไป	ดูตัวอย่างในรูปที่ 1 (ก)
2.มวลไม่สม่ำเสมอ (Mass Irregularity) ความไม่สม่ำเสมอของมวล หมายถึง มวลประสิทธิผล (Effective Mass) ใดๆมีค่า	ดูตัวอย่างในรูปที่ 1 (ข)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

มากกว่าร้อยละ 150 ของชั้นที่อยู่ติดกัน (หลังคาที่มีมวลน้อยกว่าพื้นชั้นถัดลงมาไม่จำเป็นต้นนำมาพิจารณา)	
3.รูปทรงเรขาคณิตในแนวดิ่งไม่สม่ำเสมอ (Vertical geometric Irregularity) ความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่ง หมายถึง มิติในแนวราบของระบบต้านทานแรงทางด้านข้างของชั้นใดๆ มีค่ามากกว่าร้อยละ 130 ของชั้นที่ติดกัน ยกเว้น Penthouses ที่สูง1ชั้น ไม่จำเป็นต้องพิจารณา	ดูตัวอย่างในรูปที่ 1 (ค)
4. ความไม่ต่อเนื่องในระนาบขององค์อาคารต้านทานแรงด้านข้างในแนวดิ่ง(In-plane discontinuity in vertical lateral-force-resisting element) ความไม่ต่อเนื่องในระนาบขององค์อาคารในแนวดิ่งจะพิจารณาเมื่อระยะเยื้องในระนาบขององค์อาคารด้านทานแรงด้านข้างมีค่ามากกว่าความยาวขององค์อาคารนั้นๆ	ดูตัวอย่างในรูปที่ 1 (ง)
5.ความไม่ต่อเนื่องของกำลัง (Discontinuity in capacity)หรือชั้นที่อ่อนแอ (Week story) ชั้นอ่อนแอ หมายถึง ชั้นที่มีผลรวมกำลังของชิ้นส่วนที่ทำหน้าที่ร่วมกันรับแรงแผ่นดินไหวในทิศทางที่พิจารณาทั้งหมด มีค่าน้อยกว่าร้อยละ 80 ของชั้นที่เหนือถัดขึ้นไป	ดูตัวอย่างในรูปที่ 1 (จ)

ข้อยกเว้น: โครงสร้างจะไม่จัดอยู่ในรูปทรงแบบที่ 1 หรือ 2 ตามตารางที่ 1 เมื่อไม่มีค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวด้านข้างระหว่างชั้นของชั้นใดๆ ภายใต้แรงด้านข้างสถิตเทียบเท่าที่สูงกว่า 1.3 เท่าของชั้นที่เหนือถัดขึ้นไป ทั้งนี้ค่าอัตราส่วนดังกล่าวของสองชั้นบนสุดไม่จำเป็นต้องนำมาพิจารณา รวมถึงไม่จำเป็นต้องพิจารณาผลของการบิดในการคำนวณการเคลื่อนตัวดังกล่าวด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



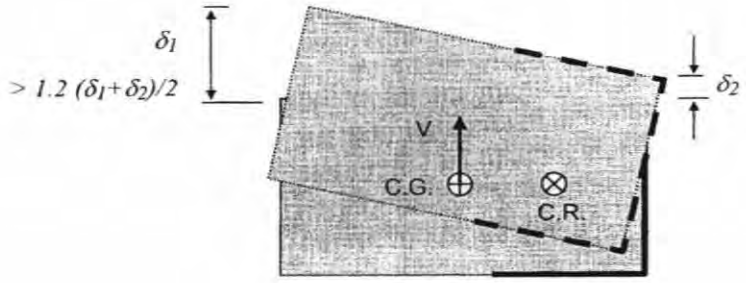
รูปที่ 2.18 ตัวอย่างความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างในแนวดิ่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

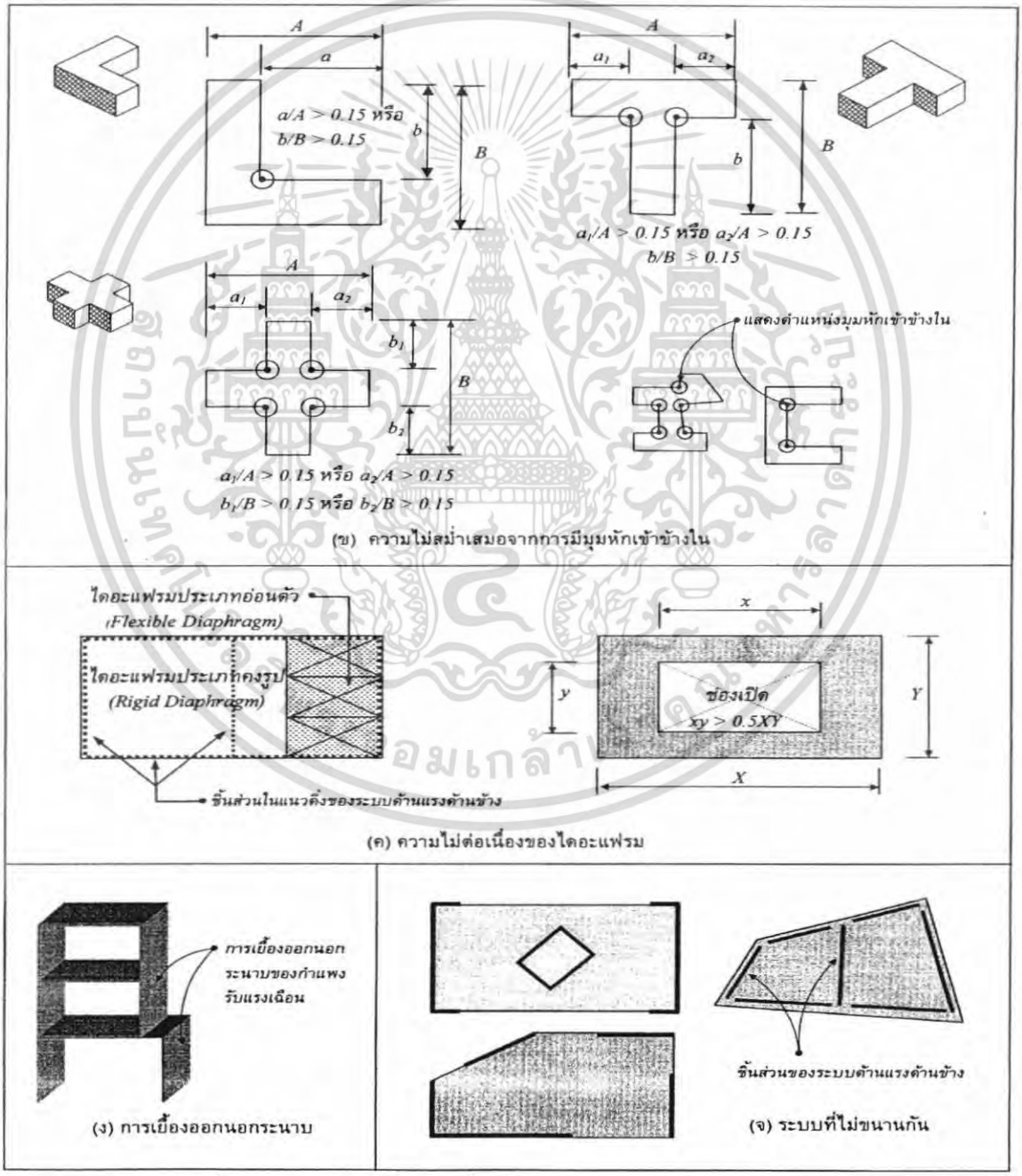
ตารางที่ 2 ความไม่สม่ำเสมอของผังโครงสร้าง (Plan Structural Irregularities)

