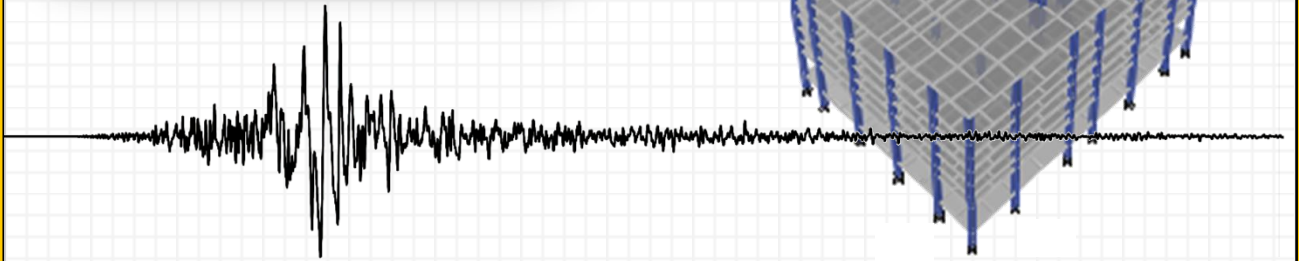
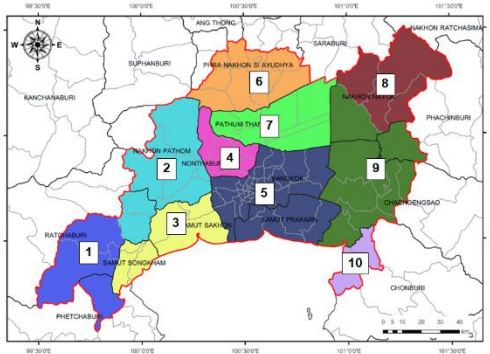
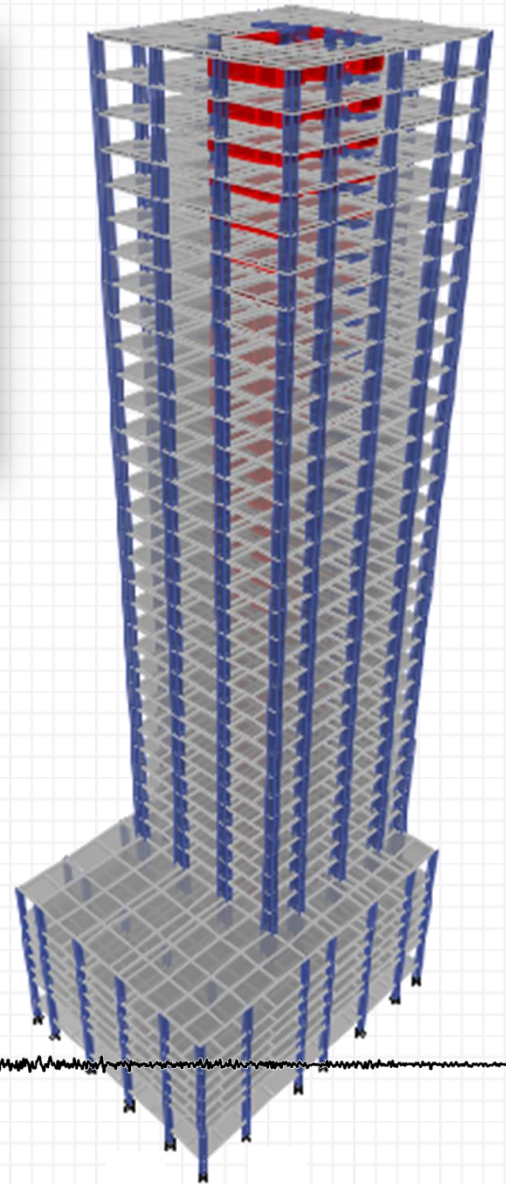


มยพ.1301/1302-61

(ฉบับปรับปรุงครั้งที่ 1)

มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทาน การสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



กรมวิชาการและผังเมือง
กระทรวงมหาดไทย

พ.ศ. 2564



มาตรฐาน

การออกแบบอาคารด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

มยผ. 1301/1302-61 (ฉบับปรับปรุงครั้งที่ 1)

กรมโยธาธิการและผังเมือง

กระทรวงมหาดไทย

กรมโยธาธิการและผังเมือง

มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว / กรมโยธาธิการและผังเมือง

1. มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ISBN 978-974-458-614-8

สงวนลิขสิทธิ์ตามพระราชบัญญัติลิขสิทธิ์ พ.ศ.2537

โดย สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

กรมโยธาธิการและผังเมือง

ถนนพระราม 6 แขวงพญาไท

เขตพญาไท กรุงเทพฯ 10400

โทร 0-2299-4321 โทรสาร 0-2299-4366

พิมพ์ที่ : บริษัท เอส.พี.เอ็ม. การพิมพ์ จำกัด

กรุงเทพมหานคร

โทร. 02-042-4996

ฉบับปรับปรุงครั้งที่ 1 โดย

ศูนย์วิจัยและพัฒนาอาคาร สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร กรมโยธาธิการและผังเมือง

คณะกรรมการปรับปรุงมาตรฐาน/แก้ไขมาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทาน
การสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ผู้จัดการโครงการ

รองศาสตราจารย์ ดร. นคร ภู่วโรดม

บุคลากรหลัก

1. ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์
2. ศาสตราจารย์ ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย
3. ศาสตราจารย์ ดร. อมร พิมาณมาศ
4. รองศาสตราจารย์ ดร. ไพบูลย์ ปัญญาคะโป
5. รองศาสตราจารย์ ดร. วิโรจน์ บุญญภิญโญ
6. รองศาสตราจารย์ ดร. สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์
7. รองศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์
8. ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี
9. ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ชีรพันธ์ อรรถรรมรัตน์
10. ดร. อัครวิน วาณิชย์ก่อกุล

บุคลากรสนับสนุน

1. นายอมรเทพ จิรศักดิ์จำรูญศรี
2. นายณัฐพล มากเทพพงษ์
3. นายภคพงศ์ ภัทราคม
4. นายวงศา วรารักษ์สัจจะ
5. นายคิมเล็ง คีห์
6. นายธีรสิทธิ์ วุฒิสิริศาสตร์

คณะกรรมการกำกับดูแลการปฏิบัติงานของที่ปรึกษา
เรื่อง มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ประธานกรรมการ

นายสินินท์ บุญสิทธิ์

ผู้อำนวยการสำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

คณะกรรมการ

ดร. เสถียร เจริญเหรียญ

ผู้อำนวยการสำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ

นายอนวัช บูรพาชน

วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ

นายพรชัย สังข์ศรี

วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ

นางสาวสุรีย์ ประเสริฐสุด

วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ

กรรมการและเลขานุการ

ดร. ทยากร จันทรางศุ

วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ

กรรมการและผู้ช่วยเลขานุการ

นางสาวยุพิน พรหมหล่อ

วิศวกรโยธาปฏิบัติการ

ผู้ทรงคุณวุฒิในการจัดทำมาตรฐาน/แก้ไขมาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทาน
การสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

1. ศาสตราจารย์ ดร. ทักษิณ เทพชาติ
2. ศาสตราจารย์ ดร. สมชาย ชูชีพสกุล
3. รองศาสตราจารย์ ดร. การุญ จันทรางศุ
4. นายอนุชิต เจริญศุภกุล

คำนำ

ด้วยมีการออกกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2564 และประกาศกระทรวงมหาดไทยเรื่อง การออกแบบและคำนวณโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2564 ซึ่งได้กำหนดให้รายละเอียดด้านเทคนิคบางส่วนที่เป็นหลักเกณฑ์การออกแบบ และคำนวณอาคารต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวให้เป็นไปตามมาตรฐานอื่นที่ได้รับการยอมรับทั่วไป และกรมโยธาธิการและผังเมืองเห็นชอบ ประกอบกับกรมโยธาธิการและผังเมืองได้มีการประกาศใช้มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1301/1302 - 61) ตั้งแต่ พ.ศ. 2561 ซึ่งเป็นมาตรฐานที่ปรับปรุงเนื้อหาจากมาตรฐานว่าด้วยการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวเดิม (มยผ. 1301 - 52 และ มยผ. 1302 - 52) เพื่อให้สอดคล้องกับสถานการณ์และข้อมูลเกี่ยวกับแผ่นดินไหวที่เป็นปัจจุบัน แต่เนื่องจากมีเนื้อหาบางส่วนใน มยผ. 1301/1302 - 61 ไม่สอดคล้องกับกฎกระทรวงฯ และประกาศกระทรวงฯ และหลังจากที่ได้มีการนำมาตรฐานดังกล่าวมาปฏิบัติจนถึงปัจจุบัน ปรากฏว่ายังมีข้อคิดเห็นและข้อเสนอแนะจากผู้ใช้มาตรฐานดังกล่าว กรมโยธาธิการและผังเมืองจึงได้มีการจัดทำมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1301/1302 - 61) ฉบับปรับปรุงครั้งที่ 1 ขึ้น โดยเป็นการปรับปรุง มยผ. 1301/1302 - 61 เดิม เฉพาะในส่วนที่ไม่สอดคล้องกับกฎกระทรวงฯ และประกาศกระทรวงมหาดไทยฯ และในประเด็นการเพิ่มเติมความปลอดภัยให้กับอาคารที่ออกแบบโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า เพื่อให้มาตรฐานมีความครบถ้วน สมบูรณ์มากยิ่งขึ้น และเป็นไปตามหลักมาตรฐานสากล

กรมโยธาธิการและผังเมืองหวังเป็นอย่างยิ่งว่าการนำมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1301/1302 - 61) ฉบับปรับปรุงครั้งที่ 1 ไปใช้ปฏิบัติ จะทำให้การก่อสร้างอาคารในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทยมีความมั่นคงแข็งแรง ซึ่งจะก่อให้เกิดความปลอดภัยต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนเพิ่มมากยิ่งขึ้น

(นายพรพจน์ เพ็ญพาส)

อธิบดีกรมโยธาธิการและผังเมือง

บทนำ

มาตรฐาน มยผ. 1302 เป็นมาตรฐานหลักสำหรับการออกแบบอาคารทั่วทั้งประเทศไทยให้สามารถต้านทานการสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวได้อย่างเหมาะสมกับสภาพความเสี่ยงซึ่งแปรเปลี่ยนไปในแต่ละพื้นที่ ดังนั้นการปรับปรุงมาตรฐาน มยผ. 1302 ให้มีความถูกต้องสมบูรณ์มากขึ้นจึงถือได้ว่าเป็นงานที่มีความสำคัญมาก คณะทำงานในโครงการปรับปรุงมาตรฐานประกอบไปด้วย ผู้ที่มีความรู้ความเข้าใจในหลักการของวิศวกรรมแผ่นดินไหวจากหลายสถาบันการศึกษาและผู้ที่มีประสบการณ์ในการออกแบบอาคารในภาคปฏิบัติ มาร่วมกันทำงานเป็นระยะเวลามากกว่า 3 ปี หัวหน้าคณะทำงานคือ รองศาสตราจารย์ ดร. นคร ภู่วโรดม เป็นผู้ที่ทำงานหนักที่สุด เพราะต้องทำหน้าที่ประสานความคิด ความร่วมมือ กับความคิดเห็นที่แตกต่างกันทั้งภายในคณะทำงานและจากภายนอก ในระหว่างการทำงานก็มีการถกเถียงประเด็นทางด้านวิชาการและปัญหาในเชิงปฏิบัติจำนวนนับครั้งไม่ถ้วนก่อนที่จะเกิดการตกลงทางความคิดจนกลายมาเป็นข้อกำหนดในมาตรฐานที่ได้รับการยอมรับจากทุกฝ่ายที่เกี่ยวข้อง

คณะทำงานได้นำความรู้ ความเข้าใจใหม่ๆ ในวงการวิศวกรรมแผ่นดินไหวของประเทศไทยในช่วงเวลา 10 ปีหลัง (พ.ศ. 2552-2561) มาใช้ในการปรับปรุงมาตรฐานในครั้งนี้ ตัวอย่างเช่น

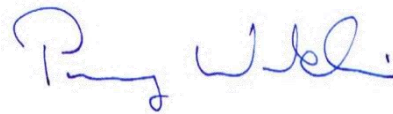
- การศึกษาวิจัยเกี่ยวกับแอ่งดินกรุงเทพ ซึ่งมีความลึกถึง 800 เมตร และมีพื้นที่ครอบคลุมถึง 14 จังหวัด ได้ช่วยให้เราสามารถประเมินความสามารถของแอ่งดินในการขยายความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวได้ถูกต้องมากขึ้น นำไปสู่การปรับปรุงสเปกตรัมตอบสนองสำหรับการออกแบบของอำเภอและจังหวัดต่างๆ ในแอ่งนี้ (แสดงในบทที่ 1)
- การศึกษาวิจัยจากผู้เชี่ยวชาญหลายคณะทั่วโลกได้ชี้ว่าวิธี Modal Response Spectrum Analysis ซึ่งเป็นวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างเชิงพลศาสตร์ที่วิศวกรนิยมใช้นั้น ให้ผลการวิเคราะห์ในบางกรณีที่ไม่ถูกต้อง เช่น ให้ค่าแรงเฉือนในกำแพง ค.ส.ล. ของอาคารสูง ต่ำกว่าความเป็นจริงมาก ดังนั้น คณะทำงานจึงได้พัฒนาปรับปรุงวิธีการวิเคราะห์ให้มีความถูกต้องมากขึ้น และเรียกวิธีใหม่นี้ว่า Modified Response Spectrum Analysis (แสดงในบทที่ 4)
- ความเสียหายที่เกิดจากแผ่นดินไหวขนาด 6.3 ที่จังหวัดเชียงราย เมื่อปี พ.ศ. 2557 ได้แสดงให้เห็นว่า ผนังอิฐก่อที่วิศวกรมักไม่ได้พิจารณาว่าเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างอาคารนั้น สามารถเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ ดังนั้น คณะทำงานจึงได้ปรับปรุงมาตรฐานให้มีการพิจารณาถึงผลของผนังอิฐก่อในการออกแบบด้วย

นอกจากนี้ คณะทำงานยังได้พยายามปรับปรุงเนื้อหาบางประเด็นใน มยผ. 1302 ให้มีความชัดเจน สมบูรณ์และถูกต้องมากขึ้น สามารถนำไปใช้ในการออกแบบอาคารได้ดีขึ้น ตัวอย่างเช่น

- ปรับปรุงข้อกำหนดในการใช้โครงต้านแรงคัตที่มีความเหนียวปานกลางหรือความเหนียวจำกัด (IMRF) ให้สามารถนำไปใช้ในหลากหลายกรณีมากขึ้น
- ปรับปรุงข้อกำหนดในการออกแบบฐานรากอาคารให้ชัดเจนขึ้น

- เพิ่มการให้รายละเอียดเหล็กเสริมในโครงสร้าง ค.ส.ล.หลากหลายประเภทมากขึ้น
- ปรับปรุงค่าระดับความรุนแรงแผ่นดินไหวในรูปของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมทั่วประเทศให้มีความถูกต้องมากขึ้น

คณะกรรมการเชื่อว่ามาตรฐาน มยผ. 1302 ฉบับปรับปรุงนี้ มีความครบถ้วนสมบูรณ์เพียงพอที่จะใช้เป็นหลักในการปฏิบัติเพื่อสร้างความปลอดภัยให้แก่ผู้คนที่อาศัยอยู่ในอาคารทั่วประเทศไทย คณะทำงานขอขอบคุณคณะกรรมการกำกับดูแลการปฏิบัติงานของที่ปรึกษา โดยเฉพาะ คุณสินิทธิ์ บุญสิทธิ์ ดร.เสถียร เจริญเหรียญ และ ดร.ทยากร จันทรางศุ และขอขอบคุณผู้ทรงคุณวุฒิ อันประกอบด้วย ศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาตรี ศาสตราจารย์ ดร.สมชาย ชูชีพสกุล รองศาสตราจารย์ ดร.การุญ จันทรางศุ และ คุณอนุชิต เจริญศุภกุล ที่ได้ให้คำชี้แนะที่เป็นประโยชน์อย่างยิ่งในการจัดทำมาตรฐานฉบับนี้ และ ขอขอบคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัยที่ให้ทุนสนับสนุนการวิจัยด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวมาเป็นเวลากว่า 16 ปี



ศาสตราจารย์ ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย
สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย

ตัวแทนคณะกรรมการปรับปรุงมาตรฐาน มยผ. 1302

สารบัญ

บทที่ 1	หลักเกณฑ์การออกแบบอาคารด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว	1
1.1	ทั่วไป	1
1.2	นิยาม	3
1.4	ระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว	11
1.5	ตัวประกอบความสำคัญและประเภทของอาคาร	33
1.6	ประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว	35
บทที่ 2	ข้อกำหนดการออกแบบโครงสร้างด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว	37
2.1	ทั่วไป	37
2.2	ข้อกำหนดพื้นฐานของการออกแบบโครงสร้าง	37
2.3	การเลือกระบบโครงสร้าง	38
2.4	ความอ่อนของไดอะแฟรมและความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้าง	45
2.5	การรวมผลของแรงแผ่นดินไหว กับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง	52
2.6	ทิศทางของแรงแผ่นดินไหว	53
2.7	วิธีการวิเคราะห์โครงสร้าง	54
2.8	ข้อกำหนดในการสร้างแบบจำลองโครงสร้าง	55
2.9	การออกแบบไดอะแฟรมและองค์อาคารเชื่อม	57
2.10	กำแพงโครงสร้างและการฝังยึด	58
2.11	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการโก่งตัวของโครงสร้าง	61
2.12	การออกแบบฐานราก	63
บทที่ 3	วิธีแรงสถิตเทียบเท่า	67
3.1	ทั่วไป	67
3.2	แรงเฉือนที่ฐานอาคาร	67
3.3	การคำนวณค่าคาบการสั่นพื้นฐาน	68
3.4	การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างต่ออาคารในชั้นต่าง ๆ	68
3.5	การกระจายแรงเฉือนในแนวราบ	69
3.6	การพลิกคว่ำ	70
3.7	การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น	70
3.8	ผลของ P-DELTA	71

บทที่ 4 การออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์.....	73
4.1 ทัวไป.....	73
4.2 วิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด.....	73
4.3 วิธีวิเคราะห์การตอบสนองเชิงเส้นแบบประวัติเวลา.....	79
4.4 วิธีวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา.....	84
บทที่ 5 รายละเอียดโครงสร้าง.....	89
5.1 โครงสร้างเหล็ก.....	89
5.2 โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	90
บรรณานุกรม.....	131
ภาคผนวก ก การจำแนกประเภทชั้นดินที่ตั้งอาคารสำหรับการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว.....	133
ก.1 การจำแนกประเภทชั้นดินที่ตั้งอาคาร.....	134
ก.2 การวิเคราะห์การตอบสนองของชั้นดิน.....	134
ก.3 การกำหนดประเภทชั้นดิน.....	134
ก.4 นิยามของพารามิเตอร์ที่ใช้จำแนกประเภทของชั้นดิน.....	136
ภาคผนวก ข ข้อเสนอแนะการออกแบบกำแพงโครงสร้างคอนกรีต.....	139
ข.1 ขอบข่าย.....	140
ข.2 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงต่าง ๆ ผ่านทางพื้นและคาน โดยบังเอิญ.....	140
ข.3 การโค้งเดาะของเหล็กยื่นในกำแพง.....	141
ข.4 การอัดแตกของคอนกรีตที่ขอบกำแพง.....	142
ข.5 การโค้งเดาะนอกระนาบของกำแพง.....	143
ข.6 ความไม่ต่อเนื่องของกำแพงและการกระจุกตัวของความเค้น.....	143
ข.7 ระบบ PIER – SPANDREL.....	145
ข.8 สรุป.....	145
ภาคผนวก ค ข้อเสนอแนะการออกแบบองค์อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก ด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว.....	147
ค.1 ข้อมูลทั่วไป.....	148
ค.2 ข้อกำหนดด้านกำลังด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ขององค์อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก.....	149

ภาคผนวก ง แบบจำลองและการประเมินผลจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงอาคารและผนังก่อ	153
ง.1 ข้อกำหนดทั่วไป.....	154
ง.2 คุณสมบัติทั่วไปของผนังอิฐก่อ	154
ง.3. ผนังก่อในแนวระนาบของโครงข้อแข็ง	155
ง.4. ข้อเสนอแนะในการป้องกันรูปแบบการวิบัติที่เป็นอันตราย	158

บทที่ 1

หลักเกณฑ์การออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

1.1 ทัวไป

1.1.1 วัตถุประสงค์

มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวนี้เป็นข้อกำหนดเพิ่มเติมจาก กฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคาร ในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 เพื่อให้การออกแบบและคำนวณโครงสร้างอาคารควบคุมตามกฎหมายกระทรวง มีความมั่นคง แข็งแรงและปลอดภัย

มาตรฐานนี้กำหนดหลักเกณฑ์และวิธีการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว โดยที่ค่าแรงแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการออกแบบอาคาร (เช่น ค่าแรงสถิตเทียบเท่าในบทที่ 3) ได้ถูกกำหนดขึ้นด้วยสมมติฐานว่าอาคาร ได้รับการออกแบบให้มีความเหนียว สามารถโยกไหวตัวเกินพิกัดยืดหยุ่นของโครงสร้าง และสามารถสลายพลังงานของการสั่นไหวในระดับที่เหมาะสม โดยที่ยังไม่เกิดการพังถล่ม ดังนั้นผู้ออกแบบจึงจำเป็นต้องปฏิบัติตาม ข้อกำหนดในการออกแบบรายละเอียดขององค์อาคารและโครงสร้างโดยรวม เพื่อให้อาคารมีพฤติกรรมเป็นไปตามที่สมมติไว้ ทั้งนี้รวมถึง กรณีที่ผลเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกประเภทอื่น ๆ ที่มีต่อองค์อาคารนั้น ๆ หรือโครงสร้างนั้น ๆ มีค่าสูงกว่าผลเนื่องจากแผ่นดินไหว

1.1.2 ขอบข่าย

1.1.2.1 มาตรฐานนี้สามารถนำไปใช้ในการคำนวณออกแบบอาคารทั่วไป ซึ่งรวมถึง อาคารขนาดเล็ก อาคารขนาดปานกลาง และ อาคารสูงทั้งที่มีรูปทรงสม่ำเสมอ (Regular) และไม่สม่ำเสมอ (Irregular) แต่มาตรฐานไม่ครอบคลุมถึง การออกแบบโครงสร้างสะพาน เขื่อน โครงสร้างชลประทาน ถังน้ำ เสาส่งไฟฟ้า เสาส่งสัญญาณวิทยุ ป้ายโฆษณา โครงสร้างที่อยู่ใต้ดิน เตาปฏิกรณ์นิวเคลียร์ และโครงสร้างอื่น ๆ ที่ไม่ได้เป็นลักษณะอาคาร

1.1.2.2 ข้อกำหนดต่าง ๆ ในมาตรฐานนี้ เป็นขั้นต่ำสุดที่จำเป็นต่อการออกแบบอาคาร เพื่อให้อาคารมีความปลอดภัย และเพื่อจำกัดผลกระทบในรูปแบบต่าง ๆ ของแรงแผ่นดินไหวที่มีต่ออาคารให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้ ตามเกณฑ์มาตรฐานสากล

1.1.2.3 อาคารต่อไปนี้ไม่มีความจำเป็นต้องออกแบบให้ต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวตามข้อกำหนดในมาตรฐานนี้

(1) อาคารที่พักอาศัยแบบหลังเดี่ยว สูงไม่เกิน 2 ชั้น ที่ตั้งอยู่ในบริเวณที่มีค่า S_s น้อยกว่า 0.4 หรือที่มีประเภทการออกแบบแรงแผ่นดินไหว (หัวข้อ 1.6) เป็นแบบ ก ข หรือ ค

(2) อาคารที่ใช้เก็บพืชผลการเกษตร

1.1.2.4 มาตรฐานนี้ใช้หน่วย SI (International System of Units) เป็นหลัก

1.1.2.5 กรณีการออกแบบโครงสร้างของอาคารที่อยู่ภายใต้ข้อบังคับตามกฎหมายกระทรวงว่าด้วยการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว หากมีเนื้อหาส่วนใดของมาตรฐานนี้ขัดหรือแย้งกับกฎหมายกระทรวงฯ ให้ยึดถือข้อกำหนดตามกฎหมายกระทรวงฯ เป็นหลัก

1.1.3 มาตรฐานอ้างอิง

มาตรฐานที่ใช้อ้างอิงประกอบด้วย

- 1.1.3.1 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย: มาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่าแรงอัดแกนเดียว มยผ. 1242
- 1.1.3.2 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย: มาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่าแรงอัดสามแกน มยผ. 1243
- 1.1.3.3 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย: มาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่าขีดพลาสติก มยผ. 1246
- 1.1.3.4 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย: มาตรฐานการเจาะสำรวจดิน มยผ. 1249
- 1.1.3.5 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย: มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1303
- 1.1.3.6 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย: มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1304-61
- 1.1.3.7 สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์: มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดย วิธีกำลัง EIT1008
- 1.1.3.8 American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2014 (ACI 318)
- 1.1.3.9 American Institute of Steel Construction: Specification for Structural Steel Buildings, 2005 (ANSI/AISC360)
- 1.1.3.10 American Institute of Steel Construction: Specification for Structural Steel Buildings, 2016 (ANSI/AISC360)
- 1.1.3.11 American Institute of Steel Construction: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 2005 (ANSI/AISC 341)
- 1.1.3.12 American Institute of Steel Construction: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 2016 (ANSI/AISC 341)
- 1.1.3.13 American Iron and Steel Institute: Standard for the Design of Cold Formed Steel Framing, Lateral Design, 2004 (ANSI/AISI Lateral)

- 1.1.3.14 American Society of Civil Engineers: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2005 (ASCE7-05)
- 1.1.3.15 American Society of Civil Engineers: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2010 (ASCE7-10)
- 1.1.3.16 National Building Code of Canada: Canadian Commission on Building and Fire Codes, National Research Council of Canada, 2010 (NBCC 2010)

หากข้อกำหนดในมาตรฐานนี้มีความขัดแย้งกับข้อกำหนดในมาตรฐานที่อ้างอิง ให้ถือข้อกำหนดในมาตรฐานนี้เป็นสำคัญ

1.2 นิยาม

“การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น” (Story Drift) หมายถึง การเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพัทธ์ระหว่างพื้นของชั้นถัดไปที่อยู่เหนือชั้นที่พิจารณาและชั้นที่พิจารณา

“กำแพง” (Wall) หมายถึง องค์อาคารที่แบ่งกั้นพื้นที่และทำมุมกับระนาบในแนวราบมากกว่า 60 องศา

“กำแพงโครงสร้าง” (Structural Wall) หมายถึง กำแพงซึ่งออกแบบให้ทำหน้าที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งหรือกำแพงรับแรงเฉือนซึ่งถูกออกแบบให้ต้านทานแรงด้านข้าง

“กำแพงรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง” (Bearing Wall) หมายถึง กำแพงโครงเหล็กหรือไม้ที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกเกินกว่า 1500 นิวตันต่อเมตร นอกเหนือจากน้ำหนักตัวเอง หรือ กำแพงคอนกรีตที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกเกินกว่า 3000 นิวตันต่อเมตร นอกเหนือจากน้ำหนักตัวเอง

“กำแพงรับแรงเฉือน” (Shear Wall) หมายถึง กำแพงรับน้ำหนักแนวตั้ง หรือไม่รับน้ำหนักแนวตั้ง ที่ออกแบบให้ต้านทานแรงด้านข้างที่ขนานกับระนาบของตัวกำแพง

“คานยึดคาน” (Coupling Beam) หมายถึง คานที่ยึดหรือเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือนเข้าด้วยกัน

“โครงแกนแนง” (Braced Frame) หมายถึง ระบบที่ใช้โครงข้อหมุนในระนาบตั้งทำหน้าที่ต้านแรงด้านข้าง โดยรอยต่อเป็นได้ทั้งแบบตรงศูนย์หรือเอียงศูนย์

“โครงแกนแนงเหล็ก” (Steel Braced Frame) หมายถึง โครงเหล็กถักในแนวตั้งในระบบโครงอาคาร ที่ทำหน้าที่ต้านแรงด้านข้าง

“โครงแกนแนงเหล็กแบบตรงศูนย์” (Steel Concentrically Braced Frame) หมายถึง โครงแกนแนงเหล็กที่มีจุดต่อขององค์อาคารแกนแนงตรงกับจุดต่อคานและเสาและองค์อาคารแกนแนงเหล็ก รับแรงในแนวแกนเป็นหลัก

“**โครงแกนแรงเหล็กแบบเยื้องศูนย์กลาง**” (Steel Eccentrically Braced Frame) หมายถึงโครงแกนแรงเหล็กที่มีจุดต่อขององค์อาคารยึดตั้งอยู่เยื้องจากจุดต่อกานและเสา

“**โครงต้านแรงดัด**” (Moment-Resisting Frame) หมายถึง โครงที่มีองค์อาคารและรอยต่อซึ่งสามารถต้านแรงโดยการดัดเป็นหลัก

“**โครงต้านแรงดัดที่ใช้โครงถัก**” (Truss Moment Frame) หมายถึง โครงอาคารที่ใช้โครงเหล็กถักเป็นส่วนหนึ่งของโครงต้านแรงดัด

“**โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ**” (Ductile/Special Moment-Resisting Frame) หมายถึง โครงต้านแรงดัดของอาคารที่ได้รับการจัดระบบโครงสร้างที่ดี มีการออกแบบเพื่อให้การวิบัติเชิงดัด (Flexural Failure) เกิดขึ้นในคานเป็นสำคัญ โดยรายละเอียดการเสริมเหล็กของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวดังกล่าวให้เป็นไปตามบทที่ 5 ของมาตรฐานนี้

“**โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลางหรือความเหนียวจำกัด**” (Ductile Moment-Resisting Frame with Limited Ductility/ Intermediate Moment-Resisting Frame) หมายถึง โครงต้านแรงดัดที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อให้โครงสร้างมีความเหนียวปานกลางหรือความเหนียวจำกัด โดยรายละเอียดการเสริมเหล็กของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวดังกล่าวให้เป็นไปตามบทที่ 5 ของมาตรฐานนี้

“**โครงสร้างเบา**” (Light-Frame Construction) หมายถึง โครงสร้างผนัง พื้น ฝ้าเพดาน และหลังคาที่ประกอบด้วยระบบที่ใช้องค์อาคารไม้ หรือเหล็กรีดเย็น (Cold-Formed Steel) วางเรียง ๆ กัน (Repetitive Framing Members) หรือ ส่วนของโครงสร้างที่ประกอบจากองค์อาคารข้างต้นเช่น โครงถัก

“**ฐานอาคาร/ฐานโครงสร้าง**” (Base) หมายถึง ระดับที่ถือว่าเป็นตำแหน่งที่เคลื่อนแผ่นดินไหวกระทำต่ออาคาร/โครงสร้าง

“**ไดอะแฟรม**” (Diaphragm) หมายถึง ระบบโครงสร้างที่วางตัวอยู่ในแนวราบหรือใกล้เคียงแนวราบ ทำหน้าที่ส่งถ่ายแรงด้านข้างไปสู่ชิ้นส่วนในแนวดิ่งซึ่งเป็นส่วนของระบบต้านแรงด้านข้าง คำว่าไดอะแฟรมจะหมายรวมไปถึงระบบค้ำยันในแนวราบด้วย

“**บริเวณฝ้าระวาง**” หมายถึง บริเวณหรือพื้นที่ที่ต้องฝ้าระวางเนื่องจากมีความเป็นไปได้ว่าแผ่นดินไหวอาจส่งผลกระทบต่อความมั่นคงแข็งแรงและเสถียรภาพของอาคารและสิ่งปลูกสร้างได้

“**ผลของ P-Delta**” หมายถึง แรงเฉือนและแรงดัดเพิ่มเติมในองค์อาคารที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งย้ายตำแหน่งเยื้องออกจากแนวเดิมเนื่องจากโยกตัวทางด้านข้างของโครงสร้างอาคาร

“แผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา” (Maximum Considered Earthquake) หมายถึง แผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาในมาตรฐานฉบับนี้ ซึ่งความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับที่พิจารณา (Probability of Exceedance) เท่ากับร้อยละ 2 ในช่วงเวลา 50 ปี

“แผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ” (Design Earthquake) หมายถึง แผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงเป็น 2 ใน 3 ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา

“ระบบโครงสร้างแบบผสม” (Dual System) หมายถึง ระบบโครงสร้างที่มีโครงอาคารรับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งเป็นส่วนใหญ่และมีโครงต้านแรงดัดและกำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกนแข็งทำหน้าที่ต้านแรงด้านข้าง

“ระบบโครงอาคาร” (Building Frame System) หมายถึง ระบบโครงสร้างที่มีโครงอาคารรับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งส่วนใหญ่ และมีกำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกนแข็งทำหน้าที่ต้านแรงด้านข้าง

“ระบบต้านแรงด้านข้าง” (Lateral-Force-Resisting System) หมายถึง ระบบโครงสร้างหรือส่วนของระบบโครงสร้างที่ออกแบบให้ต้านแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

“ระบบปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงรับแรงเฉือนกับโครงต้านแรงดัด” (Shear Wall-Frame Interaction System) หมายถึง ระบบโครงสร้างที่อาศัยโครงต้านแรงดัดและกำแพงรับแรงเฉือนที่ไม่มีการให้รายละเอียดเกี่ยวกับความเหนียวในการต้านแรงด้านข้าง โดยการกระจายแรงระหว่างโครงต้านแรงดัดและกำแพงรับแรงเฉือนเป็นไปตามสัดส่วนของสติฟเนส

“ระบบรับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้ง” (Gravity Load Resisting System) หมายถึง องค์อาคารหรือกลุ่มขององค์อาคารที่ออกแบบมาเพื่อให้น้ำหนักบรรทุกแนวตั้งเป็นหลัก

“แรงแผ่นดินไหว” หมายถึง แรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบ

“สมอยึด” (Anchorage) หมายถึง ชิ้นส่วนหรืออุปกรณ์ซึ่งทำหน้าที่เชื่อมยึดระหว่างกำแพงโครงสร้างและไดอะแฟรม

“องค์อาคารเชื่อม” (Collector) หมายถึง องค์อาคารซึ่งทำหน้าที่ถ่ายแรงกระทำทางด้านข้างจากไดอะแฟรมเข้าสู่ระบบโครงสร้างต้านแรงด้านข้าง

1.3 สัญลักษณ์

A_{ch} = เนื้อที่ของแกนหน้าตัดที่ล้อมด้วยเส้นผ่านศูนย์กลางด้านนอกของเหล็กปลอก
เกลียว (ตารางมิลลิเมตร)

- A_{cw} = เนื้อที่หน้าตัดของส่วนกำแพงในแนวนอนหรือของคานยึดควบต้านแรงเฉือน (ตารางเมตร)
- A_g = เนื้อที่หน้าตัดของเสาเข็ม (ตารางมิลลิเมตร) หรือ เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของชิ้นส่วนโครงสร้างแนวดิ่ง ในหัวข้อ 4.2.7
- A_j = เนื้อที่ต้านแรงเฉือนในแนวนอนประสิทธิผลของข้อต่อ (ตารางมิลลิเมตร)
- A_{st} = เนื้อที่ทั้งหมดของเหล็กเสริมตามยาว (ตารางมิลลิเมตร)
- A_x = ตัวประกอบขยายแรงบิดโดยบังเอิญ
- b_c = ขนาดของแกนเสาวัดระหว่างจุดศูนย์กลางของเหล็กปลอก (มิลลิเมตร)
- b_w = ความกว้างของชิ้นส่วนองค์อาคาร (มิลลิเมตร)
- c = ค่าความลึกของแกนสะเทินที่มากที่สุด หรือ ระยะห่างจากแกนสะเทินไปถึงตำแหน่งที่ต้องการคำนวณความเครียด ในหัวข้อ 4.2.7
- c_{long} = ระยะห่างจากแกนสะเทินไปถึงขอบของหน้าตัดชิ้นส่วนด้านที่ไกลกว่า
- C_d = ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว
- C_s = สัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว
- C_{vx} = ตัวประกอบกระจายในแนวดิ่ง
- D = ผลของน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ (นิวตัน)
- D_e = ความลึกของไดอะแฟรมในแนวแรง
- d_i = ความหนาของชั้นดินชั้นที่ i (เมตร)
- d_s = ความหนาของชั้นดินทรายทั้งหมดในช่วงความลึก 30 เมตรแรก (เมตร)
- E = ผลของแรงแผ่นดินไหว (นิวตัน)
- F_a = สัมประสิทธิ์ชั้นดินที่ตั้งอาคาร สำหรับคาบการสั่น 0.2 วินาที
- F_v = สัมประสิทธิ์ชั้นดินที่ตั้งอาคาร สำหรับคาบการสั่น 1 วินาที
- F_{px} = แรงที่ใช้ในการออกแบบไดอะแฟรม (นิวตัน)
- F_p = แรงที่ใช้ในการออกแบบสมอยึด (นิวตัน)
- F_i = แรงที่กระทำที่ระดับชั้น i (นิวตัน)
- f'_c = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (เมกะปาสกาล)
- f_{yh} = กำลังครากของเหล็กปลอกเกลียว (เมกะปาสกาล)

g	=	ความเร่งจากแรงโน้มถ่วงโลก มีค่า 9.806 เมตร/วินาที ²
H	=	ความสูงอาคารวัดจากพื้นดิน (เมตร)
h_c	=	มิติของหน้าตัดแกนคอนกรีตของเสาเข็มวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กปลอกวงปิด (มิลลิเมตร)
h_i, h_x	=	ความสูงวัดจากฐานอาคารไปยังระดับชั้นที่ i และ x ตามลำดับ (เมตร)
h_{sx}	=	ความสูงระหว่างชั้นที่อยู่ใต้พื้นชั้นที่ x (เมตร)
I	=	ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร
I_{eff}	=	ค่าโมเมนต์ของความเฉื่อยประสิทธิผลที่ปรับลดค่าเนื่องจากการแตกร้าวของหน้าตัดคอนกรีต
k	=	สัมประสิทธิ์ที่กำหนดรูปแบบการกระจายแรง
K	=	สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบ
L	=	ผลของน้ำหนักบรรทุกทุกจร (นิวตัน)
l_n	=	ความยาวช่วงว่างวัดจากขอบถึงขอบของที่รองรับ (เมตร)
l_d	=	ระยะฝังพอร์รับแรงดึงของเหล็กเสริม (มิลลิเมตร)
l_{dh}	=	ระยะฝังพองขอรับแรงดึงของเหล็กเสริม (มิลลิเมตร)
M_{ie}	=	โมเมนต์ดัดในชิ้นส่วนโครงสร้างแนวตั้งในโหมดที่ i ที่คำนวณจากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบอีลาสติก
M_{nb}	=	กำลังรับโมเมนต์ดัดระบุของคาน ณ จุดต่อ
M_{nc}	=	กำลังรับโมเมนต์ดัดระบุของเสา ณ จุดต่อ
M_{pr}	=	กำลังรับโมเมนต์ดัดที่เป็นไปได้ขององค์อาคาร
\bar{N}	=	ค่าของการทดสอบฝังจุ่มมาตรฐานเฉลี่ย (Average Field Standard Penetration) ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก
\bar{N}_{ch}	=	ค่าของการทดสอบฝังจุ่มมาตรฐานเฉลี่ยสำหรับชั้นทราย (Average Standard Penetration Resistance for Cohesionless Soil Layer) ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก
N_i	=	ค่าของการทดสอบฝังจุ่มมาตรฐาน (Standard Penetration) ของชั้นดิน
P	=	แรงตามแนวแกนบนเสาเข็ม (นิวตัน)

- P_x = น้ำหนักอาคารในแนวตั้งทั้งหมดที่ระดับชั้น x และเหนือขึ้นไป (นิวตัน)
- PI = ค่าดัชนีพลาสติก
- P_u = แรงอัดตามแนวแกนปรับค่าที่กระทำต่อชิ้นส่วน
- Q_{Ei} = แรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ i
- R = ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor)
- r_o = ค่าการตอบสนองรวมจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด
- r_{io}, r_{no} = ค่าการตอบสนองสูงสุดของโหมดที่ i และ n
- S = ความยาวของไดอะแฟรมในแนวตั้งฉากกับแรง
- S_0 = ระยะเรียงของเหล็กเสริมทางขวาง (มิลลิเมตร)
- S_a = ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมบนพื้นดินสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร มีค่าเทียบเป็นสัดส่วนของค่าความเร่งจากแรงโน้มถ่วงของโลก
- S_{DS} = ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที มีค่าเทียบเป็นสัดส่วนของค่าความเร่งจากแรงโน้มถ่วงของโลก
- S_{D1} = ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 1.0 วินาที มีค่าเทียบเป็นสัดส่วนของค่าความเร่งจากแรงโน้มถ่วงของโลก
- S_F = ตัวประกอบปรับค่าแรงภายในที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ ตามหัวข้อ 4.2.4 เพื่อให้แรงเฉือนรวมที่ฐานไม่ต่ำกว่าร้อยละ 85 ของแรงเฉือนที่ฐานที่คำนวณด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า
- S_{MS} = ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที ปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดินที่ตั้ง มีค่าเทียบเป็นสัดส่วนของค่าความเร่งจากแรงโน้มถ่วงของโลก
- S_{M1} = ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 1.0 วินาที ปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดินที่ตั้ง มีค่าเทียบเป็นสัดส่วนของค่าความเร่งจากแรงโน้มถ่วงของโลก
- S_1 = ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมจากแผนที่ความเสี่ยงภัยที่คาบการสั่น 1.0 วินาที มีค่าเทียบเป็นสัดส่วนของค่าความเร่งจากแรงโน้มถ่วงของโลก
- S_S = ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมจากแผนที่ความเสี่ยงภัยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที มีค่าเทียบเป็นสัดส่วนของค่าความเร่งจากแรงโน้มถ่วงของโลก
- s = ระยะเรียงของเหล็กตามขวาง (มิลลิเมตร)

S_u	=	กำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ (กิโลปาสกาล)
T	=	คาบการสั่นพื้นฐาน (วินาที)
T_s	=	S_{D1} / S_{DS} (วินาที)
T_0	=	$0.2S_{D1} / S_{DS}$ (วินาที)
V	=	แรงเฉือนที่ฐานอาคาร (นิวตัน)
$V_{b,ie}$	=	แรงเฉือนรวมที่ฐานในโหมด i ของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้น (Linear Elastic) (นิวตัน)
V_c	=	กำลังต้านแรงเฉือนของคอนกรีต (นิวตัน)
V_e	=	แรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบ (นิวตัน)
V_i	=	แรงเฉือนที่ฐานอาคาร จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ i (นิวตัน)
V_{ie}	=	แรงเฉือนในชิ้นส่วนโครงสร้างแนวตั้งในโหมดที่ i ที่คำนวณจากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบอีลาสติก (นิวตัน)
V_j	=	แรงเฉือนในแวนอนสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อ (นิวตัน)
V_n	=	กำลังเฉือนระบุ (นิวตัน)
V_s	=	กำลังเฉือนระบุที่ให้โดยเหล็กเสริม (นิวตัน)
V_t	=	แรงเฉือนที่ฐานอาคาร จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ (นิวตัน)
V_x	=	แรงเฉือนที่กระทำกับชั้นที่ x (นิวตัน)
\bar{v}_s	=	ความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ยของชั้นดินในช่วง 30 เมตรแรก (เมตรต่อวินาที)
v_{si}	=	ความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ย ของชั้นดินชั้นที่ i (เมตรต่อวินาที)
w	=	ร้อยละของปริมาณน้ำในดิน (Water Content)
w_i, w_x	=	น้ำหนักอาคารประสิทธิผลสำหรับชั้นที่ i และ x ตามลำดับ (นิวตัน)
w_{px}	=	น้ำหนักบรรทุกที่แผ่กระจายไปยังไดอะแฟรมที่ระดับชั้น x (นิวตัน)
w_u	=	น้ำหนักบรรทุกทุกปรับค่ากระจายอย่างสม่ำเสมอ (นิวตัน)
W	=	น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (นิวตัน)
W_p	=	น้ำหนักแผ่กระจายของกำแพงไปสู่สมอยึด (นิวตัน)
α	=	มุมระหว่างเหล็กเสริมทแยงมุมกับแกนตามยาวของคานยึดควบ

- Δ = การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (เมตร)
- Δ_a = การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (เมตร)
- Δ_i = การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ i (เมตร)
- Δ_{ie} = การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในโหมดที่ i ที่คำนวณจากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบอีลาสติก (เมตร)
- θ = สัมประสิทธิ์เสถียรภาพ
- θ_{max} = สัมประสิทธิ์เสถียรภาพสูงสุดที่ยอมให้
- β = อัตราส่วนของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นต่อกำลังแรงเฉือนระหว่างระดับชั้น x และ $x-1$
- β_{in} = อัตราส่วนระหว่างคาบธรรมชาติของการสั่นไหวในโหมดที่ n ต่อโหมดที่ i
- δ_{avg} = การเคลื่อนตัวเฉลี่ยที่ปลายทั้งสองด้านของอาคาร ของชั้นที่ x (เมตร)
- δ_i = การเคลื่อนตัวในแนวราบของจุดศูนย์กลางมวลที่ระดับ i (เมตร)
- δ_{ie} = การเคลื่อนตัวในแนวราบในโหมดที่ i ที่คำนวณจากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบอีลาสติก (เมตร)
- δ_{max} = การเคลื่อนตัวสูงสุดที่ระดับที่พิจารณา (เมตร)
- δ_x = การเคลื่อนตัวในแนวราบของจุดศูนย์กลางมวลที่ระดับ x (เมตร)
- δ_{xe} = การเคลื่อนตัวที่คำนวณจากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบอีลาสติก (เมตร)
- ε_c = ความเครียดอัด
- ε_t = ความเครียดดึง
- ρ_{in} = สัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ สำหรับการรวมผลตอบสนองจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด
- ρ_l = อัตราส่วนของเนื้อที่เหล็กเสริมตามยาวต่อเนื้อที่คอนกรีตทั้งหมดที่ตั้งฉากกับเหล็กเสริมนั้น
- ρ_s = อัตราส่วนเชิงปริมาตร (ปริมาตรเหล็กปลอกเกลียว/ปริมาตรแกนคอนกรีต)
- ρ_t = อัตราส่วนของเนื้อที่เหล็กเสริมทางขวางต่อเนื้อที่คอนกรีตทั้งหมดที่ตั้งฉากกับเหล็กเสริมนั้น
- ζ_i = อัตราส่วนความหน่วงของโหมดที่ i
- Ω_0 = ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor)

1.4 ระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว

เมื่อเกิดการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว อาคารต่าง ๆ จะมีการตอบสนองต่อการสั่นสะเทือนแตกต่างกันไป โดยขึ้นอยู่กับปัจจัยหลัก คือ ระดับความรุนแรงจากแผ่นดินไหว คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร อัตราส่วนความหน่วงของอาคาร และปัจจัยประกอบอื่น ๆ ในมาตรฐานนี้ ระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวและผลตอบสนองของอาคาร แสดงอยู่ในรูปของ “ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม” ซึ่งเป็นค่าบนพื้นดินและมีค่าแปรเปลี่ยนไปตามคาบการสั่นและอัตราส่วนความหน่วงของอาคาร

โดยทั่วไปอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีค่าอัตราส่วนความหน่วงลดลงเมื่ออาคารมีความสูงเพิ่มขึ้น สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงไม่เกิน 60 เมตร ให้ใช้ค่าอัตราส่วนความหน่วงไม่เกินร้อยละ 5 ส่วนอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงเกินกว่า 60 เมตร ให้ใช้ค่าอัตราส่วนความหน่วงไม่เกินร้อยละ 2.5 อาคารที่ใช้โครงสร้างเหล็กให้ใช้ค่าอัตราส่วนความหน่วงไม่เกินร้อยละ 2.5

อนุญาตให้ใช้ค่าอัตราส่วนความหน่วงสูงกว่าที่กำหนดข้างต้นเฉพาะในกรณีที่วิศวกรสามารถแสดงข้อมูลที่เชื่อถือได้ว่าโครงสร้างที่กำลังพิจารณามีอัตราส่วนความหน่วงเป็นค่าอื่น เช่น อาคารที่ติดตั้งอุปกรณ์หน่วงการสั่นไหว

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับพื้นที่ต่าง ๆ จำแนกเป็น ค่าสำหรับพื้นที่ทั่วประเทศ ยกเว้นแอ่งกรุงเทพฯ ที่แสดงในหัวข้อที่ 1.4.1 และต้องทำการปรับค่าให้เป็นค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ด้วยขั้นตอนในหัวข้อที่ 1.4.2 1.4.3 1.4.4 และ 1.4.5.1

ในกรณีของพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ ผลตอบสนองของอาคารได้ถูกแสดงในรูปของ ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ซึ่งได้รวมผลเนื่องจากสภาพดินอ่อนในพื้นที่นี้เข้าไปแล้ว และสามารถนำไปใช้ในการออกแบบได้โดยตรง ดังรายละเอียดในหัวข้อ 1.4.5.2

1.4.1 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับพื้นที่ทั่วประเทศยกเว้นแอ่งกรุงเทพฯ

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum Considered Earthquake) ที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_s) และ คาบการสั่น 1 วินาที (S_1) ณ อำเภอและจังหวัดต่าง ๆ ทั่วประเทศไทย ยกเว้นในพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯที่มีลักษณะดินอ่อนเป็นพิเศษ ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 1.4-1 ค่าความเร่งตอบสนองที่แสดงในตารางนี้ได้มาจากการวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวโดยสมมติให้สภาพชั้นดินในทุก ๆ พื้นที่เป็นแบบดินแข็งหรือหิน ที่มีความเร็วคลื่นเฉือนโดยเฉลี่ยในช่วงจากผิวดินถึงความลึก 30 เมตร (V_s) เท่ากับ 760 เมตรต่อวินาที

ตารางที่ 1.4-1 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม
ที่คาบสั้น 0.2 วินาที (S_S) และ ที่คาบ 1 วินาที
(S_1) ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_1
กระบี่	เกาะลันตา	0.143	0.089
	เขาพนม	0.227	0.108
	คลองท่อม	0.147	0.129
	ปลายพระยา	0.263	0.100
	เมืองกระบี่	0.218	0.105
	ลำทับ	0.158	0.090
	เหนือคลอง	0.195	0.088
	อ่าวลึก	0.267	0.110
กาญจนบุรี	ด่านมะขามเตี้ย	0.862	0.316
	ทองผาภูมิ	0.728	0.200
	ท่าม่วง	0.802	0.275
	ท่ามะกา	0.481	0.154
	ไทรโยค	0.747	0.210
	บ่อพลอย	0.659	0.197
	พนมทวน	0.452	0.136
	เมืองกาญจนบุรี	0.642	0.241
	เลาขวัญ	0.487	0.138
	ศรีสวัสดิ์	0.752	0.208
	สังขละบุรี	0.840	0.234
	หนองปรือ	0.674	0.199
	ห้วยกระเจา	0.520	0.155
กาฬสินธุ์	กมลาไสย	0.046	0.028
	กุฉินารายณ์	0.049	0.028
	เขาวง	0.054	0.029
	คำม่วง	0.059	0.031
	ฆ้องชัย	0.046	0.028
	ดอนจาน	0.048	0.028
	ท่าคันโท	0.070	0.033
	นาคู	0.055	0.029
	นามน	0.050	0.029
	เมืองกาฬสินธุ์	0.048	0.028
	ยางตลาด	0.048	0.028
	ร่องคำ	0.045	0.027

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_1
	สามชัย	0.061	0.031
	สมเด็จ	0.053	0.030
	สหัสขันธ์	0.055	0.030
	หนองกุงศรี	0.055	0.030
	ห้วยผึ้ง	0.052	0.029
	ห้วยเม็ก	0.054	0.030
กาฬงเพชร	โกสัมพินคร	0.469	0.133
	ขามเฒ่า	0.363	0.108
	คลองขลุง	0.332	0.104
	คลองลาน	0.496	0.149
	ทรายทองวัฒนา	0.252	0.086
	ไทรงาม	0.252	0.084
	บึงสามัคคี	0.205	0.077
	ปางศิลาทอง	0.493	0.147
	พรานกระต่าย	0.433	0.117
	เมืองกาฬงเพชร	0.434	0.122
ขอนแก่น	ลานกระบือ	0.327	0.094
	กระนวน	0.060	0.031
	เขาสวนกวาง	0.074	0.033
	โคกโพธิ์ไชย	0.050	0.031
	ชนบท	0.048	0.029
	ชุมแพ	0.080	0.035
	ชำสูง	0.054	0.030
	โนนศิลา	0.045	0.029
	น้ำพอง	0.064	0.032
	บ้านแฮด	0.049	0.029
	บ้านไผ่	0.047	0.029
	บ้านฝาง	0.056	0.031
	หนองนาคำ	0.087	0.036
	เปือยน้อย	0.043	0.028
พระยืน	0.053	0.030	
พล	0.044	0.029	
ภูผาม่าน	0.110	0.038	
ภูเวียง	0.074	0.034	
มัญจาคีรี	0.050	0.030	
เมืองขอนแก่น	0.053	0.030	
แวงน้อย	0.045	0.030	
แวงใหญ่	0.047	0.029	

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	สีชมพู	0.098	0.037
	หนองเรือ	0.059	0.032
	หนองสองห้อง	0.042	0.028
	อุบลรัตน์	0.072	0.033
จันทบุรี	แก่งหางแมว	0.049	0.033
	ขลุง	0.040	0.030
	เขาคิชฌกูฏ	0.043	0.031
	ท่าใหม่	0.044	0.032
	นายายอาม	0.049	0.033
	โป่งน้ำร้อน	0.040	0.029
	มะขาม	0.041	0.030
	เมืองจันทบุรี	0.041	0.030
	สอยดาว	0.041	0.029
	แหลมสิงห์	0.042	0.031
ฉะเชิงเทรา	ท่าตะเกียบ	0.054	0.034
	แปลงยาว	0.089	0.042
	พนมสารคาม	0.058	0.036
	สนามชัยเขต	0.068	0.038
ชลบุรี	เกาะจันทร์	0.096	0.042
	เกาะสีชัง	0.153	0.056
	บ่อทอง	0.084	0.039
	บางละมุง	0.117	0.048
	บ้านบึง	0.118	0.045
	พนัสนิคม	0.114	0.046
	ศรีราชา	0.141	0.049
	สัตหีบ	0.116	0.049
หนองใหญ่	0.094	0.040	
ชัยนาท	เนินขาม	0.362	0.116
	หนองมะโมง	0.385	0.119
	มโนรมย์	0.150	0.069
	เมืองชัยนาท	0.170	0.075
	วัดสิงห์	0.207	0.083
	สรรคบุรี	0.161	0.073
	สรรพยา	0.126	0.064
	หันคา	0.220	0.088
ชัยภูมิ	เกษตรสมบูรณ์	0.075	0.035
	แก้งคร้อ	0.052	0.032
	คอนสวรรค์	0.048	0.031

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	คอนสาร	0.104	0.038
	จัตุรัส	0.045	0.032
	ซับใหญ่	0.048	0.034
	เทพสถิต	0.048	0.035
	เนินสง่า	0.045	0.032
	บ้านเขว้า	0.049	0.032
	บ้านแท่น	0.061	0.032
	ป่าหน่วจันทรงค์	0.047	0.033
	ภักดีชุมพล	0.059	0.036
	ภูเขียว	0.060	0.032
	เมืองชัยภูมิ	0.047	0.031
	หนองบัวแดง	0.059	0.034
	หนองบัวระเหว	0.050	0.033
ชุมพร	ท่าแซะ	0.108	0.078
	ทุ่งตะโก	0.160	0.079
	ปะทิว	0.097	0.075
	พะโต๊ะ	0.286	0.093
	เมืองชุมพร	0.120	0.080
	ละแม	0.188	0.082
	สวี	0.149	0.080
	หลังสวน	0.180	0.082
เชียงราย	ขุนตาล	0.769	0.175
	เชียงของ	0.796	0.202
	เชียงแสน	0.984	0.296
	ดอยหลวง	1.015	0.329
	เทิง	0.763	0.160
	ป่าแดด	0.772	0.157
	พญาเม็งราย	0.787	0.188
	พาน	0.831	0.175
	เมืองเชียงราย	0.917	0.250
	แม่จัน	1.022	0.306
	แม่ฟ้าหลวง	1.015	0.292
	แม่ลาว	0.884	0.220
	แม่สรวย	0.894	0.212
แม่สาย	0.981	0.278	
เวียงแก่น	0.767	0.182	
เวียงเชียงรุ้ง	0.931	0.267	
เวียงชัย	0.879	0.229	

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	เวียงป่าเป้า	0.855	0.195
เชียงใหม่	จอมทอง	0.893	0.243
	เชียงดาว	1.019	0.266
	ไชยปราการ	1.018	0.265
	ดอยเต่า	0.834	0.237
	ดอยสะเก็ด	0.910	0.225
	ดอยหล่อ	0.926	0.248
	ฝาง	1.038	0.282
	พร้าว	0.953	0.238
	เมืองเชียงใหม่	0.963	0.248
	แม่แจ่ม	0.891	0.242
	แม่แตง	0.992	0.260
	แม่ริม	0.984	0.254
	แม่วาง	0.936	0.248
	แม่สาย	1.080	0.317
	แม่ฮ่องสอน	0.867	0.187
	เวียงแหง	1.032	0.274
	สะเมิง	0.967	0.258
	สันกำแพง	0.926	0.230
	สันทราย	0.973	0.251
	สันป่าตอง	0.938	0.244
	สารภี	0.927	0.236
	หางดง	0.931	0.243
	อมก๋อย	0.857	0.244
ฮอด	0.849	0.237	
ตรัง	กันตัง	0.199	0.096
	นาโยง	0.199	0.089
	ปะเหลียน	0.196	0.094
	เมืองตรัง	0.195	0.091
	รัษฎา	0.149	0.085
	ย่านตาขาว	0.216	0.092
	วังวิเศษ	0.164	0.094
	สิเกา	0.154	0.097
	หาดสำราญ	0.192	0.097
	ห้วยยอด	0.161	0.091
ตราด	เกาะกูด	0.036	0.027
	เกาะช้าง	0.038	0.029
	เขาสมิง	0.038	0.028

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	คลองใหญ่	0.034	0.023
	บ่อไร่	0.037	0.027
	เมืองตราด	0.036	0.027
	แหลมงอบ	0.037	0.028
ตาก	ท่าสองยาง	0.733	0.185
	บ้านตาก	0.561	0.154
	พบพระ	0.597	0.156
	เมืองตาก	0.543	0.142
	แม่ระมาด	0.635	0.172
	แม่สอด	0.609	0.156
	วังเจ้า	0.535	0.137
	สามเงา	0.577	0.163
	อุ้มผาง	0.607	0.184
	นครปฐม	กำแพงแสน	0.279
นครพนม	ท่าอุเทน	0.307	0.064
	ธาตุพนม	0.087	0.032
	นาแก	0.077	0.031
	นาทม	0.255	0.059
	นาหว้า	0.129	0.040
	บ้านแพง	0.336	0.072
	ปลาปาก	0.125	0.038
	โพนสวรรค์	0.213	0.050
	เมืองนครพนม	0.283	0.060
	เรณูนคร	0.109	0.035
	วังยาง	0.091	0.033
ศรีสงคราม	0.228	0.053	
นครราชสีมา	แก่งสนามนาง	0.045	0.030
	ขามทะเลสอ	0.042	0.031
	ขามสะแกแสง	0.043	0.030
	คง	0.041	0.029
	ครบุรี	0.040	0.029
	จักราช	0.039	0.028
	เฉลิมพระเกียรติ	0.040	0.029
	ชุมพวง	0.039	0.027
	โชคชัย	0.040	0.030
	ด่านขุนทด	0.045	0.033
	เทพารักษ์	0.047	0.035
โนนแดง	0.041	0.028	

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	โนนไทย	0.043	0.031
	โนนสูง	0.041	0.029
	บัวลาย	0.043	0.029
	บัวใหญ่	0.043	0.029
	บ้านเหลื่อม	0.045	0.031
	ประทาย	0.041	0.028
	ปักธงชัย	0.042	0.032
	ปากช่อง	0.048	0.036
	พระทองคำ	0.043	0.031
	พิมาย	0.040	0.028
	เมืองนครราชสีมา	0.041	0.030
	เมืองยาง	0.039	0.027
	ลำทะเมนชัย	0.039	0.026
	วังน้ำเขียว	0.043	0.032
	สีดา	0.042	0.028
	สีคิ้ว	0.043	0.033
	สูงเนิน	0.043	0.032
	เสิงสาง	0.038	0.028
	หนองบุญมาก	0.039	0.028
	ห้วยแถลง	0.039	0.028
นครราชสีมา	ขนอม	0.116	0.067
	จุฬารักษ์	0.156	0.079
	ฉวาง	0.180	0.082
	เฉลิมพระเกียรติ	0.167	0.074
	ชะอวด	0.143	0.077
	ช้างกลาง	0.181	0.081
	เชียรใหญ่	0.162	0.071
	ถ้ำพรรณรา	0.195	0.086
	ท่าศาลา	0.211	0.070
	ทุ่งสง	0.162	0.082
	ทุ่งใหญ่	0.174	0.087
	นบพิตำ	0.186	0.075
	นาบอน	0.170	0.082
	บางขัน	0.147	0.088
	ปากพนัง	0.169	0.068
	พรหมคีรี	0.205	0.074
	พระพรหม	0.184	0.074
	พิปูน	0.192	0.079

