



มหาวิทยาลัยศรีปทุม

รายงานการวิจัย

เรื่อง

ผลกระทบที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวและแรงลมต่อแผ่นพื้นไร้คาน
คอนกรีตอัดแรงในประเทศไทย

**THE EFFECT OF EARTHQUAKE AND WIND LOADS ON POST-
TENSIONED CONCRTE FLAT SLABS IN THAILAND**

งานวิจัยนี้ ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยศรีปทุม

ปีการศึกษา 2554

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงด้วยดีมาจากความอนุเคราะห์และความร่วมมือทั้งจากองค์กร บุคคล และคณะบุคคลหลายฝ่าย กล่าวคือ ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยศรีปทุม เพื่ออำนวยความสะดวกในด้านเครื่องมือที่ใช้ในการวิจัยและการประมวลผลข้อมูลต่าง ๆ ผู้วิจัยจึงใคร่ขอขอบคุณคณะกรรมการพัฒนางานวิจัย มหาวิทยาลัยศรีปทุม ที่ได้อนุมัติทุนอุดหนุนสำหรับงานวิจัยนี้

ผู้วิจัยหวังเป็นอย่างยิ่งว่า งานวิจัยเรื่อง “ผลกระทบที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวและแรงลมต่อแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรงในประเทศไทย” นี้ จะเป็นประโยชน์ต่อแวดวงการศึกษาและการปฏิบัติงานในด้านวิศวกรรมโครงสร้าง (Structural Engineering) และวิศวกรรมแผ่นดินไหว (Earthquake Engineering) ทั้งนี้ หากงานวิจัยนี้มีข้อบกพร่องประการใด ผู้วิจัยใคร่ขออภัยมา ณ ที่นี้

ผู้วิจัย

กรกฎาคม 2555

หัวข้อวิจัย : ผลกระทบที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวและแรงลมต่อแผ่นพื้น ไร้คานคอนกรีต
อัดแรงในประเทศไทย
ผู้วิจัย : นาย ฉัตร สุจินดา
หน่วยงาน : คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม
ปีที่พิมพ์ : พ.ศ. 2555

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาทดลองวิเคราะห์และออกแบบระบบโครงสร้างแผ่นพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรง-เสา-กำแพงรับแรงเฉือน เพื่อใช้รับแรงเนื่องจากแรงโน้มถ่วง แรงลม (มยผ. 1311-50) และแรงแผ่นดินไหว (มยผ. 1302-52) โดยไม่ใช้ชิ้นส่วนโครงสร้างที่เป็นคานเข้ามาเกี่ยวข้อง ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าและสเปคตรัมการตอบสนอง และเปรียบเทียบผลของการวิเคราะห์ออกแบบโดยเน้นเฉพาะผลกระทบของแรงด้านข้าง ที่มีต่อปริมาณเหล็กเสริมข้ออ้อยในส่วนของแผ่นพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรง

จากการศึกษาอาคารแปลนรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส มีจำนวน 6 ช่วงสเปนทั้งสองทิศทาง มีความสูง 7, 14, 21 และ 28 ชั้นและมีความหนาของแผ่นพื้นคงที่พบว่าอาคารสูง 21 และ 28 ชั้นต้องใช้เหล็กเสริมปริมาณมากมายจนไม่คุ้มค่าในทางเศรษฐศาสตร์ อัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมที่พิจารณาแรงลมตาม มยผ. 1311-50 และแรงโน้มถ่วง ต่อที่พิจารณาแต่แรงโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียวคือ 1.02, 1.72 และ 4.55 เท่าสำหรับอาคารสูง 7, 14 และ 21 ชั้นตามลำดับ อัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมที่พิจารณาทั้งแรงลมตาม มยผ. 1311-50, แรงแผ่นดินไหวตาม มยผ. 1302-52 ที่วิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าและแรงโน้มถ่วง ต่อที่พิจารณาแต่แรงโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียว 2.65, 48.30 และ 140.00 เท่าสำหรับอาคารสูง 7, 14 และ 21 ชั้นตามลำดับ และสุดท้ายปริมาณเหล็กเสริมที่พิจารณาทั้งแรงลมตาม มยผ. 1311-50 และแรงแผ่นดินไหวตาม มยผ. 1302-52 ที่วิเคราะห์ด้วยวิธีสเปคตรัมการตอบสนองและแรงโน้มถ่วง ต่อที่พิจารณาแต่แรงโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียว 2.01, 30.27 และ 71.76 เท่าสำหรับอาคารสูง 7, 14 และ 21 ชั้นตามลำดับ