รูปแบบความไม่สม่ำเสมอและคำจำกัดความ	หมายเหตุ
1.ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด (Torsional Irregularity)-พิจารณากรณีที่ไดอะแฟรมเป็นประเภทไม่อ่อนตัว (Not Flexible) โครงสร้างจะถือว่ามีความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดเมื่อค่าสูงสุดของการเคลื่อนตัวด้านข้างระหว่างชั้นในแนวตั้งฉากกับแนวแกน[คำนวณจากแรงด้านข้างที่รวมผลของแรงบิดโดยบังเอิญ (Accidental Torsion)] ที่ปลายด้านหนึ่งของโครงสร้างมีค่ามากกว่า 1.2 เท่าของค่าเฉลี่ยที่ปลายทั้งสองด้าน	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2 (ก)
(5) ความไม่สม่ำเสมอจากการมีมุมหักเข้าข้างใน (Re-entrant corners) โครงสร้างจะถือว่ามีความไม่สม่ำเสมอจากการมีมุมหักเข้าข้างใน เมื่อผังโครงสร้างและระบบต้านแรงด้านข้างมีลักษณะหักเข้าข้างใน ทำให้เกิดส่วนยื่น โดยที่ส่วนยื่นนั้นมีระยะฉายในแต่ละทิศทางมากกว่าร้อยละ 15 ของมิติของผังในทิศทางนั้น	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2 (ข)
(6) ความไม่ต่อเนื่องของไดอะแฟรม (Diaphragm discontinuity) โครงสร้างจะถือว่ามีความไม่ต่อเนื่องของไดอะแฟรม เมื่อไดอะแฟรมมีความไม่ต่อเนื่องหรือมีการเปลี่ยนค่าสติฟเนสอย่างทันทีทันใด รวมถึงการเจาะช่องหรือมีช่องเปิดมากกว่าร้อยละ 50 ของพื้นที่ไดอะแฟรมหรือสติฟเนสประสิทธิผลของไดอะแฟรมของชั้นใดชั้นหนึ่งมีการเปลี่ยนแปลงมากกว่าร้อยละ 50 เมื่อเทียบกับชั้นถัดไป	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2 (ค)
(7) การเยื้องออกนอกระนาบ (Out-of-plane offsets) โครงสร้างจะถือว่ามีความไม่สม่ำเสมอจากการเยื้องออกนอกระนาบเมื่อเส้นทางการถ่ายแรงของแรงด้านข้างมีความไม่ต่อเนื่อง เช่น กรณีมีการเยื้องระหว่างระนาบของกำแพงรับแรงด้านข้าง	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2 (ง)
(8) ระบบโครงสร้างไม่ขนานกัน (Nonparallel systems) ระบบที่ไม่ขนานกัน ได้แก่ ระบบที่มีชิ้นส่วนแนวดิ่งที่ต้านแรงด้านข้างวางตัวในแนวที่ไม่ขนานกัน หรือไม่สมมาตรกัน เมื่อเทียบกับแกนหลักของระบบต้านแรงด้านข้าง	ดูตัวอย่างในรูปที่ 2 (จ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(ก) ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด



รูปที่ 2.19 ตัวอย่างความไม่สม่ำเสมอของผังโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ส่วนที่ 4 รายละเอียดการเสริมเหล็กโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

4.6 คานและเสา คานในมาตรฐานนี้หมายความถึง องค์อาคารของโครงต้านแรงดัดที่มีแรงตามแนวแกนปรับค่า (Factored Axial Load) ไม่มากกว่า $0.10A_g f_c'$ และเสาในมาตรฐานนี้หมายถึงองค์อาคารของโครงต้านแรงดัดที่มีแรงตามแนวแกนปรับค่ามากกว่าค่าดังกล่าว

4.7 กำลังต้านแรงเฉือน กำลังต้านแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบ คาน เสา และแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คาน สำหรับต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวจะต้องไม่น้อยกว่าค่าแรงเฉือนในข้อ 4.2.1 หรือข้อ 4.2.2

4.7.1 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นเมื่อแรงดัดที่ปลายขององค์อาคารทั้งสองถึงโมเมนต์กำลังระบุรวมกับแรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง (ถ้ามี) (รูปที่ 3)

4.7.2 แรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการรวมน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (Design Load Combinations) ที่พิจารณาแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวเป็น 2 เท่าของแรงที่กำหนดในกฎหมายควบคุมอาคารว่าด้วยการก่อสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

4.8 การเสริมเหล็กในคาน ข้อกำหนดการเสริมเหล็กในคานของโครงต้านแรงดัดมีรายละเอียดดังนี้ (รูปที่ 4)