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	เมืองนครศรีธรรมราช	0.201	0.072
	ร่อนพิบูลย์	0.156	0.077
	ลานสกา	0.193	0.077
	ลิซล	0.160	0.068
	หัวไทร	0.112	0.069
นครสวรรค์	เก้าเลี้ยว	0.171	0.070
	โกรกพระ	0.226	0.084
	ชุมตาบง	0.473	0.141
	ชุมแสง	0.116	0.058
	ตากฟ้า	0.090	0.054
	ตากลิ	0.112	0.061
	ท่าตะโก	0.091	0.053
	บรรพตพิสัย	0.221	0.081
	พยุหะคีรี	0.165	0.072
	ไพศาลี	0.077	0.049
	เมืองนครสวรรค์	0.175	0.072
	แม่เปิน	0.518	0.155
	แม่วงก์	0.494	0.148
	ลาดยาว	0.449	0.130
	หนองบัว	0.083	0.050
นราธิวาส	จะแนะ	0.063	0.061
	เจาะไอร้อง	0.058	0.057
	ตากใบ	0.056	0.053
	บาเจาะ	0.058	0.058
	เมืองนราธิวาส	0.057	0.056
	ยี่งอ	0.059	0.058
	ระแงะ	0.060	0.059
	รือเสาะ	0.062	0.061
	แว้ง	0.061	0.058
	ศรีสาคร	0.063	0.062
	สุคีริน	0.062	0.060
	สุไหงโลก	0.059	0.056
	สุไหงปาตี	0.059	0.057
น่าน	เฉลิมพระเกียรติ	0.705	0.148
	เขียงกลาง	0.826	0.216
	ท่าวังผา	0.927	0.222
	ทุ่งช้าง	0.773	0.192
	นาน้อย	0.709	0.124

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	นาหมื่น	0.718	0.128
	บ่อเกลือ	0.664	0.138
	บ้านหลวง	0.714	0.133
	ปัว	0.924	0.236
	ภูเพียง	0.732	0.154
	เมือ่งน่าน	0.738	0.150
	แม่จริม	0.668	0.133
	เวียงสา	0.689	0.126
	สองแคว	0.793	0.168
	สันติสุข	0.738	0.177
บึงกาฬ	เซกา	0.206	0.053
	โซ่พิสัย	0.196	0.052
	เมืองบึงกาฬ	0.310	0.071
	บึงโขงหลง	0.302	0.067
	บุ่งคล้า	0.330	0.075
	ปากคาด	0.241	0.059
	พรเจริญ	0.202	0.053
ศรีวิไล	0.263	0.064	
บุรีรัมย์	กระสัง	0.036	0.024
	แคนดง	0.038	0.026
	บ้านด่าน	0.037	0.025
	คูเมือง	0.038	0.026
	เฉลิมพระเกียรติ	0.036	0.025
	ชำนิ	0.037	0.026
	นางรอง	0.037	0.026
	นาโพธิ์	0.041	0.027
	โนนดินแดง	0.036	0.026
	โนนสุวรรณ	0.037	0.027
	บ้านกรวด	0.034	0.024
	บ้านใหม่ไชยพจน์	0.041	0.027
	ประโคนชัย	0.035	0.025
	ปะคำ	0.037	0.026
	พลับพลาชัย	0.035	0.024
	พุทไธสง	0.040	0.027
	เมืองบุรีรัมย์	0.036	0.025
	ละหานทราย	0.036	0.026
	ลำปลายมาศ	0.037	0.026
	สตึก	0.037	0.025

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	หนองกี่	0.038	0.028
	หนองหงส์	0.038	0.027
	ห้วยราช	0.036	0.025
ประจวบคีรีขันธ์	กุยบุรี	0.277	0.085
	ทับสะแก	0.185	0.079
	บางสะพาน	0.158	0.078
	บางสะพานน้อย	0.120	0.074
	ปราณบุรี	0.275	0.085
	เมืองประจวบคีรีขันธ์	0.263	0.086
	สามร้อยยอด	0.290	0.087
หัวหิน	0.246	0.081	
ปราจีนบุรี	กบินทร์บุรี	0.047	0.033
	นาดี	0.045	0.033
	ประจันตคาม	0.050	0.035
	เมืองปราจีนบุรี	0.052	0.036
	ศรีมหาโพธิ์	0.051	0.034
	ศรีมโหสถ	0.061	0.038
ปัตตานี	กะพ้อ	0.060	0.059
	โคกโพธิ์	0.065	0.066
	ทุ่งยางแดง	0.061	0.060
	ปะนาเระ	0.058	0.058
	มายอ	0.060	0.060
	เมืองปัตตานี	0.062	0.062
	แม่ลาน	0.064	0.064
	ไม้แก่น	0.058	0.057
	ยะรัง	0.062	0.062
	ยะหริ่ง	0.060	0.061
สายบุรี	0.058	0.057	
หนองจิก	0.064	0.065	
พระนครศรีอยุธยา	นครหลวง	0.108	0.059
	บางซ้าย	0.160	0.073
	บางปะหัน	0.114	0.060
	บ้านแพรก	0.103	0.057
	ผักไห่	0.150	0.070
	ภาชี	0.095	0.055
	มหาราช	0.108	0.059
พะเยา	จุน	0.756	0.141
	เชียงคำ	0.737	0.142

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	เชียงใหม่	0.745	0.132
	ดอกคำใต้	0.756	0.138
	ปง	0.714	0.137
	ภูกามยาว	0.768	0.143
	ภูซาง	0.740	0.146
	เมืองพะเยา	0.781	0.146
	แม่ใจ	0.797	0.156
พังงา	กะปง	0.253	0.117
	เกาะยาว	0.282	0.117
	คุระบุรี	0.323	0.116
	ตะกั่วทุ่ง	0.273	0.118
	ตะกั่วป่า	0.261	0.119
	ทับปุด	0.267	0.109
	ท้ายเหมือง	0.267	0.125
	เมืองพังงา	0.272	0.114
พัทลุง	กงหรา	0.078	0.085
	เขาชัยสน	0.074	0.080
	ควนขนุน	0.072	0.078
	ตะโหมด	0.078	0.084
	บางแก้ว	0.074	0.080
	ปากพูน	0.072	0.077
	ป่าพะยอม	0.075	0.082
	ป่าบอน	0.076	0.082
	เมืองพัทลุง	0.073	0.079
	ศรีนครินทร์	0.077	0.084
	ศรีบรรพต	0.077	0.083
พิจิตร	ดงเจริญ	0.088	0.050
	ตะพานหิน	0.106	0.053
	ทับคล้อ	0.085	0.047
	บางมูลนาก	0.106	0.055
	บึงนาราง	0.155	0.064
	โพทะเล	0.134	0.062
	โพธิ์ประทับช้าง	0.131	0.059
	เมืองพิจิตร	0.132	0.058
	วชิรบำรุง	0.192	0.070
	วังทรายพูน	0.109	0.051
	สากเหล็ก	0.121	0.054
	สามง่าม	0.165	0.064

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
พิษณุโลก	ชาติตระการ	0.418	0.096
	นครไทย	0.291	0.070
	เนินมะปราง	0.125	0.051
	บางกระทุ่ม	0.140	0.057
	บางระกำ	0.268	0.080
	พรหมพิราม	0.415	0.104
	เมืองพิษณุโลก	0.249	0.074
	วังทอง	0.225	0.068
เพชรบูรณ์	วัดโบสถ์	0.368	0.091
	แก่งกระจาน	0.290	0.111
	ชะอำ	0.223	0.083
	ท่าสาย	0.207	0.085
	บ้านลาด	0.191	0.085
	บ้านแหลม	0.202	0.089
เพชรบูรณ์	เมืองเพชรบูรณ์	0.179	0.079
	หนองหญ้าปล้อง	0.269	0.110
	เขาค้อ	0.153	0.049
	ชนแดน	0.079	0.044
	น้ำหนาว	0.200	0.049
	บึงสามพัน	0.060	0.040
	เมืองเพชรบูรณ์	0.110	0.042
	วังโป่ง	0.093	0.046
	วิเชียรบุรี	0.055	0.039
	ศรีเทพ	0.055	0.040
หนองไผ่	0.065	0.039	
แพร่	หล่มเก่า	0.221	0.054
	หล่มสัก	0.205	0.052
	เด่นชัย	0.853	0.197
	เมืองแพร่	0.919	0.214
	ร้องกวาง	0.795	0.146
	ลอง	0.880	0.185
	วังชิ้น	1.086	0.275
	สอง	0.794	0.142
ภูเก็ต	สูงเม่น	0.854	0.197
	หนองม่วงไข่	0.843	0.191
	กะทู้	0.306	0.130
	ถลาง	0.313	0.129
	เมืองภูเก็ต	0.299	0.129

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
มหาสารคาม	กันทรวิชัย	0.048	0.028
	กุฉีกรัง	0.045	0.028
	แกดำ	0.043	0.027
	โกสุมพิสัย	0.047	0.029
	ชื่นชม	0.053	0.030
	เซิงยี่น	0.050	0.029
	นาเชือก	0.042	0.027
	นาइन	0.040	0.026
	บรบือ	0.044	0.028
	พยัคฆภูมิพิสัย	0.039	0.026
	เมืองมหาสารคาม	0.045	0.028
	ยางสีสุราช	0.040	0.027
	วาปีปทุม	0.041	0.026
มุกดาหาร	คำชะอี	0.052	0.028
	ดงหลวง	0.060	0.030
	ดอนตาล	0.045	0.026
	นิคมคำสร้อย	0.047	0.026
	เมืองมุกดาหาร	0.052	0.027
	หนองสูง	0.048	0.027
	หว้านใหญ่	0.062	0.029
แม่ฮ่องสอน	ขุนยวม	0.888	0.208
	ปางมะผ้า	1.059	0.270
	ปาย	1.019	0.269
	เมืองแม่ฮ่องสอน	0.962	0.227
	แม่ลาน้อย	0.837	0.199
	แม่สะเรียง	0.832	0.195
	สบเมย	0.834	0.201
ยโสธร	กุดชุม	0.041	0.025
	ค้อวัง	0.035	0.023
	คำเขื่อนแก้ว	0.037	0.024
	ทรายมูล	0.040	0.025
	ไทยเจริญ	0.041	0.025
	ป่าดิว	0.038	0.024
	มหาชนะชัย	0.036	0.024
	เมืองยโสธร	0.039	0.025
	เลิงนกทา	0.043	0.026
ยะลา	กรงปินัง	0.066	0.066
	กาบัง	0.071	0.072

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	ธารโต	0.071	0.071
	บันนังสตา	0.067	0.066
	เบตง	0.078	0.076
	เมืองยะลา	0.064	0.064
	ยะหา	0.067	0.068
	รามัน	0.062	0.062
ร้อยเอ็ด	เกษตรวิสัย	0.038	0.025
	จตุรพักตรพิมาน	0.040	0.026
	จังหาร	0.044	0.027
	เชียงขวัญ	0.043	0.027
	ทุ่งเขาหลวง	0.041	0.026
	ธวัชบุรี	0.042	0.026
	ปทุมรัตน์	0.039	0.026
	พนมไพร	0.038	0.024
	โพธิ์ชัย	0.044	0.027
	โพนทราย	0.037	0.024
	โพนทอง	0.045	0.027
	เมยวดี	0.046	0.027
	เมืองร้อยเอ็ด	0.042	0.027
	เมืองสรวง	0.040	0.026
	ศรีสมเด็จ	0.042	0.027
	สุวรรณภูมิ	0.038	0.025
เสลภูมิ	0.041	0.026	
หนองพอก	0.045	0.027	
หนองฮี	0.037	0.024	
อาจสามารถ	0.040	0.025	
ระนอง	กระบุรี	0.184	0.089
	กะเปอร์	0.352	0.105
	เมืองระนอง	0.310	0.098
	ละอุ่น	0.249	0.092
	สุขสำราญ	0.355	0.112
ระยอง	แกลง	0.056	0.036
	เขาชะเมา	0.057	0.035
	นิคมพัฒนา	0.094	0.042
	บ้านค่าย	0.080	0.040
	บ้านฉาง	0.094	0.044
	ปลวกแดง	0.118	0.045
	เมืองระยอง	0.088	0.042

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	วังจันทร์	0.067	0.037
ราชบุรี	บ้านคา	0.308	0.121
	จอมบึง	0.498	0.179
	บ้านโป่ง	0.361	0.128
	โพธาราม	0.348	0.123
	สวนผึ้ง	0.421	0.150
ลพบุรี	โคกเจริญ	0.066	0.045
	โคกสำโรง	0.080	0.052
	ชัยบาดาล	0.054	0.040
	ท่าม่วง	0.107	0.060
	ท่าหลวง	0.055	0.041
	บ้านหมี่	0.094	0.055
	พัฒนานิคม	0.063	0.044
	เมืองลพบุรี	0.080	0.051
	ลำสนธิ	0.048	0.036
	สระโบสถ์	0.070	0.047
หนองม่วง	0.080	0.051	
ลำปาง	เกาะคา	0.813	0.184
	งาว	0.784	0.142
	แจ้ห่ม	0.811	0.160
	เถิน	0.651	0.166
	เมืองปาน	0.814	0.170
	เมืองลำปาง	0.835	0.177
	แม่ทะ	0.930	0.210
	แม่พริก	0.636	0.162
	แม่เมาะ	0.838	0.155
	วังเหนือ	0.898	0.195
	สบปราบ	0.935	0.264
	เสริมงาม	0.775	0.195
	ห้างฉัตร	0.814	0.178
ลำพูน	ทุ่งหัวช้าง	0.809	0.213
	บ้านธิ	0.872	0.209
	บ้านโฮ่ง	0.876	0.237
	ป่าซาง	0.915	0.240
	เมืองลำพูน	0.908	0.232
	แม่ทา	0.851	0.211
	ลี้	0.765	0.209
	เวียงหนองล่อง	0.894	0.245

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
เลย	เชียงคาน	0.265	0.066
	ด่านซ้าย	0.287	0.068
	ท่าลี่	0.283	0.069
	นาด้วง	0.172	0.047
	นาแห้ว	0.390	0.087
	ปากชม	0.202	0.053
	ผาขาว	0.152	0.043
	ภูกระดึง	0.148	0.042
	ภูเรือ	0.279	0.066
	ภูหลวง	0.239	0.055
	เมืองเลย	0.215	0.054
	วังสะพุง	0.222	0.053
	หนองหิน	0.193	0.049
เอราวัณ	0.177	0.047	
ศรีสะเกษ	กันทรลักษ์	0.030	0.020
	กันทรารมย์	0.033	0.022
	ขุขันธ์	0.032	0.021
	ขุนหาญ	0.031	0.021
	น้ำเกลี้ยง	0.032	0.021
	โนนคูณ	0.032	0.021
	บึงบูรพ์	0.035	0.024
	เบญจลักษ์	0.031	0.020
	ปรางค์กู่	0.033	0.022
	พยุห์	0.033	0.022
	โพธิ์ศรีสุวรรณ	0.035	0.023
	ไพรบึง	0.032	0.021
	ภูสิงห์	0.031	0.021
	เมืองจันทร์	0.035	0.023
	เมืองศรีสะเกษ	0.034	0.022
	ยางชุมน้อย	0.034	0.022
	ราชีไศล	0.035	0.023
วังหิน	0.033	0.022	
ศีลาลาด	0.036	0.024	
ศรีรัตนะ	0.032	0.021	
ห้วยทับทัน	0.034	0.023	
อุทุมพรพิสัย	0.034	0.023	
สกลนคร	กุศบาก	0.069	0.033
	กุสุมาลย์	0.123	0.038

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	คำตากล้า	0.176	0.048
	โคกศรีสุพรรณ	0.075	0.032
	เจริญศิลป์	0.113	0.039
	เต่างอย	0.065	0.031
	นิคมน้ำอุ่น	0.074	0.034
	บ้านม่วง	0.150	0.045
	พรรณานิคม	0.087	0.035
	พังโคน	0.088	0.036
	โพนนาแก้ว	0.102	0.035
	ภูพาน	0.061	0.031
	เมืองสกลนคร	0.082	0.033
	วานรนิวาส	0.119	0.040
	วาริชภูมิ	0.082	0.035
	สว่างแดนดิน	0.094	0.037
	ส่องดาว	0.093	0.037
	อากาศอำนวย	0.143	0.043
	สกลขลา	กระแสสินธุ์	0.069
คลองหอยโข่ง		0.077	0.082
ควนเนียง		0.073	0.078
จะนะ		0.069	0.073
เทพา		0.066	0.068
นาทวี		0.072	0.075
นาหม่อม		0.072	0.076
บางกล่ำ		0.074	0.079
เมืองสงขลา		0.069	0.073
ระโนด		0.068	0.072
รัตภูมิ		0.077	0.083
สิงหนคร		0.069	0.073
สทิงพระ		0.069	0.073
สะเดา		0.079	0.084
สะบ้าย้อย		0.069	0.071
หาดใหญ่	0.074	0.079	
สตูล	ควนกาหลง	0.083	0.089
	ควนโดน	0.084	0.090
	ท่าแพ	0.088	0.094
	ทุ่งหว้า	0.088	0.094
	มะนัง	0.084	0.091
	เมืองสตูล	0.087	0.093

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	ละงู	0.092	0.096
สระแก้ว	เขาฉกรรจ์	0.043	0.031
	คลองหาด	0.040	0.029
	โคกสูง	0.036	0.026
	ตาพระยา	0.035	0.025
	เมืองสระแก้ว	0.042	0.030
	วังน้ำเย็น	0.042	0.030
	วังสมบูรณ์	0.043	0.030
สระบุรี	วัฒนานคร	0.039	0.029
	อรัญประเทศ	0.037	0.027
	แก่งคอย	0.067	0.045
	เฉลิมพระเกียรติ	0.078	0.050
	ดอนพุด	0.101	0.057
	บ้านหมอ	0.087	0.053
	พระพุทธบาท	0.082	0.052
	มวกเหล็ก	0.057	0.041
	วังม่วง	0.057	0.042
	วิหารแดง	0.071	0.053
สิงห์บุรี	เมืองสระบุรี	0.070	0.053
	เสาไห้	0.081	0.051
	หนองแค	0.076	0.055
	หนองแซง	0.089	0.053
	หนองโดน	0.090	0.054
	ค่ายบางระจัน	0.121	0.063
	ท่าช้าง	0.119	0.063
สุโขทัย	บางระจัน	0.127	0.065
	พรหมบุรี	0.109	0.059
	เมืองสิงห์บุรี	0.114	0.061
	อินทร์บุรี	0.120	0.063
	กงไกรลาศ	0.431	0.109
สุโขทัย	คีรีมาศ	0.435	0.111
	ทุ่งเสลี่ยม	0.490	0.126
	บ้านด่านลานหอย	0.451	0.120
	เมืองสุโขทัย	0.449	0.117
	ศรีนคร	0.621	0.154
	ศรีสัชานาลัย	0.526	0.131
	ศรีสำโรง	0.464	0.118
	สวรรคโลก	0.503	0.126

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
สุพรรณบุรี	ดอนเจดีย์	0.349	0.114
	ด่านช้าง	0.494	0.146
	เดิมบางนางบวช	0.188	0.080
	บางปลาร้า	0.204	0.083
	เมืองสุพรรณบุรี	0.258	0.096
	ศรีประจันต์	0.186	0.079
	สองพี่น้อง	0.246	0.093
	สามชุก	0.200	0.082
	หนองหญ้าไซ	0.311	0.106
อุทอง	0.346	0.115	
สุราษฎร์ธานี	กาญจนดิษฐ์	0.138	0.076
	เกาะพะงัน	0.066	0.061
	เกาะสมุย	0.076	0.062
	คีรีรัฐนิคม	0.276	0.091
	เคียนซา	0.236	0.086
	ชัยบุรี	0.228	0.094
	ไชยา	0.163	0.080
	ดอนสัก	0.109	0.069
	ท่าฉาง	0.199	0.083
	ท่าชนะ	0.175	0.081
	บ้านตาขุน	0.310	0.095
	บ้านนาเดิม	0.207	0.083
	บ้านนาสาร	0.195	0.083
	พนม	0.291	0.098
	พระแสง	0.264	0.095
	พุนพิน	0.218	0.083
	เมืองสุราษฎร์ธานี	0.188	0.080
วิภาวดี	0.296	0.093	
เวียงสระ	0.201	0.084	
สุรินทร์	กาบเชิง	0.033	0.023
	เขวาสินรินทร์	0.035	0.024
	จอมพระ	0.036	0.024
	ชุมพลบุรี	0.037	0.025
	ท่าตูม	0.036	0.024
	โนนนารายณ์	0.035	0.024
	บัวเชด	0.032	0.022
	ปราสาท	0.034	0.024
	พนมดงรัก	0.034	0.023

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	เมืองสุรินทร์	0.035	0.024
	รัตนบุรี	0.036	0.024
	ลำดวน	0.034	0.023
	ศีขรภูมิ	0.034	0.023
	ศรีณรงค์	0.033	0.023
	สนม	0.036	0.024
	สังขะ	0.033	0.022
	สำโรงทาบ	0.034	0.023
	หนองคาย	ท่าบ่อ	0.212
เผ่าไร่		0.191	0.050
โพธิ์ตาก		0.208	0.052
โพนพิสัย		0.218	0.052
เมืองหนองคาย		0.196	0.048
รัตนวาปี		0.211	0.053
ศรีเชียงใหม่		0.197	0.050
หนองบัวลำภู	สระใคร	0.192	0.047
	สังคม	0.200	0.053
	นากลาง	0.165	0.045
	นาวัง	0.178	0.047
	โนนสัง	0.083	0.035
อ่างทอง	เมืองหนองบัวลำภู	0.132	0.041
	ศรีบุญเรือง	0.102	0.037
	สุวรรณคูหา	0.198	0.050
	ไชโย	0.116	0.062
	ป่าโมก	0.121	0.062
	โพธิ์ทอง	0.146	0.070
อำนาจเจริญ	เมืองอ่างทอง	0.120	0.062
	วิเศษชัยชาญ	0.135	0.066
	สามโก้	0.151	0.071
	แสวงหา	0.130	0.065
	ชานุมาน	0.043	0.025
	ปทุมราชวงศา	0.038	0.024
	พนา	0.036	0.023
อุดรธานี	เมืองอำนาจเจริญ	0.038	0.024
	ลืออำนาจ	0.037	0.023
	เสนางคนิคม	0.040	0.025
	ห้วยตะพาน	0.037	0.024
	กู่แก้ว	0.095	0.036

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	กุดจับ	0.184	0.047
	กุมภวาปี	0.104	0.037
	ไชยวาน	0.108	0.038
	ทุ่งฝน	0.132	0.041
	นาโยง	0.213	0.054
	น้ำโสม	0.215	0.053
	โนนสะอาด	0.083	0.035
	บ้านดุง	0.181	0.048
	บ้านฝ่อ	0.208	0.051
	ประจักษ์ศิลปาคม	0.124	0.039
	พิบูลย์รักษ์	0.180	0.047
	เพ็ญ	0.254	0.057
	เมืองอุดรธานี	0.176	0.045
	วังสามหมอ	0.066	0.032
	ศรีธาตุ	0.074	0.033
	สร้างคอม	0.250	0.057
	หนองวัวซอ	0.124	0.040
	หนองแสง	0.108	0.038
	หนองหาน	0.128	0.040
อุดรดิตต์	ตรอน	0.684	0.167
	ทองแสนขัน	0.570	0.134
	ท่าปลา	0.671	0.159
	น้ำป่าด	0.526	0.118
	บ้านโคก	0.484	0.108
	พิชัย	0.617	0.154
	ฟากท่า	0.505	0.114
	เมืองอุดรดิตต์	0.579	0.139
	ลับแล	0.558	0.135
อุทัยธานี	ทัพทัน	0.244	0.091
	บ้านไร่	0.299	0.107
	เมืองอุทัยธานี	0.165	0.074
	ลานสัก	0.321	0.109
	สว่างอารมณ์	0.202	0.081
	หนองขาหย่าง	0.189	0.080
	หนองฉาง	0.281	0.100
	ห้วยคต	0.379	0.123
อุบลราชธานี	กุดข้าวปุ้น	0.037	0.023
	เขมราฐ	0.039	0.024

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง	
		เชิงสเปกตรัม	
		S_S	S_I
	เขื่องใน	0.035	0.023
	โขงเจียม	0.032	0.020
	ดอนมดแดง	0.034	0.022
	เดชอุดม	0.031	0.020
	ตระการพืชผล	0.035	0.022
	ตาลชุม	0.033	0.021
	ทุ่งศรีอุดม	0.030	0.020
	นาจะหลวย	0.028	0.018
	นาตาล	0.037	0.023
	นาเยี่ย	0.031	0.020
	น้ำขุ่น	0.029	0.019
	น้ำยืน	0.029	0.019
	บุญศรี	0.029	0.019
	พิบูลมังสาหาร	0.031	0.020
	โพธิ์ไทร	0.036	0.023
	ม่วงสามสิบ	0.035	0.023
	เมืองอุบลราชธานี	0.033	0.021
	วารินชำราบ	0.033	0.021
	ศรีเมืองใหม่	0.034	0.021
	สว่างวีระวงศ์	0.032	0.021
	สิรินธร	0.031	0.020
	สำโรง	0.032	0.021
	เหล่าเสือโก้ก	0.034	0.022

1.4.2 ประเภทของชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร

สภาพของชั้นดิน ณ บริเวณที่ตั้งของอาคาร มีผลต่อระดับความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ดังนั้นการนำค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในตารางที่ 1.4-1 มาใช้ในการออกแบบ จึงจำเป็นต้องปรับแก้ค่าให้เหมาะสมกับสภาพดิน ณ บริเวณที่ตั้งของอาคารนั้น ๆ

ประเภทของชั้นดินสามารถแบ่งออกได้เป็น 6 ประเภท คือ A (หินแข็ง) B (หิน) C (ดินแข็ง) D (ดินปกติ) E (ดินอ่อน) หรือ F (ดินที่มีลักษณะพิเศษ) โดยเกณฑ์การจัดแบ่งประเภทของชั้นดินแสดงไว้ในภาคผนวก ก

ในกรณีที่ไม่มีความรู้ข้อมูลดิน และไม่สามารถทำการสำรวจดินได้ ให้สมมุติว่าประเภทของชั้นดินเป็นแบบประเภท D

1.4.3 การปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา ณ บริเวณที่ตั้งของอาคาร สามารถปรับแก้ค่าให้เหมาะสมกับประเภทของชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร ได้ด้วยสมการดังต่อไปนี้

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (1.4-1)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (1.4-2)$$

โดยที่ S_{MS} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที ที่ถูกปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร

S_{M1} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 1.0 วินาที ที่ถูกปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร

F_a คือ สัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร สำหรับคาบการสั่น 0.2 วินาที

F_v คือ สัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร สำหรับคาบการสั่น 1 วินาที

ค่าสัมประสิทธิ์ F_a และ F_v แสดงไว้ในตารางที่ 1.4-2 และ 1.4-3 ตามลำดับ

ตารางที่ 1.4-2 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินที่ ณ ที่ตั้งอาคาร F_a

ประเภทของชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ 0.2 วินาที				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณี ๆ ไป				

ตารางที่ 1.4-3 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร F_v

ประเภทของ ชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ 1.0 วินาที				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณี ๆ ไป				

1.4.4 การปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_{DS}) และที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_{D1}) คำนวณจากสมการ

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (1.4-3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (1.4-4)$$

1.4.5 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ S_d ซึ่งเป็นค่าบนพื้นดิน จำแนกเป็นค่าสำหรับวิธีการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าและด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ ซึ่งขึ้นกับตำแหน่ง ณ ที่ตั้งของอาคาร ดังนี้

1.4.5.1 พื้นที่ทั่วประเทศยกเว้นแอ่งกรุงเทพ

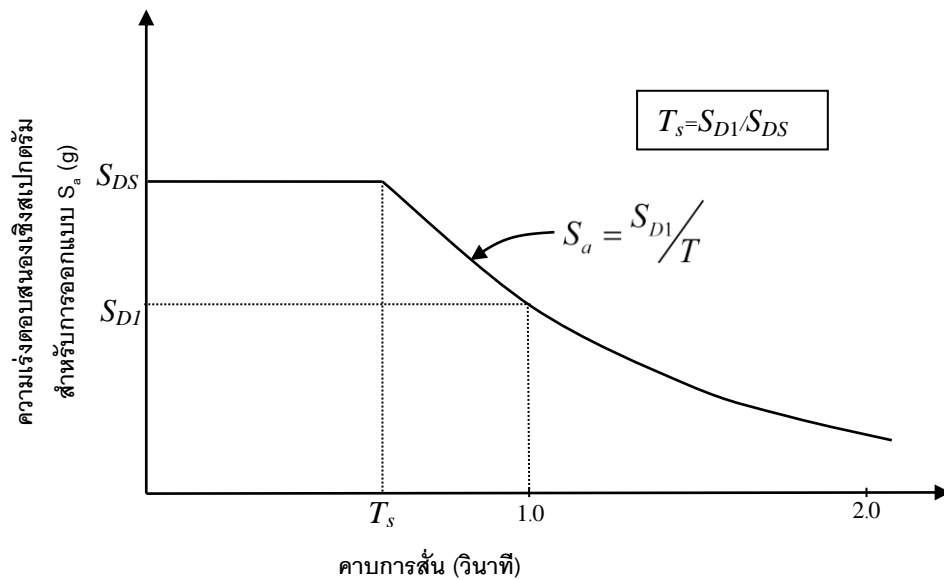
(1) ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ สำหรับวิธีแรงสถิตเทียบเท่าตามบทที่ 3 ให้ใช้ตามรูปที่ 1.4-1 สำหรับพื้นที่ที่มีค่า $S_{D1} \leq S_{DS}$ และให้ใช้ตามรูปที่ 1.4-2 สำหรับพื้นที่ที่มีค่า $S_{D1} > S_{DS}$ โดยที่ S_{DS} และ S_{D1} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบตามหัวข้อ 1.4.4

(2) ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ตามบทที่ 4 ให้ใช้ตามรูปที่ 1.4-3 สำหรับพื้นที่ที่มีค่า $S_{D1} \leq S_{DS}$ และให้ใช้ตามรูปที่ 1.4-4 สำหรับพื้นที่ที่มีค่า $S_{D1} > S_{DS}$ โดยที่ S_{DS} และ S_{D1} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบตามหัวข้อ 1.4.4

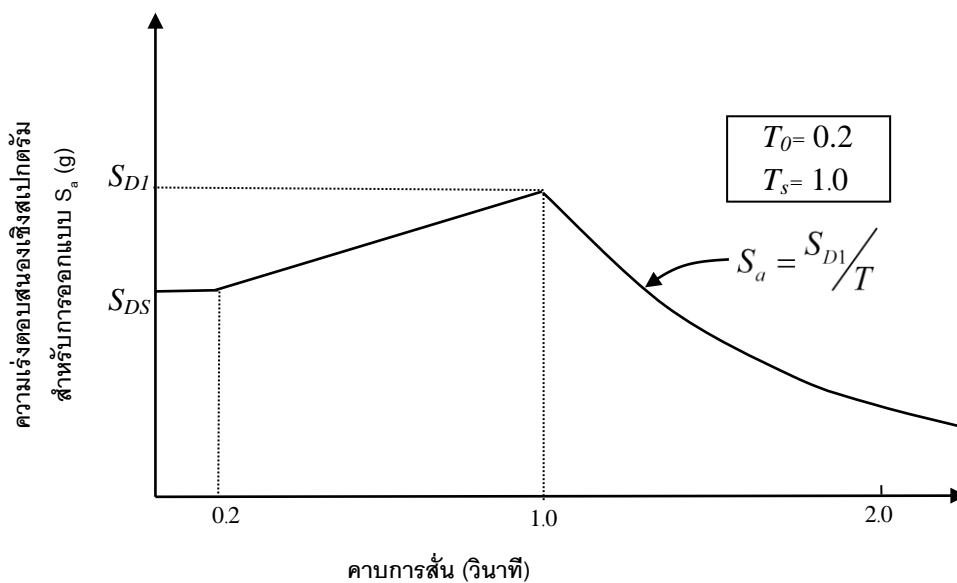
ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่แสดงเป็นค่าที่สอดคล้องกับค่าอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับร้อยละ 5 สำหรับอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับร้อยละ 2.5 ให้ปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมโดย

หารด้วย 0.85 สำหรับกรณีที่คาบการสั่น $T \geq T_0$ หรือในกรณีที่คาบการสั่น $T < T_0$ ให้คำนวณ S_a ตามสมการ 1.4-5

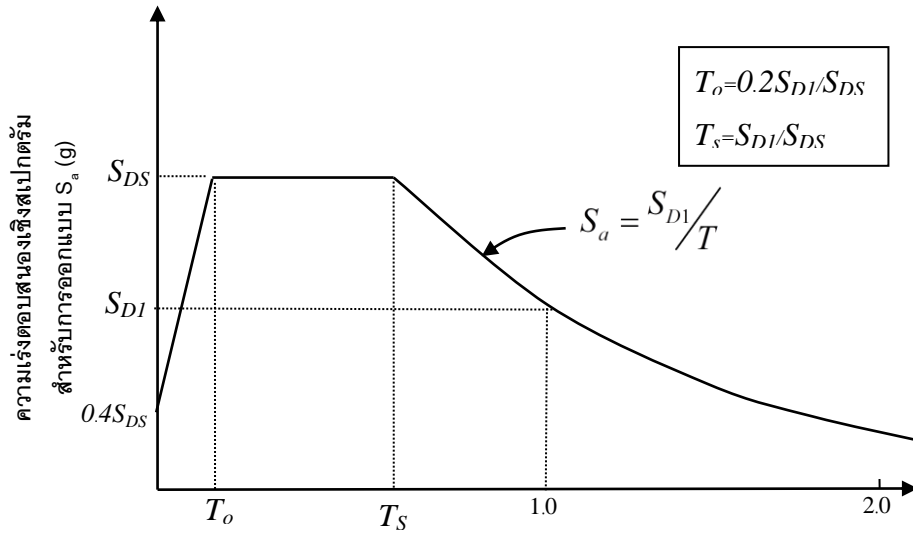
$$S_a = S_{DS} \left[(3.88) \frac{T}{T_s} + 0.4 \right] \quad (1.4-5)$$



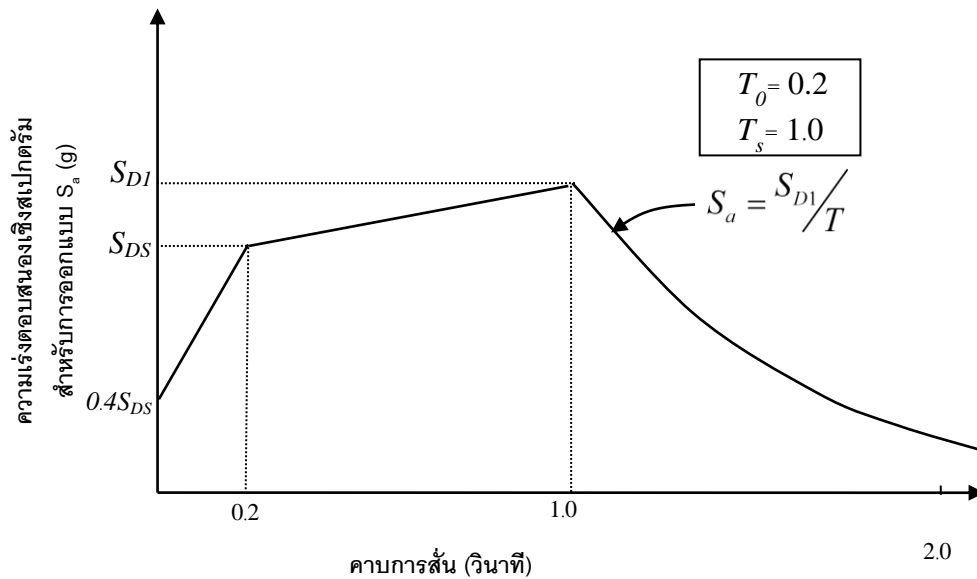
รูปที่ 1.4-1 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า สำหรับพื้นที่ทั่วประเทศ (ยกเว้นแอ่งกรุงเทพ) ที่มีค่า $S_{D1} \leq S_{DS}$



รูปที่ 1.4-2 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า สำหรับพื้นที่ทั่วประเทศ (ยกเว้นแอ่งกรุงเทพ) ที่มีค่า $S_{D1} > S_{DS}$



รูปที่ 1.4-3 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ สำหรับพื้นที่ทั่วประเทศ (ยกเว้นแอ่งกรุงเทพ) ที่มีค่า $S_{D1} \leq S_{DS}$

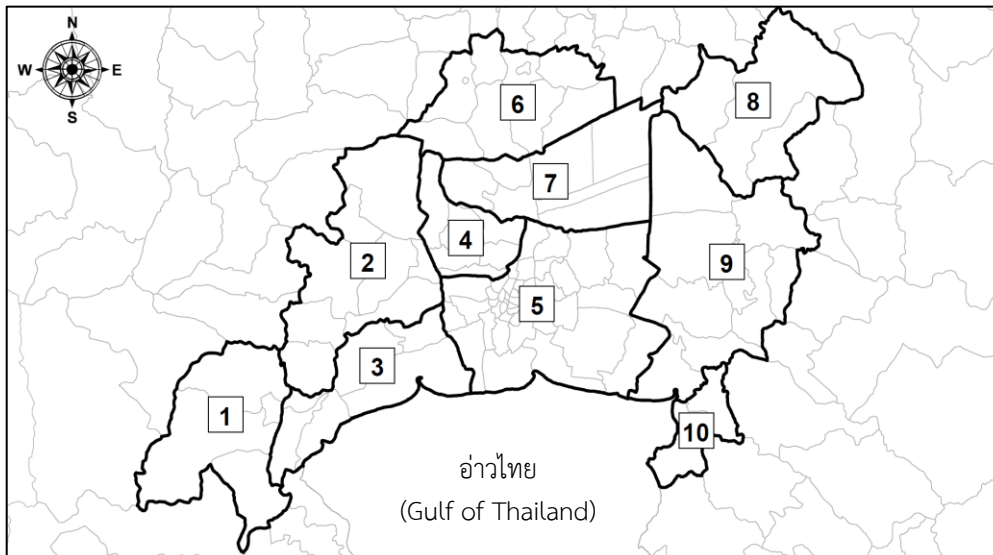


รูปที่ 1.4-4 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ สำหรับพื้นที่ทั่วประเทศ (ยกเว้นแอ่งกรุงเทพ) ที่มีค่า $S_{D1} > S_{DS}$

1.4.5.2 พื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ

พื้นที่ในแอ่งกรุงเทพครอบคลุมกรุงเทพมหานครและจังหวัดปริมณฑลหลายจังหวัด พื้นที่นี้ได้ถูกแบ่งย่อยเป็น 10 โซน ดังรูปที่ 1.4-5 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ในพื้นที่ 10 โซนนี้ขึ้นกับวิธีการออกแบบ ดังนี้

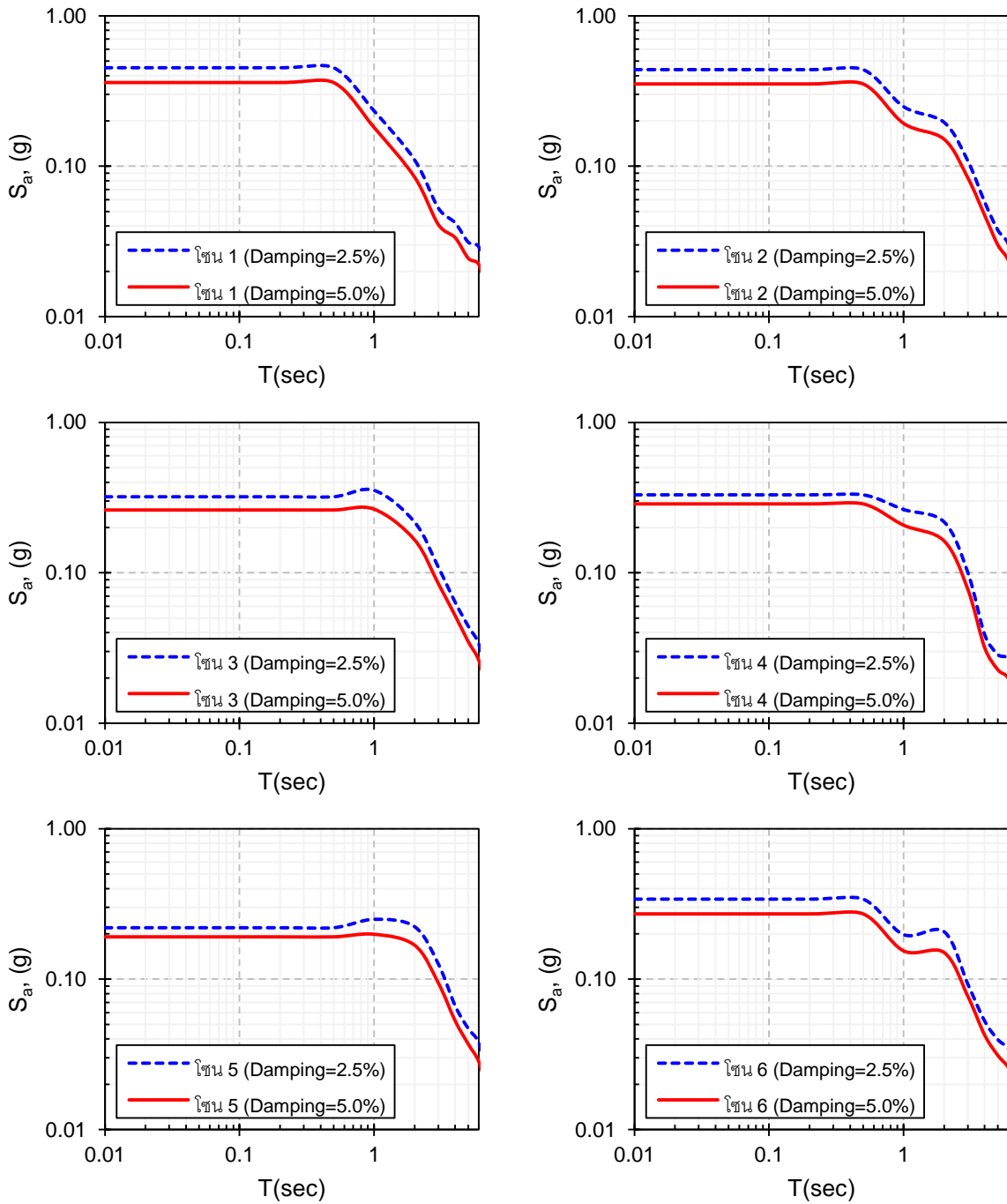
- (1) สำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าตามบทที่ 3 ให้ใช้ตามความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่กำหนดในรูปที่ 1.4-6 ถึง 1.4-7 หรือใช้ตามค่าที่แสดงในตารางที่ 1.4-4 ถึง 1.4-5
- (2) สำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ตามบทที่ 4 ให้ใช้ตามความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่กำหนดในรูปที่ 1.4-8 ถึง 1.4-9 หรือใช้ตามค่าที่แสดงในตารางที่ 1.4-6 ถึง 1.4-7



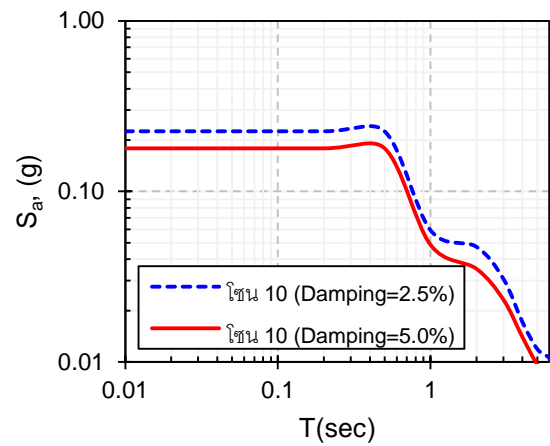
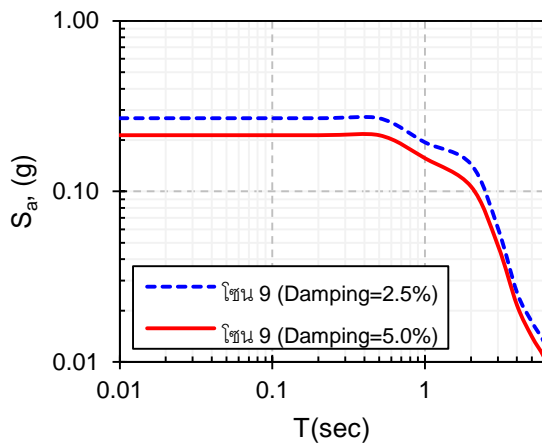
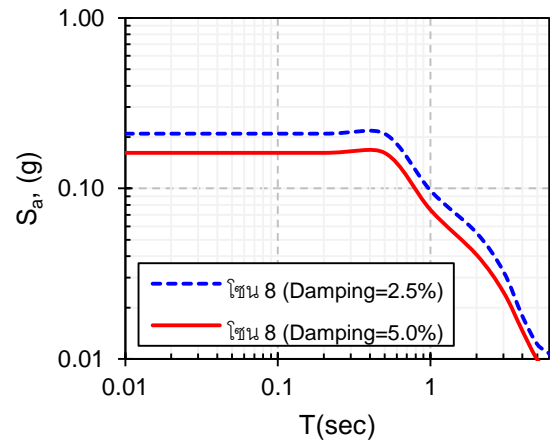
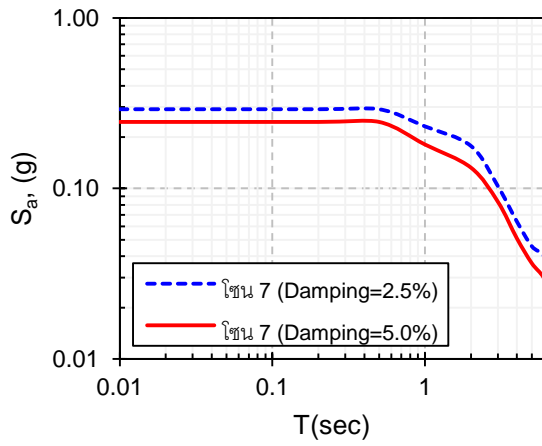
แผนที่แสดงการแบ่งโซนพื้นที่ในกรุงเทพมหานครฯ เพื่อการออกแบบ อาคารต้านทานแผ่นดินไหว

โซน 1 จังหวัดเพชรบุรี - อ.เขาย้อย จังหวัดราชบุรี - อ.ปากท่อ - อ.วัดเพลง - อ.เมืองราชบุรี	โซน 3 จังหวัดสมุทรสาคร (ทั้งจังหวัด) จังหวัดสมุทรสงคราม (ทั้งจังหวัด)	โซน 6 จังหวัดพระนครศรีอยุธยา - อ.ลาดบัวหลวง - อ.บางไทร - อ.บางปะอิน - อ.วังน้อย - อ.เสนา - อ.อุทัย - อ.ท่าเรือ - อ.บางบาล - อ.เมืองพระนครศรีอยุธยา	โซน 9 จังหวัดนครนายก - อ.องครักษ์ จังหวัดปราจีนบุรี - อ.บ้านสร้าง จังหวัดฉะเชิงเทรา - อ.บางน้ำเปรี้ยว - อ.บางคล้า - อ.ราชสาสน์ - อ.คลองเขื่อน - อ.บ้านโพธิ์ - อ.บางปะกง - อ.เมืองฉะเชิงเทรา
โซน 2 จังหวัดราชบุรี - อ.ดำเนินสะดวก - อ.บางแพ จังหวัดนครปฐม - อ.สามพราน - อ.พุทธมณฑล - อ.นครชัยศรี - อ.ดอนตูม - อ.บางเลน - อ.เมืองนครปฐม	โซน 4 จังหวัดนนทบุรี (ทั้งจังหวัด)	โซน 7 จังหวัดปทุมธานี (ทั้งจังหวัด)	โซน 10 จังหวัดชลบุรี - อ.พานทอง - อ.เมืองชลบุรี
	โซน 5 จังหวัดกรุงเทพมหานคร (ทั้งจังหวัด) จังหวัดสมุทรปราการ (ทั้งจังหวัด)	โซน 8 จังหวัดนครนายก - อ.บ้านนา - อ.ปากพลี - อ.เมืองนครนายก	

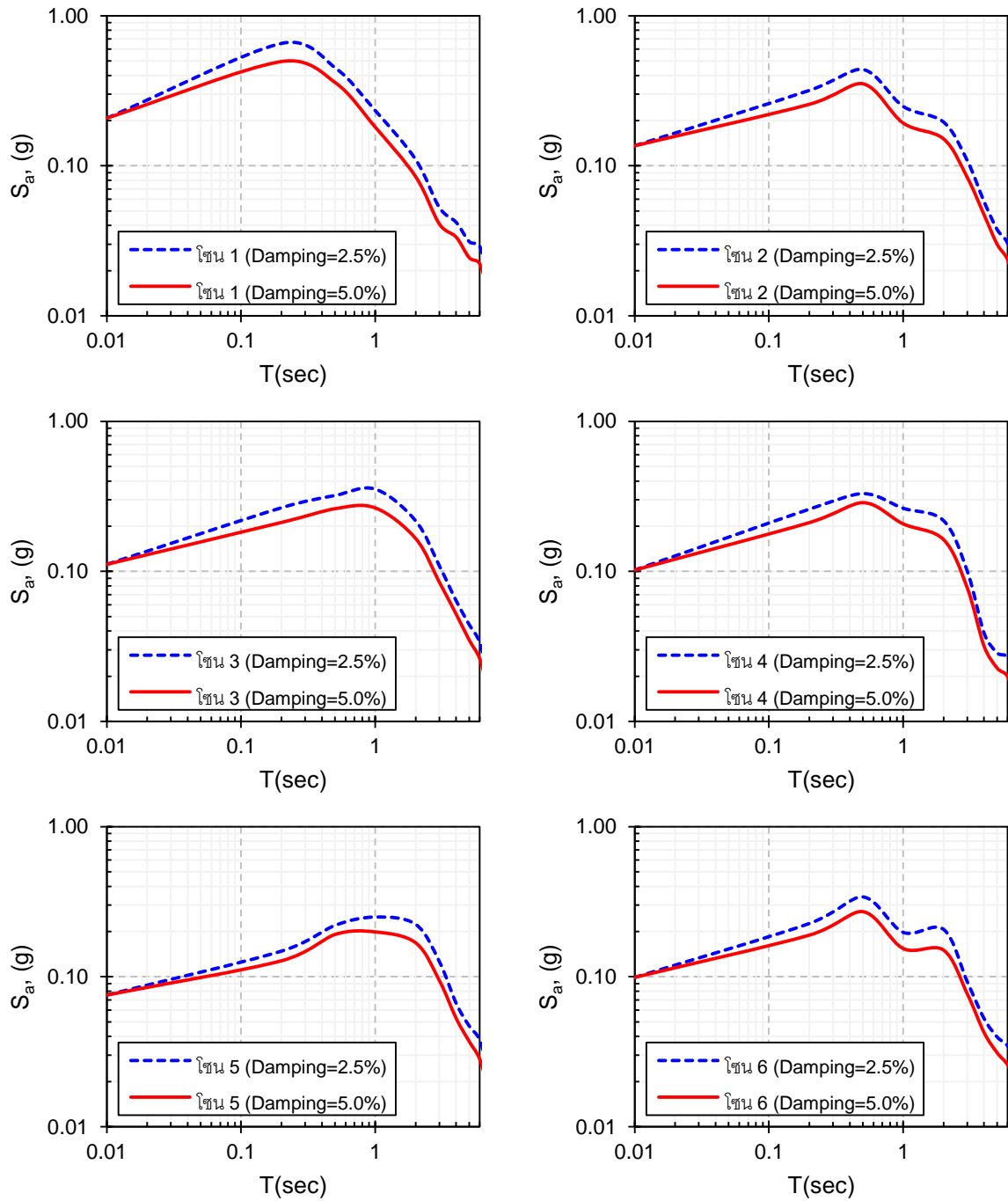
รูปที่ 1.4-5 การแบ่งโซนพื้นที่ในกรุงเทพมหานครฯ เพื่อการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว



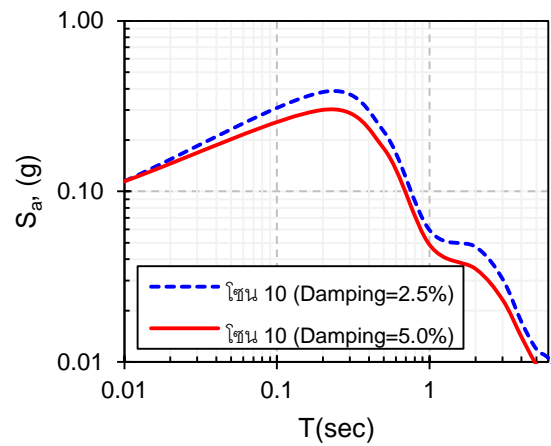
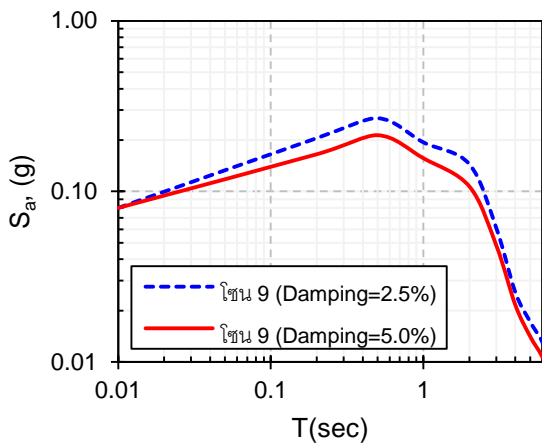
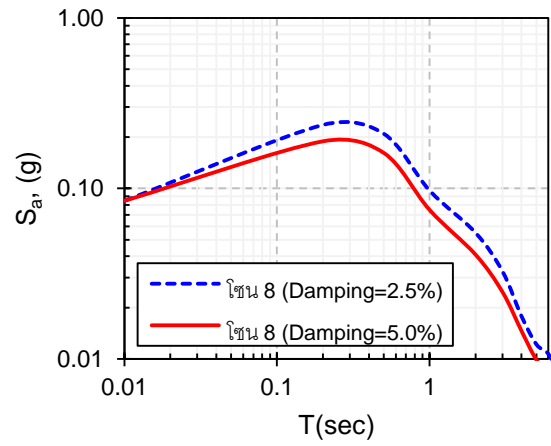
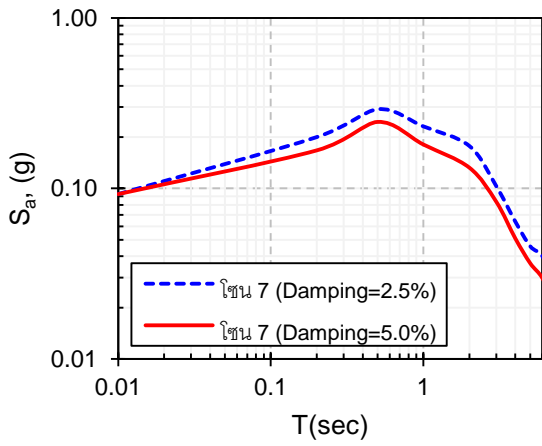
รูปที่ 1.4-6 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า
 สำหรับโชน 1-6 ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ



รูปที่ 1.4-7 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า
สำหรับโซน 7-10 ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ



รูปที่ 1.4-8 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์
สำหรับโชน 1-6 ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ



รูปที่ 1.4-9 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์
สำหรับโซน 7-10 ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ

ตารางที่ 1.4-4 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าสำหรับ
พื้นที่ในโซนต่าง ๆ (อัตราส่วนความหน่วง 2.5%) ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ

โซน \ S_a	S_a (0.01s)	S_{DS} (0.2 s)	S_a (0.5 s)	S_{D1} (1.0s)	S_a (2.0 s)	S_a (3.0 s)	S_a (4.0 s)	S_a (5.0 s)	S_a (6.0 s)
1	0.451	0.451	0.451	0.233	0.110	0.053	0.042	0.031	0.029
2	0.439	0.439	0.439	0.249	0.196	0.108	0.058	0.038	0.030
3	0.320	0.320	0.320	0.353	0.217	0.109	0.064	0.044	0.034
4	0.330	0.330	0.330	0.264	0.218	0.100	0.039	0.029	0.027
5	0.220	0.220	0.220	0.250	0.223	0.126	0.067	0.047	0.038
6	0.340	0.340	0.340	0.198	0.207	0.093	0.053	0.040	0.035
7	0.291	0.291	0.291	0.231	0.177	0.103	0.064	0.046	0.040
8	0.210	0.210	0.210	0.097	0.055	0.033	0.018	0.012	0.011
9	0.269	0.269	0.269	0.194	0.144	0.061	0.026	0.017	0.013
10	0.225	0.225	0.225	0.059	0.047	0.031	0.017	0.012	0.010

ตารางที่ 1.4-5 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าสำหรับ
พื้นที่ในโซนต่าง ๆ (อัตราส่วนความหน่วง 5.0%) ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ

โซน \ S_a	S_a (0.01s)	S_{DS} (0.2 s)	S_a (0.5 s)	S_{D1} (1.0s)	S_a (2.0 s)	S_a (3.0 s)	S_a (4.0 s)	S_a (5.0 s)	S_a (6.0 s)
1	0.360	0.360	0.360	0.181	0.085	0.041	0.034	0.024	0.022
2	0.352	0.352	0.352	0.193	0.151	0.084	0.047	0.030	0.024
3	0.262	0.262	0.262	0.265	0.166	0.085	0.052	0.035	0.026
4	0.287	0.287	0.287	0.207	0.163	0.078	0.032	0.023	0.020
5	0.191	0.191	0.191	0.199	0.168	0.094	0.053	0.037	0.028
6	0.272	0.272	0.272	0.154	0.150	0.077	0.042	0.031	0.026
7	0.246	0.246	0.246	0.181	0.132	0.084	0.051	0.036	0.030
8	0.162	0.162	0.162	0.075	0.041	0.025	0.015	0.010	0.008
9	0.214	0.214	0.214	0.156	0.107	0.048	0.022	0.014	0.011
10	0.179	0.179	0.179	0.049	0.035	0.023	0.014	0.010	0.008

ตารางที่ 1.4-6 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ด้วยวิธีพลศาสตร์สำหรับพื้นที่ใน
โซนต่าง ๆ (อัตราส่วนความหน่วง 2.5%) ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ

S_a โซน	S_a (0.01s)	S_{DS} (0.2 s)	S_a (0.5 s)	S_{D1} (1.0s)	S_a (2.0 s)	S_a (3.0 s)	S_a (4.0 s)	S_a (5.0 s)	S_a (6.0 s)
1	0.208	0.654	0.451	0.233	0.110	0.053	0.042	0.031	0.029
2	0.136	0.318	0.439	0.249	0.196	0.108	0.058	0.038	0.030
3	0.111	0.266	0.320	0.353	0.217	0.109	0.064	0.044	0.034
4	0.102	0.260	0.330	0.264	0.218	0.100	0.039	0.029	0.027
5	0.075	0.148	0.220	0.250	0.223	0.126	0.067	0.047	0.038
6	0.099	0.226	0.340	0.198	0.207	0.093	0.053	0.040	0.035
7	0.093	0.200	0.291	0.231	0.177	0.103	0.064	0.046	0.040
8	0.085	0.236	0.210	0.097	0.055	0.033	0.018	0.012	0.011
9	0.080	0.205	0.269	0.194	0.144	0.061	0.026	0.017	0.013
10	0.115	0.383	0.225	0.059	0.047	0.031	0.017	0.012	0.010

ตารางที่ 1.4-7 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ด้วยวิธีพลศาสตร์สำหรับพื้นที่ใน
โซนต่าง ๆ (อัตราส่วนความหน่วง 5.0%) ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ

S_a โซน	S_a (0.01s)	S_{DS} (0.2 s)	S_a (0.5 s)	S_{D1} (1.0s)	S_a (2.0 s)	S_a (3.0 s)	S_a (4.0 s)	S_a (5.0 s)	S_a (6.0 s)
1	0.208	0.495	0.360	0.181	0.085	0.041	0.034	0.024	0.022
2	0.136	0.257	0.352	0.193	0.151	0.084	0.047	0.030	0.024
3	0.111	0.212	0.262	0.265	0.166	0.085	0.052	0.035	0.026
4	0.102	0.211	0.287	0.207	0.163	0.078	0.032	0.023	0.020
5	0.075	0.128	0.191	0.199	0.168	0.094	0.053	0.037	0.028
6	0.099	0.189	0.272	0.154	0.150	0.077	0.042	0.031	0.026
7	0.093	0.167	0.246	0.181	0.132	0.084	0.051	0.036	0.030
8	0.085	0.189	0.162	0.075	0.041	0.025	0.015	0.010	0.008
9	0.080	0.165	0.214	0.156	0.107	0.048	0.022	0.014	0.011
10	0.115	0.301	0.179	0.049	0.035	0.023	0.014	0.010	0.008

1.5 ตัวประกอบความสำคัญและประเภทของอาคาร

อาคารได้ถูกจำแนกตามลักษณะการใช้งานและความสำคัญของอาคารที่มีต่อสาธารณชนและการ
บรรเทาภัยหลังเกิดเหตุออกเป็น 4 ประเภท (Occupancy Category) คือ ประเภท I, II, III, และ IV โดย
อาคารแต่ละประเภทมีค่าตัวประกอบความสำคัญ (Importance Factor) เพื่อใช้ในการออกแบบอาคาร
ต้านทานแผ่นดินไหวแตกต่างกัน ดังแสดงในตารางที่ 1.5-1