คำสำคัญ : ผลกระทบของแรงด้านข้าง แผ่นพื้น ไร้คาน คอนกรีตอัดแรง

Research Title : The Effect of Earthquake and Wind Loads on Post-tensioned
Concrete Slab Slabs in Thailand

Name of Researcher : Mr. Chatr Suchinda

Name of Institution : Faculty of Engineering, Sripatum University

Year of Publication : B.E. 2555

ABSTRACT

This research is a study of trial analysis and design of post-tensioned concrete flat slab-column-shear wall system resisting wind (DPT. 1311-50), earthquake (DPT. 1302-52) and gravity loads without any beam structural members using equivalent static force and response spectrum methods. The comparison of the analysis and design results emphasizes on the effect total amount of mild reinforcing due to the lateral load in part of the post-tensioned concrete flat slabs.

From the study of four buildings having square shape plan, shear-wall in the middle of the plan, 6 spans in both directions, 7, 14, 21 and 28 story heights and constant slab thickness, it was found that the 21 and 28 story buildings need tremendous amount of slab mild reinforcement and uneconomic. The ratios of total mild reinforcement amount in the flat slabs considering both wind load as per DPT. 1311-50 code and gravity load over considering gravity load alone are 1.02, 1.72 and 4.55 for 7, 14 and 21 story buildings respectively. The ratios considering wind load as per DPT. 1311-50 code, earthquake load as per DPT. 1302-50 (equivalent static force) and gravity load over considering gravity load alone are 2.65, 48.30 and 140.00 for 7, 14 and 21 story buildings respectively. Lastly, the ratios of total mild reinforcement amount considering wind load as per DPT. 1311-50 code, earthquake load as per DPT. 1302-50 (response spectrum) and gravity load over considering gravity load alone are 2.01, 30.27 and 71.76 for 7, 14 and 21 story buildings respectively.

Keywords: Effect of lateral loads, Thai building codes, Post-tensioned concrete flat slabs.

สารบัญ

บทที่	หน้า
1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	2
1.3 คำถามการวิจัย.....	2
1.4 สมมุติฐานการวิจัย.....	2
1.5 ขอบเขตการวิจัย.....	2
1.6 นิยามศัพท์เฉพาะ.....	3
2 วรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 ความรู้พื้นฐานเกี่ยวกับเรื่องที่วิจัย.....	4
2.2 ทฤษฎีที่รองรับ หรือกรอบความคิดทางทฤษฎี	11
2.2.1 มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทานการสั่นสะเทือนของ แผ่นดินไหว มยผ. 1302-52.....	11
2.2.1.1 จำนวนของโหมดที่จำเป็นต้องพิจารณา.....	14
2.2.1.2 การคำนวณค่าตอบสนองของแต่ละโหมด.....	14
2.2.1.3 ประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว.....	19
2.2.1.4 การรวมค่าการตอบสนองจากหลายโหมด.....	19
2.2.1.5 การปรับค่าการตอบสนองเพื่อใช้ในการออกแบบ.....	20
2.2.1.6 การกระจายแรงเฉือนในแนวนอน.....	21
2.2.1.7 ผลของ P-Delta.....	21
2.2.2 มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารด้านทานการสั่นสะเทือน ของแผ่นดินไหว (ปรับปรุงครั้งที่ 1) มยผ. 1302-54.....	21
2.2.3 มาตรฐานสำหรับออกแบบอาคารเพื่อต้านแรงลม (2550) มยผ. 1311-50	26
2.3 ผลการวิจัยที่เกี่ยวข้อง	31
2.4 สรุป	35