4.8.1 กำลังต้านทานโมเมนต์บวกที่ขอบของข้อต่อจะต้องไม่น้อยกว่าหนึ่งในสามของกำลังต้านทานโมเมนต์ลบที่ขอบของข้อต่อเดียวกัน นอกจากนี้กำลังต้านโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบที่หน้าตัดใดๆ ตลอดความยาวคานจะต้องไม่น้อยกว่าหนึ่งในห้าของกำลังต้านทานโมเมนต์สูงสุดที่ขอบข้อต่อที่ปลายทั้งสองของคาน

4.8.2 ภายในบริเวณปลายคานที่ห่างจากขอบของจุดรองรับเป็นระยะ 2 เท่าของความลึกคานจะต้องเสริมเหล็กปลอกที่มีระยะเรียงของเหล็กปลอกไม่มากกว่าค่าดังต่อไปนี้

(9) 1 ใน 4 ของความลึกประสิทธิผล

(10)8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนากเล็กสุด

(11)24 เท่าของขนาดส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก

(12)300 มิลลิเมตร

และเหล็กปลอกแรกจะอยู่ห่างจากขอบของจุดรองรับเป็นระยะไม่มากกว่า 50 มิลลิเมตร

4.8.3 ระยะเรียงของเหล็กปลอกในบริเวณอื่นที่นอกเหนือจากข้อ 4.3.2 จะต้องไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิผล

4.8.4 ควรหลีกเลี่ยงการทาบเหล็กเสริมตามยาวทั้งบนและล่างภายในระยะ 2 เท่าของความลึกคานเมื่อวัดจากขอบของจุดรองรับ

4.9 การเสริมเหล็กในเสา ข้อกำหนดการเสริมเหล็กในเสาของโครงต้านแรงดัดมีรายละเอียดดังนี้ (รูปที่ 5)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.4.1 ในกรณีเหล็กปลอกเดี่ยว จะต้องเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีระยะไม่มากกว่าระยะ s_0 ตลอดความยาว l_0 ที่วัดจากขอบของข้อต่อเสา โดยที่ระยะ s_0 จะต้องไม่มากกว่าระยะดังต่อไปนี้

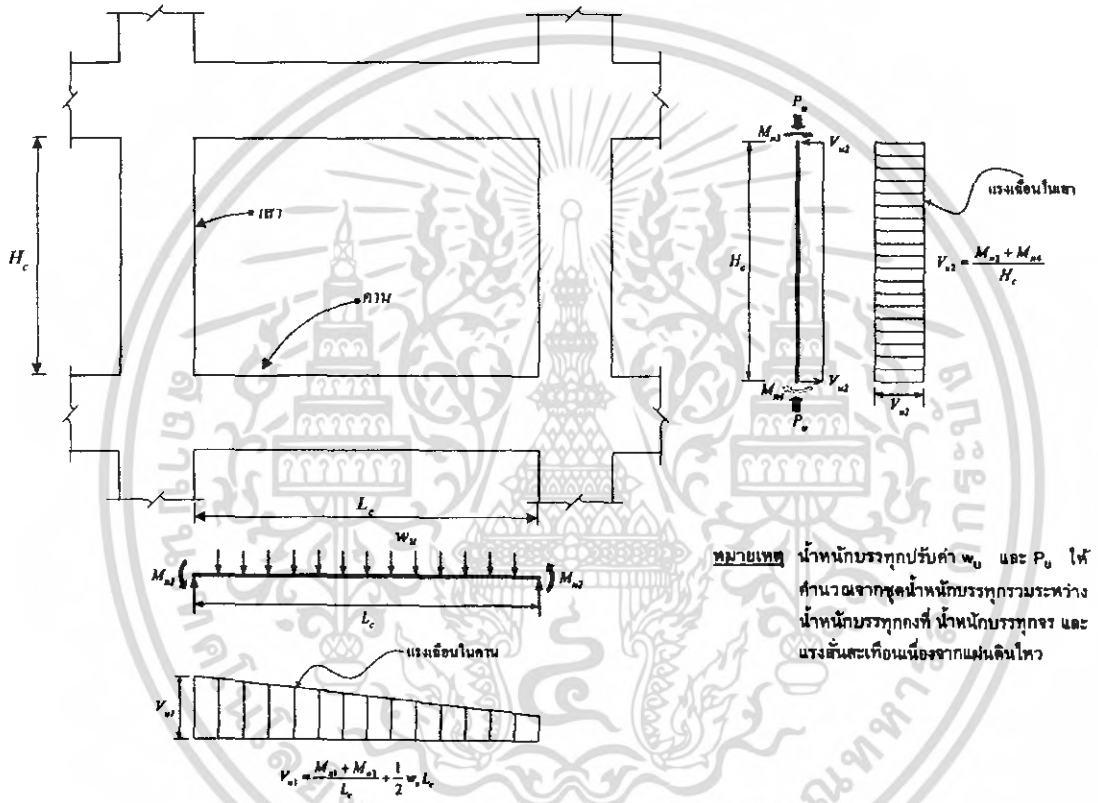
(1) 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามความยาวที่มีขนาดเล็กสุด