ตารางที่ 1.5-1 การจำแนกประเภทความสำคัญของอาคาร และค่าตัวประกอบความสำคัญของอาคาร

ประเภทของอาคาร	ประเภทความสำคัญ	ตัวประกอบความสำคัญ
อาคารและโครงสร้างอื่น ๆ ที่มีปัจจัยเสี่ยงอันตรายต่อชีวิตมนุษย์ค่อนข้างน้อยเมื่อเกิดการพังทลายของอาคารหรือส่วนโครงสร้างนั้น ๆ เช่น <ul style="list-style-type: none"> - อาคารที่เกี่ยวข้องกับการเกษตร - อาคารชั่วคราว - อาคารเก็บของเล็ก ๆ ซึ่งไม่มีความสำคัญ 	I (น้อย)	1.0
อาคารและโครงสร้างอื่น ๆ ที่ไม่จัดอยู่ในอาคารประเภท ความสำคัญ น้อย มาก และสูงมาก	II (ปกติ)	1.0
อาคารและโครงสร้างอื่น ๆ ที่หากเกิดการพังทลาย จะเป็นอันตรายต่อชีวิตมนุษย์และสาธารณชนอย่างมาก เช่น <ul style="list-style-type: none"> - อาคารที่เป็นที่ชุมนุมในพื้นที่หนึ่ง ๆ มากกว่า 300 คน - โรงเรียนประถมหรือมัธยมศึกษาที่มีความจุมากกว่า 250 คน - มหาวิทยาลัยหรือวิทยาลัย ที่มีความจุมากกว่า 500 คน - สถานรักษาพยาบาลที่มีความจุคนไข้มากกว่า 50 คน แต่ไม่สามารถทำการรักษากรณีฉุกเฉินได้ - เรือนจำและสถานกักกันนักโทษ 	III (มาก)	1.25
อาคารและโครงสร้างที่มีความสำคัญต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน หรือ อาคารที่จำเป็นต่อการบรรเทาภัยหลังเกิดเหตุ เช่น <ul style="list-style-type: none"> - โรงพยาบาลที่สามารถทำการรักษากรณีฉุกเฉินได้ - สถานีตำรวจ สถานีดับเพลิง และโรงเก็บรถฉุกเฉินต่าง ๆ - โรงไฟฟ้า - โรงผลิตน้ำประปา ถังเก็บน้ำ และสถานีสูบน้ำที่มีความดันสูงสำหรับการดับเพลิง - อาคารศูนย์สื่อสาร - อาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย - ท่าอากาศยาน ศูนย์บังคับการบิน และโรงเก็บเครื่องบิน ที่ต้องใช้เมื่อเกิดกรณีฉุกเฉิน - อาคารศูนย์บัญชาการแห่งชาติ <p>อาคารและโครงสร้างในส่วนของการผลิต การจัดการ การจัดเก็บ หรือการใช้สารพิษ เชื้อเพลิง หรือสารเคมีอันอาจก่อให้เกิดการระเบิดขึ้นได้</p>	IV (สูงมาก)	1.5

1.6 ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว

มาตรฐานนี้ได้กำหนดให้มีการแบ่งประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวออกเป็น 4 ประเภท คือ ประเภท ก ข ค และ ง โดยเริ่มจากระดับที่ไม่จำเป็นต้องออกแบบแรงสำหรับต้านทานแผ่นดินไหว (ประเภท ก) ไปจนถึง ระดับที่ต้องออกแบบอย่างเข้มงวดที่สุด (ประเภท ง) การกำหนดประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวจะพิจารณาจากประเภทความสำคัญของอาคาร (ตารางที่ 1.5-1) และ ความรุนแรงของแผ่นดินไหว ณ ที่ตั้งอาคาร ซึ่งแสดงโดยค่า S_{DS} และ S_{D1} (หัวข้อที่ 1.4.4) โดยใช้เกณฑ์ที่กำหนดไว้ในตารางที่ 1.6-1 และ 1.6-2 การแบ่งประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า S_{DS} และ S_{D1} นี้ กำหนดให้พิจารณาอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับร้อยละ 5 สำหรับอาคารทุกประเภท

ตารางที่ 1.6-1 การแบ่งประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า S_{DS}

ค่า S_{DS}	ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว		
	ประเภทความสำคัญ I หรือ II	ประเภทความสำคัญ III	ประเภทความสำคัญ IV
$S_{DS} < 0.167$	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	ข	ข	ค
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	ค	ค	ง
$0.50 \leq S_{DS}$	ง	ง	ง

ตารางที่ 1.6-2 การแบ่งประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า S_{D1}

ค่า S_{D1}	ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว		
	ประเภทความสำคัญ I หรือ II	ประเภทความสำคัญ III	ประเภทความสำคัญ IV
$S_{D1} < 0.067$	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	ข	ข	ค
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	ค	ค	ง
$0.20 \leq S_{D1}$	ง	ง	ง

สำหรับพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ ค่า S_{DS} และ S_{D1} มีค่าเท่ากับความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (S_a) ที่คาบการสั่น 0.2 วินาที และ 1.0 วินาที ตามลำดับ (อัตราส่วนความหน่วงร้อยละ 5) ดังแสดงในตารางที่ 1.4-5

สำหรับพื้นที่ทั่วประเทศยกเว้นแอ่งกรุงเทพ หากประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวที่กำหนดตามเกณฑ์ในตารางที่ 1.6-1 แตกต่างจากที่กำหนดตามเกณฑ์ในตารางที่ 1.6-2 ให้ยึดถือประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวที่เข้มงวดกว่า แต่ในกรณีที่คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร (T) ที่คำนวณ

โดยใช้สมการ 3.3-1 หรือ 3.3-2 มีค่าน้อยกว่า $0.8T_s$ โดยที่ T_s มีค่าเป็นไปตามที่กำหนดในหัวข้อที่ 1.4.5 อนุญาตให้กำหนดประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้เฉพาะเกณฑ์ในตารางที่ 1.6-1 เท่านั้น

สำหรับพื้นที่แอ่งกรุงเทพ ในกรณีที่คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร (T) ที่คำนวณโดยใช้สมการ 3.3-1 หรือ 3.3-2 มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 0.5 วินาที ให้กำหนดประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้เฉพาะเกณฑ์ในตารางที่ 1.6-1 เท่านั้น แต่ในกรณีที่คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร (T) ดังกล่าวมีค่ามากกว่า 0.5 วินาที ให้กำหนดประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้เฉพาะเกณฑ์ในตารางที่ 1.6-2 เท่านั้น

บทที่ 2

ข้อกำหนดการออกแบบโครงสร้างต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

2.1 ทัวไป

ในการออกแบบโครงสร้างอาคารจะต้องประกอบด้วยระบบต้านแรงด้านข้าง (Lateral Load Resisting System) และระบบรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง (Gravity Load Resisting System) ที่มีกำลังต้านทาน สติฟเนส และ ความสามารถในการสลายพลังงานในระดับที่สูงเพียงพอ ที่จะทำให้อาคารนั้นสามารถต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ (Design Earthquake) ได้

ในการออกแบบอาคารจะต้องสมมุติว่าแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ สามารถเกิดขึ้นได้ในทุกทิศทางตามแนวราบ วิศวกรผู้ออกแบบจะต้องตรวจสอบว่า แรงที่เกิดในองค์อาคารต่าง ๆ และการเสียรูปที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง อยู่ในระดับที่ยอมรับได้ โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างที่เหมาะสม การกระจายแรงแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบไปยังชั้นต่าง ๆ ของอาคารจะต้องเป็นไปตามวิธีที่กำหนดไว้ใน หัวข้อ 3.4 หรือวิธีการอื่น ๆ ที่ได้รับการพิสูจน์แล้วว่าให้ผลเทียบเท่า

2.2 ข้อกำหนดพื้นฐานของการออกแบบโครงสร้าง

2.2.1 การออกแบบองค์อาคาร และจุดต่อ

องค์อาคารต่าง ๆ รวมถึงองค์อาคารที่ไม่ใช่ส่วนประกอบของระบบต้านแรงด้านข้าง จะต้องได้รับการออกแบบให้สามารถต้านทาน แรงเฉือน แรงตามแนวแกน และโมเมนต์ดัดที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ ตามที่คำนวณได้จากวิธีที่กำหนดในมาตรฐานฉบับนี้

จุดต่อต่าง ๆ ในโครงสร้างจะต้องมีกำลังสูงเพียงพอที่จะต้านทานแรง และ โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในองค์อาคารที่เชื่อมต่อ

การเสียรูปของโครงสร้างที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ จะต้องไม่เกินกว่าค่าที่ยอมรับให้ (หัวข้อ 2.11)

2.2.2 ความต่อเนื่องของเส้นทางการถ่ายแรงและจุดต่อภายใน

ระบบโครงสร้างของอาคารจะต้องได้รับการออกแบบให้มีความต่อเนื่องของเส้นทางการถ่ายแรง (Continuous Load Path) เพื่อให้แรงกระทำที่เกิดจากแผ่นดินไหวถูกส่งถ่ายจากตำแหน่งที่แรงกระทำไปยังโครงสร้างที่ต้านทานแรงนั้น ๆ โดยที่องค์อาคารต่าง ๆ ที่แรงถูกส่งผ่านจะต้องมีกำลัง และสติฟเนสเพียงพอต่อการถ่ายแรง

2.2.3 จุดต่อบริเวณจุดรองรับ

สำหรับส่วนของโครงสร้าง เช่น คานรอง หรือ ตงถัก ที่ส่งถ่ายแรงต่อไปยังองค์อาคารอื่น ๆ หรือ ที่ติดกับแผ่นพื้นที่ทำหน้าที่เป็นไดอะแฟรม (Diaphragm) จะต้องออกแบบจุดต่อหรือจุดรองรับของส่วนของโครงสร้างที่พิจารณา ให้สามารถรับแรงในแนวราบที่เกิดขึ้น ในกรณีที่มีส่วนของโครงสร้างที่พิจารณาติดกับแผ่นพื้นที่ทำหน้าที่เป็นไดอะแฟรมโดยตรง ส่วนของโครงสร้างที่พิจารณาจะต้องออกแบบรับแรงในแนวราบ ไม่น้อยกว่าร้อยละ 5 ของแรงปฏิกิริยาที่จุดรองรับในแนวตั้งจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร

2.2.4 การออกแบบโครงสร้างฐานราก

ฐานรากจะต้องได้รับการออกแบบให้สามารถต้านทานแรงที่ถ่ายลงมาจากโครงสร้างส่วนบนที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ การออกแบบฐานรากจะต้องเป็นไปตามข้อกำหนดในมาตรฐานนี้ (หัวข้อ 2.12)

2.2.5 ข้อกำหนดของการออกแบบวัสดุและการให้รายละเอียด

องค์อาคารรวมถึงฐานรากจะต้องได้รับการออกแบบให้มีรายละเอียดโครงสร้าง เป็นไปตามข้อกำหนดในมาตรฐานฉบับนี้ (บทที่ 5)

2.3 การเลือกระบบโครงสร้าง

2.3.1 การจำแนกระบบโครงสร้างและข้อจำกัดและข้อกำหนดความสูง

2.3.1.1 การจำแนกระบบโครงสร้างและข้อกำหนด

ระบบต้านแรงด้านข้างและระบบรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งของโครงสร้างอาคารอาจเป็นระบบใดระบบหนึ่งที่กำหนดไว้ในตารางที่ 2.3-1 หรือเป็นระบบผสมที่ได้จากการรวมระบบโครงสร้างหลายแบบตามข้อ 2.3.2 ข้อ 2.3.3 หรือ ข้อ 2.3.4 ระบบโครงสร้างที่สามารถเลือกใช้ได้จะขึ้นกับ ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว ตามที่ระบุไว้ในตารางที่ 2.3-1

ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor, R) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor, Ω_0) และตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor, C_d) ของระบบโครงสร้างแต่ละแบบ ให้เป็นไปตามที่กำหนดในตารางที่ 2.3-1 ค่าตัวประกอบเหล่านี้จะนำไปใช้ในการคำนวณหาค่าแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear) แรงในองค์อาคารเพื่อการออกแบบ (Element Design Force) และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้างระหว่างชั้น (Story Drift) ดังรายละเอียดที่แสดงในบทที่ 3 และ 4

ระบบโครงสร้างที่เลือกใช้ จะต้องได้รับการออกแบบและกำหนดรายละเอียดของโครงสร้าง (Detailing) ให้เป็นไปตามข้อกำหนดในมาตรฐานอ้างอิงที่เกี่ยวข้องและข้อกำหนดเพิ่มเติมตามที่ระบุในมาตรฐานฉบับนี้ (บทที่ 5)

ในกรณีที่วิศวกรผู้ออกแบบต้องการเลือกใช้ระบบโครงสร้างแบบอื่นที่มีได้มีระบุไว้ในตารางที่ 2.3-1 จะต้องดำเนินการพิสูจน์ด้วยการวิเคราะห์โครงสร้าง และ/หรือ การทดสอบตัวอย่างโครงสร้างในห้องปฏิบัติการ เพื่อแสดงให้เห็นว่าระบบโครงสร้างนั้น ๆ มีพฤติกรรมเชิงพลศาสตร์ ความสามารถในการต้านทานแรงทางด้านข้าง และความสามารถในการสลายพลังงาน เทียบเท่าระบบโครงสร้างแบบใดแบบหนึ่งในตารางที่ 2.3-1 ที่มีค่าตัวประกอบ R Ω_0 และ C_d เท่าเทียมกันกับระบบที่เลือกใช้

ตารางที่ 2.3-1 ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor, R) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor, Ω_0) และ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor, C_d)

ระบบโครงสร้างโดยรวม	ระบบต้านแรงด้านข้าง	ค่าตัวประกอบ			ประเภทการออกแบบด้านทานแรงแผ่นดินไหว		
		R	Ω_0	C_d	ข	ค	ง
1. ระบบกำแพงรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง (Bearing Wall System)	กำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	4	2.5	4	√	√	*
	กำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	5	2.5	5	√	√	√
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบธรรมดา (Ordinary Precast Shear Wall) ++	3	2.5	3	√	X	X
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (Intermediate Precast Shear Wall) ++	4	2.5	4	√	√	X
2. ระบบโครงอาคาร (Building Frame System)	โครงแกนเหล็กแบบเยื้องศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงดัดได้ (Steel Eccentrically Braced Frame with Moment-Resisting Connections)	8	2	4	√	√	√
	โครงแกนเหล็กแบบเยื้องศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงเฉือน (Steel Eccentrically Braced Frame with Non-Moment-Resisting Connections)	7	2	4	√	√	√
	โครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบให้รายละเอียดพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame)	6	2	5	√	√	√
	โครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบธรรมดา (Ordinary Steel Concentric Braced Frame)	3.5	2	3.5	√	√	X
	กำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	6	2.5	5	√	√	√
	กำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	5	2.5	4.5	√	√	*
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบธรรมดา (Ordinary Precast Shear Wall) ++	4	2.5	4	√	X	X
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (Intermediate Precast Shear Wall) ++	5	2.5	4.5	√	√	X

หมายเหตุ √ = ใช้ได้ X = ห้ามใช้ * = ดูหัวข้อ 2.3.1.2 ++ = ดูหัวข้อ 2.3.1.3

ตารางที่ 2.3-1 ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response Modification Factor, R) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor, Ω_0) และ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor, C_d) (ต่อ)

ระบบโครงสร้างโดยรวม	ระบบต้านแรงด้านข้าง	ค่าตัวประกอบ			ประเภทการออกแบบด้านทานแรงแผ่นดินไหว		
		R	Ω_0	C_d	ข	ค	ง
3. ระบบโครงสร้างต้านแรงดัด (Moment Resisting Frame)	โครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Ductile/Special Steel Moment-Resisting Frame)	8	3	5.5	√	√	√
	โครงสร้างต้านแรงดัดที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Truss Moment Frame)	7	3	5.5	√	√	√
	โครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame)	4.5	3	4	√	√	*
	โครงสร้างต้านแรงดัดเหล็กธรรมดา (Ordinary Steel Moment Resisting Frame)	3.5	3	3	√	√	x
	โครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (แบบหล่อในที่ หรือ แบบหล่อสำเร็จ) (Precast or Cast-in-Place Ductile/Special Reinforced Concrete Moment Resisting Frame) ++	8	3	5.5	√	√	√
	โครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวปานกลางหรือความเหนียวจำกัด (Ductile RC Moment-Resisting Frame with Limited Ductility/ Intermediate RC Moment-Resisting Frame)	5	3	4.5	√	√	*
	โครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Moment Resisting Frame)	3	3	2.5	√	x	x
4. ระบบโครงสร้างแบบผสมที่มีโครงสร้างต้านแรงดัดที่มีความเหนียวที่สามารถต้านทานแรงด้านข้างไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงที่กระทำกับอาคารทั้งหมด (Dual System with Ductile/Special Moment Resisting Frame)	ร่วมกับโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Centrally Braced Frame)	7	2.5	5.5	√	√	√
	ร่วมกับโครงแกนเหล็กแบบเอียงศูนย์ (Steel Eccentrically Braced Frame)	8	2.5	4	√	√	√
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	7	2.5	5.5	√	√	√
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	6	2.5	5	√	√	*

หมายเหตุ √ = ใช้ได้ x = ห้ามใช้ * = ดูหัวข้อ 2.3.1.2 ++ = ดูหัวข้อ 2.3.1.3

ตารางที่ 2.3-1 ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response Modification Factor, R) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor, Ω_0) และ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor, C_d) (ต่อ)

ระบบโครงสร้างโดยรวม	ระบบต้านแรงด้านข้าง	ค่าตัวประกอบ			ประเภทการออกแบบด้านทานแรงแผ่นดินไหว		
		R	Ω_0	C_d	ข	ค	ง
5. ระบบโครงสร้างแบบผสมที่มีโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลางหรือความเหนียวจำกัดที่สามารถต้านทานแรงด้านข้างไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงที่กระทำกับอาคารทั้งหมด (Dual System with Moment Resisting Frame with Limited Ductility / Dual System with Intermediate Moment Resisting Frame)	ร่วมกับโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Centrically Braced Frame)	6	2.5	5	√	√	X
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	6.5	2.5	5	√	√	√
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	5.5	2.5	4.5	√	√	*
6. ระบบปฏิสัมพันธ์ (Shear Wall Frame Interactive System)	ระบบปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงรับแรงเฉือนและโครงต้านแรงดัดแบบธรรมดาที่ไม่มีการให้รายละเอียดความเหนียว (Shear Wall Frame Interactive System with Ordinary Reinforced Concrete Moment Frame and Ordinary Concrete Shear Wall)	4.5	2.5	4	√	X	X
7. ระบบโครงสร้างเหล็กที่ไม่มีการให้รายละเอียดสำหรับรับแรงแผ่นดินไหว (Steel Systems Not Specifically Detailed for Seismic Resistance)	ระบบโครงสร้างเหล็กที่ไม่มีการให้รายละเอียดสำหรับรับแรงแผ่นดินไหว	3	3	3	√	√	X

หมายเหตุ √ = ใช้ได้ X = ห้ามใช้ * = ดูหัวข้อ 2.3.1.2 ++ = ดูหัวข้อ 2.3.1.3

2.3.1.2 ข้อกำหนดด้านความสูงสำหรับประเภทการออกแบบด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ง

ระบบต้านแรงด้านข้างที่ประกอบด้วย กำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวปานกลางหรือความเหนียวจำกัด หรือ โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง สำหรับประเภทการออกแบบด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ง สามารถใช้ได้กับอาคารที่มีความสูงไม่เกินค่าต่อไปนี้

- (1) 40 เมตร สำหรับ โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวปานกลางหรือความเหนียวจำกัด และ โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง
- (2) 60 เมตร สำหรับ กำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา

ทั้งนี้ในการคำนวณออกแบบด้านกำลัง ให้เพิ่มค่าแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบของอาคารอีกร้อยละ 40 ในส่วนการคำนวณค่าการเสียวรูป ไม่จำเป็นต้องเพิ่มค่าแรงที่ใช้ในการคำนวณ

ในกรณีที่อาคารมีความสูงมากกว่าที่กำหนด ต้องมีการตรวจสอบ ภาวะขีดสุด (Limit State) ค่าความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริม แรงเฉือน ฯลฯ ขององค์อาคาร ว่ามีค่าอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ สำหรับระดับการให้รายละเอียดขององค์อาคารที่ใช้ ภายใต้แผ่นดินไหวสำหรับออกแบบ และภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา ทั้งนี้การตรวจสอบดังกล่าวต้องใช้วิธีการและค่าต่าง ๆ เป็นไปตามวิธีและค่าที่เป็นที่ยอมรับในทางวิศวกรรม หรือมีผลทดสอบที่ยืนยันถึงสมรรถนะขององค์อาคาร

2.3.1.3 ระบบโครงสร้างแบบหล่อสำเร็จ (Precast Systems)

ในกรณีที่เลือกใช้ระบบโครงสร้างแบบหล่อสำเร็จ จะต้องพิจารณาออกแบบของอาคารและจุดต่อให้มีกำลังเพียงพอ และมีการให้รายละเอียดเพื่อความเหนียวที่เหมาะสม สอดคล้องกับระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว ทั้งนี้องค์อาคารและจุดต่อต้องสามารถรับแรงในแนวแกน แรงเฉือน โมเมนต์ดัด และโมเมนต์บิด ที่เกิดขึ้นได้ การออกแบบของอาคารและจุดต่อ ต้องใช้รูปแบบและวิธีการคำนวณด้วยมาตรฐานที่เป็นที่ยอมรับ และมีพื้นฐานอยู่บนหลักการทางวิศวกรรมที่เหมาะสม ในกรณีที่ต้องการเลือกใช้รูปแบบที่แตกต่างไป ที่ยังไม่เคยมีการศึกษาหรือการทดสอบในห้องปฏิบัติการ จะต้องมีการศึกษาหรือผลการทดสอบตัวอย่างโครงสร้างในห้องปฏิบัติการ เพื่อแสดงให้เห็นว่าองค์อาคารและจุดต่อนั้น ๆ มีพฤติกรรมและความสามารถในการต้านทานแรง ความสามารถในการสลายพลังงาน และรูปแบบการวิบัติ เทียบเท่าองค์อาคารและจุดต่อของระบบโครงสร้างที่มีค่าตัวประกอบ และเท่าเทียมกันกับระบบที่เลือกใช้ ในกรณีที่องค์อาคารที่ใช้มีกำลังต้านทานด้านหนึ่งอ่อนแอกว่าอีกด้านหนึ่งมาก จะต้องคำนึงถึงการวิบัติแบบต่อเนื่อง (Progressive collapse) ของอาคารรวมหรืออาคารบางส่วน และออกแบบเพื่อป้องกันการวิบัติลักษณะนี้

2.3.2 การใช้ระบบโครงสร้างที่แตกต่างกันสำหรับการรับแรงในทิศทางที่แยกจากกัน

วิศวกรผู้ออกแบบสามารถเลือกใช้ระบบต้านแรงด้านข้างที่แตกต่างกัน เพื่อต้านแรงจากแผ่นดินไหวในสองทิศทางหลักของอาคารที่ตั้งฉากกัน ในกรณีนี้การออกแบบระบบโครงสร้างในแต่ละทิศทาง จะต้องใช้ค่าตัวประกอบ R Ω_0 และ C_d ของระบบโครงสร้างในทิศทางนั้น ๆ

2.3.3 การใช้ระบบโครงสร้างหลายแบบในการต้านแรงในทิศทางเดียวกัน

วิศวกรผู้ออกแบบสามารถนำระบบโครงสร้างต้านแรงทางด้านข้างหลายแบบมารวมกันต้านแรงจากแผ่นดินไหวในทิศทางหนึ่ง ๆ ในกรณีนี้จะต้องนำข้อกำหนดในการออกแบบโครงสร้างที่เข้มงวดที่สุดมาใช้ในการออกแบบระบบโครงสร้างทุก ๆ แบบที่ร่วมต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.3.3.1 กรณีที่มีการเปลี่ยนระบบโครงสร้างตามความสูง

ในกรณีที่มีการใช้ระบบโครงสร้างที่แตกต่างกันในแต่ละช่วงความสูงของอาคาร ให้ปฏิบัติตามข้อกำหนดต่อไปนี้

- (1) ในกรณีที่ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R) ของระบบโครงสร้างส่วนที่อยู่ด้านล่างของอาคาร มีค่าน้อยกว่าค่า R ของระบบโครงสร้างส่วนที่อยู่ด้านบนของอาคาร ให้ใช้ค่าตัวประกอบสำหรับการออกแบบ (R , Ω_0 และ C_d) ของระบบโครงสร้างส่วนที่อยู่ด้านบน ในการคำนวณแรงและการเคลื่อนตัวสำหรับการออกแบบโครงสร้างส่วนที่อยู่ด้านบนของอาคาร และ ให้ใช้ค่าตัวประกอบการออกแบบ (R , Ω_0 และ C_d) ของโครงสร้างส่วนที่อยู่ด้านล่าง ในการคำนวณออกแบบโครงสร้างส่วนที่อยู่ด้านล่าง ทั้งนี้ให้พิจารณาถึงแรงที่ถ่ายมาจากโครงสร้างส่วนที่อยู่ด้านบนไปสู่โครงสร้างส่วนที่อยู่ด้านล่าง โดยการคูณแรงที่ถ่ายมาจากโครงสร้างส่วนที่อยู่ด้านบน ด้วยอัตราส่วนของค่า R ของระบบโครงสร้างส่วนที่อยู่ด้านบนต่อค่า R ของระบบโครงสร้างส่วนที่อยู่ด้านล่าง
- (2) ในกรณีที่ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R) ของระบบโครงสร้างส่วนที่อยู่ด้านบน มีค่าน้อยกว่าค่า R ของระบบโครงสร้างส่วนที่อยู่ด้านล่างของอาคาร ให้ใช้ค่าตัวประกอบการออกแบบ (R , Ω_0 และ C_d) ของระบบโครงสร้างส่วนบนที่มีค่าน้อยกว่า ในการคำนวณโครงสร้างอาคารทั้งหมด (ทั้งส่วนที่อยู่ด้านบนและด้านล่าง)

ข้อกำหนดดังกล่าวไม่ต้องนำไปใช้กับกรณีต่อไปนี้

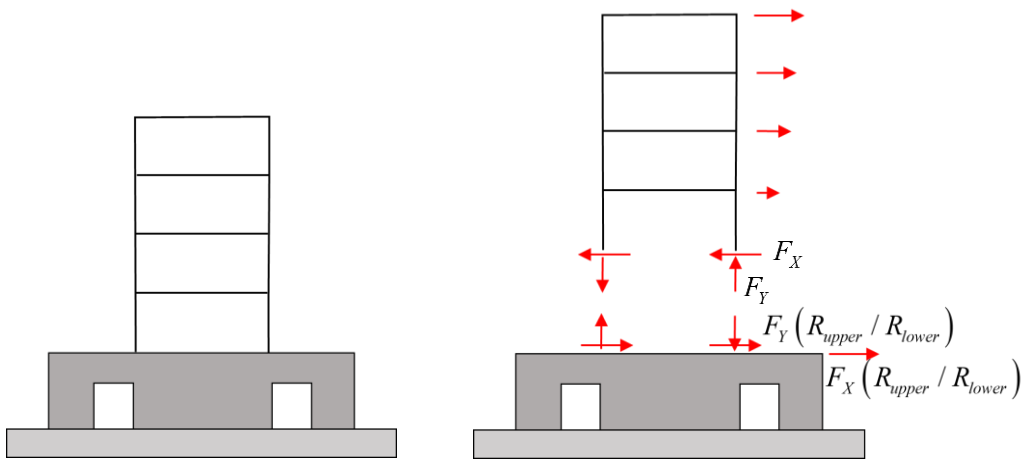
- (1) โครงสร้างบนชั้นหลังคา (Rooftop) ที่มีความสูงไม่เกิน 2 ชั้น และมีน้ำหนักไม่เกินร้อยละ 10 ของน้ำหนักอาคารทั้งหมด
- (2) ระบบโครงสร้างรองที่แบกรับน้ำหนักบรรทุกน้อยกว่าร้อยละ 10 ของน้ำหนักอาคารทั้งหมด
- (3) อาคารบ้านพักอาศัยขนาดเล็กที่ก่อสร้างด้วยโครงสร้างเบา (Light-Frame Construction)

2.3.3.2 วิธีการวิเคราะห์แบบสองขั้นตอน (Two-Stage Analysis Procedure)

วิศวกรผู้ออกแบบสามารถใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าแบบสองขั้นตอน (Two-Stage Equivalent Lateral Force Procedure) ในการออกแบบอาคารที่มีโครงสร้างส่วนบนที่มีความอ่อนตัว ที่ตั้งอยู่บนโครงสร้างส่วนล่างที่มีความแข็ง (Rigid) สูงโดยมีเงื่อนไขดังต่อไปนี้

- (1) ค่าสติฟเนส (Stiffness) ของโครงสร้างส่วนล่าง จะต้องมากกว่า 10 เท่าของค่าสติฟเนสของโครงสร้างส่วนบน
- (2) คาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างทั้งหมดต้องมีค่าไม่เกิน 1.1 เท่าของคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างส่วนบนอย่างเดียว โดยสมมติให้โครงสร้างส่วนบนมีฐานรองรับที่ตำแหน่งที่มีการเปลี่ยนแปลงจากส่วนบนสู่ส่วนล่าง

- (3) โครงสร้างส่วนบนจะต้องได้รับการออกแบบเสมือนเป็นโครงสร้างที่แยกออกจากส่วนล่าง โดยใช้ค่าตัวประกอบ R ตามระบบโครงสร้างที่ใช้
- (4) โครงสร้างส่วนล่างจะต้องได้รับการออกแบบเสมือนเป็นโครงสร้างที่แยกจากโครงสร้างส่วนบนโดยใช้ค่าตัวประกอบ R ตามระบบโครงสร้างส่วนล่างที่ใช้ ค่าแรงที่ถ่ายจากโครงสร้างส่วนบนลงสู่ส่วนล่าง ให้คำนวณจากแรงปฏิกิริยาที่ฐานอาคารส่วนบนที่คำนวณได้ในข้อ (3) คูณ ด้วยค่า R ของโครงสร้างส่วนบนและหารด้วยค่า R ของโครงสร้างส่วนล่าง ค่าอัตราส่วนของค่า R ที่ใช้ต้องมีค่าไม่ต่ำกว่า 1
- (5) โครงสร้างส่วนบนสามารถออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าหรือวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด โครงสร้างส่วนล่างออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า



รูปที่ 2.3-1 วิธีการวิเคราะห์แบบสองขั้นตอน

2.3.3.3 ค่า R Ω_0 และ C_d ในกรณีที่มีการใช้ระบบโครงสร้างที่แยกจากกันมากกว่าหนึ่งระบบ

ในกรณีที่อาคารได้ถูกออกแบบให้มีระบบต้านแรงด้านข้างหลายแบบร่วมต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวในทิศทางหนึ่ง ๆ ค่าตัวประกอบ R สำหรับการออกแบบโครงสร้างที่ต้านทานแรงในทิศทางนั้นทั้งหมด จะต้องมีค่าไม่มากกว่า ค่าต่ำสุดของค่า R ของระบบต้านทานแรงด้านข้างทุกแบบในทิศทางนั้น ค่าตัวประกอบ Ω_0 และ C_d สำหรับการออกแบบโครงสร้างที่ต้านทานแรงในทิศทางนั้นทั้งหมด จะต้องมีค่าไม่น้อยกว่าค่าสูงสุดของ Ω_0 และ C_d ของระบบต้านทานแรงด้านข้างทุกแบบในทิศทางนั้น

2.3.4 การให้รายละเอียดโครงสร้างสำหรับองค์อาคารที่อยู่ร่วมกันระหว่างระบบต้านแรงด้านข้างมากกว่าหนึ่งระบบ

ในการออกแบบส่วนองค์อาคารที่ใช้ร่วมกันระหว่างระบบต้านทานแรงด้านข้างมากกว่าหนึ่งระบบ ให้ใช้รายละเอียดและข้อกำหนดสำหรับการออกแบบของระบบต้านแรงด้านข้างที่มีค่าตัวประกอบ R สูงสุดของระบบต้านแรงด้านข้างทั้งหมด

2.3.5 ระบบโครงสร้างแบบผสม

ระบบโครงสร้างแบบผสม (Dual System) ซึ่งประกอบด้วยโครงต้านแรงดัด ทำงานร่วมกับระบบต้านแรงด้านข้างแบบอื่น เช่น กำแพงรับแรงเฉือน จะต้องได้รับการออกแบบให้โครงต้านแรงดัดสามารถต้านทานแรงด้านข้างได้ไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงทั้งหมดที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบโดยแรงที่ถ่ายลงสู่โครงต้านแรงดัด และ กำแพงรับแรงเฉือน (หรือโครงสร้างแบบอื่น) จะเป็นไปตามสัดส่วนของค่าสติเฟนของโครงสร้างแต่ละระบบ

2.4 ความอ่อนของไดอะแฟรมและความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้าง

2.4.1 ความอ่อนของไดอะแฟรม

ไดอะแฟรมสามารถแบ่งได้เป็น 3 ประเภท คือ ไดอะแฟรมแข็ง ไดอะแฟรมกึ่งแข็ง และไดอะแฟรมอ่อน การวิเคราะห์โครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหวจะต้องคำนึงถึงสติเฟนสัมพันธ์ระหว่างไดอะแฟรมกับโครงสร้างในแนวตั้งซึ่งทำหน้าที่ต้านแรงด้านข้างที่ถ่ายผ่านไดอะแฟรมนั้น โดยเฉพาะในกรณีของไดอะแฟรมกึ่งแข็ง แบบจำลองเพื่อการวิเคราะห์โครงสร้างจะต้องสามารถจำลองสติเฟนของไดอะแฟรมได้

2.4.1.1 ไดอะแฟรมอ่อน

ในกรณีที่ไดอะแฟรมเป็นแผ่นพื้นเหล็กที่ไม่เทคอนกรีตทับหน้า (Untopped Steel Decking) หรือเป็นแผ่นพื้นไม้ สามารถพิจารณาเป็นไดอะแฟรมอ่อนได้ในกรณีต่อไปนี้

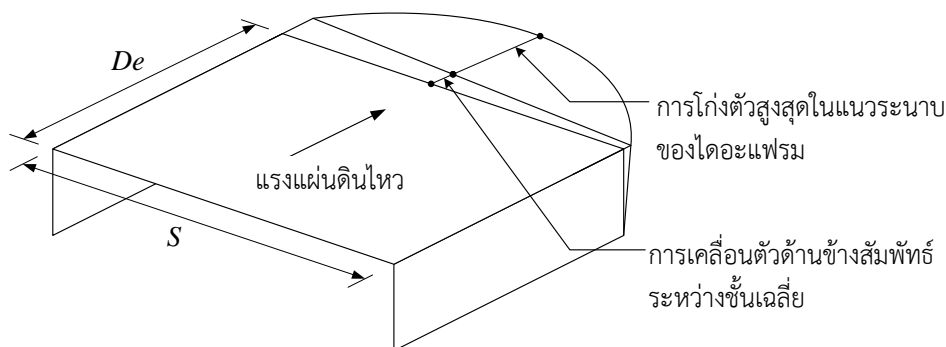
1. เป็นไดอะแฟรมที่อยู่ภายในโครงสร้างที่ใช้กำแพงรับแรงเฉือนที่สร้างด้วย วัสดุคอนกรีต อีฐก่อเหล็ก หรือ เหล็กประกอบคอนกรีต (Composite) หรือในโครงสร้างที่ใช้โครงแกนแข็งที่สร้างจากวัสดุคอนกรีต เหล็ก หรือ เหล็กประกอบคอนกรีต
2. เป็นไดอะแฟรมที่อยู่ภายในอาคารที่พักอาศัยขนาดเล็กสูง 1-2 ชั้น
3. เป็นไดอะแฟรมที่อยู่ภายในอาคารที่ใช้โครงสร้างเบา (Light-Frame Construction) ที่ไม่มีการเททับหน้า (Topping) บนไดอะแฟรม และโครงสร้างในแนวตั้งมีการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นไม่เกินค่าที่ยอมให้

2.4.1.2 ไตอะแฟรมแข็ง

แผ่นพื้นคอนกรีตหล่อในที่ หรือแผ่นเหล็กที่เทคอนกรีตทับหน้า (Concrete Filled Metal Deck) ที่มีอัตราส่วนความยาว (S) ต่อความลึก (D_e) ในแนวแรงดัดแสดงในรูปที่ 2.4-1 น้อยกว่าหรือเท่ากับ 3 ในอาคารที่มีความสม่ำเสมอของรูปทรงในแนวระนาบ ถือได้ว่าเป็นไตอะแฟรมแข็ง

2.4.1.3 การตรวจสอบความอ่อนของไตอะแฟรม

ไตอะแฟรมที่ไม่เข้าข่ายไตอะแฟรมอ่อนตามหัวข้อที่ 2.4.1.1 หรือ ไตอะแฟรมแข็ง ตามหัวข้อที่ 2.4.1.2 สามารถคิดเป็นไตอะแฟรมอ่อนได้ หากค่าสูงสุดของการโก่งตัวในแนวระนาบของไตอะแฟรมที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวแบบสถิติเทียบเท่า มีค่ามากกว่า 2 เท่าของค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story Drift) ของโครงสร้างต้านแรงด้านข้างที่เชื่อมต่อกับไตอะแฟรมนั้น ๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.4-1



รูปที่ 2.4-1 การตรวจสอบความอ่อนของไตอะแฟรม

2.4.2 การจำแนกลักษณะความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้าง

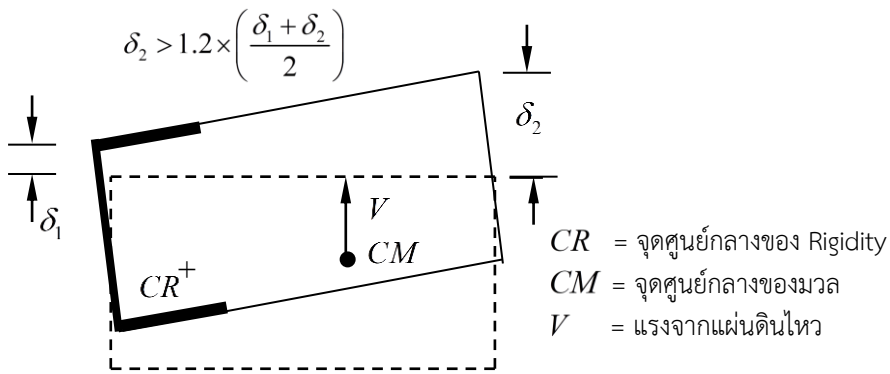
ในการพิจารณาความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างอาคาร ให้ผู้ออกแบบคำนึงถึงสถิติและกำลังขององค์อาคารและส่วนประกอบต่าง ๆ ของอาคาร เช่น ผนังก่ออิฐในอาคารขนาดเล็ก ที่มีผลอย่างมีนัยสำคัญต่อการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

อาคารสามารถจำแนกเป็น อาคารที่มีรูปทรงโครงสร้างที่สม่ำเสมอ (Regular) และอาคารที่มีรูปทรงโครงสร้างไม่สม่ำเสมอ (Irregular) โดยอาคารในกลุ่มหลัง ยังสามารถจำแนกแยกย่อยออกเป็น อาคารที่มีรูปทรงโครงสร้างไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบ (Horizontal Irregularity) และ ไม่สม่ำเสมอในแนวตั้ง (Vertical Irregularity) ตามเกณฑ์ดังต่อไปนี้

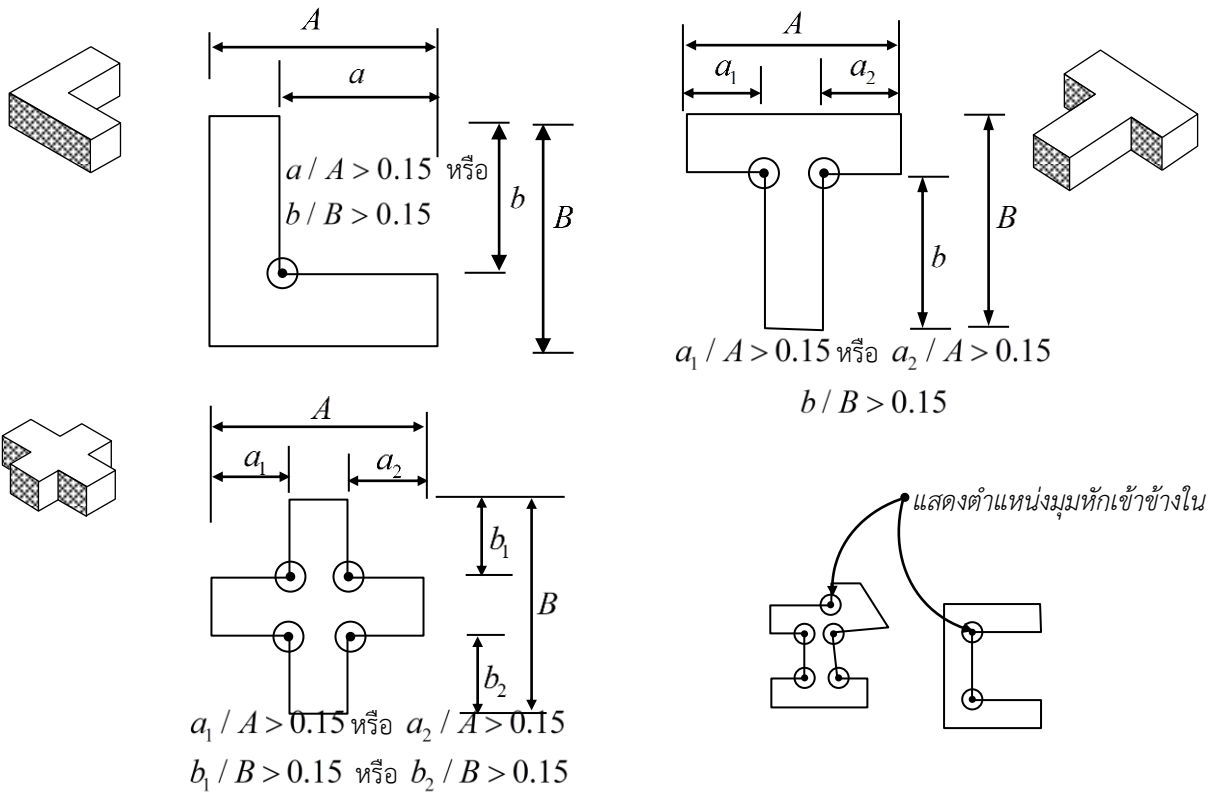
2.4.2.1 ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวระนาบ

อาคารที่มีลักษณะรูปแบบใดรูปแบบหนึ่ง หรือหลายรูปแบบตามรายการดังต่อไปนี้ ให้ถือว่าเป็นอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวระนาบ

- (1ก) **ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด (Torsional Irregularity)** คือ กรณีที่ค่าสูงสุดของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ขอบด้านหนึ่งของอาคาร ที่คำนวณจากแรงแผ่นดินไหวที่รวมผลของแรงบิดโดยบังเอิญ (Accidental Torsion) เข้าไปแล้ว มีค่ามากกว่า 1.2 เท่าของค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ขอบทั้ง 2 ด้านของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 2.4-2 (ก) ในการคำนวณผลของแรงบิดโดยบังเอิญสามารถใช้ค่าตัวประกอบขยายแรงบิดโดยบังเอิญ (A_x) เท่ากับ 1.0 อนึ่งเกณฑ์พิจารณานี้ใช้ได้เฉพาะกับอาคารที่มีไดอะแฟรมแข็งหรือกึ่งแข็งเท่านั้น
- (1ข) **ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิดอย่างมาก (Extreme Torsional Irregularity)** คือ กรณีที่ค่าสูงสุดของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ขอบด้านหนึ่งของอาคาร ที่คำนวณจากแรงแผ่นดินไหวที่รวมผลของแรงบิดโดยบังเอิญ (Accidental Torsion) เข้าไปแล้ว มีค่ามากกว่า 1.4 เท่าของค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ขอบทั้ง 2 ด้านของอาคาร ในการคำนวณผลของแรงบิดโดยบังเอิญสามารถใช้ค่าตัวประกอบขยายแรงบิดโดยบังเอิญ (A_x) เท่ากับ 1.0 อนึ่งเกณฑ์พิจารณานี้ใช้ได้เฉพาะกับอาคารที่มีไดอะแฟรมแข็งหรือกึ่งแข็งเท่านั้น
- (2) **ความไม่สม่ำเสมอจากการมีมุมหักเข้าข้างใน (Reentrant Corner Irregularity)** คือ กรณีที่ผังอาคารมีลักษณะหักมุมเข้าข้างใน ทำให้เกิดส่วนยื่น โดยที่ส่วนยื่นนั้นมีระยะฉายในแต่ละทิศทางมากกว่าร้อยละ 15 ของมิติของผังในทิศทางนั้น ดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 2.4-2 (ข)
- (3) **ความไม่สม่ำเสมอจากความไม่ต่อเนื่องของไดอะแฟรม (Diaphragm Discontinuity Irregularity)** คือกรณีที่ได้เอแฟรมมีความไม่ต่อเนื่อง หรือมีการเปลี่ยนค่าสติเฟนสอย่างฉับพลันในบางบริเวณ ซึ่งรวมถึงกรณีที่พื้นที่มีช่องเปิดมากกว่าร้อยละ 50 ของพื้นที่พื้น (ไดอะแฟรม) ทั้งหมดดังแสดงในรูปที่ 2.4-2 (ค) หรือกรณีที่ค่าสติเฟนสประสิทธิผลโดยรวมของไดอะแฟรมของชั้นใดชั้นหนึ่ง มีการเปลี่ยนแปลงค่ามากกว่าร้อยละ 50 เมื่อเทียบกับชั้นถัดไป
- (4) **ความไม่สม่ำเสมอจากการเยื้องออกนอกระนาบ (Out-of-Plane Offset Irregularity)** คือกรณีที่โครงสร้างแนวตั้งที่ต้านแรงด้านข้าง เช่น กำแพงรับแรงเฉือนมีความไม่ต่อเนื่อง เช่น กำแพงในชั้นใดชั้นหนึ่งเยื้องออกจากระนาบของกำแพงในชั้นถัดไป ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 2.4-2 (ง)
- (5) **ความไม่สม่ำเสมอจากระบบที่ไม่ขนานกัน (Nonparallel System Irregularity)** คือกรณีที่โครงสร้างแนวตั้งที่ต้านทานแรงด้านข้าง เช่น กำแพงรับแรงเฉือน วางตัวในแนวที่ไม่ขนานกัน หรือไม่สมมาตรกันเมื่อเทียบกับแกนหลัก 2 แกน (ซึ่งตั้งฉากกัน) ของระบบต้านแรงด้านข้างของอาคาร ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 2.4-2 (จ)

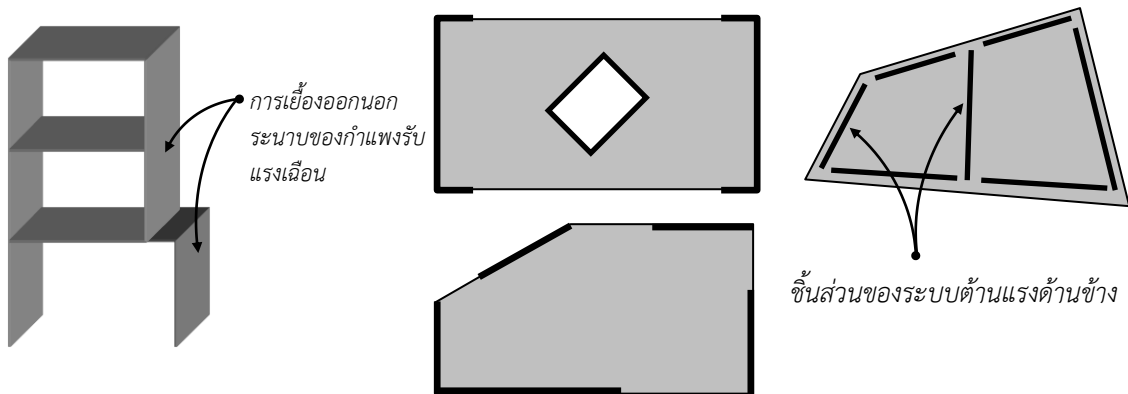
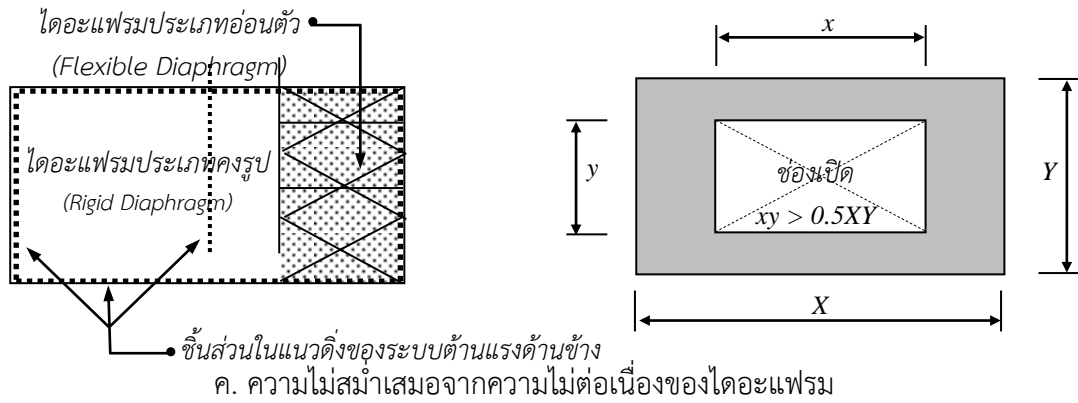


ก. ความไม่สม่ำเสมอเชิงการบิด



ข. ความไม่สม่ำเสมอแบบมีมุมหักเข้าข้างในอาคาร

รูปที่ 2.4-2 ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวระนาบ



ง. ความไม่สม่ำเสมอจากการเยื้องออกนอกระนาบ

จ. ความไม่สม่ำเสมอจากระบบที่ไม่ขนานกัน

รูปที่ 2.4-2 ความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวระนาบ (ต่อ)

2.4.2.2 ความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างในแนวตั้ง (Vertical Structural Irregularities)

อาคารที่มีลักษณะรูปแบบใดรูปแบบหนึ่ง หรือหลายรูปแบบตามรายการดังต่อไปนี้ ให้ถือว่าเป็นอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวตั้ง

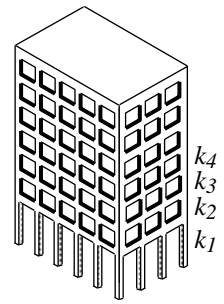
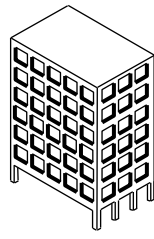
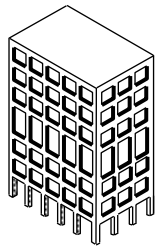
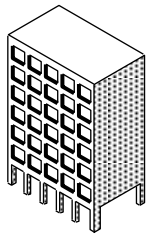
- (1ก) **ความไม่สม่ำเสมอของสติฟเนส หรือมีชั้นที่อ่อน (Stiffness-Soft Story Irregularity)** คือ กรณีที่มีชั้นหนึ่งชั้นใดของอาคารมีค่าสติฟเนสทางด้านข้าง (Lateral Stiffness) น้อยกว่าร้อยละ 70 ของค่าในชั้นที่เหนือถัดขึ้นไป หรือน้อยกว่าร้อยละ 80 ของค่าสติฟเนสเฉลี่ยของสามชั้นที่เหนือขึ้นไป ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 2.4-3 (ก)
- (1ข) **ความไม่สม่ำเสมออย่างมากของสติฟเนส หรือมีชั้นที่อ่อนอย่างมาก (Stiffness-Extreme Soft Story Irregularity)** คือ กรณีที่มีชั้นหนึ่งชั้นใดของอาคารมีค่าสติฟเนสทางด้านข้าง (Lateral Stiffness) น้อยกว่าร้อยละ 60 ของค่าในชั้นที่เหนือถัดขึ้นไป หรือน้อยกว่าร้อยละ 70 ของค่าสติฟเนสเฉลี่ยของสามชั้นที่เหนือขึ้นไป
- (2) **ความไม่สม่ำเสมอของมวล (Mass Irregularity)** คือกรณีที่ค่ามวลประสิทธิผล (Effective Mass) ตามหัวข้อ 2.8.2 ของชั้นหนึ่งชั้นใด มีค่ามากกว่าร้อยละ 150 ของมวลประสิทธิผล

ของชั้นบนหรือชั้นล่างที่อยู่ถัดไป ดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 2.4-3 (ข) อาคารที่มีหลังคาที่มีมวลน้อยกว่าพื้นชั้นถัดลงมา ไม่ถือว่าเป็นอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอของมวล

- (3) **ความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวตั้ง (Vertical Geometric Irregularity)** คือกรณีที่มีมิติในแนวราบของระบบต้านแรงด้านข้าง ณ ชั้นหนึ่งชั้นใด มีค่ามากกว่าร้อยละ 130 ของค่าในชั้นบนหรือชั้นล่างที่อยู่ถัดไป ยกเว้น Penthouse ที่สูง 1 ชั้น ไม่จำเป็นต้องนำมาพิจารณา ดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 2.4-3 (ค)
- (4) **ความไม่ต่อเนื่องภายในระนาบขององค์อาคารต้านแรงด้านข้างในแนวตั้ง (In - Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity)** คือกรณีที่องค์อาคารในแนวตั้งที่ต้านแรงด้านข้าง เช่น กำแพงรับแรงเฉือน มีความไม่ต่อเนื่อง โดยมีการเอียงตัวภายในระนาบตั้งขององค์อาคารต้านแรงด้านข้างมีค่ามากกว่าความยาวขององค์อาคารนั้น ๆ ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 2.4-3 (ง)
- (5ก) **ความไม่ต่อเนื่องของกำลังต้านแรงด้านข้างหรือมีชั้นที่อ่อนแอ (Discontinuity in Lateral Strength-Weak Story Irregularity)** คือกรณีที่มีชั้นหนึ่งชั้นใดของอาคารมีกำลังต้านแรงด้านข้างน้อยกว่าร้อยละ 80 ของกำลังในชั้นที่เหนือถัดขึ้นไป ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 2.4-3 (จ) กำลังต้านแรงด้านข้างของชั้นในชั้นนี้ คือ ผลรวมของกำลังต้านทานแรงด้านข้างของ ทุก ๆ องค์อาคารที่แบกรับแรงเฉือนของอาคารในชั้นนั้น ในทิศทางที่พิจารณา
- (5ข) **ความไม่ต่อเนื่องอย่างมากของกำลังต้านแรงด้านข้างหรือมีชั้นที่อ่อนแอมาก (Discontinuity in Lateral Strength-Extreme Weak Story Irregularity)** คือกรณีที่มีชั้นหนึ่งชั้นใดของอาคารมีกำลังต้านแรงด้านข้าง น้อยกว่าร้อยละ 65 ของกำลังในชั้นที่เหนือถัดขึ้นไป

ข้อยกเว้น

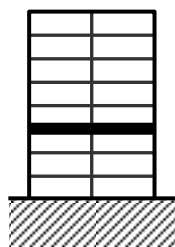
- (1) อาคารจะไม่ถือว่าเป็นความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวตั้ง แบบ 1ก 1ข หรือ 2 หากค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story Drift) ของชั้นใด ๆ ที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวสถิตเทียบเท่า มีค่าไม่เกินร้อยละ 130 ของชั้นที่อยู่เหนือถัดขึ้นไป ทั้งนี้การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวดังกล่าว ไม่จำเป็นต้องพิจารณาผลของการบิดตัวของอาคาร (Torsional Effect) และไม่จำเป็นต้องพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของสองชั้นบนสุดของอาคาร
- (2) ในการออกแบบอาคาร 1 ชั้นและ 2 ชั้น ไม่จำเป็นต้องพิจารณาถึงความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวตั้งแบบ 1ก 1ข หรือ 2



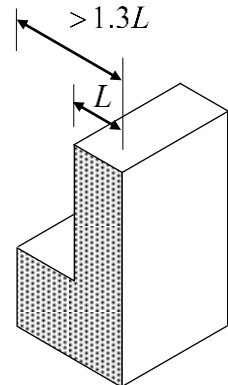
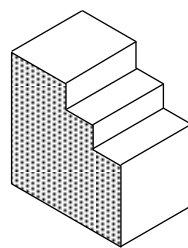
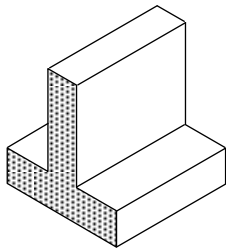
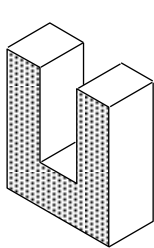
ช่องเปิดขนาดใหญ่ใน ความสูงของชั้นไม่สม่ำเสมอ ความไม่ต่อเนื่องของเสา
 กำแพงรับแรงเฉือน

$$k_1 < 0.7k_2 \text{ หรือ } < 0.8(k_2 + k_3 + k_4)/3$$

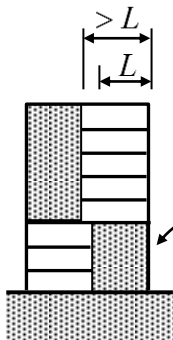
(ก) ความไม่สม่ำเสมอของสติฟเนส



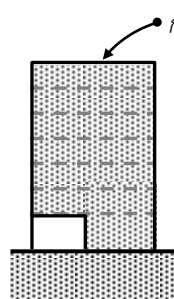
(ข) ความไม่สม่ำเสมอของมวล



(ค) ความไม่สม่ำเสมอทางเรขาคณิตของรูปทรงในแนวดิ่ง



(ง) ความไม่ต่อเนื่องในระนาบ



(จ) ความไม่ต่อเนื่องของกำลัง

กำลังรับแรงเฉือน < 0.8 ของ
 กำลังรับแรงเฉือนของชั้นที่เหนือ
 ถัดขึ้นไป

รูปที่ 2.4-3 ความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างในแนวดิ่ง

2.4.3 ข้อกำหนดและข้อกำหนดเพิ่มเติมสำหรับอาคารที่รูปทรงโครงสร้างไม่สม่ำเสมอ

- (1) อาคารที่มีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ง จะต้องไม่เป็นอาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอในแนวตั้งแบบ (5ข)
- (2) อาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอในแนวตั้งแบบ (5ข) จะมีความสูงได้ไม่เกิน 2 ชั้น หรือ 9 เมตร เว้นแต่อาคารนั้นสามารถต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวสถิติเทียบเท่าที่คุณด้วยตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (Ω_0) ได้
- (3) อาคารที่มีความไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบแบบ (4) หรือในแนวตั้งแบบ (4) จะต้องได้รับการออกแบบให้อาคารต่าง ๆ ที่รองรับกำแพงหรือโครงสร้างที่ไม่ต่อเนื่อง มีกำลังเพียงพอที่จะต้านทานแรงซึ่งเกิดจากน้ำหนักบรรทุก กระทำร่วมกับแรงแผ่นดินไหวสถิติเทียบเท่าที่คุณด้วยตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (Ω_0)
- (4) อาคารที่มีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ง และมีความไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบแบบ (1ก) (1ข) (2) (3) หรือ (4) หรือมีความไม่สม่ำเสมอในแนวตั้งแบบ (4) จะต้องได้รับการออกแบบให้ (ก) จุดต่อระหว่างไดอะแฟรมกับโครงสร้างแนวตั้งต้านแรงด้านข้าง (ข) จุดต่อระหว่างไดอะแฟรมกับองค์อาคารเชื่อม (Collector) และ (ค) จุดต่อระหว่างองค์อาคารเชื่อมกับโครงสร้างแนวตั้งต้านแรงด้านข้าง สามารถต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวตามข้อ 2.9.1.1 คุณด้วย 1.25 องค์อาคารเชื่อม และจุดต่อระหว่างองค์อาคารเชื่อม ก็ต้องได้รับการออกแบบให้สามารถต้านทานแรงดังกล่าว เว้นแต่ว่าได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแรงซึ่งเกิดจากน้ำหนักบรรทุกกระทำร่วมกับแรงแผ่นดินไหวสถิติเทียบเท่าที่คุณด้วยตัวประกอบกำลังส่วนเกินเรียบร้อยแล้ว

2.5 การรวมผลของแรงแผ่นดินไหว กับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้ง

2.5.1 กรณีที่ต้องพิจารณาการรวมผลของแรง

องค์อาคารทุกส่วนในโครงสร้าง รวมทั้งส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างต้านทานแรงด้านข้างจะต้องได้รับการออกแบบให้สามารถต้านทานแรงในแนวแกน แรงเฉือน แรงดัดที่เกิดกับองค์อาคารนั้น ๆ เมื่อโครงสร้างถูกกระทำด้วยแรงแผ่นดินไหวร่วมกับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งตามข้อกำหนดในหัวข้อ 2.5.2 ในบางกรณีที่มาตราฐานกำหนด การรวมผลของแรงจะต้องคำนึงถึงกำลังส่วนเกินของโครงสร้างด้วยตามข้อกำหนดในหัวข้อ 2.5.3

2.5.2 วิธีรวมผลของแรง

(ก) สำหรับการออกแบบโดยวิธีกำลัง ให้ใช้วิธีรวมผลของแรงดังต่อไปนี้

$$0.75(1.4D + 1.7L) + 1.0E \quad (2.5-1)$$

$$0.9D + 1.0E \quad (2.5-2)$$

โดยที่ E คือ ผลที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหว (Seismic Load Effects) ตามที่คำนวณในมาตรฐานนี้
 D คือ ผลที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load)
 L คือ ผลที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจร (Live Load)

(ข) สำหรับการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ ให้ใช้วิธีรวมผลของแรงดังต่อไปนี้

$$1.0D + 0.7E \quad (2.5-3)$$

$$1.0D + 0.525E + 0.75L \quad (2.5-4)$$

$$0.6D + 0.7E \quad (2.5-5)$$

2.5.3 วิธีรวมผลของแรงที่คำนึงถึงกำลังส่วนเกินของโครงสร้าง

ในกรณีที่มาตรฐานกำหนดให้คำนึงถึงกำลังส่วนเกินของโครงสร้าง ให้ใช้วิธีรวมผลของแรงดังต่อไปนี้