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
3 ระเบียบวิธีการวิจัย.....	36
3.1 รูปแบบการวิจัย หรือแบบแผนการวิจัย.....	36
3.2 ประชากรและกลุ่มตัวอย่าง.....	38
3.3 การรวบรวมข้อมูล.....	39
3.4 เครื่องมือการวิจัย.....	39
3.5 ขั้นตอนในการดำเนินงานวิจัย.....	40
3.6 การวิเคราะห์ข้อมูล.....	40
3.6.1 ขั้นตอนการวิเคราะห์โครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวโดยวิธี สเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด (มยผ. 1302-52).....	40
3.6.2 ขั้นตอนการวิเคราะห์โครงสร้างเนื่องจากแรงลมโดยวิธีอย่างละเอียด (มยผ. 1311-50).....	49
4 ผลการวิเคราะห์ข้อมูล.....	54
4.1 ผลการวิเคราะห์อาคารเมื่อพิจารณา แรงลม และแรงแผ่นดินไหว.....	54
4.2 ผลการกำหนดขนาดเสา ความหนาของกำแพงและแผ่นพื้น จากการทดลอง ออกแบบ.....	61
4.3 ผลการวิเคราะห์ออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง.....	64
5 สรุป อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ.....	70
5.1 สรุปผลการดำเนินงานวิจัย.....	70
5.2 อภิปรายและสรุปผลการวิจัย.....	70
5.3 ข้อเสนอแนะ.....	71
บรรณานุกรม.....	73
ประวัติย่อผู้วิจัย	76

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1	การแบ่งประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า S_{DS} 14
2.2	การแบ่งประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า S_{D1} 14
2.3	ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง R , ตัวกำลังส่วนเกิน Ω_0 และตัวประกอบขยาย ค่าการโก่งตัว C_d 15
2.4	การจำแนกประเภทของอาคาร ตามความสำคัญต่อสาธารณชนและตัวประกอบ ความสำคัญของแรงแผ่นดินไหว I 18
2.5	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (Δ_a) 22
3.1	คาบการสั่นในโหมดแรกที่ได้จากการวิเคราะห์ และค่า S_a ที่ได้จากราฟสเปกตรัม.... 46
3.2	การคำนวณแรงที่กระทำตรงจุดศูนย์กลางของ Diaphragm..... 52
4.1	การกำหนดค่า S_{DS} และ S_{D1} เพื่อหาค่าให้โปรแกรม ETAB 9.7.4 จำนวน S_a ตามที่ ต้องการ..... 57
4.2	ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร F_a 58
4.3	ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร F_v 58
4.4	การกำหนดค่า S_s และ S_1 เพื่อหาค่าให้โปรแกรม ETAB 9.7.4 จำนวน S_a ตามที่ ต้องการ..... 59
4.5	ขนาดของโครงสร้างที่ใช้..... 62
4.6	ปริมาณเหล็กเสริมในแผ่นพื้นสำหรับกรณี แยกเป็น 4 กรณี..... 66