(2) 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก

(3) ครึ่งหนึ่งของมิติที่เล็กที่สุดของหน้าตัดเสา

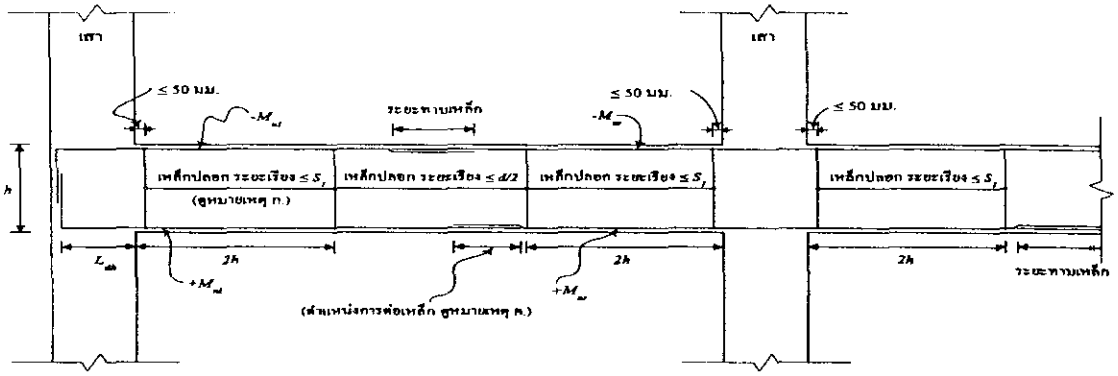
(4) 300 มิลลิเมตร

และเหล็กปลอกแรกจะต้องอยู่ห่างจากขอบของข้อต่อเป็นระยะไม่มากกว่า $0.5s_0$

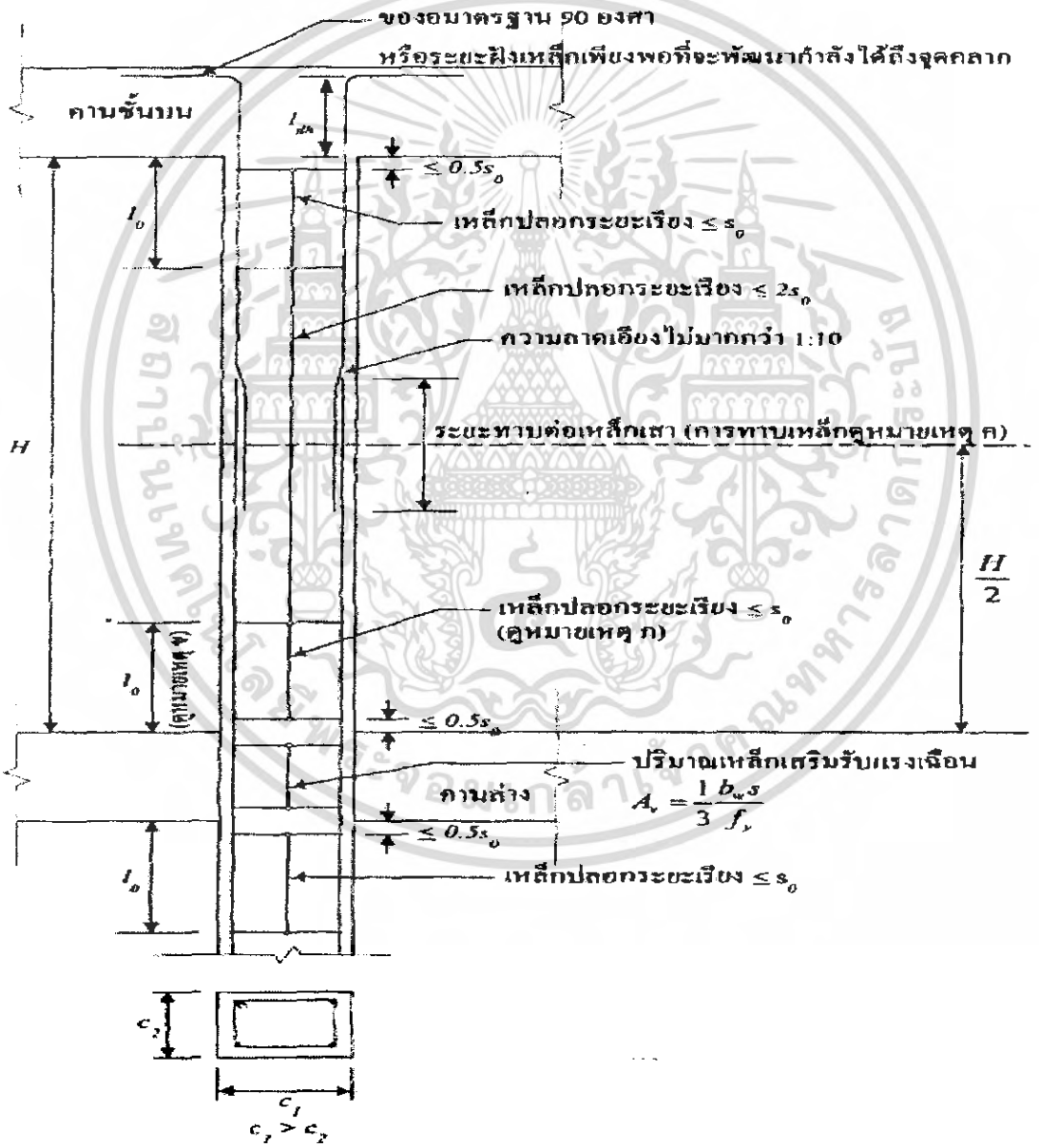


รูปที่ 2.20 ตัวอย่างการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนตามข้อ 4.2.2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.21 รายละเอียดการเสริมเหล็กในคาน



รูปที่ 2.22 รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.4.2 สำหรับความยาว l_0 ในหัวข้อ 4.4.1 จะต้องไม่น้อยกว่าความยาวดังนี้

(1) 1 ใน 6 ของความสูงจากขอบถึงขอบของเสา

(2) มิติที่มากที่สุดของหน้าตัดเสา

(3) 500 มิลลิเมตร

4.4.3 ในกรณีเหล็กปลอกเกลียว การเสริมเหล็กให้เป็นไปตามข้อกำหนดสำหรับการเสริมเหล็กองค์อาคารรับแรงอักในมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังของสมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย

4.4.4 ยกเว้นข้อต่อระหว่างเสาและคานที่ไม่ได้เป็นส่วนหลักของระบบรับแรงแผ่นดินไหวและมีการยึดโคนเสาทั้ง 4 ด้านด้วยแผ่นพื้นหรือคานที่มีความลึกเท่ากันโดยประมาณ ข้อต่อต้องมีการเสริมเหล็กปลอกเป็นปริมาณไม่น้อยกว่า

$$A_v = b_w s / 3f_y$$

(หรือไม่น้อยกว่า $A_v = 3.5\ b_w s / f_y$ สำหรับหน่วยเมตริก)

โดยที่เหล็กเสริมนี้จะต้องเสริมภายในเสาเป็นความลึกไม่น้อยกว่าความลึกของคานที่ลึกที่สุดที่ข้อต่อนั้น

4.4.5 ระยะเรียงของเหล็กปลอกเดี่ยวในส่วนที่นอกเหนือจากข้อ 4.4.1 จะต้องไม่มากกว่า 2 เท่าของระยะ s_0

4.4.6 พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมตามยาวของเสาต้องไม่น้อยกว่า 0.01 และไม่มากกว่า 0.06 ของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด

4.4.7 การต่อเหล็กเสริมในเสาให้ต่อบริเวณช่วงกลางความสูงเสา

4.5 การออกแบบข้อต่อระหว่างคานและเสา

ข้อต่อระหว่างคานและเสาต้องมีขนาดใหญ่เพียงพอเพื่อมิให้แรงภายในข้อต่อมีค่าเกินกว่ากำลังของข้อต่อ ดังรายละเอียดต่อไปนี้

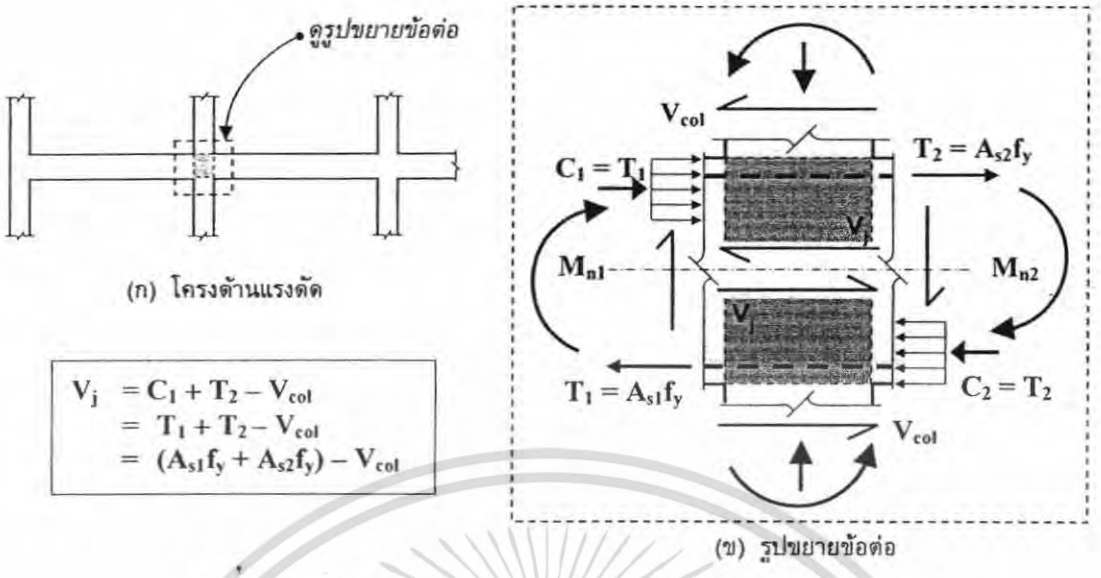
4.5.1 แรงเฉือนในแนวนอนสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อ (Vj) จะต้องไม่มากกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนออกแบบ ($\emptyset V_n$) หรือ

$$Vj \leq \emptyset V_n$$

โดยที่ตัวคูณลดกำลังของข้อต่อ ($\emptyset$) ให้ใช้เท่ากับ 0.85

4.5.2 แรงเฉือนในแนวนอนสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อเป็นแรงเฉือนที่เกิดขึ้นเมื่อหน้าตัดคานที่ปลายคานทั้งสองด้านของข้อต่อมีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดระบุในทิศทางเดียวกันดังแสดงในรูปที่ 6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.23 การคำนวณแรงเฉือนในแนวสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อ

4.5.3 กำลังต้านแรงเฉือนระบุ (V_n) ของข้อต่อมีค่าดังต่อไปนี้

(1) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรัดจากคานทั้ง 4 ด้าน [รูปที่ 7 (ก)]

$$V_n = 1.7\sqrt{f_c'}A_j$$

($V_n = 5.4\sqrt{f_c'}A_j$ ในหน่วยเมตริก)

(2) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรัดจากคาน 3 ด้าน หรือคาน 2 ด้านที่อยู่ตรงข้ามกัน [รูปที่ 7 (ข)]

$$V_n = 1.25\sqrt{f_c'}A_j$$

($V_n = 3.9\sqrt{f_c'}A_j$ ในหน่วยเมตริก)

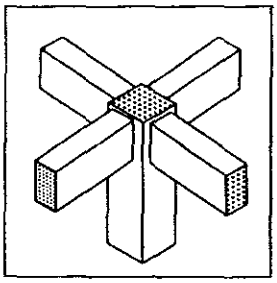
(4) ข้อต่ออื่นๆ [รูปที่ 7 (ค)]

$$V_n = 1.0\sqrt{f_c'}A_j$$

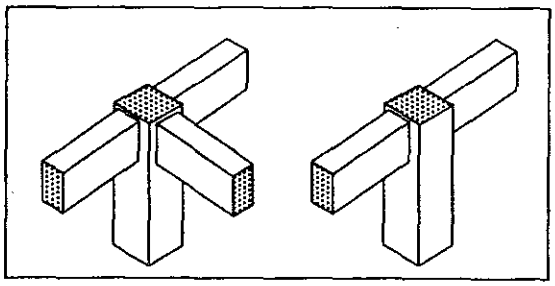
($V_n = 3.2\sqrt{f_c'}A_j$ ในหน่วยเมตริก)

โดยที่ A_j เป็นพื้นที่ต้านทานแรงเฉือนในแนวนอนประสิทธิผลของข้อต่อ ดังแสดงในรูปที่ 8 และจะถือว่าข้อต่อได้รับการยึดรัดจากคานกว้างไม่น้อยกว่าสามในสี่ของความกว้างเสาด้านที่คานเข้ามาบรรจบและมีความลึกไม่น้อยกว่าสามในสี่ของความลึกคานตัวที่ลึกที่สุดที่เข้ามาบรรจบกันที่ข้อต่อ

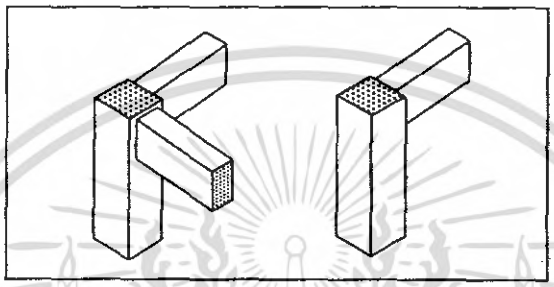
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(ก) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรัดจากคานทั้ง 4 ด้าน