(ก) สำหรับการออกแบบโดยวิธีกำลัง

$$0.75(1.4D + 1.7L) + \Omega_0 E \quad (2.5-6)$$

$$0.9D + \Omega_0 E \quad (2.5-7)$$

(ข) สำหรับการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้

$$1.0D + 0.7\Omega_0 E \quad (2.5-8)$$

$$1.0D + 0.525\Omega_0 E + 0.75L \quad (2.5-9)$$

$$0.6D + 0.7\Omega_0 E \quad (2.5-10)$$

2.5.4 การเพิ่มค่าหน่วยแรงที่ยอมให้

ในการออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ อนุญาตให้เพิ่มค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ร้อยละ 20 จากค่าปกติเมื่อพิจารณาการรวมแรงที่มีการคำนึงถึงกำลังส่วนเกินของโครงสร้าง การเพิ่มนี้ไม่สามารถนำไปรวมกับการเพิ่มค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ในกรณีอื่น ๆ ที่อาจมีการระบุไว้ในมาตรฐานการออกแบบขององค์อาคารที่ใช้อ้างอิง

2.6 ทิศทางของแรงแผ่นดินไหว

2.6.1 การกำหนดทิศทางของแรง

ทิศทางของแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบอาคาร จะต้องเป็นทิศทางที่ทำให้เกิดผลตอบสนองในโครงสร้างที่รุนแรงที่สุด หรือเป็นไปตามข้อกำหนดในหัวข้อ 2.6.2 หรือ 2.6.3 แล้วแต่กรณี

2.6.2 แรงแผ่นดินไหวในแต่ละทิศกระทำต่ออาคารแยกกัน

ในกรณีของอาคารที่มีประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวแบบ ข และแบบ ค ยกเว้นแบบ ค ที่มีความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวระนาบแบบ 5 สามารถกำหนดให้แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางของแกนหลักของโครงสร้างอาคารซึ่งมี 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกัน โดยแยกกระทำที่ละทิศทางไม่พร้อมกัน และไม่จำเป็นต้องรวมผลของแรงทั้ง 2 ทิศทางเข้าด้วยกัน

2.6.3 แรงแผ่นดินไหวใน 2 ทิศทางหลักกระทำต่ออาคารร่วมกัน

ในกรณีของอาคารที่มีประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวแบบ ง ทั้งที่มีรูปทรงโครงสร้างสม่ำเสมอ และไม่สม่ำเสมอ หรือ แบบ ค ที่มีรูปทรงโครงสร้างไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบแบบที่ 5 ให้เลือกใช้วิธีใด วิธีหนึ่งใน 2 วิธีดังต่อไปนี้

(1) วิธีรวมผลของแรงที่กระทำใน 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกัน

ในขั้นแรกกำหนดให้แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางของแกนหลักของโครงสร้างที่ละทิศทางไม่พร้อมกัน โดยวิธีการวิเคราะห์ที่โครงสร้างอาจเป็นวิธีแรงสถิตเทียบเท่าในบทที่ 3 หรือ วิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดในบทที่ 4 หรือวิธีวิเคราะห์การตอบสนองเชิงเส้นแบบประวัติเวลาในบทที่ 4 จากนั้นจึงรวมผลของแรงทั้ง 2 ทิศทางหลักในรูปแบบดังต่อไปนี้

(1ก) ร้อยละ 100 ของผลของแรงในทิศทางที่ 1 + ร้อยละ 30 ของผลของแรงในทิศทางที่ 2

(1ข) ร้อยละ 30 ของผลของแรงในทิศทางที่ 1 + ร้อยละ 100 ของผลของแรงในทิศทางที่ 2

ผลรวมในรูปแบบใดก่อให้เกิดผลที่รุนแรงที่สุดในองค์อาคารของโครงสร้างให้นำผลรวมรูปแบบนั้นไปใช้ในการออกแบบกำลังต้านทานขององค์อาคารนั้น ๆ องค์อาคารในที่นี้รวมถึงฐานรากของอาคารด้วย

(2) วิธีที่ให้แรงทั้ง 2 ทิศทาง กระทำต่ออาคารพร้อมกัน

ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีวิเคราะห์การตอบสนองเชิงเส้นหรือไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลาในบทที่ 4 จะต้องกำหนดให้เกิดแผ่นดินไหวในทั้ง 2 ทิศทางหลักของอาคารพร้อมกัน ผลการตอบสนองที่วิเคราะห์ได้ คือ ผลรวมของแรงแผ่นดินไหวทั้ง 2 ทิศทาง

2.7 วิธีการวิเคราะห์โครงสร้าง

วิศวกรผู้ออกแบบสามารถเลือกใช้วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อคำนวณผลของแรงแผ่นดินไหววิธีหนึ่งวิธีใด ตามเกณฑ์ที่แสดงโดยตารางที่ 2.7-1 ซึ่งขึ้นกับประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ และความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างของอาคาร

ตารางที่ 2.7-1 วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อคำนวณผลของแรงแผ่นดินไหวที่อนุญาตให้ใช้ได้

ประเภทการ ออกแบบ ด้านทาน แผ่นดินไหว	ลักษณะโครงสร้าง	วิธีแรงสถิต เทียบเท่า	วิธีสเปกตรัมการ ตอบสนองแบบโหมด	วิธีวิเคราะห์การ ตอบสนองแบบ ประวัติเวลา
ข, ค	โครงสร้างอาคารทุกรูปแบบ	อนุญาต	อนุญาต	อนุญาต
ง	อาคารที่มีประเภทความสำคัญ แบบ I หรือ II ที่ใช้โครงสร้างเบา (Light-frame Construction)	อนุญาต	อนุญาต	อนุญาต
	อาคารแบบอื่น ๆ ที่มีประเภทความสำคัญ แบบ I หรือ II และมีความสูงไม่เกิน 2 ชั้น	อนุญาต	อนุญาต	อนุญาต
	อาคารที่มีรูปทรงโครงสร้างสม่ำเสมอ และมีความสูงไม่เกิน 50 เมตร	อนุญาต	อนุญาต	อนุญาต
	อาคารนอกแอ่งกรุงเทพฯ ที่มีรูปทรงโครงสร้างสม่ำเสมอที่สูงเกิน 50 เมตรและมีคาบการสั่นพื้นฐานน้อยกว่า $3.5T_s$	อนุญาต	อนุญาต	อนุญาต
	อาคารที่มีความสูงไม่เกิน 50 เมตร และมีความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวระนาบ แบบ 2, 3, 4, หรือ 5 หรือในแนวตั้ง แบบ 4, 5 ก หรือ 5ข	อนุญาต	อนุญาต	อนุญาต
	อาคารแบบอื่น ๆ	ไม่อนุญาต	อนุญาต	อนุญาต

2.8 ข้อกำหนดในการสร้างแบบจำลองโครงสร้าง

2.8.1 แบบจำลองฐานราก

ในการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว แบบจำลองฐานรากสามารถกำหนดให้เป็นแบบฐานยึดแน่น (Fixed Base) อย่างไรก็ดีในกรณีที่วิศวกรผู้ออกแบบพิจารณาว่าควรคำนึงถึงความยืดหยุ่นของฐานราก (Foundation Flexibility) การสร้างแบบจำลองฐานรากจะต้องพิจารณาถึงข้อกำหนดในหัวข้อ 2.12.3

2.8.2 น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล

น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล คือ น้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งของอาคารที่ต้องนำมาพิจารณาในการวิเคราะห์ออกแบบโครงสร้างด้านทานแผ่นดินไหว

น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (W) จะต้องรวมน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดของอาคาร และน้ำหนักบรรทุกประเภทอื่น ๆ ดังต่อไปนี้

- (1) ร้อยละ 25 ของน้ำหนักบรรทุกจร (Floor Live Load) สำหรับอาคารที่ใช้เก็บพัสดุ ยกเว้นในกรณีที่น้ำหนักจากพัสดุนั้นแล้วมีค่าไม่ถึงร้อยละ 5 ของน้ำหนักประสิทธิผลในชั้นที่พิจารณา ในกรณีของอาคารจอดรถยนต์ ไม่จำเป็นต้องคำนึงถึงน้ำหนักในชั้นนี้
 - (2) น้ำหนักของผนังอาคาร และผนังกันห้องต่าง ๆ หรือน้ำหนักบรรทุกเทียบเท่าจากน้ำหนักของผนังอาคาร ที่กระจายลงพื้นทั่วทั้งชั้นอย่างน้อย 480 นิวตันต่อตารางเมตร โดยให้เลือกใช้ค่าที่มากกว่า
 - (3) น้ำหนักของเครื่องมือ เครื่องจักร และอุปกรณ์ซึ่งติดตั้งถาวรในอาคาร
 - (4) น้ำหนักของวัสดุและส่วนประกอบต่าง ๆ ของส่วนที่อยู่บนชั้นหลังคาหรือบริเวณอื่นในอาคาร
- มวลประสิทธิผล (Effective Mass) คือ คำน้ำหนักประสิทธิผลหารด้วยความเร่งจากแรงโน้มถ่วงของโลก

2.8.3 แบบจำลองโครงสร้าง

แบบจำลองโครงสร้างจะต้องถูกสร้างขึ้นเพื่อนำไปใช้วิเคราะห์คำนวณหาแรงภายในองค์อาคารและการเคลื่อนตัวของโครงสร้างที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหว ดังนั้นในแบบจำลองนี้จะต้องมีการจำลองค่าสติเฟเนสและกำลังขององค์อาคารและส่วนประกอบต่าง ๆ ของอาคารที่มีความสำคัญต่อการต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว รวมถึงจำลองลักษณะการกระจายของมวลทั่วทั้งอาคารอย่างถูกต้อง

ในกรณีที่อาคารมีความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวระนาบ แบบ 1ก, 1ข, 4 หรือ 5 แบบจำลองโครงสร้างจะต้องเป็นแบบ 3 มิติที่สามารถจำลองการเคลื่อนตัวของโครงสร้างในแนวราบได้ทั้งทิศทางหลัก 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกัน และการบิดตัวรอบแกนในแนวตั้งของโครงสร้าง

ในกรณีที่ไดอะแฟรมมิได้เป็นไดอะแฟรมแข็งหรืออ่อนตามเกณฑ์ในหัวข้อ 2.4 แบบจำลองจะต้องสามารถจำลองสติเฟเนสในแนวระนาบของไดอะแฟรมได้

การกำหนดค่าสติเฟเนสขององค์อาคารคอนกรีตและอิฐก่อจะต้องคำนึงถึงผลของการแตกร้าวที่มีต่อค่าสติเฟเนส โดยในกรณีที่ไม่สามารถทำการวิเคราะห์อย่างละเอียด อนุญาตให้ประมาณค่าสติเฟเนส จากค่าโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผล I_{eff} และค่าพื้นที่หน้าตัดประสิทธิผล A_{eff} ดังต่อไปนี้

คาน :	$I_{eff} = 0.35I_g$
เสา :	$I_{eff} = 0.70I_g$
	$A_{eff} = 1.0A_g$
กำแพงที่ไม่แตกร้าว:	$I_{eff} = 0.70I_g$
กำแพงที่มีการแตกร้าว:	$I_{eff} = 0.35I_g$
แผ่นพื้นไร้คาน:	$I_{eff} = 0.25I_g$

โดยที่ I_g และ A_g คือ ค่าโมเมนต์ความเฉื่อย และพื้นที่หน้าตัดที่คำนวณจากหน้าตัดเต็ม

2.9 การออกแบบไดอะแฟรมและองค์อาคารเชื่อม

2.9.1 การออกแบบไดอะแฟรม

ไดอะแฟรมจะต้องได้รับการออกแบบให้สามารถต้านทานหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงดัดที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหว

สำหรับบริเวณที่ไดอะแฟรมมีความไม่ต่อเนื่อง เช่น บริเวณที่มีช่องเปิดหรือมีมุมหักเข้าข้างใน (Reentrant Corners) จะต้องได้รับการออกแบบให้แรงที่ถ่ายที่ผ่านไดอะแฟรมมีค่าไม่เกินกำลังรับแรงเฉือนและกำลังรับแรงดัดของไดอะแฟรมนั้น ๆ

2.9.1.1 แรงที่ใช้ในการออกแบบไดอะแฟรม

พื้นและหลังคาซึ่งทำหน้าที่เป็นไดอะแฟรมจะต้องได้รับการออกแบบให้สามารถต้านทานแรงภายในไดอะแฟรมที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างแต่ทั้งนี้ค่าแรงภายในไดอะแฟรมจะต้องมีค่าไม่น้อยกว่าค่าที่คำนวณได้จากสมการ 2.9-1

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px} \quad (2.9-1)$$

โดยที่ F_{px} คือ แรงภายในไดอะแฟรมที่ชั้น x สำหรับการออกแบบ

F_i คือ แรงแผ่นดินไหวสถิตเทียบเท่าที่ระดับชั้น i (หัวข้อ 3.4)

w_i คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคารที่ระดับชั้น i (หัวข้อ 2.8.2)

w_{px} คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคารที่ระดับชั้น x ภายในพื้นที่รับผิวดชอบ (Tributary Area) ของโครงสร้างที่ต้านแรงที่ส่งถ่ายผ่านไดอะแฟรมนั้น

แรงภายในไดอะแฟรมที่คำนวณจากสมการ 2.9-1 จะต้องมีค่าไม่น้อยกว่า

$$F_{px} = 0.2S_{DS}Iw_{px} \quad (2.9-2)$$

แต่ไม่จำเป็นต้องมีค่าเกิน

$$F_{px} = 0.4S_{DS}Iw_{px} \quad (2.9-3)$$

ค่า S_{DS} ในสมการ 2.9-2 และ 2.9-3 ในกรณีของพื้นที่แอ่งกรุงเทพ ให้ใช้ค่า S_a ที่ 0.2 วินาที ตามที่แสดงในรูปที่ 1.4-6 ถึง 1.4-7 หรือ ตาราง 1.4-4 ถึง 1.4-5

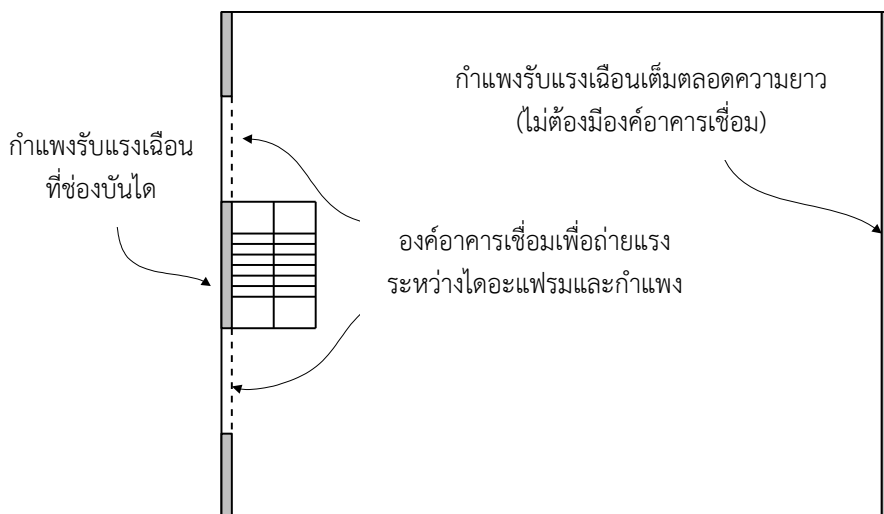
ในกรณีที่ไดอะแฟรมทำหน้าที่ถ่ายเทแรงแผ่นดินไหวจากเสาหรือกำแพงที่อยู่เหนือไดอะแฟรมไปยังเสาหรือกำแพงที่อยู่ใต้ไดอะแฟรม เนื่องจากการเอียงศูนย์ของโครงสร้าง หรือสาเหตุอื่น ๆ แรงดังกล่าวนี้จะต้องถูกนำไปรวมกับแรงที่คำนวณจากสมการ 2.9-1

2.9.2 การออกแบบขององค์อาคารเชื่อม

ในกรณีที่ต้องมีการถ่ายแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างอาคารบางส่วนไปยังโครงสร้างที่ต้านแรงด้านข้าง ต้องออกแบบให้มีองค์อาคารเชื่อม (Collector Element) ที่มีกำลังเพียงพอที่จะถ่ายแรงดังกล่าวนี้

ในกรณีของอาคารที่มีประเภทการต้านทานแผ่นดินไหว แบบ ค และ ง องค์อาคารเชื่อมเหล่านี้ รวมถึง จุดต่อระหว่างองค์อาคารเชื่อมกับโครงสร้างต้านแรงด้านข้าง และจุดต่อระหว่างองค์อาคารเชื่อมด้วยตัวเอง จะต้องได้รับการออกแบบให้มีกำลังเพียงพอที่จะต้านทานแรงที่เกิดขึ้นสูงสุด ที่คำนวณได้จากกรณีต่อไปนี้

- (1) แรงที่ส่งถ่ายผ่านองค์อาคารเชื่อมที่คำนวณได้จากการนำแรงสถิตเทียบเท่า (จากบทที่ 3) คูณด้วยตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (Ω_0) กระทำร่วมกับ น้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งตามข้อกำหนดในหัวข้อ 2.5.3
- (2) แรงที่ส่งถ่ายผ่านองค์อาคารเชื่อมที่เป็นผลจากแรงภายในไดอะแฟรม ตามสมการที่ 2.9-1 คูณด้วยตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (Ω_0) กระทำร่วมกับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง
- (3) แรงที่ส่งถ่ายผ่านองค์อาคารเชื่อม ที่เป็นผลจากแรงภายในไดอะแฟรม ตามสมการที่ 2.9-2 ซึ่งมีค่าไม่เกินค่าจากสมการที่ 2.9-3 กระทำร่วมกับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง



รูปที่ 2.9-1 องค์อาคารเชื่อมระหว่างไดอะแฟรมและกำแพง

2.10 กำแพงโครงสร้างและการฝังยึด

2.10.1 การออกแบบสำหรับแรงกระทำนอกกระนาบ

โครงสร้างกำแพงและการฝังยึด รวมถึงกำแพงที่อยู่ภายในกรอบโครงสร้างเฟรม จะต้องออกแบบให้สามารถรับแรงกระทำตั้งฉากกับผิวกำแพง เท่ากับ $0.4S_{DS}I$ คูณกับน้ำหนักของกำแพง ซึ่งจะต้องมีค่า

อย่างน้อยร้อยละ 10 ของน้ำหนักกำแพง การเชื่อมยึดกันในระหว่างกำแพงและตัวเชื่อมกับระบบรองรับเฟรมจะต้องมีความเหนียวเพียงพอ อีกทั้งมีกำลังต้านทานการหมุนตัว หรือกำลังเพียงพอเพื่อต้านทานการหดตัว การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ และการทรุดตัวของฐานรากที่ไม่เท่าเทียมกัน เมื่อรวมผลของแรงกระทำแผ่นดินไหว

2.10.2 แรงยึดกำแพงโครงสร้างและการถ่ายแรงไปสู่ไดอะแฟรม

แรงยึดกับกำแพงสามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$F_p = 0.4S_{DS}k_aIW_p \geq 0.2k_aIW_p \quad (2.10-1)$$

และ

$$k_a = 1.0 + \frac{L_f}{100} \leq 2.0 \quad (2.10-1)$$

โดยที่ F_p คือ แรงสำหรับสมอยึด (Anchor) แต่ละตัว

S_{DS} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที หรือค่า S_a ที่ 0.2 วินาที ในกรณีของพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ ตามที่แสดงในรูปที่ 1.4-6 ถึง 1.4-9 หรือ ตาราง 1.4-4 ถึง 1.4-7

I คือ ค่าตัวประกอบความสำคัญของอาคาร

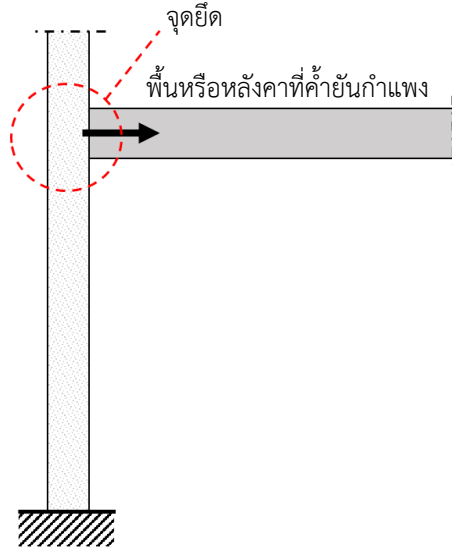
k_a คือ ค่าตัวประกอบขยายตามความอ่อนของไดอะแฟรม

L_f คือ ค่าระยะความยาว (Span) ในหน่วยเมตร สำหรับไดอะแฟรมอ่อนที่ค้ำกับกำแพง ค่าระยะความยาวนี้วัดจากระยะห่างระหว่างองค์อาคารแนวตั้งที่ยึดกับไดอะแฟรม สำหรับไดอะแฟรมแข็งค่า L_f มีค่าเท่ากับศูนย์

W_p คือ น้ำหนักที่คิดจากพื้นที่รับผิวดชอบ (Tributary Area) ของสมอยึดที่พิจารณา

ในกรณีที่สมอยึดที่พิจารณาไม่ได้อยู่ที่ระดับชั้นหลังคา ค่าที่คำนวณได้จากสมการที่ 2.10-1 สามารถนำไปคูณกับค่าตัวประกอบ $(1 + 2z/h)/3$ โดย z คือความสูงของสมอยึดที่พิจารณาวัดจากฐานอาคาร และ h คือความสูงของหลังคาวัดจากฐานอาคาร

กำแพงต้องออกแบบให้สามารถรับแรงดัดที่เกิดขึ้นเมื่อระยะระหว่างสมอยึดมีค่ามากกว่า 1.2 เมตร



รูปที่ 2.10-1 แรงยึดกำแพงโครงสร้างและการถ่ายแรงไปสู่ไดอะแฟรม (หัวข้อ 2.10.2)

2.10.3 ข้อกำหนดเพิ่มเติมสำหรับไดอะแฟรมที่ใช้ในประเภทการออกแบบ ค และ ง

2.10.3.1 การถ่ายแรงฝังยึดไปสู่ไดอะแฟรม

จะต้องจัดให้มีเหล็กเสริมหรืออุปกรณ์ในการที่จะถ่ายแรงอย่างต่อเนื่องตามแนวขอบของไดอะแฟรม หรือ คอร์ด (Chord) ของไดอะแฟรม เพื่อกระจายแรงเข้าสู่ไดอะแฟรม กลไกในการถ่ายแรงอาจใช้การถ่ายแรงโดยการยึดเกาะ การเชื่อม หรือ ใช้อุปกรณ์เชิงกล อาจมีการแบ่งไดอะแฟรมให้เป็นไดอะแฟรมย่อย ๆ โดยการเพิ่มคอร์ด (Chord) ทั้งนี้อัตราส่วนระหว่างความยาวต่อความกว้างของไดอะแฟรมย่อยจะต้องไม่เกิน 2.5:1 ระยะการฝังยึดของเหล็กเสริมหรืออุปกรณ์ต้องยาวเพียงพอที่จะสามารถถ่ายแรงไปสู่ไดอะแฟรมได้

2.10.3.2 ชั้นส่วนเหล็กของระบบการฝังยึดในกำแพง

แรงที่ใช้ในการออกแบบชั้นส่วนที่เป็นเหล็กของระบบการฝังยึดในกำแพง จะต้องเพิ่มค่าอีก 1.4 เท่า (ยกเว้นสลักเกลียวและเหล็กเส้น)

2.10.3.3 ไดอะแฟรมไม้

สำหรับไดอะแฟรมไม้ จะต้องมีการยึดอย่างต่อเนื่องระหว่างขอบไดอะแฟรม เพิ่มเติมจากการยึดของแผ่นไม้ที่ใช้ทำพื้น (Sheathing) การฝังยึดตัวไม้จะใช้ตะปูทั่วไปไม่ได้ ให้ใช้อุปกรณ์ยึดไม้ที่แน่นอน เช่น สลักเกลียว เป็นต้น

2.10.3.4 ไดอะแฟรมแผ่นพื้นโลหะ

สำหรับไดอะแฟรมแผ่นพื้นโลหะ ตัวแผ่นพื้นโลหะไม่อาจใช้ยึดเพื่อถ่ายแรงอย่างต่อเนื่องได้ในกรณีที่แนวที่ใช้ยึดตั้งฉากกับทิศทางตามยาว (Span) ของตัวแผ่นพื้น

2.10.3.5 แผ่นเหล็กฝังยึด (Embedded Strap)

การใช้แผ่นเหล็กฝังยึดระหว่างไดอะแฟรมและกำแพงคอนกรีต จะต้องสามารถยึดติดกับเหล็กเสริมหลักเพื่อการถ่ายแรงไปยังเหล็กเสริมได้

2.10.3.6 ระบบเหล็กฝังยึดซึ่งมีน้ำหนักกระทำแบบเยื้องศูนย์กลาง

ในกรณีที่ชิ้นส่วนของระบบฝังยึดกำแพงมีน้ำหนักกระทำแบบเยื้องศูนย์กลาง หรือกระทำไม่ตั้งฉากกับกำแพง จะต้องมีการออกแบบระบบฝังยึดให้สามารถต้านทานแรงกระทำต่าง ๆ ซึ่งเกิดจากการเยื้องศูนย์กลางนั้นได้

2.10.3.7 เสาดึงในกำแพง

ในกรณีที่มีการออกแบบเสาดึงในกำแพง แรงดึงยึดที่กระทำต่อเสาจะต้องคำนวณโดยพิจารณาเพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายจากแผ่นกำแพงไปยังเสาดึง อย่างไรก็ตาม แรงดึงยึดที่กระทำต่อพื้นหรือหลังคาจะต้องไม่ลดค่าลงเนื่องจากการออกแบบเสาดึง

2.11 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการโก่งตัวของโครงสร้าง

2.11.1 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับออกแบบ (Design Story Drift, Δ) ที่คำนวณได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (หัวข้อ 3.7) หรือวิธีเชิงพลศาสตร์ (หัวข้อ 4.2.2, 4.3.4, หรือ 4.4.4) จะต้องมีค่าไม่เกินค่าที่ยอมให้ (Allowable Story Drift, Δ_a) ดังแสดงในตารางที่ 2.11-1

ในกรณีที่อาคารมีการปิดตัวรอบแกนดังชัดเจนเมื่อถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำ การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Δ) นี้จะต้องรวมผลของการปิดตัวของอาคารเข้าไปด้วย

ในกรณีที่อาคารมีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ค หรือ ง และมีความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวระนาบแบบ 1ก หรือ 1ข ค่า Δ จะเป็นค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่เกิดขึ้น ณ ขอบด้านใดด้านหนึ่งของอาคาร ณ ชั้นที่พิจารณาที่มีค่ามากที่สุด

2.11.2 การโก่งตัวในระนาบของไดอะแฟรม

การโก่งตัวในระนาบของไดอะแฟรมที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับออกแบบจะต้องมีค่าไม่เกินค่าการโก่งตัวที่ยอมรับได้ (Permissible Deflection) ขององค์อาคารที่ยึดติดกับไดอะแฟรมนั้น ค่าการโก่งตัวที่ยอมรับได้นี้ คือ ค่าการโก่งตัวที่องค์อาคารนั้นยังสามารถคงความสมบูรณ์เชิงโครงสร้าง (Structural Integrity) และยังสามารถต้านทานแรงต่าง ๆ ที่กระทำต่อองค์อาคารนั้นได้ตามที่ออกแบบไว้

2.11.3 การแยกส่วนของอาคารและการเว้นระยะห่างจากอาคารข้างเคียง

ทุก ๆ ส่วนของโครงสร้างอาคารจะต้องได้รับการออกแบบและก่อสร้างให้ยึดโยงกัน และเคลื่อนตัวไปด้วยกันเมื่อถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำ เว้นแต่ต้องการออกแบบให้อาคารมีโครงสร้างแยกส่วนกัน ในกรณี

นั้นจะต้องเว้นระยะห่างระหว่างส่วนของอาคารที่แยกกัน ให้มากเพียงพอที่จะป้องกันมิให้เกิดการกระทบกัน

ระยะห่างระหว่างส่วนของอาคารที่แยกกัน จะต้องมากกว่าค่าการเคลื่อนตัวสูงสุด (δ_M) ซึ่งค่า δ_M นี้เป็นค่าที่ตำแหน่งสำคัญ ๆ ที่อาคารอาจเกิดการกระทบกันได้ การคำนวณค่า δ_M นี้ จะต้องคำนึงถึงการโยกตัวและบิดตัวของโครงสร้างที่รวมถึงผลการขยายแรงบิดโดยบังเอิญ โดยใช้สมการต่อไปนี้

$$\delta_M = \frac{C_d \delta_{\max}}{I} \quad (2.11-1)$$

โดยที่ δ_{\max} คือ ค่าการเคลื่อนตัวแบบอีลาสติกสูงสุดที่จุดที่อาจเกิดการกระทบ

ระยะห่างระหว่างอาคารที่พิจารณากับอาคารข้างเคียง จะต้องมีความมากกว่าค่า δ_{MT} ที่คำนวณได้จาก

$$\delta_{MT} = \sqrt{(\delta_{M1})^2 + (\delta_{M2})^2} \quad (2.11-2)$$

โดยที่ δ_{M1} และ δ_{M2} คือ ค่าการเคลื่อนตัวแบบอีลาสติกสูงสุดของอาคารที่พิจารณาและของอาคารข้างเคียง ณ ตำแหน่งที่อาจเกิดการกระทบกันได้

ในกรณีที่อยู่ชิดเขตที่ดินข้างเคียง อาคารจะต้องอยู่ห่างจากเขตที่ดินข้างเคียงไม่น้อยกว่าค่า δ_M หนึ่งการคำนวณค่าระยะห่างระหว่างอาคาร สามารถหาจากการคำนวณโดยใช้วิธีวิเคราะห์การตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นแทนได้

โดยให้ระยะห่างนี้จะต้องมีความมากกว่าผลรวมการเคลื่อนตัวสูงสุดของโครงสร้างแต่ละส่วนที่คำนวณด้วยวิธีในหัวข้อ 3.7

2.11.4 องค์อาคารที่พาดอยู่ระหว่างสองอาคาร

จุดต่อเพื่อรับแรงในแนวตั้งขององค์อาคารที่พาดอยู่ระหว่างสองอาคาร หรือพาดกับส่วนโครงสร้างที่แยกออกจากกัน ต้องออกแบบให้สามารถรองรับการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดที่จะเกิดขึ้น โดยคำนวณจากข้อ 1 ถึง 4 ดังนี้

- (1) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์จากสมการที่ 3.7-1 คูณด้วย $1.5R/C_d$
- (2) การเคลื่อนตัวที่เกิดจากการบิดตัวของโครงสร้าง ที่รวมค่าการขยายแรงบิดโดยบังเอิญ
- (3) การโก่งตัวของไดอะแฟรม
- (4) ผลรวมของค่าสัมบูรณ์ของการเคลื่อนตัวโดยสมมุติว่าโครงสร้างเคลื่อนที่ในทิศทางตรงกันข้าม

2.11.5 ความสอดคล้องของการเคลื่อนตัวด้านข้าง

ในกรณีที่อาคารมีประเภทการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ง ทุกองค์อาคารที่มีได้เป็นส่วนหนึ่งของระบบโครงสร้างต้านแรงแผ่นดินไหวจะต้องได้รับการออกแบบให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งร่วมกับแรงภายในองค์อาคารที่เกิดจากเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นเท่ากับ Δ

องค์อาคารของระบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีใช้ส่วนหนึ่งของระบบโครงสร้างต้านแรงแผ่นดินไหวจะต้องได้รับการออกแบบให้เป็นไปตามข้อกำหนดในหัวข้อ 18.14 ของมาตรฐาน ACI318-14

ตารางที่ 2.11-1 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (Δ_a)

ลักษณะโครงสร้าง	ประเภทความสำคัญของอาคาร		
	I หรือ II	III	IV
โครงสร้างที่ไม่ใช่ผนังอิฐก่อรับแรงเฉือนและสูงไม่เกิน 4 ชั้น ซึ่งผนังภายในฉากกันห้อง ฝ้าเพดาน และผนังภายนอกถูกออกแบบให้สามารถทนต่อการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก	$0.025 h_{sx}$	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$
โครงสร้างกำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนแบบยื่นจากรานรองรับ	$0.010 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$
โครงสร้างกำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนแบบอื่น ๆ	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$
โครงสร้างอื่น ๆ ทั้งหมด	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$

หมายเหตุ

- 1) h_{sx} คือ ความสูงระหว่างชั้นที่อยู่ใต้พื้นชั้นที่ x
- 2) อาคารชั้นเดียวที่มีผนังภายใน ฉากกันห้อง ฝ้าเพดาน และผนังภายนอกที่ถูกออกแบบให้สามารถทนต่อการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก จะมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นเท่าใดก็ได้ไม่จำกัด แต่ยังคงต้องพิจารณาการเว้นระยะห่างระหว่างโครงสร้างตามหัวข้อที่ 2.11.3
- 3) โครงสร้างกำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนแบบยื่นจากรานรองรับ หมายถึง อาคารที่ถูกออกแบบให้ใช้กำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนเป็นชิ้นส่วนโครงสร้างในแนวตั้งซึ่งยื่นขึ้นจากรานรองรับ และถูกก่อสร้างในลักษณะที่มีถ่ายโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนระหว่างกำแพงข้างเคียง (แบบ Coupling Beam) น้อยมาก

2.12 การออกแบบฐานราก

การคำนวณแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อฐานราก ใช้แรงเฉือนที่ฐานอาคารเช่นเดียวกับการออกแบบโครงสร้างส่วนบนตามที่กำหนดในหัวข้อวิธีแรงสถิตเทียบเท่าและวิธีเชิงพลศาสตร์ ทั้งนี้ จะต้องออกแบบให้ฐานรากอาคารสามารถต้านทานแรงกระทำจากผลรวมน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งและแรงแผ่นดินไหวได้ โดยการพิจารณาแรงแผ่นดินไหวทั้งสองทิศทางที่ตั้งฉากกันตามที่แสดงในหัวข้อ 2.6

2.12.1 การรวมน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งและผลของแรงแผ่นดินไหวกระทำต่อฐานราก

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งและโมเมนต์ดัดที่กระทำต่อฐานรากเนื่องจากผลของแรงแผ่นดินไหว ใช้การรวมน้ำหนักบรรทุกสำหรับการออกแบบด้วยวิธีกำลังตามที่แสดงในหัวข้อ 2.5.2

สำหรับแรงเฉือนในแนวราบที่กระทำต่อฐานรากเนื่องจากผลของแรงแผ่นดินไหว ให้คำนวณจากผลของแรงเฉือนที่ได้จากกรณีการรวมน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ซึ่งคูณด้วยค่าตัวประกอบกำลังส่วนเกินของโครงสร้าง (Overstrength Factor, Ω_o) โดยใช้การรวมน้ำหนักบรรทุกสำหรับการออกแบบด้วยวิธีกำลังตามที่แสดงในหัวข้อ 2.5.3 ยกเว้นในกรณีที่ทำการคำนวณแรงเฉือนที่รวมผลของค่าตัวประกอบกำลังส่วนเกินของโครงสร้างไปแล้ว ไม่ต้องคูณด้วยค่าตัวประกอบกำลังส่วนเกินของโครงสร้างนี้ซ้ำอีก

2.12.2 การตรวจสอบฐานราก

การออกแบบฐานรากจะต้องมีการตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุก ความสามารถต้านทานการเลื่อนไถลและโมเมนต์พลิกคว่ำซึ่งมีผลต่อเสถียรภาพของฐานราก และจะต้องออกแบบให้สามารถต้านทานแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่กระทำต่อฐานรากเนื่องจากผลของแรงแผ่นดินไหว ดังนี้

2.12.2.1 การตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากแผ่และฐานรากเสาเข็ม

กรณีการออกแบบฐานรากแผ่และฐานรากเสาเข็ม ฐานรากจะต้องสามารถรับน้ำหนักบรรทุกจากกรณีการรวมน้ำหนักบรรทุกสูงสุดเนื่องจากผลรวมน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งและแรงแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบด้วยวิธีกำลัง ซึ่งอาจเป็นแรงกดหรือแรงถอน ทั้งนี้กำลังแบกทานของดินใต้ฐานรากหรือกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม คำนวณได้จากคุณสมบัติของดินด้วยหลักการทางปฐพีกลศาสตร์

2.12.2.2 การตรวจสอบการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำของฐานราก

ฐานรากจะต้องสามารถต้านทานต่อการเลื่อนไถลเนื่องจากผลของแรงแผ่นดินไหว โดยแรงต้านทานของฐานรากคำนวณจากผลรวมของแรงเสียดทานของดินที่รองรับฐานราก แรงดันดินด้านข้าง (Passive Earth Pressure) ตลอดความหนาของฐานราก และกำลังต้านทานแรงด้านข้างของเสาเข็ม สำหรับค่าแรงเสียดทานของดินคำนวณได้จากค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของดิน แสดงในตารางที่ 2.12-1

ตารางที่ 2.12-1 สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานสำหรับฐานรากคอนกรีตบนวัสดุดินรองรับฐานราก

วัสดุดินรองรับฐานราก	สัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน
หินแน่นสะอาด	0.7
กรวดสะอาด กรวดผสมทราย ทรายหยาบ	0.55-0.60
ทรายหยาบ ดินตะกอนปนทรายหยาบ กรวดปนดินเหนียว	0.45-0.55
ทรายละเอียด ทรายละเอียดปนดินเหนียว	0.35-0.45
ดินตะกอนปนทรายละเอียด	0.30-0.35
ดินเหนียวแข็งมาก	0.40-0.50
ดินเหนียวแข็งปานกลาง ดินเหนียวปนดินตะกอน	0.30-0.35

ฐานรากจะต้องสามารถต้านทานโมเมนต์พลิกคว่ำ (Overturning Moment) จากแรงแผ่นดินไหว โดยโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำคำนวณได้จากผลรวมของโมเมนต์ต้านทานของน้ำหนักบรรทุกรวมที่กระทำลงฐานรากและโมเมนต์ต้านทานจากแรงต้านทานการถอนของเสาเข็ม

2.12.2.3 การตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาตอม่อและเสาเข็ม

เสาตอม่อของฐานรากจะต้องสามารถต้านทานแรงเฉือนในแนวราบและโมเมนต์ดัดที่กระทำต่อฐานรากจากผลของแรงแผ่นดินไหว สำหรับกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาตอม่อ คำนวณจากกำลังของคอนกรีตและเหล็กปลอกที่โอบรัดเสา ทั้งนี้ รายละเอียดเหล็กปลอกในเสาตอม่อใช้ตามข้อกำหนดเช่นเดียวกับการออกแบบเสาโครงสร้าง นอกจากนี้ เสาเข็มจะต้องมีการออกแบบให้สามารถต้านทานแรงเฉือนในแนวราบที่กระทำต่อฐานรากเนื่องจากผลของแรงแผ่นดินไหวเช่นเดียวกัน

สำหรับการออกแบบความหนาและปริมาณเหล็กเสริมของฐานราก พิจารณาจากแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่ได้จากกรณีการรวมน้ำหนักบรรทุกสูงสุดเนื่องจากผลรวมน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งและแรงแผ่นดินไหว

ในกรณีที่ใช้วิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ในการคำนวณออกแบบฐานราก ให้ใช้วิธีการรวมน้ำหนักบรรทุกและการตรวจสอบฐานรากเช่นเดียวกับวิธีการตามที่แสดงในหัวข้อ 2.12 นี้ได้ โดยใช้ค่าความปลอดภัยที่เหมาะสม

2.12.3 การยึดต่อระหว่างฐานราก

ในกรณีที่อาคารมีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว ประเภท ค หรือ ง ฐานรากจะต้องถูกยึดโยงกันด้วยคานยึด (Tie Beam) ซึ่งจะต้องออกแบบให้มีกำลังต้านทานแรงดึงหรือแรงอัดในแรงแนวแกนเท่ากับร้อยละ 10 ของผลคูณค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม S_{DS} กับผลรวมน้ำหนักบรรทุกปรับค่า ดังนี้

$$P = 0.10 S_{DS} W_u \quad (2.12-1)$$

โดยที่ P คือ แรงแนวแกนเป็นแรงอัดหรือแรงดึงในคานยึด (นิวตัน)

S_{DS} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที

W_u คือ ผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่ปรับค่าและน้ำหนักบรรทุกจรปรับค่าที่กระทำลงฐานราก (นิวตัน)

ขนาดความกว้างของหน้าตัดคานยึดต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 5 ของระยะห่างสุทธิระหว่างฐานราก แต่ไม่จำเป็นต้องมากกว่า 0.45 เมตร และมีการให้รายละเอียดเหล็กเสริมในคานยึดให้มีความเหนียวตามข้อกำหนดเช่นเดียวคานของโครงสร้างส่วนบน

นอกจากนี้ อาจเลือกการออกแบบคานคอดิน ให้สามารถทำหน้าที่แทนคานยึดได้

บทที่ 3 วิธีแรงสถิตเทียบเท่า

3.1 ทัวไป

วิธีแรงสถิตเทียบเท่ามีขอบเขตการใช้ออกแบบอาคารดังที่กำหนดไว้ในหัวข้อ 2.7 วิธีนี้เริ่มจากการคำนวณหาค่าแรงสถิตเทียบเท่าในรูปของแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Seismic Base Shear, V) จากนั้นจึงกระจายแรงไปยังชั้นต่าง ๆ ของอาคาร แรงที่เกิดขึ้นภายในองค์อาคารต่าง ๆ เนื่องจากแรงสถิตเทียบเท่าที่กระทำร่วมกับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งของอาคารจะเป็นแรงที่เหมาะสมสำหรับการนำไปใช้ออกแบบกำลังต้านทานขององค์อาคารเหล่านี้ และใช้หาค่าการเคลื่อนตัว นอกจากนี้ค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างเนื่องจากแรงสถิตเทียบเท่า เมื่อถูกนำไปปรับแก้ด้วยตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว จะเป็นค่าการเคลื่อนตัวและการโก่งตัวสูงสุดที่จะเกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ

3.2 แรงเฉือนที่ฐานอาคาร

แรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Seismic Base Shear, V) คำนวณจาก

$$V = C_s W \quad (3.2-1)$$

โดยที่ C_s คือ สัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว

W คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคาร ตามที่กำหนดในหัวข้อที่ 2.8.2

3.2.1 การคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว

สัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว (C_s) คำนวณจาก

$$C_s = S_a \left(\frac{I}{R} \right) \quad (3.2-2)$$

โดยที่ S_a คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ที่คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร (T) จากรูปที่ 1.4-1 รูปที่ 1.4-2 หรือ รูปที่ 1.4-6 ถึง 1.4-7

R คือ ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง ตามที่กำหนดในหัวข้อที่ 2.3.1

I คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร ตามที่กำหนดในหัวข้อที่ 1.5

และ C_s จะต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 0.01

3.3 การคำนวณค่าคาบการสั่นพื้นฐาน

ค่าคาบการสั่นพื้นฐาน (Fundamental Period, T) ในทิศทางแกนหลักของอาคาร สามารถคำนวณได้โดยวิธีดังต่อไปนี้

วิธี ก

คาบการสั่นพื้นฐาน (หน่วยเป็นวินาที) สามารถคำนวณจากสูตรการประมาณค่าดังนี้

$$\text{อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก} \quad T = 0.02H \quad (3.3-1)$$

$$\text{อาคารโครงสร้างเหล็ก} \quad T = 0.03H \quad (3.3-2)$$

โดยที่ H คือ ความสูงของอาคารวัดจากพื้นดิน มีหน่วยเป็นเมตร

วิธี ข

คาบการสั่นพื้นฐาน (หน่วยเป็นวินาที) สามารถคำนวณจากลักษณะการกระจายมวล (หรือน้ำหนัก) ภายในอาคาร และสติเฟนสของระบบโครงสร้างต้านแรงด้านข้างของอาคาร ด้วยวิธีการวิเคราะห์ที่เหมาะสม และค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่คำนวณได้จากวิธี ข. จะต้องไม่เกิน 1.5 เท่าของค่าที่คำนวณได้จากวิธี ก.

ค่าคาบการสั่นพื้นฐาน อาจคำนวณจากสมการดังนี้

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (w_i \delta_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (F_i \delta_i)}} \quad (3.3-3)$$

โดยที่ F_i คือ แรงสถิตเทียบเท่าที่กระทำต่อชั้นที่ i (นิวตัน)

δ_i คือ การเคลื่อนตัวในแนวราบของอาคารที่ชั้นที่ i ไม่รวมผลของการบิด ฅ ตำแหน่งศูนย์กลางมวลของชั้นที่เกิดจากแรงสถิตเทียบเท่า (เมตร)

g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงโลก (เมตร/วินาที²)

n คือ จำนวนชั้นของอาคาร

w_i คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของชั้นที่ i (นิวตัน)

3.4 การกระจายแรงเฉือนพื้นฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างต่ออาคารในชั้นต่าง ๆ

แรงสถิตเทียบเท่าที่กระทำต่ออาคาร ฅ ชั้นใด ๆ ในแนวราบ (F_x) คำนวณจาก

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.4-1)$$

และ

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.4-2)$$

โดยที่ C_{vx} คือ ตัวประกอบการกระจายในแนวดิ่ง
 w_i และ w_x คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของชั้น i และ x ตามลำดับ
 h_i และ h_x คือ ความสูงที่ระดับชั้น i และ x ตามลำดับ
 k คือ ค่าสัมประสิทธิ์ที่กำหนดรูปแบบการกระจายแรง ซึ่งมีค่าดังนี้

$$k = 1.0 \quad \text{เมื่อ} \quad T \leq 0.5 \text{ วินาที}$$

$$k = 1 + \frac{T - 0.5}{2} \quad \text{เมื่อ} \quad 0.5 < T < 2.5 \text{ วินาที}$$

$$k = 2.0 \quad \text{เมื่อ} \quad T \geq 2.5 \text{ วินาที}$$

3.5 การกระจายแรงเฉือนในแนวนอน

แรงเฉือน ณ ชั้นใด ๆ ของอาคารที่เกิดจากแรงสถิตเทียบเท่า (V_x) ให้คำนวณจาก

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3.5-1)$$

แรงเฉือน ณ ชั้นใด ๆ (V_x) จะกระจายไปยังองค์อาคารแนวดิ่งที่เป็นส่วนของโครงสร้างต้านแรงด้านข้างในชั้นที่พิจารณาตามสัดส่วนสติเฟเนสด้านข้างขององค์อาคารเหล่านั้น

ในกรณีที่ไดอะแฟรมเป็นแบบกึ่งแข็งการกระจายแรงนี้จำเป็นต้องคำนึงถึงสติเฟเนสสัมพัทธ์ระหว่างไดอะแฟรมกับองค์อาคารแนวดิ่งซึ่งทำหน้าที่ต้านแรงด้านข้างด้วย

3.5.1 แรงบิดจากลักษณะของโครงสร้าง

ในกรณีที่ไดอะแฟรมมิได้เป็นแบบไดอะแฟรมอ่อน การกระจายแรงเฉือน ณ ชั้นใด ๆ จะต้องพิจารณาถึงผลของแรงบิดจากลักษณะโครงสร้าง (Inherent Torsion Moment, M_t) ซึ่งเกิดเนื่องจากการที่จุดศูนย์กลางมวล (Center of Mass) อยู่เยื้องจากจุดศูนย์กลางของความแข็งแรง (Center of Rigidity)

ในกรณีของไดอะแฟรมอ่อน การกระจายแรงเฉือน ณ ชั้นใด ๆ ไปสู่องค์อาคารแนวดิ่งที่ต้านแรงด้านข้างจะขึ้นกับตำแหน่งและน้ำหนักบรรทุกที่องค์อาคารนั้นแบกรับอยู่

3.5.2 แรงบิดโดยบังเอิญ (Accidental torsion)

ในกรณีที่ไดอะแฟรมมิได้เป็นแบบไดอะแฟรมอ่อน การออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวจะต้องพิจารณาถึง ผลของแรงบิดจากลักษณะโครงสร้าง (M_t) ร่วมกับแรงบิดโดยบังเอิญ (Accidental Torsion, M_m) โดยที่แรงบิดโดยบังเอิญนี้สร้างขึ้นด้วยการสมมุติให้จุดศูนย์กลางมวล เยื้องออกจากตำแหน่งเดิม เป็นระยะทางร้อยละ 5 ของมิติของอาคารในทิศทางตั้งฉากกับทิศทางของแรงเฉือน

ในกรณีที่มีการออกแบบอาคารจำเป็นต้องพิจารณาผลรวมของแรงแผ่นดินไหวใน 2 ทิศทางหลักที่ตั้งฉากกัน การย้ายศูนย์กลางมวลเพื่อสร้าง M_{ia} นี้ให้ทำเพียงทิศทางเดียว แต่ต้องเป็นทิศทางที่สร้างให้เกิดแรงบิดโดยบังเอิญที่รุนแรงกว่า

3.5.3 การขยายแรงบิดโดยบังเอิญ

ในกรณีที่อาคารมีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ค หรือ ง และมีความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงโครงสร้างในแนวระนาบ แบบ 1ก หรือ 1ข จะต้องขยายค่าแรงบิดโดยบังเอิญในทุก ๆ ชั้นโดยการคูณ M_{ia} ด้วยตัวประกอบขยายแรงบิดโดยบังเอิญ (A_x) ซึ่งคำนวณได้จาก

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \quad (3.5-2)$$

โดยที่ δ_{max} คือ ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในแนวราบ ณ ชั้นที่ x ที่คำนวณโดยสมมติให้ $A_x = 1$ (เมตร)
 δ_{avg} คือ ค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนที่ในแนวราบที่ขอบของอาคารทั้ง 2 ด้าน ณ ชั้น x ที่คำนวณโดยสมมติให้ $A_x = 1$ (เมตร)

หากค่า A_x ที่คำนวณจากสมการ 3.5-2 มีค่ามากกว่า 3.0 ให้ใช้ค่า $A_x = 3.0$

ในกรณีของอาคารที่มีโครงอาคารแบบน้ำหนักเบา (เช่น โครงสร้างไม้ หรือ โครงเหล็กรีดเย็น) ไม่จำเป็นต้องเพิ่มค่าแรงบิดโดยบังเอิญ

3.6 การพลิกคว่ำ

อาคารจะต้องได้รับการออกแบบให้ทนต่อแรงสถิตเทียบเท่าได้โดยไม่เกิดการพลิกคว่ำ

3.7 การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับออกแบบ (Design Story Drift, Δ) คำนวณจาก ผลต่างระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบที่จุดศูนย์กลางมวลของชั้นบนและชั้นล่างที่พิจารณา (รูปที่ 3.7-1) โดยที่การเคลื่อนตัวในแนวราบที่ศูนย์กลางมวลของชั้นใด ๆ (δ_x) คำนวณจาก

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \quad (3.7-1)$$

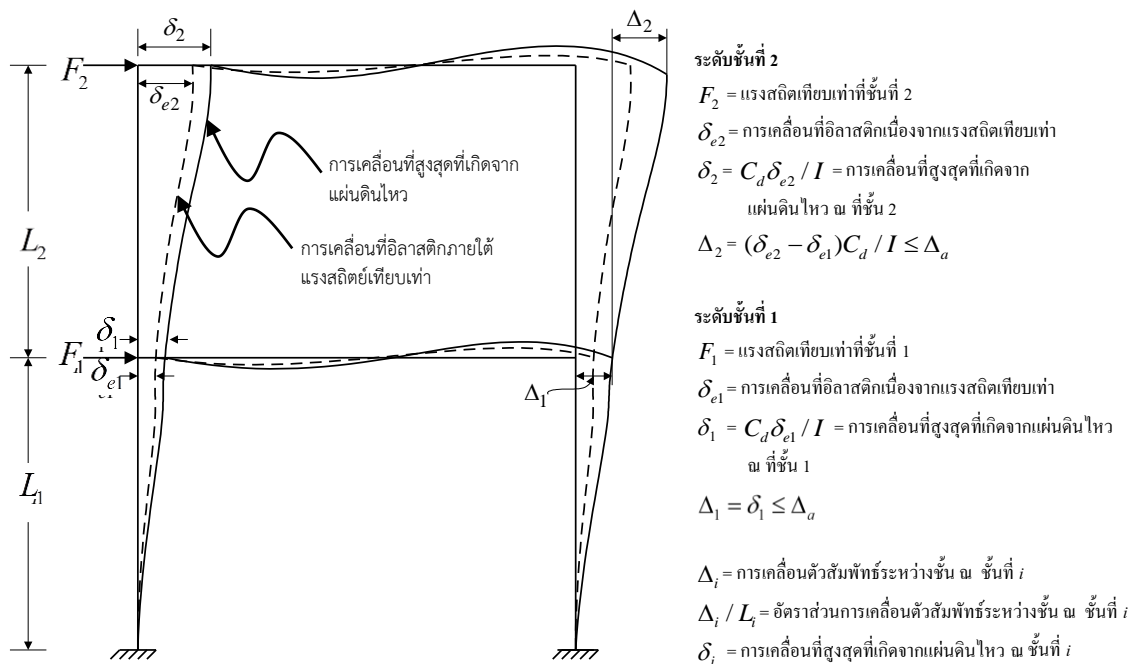
โดยที่ C_d คือ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว ตามข้อกำหนดในหัวข้อที่ 2.3

δ_{xe} คือ ค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบที่จุดศูนย์กลางมวลของชั้น x เนื่องจากแรงสถิตเทียบเท่าที่ได้จากวิธีวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับระบบอีลาสติก

I คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคารตามข้อกำหนดในหัวข้อที่ 1.5

การวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาค่า δ_{xe} จะต้องพิจารณาถึงผลของการแตกตัวขององค์อาคารคอนกรีตและอิฐก่อที่มีต่อค่าสติเฟนขององค์อาคารเหล่านั้น ตามข้อกำหนดในหัวข้อที่ 2.8.3 ค่า Δ ที่คำนวณได้จะต้องมีค่าไม่เกิน Δ_a ตามข้อกำหนดในหัวข้อที่ 2.11.1

ในกรณีที่ผู้ออกแบบคำนวณค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารโดยใช้แบบจำลองโครงสร้างด้วยวิธี χ ในหัวข้อที่ 3.3 และได้ค่ามากกว่า 1.5 เท่าของค่าที่คำนวณได้จากวิธี κ อนุญาตให้นำค่าคาบการสั่นพื้นฐานนั้นไปคำนวณหาค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารตามสมการที่ 3.2-1 และ 3.2-2 และกระจายเป็นแรงตามชั้นต่าง ๆ ตามสมการที่ 3.4-1 และ 3.4-2 แล้วนำแรงดังกล่าวไปแทนที่แรงสถิตเทียบเท่าในการคำนวณหาค่า δ_{xe} โดยใช้แบบจำลองนั้น ๆ



รูปที่ 3.7-1 การพิจารณาค่าการเคลื่อนที่ด้านข้างของชั้นอาคาร

3.8 ผลของ P-Delta

ผลของ P-Delta (ซึ่งเกิดจากการเอียงตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง) ที่มีต่อแรงเฉือนในแต่ละชั้น แรงและโมเมนต์ตัดในองค์อาคารต่าง ๆ และการเคลื่อนที่ตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้น ไม่จำเป็นต้องนำมาพิจารณาในการออกแบบอาคารหาค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (Stability Coefficient, θ) ที่คำนวณจากสมการต่อไปนี้ มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 0.1

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3.8-1)$$

- โดยที่ P_x คือ ผลรวมของน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคาร (หัวข้อที่ 2.8.2) ที่ระดับชั้น x และที่อยู่เหนือชั้น x ทั้งหมดรวมกัน
- Δ คือ ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ณ ระดับชั้น x ที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับ ออกแบบ (หัวข้อที่ 3.7)
- V_x คือ แรงเฉือนในระดับระหว่างชั้น x และชั้น $x-1$ ที่เกิดจากแรงสถิตเทียบเท่า (หัวข้อที่ 3.5)
- h_{sx} คือ ระยะความสูงระหว่างชั้น x กับ ชั้น $x-1$
- C_d คือ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว ตามข้อกำหนดในหัวข้อที่ 2.3

ค่า θ ที่คำนวณได้ไม่ว่ากรณีใด ๆ จะต้องมีค่าไม่เกิน θ_{\max} โดยที่

$$\theta_{\max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \quad (3.8-2)$$

โดยที่ β คือ อัตราส่วนของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของอาคารที่ระดับระหว่าง ชั้น x และ $x-1$ ซึ่งอาจกำหนดให้ $\beta=1$ เพื่อเพิ่มสัดส่วนความปลอดภัยให้กับ การออกแบบโครงสร้าง

หากค่า θ_{\max} มีค่ามากกว่า 0.25 ให้กำหนดค่า θ_{\max} เท่ากับ 0.25

หากค่า θ มีค่ามากกว่า 0.1 แต่น้อยกว่าหรือเท่ากับ θ_{\max} ผลของ P-Delta ที่มีต่อการเคลื่อนตัว และแรงภายในองค์อาคารต่าง ๆ จะต้องถูกนำมาพิจารณาในการออกแบบโครงสร้างอาคาร ในกรณี ดังกล่าวอนุญาตให้ประมาณการเพิ่มค่าการเคลื่อนตัวและแรงภายในองค์อาคารด้วยการคูณค่าเหล่านั้นด้วย

$$\frac{1}{(1-\theta)}$$

หากค่า θ มีค่ามากกว่า θ_{\max} โครงสร้างมีโอกาสที่จะสูญเสียเสถียรภาพได้ จึงต้องทำการ ออกแบบโครงสร้างใหม่

ในกรณีที่การวิเคราะห์โครงสร้างได้รวมผลของ P-Delta เข้าไปแล้ว เช่น การวิเคราะห์ลำดับที่สอง (Second-order Analysis) อนุญาตให้นำค่า $(1+\theta)$ ไปหารค่า θ ในสมการ 3.8-1 ก่อน แล้วจึงนำค่าที่ ได้ไปตรวจสอบกับค่า θ_{\max} ในสมการ 3.8-2

บทที่ 4

การออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์

4.1 ทัวไป

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์แบ่งได้เป็น 2 ประเภท คือ (1) วิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด ซึ่งเป็นการวิเคราะห์โครงสร้างแบบเชิงเส้น และ (2) วิธีแบบประวัติเวลา ซึ่งแบ่งย่อยได้เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างแบบเชิงเส้นและแบบไม่เชิงเส้น ในการใช้วิธีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นจะต้องทราบความแข็งแรงของชิ้นส่วนโครงสร้างก่อนที่จะเริ่มทำการวิเคราะห์ได้

ดังนั้นในการออกแบบเพื่อกำหนดความแข็งแรงของชิ้นส่วนโครงสร้าง วิศวกรผู้ออกแบบสามารถเลือกใช้วิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด (Modal Response Spectrum Analysis) ตามหัวข้อที่ 4.2 หรือ วิธีวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างเชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Linear Response History Procedure) ตามหัวข้อที่ 4.3 โดยวิธีแบบประวัติเวลาจะมีความถูกต้องสูงกว่าวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด

วิธีวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Procedure) ตามหัวข้อที่ 4.4 ใช้ในกรณีที่ต้องการตรวจสอบสมรรถนะของโครงสร้างที่มีความซับซ้อนหรือมีความสำคัญ ซึ่งเป็นวิธีวิเคราะห์ที่ให้ค่าการตอบสนองที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับวิธีอื่น ๆ

4.2 วิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด

ในการออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด (Modal Response Spectrum Analysis) วิศวกรจะต้องทำการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อคำนวณค่าคาบการสั่นและรูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวของโครงสร้าง โดยใช้แบบจำลองอาคารที่จำลองมวลและสติเฟนสของโครงสร้างอาคารอย่างถูกต้อง

สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบที่ใช้ในการวิเคราะห์วิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด จะต้องเป็นสเปกตรัมสำหรับอัตราส่วนความหน่วงสอดคล้องกับอัตราส่วนความหน่วงของอาคารที่กำลังออกแบบนั้น

4.2.1 จำนวนของโหมดที่ต้องพิจารณา

ในการวิเคราะห์จะต้องพิจารณารวมการตอบสนองจากหลายโหมด โดยจำนวนโหมดที่พิจารณาจะต้องเพียงพอที่จะทำให้ผลรวมของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมด (Effective Modal Weight, or Modal Weight Participation) มีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของน้ำหนักประสิทธิผลทั้งหมดของอาคาร สำหรับ

แต่ละทิศทางของแผ่นดินไหวในแนวราบที่ตั้งฉากกัน โดยที่น้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมดสำหรับโหมดที่ m (W_m) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 4.2-1 ในกรณีทีวเคราะห์แบบ 2 มิติ

$$W_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^n \phi_{im} w_i \right)^2}{\sum_{i=1}^n \phi_{im}^2 w_i} \quad (4.2-1)$$

โดยที่ ϕ_{im} คือ ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของระดับชั้นที่ i ของอาคารที่เกิดในโหมดที่ m ในทิศทางที่พิจารณา (ค่านี้หาได้จากกรุปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวของโครงสร้าง)
 w_i คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของชั้นที่ i ตามที่กำหนดในหัวข้อที่ 2.8.2 และ
 n คือ จำนวนชั้นทั้งหมดของอาคาร

4.2.2 การคำนวณค่าการตอบสนองแต่ละโหมด

การคำนวณค่าการตอบสนอง เช่น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story Drifts) แรงที่ถ่ายลงสู่ฐานราก (Support Reaction Forces) หรือแรงภายในขององค์อาคาร (Member Forces) สำหรับแต่ละโหมดจะต้องคำนวณโดยใช้คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของแต่ละโหมด และใช้สเปกตรัมการตอบสนองที่กำหนดในหัวข้อที่ 1.4.5 ซึ่งเป็นการตอบสนองสูงสุดของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้น

ค่าแรงภายในที่ใช้สำหรับออกแบบกำลังความแข็งแรงของชิ้นส่วนโครงสร้างยกเว้นค่าแรงเฉือนสำหรับการออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างแนวตั้งเป็นรายชิ้นส่วน ให้ใช้ค่าการตอบสนองสูงสุดของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นในแต่ละโหมดคูณด้วย $\frac{I}{R}$ โดยที่ R คือ ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor) และ I คือ ตัวประกอบความสำคัญ (Important Factor) ของอาคาร (ตารางที่ 2.3-1 และ 1.5-1 ตามลำดับ) เช่น สมการที่ 4.2-2 และ 4.2-9