สารบัญภาพประกอบ

ภาพประกอบที่	หน้า
2.1 การแบ่งโซนสำหรับการหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล.....	12
2.2 การเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ในเขต กรุงเทพมหานครและปริมณฑล.....	13
2.3 แสดงความกว้างประสิทธิผล.....	24
2.4 รายละเอียดการเสริมเหล็กในแถบเสา.....	24
2.5 รายละเอียดการเสริมเหล็กในแถบกลาง.....	25
2.6 ค่าตัวประกอบได้ฝุ่น (T_F) และความเร็วลมที่ 50 ปี (V_{50}).....	26
2.7 สูตรสำหรับใช้คำนวณค่าประกอบเนื่องจากสภาพภูมิประเทศ (C_e).....	27
2.8 แผนภูมิเพื่อหาค่า Background Turbulence Factor (B).....	29
2.9 แผนภูมิเพื่อหาค่าตัวคูณลดเนื่องจากลักษณะของอาคาร (s).....	29
2.10 แผนภูมิเพื่อคำนวณ Gust energy ratio at the natural frequency of the structure (F).....	30
2.11 แผนภูมิเพื่อหาค่าประกอบเชิงสถิติเพื่อปรับค่ารากกำลังสองให้เป็นค่าสูงสุด (g_p).....	30
2.12 ค่าสัมประสิทธิ์ของหน่วยแรงลม (C_p) สำหรับอาคารที่มีความสูงมากกว่าความ กว้าง และมีหลังคาอยู่ในแนวราบ.....	31
2.13 แปลนของอาคาร Mass-3.....	34
2.14 แปลนของแบบจำลองในโปรแกรม ETAB แสดงระยะเสา จำนวนช่วง และตำแหน่ง ของกำแพงรับแรงเฉือน.....	35
3.1 Load Combination ที่กำหนดไว้ใน ASCE7-10.....	38
3.2 สเปกตรัมตอบสนองออกแบบหน่วยเป็น g สำหรับอาคารนอกเขตกรุงเทพมหานคร และปริมณฑล.....	41
3.3 สเปกตรัมตอบสนองออกแบบหน่วยเป็น g สำหรับอาคารในเขตกรุงเทพมหานคร และปริมณฑล (โซน 5).....	42
3.4 สถิติฝนประสิทธิผลสำหรับเสา กำแพงรับแรงเฉือนและแผ่นพื้นไร้คาน.....	43
3.5 การกำหนดน้ำหนักประสิทธิผลของโครงสร้าง (Define Mass Source).....	44

สารบัญภาพประกอบ (ต่อ)

ภาพประกอบที่	หน้า
3.6 Modal participation mass ratios.....	44
3.7 ตัวคูณปรับค่าแรงด้วย I/R (และคูณ g ด้วยเพราะกราฟสเปกตรัมมีหน่วยเป็น g)..	45
3.8 ตัวคูณปรับผลของ P-Delta ด้วย 1 (ไม่ต้องปรับ).....	46
3.9 ที่แรงเฉือนที่ได้จากการวิเคราะห์แบบสเปกตรัมการตอบสนอง (V_t).....	47
3.10 แรงเฉือนที่ได้จากการวิเคราะห์แบบแรงสถิตเทียบเท่า (V).....	48
3.11 การปรับตัวคูณเพื่อให้ได้แรงเฉือนไม่ต่ำกว่า 85% ของที่ได้จากการวิเคราะห์แบบแรง สถิตเทียบเท่า.....	48
3.12 หน้าจอที่แสดงชื่อของโปรแกรมหางนกยูง 2.1.....	50
3.13 ข้อมูลที่ใส่ในโปรแกรม หางนกยูง 2.1.....	51
3.14 ผลการคำนวณจากโปรแกรมหางนกยูง 2.1.....	51
3.15 แรงลมแบบ User Defined ที่ใส่ในโปรแกรม ETAB 9.7.4.....	53
4.1 แบบจำลองแบบรายละเอียดอาคารที่ใช้ในโปรแกรม ETAB 9.7.4.....	54
4.2 การหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิต เทียบเท่า S_u ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ (ใช้โซน 5).....	55
4.3 การคำนวณหา S_u ด้วยโปรแกรม ETAB 9.7.4 ตามมาตรฐาน IBC2006 ซึ่งคล้ายกับ มยพ. 1301 กรณีที่ไม่ใช่แอ่งกรุงเทพ เมื่อกำหนด $T=0.63$ sec.....	56
4.4 การคำนวณหา S_u ด้วยโปรแกรม ETAB 9.7.4 ตามมาตรฐาน IBC2006 ซึ่งคล้ายกับ มยพ. 1301 กรณีที่ไม่ใช่แอ่งกรุงเทพ เมื่อกำหนด $T=1.26$ sec.....	57
4.5 การใส่ค่า IBC2006 Seismic Loading ในโปรแกรม ETAB 9.7.4.....	61
4.6 การตรวจสอบเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ได้กับค่าที่ ยอมให้ตาม มยพ. 1302-52.....	64
4.7 การกำหนดขนาดเหล็กเสริมข้ออ้อยในแผ่นพื้น.....	65
4.8 ข้อกำหนดระยะการตัดเหล็ก (Curtailment) ซึ่งมาจากพื้นฐานของการกระจายของ แรงเนื่องจากแรงโน้มถ่วง.....	65