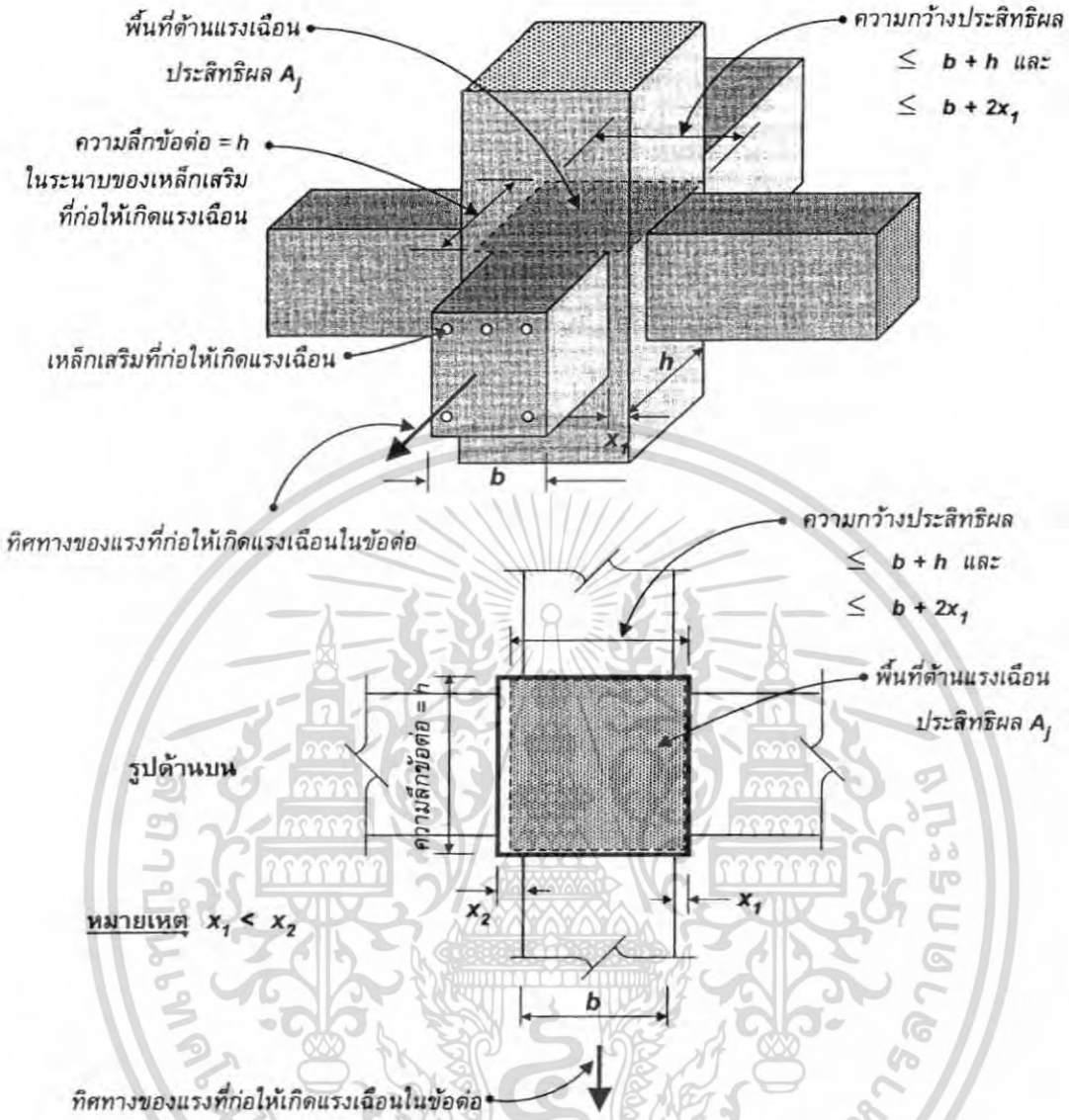
(ข) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรัดจากคาน 3 ด้าน หรือคาน 2 ด้านที่อยู่ตรงข้ามกัน



(ค) ข้อต่ออื่นๆ

รูปที่ 2.24 ประเภทข้อต่อต่างๆสำหรับการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ(V_n)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.25 พื้นที่ต้านแรงเฉือนประสิทธิผลของข้อต่อระหว่างคานและเสา

4.6 การเสริมเหล็กในแผ่นพื้นสองทางคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไร้คาน

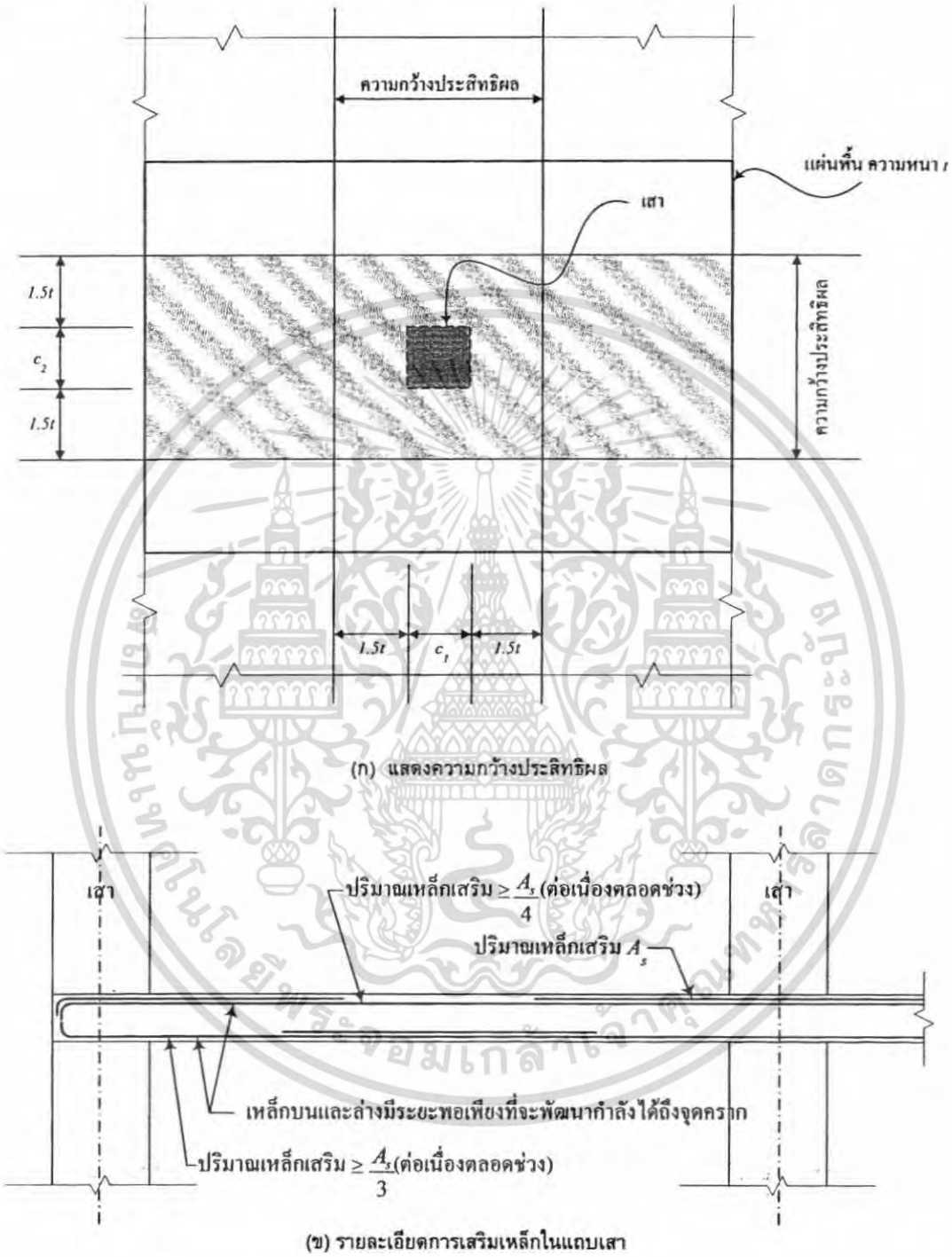
การเสริมเหล็กในแผ่นพื้นสองทางคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไร้คานที่พิจารณาว่าเป็นส่วนของโครงต้านแรงดัดรับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ให้เสริมเหล็กตามรายละเอียดดังนี้ (รูปที่ 9)