ในที่นี้หากคำนวณแรงเฉือนรวมที่ฐาน (Total Base Shear) ซึ่งรวมผลจากหลายโหมดด้วยวิธีรากที่สองของผลรวมของค่ากำลังสอง (Square Root of Sum of Squares, SRSS) หรือวิธีการรวมแบบสมบูรณ์ของค่ากำลังสอง (Complete Quadratic Combination, CQC) โดยทุกโหมดถูกคูณด้วย $\frac{I}{R}$ จะได้ค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (Total Base Shear, V_t) สำหรับใช้ในการคำนวณตัวคูณปรับค่า (S_F) ในหัวข้อ 4.2.4 ยกตัวอย่างเช่น ถ้าใช้วิธีรวมผลจากหลายโหมดด้วยวิธี SRSS จะเป็นไปตามสมการที่ 4.2-2

$$V_t = \frac{I}{R} \sqrt{V_{b,1e}^2 + V_{b,2e}^2 + V_{b,3e}^2 + \dots} \quad (4.2-2)$$

โดยที่ $V_{b,ie}$ คือ แรงเฉือนรวมที่ฐานในโหมด i ของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้น (Linear Elastic)

ในกรณีที่ต้องการคำนวณค่าแรงเฉือนสำหรับการออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างแนวดิ่งเป็นรายชิ้นส่วน (Individual Vertical Member) สำหรับโหนดแรกของการสั่นไหวในแต่ละทิศทางในแนวนราบให้คูณค่าแรงเฉือนสูงสุดของชิ้นส่วนนั้นในระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นด้วย $\frac{S_F I \Omega_0}{R}$ โดยที่ Ω_0 คือ ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (ตารางที่ 2.3-1) และ S_F คือ ตัวคูณปรับค่าตามหัวข้อ 4.2.4 สำหรับโหนดอื่น ๆ ให้คูณค่าแรงเฉือนสูงสุดของชิ้นส่วนนั้นในระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นด้วย I จากนั้นรวมค่าการตอบสนองของทุกโหนดที่พิจารณาด้วยวิธีรากที่สองของผลรวมของค่ากำลังสอง (SRSS) ตามสมการที่ 4.2-3 หรือวิธีการรวมแบบสมบูรณ์ของค่ากำลังสอง (CQC) ตามหัวข้อ 4.2.3 จะได้ค่าแรงเฉือนที่ต้องต้านทานเพื่อใช้ในการออกแบบกำลังรับแรงเฉือนของชิ้นส่วนโครงสร้างแนวดิ่งนั้น

$$V = I \sqrt{\left(\frac{S_F \Omega_0 V_{1e}}{R}\right)^2 + V_{2e}^2 + V_{3e}^2 + \dots} \quad (4.2-3)$$

โดยที่ $V_{1e}, V_{2e},$ และ V_{3e} คือ แรงเฉือนในระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นในโหนดที่ 1, 2, และ 3 ตามลำดับ วิธีการคำนวณนี้เรียกว่า Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) ซึ่งเป็นการปรับวิธีการคำนวณแรงเฉือนที่ต้องต้านทานให้การออกแบบมีความปลอดภัยโดยพิจารณาแรงเฉือนเนื่องจากโหนดสูงเป็นแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น

ในการออกแบบแรงเฉือนในเสาที่ต้องใช้ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน ค่าจากสมการที่ 4.2-3 ถือว่าได้คูณตัวประกอบกำลังส่วนเกินแล้วจึงไม่ต้องคูณตัวประกอบกำลังส่วนเกินซ้ำอีก หรือ ในหัวข้อ 5.2.7.2.2 ที่กำหนดให้คูณค่าแรงเฉือนเป็นสองเท่า ค่าจากสมการที่ 4.2-3 ไม่ต้องคูณสองอีก หรือ ในหัวข้อ 5.2.11.3 สำหรับกำแพงคอนกรีตที่มีความเหนียวพิเศษและคานยึดควบ ค่าจากสมการที่ 4.2-3 ให้ถือว่าเป็นแรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบ (V_e) โดยไม่ต้องคำนวณแรงเฉือนตามสมการที่ 5.2-18g อีก

ในการคำนวณแรงภายในอื่นนอกเหนือจากแรงเฉือนสำหรับการออกแบบชิ้นส่วน เช่น โมเมนต์ดัด ให้ใช้ค่า $\frac{I}{R}$ คูณผลตอบสนองแบบยึดหยุ่นเชิงเส้นของทุกโหนดได้ ดังสมการที่ 4.2-9

การเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ประมาณว่าจะเกิดขึ้นจริง ซึ่งพิจารณาผลของการตอบสนองแบบอินอีลาสติก คำนวณได้จากการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงที่ใช้ออกแบบกำลังความแข็งแรงของชิ้นส่วนโครงสร้าง (ค่าการเคลื่อนตัวที่คูณด้วย $\frac{I}{R}$ แล้ว) คูณด้วยค่า $\frac{C_d}{I}$ ซึ่งเทียบเท่ากับค่าการเคลื่อนตัวของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นคูณด้วย $\frac{C_d}{R}$ ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ประมาณว่าจะเกิดขึ้นจริงเป็นค่าที่ใช้ในการตรวจสอบตามหัวข้อ 2.11.1

$$\delta = \frac{C_d}{R} \sqrt{\delta_{1e}^2 + \delta_{2e}^2 + \delta_{3e}^2 + \dots} \quad (4.2-4)$$

$$\Delta = \frac{C_d}{R} \sqrt{\Delta_{1e}^2 + \Delta_{2e}^2 + \Delta_{3e}^2 + \dots} \quad (4.2-5)$$

โดยที่ $\delta_{1e}, \delta_{2e},$ และ δ_{3e} คือ การเคลื่อนตัวในระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นในโหมดที่ 1, 2, และ 3 ตามลำดับ และ $\Delta_{1e}, \Delta_{2e},$ และ Δ_{3e} คือ การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นในโหมดที่ 1, 2, และ 3 ตามลำดับ

4.2.3 การรวมค่าการตอบสนองจากหลายโหมด

ค่าการตอบสนองสูงสุดของโครงสร้างหาได้จากการรวมค่าการตอบสนองจากหลายโหมดที่คำนวณตามหัวข้อ 4.2.2 เข้าด้วยกันโดยใช้วิธีรวมการตอบสนองที่เหมาะสม เช่น วิธีรากที่สองของผลรวมของค่ากำลังสอง (Square Root of Sum of Squares, SRSS) ดังสมการที่ 4.2-6

$$r_o = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2} \quad (4.2-6)$$

โดยที่ r_o คือ ค่าการตอบสนองรวม, r_{no} คือ ค่าการตอบสนองสูงสุดของโหมดที่ n , และ N คือ จำนวนโหมดที่พิจารณา

หรือวิธีการรวมแบบสมบูรณ์ของค่ากำลังสอง (Complete Quadratic Combination, CQC) ดังสมการที่ 4.2-7

$$r_o = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no}} \quad (4.2-7)$$

โดยที่ r_o คือ ค่าการตอบสนองรวม, r_{io} และ r_{no} คือ ค่าการตอบสนองสูงสุดของโหมดที่ i และ n ตามลำดับ, N คือ จำนวนโหมดที่พิจารณา และ ρ_{in} คือ สัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (Correlation Coefficient) ซึ่งมีค่าดังสมการที่ 4.2-8

$$\rho_{in} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_n} (\beta_{in} \zeta_i + \zeta_n) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_n \beta_{in} (1 + \beta_{in}^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_n^2) \beta_{in}^2} \quad (4.2-8)$$

โดยที่ ζ_i และ ζ_n คืออัตราส่วนความหน่วงของโหมดที่ i และ n ตามลำดับ และ β_{in} คืออัตราส่วนระหว่างค่าคาบการสั่นไหว ($\beta_{in} = T_n/T_i$)

โดยทั่วไปสามารถใช้วิธี SRSS ยกเว้นเมื่อโครงสร้างมีคาบการสั่นของสองโหมดมีค่าใกล้เคียงกัน (อัตราส่วนระหว่างค่าคาบการสั่นไหวของสองโหมด β_{in} ที่ $i \neq n$ มีค่าระหว่าง 0.67 ถึง 1.5) ต้องใช้วิธี CQC เช่น ในกรณีที่คาบการสั่นของโหมดการโยกตัวมีค่าใกล้เคียงกับคาบการสั่นของโหมดการบิดตัวของอาคาร ซึ่งทำให้มีการปฏิสัมพันธ์ระหว่างการตอบสนองของทั้งสองโหมดอย่างมีนัยสำคัญ

ในการใช้วิธี CQC คำนวณแรงเฉือนสำหรับออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างแนวดิ่งตามสมการที่ 4.2-7 ให้ใช้ค่าแรงเฉือนในโหมดที่ 1 ด้วย $r_{1o} = \frac{S_F \Omega_0 IV_{1e}}{R}$ และค่าแรงเฉือนในโหมดอื่นที่สูงกว่าโหมดที่ 1 ด้วย $r_{io} = IV_{ie}$ เมื่อ $i = 2, 3, \dots$ ซึ่งแรงเฉือนในโหมดสูงจะใช้ค่าแบบยึดหยุ่นเชิงเส้นตามวิธี Modified RSA

4.2.4 การปรับค่าการตอบสนองเพื่อใช้ในการออกแบบ

แรงภายในที่ใช้ในการออกแบบจากวิธีเชิงพลศาสตร์ไม่ควรต่ำกว่าแรงภายในที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่ามากเกินไป ดังนั้นจึงให้คำนวณแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear, V) ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Lateral Force Procedure) ตามวิธีในบทที่ 3 โดยคำนวณแรงสำหรับแต่ละทิศทางที่ตั้งฉากกันในแนวราบ และใช้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง (Fundamental Period, T) ที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ในแต่ละทิศทาง

หากค่าคาบการสั่นที่คำนวณได้จากวิธีเชิงพลศาสตร์มีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของค่าคาบการสั่นที่คำนวณได้จากสมการที่ 3.3-1 หรือ 3.3-2 ให้กำหนดค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างเท่ากับ 1.5 เท่าของค่าคาบการสั่น ที่คำนวณได้จากสมการที่ 3.3-1 หรือ 3.3-2 ในทิศทางนั้น ๆ ข้อกำหนดนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดค่าแรงเฉือนที่ต่ำเกินไปเพราะโดยทั่วไปค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง ที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์มักจะมีค่ามากกว่าคาบการสั่นพื้นฐานที่คำนวณได้จากสมการที่ 3.3-1 หรือ 3.3-2 เนื่องจากแบบจำลองคณิตศาสตร์อาจจะไม่ได้พิจารณาสติฟเนสจากส่วนประกอบย่อยของอาคารครบทุกชิ้นส่วน

หากค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (Modal Base Shear, V_i) ซึ่งคำนวณจากการรวมการตอบสนองของโหมดต่าง ๆ ตามสมการที่ 4.2-2 มีค่าน้อยกว่า 85% ของค่าแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear, V) ที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่าข้างต้น ให้ปรับค่าแรงภายในที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์โดยคูณด้วยตัวประกอบปรับค่า (Scaling Factor) $S_F = 0.85 \frac{V}{V_i}$ ทั้งนี้ไม่ต้องคูณปรับค่าการเปลี่ยนตำแหน่งของพื้น (Floor Displacements) และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story Drifts) ที่ได้จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ ยกตัวอย่างการคำนวณโมเมนต์ดัดซึ่งมีการคูณปรับค่าด้วย S_F ดังสมการที่ 4.2-9

$$M = \frac{S_F I}{R} \sqrt{M_{1e}^2 + M_{2e}^2 + M_{3e}^2 + \dots} \quad (4.2-9)$$

โดยที่ $M_{1e}, M_{2e},$ และ M_{3e} คือ โมเมนต์ดัดในระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นในโหมดที่ 1, 2, และ 3 ตามลำดับ

4.2.5 การกระจายแรงเฉือนในแนวราบ

การกระจายแรงเฉือนในแนวราบให้เป็นไปตามหัวข้อที่ 3.5 โดยไม่ต้องคูณขยายโมเมนต์บิดโดยบังเอิญ (หัวข้อที่ 3.5.3) หากได้พิจารณาผลกระทบจากโมเมนต์บิดโดยบังเอิญ (หัวข้อที่ 3.5.2) รวมอยู่ในการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์แล้ว

การพิจารณาโมเมนต์บิดโดยบังเอิญในการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ให้ทำโดยขยับจุดศูนย์กลางมวลให้เคลื่อนไปจากเดิมเป็นระยะ 0.05 เท่าของความยาวอาคารด้านที่ตั้งฉากกับทิศทางแผ่นดินไหวที่กำลังพิจารณา โดยแยกพิจารณาแต่ละกรณีของการขยับไปทั้งสองทิศทางไปและกลับ ตามแนวแกนหลักของโครงสร้างทั้งสองแกนที่ตั้งฉากกันในแนวราบ รวม 4 กรณี แล้วใช้ค่าที่วิกฤตที่สุดจากทุกกรณีในการออกแบบ

ในกรณีที่โปรแกรมช่วยคำนวณคำนึงถึงผลของแรงบิดโดยบังเอิญด้วยการใช้ผลของแรงและโมเมนต์บิดแบบสถิตเพิ่มเติมเข้าไปในผลการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์โดยมิได้ทำการขยับตำแหน่งจุดศูนย์กลางมวลของแบบจำลองโครงสร้างก่อนทำการคำนวณโหมดการสั่นไหวและวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ วิศวกรยังคงจำเป็นต้องคูณขยายค่าโมเมนต์บิดโดยบังเอิญตามหัวข้อที่ 3.5.3

4.2.6 ผลของ P-Delta

การพิจารณาผลของ P-Delta ให้เป็นไปตามหัวข้อ 3.8 ซึ่งคำนวณค่า θ ตามสมการที่ 3.8-1 โดยใช้ค่าแรงเฉือนและค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่สอดคล้องกันซึ่งได้จากการคำนวณภายใต้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าตามหัวข้อ 3.7

หากการวิเคราะห์ได้คำนึงถึงผลของ P-Delta แล้ว เช่น การพิจารณาความไม่เชิงเส้นแบบเรขาคณิต (Geometric Nonlinearity) หรือ การวิเคราะห์อันดับสอง (Second-order Analysis) ไม่ต้องคูณขยายค่าผลตอบสนองด้วยอัตราส่วน $\frac{1}{(1-\theta)}$ แต่ยังคงต้องตรวจสอบว่า θ จะต้องมีค่าไม่เกิน θ_{max}

4.2.7 การตรวจสอบความเครียดรวมเนื่องจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดในกำแพงรับแรงเฉือน

ในการออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของกำแพงรับแรงเฉือน โดยใช้ค่าโมเมนต์ดัดที่ต้องต้านทานตามสมการที่ 4.2-9 มีสมมติฐานว่าชิ้นส่วนโครงสร้างมีความเหนียวจึงยอมให้มีกำลังต้านทานต่ำกว่าแรงที่เกิดขึ้นแบบอีลาสติก ในการออกแบบจึงต้องตรวจสอบความเครียดที่อาจจะเกิดขึ้นจริง หากตำแหน่งใดมีความเครียดเกินขีดจำกัดของการครากดึงของเหล็กเสริมหรือใกล้จะเกิดการประลัยแบบอัดของคอนกรีต กล่าวคือความเครียดมีค่าเกิน 0.002 จะต้องมีการเสริมเหล็กปลอกพิเศษให้ชิ้นส่วนมีความเหนียวในบริเวณนั้น ตามข้อกำหนดการให้รายละเอียดความเหนียวในบทที่ 5 ซึ่งการครากอาจเกิดขึ้นที่ตำแหน่งอื่นตามความสูงของกำแพงรับแรงเฉือนนอกเหนือจากบริเวณฐาน จึงต้องตรวจสอบการครากโดยการตรวจสอบความเครียดที่จะเกิดขึ้น ซึ่งอาจใช้วิธีแบบประมาณ ดังนี้

ความเครียดดึง
$$\varepsilon_t = \frac{P}{E_c A_g} + \frac{M}{E_c I_{eff}} \left(c + \frac{1}{3} c_{long} \right) \quad (4.2-10)$$

ความเครียดอัด
$$\varepsilon_c = \frac{P}{E_c A_g} - \frac{M}{E_c I_{eff}} \left(c - \frac{1}{3} c_{long} \right) \quad (4.2-11)$$

- โดยที่ $\varepsilon_c, \varepsilon_t$ คือ ค่าความเครียดอัดและความเครียดดึงของกำแพงตามลำดับ,
- M, P คือ ค่าโมเมนต์ดัดและแรงอัดตามแนวแกนของกำแพงตามลำดับ ซึ่งคำนวณได้จากการวิเคราะห์ RSA แบบยึดหยุ่นเชิงเส้น (ไม่มีการคูณหรือหารด้วยตัวประกอบต่าง ๆ เช่น S_F, Ω_0, I, R) และรวมผลของแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งที่ปรับค่าแล้ว (Factored Gravity Load) แรงตามแนวแกนแบบอัดให้มีค่าเป็นลบ
- c คือ ระยะจากแกนสะเทินแบบอิลาสติกถึงตำแหน่งที่ต้องการคำนวณความเครียด
- c_{long} คือ ระยะจากแกนสะเทินแบบอิลาสติกถึงขอบของหน้าตัดชิ้นส่วนด้านที่ไกลกว่า
- A_g คือ พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของกำแพง
- E_c คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต และ
- I_{eff} คือ ค่าโมเมนต์ของความเฉื่อยประสิทธิผลที่ปรับลดค่าเนื่องจากการแตกร้าวของหน้าตัดคอนกรีต (Effective Moment of Inertia of Cross-Sectional Area) ซึ่งมีค่าตามตารางที่ 6.6.3.1.1(b) ในมาตรฐาน ACI 318-14

4.3 วิธีวิเคราะห์การตอบสนองเชิงเส้นแบบประวัติเวลา

เมื่อใช้วิธีวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างเชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Linear Response History Procedure) ในการออกแบบโครงสร้าง ให้ปฏิบัติตามข้อกำหนดดังต่อไปนี้

4.3.1 ข้อกำหนดสำหรับการวิเคราะห์

การวิเคราะห์โครงสร้างเชิงเส้นแบบประวัติเวลาเป็นการวิเคราะห์หากการตอบสนองที่ทุกขณะเวลาที่เกิดการสั่นไหวของโครงสร้างที่ถูกกระตุ้นด้วยความเร่งของพื้นดินที่ฐานอาคาร โดยการคำนวณปริพันธ์เชิงตัวเลข (Numerical Integration) ในการวิเคราะห์จะต้องมีการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์แบบเชิงเส้นของโครงสร้าง และต้องมีข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินที่ใช้กระทำที่ฐานอาคาร โดยข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินจะต้องสอดคล้องกับสเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบ ซึ่งขึ้นอยู่กับตำแหน่งที่ตั้งของอาคาร รายละเอียดของการวิเคราะห์จะต้องสอดคล้องกับข้อกำหนดในหัวข้อ 4.3 นี้

4.3.2 แบบจำลองของโครงสร้าง

แบบจำลองทางคณิตศาสตร์จะต้องเป็นไปตามข้อกำหนดในหัวข้อ 2.8

4.3.3 การสั่นไหวของพื้นดิน

การวิเคราะห์จะต้องใช้ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (Ground Acceleration Time Histories) ที่เหมาะสมกระทำที่ฐานอาคารไม่น้อยกว่า 3 ชุด และวิเคราะห์หาการตอบสนองของอาคารต่อแผ่นดินไหวแต่ละชุด โดยการสั่นไหวของพื้นดินที่ใช้จะต้องสอดคล้องกับข้อกำหนดต่อไปนี้

4.3.3.1 การวิเคราะห์แบบ 2 มิติ

ในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ ให้ใช้การสั่นไหวของพื้นดินแต่ละชุดเป็นประวัติเวลาของความเร่งในแนวราบซึ่งเลือกจากข้อมูลที่บันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริง (Actual Recorded Ground Motion) โดยเป็นเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาด กลไกของแหล่งกำเนิด ระยะห่างจากแหล่งกำเนิด และระดับความรุนแรงของการสั่นไหว สอดคล้องกับแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาในการออกแบบ (Maximum Considered Earthquake, MCE)

หากมีจำนวนชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินที่บันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริงไม่เพียงพอ อนุญาตให้ใช้การสั่นไหวของพื้นดินที่สร้างขึ้นจากสถานการณ์จำลอง (Simulated Ground Motion) มาทดแทนจำนวนการสั่นไหวของพื้นดินที่ไม่เพียงพอ

การสั่นไหวของพื้นดินจะต้องถูกคูณปรับค่าด้วยค่าคงที่ โดยต้องทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัมการตอบสนองมีค่าไม่ต่ำกว่าสเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบ ที่มีอัตราส่วนความหน่วงเดียวกันและสอดคล้องกับอัตราส่วนความหน่วงของอาคารที่กำลังออกแบบตลอดช่วงคาบการสั่นระหว่าง $0.2T$ ถึง $1.5T$ โดยที่ T คือ คาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างในทิศทางที่ทำการวิเคราะห์

4.3.3.2 การวิเคราะห์แบบ 3 มิติ

ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ การสั่นไหวของพื้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์แต่ละชุดจะต้องประกอบด้วยคู่ของความเร่งของพื้นดินในแนวราบสองทิศทางที่ตั้งฉากกัน ซึ่งบันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเดียวกันที่สถานีเดียวกัน โดยจะต้องเลือกการสั่นไหวของพื้นดินจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาด กลไกของแหล่งกำเนิด ระยะห่างจากแหล่งกำเนิด และระดับความรุนแรงของการสั่นไหว สอดคล้องกับแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาในการออกแบบ

หากมีจำนวนชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินที่บันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริงไม่เพียงพอ อนุญาตให้ใช้การสั่นไหวของพื้นดินที่สร้างขึ้นจากสถานการณ์จำลอง (Simulated Ground Motion) มาทดแทนจำนวนข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินที่ไม่เพียงพอ

สำหรับแต่ละชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินซึ่งประกอบด้วยความเร่งของพื้นดินในแนวราบสองทิศทาง จำเป็นต้องมีการพิจารณาตัวคูณปรับค่าความเร่งของพื้นดินในแต่ละทิศทาง ดังนี้

1. ให้คำนวณสเปกตรัมรวมของความเร่งของพื้นดินในแนวราบสองทิศทาง สำหรับแต่ละชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดิน ด้วยวิธี SRSS ซึ่งเป็นค่ารากที่สองของผลรวมของค่ายกกำลังสอง

(Square Root of Sum of Squares) ของสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับสองทิศทางนั้นที่ทุกคาบการสั่น สำหรับอัตราส่วนความหน่วงของอาคารที่กำลังออกแบบ

2. คำนวณค่าเฉลี่ยของสเปกตรัมรวม ที่ได้จากข้อ 1
3. ความเร่งของพื้นดินทั้งสองทิศทางในแต่ละชุดต้องถูกคูณปรับค่าด้วยค่าคงที่เดียวกัน โดยการคูณปรับค่าจะต้องทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัมรวมที่ได้จากข้อ 2 มีค่าไม่น้อยกว่า 1.17 เท่าของสเปกตรัมสำหรับออกแบบ (หัวข้อที่ 1.4.5) ที่ทุกคาบการสั่นระหว่าง $0.2T$ ถึง $1.5T$ โดยที่ T คือ ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างในทิศทางที่ทำการวิเคราะห์

4.3.3.3 การสั่นไหวของพื้นดินทางเลือกใหม่ (Alternative Ground Motion)

นอกจากการใช้ชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินตามหัวข้อ 4.3.3.1 และ 4.3.3.2 อนุญาตให้ใช้ชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินตามแนวทางเลือกใหม่อีกสองแบบ โดยเลือกแบบใดก็ได้ คือ

1) การสั่นไหวของพื้นดินที่ถูกปรับแต่งให้มีรูปร่างสเปกตรัมการตอบสนองใกล้เคียงกับสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบ (หัวข้อ 1.4.5) ในช่วงคาบการสั่นระหว่าง $0.2T$ ถึง $1.5T$ โดยที่ T คือ ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างในทิศทางที่ทำการวิเคราะห์ ชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินในกรณีนี้เรียกว่า Uniform Hazard Spectral (UHS) Matching Ground Motions หากใช้ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติให้ใช้อย่างน้อย 3 ชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินโดยแต่ละชุดประกอบด้วยคู่ของความเร่งของพื้นดินในแนวราบสองทิศทางที่ตั้งฉากกัน ซึ่งบันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเดียวกันที่สถานีเดียวกัน

ทั้งนี้การสั่นไหวของพื้นดินแต่ละชุดก่อนนำมาทำการปรับแต่งเป็นประวัติเวลาของความเร่งในแนวราบที่ถูกคัดเลือกมาจากข้อมูลที่บันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริง (Actual Recorded Ground Motion) โดยเป็นเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาด กลไกของแหล่งกำเนิด ระยะห่างจากแหล่งกำเนิด และระดับความรุนแรงของการสั่นไหว สอดคล้องกับแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาในการออกแบบ (Maximum Considered Earthquake, MCE)

2) การสั่นไหวของพื้นดินที่ถูกคัดเลือกมาจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาด กลไกของแหล่งกำเนิด ระยะห่างจากแหล่งกำเนิด และระดับความรุนแรงของการสั่นไหว สอดคล้องกับแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาในการออกแบบ (Maximum Considered Earthquake, MCE) หลายลักษณะ เนื่องจากลักษณะเหตุการณ์ที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างคาบยาว (โหมดพื้นฐาน) และคาบสั้น (โหมดสูง ๆ) อาจมาจากเหตุการณ์ที่มีลักษณะแตกต่างกัน เช่น แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะไกลจะมีผลกระทบต่อโครงสร้างคาบยาว ในขณะที่แผ่นดินไหวขนาดเล็กระยะใกล้จะมีผลกระทบต่อโครงสร้างคาบสั้น ชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินที่เหมาะสมแก่การวิเคราะห์โครงสร้างที่มีคาบแตกต่างกัน เรียกว่า Conditional Mean Spectrum (CMS) Ground Motions ซึ่งคาบของโครงสร้างที่กำลังพิจารณา เรียกว่า Conditioned Period ซึ่งในกรณี

นี้สามารถใช้ข้อมูลจากฐานข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินเพื่อการออกแบบอาคารของกรมโยธาธิการและผังเมือง

ในการใช้ชุดข้อมูลการสั่นไหว CMS ให้พิจารณาใช้ข้อมูลอย่างน้อย 3 กลุ่ม ซึ่งสองกลุ่มแรกสอดคล้องกับคาบ Conditioned Period ที่ 0.2 และ 3 วินาที กลุ่มที่เหลือสอดคล้องกับคาบ Conditioned Period ที่คาดว่าจะทำให้โครงสร้างมีการตอบสนองที่วิกฤตที่สุด ในแต่ละกลุ่มให้ประกอบด้วยข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดิน 3 ชุดเป็นอย่างน้อย ซึ่งแต่ละชุดประกอบด้วยคู่ของความเร่งของพื้นดินในแนวราบสองทิศทางที่ตั้งฉากกัน ซึ่งบันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเดียวกันที่สถานีเดียวกัน แต่ละข้อมูลการสั่นไหวถูกคูณปรับค่าให้ค่าสเปกตรัมการตอบสนองที่คาบที่กำลังพิจารณา (Conditioned Period) มีค่าเท่ากับสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบ (หัวข้อ 1.4.5) ที่คาบ Conditioned Period นั้น ๆ

ในการนำค่าการตอบสนองไปใช้ในการออกแบบหรือตรวจสอบเทียบกับเกณฑ์ที่ยอมให้ ให้พิจารณาผลที่เกิดจากการใช้ชุดข้อมูลการสั่นไหว CMS ที่สอดคล้องกับ Conditioned Period หลาย ๆ ค่า เพื่อให้ครอบคลุมลักษณะเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลายแบบที่จะมีผลกระทบต่อโหมดพื้นฐานและโหมดอื่น ๆ ที่สูงขึ้น และให้นำค่าการตอบสนองสูงสุดจากการใช้ชุดข้อมูลการสั่นไหว CMS ที่ Conditioned Period ต่าง ๆ ไปพิจารณา

4.3.4 ค่าการตอบสนอง

ค่าแรงภายในที่ใช้สำหรับออกแบบกำลังความแข็งแรงของชิ้นส่วนโครงสร้างยกเว้นแรงเฉือนในชิ้นส่วนโครงสร้างแนวดิ่ง เช่น เสาหรือกำแพง ให้ใช้ค่าการตอบสนองสูงสุดของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นคูณด้วย $\frac{I}{R}$ โดยที่ R คือ ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง และ I คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร (ตารางที่ 2.3-1 และ 1.5-1 ตามลำดับ)

ในกรณีที่ต้องการคำนวณค่าแรงเฉือนสำหรับการออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างแนวดิ่งเป็นรายชิ้นส่วน (individual member) สำหรับโหมดแรกของการสั่นไหวในแต่ละทิศทางในแนวราบให้คูณค่าแรงเฉือนในชิ้นส่วนนั้นในระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นด้วย $\frac{S_F I \Omega_0}{R}$ โดยที่ Ω_0 คือ ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (ตารางที่ 2.3-1) และ S_F คือ ตัวคูณปรับค่าตามหัวข้อ 4.3.4 ข้างล่างนี้ สำหรับโหมดอื่น ๆ ให้คูณค่าแรงเฉือนสูงสุดของชิ้นส่วนนั้นในระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นด้วย I จากนั้นรวมค่าการตอบสนองของทุกโหมดที่พิจารณาด้วยวิธีแบบประวัตินเวลา จะได้ค่าแรงเฉือนที่ต้องต้านทานเพื่อใช้ในการออกแบบกำลังรับแรงเฉือนขององค์อาคารแนวดิ่งนั้น

$$V(t) = I \left[\frac{S_F \Omega_0 V_{1e}(t)}{R} + V_{2e}(t) + V_{3e}(t) + \dots \right] \quad (4.3-1)$$

ในการออกแบบแรงเฉือนในเสาที่ต้องใช้ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน ค่าจากสมการที่ 4.3-1 ถือว่าได้ คุณตัวประกอบกำลังส่วนเกินแล้วจึงไม่ต้องคูณตัวประกอบกำลังส่วนเกินซ้ำอีก หรือ ในหัวข้อ 5.2.7.2.2 ที่กำหนดให้คุณค่าแรงเฉือนเป็นสองเท่า ค่าจากสมการที่ 4.3-1 ไม่ต้องคูณสองอีก

ในการรวมผลของแรงเพื่อการออกแบบที่มีการพิจารณาผลของกำลังส่วนเกิน (Overstrength Factor ในหัวข้อ 2.5) ไม่ต้องใช้ค่า $\Omega_0 Q_E$ มากกว่าแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้างสูงสุดที่ได้จากการวิเคราะห์ระบบยึดหยุ่นเชิงเส้น (ก่อนคูณด้วย $\frac{I}{R}$)

การเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ใช้ในการตรวจสอบตามเกณฑ์ในหัวข้อ 2.11.1 ให้ใช้ค่าการเคลื่อนตัวของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นที่วิเคราะห์ได้จากวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างเชิงเส้นแบบประวัติเวลา (LRHA) คูณด้วย $\frac{C_d}{R}$

ถ้าทำการวิเคราะห์โดยใช้การสั่นไหวของพื้นดินไม่น้อยกว่า 7 ชุด อนุญาตให้ใช้ค่าเฉลี่ยของแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง Q_{Ei} เนื่องจากการสั่นไหวของพื้นดินทุกชุด ในการออกแบบตามการรวมผลของแรงในหัวข้อ 2.5 และอนุญาตให้ใช้ค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_i เนื่องจากการสั่นไหวของพื้นดินทุกชุด ในการตรวจสอบตามหัวข้อ 2.11.1 หากใช้การสั่นไหวของพื้นดินตามหัวข้อ 4.3.3.3(2) ซึ่งกำหนดให้ใช้ข้อมูลการสั่นไหวอย่างน้อย 3 กลุ่มของชุดข้อมูล ให้ทำการคำนวณค่าเฉลี่ยของผลตอบสนองในแต่ละกลุ่ม CMS ก่อน แล้วจึงนำค่าเฉลี่ยของกลุ่มที่ให้ค่าเฉลี่ยสูงสุดไปใช้ในการออกแบบหรือตรวจสอบ

ถ้าทำการวิเคราะห์โดยใช้การสั่นไหวของพื้นดินน้อยกว่า 7 ชุด ต้องใช้ค่าสูงสุดของแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง Q_{Ei} เนื่องจากการสั่นไหวของพื้นดินชุดต่าง ๆ ในการออกแบบตามการรวมผลของแรงในหัวข้อ 2.5 และให้ใช้ค่าสูงสุดของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_i เนื่องจากการสั่นไหวของพื้นดินชุดต่าง ๆ ในการตรวจสอบตามหัวข้อ 2.11.1

4.3.5 การปรับค่าการตอบสนองเพื่อใช้ในการออกแบบ

สำหรับการตอบสนองต่อการสั่นไหวของพื้นดินชุดที่ i ค่าแรงเฉือนรวมที่ฐานสูงสุด (Total Base Shear, V_i) จากวิธีวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างเชิงเส้นแบบประวัติเวลา คูณด้วย $\frac{I}{R}$ ทุกโหมด แล้วจะต้องไม่น้อยกว่าค่าขั้นต่ำที่สุดที่กำหนดไว้ในการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า $V_{\min} = 0.01W$ โดยที่ W คือน้ำหนักประสิทธิผลของอาคาร ถ้าแรงเฉือนที่ฐาน V_i มีค่าน้อยกว่าแรงเฉือนขั้นต่ำ V_{\min} จะต้องคูณปรับค่าแรงเฉือนที่ฐาน V_i และแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง Q_{Ei} ด้วยค่า $S_F = \frac{V_{\min}}{V_i}$

4.3.6 ผลของ P-Delta

ให้ทำตามหัวข้อ 4.2.6

4.3.7 การตรวจสอบความเครียดรวมเนื่องจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดในกำแพงรับแรงเฉือน ให้ทำตามหัวข้อ 4.2.7

4.4 วิธีวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา

เมื่อใช้วิธีวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Procedure) ให้ปฏิบัติตามข้อกำหนดดังต่อไปนี้

4.4.1 ข้อกำหนดสำหรับการวิเคราะห์

การวิเคราะห์โครงสร้างไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลาเป็นการวิเคราะห์หาการตอบสนองที่ทุกขณะเวลาที่เกิดการสั่นไหวของโครงสร้างที่ถูกกระตุ้นด้วยความเร่งของพื้นดินที่ฐานอาคาร การวิเคราะห์ใช้วิธีการคำนวณปริพันธ์เชิงตัวเลข (Numerical Integration) โดยมีการจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นแบบวิถัจกรของวัสดุในโครงสร้างที่เกิดความเสียหายเกินจุดคราก ในการวิเคราะห์จะต้องมีข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินที่ใช้กระทำที่ฐานอาคาร โดยข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินจะต้องสอดคล้องกับสเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบ ซึ่งขึ้นอยู่กับตำแหน่งที่ตั้งของอาคาร รายละเอียดของการวิเคราะห์จะต้องสอดคล้องกับข้อกำหนดในหัวข้อ 4.4 นี้

4.4.2 แบบจำลองของโครงสร้าง

แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างจะต้องมีการกระจายมวลที่ตำแหน่งต่าง ๆ ตามที่เป็นจริงตลอดทั้งโครงสร้าง

แบบจำลองจะต้องสามารถจำลองพฤติกรรมแบบวิถัจกรขององค์อาคารได้สอดคล้องกับข้อมูลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ มีการพิจารณาบริเวณที่จะเกิดการครากของวัสดุที่สำคัญ พิจารณาการเสื่อมถอยของสติเฟเนสและกำลังความแข็งแรง รวมถึง Hysteretic Pinching (ถ้ามี) ตามผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

กำลังของวัสดุให้ใช้ค่าตามหมายตามที่น่าจะเป็นจริง โดยคำนึงถึงกำลังส่วนเกิน (Overstrength) การเพิ่มขึ้นของกำลังต้านทานหลังการคราก (Strain Hardening) การสูญเสียกำลังแบบวิถัจกร (Hysteretic Strength Degradation)

สำหรับชิ้นส่วนที่พิสูจน์ได้แล้วยังมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น สามารถใช้แบบจำลองแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นเฉพาะส่วนนั้นได้โดยให้กำหนดคุณสมบัติของวัสดุเหล่านั้นตามหัวข้อที่ 2.8

ฐานของโครงสร้างให้สมมติว่าเป็นแบบยึดแน่น หรืออาจใช้รูปแบบของจตุรกรรับแบบอื่นได้โดยต้องพิจารณาจากสติเฟเนสและลักษณะการรับแรงของฐานรากที่สอดคล้องกับลักษณะเฉพาะของพื้นดินที่ตั้งและความถูกต้องตามหลักวิศวกรรม

สำหรับโครงสร้างที่มีความสม่ำเสมอของรูปทรงและการกระจายของมวลและสติเฟเนส (Regular Structures) และมีระบบโครงสร้างต้านแรงต้านข้างที่เป็นอิสระแยกจากกันในสองทิศทางที่ตั้งฉากกันในแนวราบ สามารถใช้แบบจำลองแบบสองมิติในการวิเคราะห์แยกกันในแต่ละทิศทางได้

สำหรับโครงสร้างที่มีความไม่สม่ำเสมอในแนวระนาบ ประเภท 1ก, 1ข, 4, หรือ 5 (หัวข้อที่ 2.4.2.1) หรือ โครงสร้างที่ไม่มีระบบโครงสร้างต้านแรงด้านข้างที่เป็นอิสระและตั้งฉากกัน จะต้องใช้แบบจำลองสามมิติ โดยจะต้องมีระดับขั้นความเสรีทางพลศาสตร์ (Dynamic Degrees of Freedom) อย่างน้อยเท่ากับ 3 ที่แต่ละชั้นของอาคารโดยเป็นการเคลื่อนตัวของ 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกันในแนวราบและการหมุนรอบแกนตั้ง

หากไดอะแฟรม (แผ่นพื้น) ไม่ใช่แบบแข็งเมื่อเทียบกับระบบโครงสร้างต้านแรงด้านข้างแบบจำลองจะต้องพิจารณาความอ่อนตัวของไดอะแฟรมด้วย และเพิ่มระดับขั้นความเสรีที่จำเป็นในการพิจารณาการตอบสนองทางพลศาสตร์ของไดอะแฟรมด้วย

4.4.3 การสั่นไหวของพื้นดินและน้ำหนักบรรทุกอื่น ๆ

การสั่นไหวของพื้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ให้เป็นไปตามหัวข้อที่ 4.3.3 โดยจะต้องวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างภายใต้การสั่นไหวของพื้นดิน โดยมีน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดและน้ำหนักบรรทุกจรไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของค่าที่ใช้ออกแบบกระทำพร้อมกัน น้ำหนักบรรทุกแนวตั้งนี้ไม่สามารถแยกคำนวณและนำไปรวมในภายหลังได้เนื่องจากความไม่เป็นเชิงเส้นของโครงสร้าง

4.4.4 ค่าการตอบสนอง

ผลการวิเคราะห์หาการตอบสนองของโครงสร้างต่อการสั่นไหวของพื้นดินชุดที่ i ที่ต้องการได้แก่ แรงในชิ้นส่วนโครงสร้างสูงสุด (Member Forces, Q_{Ei}) การโก่งตัวอินอีลาสติกขององค์อาคาร (Member Inelastic Deformations, ψ_i) และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story Drifts, Δ_i)

ถ้าทำการวิเคราะห์โดยใช้การสั่นไหวของพื้นดินไม่น้อยกว่า 7 ชุด อนุญาตให้ใช้ค่าเฉลี่ยของแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง Q_{Ei} และค่าเฉลี่ยของการโก่งตัวอินอีลาสติกขององค์อาคาร ψ_i เนื่องจากการสั่นไหวของพื้นดินทุกชุดในการออกแบบ และอนุญาตให้ใช้ค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_i เนื่องจากการสั่นไหวของพื้นดินทุกชุด ในการตรวจสอบตามหัวข้อที่ 2.11.1 หากใช้การสั่นไหวของพื้นดินตามหัวข้อ 4.3.3.3(2) ซึ่งกำหนดให้ใช้ข้อมูลการสั่นไหวอย่างน้อย 3 กลุ่มของชุดข้อมูล ให้ทำการคำนวณค่าเฉลี่ยของผลตอบสนองในแต่ละกลุ่ม CMS ก่อน แล้วจึงนำค่าเฉลี่ยของกลุ่มที่ให้ค่าเฉลี่ยสูงสุดไปใช้ในการออกแบบหรือตรวจสอบ

ถ้าทำการวิเคราะห์โดยใช้การสั่นไหวของพื้นดินน้อยกว่า 7 ชุด ต้องใช้ค่าสูงสุดของแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง Q_{Ei} และค่าสูงสุดของการโก่งตัวอินอีลาสติกขององค์อาคาร ψ_i เนื่องจากการสั่นไหวของพื้นดินชุดต่าง ๆ ในการออกแบบ และให้ใช้ค่าสูงสุดของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_i เนื่องจากการสั่นไหวของพื้นดินชุดต่าง ๆ ในการตรวจสอบตามหัวข้อที่ 2.11.1

4.4.4.1 การตรวจสอบกำลังของชิ้นส่วนองค์อาคาร

ไม่ต้องตรวจสอบกำลังต้านทานแรงของชิ้นส่วนองค์อาคารต่อผลรวมของแรงตามหัวข้อ 2.5.2

ในการออกแบบบางชิ้นส่วนโครงสร้างที่มาตราฐานกำหนดให้ใช้ค่าตัวประกอบกำลังส่วนเกินด้วย อนุญาตให้ค่าสูงสุดของแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง (Q_{Ei}) ที่คำนวณได้จากวิธี NLRHA ในการออกแบบ โดยถือว่าค่าสูงสุดของแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง (Q_{Ei}) นั้นได้รวมผลของกำลังส่วนเกินไว้แล้ว

4.4.4.2 การตรวจสอบการเปลี่ยนตำแหน่งของชิ้นส่วนองค์อาคาร

ผู้ออกแบบจะต้องประเมินความสามารถของแต่ละชิ้นส่วนองค์อาคารและจุดต่อในการทนต่อการโก่งตัว (ψ_i) ที่ประมาณค่าได้จากการวิเคราะห์ โดยให้พิจารณาจากผลการทดสอบชิ้นส่วนองค์อาคารที่มีลักษณะคล้ายกันในห้องปฏิบัติการ ในการประเมินนี้จะต้องคำนึงถึงผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง และน้ำหนักบรรทุกอื่น ๆ ต่อความสามารถในการทนต่อการโก่งตัว (ψ_i) ของชิ้นส่วนองค์อาคารด้วย

ค่าการโก่งตัวจะต้องไม่เกินกว่าสองในสามของค่าการโก่งตัวที่ทำให้้องค์อาคารสูญเสียความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง หรือค่าการโก่งตัวที่้องค์อาคารเหลือกำลังต้านทานแรงน้อยกว่า 67% ของกำลังต้านทานแรงสูงสุด

4.4.4.3 การตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (Design Story Drift, Δ_i) ที่ได้จาก การวิเคราะห์จะต้องไม่เกิน 1.25 เท่าของค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (หัวข้อที่ 2.11.1)

4.4.5 การตรวจสอบสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหวสูงสุด

การใช้การสั่นไหวของพื้นดินตามข้อ 4.3.3 และ 4.4.3 ซึ่งอ้างอิงตามสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ในหัวข้อ 1.4.5 เป็นการตรวจสอบสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ (Design Basis Earthquake, DBE) โดยสมรรถนะของโครงสร้างมุ่งเน้นให้มีความปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Performance Level, LS) ตามนิยามในมาตรฐาน มยผ.1303 ซึ่งเกณฑ์ที่ยอมให้ของการโก่งตัวและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ระบุในมาตรฐาน มยผ.1302 ฉบับนี้สอดคล้องกับระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ซึ่งเป็นที่คาดหวังภายใต้แผ่นดินไหวระดับ DBE

การวิเคราะห์เพื่อตรวจพิสูจน์สมรรถนะของโครงสร้างด้วยวิธีแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (NLRHA) ควรทำการตรวจสอบสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหวสูงสุดที่พิจารณา (Maximum Considered Earthquake, MCE) เพิ่มเติมอีกหนึ่งระดับด้วย ซึ่งแผ่นดินไหว MCE มีคาบการเกิดซ้ำ 2475 ปีและมีความรุนแรงเป็น 1.5 เท่าของแผ่นดินไหว DBE ซึ่งเป็นพื้นฐานของสเปกตรัมสำหรับการออกแบบในข้อ 1.4.5 และ 4.3.3 สังเกตได้จากหัวข้อ 1.4.4 เป็นการปรับค่าความรุนแรงระดับ MCE ให้เป็นระดับ DBE โดยการคูณด้วย 2/3

ผลตอบสนองต่อการสั่นไหวของพื้นดินระดับ MCE ควรอยู่ภายในเกณฑ์ที่ยอมให้สำหรับระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention Performance Level, CP) ที่ระบุในมาตรฐาน

มยผ.1303 สำหรับอาคารทั่วไป และควรอยู่ภายในเกณฑ์ที่ยอมให้สำหรับระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) สำหรับอาคารที่มีความสำคัญต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน ดังตารางที่ 1.5-1

4.4.6 การตรวจสอบการออกแบบโดยผู้ดำเนินการตรวจสอบงานออกแบบ

ในกรณีที่ต้องมีการตรวจสอบงานออกแบบและคำนวณโดยผู้ดำเนินการตรวจสอบ ควรจะมีการตรวจสอบการออกแบบระบบโครงสร้างด้านแรงด้านข้าง และการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยการตรวจสอบเกี่ยวกับหัวข้อดังต่อไปนี้เป็นอย่างน้อย

- (1) ตรวจสอบเกณฑ์การเลือกแผ่นดินไหวที่พิจารณาในการออกแบบสำหรับบริเวณที่ตั้งอาคาร โดยเฉพาะ รวมถึงการสร้างสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับพื้นที่นั้นโดยเฉพาะ และการเลือกใช้ข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดิน
- (2) ตรวจสอบเกณฑ์การยอมรับซึ่งใช้ในการตัดสินว่าชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้างและโครงสร้างทั้งระบบสามารถทนต่อแรงและการโก่งตัวที่คำนวณได้หรือไม่ เช่น กำลังต้านทานแรงและการโก่งตัวที่ยอมให้ รวมถึงการตรวจสอบผลการทดสอบและข้อมูลอื่น ๆ ที่ใช้สนับสนุนการกำหนดเกณฑ์การยอมรับเหล่านี้
- (3) ตรวจสอบการออกแบบเบื้องต้น (Preliminary Design) รวมถึงการเลือกระบบโครงสร้างด้านแรงด้านข้าง และการจัดวางตำแหน่งและรูปร่างขององค์ประกอบต่าง ๆ ของโครงสร้าง
- (4) ตรวจสอบผลการออกแบบขั้นสุดท้ายของระบบโครงสร้างทั้งหมด และตรวจสอบการวิเคราะห์ที่ใช้ประกอบการออกแบบทั้งหมด

บทที่ 5 รายละเอียดโครงสร้าง

5.1 โครงสร้างเหล็ก

โครงสร้างอาคารรวมทั้งฐานรากที่ก่อสร้างด้วยเหล็กจะต้องได้รับการออกแบบให้เป็นไปตามข้อกำหนดในมาตรฐานนี้และในมาตรฐานอ้างอิงตลอดจนข้อกำหนดเพิ่มเติมที่กำหนดในบทนี้

5.1.1 มาตรฐานสำหรับการออกแบบ

การออกแบบ การก่อสร้าง และ คุณภาพขององค์อาคารเหล็กต้านทานแผ่นดินไหวจะต้องเป็นไปตามข้อกำหนดที่เกี่ยวข้องของมาตรฐานที่อ้างถึงในหัวข้อ 1.1.3

5.1.2 ข้อกำหนดเกี่ยวกับระบบโครงสร้าง

- (ก) ในการออกแบบอาคารที่ใช้เหล็กgrupพรรณสำหรับประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ข หรือ แบบ ค สามารถใช้ระบบโครงสร้างและค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองที่กำหนดในตารางที่ 2.3-1 ทั้งนี้ในการออกแบบจะต้องพิจารณาถึง ข้อกำหนดในการวิเคราะห์ ข้อกำหนดขององค์อาคาร ข้อกำหนดของจุดต่อ ข้อกำหนดเฉพาะของระบบโครงสร้างแต่ละรูปแบบ และการจัดทำรายละเอียด (Detailing) ตามมาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1304-61 หรือมาตรฐาน ANSI/AISC341 สำหรับโครงสร้างเหล็กgrupพรรณขึ้นรูปเย็น การออกแบบและจัดทำรายละเอียดต้องเป็นไปตามข้อกำหนดของมาตรฐาน AISI-Lateral
- (ข) ในการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กเหล็กgrupพรรณสำหรับประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ข หรือ แบบ ค กรณีที่มีได้ออกแบบและจัดทำรายละเอียดตามข้อกำหนด มยผ. 1304-61 ANSI/AISC341 หรือ ANSI/AISI-Lateral จะต้องใช้ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองของ “ระบบโครงสร้างเหล็กgrupพรรณที่ไม่มีการให้รายละเอียดสำหรับรับแรงแผ่นดินไหว” ในตารางที่ 2.3-1 ในการออกแบบ
- (ค) ในการออกแบบอาคารที่มีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ง จะต้องพิจารณาถึง ข้อกำหนดในการวิเคราะห์ ข้อกำหนดขององค์อาคาร ข้อกำหนดของจุดต่อ ข้อกำหนดเฉพาะของระบบโครงสร้างแต่ละรูปแบบ และการจัดทำรายละเอียด (Detailing) ตามมาตรฐาน มยผ. 1304-61 หรือ ANSI/AISC341 สำหรับโครงสร้างเหล็กgrupพรรณ และ ANSI/AISI-Lateral สำหรับโครงสร้างเหล็กgrupพรรณขึ้นรูปเย็น และไม่อนุญาตให้ใช้ “ระบบโครงสร้างเหล็กgrupพรรณที่ไม่มีการให้รายละเอียดสำหรับรับแรงแผ่นดินไหว” ในตารางที่ 2.3-1 ในการออกแบบ

5.1.3 ข้อกำหนดเกี่ยวกับเสาเข็มเหล็กสำหรับอาคารที่มีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ง

การออกแบบและจัดทำรายละเอียดเสาเข็มเหล็กหน้าตัด H จะต้องเป็นไปตามข้อกำหนดของ AISI 341 และ รอยต่อระหว่างแท่นหัวเข็ม (Pile Cap) และ เสาเข็มเหล็ก หรือ เข็มท่อเหล็กที่ไม่ได้บรรจุคอนกรีตจะต้องออกแบบให้รับแรงดึงไม่น้อยกว่าร้อยละ 10 ของกำลังรับแรงอัดของหน้าตัดเสาเข็ม

5.2 โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

โครงสร้างอาคารรวมทั้งฐานรากที่ก่อสร้างด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวจะต้องได้รับการออกแบบและจัดทำรายละเอียดการเสริมเหล็กให้เป็นไปตามข้อกำหนดในมาตรฐานนี้ และในมาตรฐานอ้างอิง ตลอดจนข้อกำหนดเพิ่มเติมที่กำหนดในบทนี้

ข้อกำหนดในบทนี้ไม่ครอบคลุมถึงระบบโครงสร้างที่ใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูป และ ระบบโครงสร้างคอมโพสิต ยกเว้น เสาเข็มคอนกรีตหล่อสำเร็จ

5.2.1 มาตรฐานอื่นที่เกี่ยวข้อง

การให้รายละเอียดการเสริมเหล็ก ให้ปฏิบัติตามมาตรฐานนี้ ในส่วนใดที่มาตรฐานนี้ไม่ได้ระบุให้อ้างอิงจากมาตรฐาน ACI 318 (Building Code Requirements for Structural Concrete) และรวมถึงมาตรฐานอื่น ๆ ที่ได้รับการยอมรับ

5.2.2 ข้อกำหนดเกี่ยวกับระบบโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว

- (ก) ในการออกแบบอาคารที่มีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว ข อนุญาตให้ใช้ระบบโครงสร้างธรรมดา หรือ โครงสร้างที่มีความเหนียวปานกลาง หรือ โครงสร้างที่มีความเหนียวพิเศษในการต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ทั้งนี้จะต้องคำนวณแรงและจัดทำรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับโครงสร้างชนิดนั้น ๆ ให้เป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบที่เกี่ยวข้อง
- (ข) ในการออกแบบอาคารที่มีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว ค อนุญาตให้ใช้โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง หรือ โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ หรือ กำแพงโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดาหรือ แบบที่มีความเหนียวปานกลาง หรือ แบบที่มีความเหนียวพิเศษ ในการต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ทั้งนี้จะต้องคำนวณแรงและจัดทำรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับโครงสร้างชนิดนั้น ๆ ให้เป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบที่เกี่ยวข้อง
- (ค) ในการออกแบบอาคารที่มีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว ง ให้ใช้โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ หรือ กำแพงโครงสร้างแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ หรือให้เป็นไปตามหัวข้อ 2.3.1.2 รวมทั้งแผ่นไดอะแฟรม โครงถัก และ ฐานรากที่ได้รับการออกแบบและจัดทำรายละเอียดการเสริมเหล็กให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว สำหรับองค์อาคารหรือส่วน

ของโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว ให้ออกแบบของอาคารหรือส่วนของโครงสร้างเหล่านั้นภายใต้แรงแนวตั้งร่วมกับผลของแรงที่เกิดจากการเคลื่อนที่ด้านข้าง ออกแบบของโครงสร้าง

- (ง) ข้อกำหนดการเสริมเหล็กของโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลางในบริเวณหรือพื้นที่ที่ต้องเฝ้าระวัง เนื่องจากมีความเป็นไปได้ว่าอาคารอาจได้รับผลกระทบทางด้านความมั่นคง แข็งแรงและเสถียรภาพเมื่อมีแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว อย่างน้อยให้ปฏิบัติตามข้อ 5.2.7.4 และหากองค์อาคารเป็นแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คานจะต้องปฏิบัติตามข้อ 5.2.12 ตามมาตรฐานนี้ด้วย

5.2.3 ข้อกำหนดเกี่ยวกับรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับเสาเข็มคอนกรีตของอาคารที่มีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ค

- (ก) เสาเข็มคอนกรีตและเสาเข็มท่อที่บรรจุคอนกรีต (Concrete Filled Pipe Pile) จะต้องยึดกับแท่นเสาเข็ม (Pile Cap) ด้วยการฝังเหล็กของเสาเข็มเข้าไปในแท่นหัวเข็มเป็นระยะไม่น้อยกว่าระยะฝัง หรือ ใช้เหล็กเดือย (Dowels) ฝังเข้าไปในเสาเข็ม โดยระยะฝังต้องยาวพอที่จะพัฒนากำลังได้จนถึงจุดคราก ในบริเวณปลายบนเสาเข็มวัดจากผิวล่างของแท่นหัวเข็มลงมา ต้องใส่เหล็กปลอกโอบรัดให้เพียงพอตามที่กำหนดในมาตรฐานนี้ หากต้องตัดหัวเสาเข็มในขั้นตอนการก่อสร้าง จะต้องไม่ทำให้ระยะเสริมเหล็กโอบรัดสั้นกว่าที่กำหนด
- (ข) การเสริมเหล็กในเสาเข็มคอนกรีตที่ไม่มีปลอกโลหะ (Uncased Concrete Piles) จะต้องทำให้เสาเข็มสามารถต้านทานแรงภายในที่เกิดจากแผ่นดินไหวได้ และเหล็กเสริมตามยาวต้องมีอย่างน้อย 4 เส้นโดยมีอัตราส่วนเหล็กเสริม (พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมต่อพื้นที่หน้าตัดเสาเข็ม) ไม่น้อยกว่า 0.0025 และต้องเสริมเหล็กตามขวางตลอดระยะเสริมเหล็กชั้นต่ำซึ่งวัดจากผิวล่างของแท่นหัวเข็มลงมา (ดูนิยามของระยะเสริมเหล็กชั้นต่ำในย่อหน้าข้างล่าง)

เหล็กเสริมตามยาวข้างต้นจะต้องวางเลยจากตำแหน่งระยะเสริมเหล็กชั้นต่ำต่อไปอีกเท่ากับระยะฝังรับแรงดิ่ง

ภายในระยะ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มวัดจากผิวล่างของแท่นหัวเข็มลงมา ให้เสริมเหล็กปลอกวงปิด หรือ เหล็กปลอกเกลียวที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางอย่างน้อย 9 มม. มีระยะเรียงไม่เกิน 150 มม. หรือ 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามยาว

ในระยะที่เหลือของระยะเสริมเหล็กชั้นต่ำ ให้เสริมเหล็กเหล็กปลอกตามขวางที่มีระยะเรียงไม่เกิน 16 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามยาว

ความยาวของระยะเสริมเหล็กชั้นต่ำที่วัดจากผิวล่างของแท่นหัวเข็มลงมาให้ใช้ค่ามากกว่า

- (1) 1 ใน 3 ของความยาวเสาเข็ม
- (2) 3 เมตร
- (3) สามเท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม

- (4) ความยาวเชิงดัดของเสาเข็ม ซึ่งหมายถึงความยาววัดจากผิวล่างของแท่นหัวเข็มถึงตำแหน่งที่ค่าโมเมนต์แตกร้าวของหน้าตัดคอนกรีตเมื่อคูณด้วย 0.4 แล้วมีค่าเกินกว่าโมเมนต์ปรับค่าที่เกิดจากการรวมแรงแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งตามวิธีรวมผลของแรงสำหรับการออกแบบด้วยวิธีกำลังที่กำหนดใน 2.5
- (ค) การเสริมเหล็กในเสาเข็มคอนกรีตที่มีปลอกโลหะ (Metal-Cased Concrete Piles) ให้เป็นไปตาม 5.2.3 (ข) แต่อนุญาตให้พิจารณาปลอกโลหะที่มีความหนาไม่ต่ำกว่า 2.0 มิลลิเมตร แทนเหล็กปลอกโอบรัดได้บางส่วนหรือทั้งหมดขึ้นอยู่กับปริมาณเหล็กปลอกที่ต้องการจากการวิเคราะห์ และปลอกโลหะนั้นจะต้องได้รับการปกป้องมิให้เกิดความเสียหาย เสื่อมสภาพ หรือ ผุกร่อน จากสารเคมีในดิน จากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ หรือ จากปัจจัยอื่น ๆ
- (ง) การเสริมเหล็กในเสาเข็มท่อที่บรรจุคอนกรีต (Concrete Filled Pipe Pile) ต้องเสริมเหล็กตามยาวที่มีอัตราส่วนเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 0.01 ที่ปลายด้านบนของเสาเข็ม และให้มีความยาววัดจากผิวล่างของแท่นหัวเข็มลงมาไม่น้อยกว่าสองเท่าของระยะฝังเหล็กเข้าไปในแท่นหัวเข็ม
- (จ) การเสริมเหล็กในเสาเข็มคอนกรีตหล่อสำเร็จชนิดไม่อัดแรง (Precast Nonprestressed Concrete Piles) จะต้องเสริมเหล็กตามยาวที่มีอัตราส่วนเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 0.01 และจะต้องเสริมเหล็กปลอกวงปิด หรือ เหล็กปลอกเกลียวที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 10 มม. ระยะเรียงไม่เกิน 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามยาวเส้นเล็กสุด และ ไม่เกิน 150 มม. ภายในระยะสามเท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มวัดจากผิวล่างของแท่นหัวเข็ม การจัดเหล็กปลอกนอกระยะดังกล่าวให้ใช้เหล็กปลอกวงปิด หรือ เหล็กปลอกเกลียวมีระยะเรียงไม่เกิน 16 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว แต่ไม่เกิน 200 มม. การเสริมเหล็กให้กระทำตลอดความยาวของเสาเข็ม
- (ฉ) การเสริมเหล็กในเสาเข็มคอนกรีตหล่อสำเร็จชนิดอัดแรง (Precast Prestressed Piles) ภายในระยะ 6 เมตรวัดจากผิวล่างของแท่นหัวเข็มลงมา ต้องเสริมเหล็กปลอกเกลียวที่มีอัตราส่วนเชิงปริมาตรไม่น้อยกว่า 0.007 หรือปริมาณที่กำหนดโดย

$$\rho_s = \frac{0.12f'_c}{f_{yh}} \quad (5.2-1)$$

โดยที่ ρ_s คือ อัตราส่วนเชิงปริมาตร (ปริมาตรเหล็กปลอกเกลียว/ปริมาตรแกนคอนกรีตวัดจากขอบด้านนอกของเหล็กปลอกเกลียว)

f'_c คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (เมกะปาสกาล)

f_{yh} คือ กำลังครากของเหล็กปลอกเกลียว (เมกะปาสกาล) ให้ใช้ไม่เกิน 586 เมกะปาสกาล

ในช่วงความยาวที่เหลือของเสาเข็ม ให้เสริมเหล็กปลอกเกลียวที่มีอัตราส่วนเชิงปริมาตรอย่างน้อย ครึ่งหนึ่งของค่าที่กำหนดในสมการ 5.2-1

5.2.4 ข้อกำหนดรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับเสาเข็มคอนกรีตของอาคารที่มีประเภทการ ออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว ง

- (ก) เมื่อใช้เสาเข็มคอนกรีตในชั้นดินประเภท E หรือ F ให้ออกแบบและจัดทำรายละเอียดการเสริมเหล็กให้เสาเข็มมีความเหนียวเป็นไปตามหัวข้อ 5.2.9.4 ตลอดระยะไม่น้อยกว่า 7 เท่า ของเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มที่บริเวณปลายด้านบนของเสาเข็มวัดจากผิวล่างของแท่นหัว เข็มลงมา และ ที่รอยต่อระหว่างชั้นดินที่แข็งกับชั้นดินที่มีโอกาสเกิด Liquefaction หรือ ที่รอยต่อระหว่างชั้นดินที่แข็งกับ ชั้นดินที่เป็นดินเหนียวอ่อนจนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง โดยบริเวณที่ต้องจัดรายละเอียดให้มีความเหนียวนี้ให้วัดจากรอยต่อขึ้นไปเป็นระยะ 7 เท่า ของเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม และ วัดจากรอยต่อลงมาเป็นระยะ 7 เท่าของเส้นผ่าน ศูนย์กลางของเสาเข็ม
- (ข) การเสริมเหล็กในเสาเข็มคอนกรีตที่ไม่มีปลอกโลหะ (Uncased Concrete Piles) จะต้องเสริมเหล็กให้เสาเข็มมีกำลังต้านทานแรงภายในที่เกิดจากแผ่นดินไหวตามที่วิเคราะห์ได้ และ เหล็กเสริมตามยาวจะต้องมีอย่างน้อย 4 เส้นโดยมีอัตราส่วนเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 0.005 และต้องเสริมเหล็กตามขวางให้มีความเหนียวตามหัวข้อ 5.2.9.4 ตลอดระยะเสริมเหล็กขั้นต่ำ ที่วัดจากผิวล่างของแท่นหัวเข็มลงมา เหล็กเสริมตามยาวจะต้องวางเลยจากระยะเสริมเหล็ก ขั้นต่ำต่อไปอีกเท่ากับระยะฝังเหล็กรับแรงดึง

ความยาวของระยะเสริมเหล็กขั้นต่ำให้ใช้ค่ามากระหว่าง

- (1) ครึ่งหนึ่งของความยาวเสาเข็ม
- (2) 3 เมตร
- (3) สามเท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม
- (4) ความยาวเชิงดัดของเสาเข็ม ซึ่งหมายถึงความยาววัดจากผิวล่างของแท่นหัวเข็มถึง ตำแหน่งที่ ค่าโมเมนต์แตกร้าวของหน้าตัดคอนกรีตเมื่อคูณด้วย 0.4 แล้วมีค่าเกินกว่า โมเมนต์ปรับค่าที่เกิดจากการรวมแรงแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งตามวิธีรวมผล ของแรงสำหรับการออกแบบด้วยวิธีกำลังที่กำหนดในหัวข้อที่ 2.5

สำหรับเสาเข็มในดินประเภท E หรือ F ให้เสริมเหล็กตามยาวและเหล็กโอบรัดตามขวางข้างต้น ตลอดความยาวเสาเข็ม เหล็กปลอกจะต้องมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 10 มม. สำหรับเสาเข็มที่มี เส้นผ่านศูนย์กลางไม่เกิน 500 มม. และ ไม่น้อยกว่า 12 มม. สำหรับเสาเข็มที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง มากกว่า 500 มม.

ในดินประเภท A ถึง D ให้เสริมเหล็กตามยาวและเหล็กปลอกข้างต้นเป็นระยะอย่างน้อย 7 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มที่ด้านบนและด้านล่างนับจากรอยต่อระหว่างดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางกับชั้นดินที่เกิด Liquefaction ได้ แต่มีข้อยกเว้นสำหรับเหล็กปลอกที่อยู่นอกระยะเสริมเหล็กชั้นต่ำ ซึ่งอนุญาตให้ใช้เหล็กปลอกเกลียวที่มีอัตราส่วนเชิงปริมาตรไม่น้อยกว่า $0.06f'_c / f_{yh}$ และระยะเรียงของเหล็กปลอกที่ไม่อยู่ในระยะเสริมเหล็กชั้นต่ำต้องไม่เกินกว่าค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง 12 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กตามยาว ครึ่งหนึ่งของเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม และ 300 มม.

(ค) การเสริมเหล็กในเสาเข็มคอนกรีตที่มีปลอกโลหะ (Metal Cased Concrete Piles) ให้เป็นไปตาม 5.2.4 (ข) แต่อนุญาตให้พิจารณาปลอกโลหะที่มีความหนาไม่ต่ำกว่า 2.0 มิลลิเมตรทำหน้าที่แทนเหล็กปลอกโอบรัดได้บางส่วนหรือทั้งหมดขึ้นอยู่กับปริมาณความต้องการเหล็กปลอกที่ได้จากการวิเคราะห์ ถ้าหากว่าปลอกโลหะนั้นได้รับการปกป้องมิให้เกิดการเสียหายเสื่อมสภาพ หรือ ผุกร่อน จากสารในดิน จากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ หรือ จากปัจจัยอื่น ๆ ที่บ่งชี้จากการเจาะสำรวจดิน ณ สถานที่ก่อสร้าง

(ง) การเสริมเหล็กในเสาเข็มคอนกรีตหล่อสำเร็จชนิดไม่อัดแรง (Precast Concrete Piles) ให้เสริมเหล็กปลอกโอบรัดที่เป็นเหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กปลอกเกลียวตามหัวข้อ 5.2.9.4 ภายในระยะ 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มวัดจากผิวล่างของแท่นหัวเข็มลงมา และ อนุญาตให้ใช้เหล็กเสริมตามขวางที่มีอัตราส่วนเชิงปริมาตรไม่น้อยกว่า $0.06f'_c / f_{yh}$ ในบริเวณความยาวที่เหลือ

(จ) การเสริมเหล็กในเสาเข็มคอนกรีตหล่อสำเร็จชนิดอัดแรง (Precast Prestressed Piles)

การเสริมเหล็กปลอกโอบรัดให้ปฏิบัติตามข้อ 5.2.3 และข้อกำหนดเพิ่มเติมดังนี้

(1) เมื่อความยาวเสาเข็มที่ฝังในดินน้อยกว่าหรือเท่ากับ 10 เมตร ให้ถือว่าตลอดความยาวของเสาเข็มทั้งหมดต้องได้รับการจัดรายละเอียดให้มีความเหนียว เมื่อเสาเข็มมีความยาวมากกว่า 10 เมตร ให้ถือเอาค่ามากกว่า 10 เมตร และระยะจากผิวล่างของแท่นหัวเข็มถึงจุดที่การตัดเป็นศูนย์กลางสามเท่าของมิติด้านน้อยของเสาเข็มเป็นช่วงความยาวเข็มที่ต้องได้รับการจัดรายละเอียดให้มีความเหนียว

(2) ในช่วงความยาวของเข็มที่ต้องมีความเหนียว ระยะจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กปลอกเกลียวหรือเหล็กปลอกโอบรัดจะต้องไม่เกินค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง หนึ่งในห้าของมิติที่น้อยที่สุดของเสาเข็ม 6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของลวดเกลียวอัดแรง และ 200 มม.

(3) เหล็กปลอกเกลียวจะต้องทาบต่อด้วยระยะทาบหนึ่งรอบเต็มด้วยการเชื่อมหรือตัวยึดเชิงกล เมื่อใช้การทาบเหล็กปลอกเกลียว ปลายของเหล็กปลอกเกลียวตรงบริเวณที่ทำการทาบเหล็กจะต้องทำของอด้านทานแผ่นดินไหว

- (4) เมื่อใช้เหล็กปลอกเกลียวหรือเหล็กปลอกวงปิดรูปวงกลมเป็นเหล็กตามขวาง อัตราส่วนเชิงปริมาตรในบริเวณที่ต้องทำให้เหนียวจะต้องมีค่าตามสมการ

$$\rho_s = 0.25 \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1.0 \right) \left(0.5 + \frac{1.4P}{f'_c A_g} \right) \quad (5.2-2)$$

แต่ต้องไม่น้อยกว่า

$$\rho_s = 0.12 \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(0.5 + \frac{1.4P}{f'_c A_g} \right) \quad (5.2-3)$$

โดย ρ_s ไม่จำเป็นต้องมีค่าเกิน 0.021

โดยที่ ρ_s คือ อัตราส่วนเชิงปริมาตร (ปริมาตรเหล็กปลอกเกลียว/ปริมาตรแกนคอนกรีตวัดจากขอบด้านนอกของเหล็กปลอกเกลียว)

f'_c คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (เมกาปาสกาล) แต่ใช้ไม่เกิน 41.4 เมกาปาสกาล

f_{yh} คือ กำลังครากของเหล็กปลอกเกลียว (เมกาปาสกาล) แต่ใช้ไม่เกิน 586 เมกาปาสกาล

A_g คือ เนื้อที่หน้าตัดของเสาเข็ม (ตารางมิลลิเมตร)

A_{ch} คือ เนื้อที่ของแกนหน้าตัดของเสาเข็มที่ล้อมด้วยเส้นผ่านศูนย์กลางด้านนอกของเหล็กปลอกเกลียว (ตารางมิลลิเมตร)

P คือ แรงตามแนวแกนบนเสาเข็มจากชุดการรวมน้ำหนัก $1.2D + 0.5L + 1.0E$ (นิวตัน)

ปริมาณของเหล็กปลอกเกลียวตามสมการข้างต้นอนุญาตให้ใช้ได้ทั้งเหล็กปลอกเกลียววงใน และ วงนอก

- (5) เมื่อใช้เหล็กวงรอบปิดสี่เหลี่ยมผืนผ้าร่วมกับเหล็กยึดขวาง (Cross Ties) เป็นเหล็กตามขวางในบริเวณที่ต้องได้รับการจัดรายละเอียดให้มีความเหนียว พื้นที่หน้าตัดของเหล็กตามขวางในทิศทางที่ตั้งฉากกับมิติ h_c ของเสาเข็ม (ดูความหมายของ h_c จากนิยามข้างล่าง) ต่อระยะเรียง s ต้องเป็นไปตามสมการ

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1.0 \right) \left(0.5 + \frac{1.4P}{f'_c A_g} \right) \quad (5.2-4)$$

แต่ต้องไม่น้อยกว่า

$$A_{sh} = 0.12sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(0.5 + \frac{1.4P}{f'_c A_g} \right) \quad (5.2-5)$$

- โดยที่ A_{sh} คือ เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมตามขวาง (รวมเหล็กยึดขวาง) ภายในระยะเรียง s (ตารางมิลลิเมตร)
- s คือ ระยะเรียงของเหล็กตามขวาง (มิลลิเมตร)
- h_c คือ มิติของหน้าตัดแกนคอนกรีตของเสาเข็มวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กปลอกวงปิด (มิลลิเมตร)
- f_{yh} คือ กำลังครากของเหล็กปลอกเกลียว (เมกาปาสกาล) ให้ใช้ไม่เกิน 483 เมกาปาสกาล

เหล็กปลอกวงปิด และ เหล็กยึดขวาง (Cross Ties) จะต้องเป็นเหล็กที่เทียบได้กับเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 10 มม. ปลายของเหล็กปลอกวงปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าจะต้องหยุดที่มุมและทำของอตันทานแผ่นดินไหวที่ปลาย

- (6) นอกบริเวณที่ต้องได้รับการจัดรายละเอียดให้มีความเหนียว จะต้องเสริมเหล็กปลอกเกลียวหรือเหล็กปลอกวงปิดที่มีอัตราส่วนเชิงปริมาตรไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของข้อ (4) หรือ ข้อ (5) แล้วแต่กรณี

5.2.5 ข้อกำหนดเกี่ยวกับกำแพงอิฐก่อหรือกำแพงอิฐบล็อก (Infilled Masonry Walls)

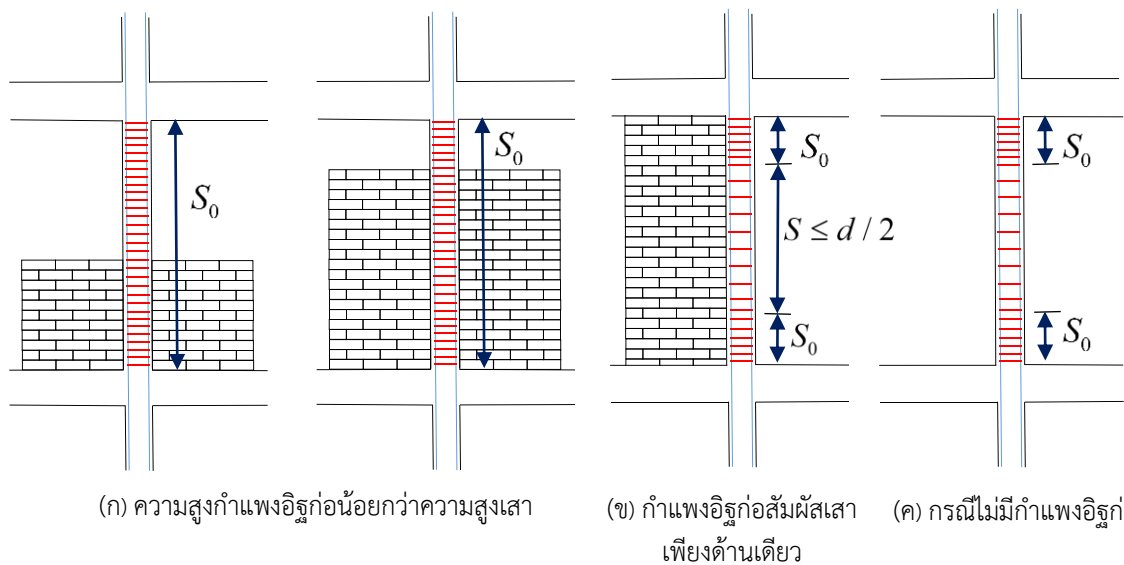
5.2.5.1 การให้รายละเอียดเสาที่ติดกับผนังอิฐ

ในกรณีที่ไม่ได้พิจารณาถึงปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงอาคารและผนังอิฐก่อในการคำนวณออกแบบตามข้อ 5.2.5.2 หรือไม่ได้พิจารณาถึงรูปแบบการวิบัติที่เป็นอันตรายที่อาจเกิดจากการใช้ผนังอิฐก่อสามารถใช้รายละเอียดต่อไปนี้สำหรับเสาที่อยู่ติดกับผนังหรือกำแพงอิฐก่อ

- (ก) เมื่อความสูงของกำแพงอิฐก่อหรือกำแพงอิฐบล็อกน้อยกว่าความสูงช่องว่างของเสา (Clear Height) ตามรูป 5.2-1(ก)
- (1) ให้ถือว่าตลอดความยาวเสาเป็นบริเวณที่ต้องเสริมเหล็กปลอกโอบรัดตามข้อ 5.2.7.4.1 สำหรับโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง หรือข้อกำหนดในหัวข้อที่ 5.2.9.4.1 ถึง 5.2.9.4.3 สำหรับโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ
- (2) ให้คำนวณแรงเฉือนโดยพิจารณาผลของการลดลงของช่วงการเฉือนของเสา และ จะต้องเสริมเหล็กปลอกต้านทานแรงเฉือนดังกล่าวนี้ให้กับบริเวณของเสาที่ไม่ได้สัมผัสกับกำแพง รวมกับบริเวณที่เลยลงไปอีกเป็นระยะเท่ากับมิติด้านยาวของหน้าตัดเสา
- (ข) เมื่อกำแพงอิฐก่อหรือกำแพงอิฐบล็อกสัมผัสกับเสาตลอดความสูงเสาเพียงด้านเดียวตามรูป 5.2-1(ข) ให้เสริมด้วยเหล็กปลอกโอบรัดตามข้อ 5.2.7.4 สำหรับโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง หรือข้อกำหนดในหัวข้อที่ 5.2.9.4 สำหรับโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ ทั้งนี้การเสริมเหล็กปลอกที่อยู่นอกระยะ l_0 จะต้องมียุ่ห่างไม่เกินระยะที่กำหนดในหัวข้อ 5.2.7.4.5 สำหรับโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง และ 5.2.9.4.6 สำหรับ

โครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ แต่ทั้งนี้ต้องมีระยะห่างไม่เกินครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิผล

สำหรับกรณีที่เสาไม่ได้ยึดติดกับผนังหรือกำแพงอิฐก่อตามรูป 5.2-1(ค) ให้ใช้รายละเอียดตามข้อ 5.2.7.4 สำหรับโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง หรือข้อกำหนด 5.2.9.4 สำหรับโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ



รูปที่ 5.2-1 การให้รายละเอียดเสาที่ติดกับผนังอิฐก่อ

5.2.5.2 โครงสร้างแรงดัดที่มีผนังอิฐก่อ

การวิเคราะห์และออกแบบอาคารที่ใช้โครงสร้างดัดคอนกรีตที่มีผนังอิฐก่อ เป็นระบบโครงสร้างหลักในการต้านทานแรงด้านข้าง ควรพิจารณาถึงปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างและผนัง โดยเฉพาะผลกระทบต่อความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างที่เกิดจากผนังอิฐก่อ และต้องพิจารณารูปแบบการวิบัติที่เป็นไปได้จากการรับแรงแบบต่าง ๆ เช่น แรงดัด แรงเฉือน การยึดเหนี่ยวและการฝังของเหล็กเสริม หรือการวิบัติจากการถูกอัด (Crushing) ของผนัง รวมถึงแรงปฏิสัมพันธ์ (Interactive Force) ระหว่างโครงสร้างอาคารและผนัง

ในกรณีที่มีความจำเป็นต้องพิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างอาคารและผนัง สำหรับโครงสร้างแรงดัดคอนกรีตที่มีผนังที่อาจเกิดการแตกร้าว เมื่อได้รับแรงกระทำทางด้านข้างที่ใช้ออกแบบ สามารถใช้แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า (Equivalent Compression Strut) ซึ่งมีส่วนของเสาทำหน้าที่เป็นชิ้นส่วนแนวตั้ง ส่วนของคานทำหน้าที่เป็นชิ้นส่วนแนวนอน และส่วนของผนังหล่อที่จำลองเป็นค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า ข้อกำหนดสำหรับวิธีการจำลองด้วยค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า ให้เป็นไปตามภาคผนวก ก หรือตามที่ระบุในมาตรฐาน มยผ.1303

5.2.6 ข้อกำหนดเกี่ยวกับการเสริมเหล็กในโครงต้านทานแรงดัดธรรมดา

- (ก) ในการออกแบบอาคารที่มีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว ข คานของโครงต้านแรงดัดแบบธรรมดา จะต้องจัดให้มีเหล็กเสริมหลักต้านทานโมเมนต์ดัดอย่างน้อย 2 เส้นทั้งเหล็กบนและเหล็กล่างตลอดความยาวคานโดยต้องมีระยะฝังยึดเหล็กเพียงพอที่จะทำให้เหล็กเสริมสามารถรับแรงดึงจนถึงจุดครากได้
- (ข) ในการออกแบบอาคารที่มีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว ข เสาคของโครงต้านแรงดัดแบบธรรมดาที่มีอัตราส่วนระหว่างความสูงช่องว่าง (Clear Height) ต่อมิติด้านยาวของหน้าตัดเสาน้อยกว่าหรือเท่ากับ 5 จะต้องออกแบบรับแรงเฉือนตามข้อ 5.2.7.2

5.2.7 รายละเอียดการเสริมเหล็กโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลางสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

5.2.7.1 คานและเสา คานหมายถึง องค์อาคารของโครงต้านแรงดัดที่มีแรงตามแนวแกนปรับค่า (Factored Axial Load) ไม่มากกว่า $0.10A_g f_c'$ และเสาหมายถึงองค์อาคารของโครงต้านแรงดัดที่มีแรงตามแนวแกนปรับค่ามากกว่าค่าดังกล่าว

5.2.7.2 กำลังต้านแรงเฉือน กำลังต้านแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบ คาน เสา และแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คาน สำหรับต้านแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวจะต้องไม่น้อยกว่าค่าแรงเฉือนในข้อ 5.2.7.2.1 หรือข้อ 5.2.7.2.2 ข้อใดข้อหนึ่ง

5.2.7.2.1 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นเมื่อแรงดัดที่ปลายขององค์อาคารทั้งสองถึงค่าโมเมนต์กำลังระบุร่วมกับแรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง (ถ้ามี) (รูปที่ 5.2-2)

5.2.7.2.2 แรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ (Design Load Combinations) ที่พิจารณาแรงแผ่นดินไหวเป็น 2 เท่าของแรงที่กำหนดในกฎหมายควบคุมอาคารว่าด้วยการก่อสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

5.2.7.3 การเสริมเหล็กในคาน ข้อกำหนดการเสริมเหล็กในคานของโครงต้านแรงดัดมีรายละเอียดดังนี้ (รูปที่ 5.2-3)

5.2.7.3.1 กำลังต้านโมเมนต์บวกที่ขอบของข้อต่อจะต้องไม่น้อยกว่าหนึ่งในสามของกำลังต้านโมเมนต์ลบที่ขอบของข้อต่อเดียวกัน นอกจากนี้กำลังต้านโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบที่หน้าตัดใด ๆ ตลอดความยาวคานจะต้องไม่น้อยกว่าหนึ่งในห้าของกำลังต้านโมเมนต์สูงสุดที่ขอบของข้อต่อที่ปลายทั้งสองของคาน

5.2.7.3.2 ภายในบริเวณปลายคานที่ห่างจากขอบของจตุรรองรับเป็นระยะ 2 เท่าของความลึกคานจะต้องเสริมเหล็กปลอกที่มีระยะเรียงของเหล็กปลอกไม่มากกว่าค่าที่น้อยที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

- (1) 1 ใน 4 ของความลึกประสิทธิผล
- (2) 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กที่สุด
- (3) 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก
- (4) 300 มิลลิเมตร

และเหล็กปลอกแรกจะอยู่ห่างจากขอบของจตุรรองรับเป็นระยะไม่มากกว่า 50 มิลลิเมตร

5.2.7.3.3 ระยะเรียงของเหล็กปลอกในบริเวณอื่นที่นอกเหนือจากข้อ 5.2.7.3.2 จะต้องไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิผล

5.2.7.3.4 ควรหลีกเลี่ยงการทาบเหล็กเสริมตามยาวทั้งบนและล่างภายในระยะ 2 เท่าของความลึกคาน เมื่อวัดจากขอบของจตุรรองรับ

5.2.7.4 การเสริมเหล็กในเสา ข้อกำหนดการเสริมเหล็กในเสาของโครงสร้างดัดมีรายละเอียดดังนี้ (รูปที่ 5.2-4)

5.2.7.4.1 ในกรณีเหล็กปลอกเดี่ยว จะต้องเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีระยะไม่มากกว่าระยะ s_0 ตลอดความยาว l_0 ที่วัดจากขอบของข้อต่อเสา โดยที่ระยะ s_0 จะต้องไม่มากกว่าค่าที่น้อยที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

- (1) 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กที่สุด
- (2) 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก
- (3) ครึ่งหนึ่งของมิติที่เล็กที่สุดของหน้าตัดเสา
- (4) 300 มิลลิเมตร

และเหล็กปลอกแรกจะต้องอยู่ห่างจากขอบของข้อต่อเป็นระยะไม่มากกว่า $0.5s_0$

5.2.7.4.2 สำหรับความยาว l_0 ในข้อ 5.2.7.4.1 จะต้องไม่น้อยกว่าค่าที่มากที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

- (1) 1 ใน 6 ของความสูงจากขอบถึงขอบของเสา
- (2) มิติที่มากที่สุดของหน้าตัดเสา
- (3) 500 มิลลิเมตร

5.2.7.4.3 ในกรณีเหล็กปลอกเกลียว การเสริมเหล็กให้เป็นไปตามข้อกำหนดสำหรับการเสริมเหล็กองค์อาคารรับแรงอัดในมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลังของสมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์

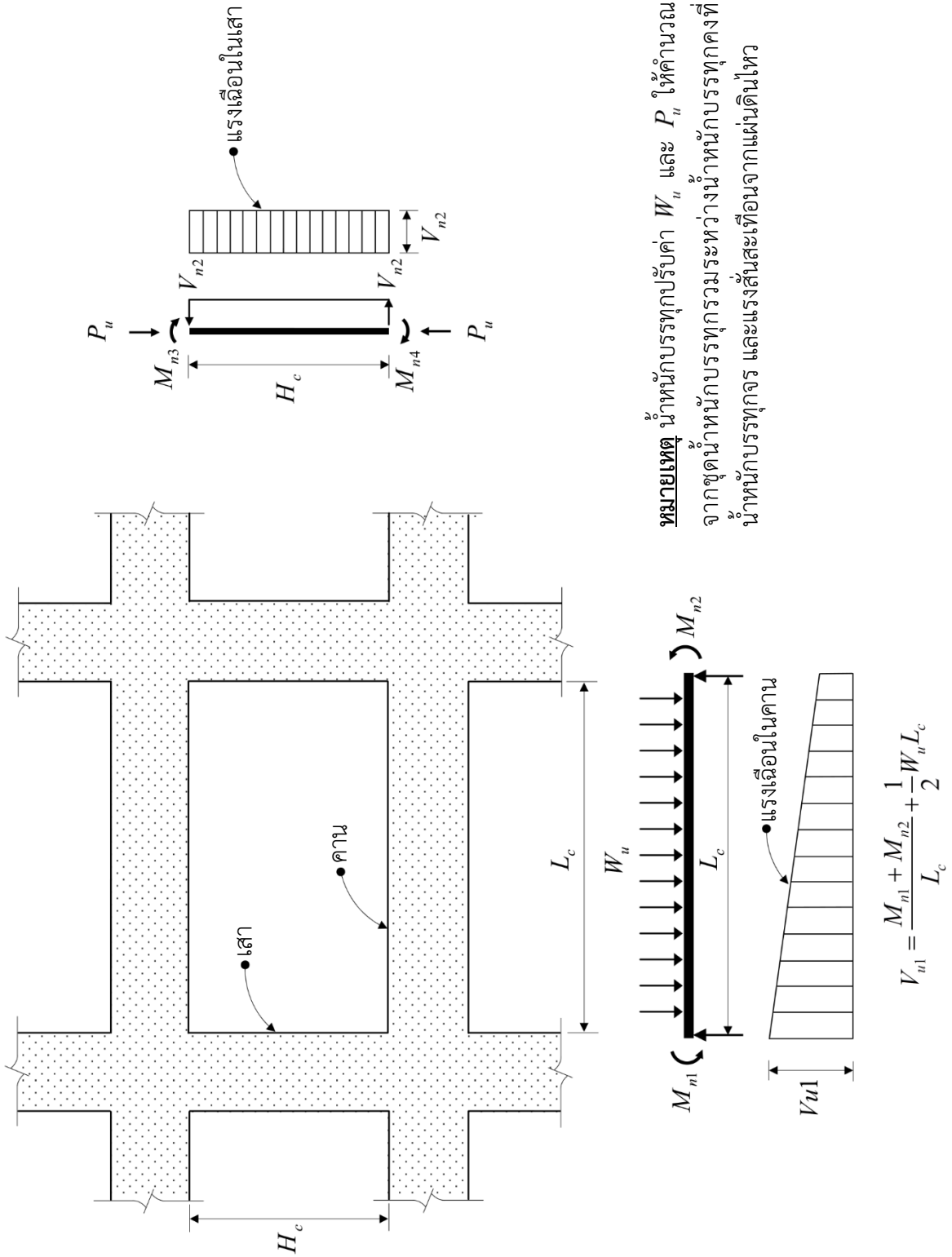
- 5.2.7.4.4 ข้อต่อระหว่างเสาและคานหรือระหว่างเสาและแผ่นพื้นในกรณีแผ่นพื้นไร้คาน จะต้องมีการเสริมเหล็กปลอกเป็นปริมาณไม่น้อยกว่า

$$A_v = \frac{1}{3} \frac{c_1 s}{f_y} \quad (5.2-6)$$

(หรือไม่น้อยกว่า $A_v = 3.5 \frac{c_1 s}{f_y}$ สำหรับหน่วยเมตริก)

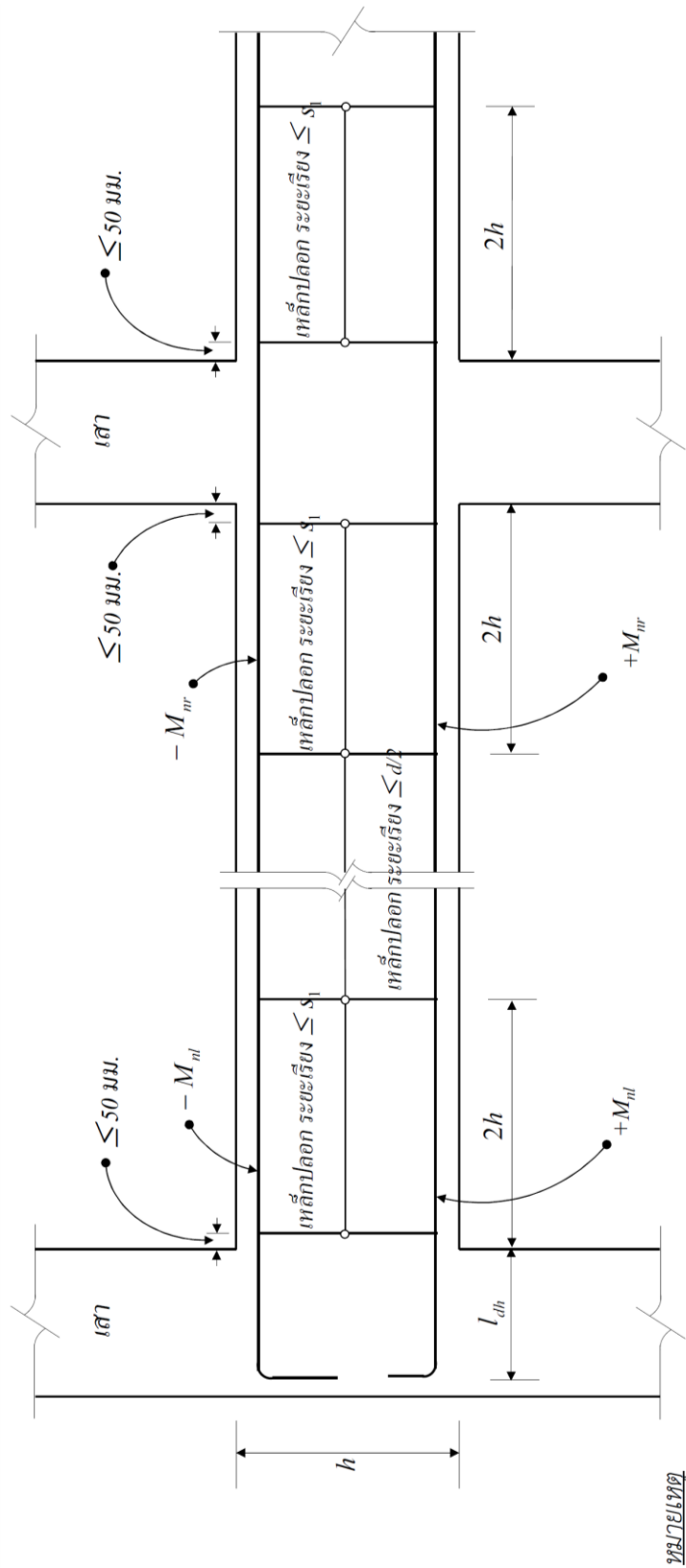
โดยที่เหล็กเสริมนี้จะต้องเสริมภายในเสาเป็นความลึกไม่น้อยกว่าความลึกของคานที่ลึกที่สุดที่ข้อต่อนั้น
ข้อยกเว้น ข้อต่อระหว่างเสาและคานหรือระหว่างเสาและแผ่นพื้นไร้คาน ที่ไม่ได้เป็นส่วนหลักของระบบ
รับแรงต้านแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว และมีการยึดโคนเสาทั้ง 4 ด้านด้วยคานหรือแผ่นพื้นที่มี
ความลึกเท่ากันโดยประมาณ

- 5.2.7.4.5 ระยะเรียงของเหล็กปลอกเดี่ยวในส่วนที่นอกเหนือจากข้อ 5.2.7.4.1 จะต้องไม่
มากกว่า 2 เท่าของระยะ s_0
- 5.2.7.4.6 พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมตามยาวของเสาจะต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 1 และไม่ควรมากกว่าร้อยละ 6 ของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด
- 5.2.7.4.7 การต่อเหล็กเสริมในเสาควรต่อบริเวณช่วงกลางความสูงเสา โดยวิธีการต่อเหล็กให้
เป็นไปตามมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังของสมาคม
วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ
- 5.2.7.4.8 รอยต่อของเหล็กเสริมแต่ละเส้นที่อยู่ข้างเคียง ต้องไม่อยู่ในแนวเดียวกัน และควร
เหลื่อมกันประมาณ 1.00 เมตร หากไม่จำเป็นไม่ควรต่อเหล็กเสริม



หมายเหตุ นำหนักบรรทุกทุกปรับค่า W_u และ P_u ให้คำนวณจากชุดน้ำหนักบรรทุกรวมระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกคองที่น้ำหนักบรรทุกจร และแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

รูปที่ 5.2-2 ตัวอย่างการคำนวณกำลังต้านแรงเฉือนตามข้อ 5.2.7.2.1



รูปที่ 5.2-3 รายละเอียดการเสริมเหล็กในคาน

ก) ระยะเรียงของเหล็กปลอก s_1 ต้องไม่มากกว่าค่าที่น้อยสุดของค่าดังต่อไปนี้

(1) 1 ใน 4 ของความลึกปลอกปริมาตรเหล็ก (2) 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมตามความยาวที่มีขนาดเล็กสุด

(3) 24 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก และ (4) 300 มิลลิเมตร

ข) กำลังต้านโมเมนต์ของคานต้องเป็นไปตามข้อกำหนดดังต่อไปนี้

$$(1) +M_n \geq (1/3)(-M_{nr}) \quad (2) +M_{nr} \geq (1/3)(-M_{nr}) \text{ และ}$$

$$(3) +M_n \text{ และ } -M_n \text{ ที่หน้าตัดใดๆ} \geq (1/5) \text{ ของค่าสูงสุดระหว่าง } -M_{nl} \text{ และ } -M_{nr}$$

5.2.7.5 การออกแบบข้อต่อระหว่างคานและเสา

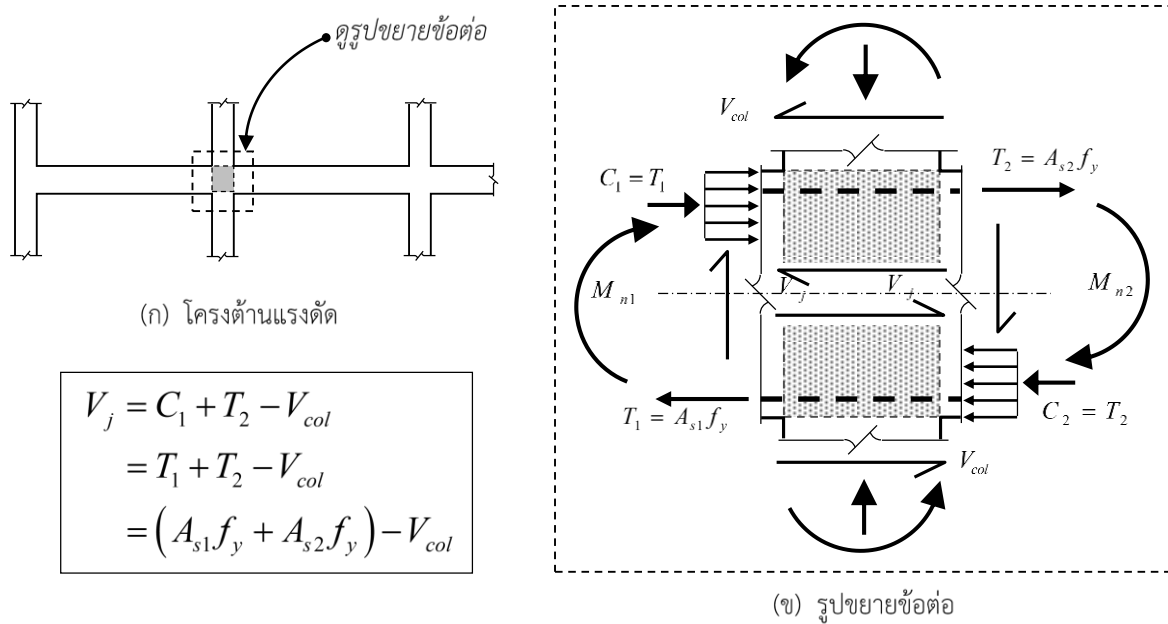
ข้อต่อระหว่างคานและเสาต้องมีขนาดใหญ่เพียงพอเพื่อให้แรงภายในข้อต่อมีค่าเกินกว่ากำลังของข้อต่อ ดังรายละเอียดต่อไปนี้

5.2.7.5.1 แรงเฉือนในแนวนอนสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อ (V_j) จะต้องไม่มากกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนออกแบบ (ϕV_n) หรือ

$$V_j \leq \phi V_n \quad (5.2-7)$$

โดยที่ตัวคูณลดกำลังของข้อต่อ (ϕ) ให้ใช้เท่ากับ 0.85

5.2.7.5.2 แรงเฉือนในแนวนอนสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อเป็นแรงเฉือนที่เกิดขึ้นเมื่อหน้าตัดคานที่ปลายคานทั้งสองด้านของข้อต่อมีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดระบุในทิศทางเดียวกันดังแสดงในรูปที่ 5.2-5



รูปที่ 5.2-5 การคำนวณแรงเฉือนในแนวนอนสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อ

5.2.7.5.3 กำลังต้านแรงเฉือนระบุ (V_n) ของข้อต่อมีค่าดังต่อไปนี้

(1) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรัดจากคานทั้ง 4 ด้าน [(รูปที่ 5.2-6 (ก))]

$$V_n = 1.7\sqrt{f'_c}A_j \quad (5.2-8)$$

(หรือ $V_n = 5.4\sqrt{f'_c}A_j$ ในหน่วยเมตริก)

(2) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรั้งจากคาน 3 ด้าน หรือคาน 2 ด้านที่อยู่ตรงข้ามกัน
[รูปที่ 5.2-6 (ข)]

$$V_n = 1.25\sqrt{f'_c}A_j \quad (5.2-9)$$

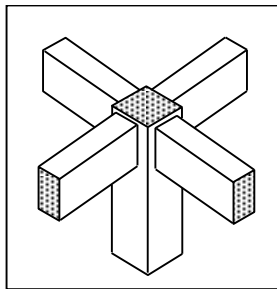
(หรือ $V_n = 4.0\sqrt{f'_c}A_j$ ในหน่วยเมตริก)

(3) ข้อต่ออื่น ๆ [รูปที่ 5.2-6 (ค)]

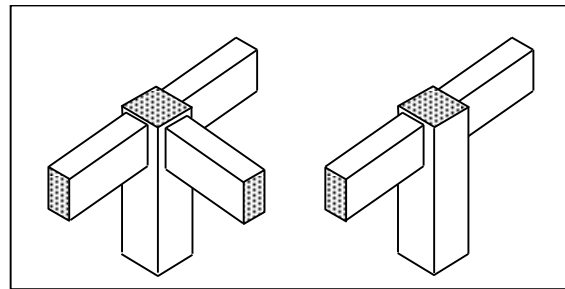
$$V_n = 1.0\sqrt{f'_c}A_j \quad (5.2-10)$$

(หรือ $V_n = 3.2\sqrt{f'_c}A_j$ ในหน่วยเมตริก)

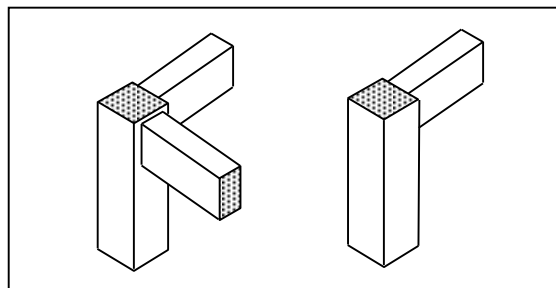
โดยที่ A_j เป็นพื้นที่ด้านแรงเฉือนในแนวนอนประสิทธิผลของข้อต่อ ดังแสดงในรูปที่ 5.2-7 และจะถือว่าข้อต่อได้รับการยึดรั้งจากคานก็ต่อเมื่อคานที่เข้ามายึดรั้งนั้นมีความกว้างไม่น้อยกว่าสามในสี่ของความกว้างเสาด้านที่คานเข้ามาบรรจบ และมีความลึกไม่น้อยกว่าสามในสี่ของความลึกคานตัวที่ลึกที่สุดที่เข้ามาบรรจบกันที่ข้อต่อ



(ก) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรั้งจากคานทั้ง 4 ด้าน

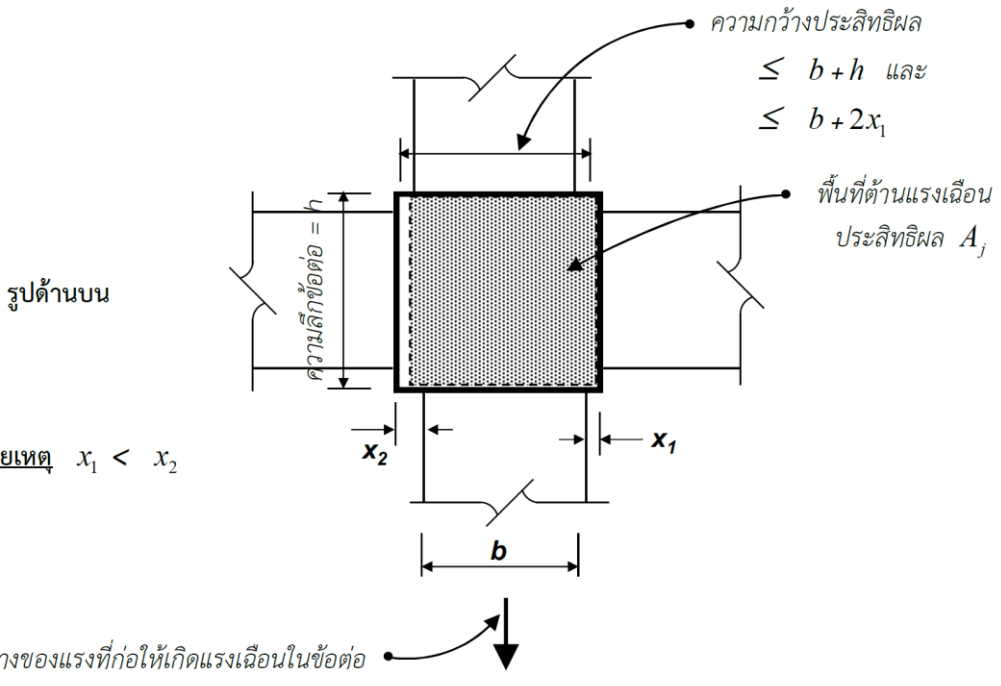
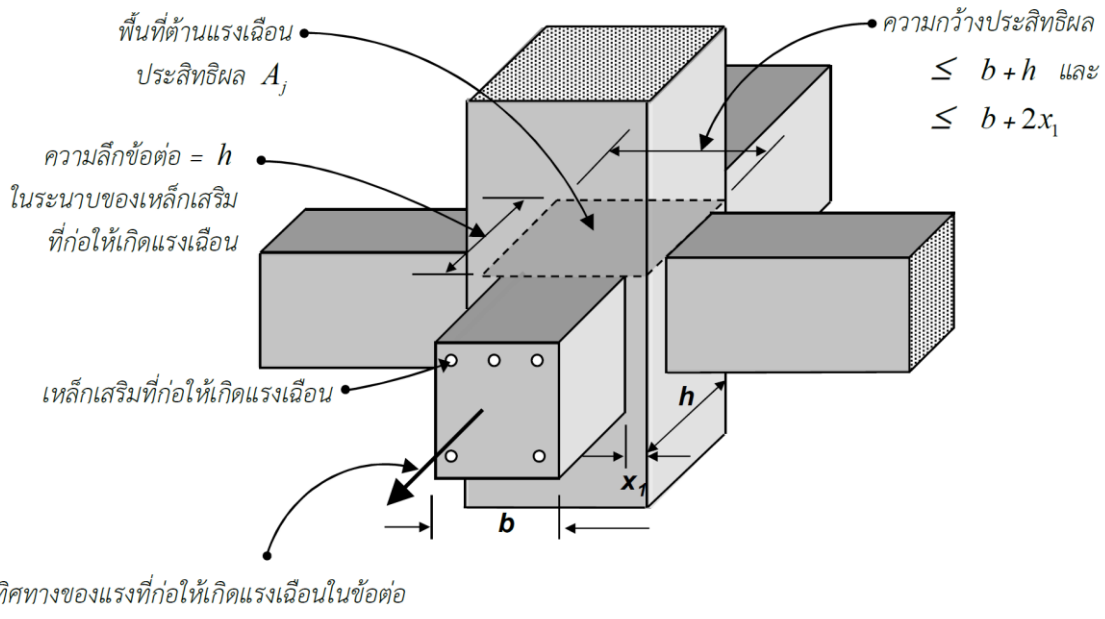


(ข) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรั้งจากคาน 3 ด้าน
หรือคาน 2 ด้านที่อยู่ตรงข้ามกัน



(ค) ข้อต่ออื่น ๆ

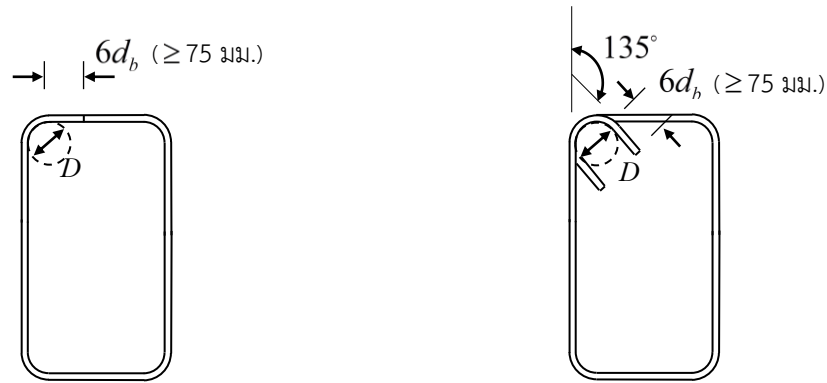
รูปที่ 5.2-6 ข้อต่อประเภทต่าง ๆ สำหรับการคำนวณกำลังต้านแรงเฉือนระบุ (V_n)



รูปที่ 5.2-7 พื้นที่ต้านแรงเฉือนประสิทธิผลของข้อต่อระหว่างคานและเสา

5.2.7.6 ของงอสำหรับโครงสร้างรับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ของงอของเหล็กปลอกลูกตั้ง (Stirrup) และเหล็กปลอกกรัดรอบ (Hoop) โดยทั่วไปอาจตัดเป็นมุม 90 องศา และมีส่วนปลายยื่นต่อไปอีกไม่น้อยกว่า 6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก (รูปที่ 5.2-8) สำหรับอาคารสาธารณะ เช่น โรงมหรสพ หอประชุม โรงแรม โรงพยาบาล สถานศึกษา เป็นต้น หรืออาคารที่ออกแบบให้มีความเหนียว ของงอดังกล่าวควรมีการตัดเป็นมุม 135 องศา หรือในกรณีที่ทำเป็นของงอ 90 องศา ควรยึดด้วยคลิปของงอ (Hook -Clip) เพื่อรัดขาของงอ 90 องศา ในบริเวณใกล้ข้อต่อ (ระยะ $2h$ ในรูปที่ 5.2-3 หรือ l_0 ในรูปที่ 5.2-4)



(ก) ของงอ 90 องศา
(สำหรับอาคารทั่วไป)

(ข) ของงอ 135 องศา
(สำหรับอาคารสาธารณะ)

รูปที่ 5.2-8 รายละเอียดของงอสำหรับโครงสร้างรับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวสำหรับโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง

5.2.8 ข้อกำหนดเกี่ยวกับคานในโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ

5.2.8.1 ขอบข่าย (Scope)

ข้อกำหนด 5.2.8 เป็นข้อกำหนดเพิ่มเติมจากข้อ 5.2.7 โดยให้ใช้ข้อกำหนดที่เข้มงวดกว่าในทั้ง 2 หัวข้อ

คานในโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษเป็นไปตามข้อ 5.2.8.1.1 จนถึง 5.2.8.1.4 ดังนี้

5.2.8.1.1 แรงอัดตามแนวแกนปรับค่าที่กระทำต่อชิ้นส่วน P_u จะต้องไม่เกิน $A_g f_c' / 10$

5.2.8.1.2 ความยาวช่วงว่างของชิ้นส่วน l_n จะต้องไม่น้อยกว่า 4 เท่าของความลึกประสิทธิผล

5.2.8.1.3 ความกว้างของชิ้นส่วน, b_w ต้องไม่น้อยกว่าค่าน้อยกว่าระหว่าง $0.3h$ และ 250 มิลลิเมตร

5.2.8.1.4 ระยะของหน้าตัดคานที่ยื่นเลยจากขอบเสาในแต่ละด้านจะต้องไม่เกินค่าน้อยกว่าระหว่างความกว้างของเสา หรือ สามในสี่ของความลึกของเสา

5.2.8.2 เหล็กเสริมตามยาว

- 5.2.8.2.1 ที่หน้าตัดใด ๆ ของคาน ต้องเสริมเหล็กตามแนวยาวทั้งเหล็กบนและเหล็กล่างตามหลักเกณฑ์ของการเสริมเหล็กรับแรงดัดตามมาตรฐานที่เป็นยอมรับ โดยที่ปริมาณเหล็กเสริมจะต้องไม่น้อยกว่า $1.4b_w d / f_y$ (หรือ $14b_w d / f_y$ ในหน่วยเมตริก) ยกเว้นว่าได้เสริมเหล็กไว้เกิน 1/3 ของปริมาณที่ได้จากการคำนวณ และอัตราส่วนเหล็กเสริม, ρ จะต้องไม่เกิน 0.025 และจะต้องมีเหล็กตามแนวยาวอย่างน้อย 2 เส้นวางต่อเนื่องทั้งด้านบนและด้านล่างของหน้าตัด
- 5.2.8.2.2 กำลังต้านโมเมนต์บวกที่หน้าข้อต่อต้องไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของกำลังต้านโมเมนต์ลบที่หน้าข้อต่อนั้น และกำลังต้านโมเมนต์บวกและลบที่หน้าตัดใด ๆ ตลอดความยาวชิ้นส่วน ต้องไม่น้อยกว่าหนึ่งในสี่ของกำลังต้านโมเมนต์สูงสุดที่หน้าข้อต่อ
- 5.2.8.2.3 การทาบเหล็กเสริมรับแรงดัด จะยอมให้ทำได้เฉพาะในกรณีที่มีเหล็กปลอกรัดรอบหรือเหล็กปลอกเกลียวตลอดการทาบเหล็กนั้น ระยะเรียงของเหล็กปลอกดังกล่าว ต้องไม่เกินค่าที่น้อยกว่าระหว่าง 1 ใน 4 ของความลึกประสิทธิผล และ 100 มิลลิเมตร การทาบเหล็กจะไม่ยอมให้ใช้ในบริเวณ
- (1) ภายในข้อต่อ
 - (2) ภายในระยะสองเท่าของความลึกของชิ้นส่วนวัดจากหน้าข้อต่อและ
 - (3) ในบริเวณที่ผลการวิเคราะห์ชี้ว่าเกิดการครากของหน้าตัดเนื่องจากการเคลื่อนที่ด้านข้างแบบไม่ยืดหยุ่นของโครง

5.2.8.3 เหล็กเสริมทางขวาง

- 5.2.8.3.1 เหล็กปลอกรัดรอบ (Hoop) จะต้องเสริมในบริเวณต่อไปนี้ของคาน
- (1) ตลอดระยะเท่ากับสองเท่าของความลึกคานวัดจากผิวของฐานรองไปสู่กลางช่วงคานที่ปลายคานทั้งสองด้าน
 - (2) ตลอดความยาวเท่ากับสองเท่าของความลึกคาน วัดออกไปทั้งสองด้านของหน้าตัดที่คาดว่าจะเกิดการครากเมื่อโครงสร้างเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างแบบไม่ยืดหยุ่น
- 5.2.8.3.2 เหล็กปลอกรัดรอบตำแหน่งแรกต้องอยู่ไม่เกิน 50 มิลลิเมตร จากขอบของฐานรอง ระยะเรียงของเหล็กปลอกรัดรอบต้องไม่เกินค่าที่น้อยที่สุดของค่าดังต่อไปนี้
- (1) 1 ใน 4 ของความลึกประสิทธิผล
 - (2) 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่เล็กที่สุด
 - (3) 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอกรัดรอบ
 - (4) 300 มิลลิเมตร

- 5.2.8.3.3 ในบริเวณที่มีการใส่เหล็กปลอกรัดรอบ เหล็กเสริมตามยาวที่อยู่บริเวณโดยรอบของเหล็กปลอกรัดรอบนั้น ต้องได้รับการรองรับทางข้างตามมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่เป็นที่ยอมรับ
- 5.2.8.3.4 ในบริเวณที่ไม่ต้องการเหล็กปลอกรัดรอบ ให้ใส่เหล็กดัดที่ท่าของอตันแผ่นดินไหวที่ปลายทั้งสองด้านด้วยระยะเรียงที่ไม่เกินครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิผลของคาน
- 5.2.8.3.5 เหล็กดัดหรือเหล็กปลอก (Stirrups or Ties) ที่ใช้ในการต้านแรงเฉือนจะต้องเป็นเหล็กรัดรอบตลอดความยาวของชิ้นส่วน ในข้อ 5.2.8.3, 5.2.9.4 และ 5.2.10.2
- 5.2.8.3.6 เหล็กปลอกรัดรอบ (Hoop) ในคาน อนุญาตให้ทำจากเหล็กดัดที่มีของอตันแผ่นดินไหวที่ปลายทั้งสองและปิดด้วยเหล็กยึดขวาง (Cross Tie) เหล็กยึดขวางที่วางต่อเนื่องกันจะต้องทำของอ 90 องศาที่ปลายด้านตรงกันข้ามของคาน ในกรณีที่เหล็กเสริมนอนที่ยึดด้วยเหล็กปลอกขวางได้รับการยึดรั้งจากแผ่นพื้นเพียงด้านเดียวของคานนั้น ของอ 90 องศาของปลอกขวางจะต้องวางอยู่ที่ด้านนั้น

5.2.8.4 ข้อกำหนดกำลังต้านแรงเฉือน

5.2.8.4.1 แรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบ

แรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบ V_c ให้คำนวณจากแรงที่กระทำบนส่วนของคานที่อยู่ระหว่างผิวหน้าของรอยต่อ โดยให้สมมติว่าที่หน้ารอยต่อทั้งสองมีโมเมนต์ที่มีค่าเท่ากับกำลังต้านโมเมนต์ดัดที่เป็นไปได้ (M_{pr}) กระทำในทิศตรงกันข้าม และชิ้นส่วนคานนั้นถูกกระทำโดยแรงแนวตั้งที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยกระทำร่วมด้วย (ดังรูป 5.2-2, ให้แทน M_u ด้วย M_{pr})

ค่ากำลังต้านโมเมนต์ดัดที่เป็นไปได้ (M_{pr}) ให้คำนวณจากค่ากำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมเท่ากับ $1.25f_y$

5.2.8.4.2 เหล็กเสริมตามขวาง

เหล็กเสริมตามขวางตลอดความยาวที่ระบุในหัวข้อ 5.2.8.3.1 จะต้องออกแบบให้ต้านแรงเฉือนโดยให้สมมติว่า $V_c = 0$ เมื่อ

- (1) แรงเฉือนส่วนที่เกิดจากแผ่นดินไหวซึ่งคำนวณตามข้อ 5.2.8.4.1 มีค่าเกินกว่า หรือ เท่ากับกำลังต้านแรงเฉือนสูงสุดที่ต้องการภายในช่วงความยาวของชิ้นส่วน และ
- (2) แรงอัดตามแกนเพิ่มค่า, P_u ซึ่งรวมผลจากแผ่นดินไหวมีค่าน้อยกว่า $A_g f_c' / 20$

5.2.9 ข้อกำหนดเกี่ยวกับเสาในโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ

5.2.9.1 ขอบเขต (Scope)

ข้อกำหนด 5.2.9 เป็นข้อกำหนดเพิ่มเติมจากข้อ 5.2.7 โดยให้ใช้ข้อกำหนดที่เข้มงวดกว่าในทั้ง 2 หัวข้อ

ข้อกำหนดนี้ใช้กับเสาในโครงต้านแรงดัดที่ (1) ต้านแรงแผ่นดินไหว (2) มีค่าแรงตามแนวแกนปรับค่าเกิน $A_g f'_c / 10$ ซึ่งขนาดและสัดส่วนของหน้าตัดเสาจะต้องเป็นไปตามข้อ (ก) และ (ข) ดังนี้

(ก) มิติของหน้าตัดเสาที่สั้นที่สุด ซึ่งวัดจากเส้นตรงที่ลากผ่านจุดศูนย์กลางของหน้าตัด ต้องไม่ต่ำกว่า 300 มิลลิเมตร

(ข) อัตราส่วนของมิติที่สั้นที่สุดของเสาต่อมิติที่ตั้งฉากกัน ต้องไม่น้อยกว่า 0.4

5.2.9.2 กำลังต้านโมเมนต์ดัดขั้นต่ำของเสา

5.2.9.2.1 กำลังต้านโมเมนต์ดัดของเสาต้องเป็นไปตามข้อ 5.2.9.2.2 หรือ 5.2.9.2.3 สำหรับเสาที่ไม่เป็นไปตาม 5.2.9.2.2 ไม่ต้องนำมาพิจารณาในการคำนวณกำลังและสติฟเนสเพื่อการต้านแรงดัดข้างของโครงสร้าง แต่ให้ถือว่าเป็นชิ้นส่วนของโครงสร้างที่ไม่ได้เป็นส่วนหนึ่งของระบบต้านแรงแผ่นดินไหว

5.2.9.2.2 กำลังต้านโมเมนต์ดัดระบุของเสา ต้องเป็นไปตามสมการ 5.2-11

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad (5.2-11)$$

โดยที่ $\sum M_{nc}$ คือ ผลรวมของกำลังต้านโมเมนต์ดัดระบุของเสา ณ จุดต่อนั้น โดยให้คำนวณที่ขอบของจุดต่อ การคำนวณกำลังต้านโมเมนต์ดัดระบุของเสานั้น ให้คำนึงถึงค่าแรงอัดตามแนวแกนที่กระทำต่อเสาในลักษณะที่ทำให้มีค่ากำลังต้านโมเมนต์ดัดต่ำที่สุด

$\sum M_{nb}$ คือ ผลรวมของกำลังต้านโมเมนต์ดัดของคาน ณ จุดต่อนั้น คำนวณที่ขอบของจุดต่อ ในกรณีที่คานมีหน้าตัดตัวที่ ซึ่งพื้นที่เป็นปีกคานทำหน้าที่รับแรงดัด ให้พิจารณาเหล็กเสริมในช่วงความกว้างประสิทธิผลของพื้นที่ในการคำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคานด้วย

การรวมค่าโมเมนต์ดัดระบุข้างต้นให้มีสมมุติฐานว่า โมเมนต์ในเสากระทำในทิศตรงข้ามกับโมเมนต์ในคาน

5.2.9.2.3 หากไม่สามารถเป็นไปตาม 5.2.9.2.2 แล้ว ให้เสริมเหล็กปลอกในเสาที่รองรับข้อต่อดังกล่าว ด้วยเหล็กเสริมตามขวางตามข้อ 5.2.9.4.1 จนถึง 5.2.9.4.3 ตลอดความสูงเสา

5.2.9.3 เหล็กเสริมตามยาว

5.2.9.3.1 พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมตามยาว A_{st} ต้องไม่ต่ำกว่า $0.01A_g$ แต่ไม่มากกว่า $0.06A_g$

5.2.9.3.2 การต่อเหล็กด้วยวิธีทางกลและการเชื่อมให้เป็นไปตามมาตรฐานที่กำหนด การต่อทาบเหล็กให้กระทำเฉพาะในบริเวณช่วงกลางของเสา โดยให้พิจารณาเป็นการทาบชนิดรับแรงดึง และใส่เหล็กเสริมตามขวางตาม 5.2.9.4.2 ถึง 5.2.9.4.3

5.2.9.4 เหล็กเสริมตามขวาง (Transverse Reinforcement)

5.2.9.4.1 ให้ใส่เหล็กเสริมตามขวางในเสาตามข้อ (1)– (5) ยกเว้นหากมีความต้องการเหล็กเสริมตามขวางที่มากกว่าตาม 5.2.9.5

(1) อัตราส่วนเชิงปริมาตรของเหล็กปลอกเกลียว ρ_s ต้องไม่น้อยกว่าค่าในสมการ 5.2-12 และ 5.2-13

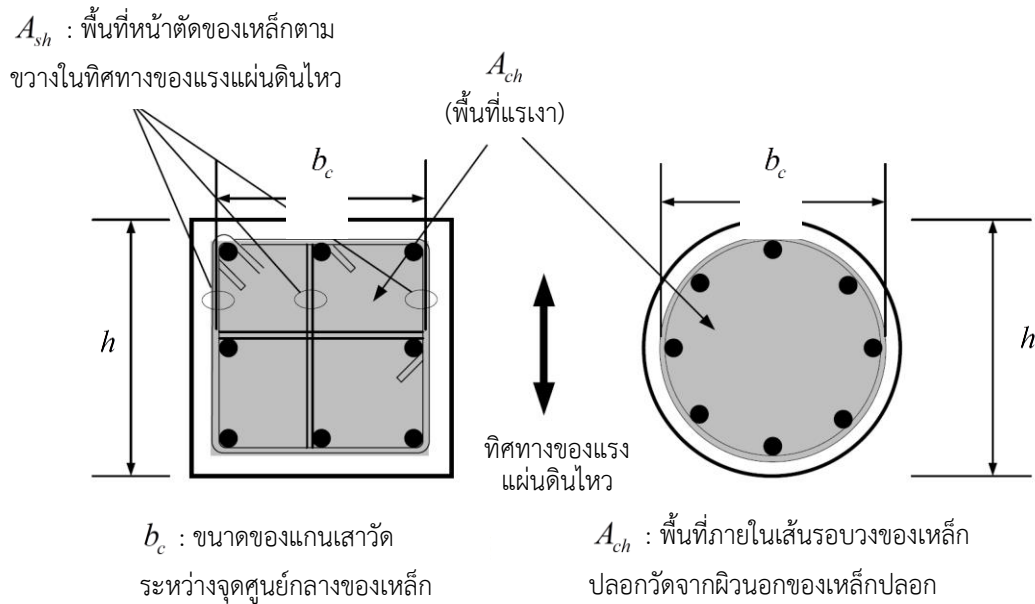
$$\rho_s = 0.12 f'_c / f_{yh} \quad (5.2-12)$$

$$\rho_s = 0.45 \left[\left(A_g / A_{ch} \right) - 1 \right] (f'_c / f_{yh}) \quad (5.2-13)$$

(2) พื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอกรัดรอบสี่เหลี่ยมผืนผ้า A_{sh} ต้องไม่น้อยกว่าค่าที่กำหนดในสมการ 5.2-14 และ 5.2-15

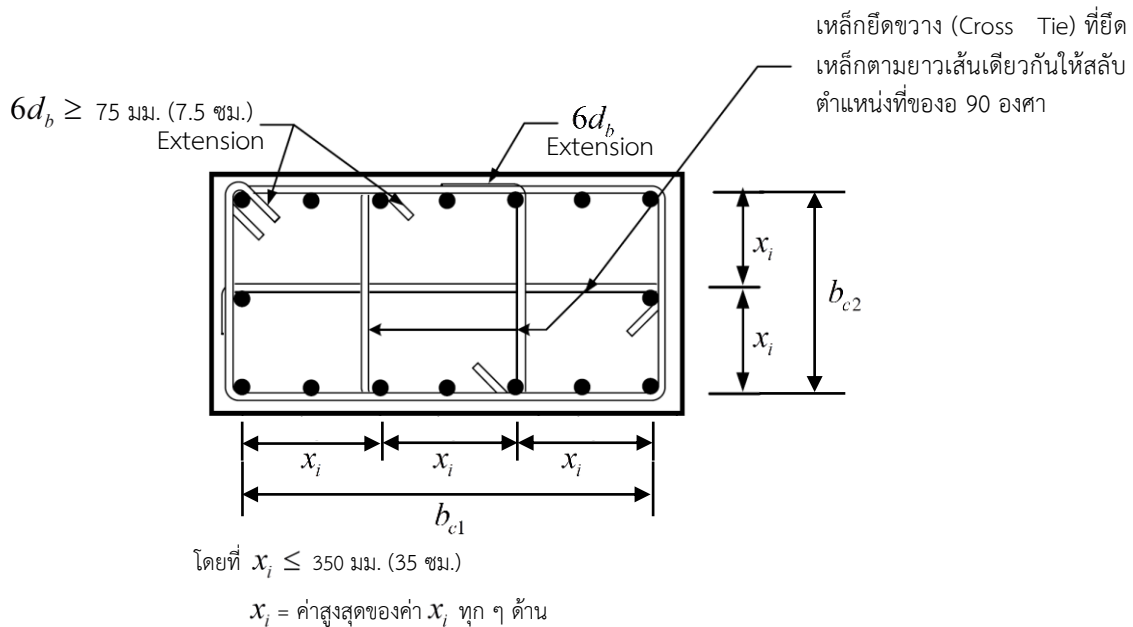
$$A_{sh} = 0.3 (s b_c f'_c / f_{yh}) \left[\left(A_g / A_{ch} \right) - 1 \right] \quad (5.2-14)$$

$$A_{sh} = 0.09 s b_c f'_c / f_{yh} \quad (5.2-15)$$

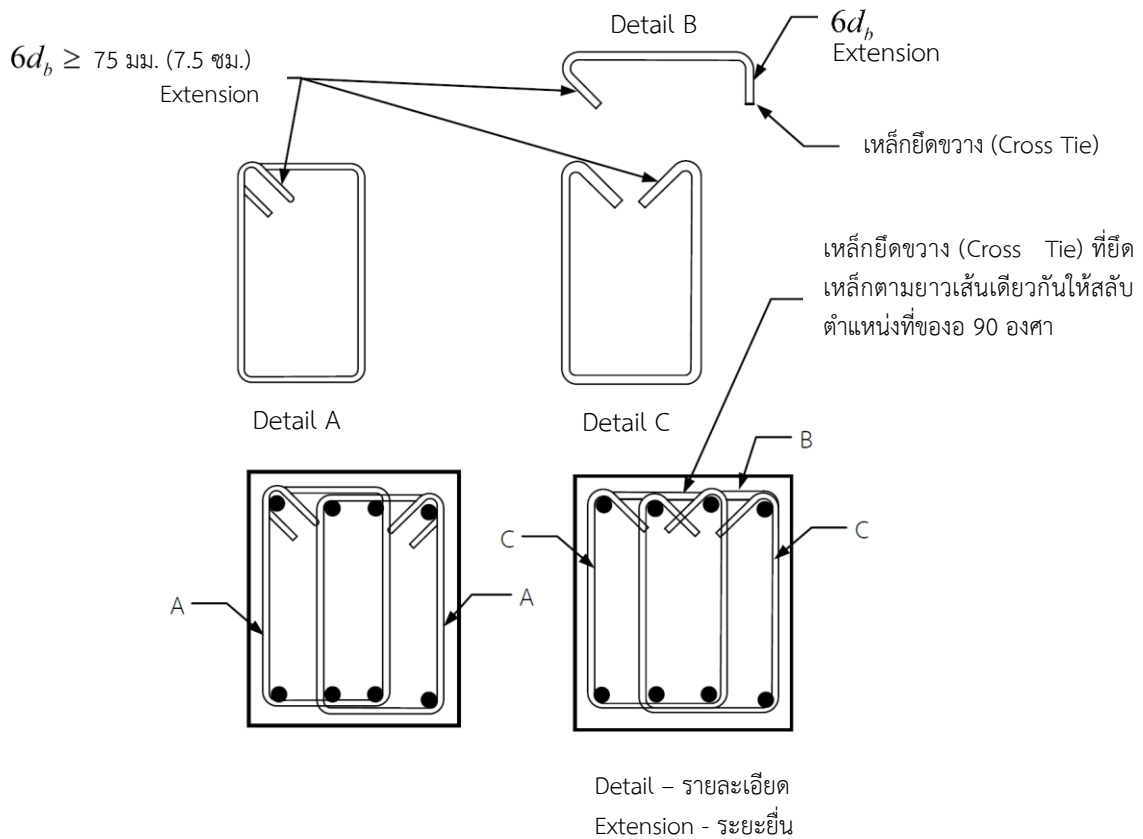


รูปที่ 5.2-9 นิยามของตัวแปรต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องตามสูตร

(3) เหล็กเสริมตามขวาง อาจใช้เป็น เหล็กปlovakรัดรอบแบบเส้นเดียว หรือ หลายเส้นซ้อนกัน และอนุญาตให้ใช้ เหล็กยึดขวาง (Cross Tie) ซึ่งมีขนาดและระยะเรียงเท่ากับเหล็กปlovakรัดรอบได้ โดยปลายแต่ละด้านของเหล็กยึดขวางจะต้องยึดกับเหล็กเสริมตามยาว เหล็กยึดขวางที่วางเรียงกันไป ควรจะสลับทิศทางปลายยึดเหล็กตามยาว



รูปที่ 5.2-10 ตัวอย่างเหล็กเสริมหลักและเหล็กปlovakในเสา



รูปที่ 5.2-11 ตัวอย่างเหล็กปลอกที่วางซ้อนกัน

- (4) หากค่ากำลังออกแบบที่คำนวณจากแกนเสา สามารถต้านทานน้ำหนักบรรทุกที่รวมผลของแผ่นดินไหวออกแบบได้ ไม่จำเป็นต้องใช้สมการ 5.2-15
- (5) หากระยะหุ้มของคอนกรีตนอกเหล็กปลอกโอบรัดมีความหนาเกิน 100 มม. ให้ใส่เหล็กเสริมตามขวางเพิ่มเติม ที่มีระยะเรียงไม่เกิน 300 มม. และระยะหุ้มเหล็กปลอกขวางเพิ่มเติมนี้จะต้องไม่เกิน 100 มม.