4.6.1 ปริมาณเหล็กเสริมที่คำนวณได้สำหรับรับส่วนของโมเมนต์ดัดในแผ่นพื้นที่ถ่ายให้จุดรองรับ (M_s) จะต้องวางอยู่ในแถบเสาทั้งหมด

4.6.2 ปริมาณเหล็กเสริมสำหรับต้านทานสัดส่วนโมเมนต์ γ_f M_s จะต้องอยู่ภายในความกว้างประสิทธิผล

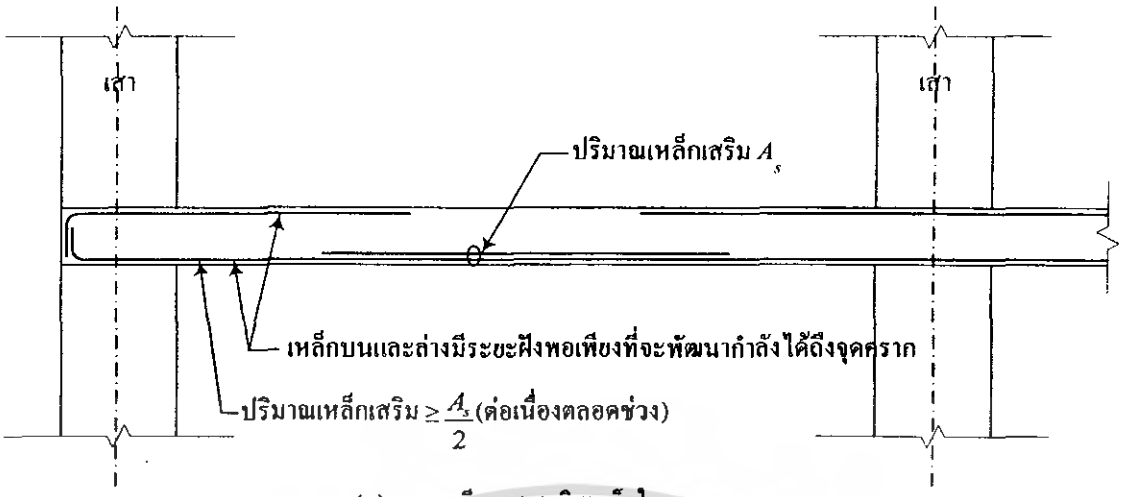
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.6.3 ปริมาณเหล็กเสริมไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของเหล็กเสริมในแถบเสาบริเวณจุดรองรับจะต้องวางอยู่ภายในความกว้างประสิทธิผลของแผ่นพื้น



รูปที่ 2.26 รายละเอียดการเสริมเหล็กในแผ่นพื้นสองทางไร้คาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(ค) รายละเอียดการเสริมเหล็กในแถบกลาง

รูปที่ 2.26 รายละเอียดการเสริมเหล็กในแผ่นพื้นสองทางไร้คาน (ต่อ)

4.6.4 ปริมาณเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 1 ใน 4 ของเหล็กเสริมบนในแถบเสาบริเวณจุดรองรับจะต้องต่อเนื่องตลอดความยาวช่วง และจะต้องมีเหล็กเสริมบนไม่น้อยกว่า 2 เส้นวางผ่านแนวเสาในแต่ละทิศทาง

4.6.5 เหล็กเสริมล่างในแถบเสาที่มีความต่อเนื่องจะต้องมีปริมาณไม่น้อยกว่าหนึ่งในสามของเหล็กเสริมบนในแถบเสาบริเวณจุดรองรับ

4.6.6 ปริมาณเหล็กเสริมไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของเหล็กเสริมล่างที่กึ่งกลางช่วงจะต้องต่อเนื่องและสามารถพัฒนาให้เกิดกำลังครากที่ขอบของจุดรองรับได้

4.6.7 ที่ขอบของแผ่นพื้นที่ไม่ต่อเนื่อง เหล็กเสริมบนและล่างที่จุดรองรับจะต้องสามารถพัฒนากำลังครากที่ขอบของจุดรองรับได้

4.7 แรงเฉือนทะลุในแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คาน

4.7.1 การคำนวณแรงเฉือนเจาะทะลุบนหน้าตัดวิกฤตรอบเสาซึ่งเกิดจากการกระทำร่วมกันของแรงเฉือนโดยตรง และโมเมนต์ไม่สมดุลให้ใช้วิธีการตามมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย และแรงเฉือนปรับค่าที่เกิดขึ้นจะต้องมีค่าไม่เกินกว่าค่าที่กำหนดในมาตรฐานดังกล่าว