5.2.9.4.2 ระยะเรียงของเหล็กเสริมตามขวาง ต้องไม่เกินค่าที่น้อยที่สุดระหว่างค่าดังต่อไปนี้

- (1) 1 ใน 4 ของขนาดหน้าตัดเสาด้านที่เล็กที่สุด
- (2) 6 เท่า ของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมตามยาว
- (3) ระยะ S_0 (มิลลิเมตร) คำนวณจากสมการ (5.2-16)

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350 - x_i}{3} \right) \quad (5.2-16)$$

$$\text{(หรือ } S_0 = 10 + \left(\frac{35 - x_i}{3} \right) \text{ ในหน่วยเมตริก)}$$

ระยะ S_0 ต้องไม่ต่ำกว่า 100 มม. และไม่มากกว่า 150 มม.

- 5.2.9.4.3 ระยะตามแนวนอนของเหล็กยึดขวางหรือขาของเหล็กปลอกที่รอบที่วางซ้อนกัน ต้องไม่เกิน 350 มม. วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง
- 5.2.9.4.4 เหล็กเสริมตามขวางตามที่กำหนดใน 5.2.9.4.1 ถึง 5.2.9.4.3 ให้วางภายในระยะ l_0 จากขอบของข้อต่อทั้งสองด้าน และจากหน้าตัดที่คาดว่าจะมีการครากของเหล็ก ตามแนวยาวเกิดขึ้น โดยระยะ l_0 ต้องไม่น้อยกว่าค่าที่มากที่สุดระหว่าง
- (1) มิติที่มากที่สุดของหน้าตัดเสา
 - (2) 1 ใน 6 เท่าของความสูงจากขอบถึงขอบของเสา
 - (3) 500 มม.
- 5.2.9.4.5 เสาที่รองรับแรงจากชั้นส่วนเกร็งที่ไม่ต่อเนื่องเช่น จาก กำแพง จะต้องเสริมเหล็ก ตามขวางตามข้อกำหนด 5.2.9.4.1 จนถึง 5.2.9.4.3 ตลอดความสูงเสาได้ระดับที่ เกิดความไม่ต่อเนื่อง เมื่อแรงอัดตามแนวแกนปรับค่าภายใต้แรงที่รวมแผ่นดินไหวมี ค่าเกิน
- เหล็กเสริมตามขวางตามที่ระบุใน 5.2.9.4.1 จนถึง 5.2.9.4.3 จะต้องเสริมให้เล็กลง ไปในชั้นส่วนที่ไม่ต่อเนื่องอีกเป็นระยะอย่างน้อยเท่ากับระยะฝังภายใต้แรงดึง คำนวณโดยใช้เส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กตามยาวในเสาที่มีขนาดใหญ่ที่สุด
- เมื่อปลายล่างของเสาตั้งอยู่บนกำแพง เหล็กเสริมตามขวางตามที่ระบุใน 5.2.9.4.1 จนถึง 5.2.9.4.3 จะต้องเสริมเล็กลงไปในกำแพงเป็นระยะไม่น้อยกว่า l_d ซึ่ง คำนวณจากเหล็กเสริมยาวขนาดใหญ่ที่สุด
- เมื่อเสาตั้งอยู่บนฐานราก เหล็กเสริมตามขวางตามที่ระบุใน 5.2.9.4.1 จนถึง 5.2.9.4.3 จะต้องเสริมเล็กลงไปในฐานรากเป็นระยะไม่น้อยกว่า 300 มม.
- 5.2.9.4.6 ในบริเวณอื่นของเสาที่ไม่ได้เสริมเหล็กปลอกขวางตามที่ระบุใน ข้อ 5.2.9.4.1 จนถึง 5.2.9.4.3 ตลอดความสูงเสา ให้เสริมเหล็กปลอกเกลียวหรือปลอกที่รอบที่มีระยะ เรียงจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางไม่เกินค่าที่น้อยกว่าระหว่าง 6 เท่าของเส้นผ่าน ศูนย์กลางของเหล็กตามแนวยาวและ 150 มม.

5.2.9.5 ข้อกำหนดกำลังต้านแรงเฉือน

5.2.9.5.1 แรงเฉือนออกแบบ V_e ให้คำนวณโดยพิจารณาจากแรงสูงสุดที่กระทำที่ปลายของเสาทั้งสองด้าน โดยแรงสูงสุดนี้หมายถึง กำลังต้านโมเมนต์สูงสุดที่เป็นไปได้ M_{pr} และค่าแรงอัดตามแนวแกนปรับค่า P_u ที่กระทำร่วมกัน โดยที่ค่าแรงเฉือนออกแบบ V_e ที่คำนวณได้นี้จะต้องไม่น้อยกว่าแรงเฉือนปรับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง

5.2.9.5.2 ค่ากำลังต้านโมเมนต์ดัดที่เป็นไปได้ (M_{pr}) ให้คำนวณจากค่ากำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมเท่ากับ $1.25f_y$

5.2.9.5.3 เหล็กเสริมตามขวางตลอดระยะ l_0 ที่ระบุในหัว 5.2.9.4.4 จะต้องออกแบบให้ต้านแรงเฉือนโดยไม่คิดกำลังต้านแรงเฉือนของคอนกรีต ($V_c = 0$) เมื่อ

(1) แรงเฉือนที่เกิดจากแผ่นดินไหว ที่คำนวณตามข้อ 5.2.9.5.1 มีค่ามากกว่าหรือเท่ากับครึ่งหนึ่งของแรงเฉือนปรับค่าสูงสุด และ

(2) แรงอัดตามแนวแกนปรับค่า P_u ที่รวมผลของแผ่นดินไหวแล้ว น้อยกว่า $A_g f_c' / 20$

5.2.10 ข้อต่อระหว่างคานและเสาในโครงสร้างต้านแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ

5.2.10.1 ข้อกำหนดทั่วไป

ข้อกำหนด 5.2.10 เป็นข้อกำหนดเพิ่มเติมจากข้อ 5.2.7 โดยให้ใช้ข้อกำหนดที่เข้มงวดกว่าในทั้ง 2 หัวข้อ

5.2.10.1.1 แรงในเหล็กเสริมตามยาวในคานที่ข้อต่อให้คำนวณโดยใช้ค่าหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมเท่ากับ $1.25f_y$

5.2.10.1.2 กำลังของข้อต่อให้คำนวณโดยใช้ตัวคูณลดกำลังเท่ากับ 0.85

5.2.10.1.3 เหล็กเสริมตามยาวในคานควรจะวางเลยออกไปจนถึงขอบด้านนอกของแกนเสา และให้ทำการฝังยึดกับแถบเสา โดยหากเป็นกรณีรับแรงดึงให้ทำตามข้อ 5.2.10.4 และหากเป็นกรณีรับแรงอัดให้ทำตามข้อกำหนดเรื่องเสาในมาตรฐานที่เกี่ยวข้อง

5.2.10.1.4 สำหรับเหล็กเสริมตามยาวในคานที่วางทะลุผ่านข้อต่อ มิติของเสาที่ขนานกับเหล็กเสริมในคานจะต้องไม่น้อยกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดใหญ่ที่สุดในกรณีที่เป็นคอนกรีตน้ำหนักปกติ สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา มิติของเสาจะต้องไม่น้อยกว่า 26 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว

5.2.10.2 เหล็กเสริมตามขวาง

- 5.2.10.2.1 ให้เสริมเหล็กปลอกกรัดรอบตามข้อ 5.2.9.4 ในข้อต่อ ถ้าหากว่าข้อต่อนั้นไม่ได้ถูกยึดรัดโดยคานตามข้อ 5.2.10.2.2
- 5.2.10.2.2 เมื่อข้อต่อมีคานเข้ามาชนทั้ง 4 ด้าน และความกว้างของคานอย่างน้อยเท่ากับสามในสี่ของความกว้างเสา ให้ใส่เหล็กเสริมตามขวางเป็นปริมาณอย่างน้อยเท่ากับครึ่งหนึ่งของที่ระบุใน 5.2.9.4.1 ภายในระยะความสูง h ของคานที่มีความลึกที่น้อยที่สุดที่เข้ามาชนกับจุดต่อ และระยะเรียงตามทีระบุใน 5.2.9.4.2 สามารถปรับเพิ่มขึ้นเป็น 150 มม. ได้
- 5.2.10.2.3 ในกรณีที่ไม่มีคานเข้ามาชนกับข้อต่อ ให้เสริมเหล็กเสริมตามขวางตามที่ระบุใน 5.2.9.4 ภายในข้อต่อเพื่อที่จะให้เกิดการโอบรัด (Confinement) ให้แก่เหล็กตามยาวในคาน

5.2.10.3 กำลังต้านแรงเฉือน (Shear Strength)

กำลังต้านแรงเฉือน V_n ของข้อต่อ ให้คำนวณจากสูตรสำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติตาม 5.2.7.5.3 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบาให้ใช้ค่ากำลังต้านแรงเฉือนของข้อต่อไม่เกิน 3 ใน 4 ของค่าที่กำหนด

5.2.10.4 ระยะฝังของเหล็กเสริมรับแรงดึง

- 5.2.10.4.1 ระยะฝังของเหล็กเสริม l_{dh} ที่ทำของมาตรฐาน 90 องศาจะต้องไม่น้อยกว่าค่าที่มากที่สุดระหว่าง 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง และ 150 มม. และความยาวที่กำหนดตามสมการ

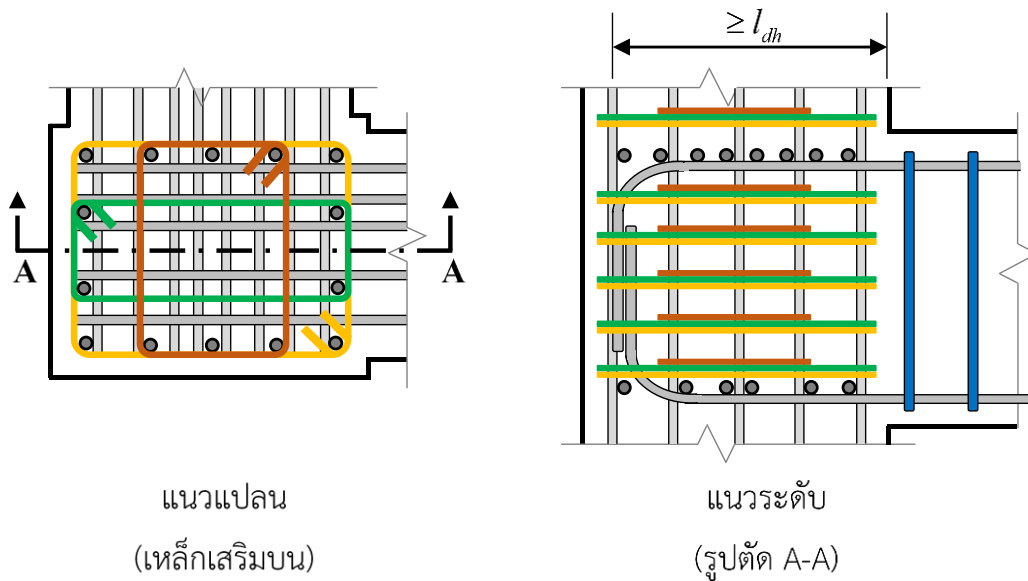
$$l_{dh} = f_y d_b / (5.3 \sqrt{f'_c}) \quad (5.2-17)$$

$$\text{(หรือ } l_{dh} = f_y d_b / (17 \sqrt{f'_c}) \text{ ในหน่วยเมตริก)}$$

สำหรับเหล็กที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางระหว่าง 9 – 32 มม.

สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา ระยะฝัง l_{dh} จะต้องไม่น้อยกว่าค่าที่มากที่สุดระหว่าง 10 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง และ 200 มม. และ 1.25 เท่าของค่าที่คำนวณจากสมการข้างต้น

ขององศาจะต้องอยู่ภายในแกนเสาที่ถูกยึดรัดหรือภายในชิ้นส่วนขอบเขต (Boundary Element)



แนวแปลน
(เหล็กเสริมบน)

แนวระดับ
(รูปตัด A-A)

รูปที่ 5.2-12 ตัวอย่างการทำของอเหล็กที่ข้อต่อ

5.2.10.4.2 สำหรับเหล็กที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 9 ถึง 32 มม. ระยะฝังสำหรับเหล็กตรง ต้องไม่น้อยกว่าค่าที่มากกว่าระหว่าง (1) และ (2)

(1) 2.5 เท่าของระยะในข้อ 5.2.10.4.1 ถ้าความลึกของคอนกรีตที่เทครั้งเดียวได้เหล็กไม่เกิน 250 มม.

(2) 3.25 เท่าของระยะในข้อ 5.2.10.4.1 ถ้าความลึกของคอนกรีตที่เทครั้งเดียวได้เหล็กเกิน 250 มม.

5.2.10.4.3 เหล็กเสริมตรงที่หยุดที่ข้อต่อ ให้วางทะลุผ่านแกนของเสาที่ได้รับการโอบรัด หรือของชิ้นส่วนขอบเขต ส่วนใดของระยะฝัง l_d ที่ไม่ได้อยู่ภายในแกนที่ถูกโอบรัดให้เพิ่มความยาวขึ้นอีก 1.6 เท่า

5.2.10.4.4 ในกรณีที่ใช้เหล็กเคลือบผิวอีพ็อกซี ให้เพิ่มระยะฝังตามที่คำนวณในข้อ 5.2.10.4.1 ถึง 5.2.10.4.3 ด้วยตัวคูณที่เหมาะสมตามมาตรฐานการออกแบบที่ได้รับการยอมรับ

5.2.11 กำแพงคอนกรีตที่มีความเหนียวพิเศษและคานยึดควบ

5.2.11.1 ขอบเขต

ข้อกำหนดนี้ใช้กับกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษและคานยึดควบ (Coupling Beam) ในระบบต้านแรงแผ่นดินไหว

5.2.11.2 เหล็กเสริม

5.2.11.2.1 อัตราส่วนเหล็กเสริมในส่วนนอกกำแพง ρ_t และ ρ_l จะต้องไม่น้อยกว่า 0.0025 ยกเว้นเมื่อแรงเฉือนปรับค่า V_u มีค่าไม่เกิน $0.083A_{cv}\sqrt{f'_c}$ (หน่วย SI) [หรือ $0.265A_{cv}\sqrt{f'_c}$ (หน่วย เมตริก)] อนุญาตให้ลด ρ_t และ ρ_l ลงได้ตามที่กำหนด ในมาตรฐานที่เกี่ยวข้อง

ระยะเรียงของเหล็กเสริมในแต่ละทิศทางต้องไม่เกิน 450 มม. เหล็กเสริมที่นำมาคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือน V_u จะต้องวางกระจายอย่างต่อเนื่องตลอด ระบายเฉือน

5.2.11.2.2 หากค่าแรงเฉือนปรับค่า V_u มีค่าเกิน $0.166A_{cv}\sqrt{f'_c}$ (หน่วย SI) [หรือ $0.53A_{cv}\sqrt{f'_c}$ (หน่วย เมตริก)] จะต้องเสริมเหล็กปลอกในกำแพงอย่างน้อย 2 ชั้นที่ผิวกำแพง

5.2.11.3 แรงที่ใช้ออกแบบ

แรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบ (V_e) สำหรับออกแบบกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก ให้คำนวณดังนี้

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (5.2-18ก)$$

โดยที่ V_u คือ แรงเฉือนที่ได้จากการวิเคราะห์แรงต้านข้างด้วยชุดตัวค้ำน้ำหนักรวมที่เหมาะสม (นิวตัน)

Ω_v คือ ค่าตัวประกอบกำลังส่วนเกินที่หน้าตัดวิกฤติ ตามข้อ 5.2.11.3.1

ω_v คือ ค่าตัวประกอบขยายค่าแรงเฉือนพลศาสตร์ ตามข้อ 5.2.11.3.2

5.2.11.3.1 ค่า Ω_v สามารถคำนวณหาค่าได้ ดังนี้

เงื่อนไข	Ω_v	
$h_{wcs}/l_w > 1.5$	เลือกค่าที่มากกว่า	M_{pr}/M_u ^[1]
		1.5 ^[2]
$h_{wcs}/l_w \leq 1.5$	1.0	

^[1] สำหรับวิธีการรวมผลของน้ำหนักรวม (Load Combination) ที่ให้ค่า Ω_v สูงสุด โดยที่

M_{pr} และ M_u พิจารณาที่หน้าตัดวิกฤติของกำแพง

^[2] เว้นแต่การวิเคราะห์อย่างละเอียดจะแสดงว่าสามารถใช้ค่าน้อยกว่าได้ แต่ทั้งนี้ต้องไม่น้อยกว่า 1.0

โดยที่ h_{wcs} คือ ความสูงของกำแพงเหนือหน้าตัดวิกฤติสำหรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน (เมตร)

l_w คือ ความยาวของกำแพงที่พิจารณาในทิศทางของแรงเฉือน (เมตร)

5.2.11.3.2 ค่า ω_v สามารถคำนวณหาค่าได้ ดังนี้

กรณีที่ 1: สำหรับกำแพงมีค่า $h_{wcs}/l_w < 2.0$ ค่า ω_v ให้กำหนดเท่ากับ 1.0

กรณีที่ 2: สำหรับกำแพงมีค่า $h_{wcs}/l_w \geq 2.0$ ให้คำนวณ ω_v ตามเงื่อนไขดังนี้

$$1) \quad n_s \leq 6; \omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10}$$

$$2) \quad n_s > 6; \omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8$$

โดยที่ n_s คือ จำนวนชั้นของอาคารเหนือหน้าตัดวิกฤต ทั้งนี้ n_s จะต้องไม่น้อยกว่า $0.276 h_{wcs}$

5.2.11.4 กำลังต้านแรงเฉือน

5.2.11.4.1 กำลังต้านแรงเฉือนระบุของกำแพง V_n มีค่าไม่เกิน

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (5.2-18)$$

โดยที่ค่าสัมประสิทธิ์ α_c เท่ากับ 0.249 (หน่วย SI) [หรือ 0.795 (หน่วยเมตริก)] เมื่อ $h_w/l_w \leq 1.5$ และเท่ากับ 0.166 (หน่วย SI) [หรือ 0.53 (หน่วยเมตริก)] เมื่อ $h_w/l_w \geq 2.0$ และแปรผันเชิงเส้น เมื่อ h_w/l_w อยู่ระหว่าง 1.5 และ 2.0

5.2.11.4.2 ในการคำนวณตามข้อ 5.2.11.4.1 อัตราส่วน h_w/l_w ที่ใช้ในการหาค่า V_n สำหรับแต่ละชิ้นส่วนของกำแพง (Wall Segments) ให้ใช้ค่าที่มากกว่าระหว่างอัตราส่วนของกำแพงทั้งผืนและของเฉพาะชิ้นส่วนกำแพงที่พิจารณา

5.2.11.4.3 เหล็กเสริมในกำแพงที่ต้านแรงเฉือนต้องเป็นเหล็กเสริมกระจายในสองทิศทางที่ตั้งฉากกันในระนาบของกำแพง ในกรณีที่อัตราส่วน h_w/l_w ไม่เกิน 2.0 อัตราส่วนเหล็กเสริม ρ_t ต้องไม่น้อยกว่าอัตราส่วนเหล็กเสริม ρ_t

- 5.2.11.4.4 กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ V_n รวมของกำแพงเฉือนจะต้องไม่เกิน $0.68A_{cv}\sqrt{f'_c}$ (หน่วย SI) [หรือ $2.12A_{cv}\sqrt{f'_c}$ (หน่วยเมตริก)] เมื่อ A_{cv} คือพื้นที่หน้าตัดรวมของกำแพง แต่สำหรับชิ้นส่วนกำแพงแต่ละแผง กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ V_n จะต้องไม่เกิน $0.85A_{cw}\sqrt{f'_c}$ (หน่วย SI) [หรือ $2.65A_{cw}\sqrt{f'_c}$ (หน่วยเมตริก)] เมื่อ A_{cw} คือพื้นที่หน้าตัดของชิ้นส่วนกำแพงเฉพาะแผงนั้น
- 5.2.11.4.5 สำหรับส่วนของกำแพงในแนวนอน และ คานยึดควบ ค่ากำลังต้านแรงเฉือนระบุ V_n จะต้องไม่มากกว่า $0.85A_{cw}\sqrt{f'_c}$ (หน่วย SI) [หรือ $2.65A_{cw}\sqrt{f'_c}$ (หน่วยเมตริก)] โดยที่ A_{cw} คือพื้นที่ของชิ้นส่วนของกำแพงแนวนอนหรือของคานยึดควบ

5.2.11.5 การออกแบบต้านแรงดัดและแรงตามแนวแกน

- 5.2.11.5.1 การออกแบบกำแพงให้คำนึงถึงแรงดัดและแรงตามแนวแกนปรับค่าที่กระทำร่วมกับแรงเฉือนปรับค่า โดยให้พิจารณาหน้าตัดที่ประกอบด้วยคอนกรีตและเหล็กเสริมที่อยู่ภายในบริเวณความกว้างประสิทธิผลของปีก ชิ้นส่วนขอบเขตและบริเวณอกกำแพง และให้คำนึงช่องเปิดในกำแพงเฉือนด้วย
- 5.2.11.5.2 ในกรณีที่ไม่ได้ทำการวิเคราะห์ละเอียด ให้ถือว่าความกว้างประสิทธิผลของหน้าตัดที่มีลักษณะเป็นปีก มีระยะยื่นออกจากส่วนอกกำแพงเท่ากับค่าที่น้อยกว่าระหว่างครึ่งหนึ่งของระยะไปถึงอกกำแพงข้างเคียง และ หนึ่งในสี่ของความสูงกำแพงทั้งหมด

5.2.11.6 ชิ้นส่วนขอบเขตของกำแพงที่มีความเหนียวพิเศษ

- 5.2.11.6.1 ให้พิจารณาว่ามีความจำเป็นที่จะต้องเสริมชิ้นส่วนขอบเขต ที่ปลายของกำแพงหรือไม่ ตาม 5.2.11.6.2 หรือ 5.2.11.6.3 และให้ปฏิบัติตาม 5.2.11.6.4 และ 5.2.11.6.5 ด้วย
- 5.2.11.6.2 ข้อกำหนดในส่วนนี้ให้ใช้กับกำแพงหรือชิ้นส่วนกำแพง ที่มีความต่อเนื่องจากฐานรากจนถึงส่วนบนสุดของกำแพงและมีหน้าตัดวิกฤติในการต้านแรงดัดและแรงตามแนวแกนที่ตำแหน่งเดียว สำหรับกำแพงที่ไม่เป็นไปตามนี้ ให้ทำตาม 5.2.11.6.3

(1) บริเวณปลายกำแพงที่รับแรงอัดควรเสริมชิ้นส่วนขอบเขตเมื่อ

$$c \geq l_w / (600\delta_u / h_w) \quad (5.2-19)$$

ค่า c ในสมการ (5.2-19) เป็นค่าความลึกของแกนสะเทินที่มากที่สุดคำนวณภายใต้แรงตามแนวแกนปรับค่าร่วมกับกำลังต้านโมเมนต์ระบุที่สอดคล้องกับการเคลื่อนตัวด้านข้างออกแบบ δ_u อัตราส่วน δ_u / h_w ในสมการ (5.2-19) จะต้องไม่น้อยกว่า 0.007

(2) เมื่อต้องมีการเสริมชิ้นส่วนขอบเขตตามข้อ 5.2.11.6.2 (1) เหล็กเสริมในชิ้นส่วนขอบเขตต้องมีความยาวในแนวตั้งวัดออกจากหน้าตัดวิกฤติเป็นระยะไม่น้อยกว่าค่าที่มากกว่าระหว่าง l_w และ $M_u / 4V_u$

5.2.11.6.3 สำหรับกำแพงโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบตามข้อ 5.2.11.6.2 ให้เสริมชิ้นส่วนขอบเขตที่ปลายกำแพงและขอบรอบช่องเปิดเมื่อหน่วยแรงอัดสูงสุดภายใต้แรงแผ่นดินไหวปรับค่ามีค่าเกิน $0.2f_c'$ และสามารถหยุดการเสริมชิ้นส่วนขอบเขตได้ในตำแหน่งที่ค่าหน่วยแรงอัดน้อยกว่า $0.15f_c'$ การคำนวณหน่วยแรงอัดให้คำนวณตามทฤษฎียึดหยุ่นเชิงเส้นและใช้คุณสมบัติของหน้าตัดรวม สำหรับกำแพงที่มีปีก ให้คำนวณความกว้างประสิทธิภาพตามข้อ 5.2.11.5.2

5.2.11.6.4 เมื่อจำเป็นต้องเสริมชิ้นส่วนขอบเขตตามข้อ 5.2.11.6.2 หรือ 5.2.11.6.3 ให้ทำตามข้อ (1) ถึง (5) ต่อไปนี้

(1) ชิ้นส่วนขอบเขตควรจะมี ความยาววัดจากผิวที่รับแรงอัดไม่น้อยกว่าค่าที่มากกว่าระหว่าง $c - 0.1l_w$ และ $c/2$ เมื่อ c คือความลึกแกนสะเทินที่มากที่สุดที่คำนวณภายใต้แรงตามแนวแกนปรับค่าและค่ากำลังต้านโมเมนต์ระบุที่สอดคล้องกับ δ_u

(2) สำหรับหน้าตัดกำแพงที่มีลักษณะเป็นปีก ชิ้นส่วนขอบเขตให้นับรวมส่วนความกว้างประสิทธิภาพด้วยและต้องมีความลึกอย่างน้อย 300 มม. เข้าไปในส่วนนอกกำแพง

(3) เหล็กเสริมตามขวางในชิ้นส่วนขอบเขตให้เป็นไปตามข้อ 5.2.9.4.1 ถึง 5.2.9.4.3 ยกเว้นสมการ 5.2-13

(4) ให้เสริมเหล็กเสริมตามขวางในชิ้นส่วนขอบเขตที่ฐานกำแพงลงไปในฐานะรองรับเป็นระยะอย่างน้อยเท่ากับระยะฝั่งของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางมากที่สุดในกรณีที่ชิ้นส่วนขอบเขตตั้งบนฐานราก ให้เสริมเหล็กเสริมตามขวางลึกลงไปใ้ฐานรากอย่างน้อย 300 มม.

(5) สำหรับเหล็กเสริมแนวราบที่อยู่นอกกำแพง ให้ทำการเสริมเหล็กดังกล่าวในแกนของชิ้นส่วนขอบเขตเพื่อให้สามารถรับแรงดึงได้ถึงจุดคราก

5.2.11.6.5 ในบริเวณที่ต้องการเสริมชิ้นส่วนขอบเขตตามข้อ 5.2.11.6.2 หรือ 5.2.11.6.3 ให้ทำตามข้อ (1) และ (2) นี้

- (1) ถ้าอัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวที่ปลายกำแพง มีค่ามากกว่า $2.8/f_y$ (ในหน่วยเมตริก: $28/f_y$) เหล็กเสริมทางขวางจะต้องเป็นไปตามข้อ 5.2.9.4.1(3), 5.2.9.4.3 และ 5.2.11.6.4 (1) โดยที่ระยะเรียงของเหล็กเสริมทางขวางในบริเวณดังกล่าวต้องไม่เกิน 200 มม.
- (2) หากแรงเฉือนปรับค่า V_u มีค่าเกิน $0.083A_{cv}\sqrt{f'_c}$ (หน่วย SI) [หรือ $0.265A_{cv}\sqrt{f'_c}$ (หน่วยเมตริก)] เหล็กเสริมนอนที่หยุดที่ปลายกำแพงที่ไม่มีชิ้นส่วนขอบเขต ให้ทำของมาตรฐานที่ปลายหรือให้ทำเหล็กปลอกเป็นรูปตัวยูยึดกับเหล็กเสริมตามแนวแกนในกำแพงโดยให้มีขนาดและระยะเรียงเช่นเดียวกับเหล็กแนวอนนั้น และให้ทาบเหล็กตัวยูกับเหล็กแนวอนนั้นด้วย

5.2.11.7 คานยึดควบ

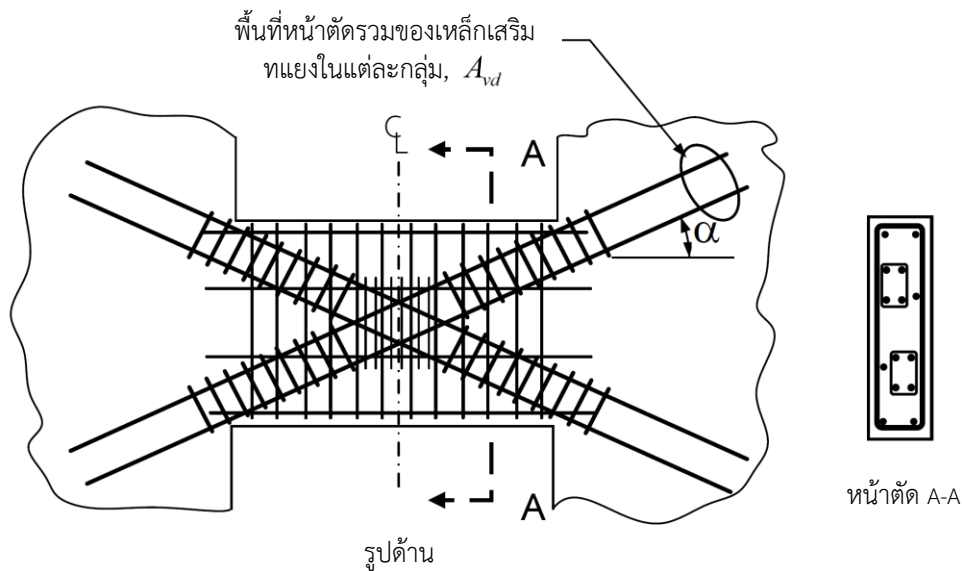
- 5.2.11.7.1 คานยึดควบที่มีอัตราส่วน $l_n/h \geq 4$ ให้ออกแบบตาม 5.2.8 โดยอาจไม่ต้องพิจารณา 5.2.8.1.3 และ 5.2.8.1.4 ก็ได้ ถ้าผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าคานดังกล่าวมีเสถียรภาพทางด้านข้างเพียงพอ
- 5.2.11.7.2 สำหรับคานยึดควบที่มีอัตราส่วน $l_n/h < 4$ อนุญาตให้เสริมเหล็กทแยงมุมวางตัดกันและสมมาตรรอบจุดกึ่งกลางคาน
- 5.2.11.7.3 คานยึดควบที่มีอัตราส่วน $l_n/h < 2$ และมีค่าแรงเฉือนปรับค่า $V_u < 0.34\sqrt{f'_c}A_{cv}$ (หน่วย SI) [หรือ $V_u < 1.06\sqrt{f'_c}A_{cv}$ (หน่วยเมตริก)] ให้เสริมด้วยเหล็กทแยงมุมตัดกันให้สมมาตรรอบจุดกึ่งกลางคาน เว้นแต่จะแสดงให้เห็นว่าการสูญเสียสติเฟนสและกำลังของคานยึดควบจะไม่กระทบต่อกำลังรับน้ำหนักโครงสร้าง การอพยพออกจากโครงสร้าง ความมีเสถียรภาพของส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างและรอยต่อที่ยึดกับโครงสร้าง
- 5.2.11.7.4 คานยึดควบที่เสริมด้วยเหล็กทแยงมุมวางตัดกันและสมมาตรรอบจุดกึ่งกลางคาน ต้องปฏิบัติตามข้อ (1) (2) (3) (4) (5) และ (6)
 - (1) เหล็กทแยงมุมต้องมีอย่างน้อย 4 เส้นในแต่ละทิศทาง ประกอบกันเป็นหน้าตัดที่มีขนาดวัดจากขอบนอกของเหล็กเสริมตามขวางไม่น้อยกว่า $b_w/2$ ในทิศทางตั้งฉากกับระนาบคาน และ $b_w/5$ ในระนาบของคานที่ตั้งฉากกับเหล็กทแยงมุม
 - (2) กำลังต้านแรงเฉือนระบุ V_n คำนวณได้จาก

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha < 0.85\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (5.2-20)$$

$$(V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha < 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw} \text{ ในหน่วยเมตริก})$$

โดยที่ α คือ มุมระหว่างเหล็กเสริมทแยงมุมกับแกนตามยาวของคานยัดควบ

- (3) เหล็กเสริมตามขวางที่เสริมรอบเหล็กทแยงมุม ต้องทำตามข้อ 5.2.9.4.1 ถึง 5.2.9.4.3
- (4) เหล็กเสริมทแยงมุมต้องฝังยึดให้รับแรงดึงถึงจุดคราก
- (5) พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมทแยงมุมให้นำมาคำนวณกำลังต้านโมเมนต์ระบุด้าน M_n ของคานยัดควบ
- (6) ให้เสริมเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมตามขวางในคานยัดควบ โดยใช้เหล็กเสริมชั้นต่ำตามข้อกำหนดคานเล็ก



รูปที่ 5.2-13 ตัวอย่างการวางเหล็กเสริมทแยงมุมในคานยัดควบ

5.2.11.8 รอยต่อก่อสร้าง

ผิวของรอยต่อก่อสร้างในกำแพงฉนวน จะต้องทำให้เกิดความหยาบตามที่มาตรฐานกำหนด

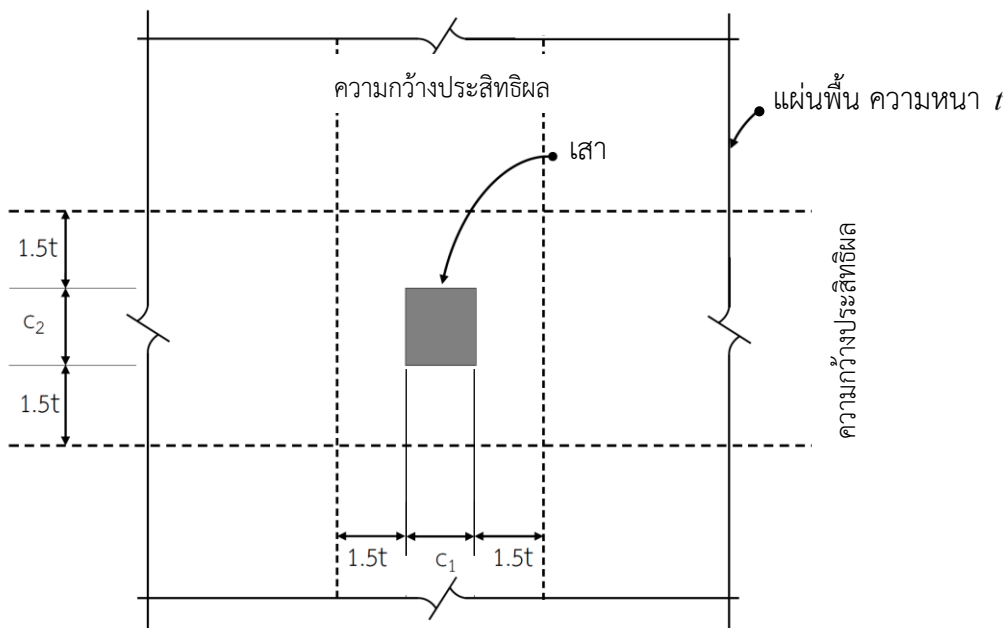
5.2.11.9 กำแพงที่ขาดความต่อเนื่อง

เสาที่รองรับกำแพงที่ไม่ต่อเนื่อง ให้เสริมเหล็กตาม 5.2.9.4.5

5.2.12 การเสริมเหล็กในแผ่นพื้นสองทางคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไร้คาน

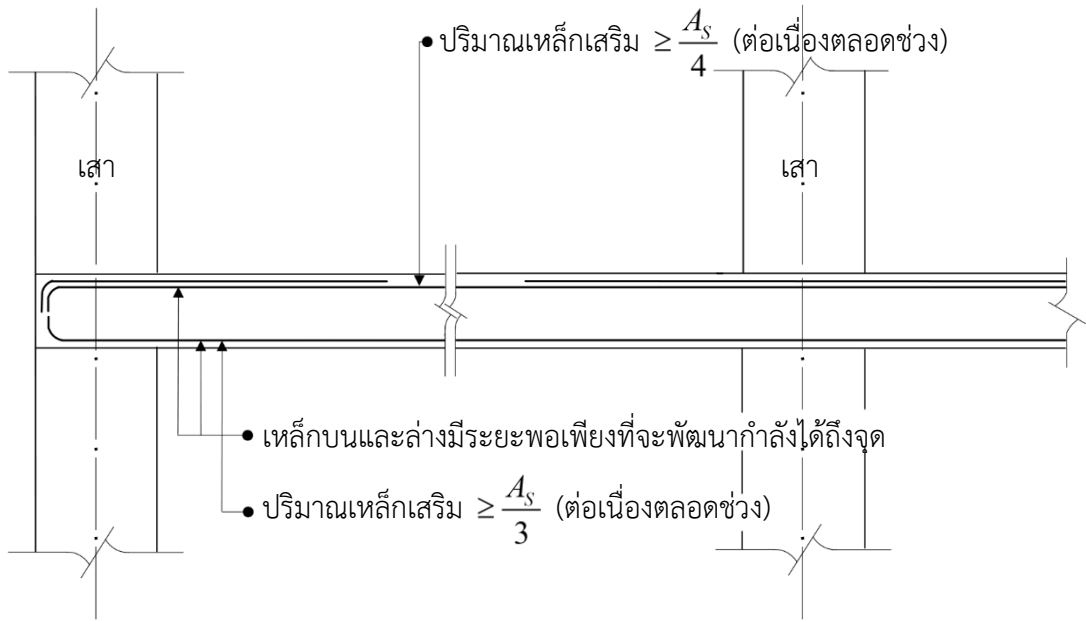
การเสริมเหล็กในแผ่นพื้นสองทางคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไร้คานที่พิจารณาว่าเป็นส่วนของโครงต้านแรงดัดรับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ให้เสริมเหล็กตามรายละเอียดดังนี้ (รูปที่ 5.2-14)

- (1) ปริมาณเหล็กเสริมที่คำนวณได้สำหรับรับส่วนของโมเมนต์ดัดในแผ่นพื้นที่ถ่ายให้จตุรรองรับ (M_s) จะต้องวางอยู่ในแถบเสาทั้งหมด
- (2) ปริมาณเหล็กเสริมสำหรับต้านทานสัดส่วนโมเมนต์ $\gamma_f M_s$ จะต้องอยู่ภายในความกว้างประสิทธิภาพ
- (3) ปริมาณเหล็กเสริมไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของเหล็กเสริมในแถบเสาบริเวณจตุรรองรับจะต้องวางอยู่ภายในความกว้างประสิทธิภาพของแผ่นพื้น
- (4) ปริมาณเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 1 ใน 4 ของเหล็กเสริมบนในแถบเสาบริเวณจตุรรองรับจะต้องต่อเนื่องตลอดความยาวช่วง และจะต้องมีเหล็กเสริมบนไม่น้อยกว่า 2 เส้นวางผ่านแนวเสาในแต่ละทิศทาง
- (5) เหล็กเสริมล่างในแถบเสาที่มีความต่อเนื่องจะต้องมีปริมาณไม่น้อยกว่าหนึ่งในสามของเหล็กเสริมบนในแถบเสาบริเวณจตุรรองรับ
- (6) ปริมาณเหล็กเสริมไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของเหล็กเสริมล่างที่กึ่งกลางช่วงจะต้องต่อเนื่องและสามารถพัฒนาให้เกิดกำลังครากที่ขอบของจตุรรองรับได้
- (7) ที่ขอบของแผ่นพื้นที่ไม่ต่อเนื่อง เหล็กเสริมบนและล่างที่จตุรรองรับจะต้องสามารถพัฒนากำลังครากที่ขอบของจตุรรองรับได้

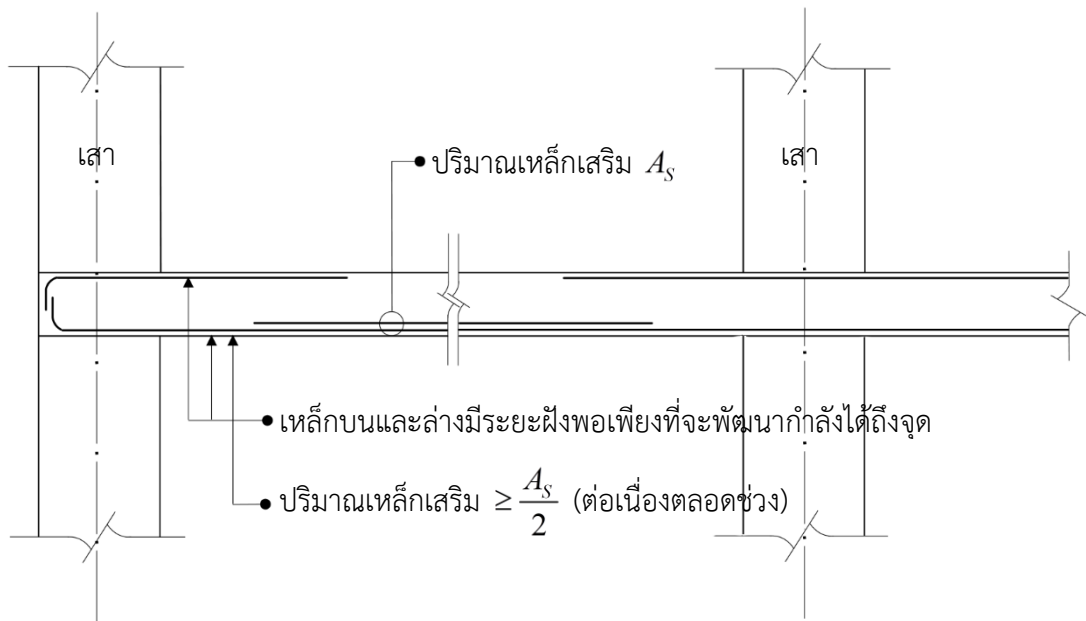


(ก) ความกว้างประสิทธิภาพ

รูปที่ 5.2-14 รายละเอียดการเสริมเหล็กในแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คาน



(ข) รายละเอียดการเสริมเหล็กในแถบเสา



(ค) รายละเอียดการเสริมเหล็กในแถบกลาง

รูปที่ 5.2-14 รายละเอียดการเสริมเหล็กในแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คาน (ต่อ)

5.2.12.1 แรงเฉือนเจาะทะลุในแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คาน

5.2.12.1.1 หน่วยแรงเฉือนเจาะทะลุบนหน้าตัดวิกฤตรอบเสาที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งร่วมกับหน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากโมเมนต์ไม่สมดุลที่ส่งถ่ายระหว่างเสาและพื้นจะต้องไม่เกินกำลังต้านแรงเฉือนที่กำหนดไว้ในมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังของสมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย

5.2.12.1.2 ค่าอัตราส่วนแรงเฉือน $V_u / \phi V_c$ ที่คำนวณได้จะต้องไม่เกิน 0.4 โดยที่ V_u เป็นแรงเฉือนปรับค่าบนหน้าตัดวิกฤตรอบเสาที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งขนาดเท่ากับ $1.2D + 1.0L$ ซึ่งตัวค้ำน้ำหนักบรรทุกในส่วนของหน่วยน้ำหนักบรรทุกจร (L) สามารถลดจาก 1.0 เป็น 0.5 ได้ หากหน่วยน้ำหนักจรมีค่าน้อยกว่า 4.9 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร (500 กิโลกรัมแรงต่อตารางเมตร) เว้นแต่อาคารนั้นเป็นที่อาคารจอดรถ หรือพื้นที่ที่ใช้เป็นส่วนของการชุมนุมคน ตัวคูณลดกำลัง ϕ ในที่นี้ให้ใช้เท่ากับ 0.75 และ V_c ให้คำนวณตามรายละเอียดดังต่อไปนี้

- (1) สำหรับแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตเสริมเหล็ก V_c ให้ใช้ค่าที่น้อยที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

$$(ก) \quad V_c = \left[1 + \frac{2}{\beta_c} \right] \frac{\sqrt{f'_c} b_0 d}{6} \quad (5.2-21)$$

(หรือ $V_c = 0.27 \left[2 + \frac{4}{\beta_c} \right] \sqrt{f'_c} b_0 d$ ในหน่วยเมตรริก)

$$(ข) \quad V_c = \left[\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right] \frac{\sqrt{f'_c} b_0 d}{12} \quad (5.2-22)$$

(หรือ $V_c = 0.27 \left[\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right] \sqrt{f'_c} b_0 d$ ในหน่วยเมตรริก)

โดยที่ α_s ให้ใช้เท่ากับ 40 สำหรับเสาภายใน เท่ากับ 30 สำหรับเสาขอบ และเท่ากับ 20 สำหรับเสามุม

$$(ค) \quad V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (5.2-23)$$

(หรือ $V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d$ ในหน่วยเมตรริก)

(2) สำหรับแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรง V_c ให้ใช้ค่าดังต่อไปนี้

$$V_c = \left[\beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pe} \right] b_0 d + V_p \quad (5.2-24)$$

(หรือ $V_c = \left[0.27\beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pe} \right] b_0 d + V_p$ ในหน่วยเมตริก)

โดยที่ β_p เป็นค่าที่น้อยกว่าระหว่าง 0.29 และ $\left[\frac{\alpha_s d}{b_0} + 1.5 \right] / 12$ (หรือค่าที่น้อยกว่าระหว่าง 3.5 หรือ

$\left[\frac{\alpha_s d}{b_0} + 1.5 \right]$ ในหน่วยเมตริก) และ α_s ให้ใช้เท่ากับ 40 สำหรับเสาภายใน เท่ากับ 30 สำหรับเสาขอบ

และเท่ากับ 20 สำหรับเสามุม

5.2.12.1.3 ข้อกำหนดในข้อ 5.2.12.1.2 ไม่จำเป็นต้องนำมาพิจารณาหากหน่วยแรงเฉือนปรับค่าแบบสองทาง (Factored Two-Way Shear Stress) ณ ตำแหน่งที่ให้ค่าสูงสุด มีค่าไม่เกินครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงเฉือน ϕv_n โดยหน่วยแรงเฉือนปรับค่าดังกล่าวเป็นส่วนของหน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวและสงถ่าย โดยการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือน (Eccentricity of Shear) และ ϕv_n ให้คำนวณดังต่อไปนี้

(1) สำหรับองค์อาคารที่ไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน

$$\phi v_n = \frac{\phi V_c}{b_0 d} \quad (5.2-25)$$

(2) สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนนอกเหนือจากเหล็กหมวกรับแรงเฉือน (Shearhead)

$$\phi v_n = \frac{\phi (V_c + V_s)}{b_0 d} \quad (5.2-26)$$

5.2.12.1.4 สำหรับข้อต่อพื้นเสาในระบบแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คานที่ไม่ได้เป็นส่วนหนึ่งของระบบรับแรงด้านข้าง จะต้องจัดให้มีเหล็กเสริมต้านแรงเฉือนในแผ่นพื้นโดยที่ กำลังต้านแรงเฉือนของเหล็กเสริม (V_s) จะต้องไม่น้อยกว่า $0.3\sqrt{f'_c}b_0d$ (หรือน้อยกว่า $0.93\sqrt{f'_c}b_0d$ ในหน่วยเมตริก) และต้องวางเหล็กเสริมดังกล่าว ออกไปจากขอบของที่รองรับเป็นระยะไม่น้อยกว่า 4 เท่าของความหนาแผ่นพื้น แต่ข้อกำหนดข้างต้นอาจยกเว้นได้ หากการออกแบบเป็นไปตามข้อ (1) หรือข้อ (2) เพียงข้อหนึ่งข้อใด

- (1) หน่วยแรงเฉือนเฉาะทะลุบนหน้าตัดวิกฤตรอบเสาที่เกิดจากแรงเฉือนปรับค่า V_u ร่วมกับหน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากโมเมนต์ไม่สมดุลที่ส่งถ่ายระหว่างเสา และพื้นที่ภายใต้การเคลื่อนตัวด้านข้างออกแบบจะต้องไม่เกินกำลังต้านแรงเฉือนที่กำหนดไว้ในมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังของสมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย
- (2) ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้างระหว่างชั้นออกแบบ (Design Story Drift) จะต้องไม่เกินกว่าค่าที่มากกว่าระหว่าง 0.005 ของความสูงระหว่างชั้น และ $[0.035 - 0.05(V_u / \phi V_c)]$

กรณีที่ใช้การคำนวณแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวง ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้าง ออกแบบให้คำนวณจากการเคลื่อนตัวในระบบรับแรงด้านข้างภายใต้แรงดังกล่าวคูณด้วยอัตราส่วน $3/K$ เมื่อ K เป็นค่าสัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบตามที่กำหนดในกฎกระทรวง ส่วนกรณีที่ใช้การคำนวณแรงสั่นสะเทือนในสถานะจำกัดด้านกำลัง (Strength Limit State) และใช้การวิเคราะห์แบบยืดหยุ่น (Elastic Analysis) ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างออกแบบให้คำนวณจากการเคลื่อนตัวในระบบรับแรงด้านข้างภายใต้แรงดังกล่าวคูณด้วยตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัวที่เหมาะสม

การคำนวณค่า V_u และ ϕV_c ให้เป็นไปตามข้อ 5.2.12.1.2

5.2.12.2 การป้องกันการวิบัติอย่างต่อเนื่อง (Progressive Collapse)

สำหรับแผ่นพื้นไร้คานจตุรกรรับภายในจะต้องมีเหล็กเสริมล่างวางผ่านหรือฝังเข้าไปในแกนเสาในแต่ละทิศทางเป็นปริมาณไม่น้อยกว่า

$$A_{sm} = \frac{0.5w_u L_1 L_2}{0.9f_y} \quad (5.2-27)$$

โดยที่ w_u เป็นน้ำหนักบรรทุกทุกปรับค่ากระจายอย่างสม่ำเสมอ แต่ทั้งนี้จะต้องไม่น้อยกว่า 2 เท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน (Service Dead Load) สำหรับจตุรกรรับที่ขอบและที่มุม เหล็กเสริมล่างที่จัดวางผ่านหรือฝังเข้าไปในแกนเสาจะต้องมีปริมาณไม่น้อยกว่าสองในสามและหนึ่งในสองของปริมาณ

ที่กำหนดไว้ในสมการข้างต้นตามลำดับ โดยที่เหล็กเสริมดังกล่าวจะต้องวางผ่านหรือฝังเข้าไปในเสา ทั้งนี้เหล็กเสริมในข้อ 5.2.12 (5) สามารถนำมาใช้เป็นส่วนหนึ่งของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม A_{sm} ได้

5.2.13 ฐานรากอาคาร

ในการออกแบบฐานรากอาคาร ผู้ออกแบบและคำนวณจะต้องคำนึงถึงการส่งถ่ายแรงแผ่นดินไหวจากโครงสร้างอาคารส่วนบนเข้าสู่ฐานรากนอกเหนือจากแรงหรือน้ำหนักบรรทุกทุกประเภทอื่นด้วย ในกรณีที่ฐานรากใช้ระบบเสาเข็มจะต้องคำนึงถึงการส่งถ่ายแรงแผ่นดินไหวจากฐานรากเข้าสู่เสาเข็มด้วย เช่น การกำหนดปริมาณเหล็กเสริมในเสาเข็มที่ฝังอยู่ในฐานราก การพิจารณาความสามารถในการรับแรงด้านข้างของเสาเข็มแต่ละต้น

บรรณานุกรม

- [1] กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, “มาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่าแรงอัดแกนเดียว มยผ. 1242”.
- [2] กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, “มาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่าแรงอัดสามแกน มยผ. 1243”.
- [3] กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, “มาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่าขีดพลาสติก มยผ. 1246”.
- [4] กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, “มาตรฐานการเจาะสำรวจดิน มยผ. 1249”
- [5] กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, “มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1303”, 2557.
- [6] กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, “มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1304-61”, 2561.
- [7] สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, “มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดย วิธีกำลัง EIT1008”, 2558.
- [8] American Concrete Institute. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318), 2014.
- [9] American Institute of Steel Construction. Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC360), 2005.
- [10] American Institute of Steel Construction. Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC360), 2016.
- [11] American Institute of Steel Construction. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341), 2005.
- [12] American Institute of Steel Construction. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341), 2016.
- [13] American Iron and Steel Institute. Standard for the Design of Cold Formed Steel Framing, Lateral Design (ANSI/AISI Lateral), 2004.
- [14] American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE7-05), 2005.
- [15] American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE7-10), 2010.

- [16] K. Khy, C. Chintanapakdee, P. Warnitchai, A.C. Wijeyewickrema. Modified Response Spectrum Analysis to Compute Shear Force in Tall RC Shear Wall Buildings. (Engineering Structures 180 (2019) 295-309.
- [17] K. Khy, C. Chintanapakdee. A Modified Response Spectrum Analysis Procedure for Design of Tall RC Shear Wall and RC Moment Frame Buildings. The 7th Asia Conference on Earthquake Engineering, 22-25 November 2018, Bangkok, Thailand.
- [18] National Building Code of Canada. Canadian Commission on Building and Fire Codes. National Research Council of Canada (NBCC 2010), 2010.
- [19] Pacific Earthquake Engineering Research Center. Tall Building Initiative Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings. Report no. 2017/06, Berkeley, CA, 2017.

ภาคผนวก ก

การจำแนกประเภทชั้นดินที่ตั้งอาคารสำหรับการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว

ก.1 การจำแนกประเภทชั้นดินที่ตั้งอาคาร

การจำแนกประเภทของชั้นดินที่ตั้งอาคาร จะพิจารณาจากคุณสมบัติของชั้นดิน ตั้งแต่ผิวดินลงไปจนถึงความลึก 30 เมตร หากไม่มีข้อมูลดินที่ชัดเจนเพียงพอที่จะนำมาใช้จำแนกประเภท และไม่สามารถทำการสำรวจดิน ให้สมมุติว่าประเภทของชั้นดิน เป็นประเภท D เว้นแต่กรณีที่มี ผู้เชี่ยวชาญ หรือ หน่วยงานของรัฐที่เกี่ยวข้อง กำหนดว่าชั้นดิน ณ ตำแหน่งนั้นเป็นประเภท E หรือ F นอกจากนี้ ในกรณีที่มีชั้นดินที่หนามากกว่า 3 เมตร อยู่ระหว่างฐานรากกับชั้นหิน จะต้องไม่กำหนดให้ชั้นดินเป็นประเภท A หรือ B

ก.2 การวิเคราะห์การตอบสนองของชั้นดิน

ในกรณีที่อาคารตั้งอยู่บนชั้นดินประเภท F จะต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของชั้นดินต่อการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (Site Response Analysis) เพื่อนำผลการวิเคราะห์ไปใช้ในการออกแบบอาคาร

ก.3 การกำหนดประเภทชั้นดิน

ประเภทชั้นดิน จะถูกจำแนกตามเกณฑ์ที่แสดงในตารางที่ ก-1 และมีรายละเอียดเพิ่มเติมดังแสดงด้านล่างนี้

ก.3.1 ชั้นดินประเภท F

ชั้นดินที่มีลักษณะต่อไปนี้ ให้จัดเป็นชั้นดินประเภท F และต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของชั้นดินต่อการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

- (1) ชั้นดินมีโอกาสสวิตภายใต้แผ่นดินไหว เช่นดินที่สามารถเกิดการเหลวตัว (Liquefaction) หรือ ดินเหนียวที่อ่อนมาก เป็นต้น
- (2) ชั้นดินเหนียวที่วัตถุอินทรีย์อยู่มาก และมีความหนามากกว่า 3 เมตร
- (3) ชั้นดินที่มีความเป็นพลาสติกสูง (มีความหนามากกว่า 7.6 เมตรและมีค่า PI มากกว่า 75)
- (4) ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางที่หนามาก (มีความหนามากกว่า 37 เมตรและมีกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ s_u น้อยกว่า 50 กิโลปาสกาล)

ก.3.2 ชั้นดินประเภท E

ในกรณีที่ชั้นดินมิใช่ประเภท F และมีชั้นดินเหนียวหนามากกว่า 3 เมตรซึ่งมีกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (s_u) น้อยกว่า 25 กิโลปาสกาล และมีปริมาณน้ำในดิน (w) มากกว่าหรือเท่ากับร้อยละ 40 และมี ชีตพลาสติก PI มากกว่า 20 ให้จัดเป็นชั้นดินประเภท E

ก.3.3 ชั้นดินประเภท C, D, และ E

การจำแนกประเภทดินเป็นประเภท C, D, และ E สามารถทำได้โดยพิจารณาจากค่าต่อไปนี้

- (1) ค่าความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ย (\bar{v}_s) ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก (เรียกว่าวิธี \bar{v}_s)

- (2) ค่าการทดสอบฝังจรมมาตรฐานเฉลี่ย (Average Field Standard Penetration Resistance, \bar{N}) ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก (เรียกว่าวิธี \bar{N})
- (3) ค่าการทดสอบฝังจรมมาตรฐานเฉลี่ยสำหรับชั้นทราย ($PI < 20$) (Average Standard Penetration Resistance for Cohesionless Soil Layer, \bar{N}_{ch}) ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ย (\bar{s}_u) สำหรับดินเหนียว ($PI > 20$) ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก หากเกณฑ์ของ \bar{N}_{ch} และ \bar{s}_u แตกต่างกัน ให้เลือกประเภทชั้นดินที่อ่อนกว่า

ก.3.4 ความเร็วคลื่นเฉือนของดินประเภท B

การหาความเร็วคลื่นเฉือนของหิน (ชั้นดินประเภท B) จะต้องทำการตรวจวัดในสถานที่จริงหรือทำการประมาณโดยวิศวกรทางธรณีเทคนิค นักธรณีวิทยา หรือผู้เชี่ยวชาญด้านแผ่นดินไหว ในกรณีที่ชั้นหินมีลักษณะค่อนข้างอ่อน หรือมีการแตกร้าวรุ่มพุงมาก จะต้องทำการตรวจวัดความเร็วคลื่นเฉือนในสถานที่จริง หรือ มิฉะนั้นก็ให้จัดประเภทของชั้นดินเป็นแบบ C

ก.3.5 ความเร็วคลื่นเฉือนของดินประเภท A

การประเมินว่าเป็นหินแข็งต้องใช้ในการตรวจวัดความเร็วคลื่นเฉือนในสถานที่จริงหรือสถานที่ซึ่งมีสภาพหินคล้ายคลึงกัน (หินแบบเดียวกัน มีระดับการแตกร้าวรุ่มพุงเหมือนกัน)

ตารางที่ ก-1 การจำแนกประเภทชั้นดิน

ประเภทชั้นดิน	\bar{v}_s	\bar{N} หรือ \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
A	>1500 เมตร/วินาที	-	-
B	750 - 1500 เมตร/วินาที	-	-
C	360 - 750 เมตร/วินาที	>50	> 100 กิโลปาสกาล
D	180 - 360 เมตร/วินาที	15 - 50	50 - 100 กิโลปาสกาล
E	< 180 เมตร/วินาที	< 15	< 50 กิโลปาสกาล
	มีชั้นดินที่มีความหนามากกว่า 3 เมตร ที่มีคุณสมบัติดังนี้ Plasticity Index (PI) > 20 Moisture Content (w) > 40% \bar{s}_u < 25 กิโลปาสกาล		
F	เกณฑ์ตามที่กำหนดในหัวข้อ ก.3.1		

ก.4 นิยามของพารามิเตอร์ที่ใช้จำแนกประเภทของชั้นดิน

ก.4.1 ความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ย

ค่าความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ย (\bar{v}_s) ของชั้นดินสามารถคำนวณได้จาก

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (\text{ก.4-1})$$

โดยที่ d_i คือ เป็นความหนาของชั้น i ใด ๆ ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

v_{si} คือ เป็นความเร็วคลื่นเฉือนในชั้น i ใด ๆ (เมตร/วินาที)

n คือ จำนวนชั้นดิน ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

ก.4.2 ค่าการทดสอบฝังจมมาตรฐานเฉลี่ยและของการทดสอบฝังจมมาตรฐานเฉลี่ยสำหรับชั้นทราย

ค่าของการทดสอบฝังจมมาตรฐานเฉลี่ย (\bar{N}) ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก สามารถคำนวณได้จาก

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (\text{ก.4-2})$$

โดยที่ N_i คือ ค่าการทดสอบฝังจมมาตรฐาน สำหรับชั้นดินทราย ดินเหนียว และหิน ชั้นดินที่ i

d_i คือ ความหนา สำหรับชั้นดินทราย ดินเหนียว และหิน ชั้นดินที่ i

n คือ จำนวนชั้นดิน ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

ค่าของการทดสอบฝังจมมาตรฐานเฉลี่ยสำหรับชั้นทราย (\bar{N}_{ch}) ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก สามารถคำนวณได้จาก

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} \quad (\text{ก.4-3})$$

โดยที่ N_i คือ ค่าค่าการทดสอบฝังจมมาตรฐานสำหรับชั้นดินทรายที่ i

d_i คือ ความหนาสำหรับชั้นดินทรายชั้นดินที่ i

d_s คือ ความหนาของชั้นดินทรายทั้งหมดในช่วง 30 เมตรแรก ($\sum_{i=1}^m d_i = d_s$ โดย m เป็นจำนวนชั้นดินทราย)

ก.4.3 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ย

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ย (\bar{s}_u) ของชั้นดินสามารถคำนวณได้จาก

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{s_{ui}}} \quad (\text{ก.4-4})$$

โดยที่ d_c คือ ความหนาของชั้นดินเหนียวทั้งหมดในช่วง 30 เมตรแรก

d_i คือ ความหนาสำหรับชั้นดินเหนียวชั้นดินที่ i $\left(\sum_i^m d_i = d_c \right)$

s_{ui} คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของชั้นดิน i แต่ไม่เกิน 240 กิโลปาสกาล

ภาคผนวก ข
ข้อเสนอแนะการออกแบบกำแพงโครงสร้างคอนกรีต

ข.1 ขอบข่าย

ในบทนี้เป็นข้อเสนอแนะการออกแบบกำแพงโครงสร้างคอนกรีตเพื่อต้านแผ่นดินไหว โดยเป็นการรวบรวมงานวิจัยล่าสุดและผลการสำรวจความเสียหายโครงสร้างอาคารระบบกำแพงที่มีความสูงปานกลางและอาคารสูงจากแผ่นดินไหว Maule Chile ในปี พ.ศ. 2553 ข้อเสนอส่วนใหญ่เป็นผลมาจากการศึกษาโดย Applied Technology Council (ATC-94 project) โดยมีวัตถุประสงค์ของโครงการศึกษาที่เสนอแนะการปรับปรุงการออกแบบกำแพงโครงสร้างคอนกรีต ในด้านต่าง ๆ ดังนี้

- (1) ปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงต่าง ๆ ผ่านทางพื้นและคาน โดยบังเอิญ
- (2) การโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามยาวในกำแพงและการเสริมปลอกต้านการโก่งเดาะ (Buckling-Restraint Ties) ที่ต้องการตลอดความยาวของกำแพง
- (3) พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีต (หรือความหนาของกำแพง) และปริมาณของเหล็กปลอกรัดรอบ (Hoops) และเหล็กยึดขวาง (Cross Tie) ในบริเวณที่ต้องรับแรงอัดสูง
- (4) การโก่งเดาะของกำแพง
- (5) ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับกำแพงที่มีลักษณะเป็นกำแพงตัน (Solid Wall) อยู่ด้านใต้หรือด้านบนกำแพงที่มีช่องเปิดเรียงกันในแนวดิ่ง และกำแพงรูปร่างคล้ายธงที่ความยาวของกำแพงลดลงในชั้นล่าง ๆ เมื่อเทียบกัยชั้นบน
- (6) ระบบ Pier-Spandrel และการออกแบบขีดความสามารถ (Capacity Design) ที่คำนึงถึงพฤติกรรม Pier แข็ง – Spandrel อ่อน

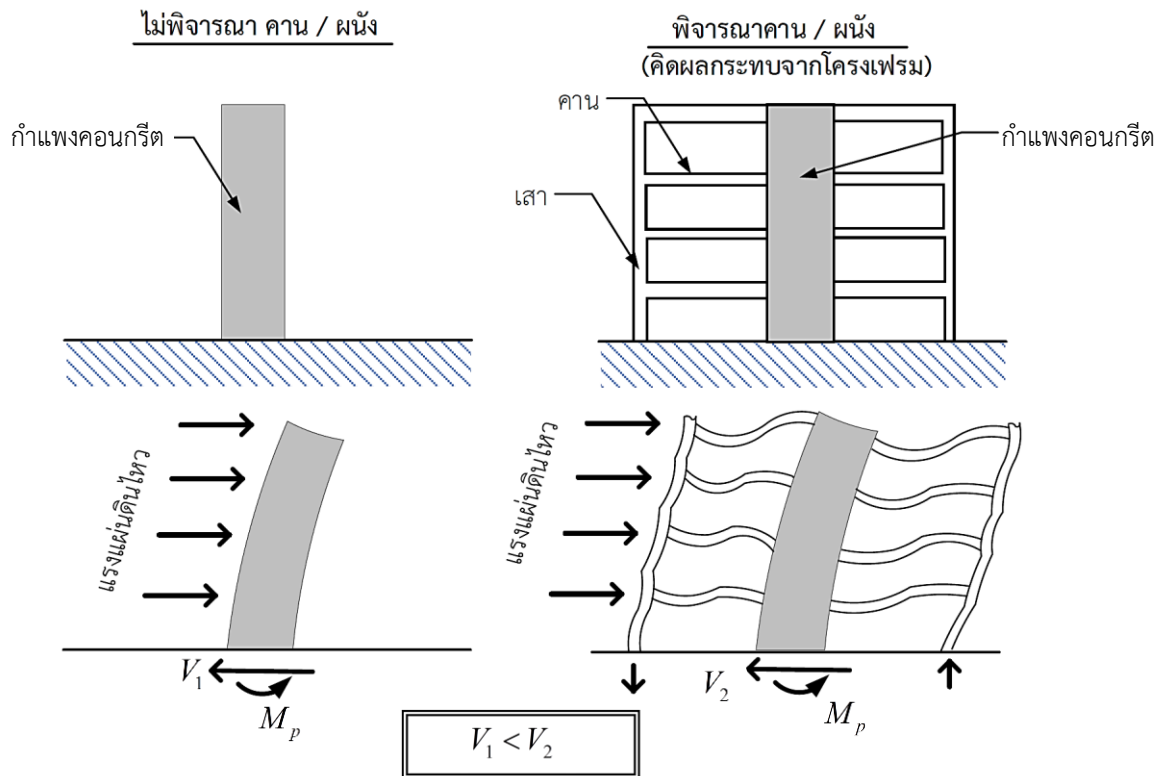
ข้อเสนอแนะในส่วนนี้ของเอกสาร ยังมีได้กำหนดให้เป็นมาตรฐาน อย่างไรก็ตามคณะผู้จัดทำเห็นว่าข้อเสนอแนะที่ระบุในส่วนนี้ อาจจะเป็นประโยชน์ต่อผู้ออกแบบที่จะได้คำนึงถึงองค์ความรู้ล่าสุดที่เกี่ยวกับการออกแบบกำแพงโครงสร้างคอนกรีต จึงได้นำเสนอมาเพื่อให้ผู้ออกแบบได้ใช้เป็นแนวทางในการออกแบบกำแพงโครงสร้างคอนกรีตที่คำนึงถึงงานวิจัยล่าสุด

ข.2 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงต่าง ๆ ผ่านทางพื้นและคาน โดยบังเอิญ

พื้นและคานที่พาดช่วงกำแพงอาจได้รับความเสียหายจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงในการต้านแผ่นดินไหว รวมทั้งผลของปฏิสัมพันธ์ดังกล่าวนี้ ก็อาจทำให้เกิดความเสียหายแก่กำแพงได้เช่นเดียวกัน เนื่องจากเมื่อเกิดปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงต่าง ๆ แล้ว ดังแสดงในรูปที่ ข.6-1 จะทำให้เกิดแรงเฉือนและแรงตามแนวแกนเพิ่มขึ้นในกำแพง มากกว่าการวิเคราะห์ที่ไม่ได้คำนึงถึงปฏิสัมพันธ์ดังกล่าว ซึ่งอาจทำให้กำแพงได้รับความเสียหายจากการเฉือน การโก่งเดาะของเหล็กเสริมยื่นในกำแพง การอัดแตกของคอนกรีต และการโก่งเดาะรวมของกำแพง

ข้อแนะนำ

ในการวิเคราะห์และออกแบบ ให้คำนึงปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงผ่านทางคานและพื้นด้วย แม้ว่าชิ้นส่วนดังกล่าวจะไม่ได้ถูกกำหนดให้เป็นส่วนหนึ่งของระบบต้านแผ่นดินไหวก็ตาม



รูปที่ ข.2-1 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพง พื้นและคาน

ข.3 การโก่งเดาะของเหล็กยื่นในกำแพง

เหล็กยื่นในกำแพงอาจโก่งเดาะขึ้นได้ พร้อม ๆ กับการกะเทาะของคอนกรีตหุ้มเหล็ก ซึ่งมีทั้งที่เกิดขึ้นเฉพาะที่ปลายกำแพง หรือ เกิดตลอดความสูงของกำแพงก็ได้ ซึ่งหากเกิดการโก่งเดาะขึ้นแล้ว จะทำให้กำแพงทรุดตัวและทำให้พื้นเสียรระดับ การซ่อมแซมแก้ไขทำได้ยาก

เหล็กเสริมยื่นในกำแพงอาจเกิดการโก่งเดาะ เนื่องจากมีการยึดรั้งทางด้านข้างไม่เพียงพอ โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ในกำแพงที่ไม่ได้เสริมปลอกขวาง (เหล็กตามขวางในทิศทางตั้งฉากกับผิวกำแพง) อย่างพอเพียง จึงไม่สามารถป้องกันการโก่งเดาะของเหล็กยื่นได้ นอกจากนี้การโก่งเดาะอาจเกิดขึ้นเมื่อเหล็กยื่นมีเส้นผ่านศูนย์กลางที่เล็ก ในขณะที่ระยะเรียงของปลอกขวางมีค่ามาก หรือเมื่อคอนกรีตหุ้มกะเทาะหลุด การโก่งเดาะของเหล็กยื่นจะเกิดได้ง่ายขึ้นเมื่อมีแรงอัดมากกระทำต่อเหล็กเสริมที่ถูกดึงจนเกิดการครากเลยจุดพลาสติกในรอบน้ำหนักรบรรทุกก่อนหน้า

การโก่งเดาะในเหล็กยื่นอาจเกิดได้ง่ายในกำแพงที่มีรูปร่างบางลักษณะที่ทำให้เกิดความเครียดสูง เช่น กำแพงที่ยาว หรือ กำแพงควบ มีโอกาสจะเกิดความเครียดสูงกว่ากำแพงที่มีอัตราส่วนความยาวต่อ

ความสูงน้อยกว่า นอกจากนี้กำแพงที่มีปีก เช่น กำแพงรูปตัว L หรือตัว T มีแนวโน้มที่จะเกิดความเครียดสูงในปลายด้านที่ไม่เป็นปีก เนื่องจากตำแหน่งของแกนสะเทินจะอยู่ใกล้กับปลายด้านที่เป็นปีกมากกว่า

ข้อเสนอแนะ

- (1) เสริมเหล็กยึดขวาง (Cross Tie) ให้แก่เหล็กยื่นในกำแพงในบริเวณคาดว่าจะเกิดความเครียดดึงพลาสติก
- (2) เหล็กยึดขวางควรมีระยะเรียงในแนวดิ่งไม่เกิน 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยื่นที่ต้องการยึด
- (3) บริเวณที่ควรเสริมยึดขวางในหน้าตัด ควรพิจารณาจากความเครียดดึงของเหล็กตลอดหน้าตัด ไม่ควรพิจารณาเฉพาะบริเวณที่อยู่ภายในความลึกประสิทธิผลเท่านั้น หมายความว่า ในระยะความยาวของข้อหมุนพลาสติกของกำแพง ควรเสริมเหล็กปลอกขวางเพื่อรั้งการโก่งเดาะมากกว่าความยาวของชั้นส่วนขอบเขตพิเศษ (ความยาวดังกล่าวมีวัตถุประสงค์เพื่อการโอบรัดคอนกรีตเท่านั้น) ในบริเวณที่เลยจากความยาวชั้นส่วนขอบเขตพิเศษ เหล็กปลอกขวางมีหน้าที่ต้านการโก่งเดาะเท่านั้น จึงไม่จำเป็นมีระยะเรียงหรือพื้นที่หน้าตัดเท่ากับที่กำหนดในความยาวชั้นส่วนขอบเขตพิเศษ

ข.4 การอัดแตกของคอนกรีตที่ขอบกำแพง

การอัดแตกของคอนกรีตอาจเกิดขึ้นในกำแพง โดยเริ่มต้นที่ขอบกำแพงก่อน แล้วลามเข้าด้านใน มักเกิดขึ้นพร้อมกับการโก่งเดาะของเหล็กเสริมยื่นในกำแพง สาเหตุของการอัดแตกอาจเริ่มเกิดขึ้นจากการโก่งเดาะของเหล็กยื่น (ที่เกิดจากรับแรงดึงเลยจุดคราก แล้วต่อมารับแรงอัด) หรืออาจเกิดขึ้นจากการรับแรงอัดของคอนกรีต ทั้งนี้ทั้งสองสาเหตุดังกล่าวมีวิธีการป้องกันคล้ายกัน ถ้าพื้นที่หน้าตัดน้อยหรือการโอบรัดไม่เพียงพอที่จะต้านแรงอัด เหล็กยื่นมีโอกาที่จะโก่งเดาะเมื่อคอนกรีตอัดแตกหรือเหล็กปลอกขาด ในทำนองเดียวกัน ถ้าเหล็กยื่นไม่ได้ป้องกันให้เกิดการโก่งเดาะแล้ว ก็สามารถให้การโอบรัดคอนกรีตได้ไม่เต็มที่นำไปสู่การกะเทาะของคอนกรีตหุ้มและการสูญเสียพื้นที่หน้าตัดต้านแรงอัด

การอัดแตกของคอนกรีต มีโอกาสเกิดได้ง่ายในกำแพงที่มีโอกาสเกิดความเครียดได้สูง เช่น กำแพงรูปตัว L หรือรูปตัว T และกำแพงควบ เช่นเดียวกับการโก่งเดาะของเหล็กยื่น อย่างไรก็ตามการอัดแตกของคอนกรีตมักเกิดขึ้นในระยะสั้น ๆ เฉพาะที่ปลายกำแพงเท่านั้น

สำหรับกำแพงที่หน้าตัดไม่ได้รับการโอบรัด (ที่ใส่เหล็กปลอกกรัดรอบหรือเหล็กปลอกขวางน้อย) และในบางกรณี กำแพงดังกล่าวมีพื้นที่หน้าตัดเหล็กยื่นน้อย ทำให้หน้าตัดใช้คอนกรีตในการต้านแรงอัดเป็นหลัก ยังมีโอกาสที่จะเกิดการอัดแตกของกำแพงได้ง่ายขึ้น

ข้อเสนอแนะ

- (1) เพิ่มพื้นที่หน้าตัดของกำแพงให้มากขึ้น เช่น โดยการเพิ่มความหนา
- (2) เสริมเหล็กปลอกกรัดรอบหรือเหล็กปลอกขวางที่เป็นไปตามข้อกำหนดของชิ้นส่วนขอบเขตพิเศษ (ขึ้นอยู่กับดุลพินิจของผู้ออกแบบ เนื่องจากมีต้นทุนค่าก่อสร้างที่เพิ่มขึ้น) โดยเฉพาะเมื่อกำแพงต้องรับแรงอัดสูง

ข.5 การโก่งเดาะนอกระนาบของกำแพง

การโก่งเดาะของกำแพงนอกระนาบอาจเกิดขึ้นได้ และมีปัจจัยคล้ายกับการโก่งเดาะของเหล็กยื่นในกำแพง นั่นคือ กำแพงเกิดความเครียดพลาสติกเลยจุดครากแล้วรับแรงอัดตามมา จนเกิดการโก่งเดาะออกนอกระนาบ ตัวแปรที่มีผลสำคัญต่อการโก่งเดาะนอกระนาบของกำแพงคือค่าอัตราส่วนความชะงืดของกำแพง (อัตราส่วนระหว่างระหว่างความหนาของกำแพงต่อความสูง)

ข้อเสนอแนะ

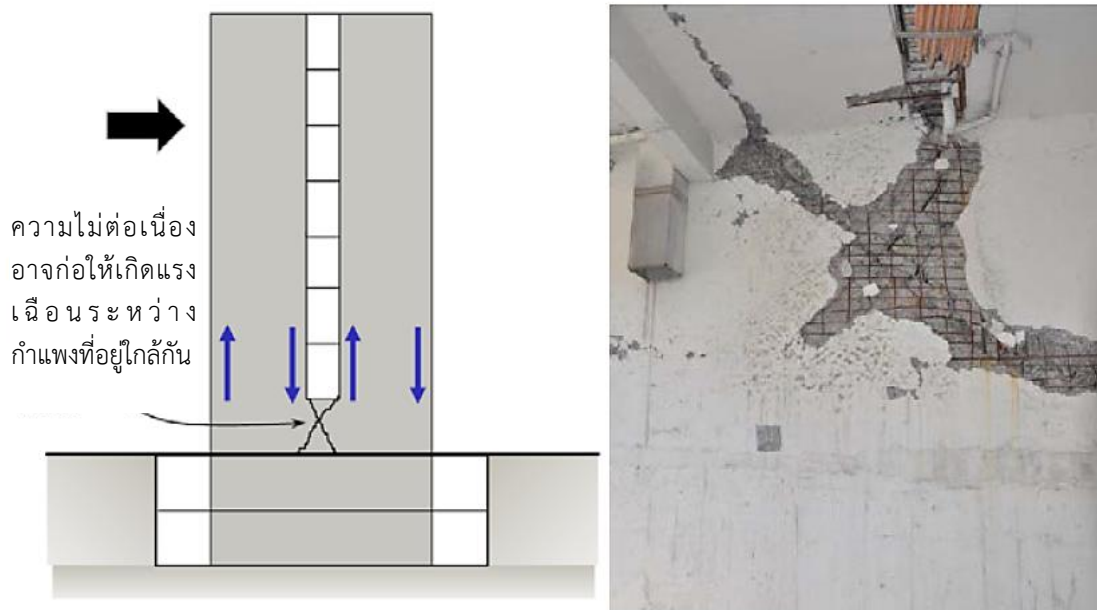
ในบริเวณจุดหมุนพลาสติกของกำแพง มาตรฐาน UBC1997 กำหนดความหนาขั้นต่ำของกำแพง 1/16 เท่าความสูงของกำแพงที่ปราศจากการค้ำยัน การกำหนดความหนาขั้นต่ำดังกล่าวอาจทำในลักษณะเสริมปีกหรือขยายความหนาของกำแพงที่บริเวณปลายกำแพง หรือ อาจทำการวิเคราะห์อย่างละเอียด

ข.6 ความไม่ต่อเนื่องของกำแพงและการกระจุกตัวของความเค้น

ในบริเวณที่มีความไม่ต่อเนื่องของกำแพง มีโอกาสที่จะได้รับความเสียหายจากแผ่นดินไหวมาก ตัวอย่างของบริเวณดังกล่าวได้แก่

- (1) กำแพงตันที่อยู่ใต้หรืออยู่บนกำแพงที่มีช่องเปิดเรียงกันตามแนวตั้ง
- (2) กำแพงรูปร่างคล้ายธง ซึ่งมีความยาวลดลงในชั้นล่าง ๆ เมื่อเทียบกับชั้นบน

ตามรูป เมื่อกำแพงทั้งสองตัวตั้งอยู่บนกำแพงตันที่อยู่ชั้นใต้ดิน จะทำให้เกิดการกระจุกตัวของความเค้นที่กำแพงตันด้านล่าง เนื่องจากขอบที่รับแรงดึงของกำแพงตัวหนึ่งอยู่ใกล้กับขอบที่รับแรงอัดของกำแพงอีกตัวหนึ่ง ซึ่งทำให้เกิดแรงเฉือนขนาดใหญ่กระทำต่อกำแพงตันดังกล่าว โดยเฉพาะเมื่อกำแพงทั้งสองตัวอยู่ใกล้กัน



รูปที่ ข.6-1 ความเสียหายจากกำแพงที่ไม่ต่อเนื่อง

ส่วนในกำแพงที่มีรูปร่างคล้ายธง มีโอกาสที่จะเกิดความเสียหายมากกระจุกตัวในกำแพงในชั้นที่ความยาวของกำแพงลดลง เนื่องจากต้องรับแรงดัด แรงเฉือน และแรงตามแนวแกนที่ถ่ายมาจากด้านบน ซึ่งกระทำต่อพื้นที่กำแพงที่ลดขนาดลง และหากกำแพงดังกล่าวไม่ได้รับการโอบรัดคอนกรีต หรือเสริมเหล็กปลอกรัดรอบหรือเหล็กยึดขวางเป็นปริมาณที่น้อยแล้ว อาจเกิดความเครียดอัดสูงที่ขอบกำแพง ทำให้คอนกรีตกะเทาะและอัดแตกได้

ข้อเสนอแนะ

- (1) หลีกเลี่ยงการออกแบบหรือก่อสร้างกำแพงที่มีลักษณะเป็นกำแพงตันอยู่ใต้หรืออยู่บนกำแพงที่มีช่องเปิดเรียงกันแนวตั้ง และกำแพงที่มีรูปร่างคล้ายธง
- (2) ในกรณีที่หลีกเลี่ยงไม่ได้ ให้ยื่นเหล็กยื่นจากกำแพงด้านบนลงไปยังกำแพงต้นด้านล่างเป็นระยะหนึ่งหรือหลายชั้น และให้ออกแบบกำแพงต้นด้านล่างเป็นกำแพงรับแรงเฉือน
- (3) สำหรับกำแพงคล้ายธง และรูปร่างอื่น ๆ ที่มีโอกาสที่จะทำให้เกิดความเครียดอัดสูง ให้ตรวจสอบค่าความเครียดอัดที่ยอมรับได้ในการวิเคราะห์ และให้กำแพงมีพื้นที่หน้าตัดหรือมีความหนาเพียงพอที่จะทำให้ความเค้นอัดมีค่าลดลง และให้รายละเอียดการเสริมเหล็กเป็นชั้นส่วนขอบเขตพิเศษในบริเวณที่มีโอกาสที่จะเกิดการครากหรือแรงอัดสูง

ข.7 ระบบ Pier – Spandrel

สำหรับกำแพงที่เจาะช่องเปิดเรียงกันในแนวราบและแนวตั้ง พฤติกรรมการรับแรงของกำแพงดังกล่าวจะทำให้เกิด ส่วนของกำแพงแนวตั้งหรือ pier และส่วนของกำแพงแนวนอน หรือ spandrel ซึ่งมีพฤติกรรมคล้ายเสาและคานในโครงต้านแรงดัด ปัจจุบันตามมาตรฐาน ACI318 มีข้อกำหนดให้ออกแบบโครงต้านแรงดัดให้มีพฤติกรรม “เสาแข็ง-คานอ่อน” เพื่อป้องกันการวิบัติแบบชั้นอ่อน (Soft Storey) แต่ยังไม่มีการข้อกำหนดดังกล่าวสำหรับระบบ Pier-Spandrel ในกำแพงที่มีช่องเปิด

ข้อเสนอแนะ

ผู้ออกแบบควรออกแบบให้กำแพงที่มีช่องเปิดมีพฤติกรรมแบบ Strong Pier – Weak Spandrel เช่นเดียวกับการออกแบบโครงต้านแรงดัด

ข.8 สรุป

ในการออกแบบอาคารที่ใช้กำแพงโครงสร้างคอนกรีตในการต้านแรงแผ่นดินไหวในอาคารสูงและสูงปานกลาง ผู้ออกแบบควรคำนึงถึงปัจจัยต่อไปนี้

- (1) ปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงผ่านทางพื้นหรือคาน
- (2) การโก่งเดาะของเหล็กยื่นในกำแพง
- (3) การอัดแตกของคอนกรีต
- (4) การโก่งเดาะรวมของกำแพง
- (5) ความเสียหายที่เกิดขึ้นที่บริเวณไม่ต่อเนื่องของกำแพง
- (6) พฤติกรรม Strong Pier – Weak Spandrel

ภาคผนวก ค
ข้อเสนอแนะการออกแบบองค์อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก
ด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ค.1 ข้อมูลทั่วไป

ค.1.1 ขอบข่าย

ข้อแนะนำการออกแบบขององค์อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก (Nonstructural Components) ด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว เป็นข้อกำหนดขั้นต่ำสุด สำหรับองค์อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก แต่มีฐานรองรับยึดติดอยู่กับโครงสร้างหลักอย่างถาวร ในกรณีที่น้ำหนักขององค์อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างหลักมากกว่า 25% ของน้ำหนักประสิทธิผลที่ใช้ในการออกแบบอาคารด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว องค์อาคารนี้จะจัดเป็นโครงสร้างที่ไม่ใช่อาคาร (Nonbuilding Structure)

ข้อแนะนำนี้ครอบคลุมเฉพาะองค์อาคารทางสถาปัตยกรรม ไม่ได้ครอบคลุมองค์อาคารของระบบเครื่องจักรกลและระบบเครื่องจักรไฟฟ้า

ค.1.2 ประเภทการออกแบบด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

การจัดประเภทการออกแบบด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว สำหรับองค์อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก ใช้แบบเดียวกับโครงสร้างหลัก

ค.1.3 ตัวประกอบความสำคัญขององค์อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก

ตัวประกอบความสำคัญขององค์อาคาร (I_p) ที่ไม่ใช่โครงสร้างหลักเท่ากับ 1.5 หากเข้าเงื่อนไขดังต่อไปนี้

- (1) องค์อาคารนั้นจำเป็นในการใช้งานถึงขั้นปลอดภัยของชีวิต (Life-safety) หลังเกิดเหตุแผ่นดินไหว รวมถึงหัวฉีดน้ำป้องกันอัคคีภัย บันไดฉุกเฉิน
- (2) องค์อาคารนั้นมีการบรรจุสารพิษ หรือสารก่อระเบิดที่เป็นอันตรายต่อประชาชน หากปริมาณสารมีมากเกินไปกว่าปริมาณที่กำหนด
- (3) องค์อาคารนั้นติดอยู่กับองค์อาคารที่มีความสำคัญประเภท 4 และมีความจำเป็นต้องทำงานอย่างต่อเนื่อง หรือการวิบัติขององค์อาคารทำให้ระบบไม่สามารถทำงานได้อย่างต่อเนื่อง
- (4) องค์อาคารที่มีฐานรองรับติดกับองค์อาคารที่บรรจุสารพิษ

องค์อาคารที่นอกเหนือจากนี้ ให้ใช้ค่าตัวประกอบความสำคัญขององค์อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก I_p เท่ากับ 1.0

ค.1.4 ข้อยกเว้น

เกณฑ์การออกแบบด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวขององค์อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างหลักที่ไม่ต้องพิจารณา มีดังต่อไปนี้

- (1) เฟอร์นิเจอร์
- (2) อุปกรณ์ชั่วคราวหรืออุปกรณ์ที่มีการเคลื่อนย้ายได้

- (3) องค์อาคารทางสถาปัตยกรรมที่จัดอยู่ในประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวประเภท ข และมีค่าตัวประกอบความสำคัญขององค์อาคาร I_p เท่ากับ 1.0

ค.2 ข้อกำหนดด้านกำลังต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ขององค์อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก

ค.2.1 แรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบ

แรงแผ่นดินไหวในแนวราบที่ใช้ในการออกแบบ F_p กระทำที่จุดศูนย์กลางมวล และกระจายไปตามขนาดของมวลในองค์อาคารนั้น ๆ หาได้จากสมการ

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p} \right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h} \right) \quad (\text{ค.2-1})$$

โดยที่ F_p ต้องไม่มากกว่า

$$F_p = 1.6 S_{DS} I_p W_p \quad (\text{ค.2-2})$$

และ F_p ต้องไม่น้อยกว่า

$$F_p = 0.3 S_{DS} I_p W_p \quad (\text{ค.2-3})$$

โดยที่ F_p คือ แรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบ

S_{DS} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที

a_p คือ ค่าตัวประกอบขยายขององค์อาคาร มีค่าแปรผันจาก 1.00 - 2.50 ดูจากตารางที่ ค.2-1

I_p คือ ค่าตัวประกอบความสำคัญขององค์อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก มีค่าแปรผันจาก 1.00 - 1.50

W_p คือ น้ำหนักขององค์อาคาร

R_p คือ ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง มีค่าแปรผันจาก 1.00 - 12 จากตารางที่ ค.2-1

z คือ ความสูงขององค์อาคาร วัดจากจุดที่ยึดติดกับโครงสร้างจนถึงฐาน สำหรับค่าที่ต่ำกว่าฐาน z จะมีค่าเป็น 0 และค่าของ z/h ต้องมีค่าไม่เกิน 1.0

h คือ ค่าความสูงเฉลี่ยจากหลังคาเทียบกับฐานราก

ค่า F_p กระทำในแนวราบในทิศทางของแกนหลักขององค์อาคารอย่างน้อย 2 ทิศทาง โดยกระทำทีละทิศทางไม่พร้อมกัน ร่วมกันกับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน นอกจากนี้้องค์อาคารต้องออกแบบรับแรงในแนวตั้งเท่ากับ $\pm 0.2 S_{DS} W_p$ ค่าตัวประกอบส่วนเกิน (Redundancy Factor) ρ ใช้เท่ากับ 1 และค่าประกอบกำลังส่วนเกิน (Ω_0) ไม่ต้องนำมาคิด

ในกรณีที่คำนวณค่าความเร่งที่ชั้นใด ๆ จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ โดยค่า $R=1.0$ แรงแผ่นดินไหว คำนวณดังสมการที่ (ค.2-4)

$$F_p = \frac{a_i a_p W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p} \right)} A_x \quad (\text{ค.2-4})$$

โดยที่ a_i คือ ค่าความเร่ง ณ ชั้นที่ i ที่หาจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์

A_x คือ ตัวประกอบขยายแรงบิดโดยบังเอิญ

ค่า F_p ที่คำนวณได้ต้องไม่มากกว่าสมการที่ (ค.2-2) และต้องไม่น้อยกว่าสมการที่ (ค.2-3)

ตารางที่ ค.2-1 ค่าสัมประสิทธิ์ สำหรับองค์อาคารทางสถาปัตยกรรม

องค์อาคารทางสถาปัตยกรรม	a_p	R_p
ผนังและผนังกันห้องภายใน ที่ไม่ใช่ส่วนของโครงสร้าง		
- ผนังก่ออิฐฉาบปูน	1.0	1.5
- ผนังและผนังกันห้อง อื่น ๆ ทั้งหมด	1.0	2.5
องค์อาคารยื่น (ปราศจากการค้ำยันหรือค้ำยันกับโครงสร้าง ที่ด้านล่างของจุดศูนย์กลางมวล)		
- แผงกัน และผนังยื่นภายในที่ไม่ใช่ส่วนของโครงสร้างหลัก	2.5	2.5
- ปล่องที่มีค้ำยันด้านข้างหรือการรองรับด้วยโครงสร้าง	2.5	2.5
องค์อาคารยื่น (ค้ำยันกับโครงสร้าง ที่ด้านบนของจุดศูนย์กลางมวล)		
- แผงกัน (Parapets)	1.0	2.5
- ปล่อง (Chimneys)	1.0	2.5
- ผนังภายนอกที่ไม่ใช่ส่วนของโครงสร้าง	1.0	2.5
องค์อาคารผนังและรอยต่อภายนอก ที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก		
- องค์อาคารผนัง	1.0	2.5
- ส่วนที่เชื่อมต่อแผงผนัง	1.0	2.5
- ตัวยึดของระบบรอยต่อ	1.25	1.0
แผ่นไม้อัด (Veneer)		
- องค์ประกอบและสิ่งที่ยึดติดมา มีการเสีรูปร่างปานกลาง	1.0	2.5
- องค์ประกอบและสิ่งที่ยึดติดมา มีการเสีรูปร่างน้อย	1.0	1.5
เพนท์เฮาส์ (Penthouses) (ยกเว้นส่วนที่เป็นโครงสร้างหลัก)	2.5	3.5
ฝ้าเพดาน		
- ฝ้าเพดานทั้งหมด	1.0	2.5
ตู้หรือชั้นวาง		
- ตู้หรือชั้นวางของถาวรที่สูงมากกว่า 1.83 เมตร และรองรับด้วยพื้น รวมถึงส่วนประกอบ	1.0	2.5
- ตู้หรือชั้นวางหนังสือถาวรที่สูงมากกว่า 1.83 เมตร และรองรับด้วยพื้น รวมถึงส่วนประกอบ	1.0	2.5

องค์อาคารทางสถาปัตยกรรม	a_p	R_p
เครื่องมือและอุปกรณ์ห้องปฏิบัติการ	1.0	2.5
ชั้นทางเข้า		
- ชั้นทางเข้าพิเศษ	1.0	2.5
- ชั้นทางเข้าอื่น ๆ ทั้งหมด	1.0	1.5
ส่วนที่ยื่นออกไป และส่วนประดับตกแต่ง (Appendages and ornamentations)	2.5	2.5
ป้ายโฆษณาและป้ายต่าง ๆ	2.5	3.0
องค์อาคารอื่น ๆ ที่มีความแข็ง		
- องค์ประกอบและสิ่งที่ยึดติดมา มีการเสีรูปร่างได้มาก	1.0	3.5
- องค์ประกอบและสิ่งที่ยึดติดมา มีการเสีรูปร่างได้ปานกลาง	1.0	2.5
- องค์ประกอบและสิ่งที่ยึดติดมา มีการเสีรูปร่างได้น้อย	1.0	1.5
องค์อาคารอื่น ๆ ที่มีความยืดหยุ่น (Other flexible components)		
- องค์ประกอบและสิ่งที่ยึดติดมา มีการเสีรูปร่างได้มาก	2.5	3.5
- องค์ประกอบและสิ่งที่ยึดติดมา มีการเสีรูปร่างได้ปานกลาง	2.5	2.5
- องค์ประกอบและสิ่งที่ยึดติดมา มีการเสีรูปร่างได้น้อย	2.5	1.5
- บันไดที่ออกไปข้างนอกที่ไม่ได้เป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างอาคาร	1.0	2.5

ค.2.2 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (ระหว่างชั้น) ที่เกิดจากแผ่นดินไหว

ผลของการเคลื่อนตัว (สัมพัทธ์ระหว่างชั้น) ที่เกิดจากแผ่นดินไหว จะต้องนำมารวมกับการเคลื่อนตัวเนื่องจากแรงกระทำอื่น ๆ ด้วย การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (ระหว่างชั้น) ที่เกิดจากแผ่นดินไหว D_{pl} หาได้จากสมการที่ (ค.2-5)

$$D_{pl} = D_p I_e \quad (\text{ค.2-5})$$

โดยที่ I_e คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคารตามที่กำหนดในหัวข้อที่ 1.5

D_p คือ การเคลื่อนตัว ที่หาได้จากหัวข้อ ค.2.2.1 และ ค.2.2.2

ค.2.2.1 การเคลื่อนตัวภายในโครงสร้าง

ในกรณีที่อยู่ต่อยึดอยู่ในโครงสร้างเดียวกัน 2 จุด จุดหนึ่งตั้งอยู่บนความสูง h_x อีกจุดตั้งอยู่บน h_y ค่า D_p สามารถหาได้จากสมการ

$$D_p = \delta_{xA} - \delta_{yA} \quad (\text{ค.2-6})$$

หรือจะหาค่า D_p จากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ ตามบทที่ 4 ค่า D_p ต้องไม่มากกว่า

$$D_p = \frac{(h_x - h_y) \Delta_{aA}}{h_{xx}} \quad (\text{ค.2-7})$$

ค.2.2.2 การเคลื่อนตัวระหว่างโครงสร้าง

ในกรณีที่จุดต่อยึด 2 จุด ไม่ได้อยู่ในโครงสร้างเดียวกัน จุดหนึ่งตั้งอยู่บนความสูง h_x อีกจุดตั้งอยู่บน h_y ค่า D_p สามารถหาได้จากสมการ

$$D_p = |\delta_{xA}| + |\delta_{yB}| \quad (\text{ค.2-8})$$

โดยที่ค่า D_p ต้องไม่มากกว่า

$$D_p = \frac{h_x \Delta_{aA}}{h_{xx}} + \frac{h_y \Delta_{aB}}{h_{yy}} \quad (\text{ค.2-9})$$

โดยที่ D_p คือ ค่าออกแบบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เนื่องจากแรงแผ่นดินไหว

δ_{xA} คือ ค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบที่จุดศูนย์กลางมวลของชั้น x ของโครงสร้าง A เนื่องจากแรงสถิตเทียบเท่าที่ได้จากวิธีวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับระบบอีลาสติก

δ_{yA} คือ ค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบที่จุดศูนย์กลางมวลของชั้น y ของโครงสร้าง A เนื่องจากแรงสถิตเทียบเท่าที่ได้จากวิธีวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับระบบอีลาสติก

δ_{yB} คือ ค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบที่จุดศูนย์กลางมวลของชั้น y ของโครงสร้าง B เนื่องจากแรงสถิตเทียบเท่าที่ได้จากวิธีวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับระบบอีลาสติก

h_x คือ ความสูงของระดับ x ถึงต่อด้านบน

h_y คือ ความสูงของระดับ y ถึงจุดต่อด้านล่าง

Δ_{aA} คือ ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ที่ยอมให้ ในโครงสร้าง A หาได้จากตารางที่ 2.11-1

Δ_{aB} คือ ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ที่ยอมให้ ในโครงสร้าง B หาได้จากตารางที่ 2.11-1

h_{xx} คือ ความสูงชั้นที่ใช้ในการกำหนด ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ Δ_a หาได้จากตารางที่ 2.11-1 โดยที่ Δ_a / h_{xx} เท่ากับสัมประสิทธิ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้าง

ภาคผนวก ง
แบบจำลองและการประเมินผลจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงการและผนังก่อ

ง.1 ข้อกำหนดทั่วไป

ผนังก่อจะรวมถึงผนังที่สร้างเพียงบางส่วนหรือเต็มแนวในระนาบของโครงเหล็กหรือคอนกรีต และมีขอบเขตโดยคานและเสา

ชนิดของแผ่นผนังก่อที่พิจารณาในมาตรฐานนี้ได้แก่ ผนังก่อดินเหนียวไม่เสริมเหล็ก (Unreinforced Clay-Unit Masonry) ผนังก่อคอนกรีต (Concrete Masonry) และผนังก่อดินเหนียวรูปแบบกลวง (Hollow-Clay Tile Masonry) ผนังก่อที่ทำจากหินหรือบล็อกแก้วไม่รวมอยู่ในมาตรฐานนี้

แผ่นผนังก่อที่พิจารณาแบบแยกส่วนจากโครงโดยรอบ ต้องมีช่องว่างที่ด้านบนและด้านข้างที่เหมาะสมกับค่าการโก่งตัวทางด้านข้างของโครงที่คาดว่าจะเกิดขึ้นสูงสุด แผ่นผนังที่แยกตัว (Isolated Panel) ต้องถูกยึดตรึงในทิศทางตามขวางเพื่อให้มีเสถียรภาพภายใต้แรงกระทำ

การวิเคราะห์และออกแบบอาคารที่ใช้โครงต้านแรงดัดคอนกรีตที่มีผนังอิฐก่อ เป็นระบบโครงสร้างหลักในการต้านทานแรงด้านข้าง ต้องอาศัยแบบจำลองที่สามารถจำลอง ปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงอาคารและผนังก่อ สำหรับโครงต้านแรงดัดคอนกรีตที่มีผนังอาจเกิดการแตกร้าว เมื่อได้รับแรงกระทำทางด้านข้างที่ใช้ออกแบบ สามารถใช้แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า (Equivalent Compression Strut) ตามที่มีระบุในข้อกำหนดนี้หรือ ตามที่มีระบุในมาตรฐาน มยผ.1303

สำหรับโครงสร้างต้านแรงดัดที่ไม่ได้ใช้ร่วมกำแพงรับแรงเฉือน ในกรณีที่ไม่ได้ใช้การวิเคราะห์แบบละเอียดด้วยแบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า ต้องออกแบบโครงสร้างให้สามารถป้องกันรูปแบบการวิบัติแบบพังทลาย (Collapse Prevention) อันเกิดจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงอาคารและผนังอิฐก่อ ตามข้อกำหนดขั้นต่ำสำหรับป้องกันรูปแบบการวิบัติแบบพังทลาย ตามข้อ ง.4

ง.2 คุณสมบัติทั่วไปของผนังอิฐก่อ

กำลังต้านทานแรงของผนังอิฐก่อ สามารถหาได้จากการทดสอบโดยทำการเตรียมตัวอย่างทดสอบจากผนังอิฐก่อของอาคารในลักษณะปริซึมอิฐก่อ นำมารับแรงอัดตามแนวแกนหรือรับแรงเฉือน โดยรายละเอียดการทดสอบให้เป็นไปตามมาตรฐานที่เกี่ยวข้อง หากไม่มีผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงของอิฐก่อ ให้ใช้ค่าคุณสมบัติวัสดุตามที่กำหนดในตารางที่ ง.2-1

ชั้นคุณภาพของผนังอิฐก่อสามารถจำแนกได้ ดังนี้

- (1) อิฐที่ใช้มีคุณสมบัติวัสดุเป็นไปตามมาตรฐานอุตสาหกรรม มีการควบคุมขั้นตอนการก่อสร้างจัดเป็นผนังอิฐก่อคุณภาพดี
- (2) ผนังอิฐก่อที่ปูนก่อและอิฐก่ออยู่ในสภาพสมบูรณ์ จัดเป็นผนังอิฐก่อคุณภาพทั่วไป

ตารางที่ ง.2-1 ค่ากำลังต้านทานแรงอัด (f'_m) ของผนังอิฐก่อ

ผนังอิฐก่อ (พร้อมฉาบ)	คุณภาพของผนังอิฐก่อ (เมกะปาสกาล)	
	คุณภาพดี	คุณภาพทั่วไป
อิฐมอญ	ตามที่ระบุในมาตรฐาน มอก แต่ไม่น้อยกว่า 8 MPa	6 MPa
อิฐบล็อก	ตามที่ระบุในมาตรฐาน มอก แต่ไม่น้อยกว่า 8 MPa	6 MPa
อิฐมวลเบา	ตามที่ระบุในมาตรฐาน มอก หรือตามผู้ผลิต แต่ไม่น้อยกว่า 3.5 MPa	3 MPa

ง.3. ผนังก่อในแนวระนาบของโครงข้อแข็ง

การคำนวณหาค่าสติฟเนสและค่ากำลังในแนวระนาบของผนังก่อในโครงข้อแข็งสามารถใช้วิธีเปรียบเทียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้นที่พิจารณาโครงอาคารร่วมกับผนังก่อ ซึ่งคำนึงถึงผลของช่องเปิดต่าง ๆ และผลของการแตกร้าวของผนังก่อภายใต้แรงกระทำ หรือสามารถใช้แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า ดังต่อไปนี้

ง.3.1 ค่าสติฟเนส

ค่าสติฟเนสในแนวระนาบแบบอิลาสติกของผนังก่อที่ไม่มีการเสริมเหล็กแบบตันก่อนที่จะมีการแตกร้าว (Solid Unreinforced Masonry Infill Panel Prior to Cracking) สามารถจำลองได้โดยอาศัยค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าที่มีความหนาและค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นเท่ากับความหนาและค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของผนัง โดยมีความกว้างขององค์อาคารค้ำยันรับแรงอัดเท่ากับ a ตามที่กำหนดไว้ในสมการที่ (ง.3-1)

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (ง.3-1)$$

เมื่อ

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin(2\theta)}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{0.25}$$

โดยที่ h_{col} คือ ค่าความสูงเสาวัดจากแนวกึ่งกลางของคาน (มิลลิเมตร)

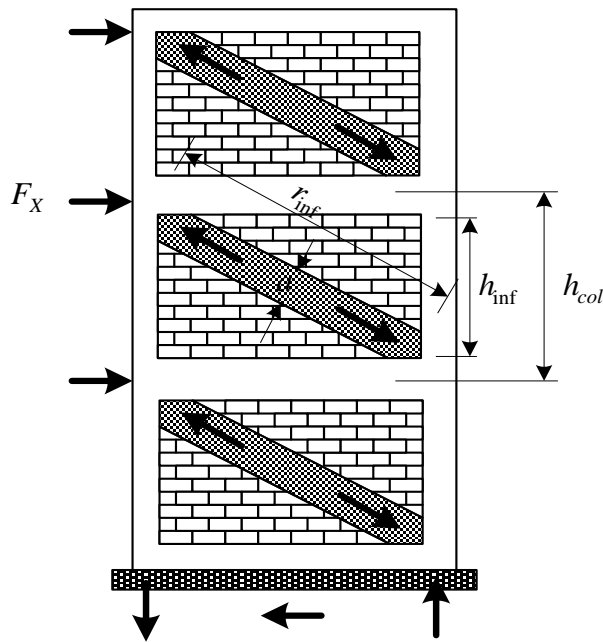
h_{inf} คือ ค่าความสูงของผนังก่อ (มิลลิเมตร)

E_{fe} คือ ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุโครงข้อแข็งที่คาดหวัง (เมกะปาสกาล)

E_{me} คือ ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุผนังก่อที่คาดหวัง (เมกะปาสกาล)

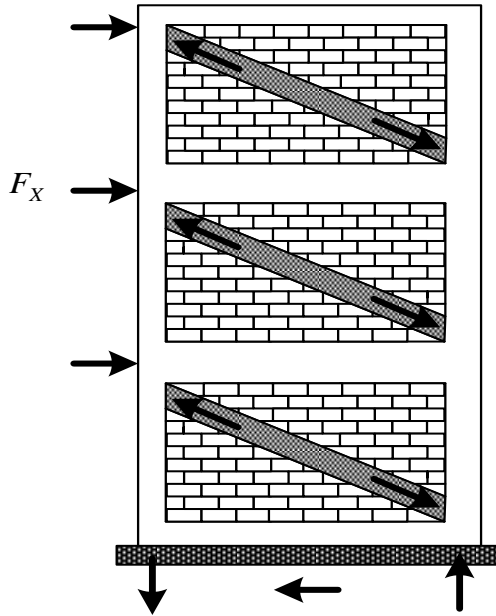
- I_{col} คือ ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่หน้าตัดเสา (มิลลิเมตร⁴)
- L_{inf} คือ ค่าความยาวของผนังก่อ (มิลลิเมตร)
- r_{inf} คือ ค่าความยาวแนวทแยงของผนังก่อ (มิลลิเมตร)
- t_{inf} คือ ค่าความหนาของผนังก่อและแนวค้ำยันเทียบเท่า (มิลลิเมตร)
- θ คือ ค่ามุมเอียงของท่อนแรงอัด (เรเดียน)
- λ_1 คือ สัมประสิทธิ์ที่ใช้ในการหาความกว้างแนวค้ำยันเทียบเท่าของผนังก่อ

ลักษณะแบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าสามารถแสดงได้ดังรูปที่ ง.3-1 และ ง.3-2 ลักษณะการจำลองแบบค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าที่กระทำที่จุดตัดระหว่างคานและเสาใน จะใช้สำหรับการจำลองสติฟเนสในภาพรวมแต่จะไม่คำนึงถึงแรงที่อาจเกิดการเอียงศูนย์ไปกระทำต่อคานและเสาโดยตรง แบบจำลองลักษณะนี้สามารถใช้ได้ในการวิเคราะห์ แต่จะต้องทำการพิจารณาแรงจากผนังที่อาจจะกระทำเอียงศูนย์โดยอาศัยการวิเคราะห์ระดับเฉพาะที่ (Local Level) ที่พิจารณาแรงกระทำที่เกิดกับเสาหรือคานประกอบในการวิเคราะห์ด้วย



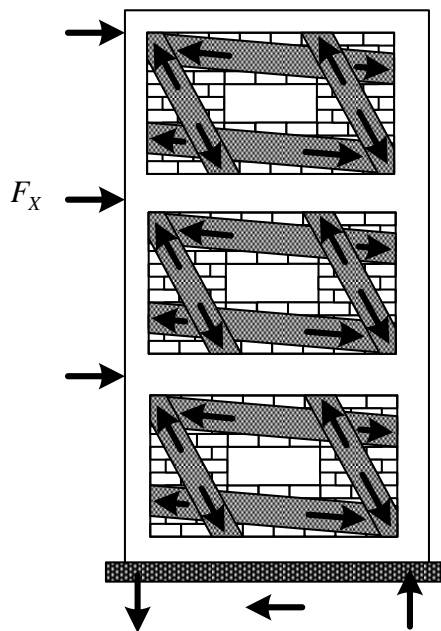
รูปที่ ง.3-1 ค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า

แบบจำลองค้ำยันเทียบเท่าแบบเอียงศูนย์ในรูปที่ ง.3-2 จะใช้กรณีที่พิจารณาผลของการค้ำยันที่อาจเกิดการเอียงศูนย์ทำให้เกิดแรงกระทำจากผนังก่อต่อเสาและคาน ทำให้การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองลักษณะนี้สามารถคิดผลของผนังต่อเสาและคานได้โดยตรง โดยไม่ต้องทำการวิเคราะห์เฉพาะที่เพิ่มเติมอีก



รูปที่ ง.3-2 ค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า แบบเยื้องศูนย์กลาง

ค่าสติฟเนสของผนังก่อที่มีการแตกร้าว สามารถใช้แบบจำลองค้ำยันเทียบเท่าได้ในลักษณะเดียวกัน แต่ค่าคุณสมบัติของค้ำยันจะต้องคำนวณจากการวิเคราะห์ที่มีการพิจารณาพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของระบบโครงสร้างหลังจากที่ผนังก่อเกิดการแตกร้าว นอกจากนี้วิธีการใช้ค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าสามารถที่จะนำมาใช้กับผนังก่อที่มีช่องเปิด โดยการจัดวางลักษณะค้ำยันให้เหมาะสมกับแรงที่เกิดขึ้น ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ ง.3-3 อย่างไรก็ตาม ในกรณีค่าคุณสมบัติของค้ำยันเทียบเท่าจะต้องหาจากจากการวิเคราะห์ค่าหน่วยแรงที่เกิดในผนังก่อที่สอดคล้องกับรูปแบบของช่องเปิดภายใต้การรับแรง



รูปที่ ง.3-3 ค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าสำหรับผนังที่มีช่องเปิด

ง.4. ข้อเสนอแนะในการป้องกันรูปแบบการวิบัติที่เป็นอันตราย

(ก) สำหรับโครงสร้างที่อาจเกิดการวิบัติแบบชั้นอ่อน (Soft Story) เนื่องจากความไม่สม่ำเสมอทางโครงสร้างจากการใช้ผนังอิฐก่อ กำลังรับแรงรวมของเสาในแต่ละชั้นที่คำนวณได้โดยสมมุติรูปแบบการวิบัติแบบชั้นอ่อน ต้องมากกว่าแรงเฉือนสำหรับการออกแบบที่ต้องการในแต่ละชั้น ตามที่กำหนดในบทที่ 3 หรือ 4 ที่คำนวณโดยใช้ค่าตัวประกอบปรับลดผลตอบสนองเท่ากับ 2 ($V_{R=2}$) ดังนี้

$$\sum 2M_p / H_i \geq V_{R=2} \quad (ง.4-1)$$

โดยที่ M_p คือกำลังต้านทานการดัดของเสา และ H_i คือความสูงของชั้น อนึ่งค่ากำลังรับแรงรวมของแต่ละชั้น สามารถคำนวณได้จากผลรวมกำลังต้านทานการดัดของเสาทุกต้นในชั้นนั้น ๆ ทั้งนี้ในการคำนวณค่า M_p สามารถหาได้จากการใช้กำลังจริงของวัสดุ

(ข) สำหรับเสาที่อาจเกิดการวิบัติจากแรงเฉือนเนื่องจากแรงดันของผนัง สามารถคำนวณแรงเฉือนในเสาที่เกิดขึ้น โดยพิจารณาผลจากแรงดันของผนังกระทำที่ระยะ l_{ceff} ที่ด้านบนหรือด้านล่างของแผ่นผนัง ตามรูปที่ ง.4-1 การคำนวณแรงเฉือนให้สมมุติว่าแรงดัดที่ปลายด้านบนและปลายด้านล่างของเสามีค่าเท่ากับกำลังรับแรงดัดของเสา ดังนี้

$$V = \frac{2M_{nc} + C_{inf} \cos(\theta_c)(h_{inf} - l_{ceff})}{h_{inf}} \quad (ง.4-2)$$

โดยที่

$$C_{inf} = 0.7 \cdot t \cdot a \cdot f'_m \quad (ง.4-3)$$

โดยที่ a คือ ความกว้างขององค์อาคารค้ำยันรับแรงอัดเท่ากับ ตามสมการ (ค3-1)

t คือ ความหนาของผนัง

f'_m คือ กำลังรับแรงอัดของผนัง

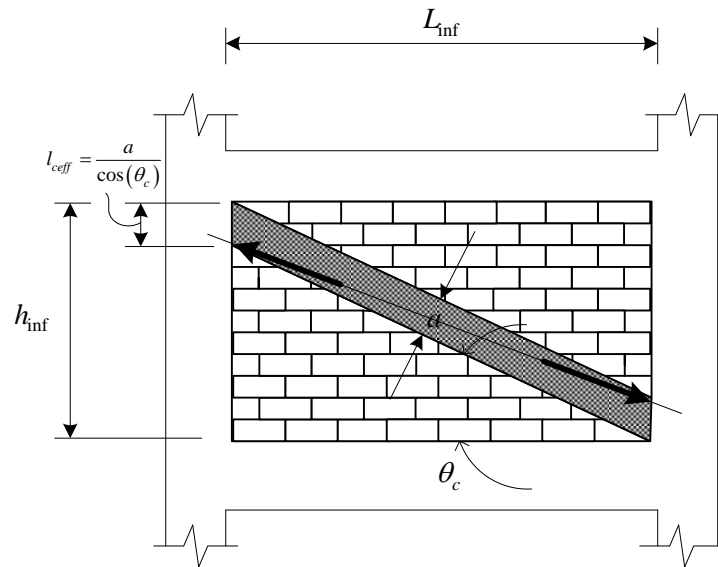
h_{inf} คือ ค่าความสูงจากพื้นถึงท้องคาน

l_{ceff} คือ ตำแหน่งที่แรงดันจากผนังกระทำกับเสา หาได้จากสมการที่ (ง.4-4) ในกรณีที่ผนังก่อเต็มพื้นที่ สำหรับกรณีของเสาที่ยึดติดกับผนังที่ก่อเพียงบางส่วนของความสูง กำหนดให้ l_{ceff} มีค่าเท่ากับ ความสูงของช่องเปิดในผนัง ค่า l_{ceff} สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$l_{ceff} = \frac{a}{\cos(\theta_c)} \quad (ง.4-4)$$

ค่าแรงเฉือนที่คำนวณได้ ไม่ต้องเกินค่าแรงเฉือนที่คิดมาจากการพัฒนากำลังรับแรงดัดที่คาดหวังในเสาที่ปลายด้านบนและด้านล่างของเสาที่มีความสูงเท่ากับค่า l_{eff}

เสาจะต้องเสริมเหล็กปลอกต้านทานแรงเฉือนดังกล่าวนี้ จากปลายเสาจนเลยตำแหน่งที่แรงดัดกระทำลงไปอีกเป็นระยะเท่ากับมิติด้านยาวของหน้าตัดเสา



รูปที่ ง.4-1 ลักษณะแรงกระทำกับเสาจากการเอียงศูนย์ของแรงในค้ำยัน