4.7.2 แรงเฉือนบนหน้าตัดวิกฤตรอบเสาที่เกิดจากน้ำหนักแนวดิ่งซึ่งมีขนาดเท่ากับ 1.2D + 1.0L จะต้องไม่เกิน $0.4\emptyset V_c$ โดยตัวคูณน้ำหนักบรรทุกในส่วนของหน่วยน้ำหนักบรรทุกจร (L) สามารถลดจาก 1.0 เป็น 0.5 ได้ ยกเว้นกรณีเป็นที่จอดรถ พื้นที่ที่เป็นส่วนของการชุมนุมคน และทุกพื้นที่ที่มีหน่วยน้ำหนักจรเกินกว่า 4.9 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร(500 กิโลกรัมแรงต่อตารางเมตร) ตัวคูณลดกำลัง Ø ในที่นี้ให้ใช้เท่ากับ 0.75 และ V_c ให้คำนวณดังต่อไปนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.7.2.1 สำหรับแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตเสริมเหล็ก V_c ให้ใช้ค่าที่น้อยที่สุดของค่าต่อไปนี้

(ก) $$V_c = \left[1 + \frac{2}{\beta_c}\right]\frac{\sqrt{f_c'}\,b_0 d}{6}$$

(หรือ $V_c = 0.27\left[2 + \frac{4}{\beta_c}\right]\sqrt{f_c'}\,b_0 d$ ในหน่วยเมตริก)

(ข) $$V_c = \left[\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right]\frac{\sqrt{f_c'}\,b_0 d}{12}$$

(หรือ $V_c = 0.27\left[\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right]\sqrt{f_c'}\,b_0 d$ ในหน่วยเมตริก)

โดยที่ α_s ให้ใช้เท่ากับ 40 สำหรับเสาภายใน 30 สำหรับเสาขอบ และ 20 สำหรับเสามุม

(ค) $$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_0 d$$

(หรือ $V_c = 1.06\sqrt{f_c'}\,b_0 d$ ในหน่วยเมตริก)

4.7.2.2 สำหรับแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรง V_c ให้ใช้ค่าดังต่อไปนี้

$$V_c = (\beta_p\sqrt{f_c'} + 0.3 f_{pc})b_0 d + V_p$$

(หรือ $V_c = (0.27\beta_p\sqrt{f_c'} + 0.3 f_{pc})b_0 d + V_p$ ในหน่วยเมตริก)

โดยที่ β_p เป็นค่าที่น้อยกว่าระหว่าง 0.29 และ $(\alpha_s d/b_0 + 1.5)/12$ [หรือค่าที่น้อยกว่าระหว่าง 3.5 หรือ $(\alpha_s d/b_0 + 1.5)$ ในหน่วยเมตริก] และ α_s ให้ใช้เท่ากับ 40 สำหรับเสาภายใน เท่ากับ 30 สำหรับเสาขอบ และเท่ากับ 20 สำหรับเสามุม

4.7.3 ข้อกำหนดในข้อ 4.7.2 ไม่จำเป็นต้องนำมาพิจารณาหากหน่วยแรงเฉือนปรับค่าแบบสองทาง (Factored Two-Way Shear Stress) ณ ตำแหน่งที่ให้ค่าสูงสุดมีค่าไม่เกินครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงเฉือน ϕV_n โดยหน่วยแรงเฉือนปรับค่าดังกล่าวเป็นส่วนของหน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวและส่งถ่ายโดยการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือน (Eccentricity of Shear) และ ϕV_n ให้คำนวณดังต่อไปนี้

(ก) สำหรับองค์อาคารที่ไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน

$$\phi V_n = \phi V_c/(b_0 d)$$

(ข) สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนนอกเหนือจากเหล็กหมวกรับแรงเฉือน (Shearhead)

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)/(b_0 d)$$

4.10 เพื่อป้องกันการวิบัติอย่างต่อเนื่อง (Pr0gressive Collapse) จุดรองรับภายในจะต้องมีเหล็กเสริมล่างวางผ่านหรือฝังเข้าไปในแกนเสาในแต่ละทิศทางเป็นปริมาณไม่น้อยกว่า

$$A_{sm} = \frac{0.5 w_u L_1 L_2}{0.9 f_y}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่ w_u เป็นน้ำหนักบรรทุกปรับค่ากระจายอย่างสม่ำเสมอ แต่ทั้งนี้จะต้องไม่น้อยกว่า 2 เท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน (Service Dead Load) สำหรับจุดรองรับที่ขอบและที่มุม เหล็กเสริมล่างที่จัดวางผ่านหรือฝังเข้าไปในแกนเสาจะต้องมีปริมาณไม่น้อยกว่าสองในสามและหนึ่งในสองของปริมาณที่กำหนดไว้ในสมการข้างต้นตามลำดับ โดยที่เหล็กเสริมดังกล่าวจะต้องวางผ่านหรือฝังเข้าไปในเสา ทั้งนี้เหล็กเสริมในข้อ 4.6.5 สามารถนำมาใช้เป็นส่วนหนึ่งของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม A_{sm} ได้

4.9 ของอสำหรับโครงสร้างรับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ของอของเหล็กปลอกลูกตั้ง (Stirrup) และเหล็ก p) โดยทั่วไปอาจดัดเป็นมุม 9 เส้น ผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก (รูปที่ 10) สำหรับอาคารสาธารณะ เช่น โรงมหรสพ หอประชุม โรงแรม โรงพยาบาล สถานศึกษา เป็นต้น ของอดังกล่าวควรมีการดัดเป็นมุม 135 องศา หรือกรณีที่ทำเป็นของอ 90 องศา ควรยึดด้วยคลิปของอ (Hook -Clip) เพื่อรัดขาของอ 90 องศา ในบริเวณใกล้ข้อต่อ (ระยะ 2h ในรูปที่ 4 หรือ l_0 ในรูปที่ 5)

(ก) ของอ 90 องศา (สำหรับอาคารทั่วไป)

(ข) ของอ 135 องศา (สำหรับอาคารสาธารณะ)

รูปที่ 2.27 รายละเอียดของงอสำหรับโครงสร้างรับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้