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบัน วงการวิศวกรรมโครงสร้างในประเทศไทยได้ตระหนักถึงความจำเป็นในการออกแบบอาคารเพื่อต้านแรงลมและแผ่นดินไหว ซึ่งในปี 2550 กรมโยธาธิการและผังเมือง (2550) ได้ออกมาตรฐานสำหรับออกแบบอาคารเพื่อต้านแรงลม มยผ. 1311-50 และในปี 2552 ได้ออกมาตรฐานสำหรับออกแบบอาคารเพื่อต้านแรงแผ่นดินไหว มยผ. 1302-52 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2552) อย่างไรก็ตามมาตรฐานทั้งสองนี้ มีขั้นตอนในการคำนวณที่ซับซ้อน ซึ่งผู้ออกแบบอาคารส่วนใหญ่ยังไม่มีความพร้อมที่จะออกแบบตามมาตรฐานทั้งสองได้อย่างรวดเร็ว อย่างไรก็ตามมาตรฐาน มยผ. 1311-50 ได้ใช้หลักการและสูตรคำนวณส่วนใหญ่โดยนำมาจากมาตรฐาน National Building Code of Canada (NBCC 2005) ของประเทศแคนาดา (National Research Council Canada, 2005) ส่วนมาตรฐาน มยผ. 1302-52 ได้นำมาจากมาตรฐาน ASCE7-05 ของประเทศสหรัฐอเมริกา (ASCE Committee, 2005) แต่แตกต่างกันในรายละเอียดซึ่งได้มีการปรับให้เหมาะสมสำหรับสภาพแวดล้อมในประเทศไทย

โดยปกติผู้ออกแบบอาคารนิยมใช้ระบบพื้น-คานเพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง และใช้ระบบโครงข้อแข็งรับโมเมนต์ซึ่งประกอบด้วย คาน, เสา และกำแพงรับแรงเฉือนเพื่อใช้รับแรงด้านข้าง (แรงลมและแผ่นดินไหว) แต่ในปัจจุบัน โครงสร้างประเภทแผ่นพื้นไร้คานเป็นที่นิยมกันมาก (โดยเฉพาะระบบแผ่นพื้นไร้คานที่เป็นคอนกรีตอัดแรง) ดังนั้นผู้ออกแบบอาคารประเภทนี้จึงจำเป็นต้องพิจารณาระบบพื้น-เสา-กำแพงรับแรงเฉือน สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงและแรงด้านข้างไปพร้อม ๆ กัน

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาถึงผลกระทบของแรงด้านข้างที่มีต่อขนาดของชิ้นส่วน (ขนาดเสา, กำแพงรับแรงเฉือน, ความหนาของพื้น) ในระบบโครงสร้างพื้นไร้คานอัดแรง เปรียบเทียบระหว่างที่พิจารณาแต่น้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงอย่างเดียว กับการพิจารณาทั้งน้ำหนักบรรทุกทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง, แรงด้านข้างที่เกิดจากแรงลมตามมาตรฐาน มยผ. 1311-50 และแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ. 1302-52 โดยใช้โปรแกรม ETAB 9.7.4 ในการวิเคราะห์ทั้งด้วยแรงสถิต

เทียบเท่าและวิธีสเปคตรัมตอบสนอง และใช้โปรแกรม SAFE 12.3.2 เพื่อการออกแบบรายละเอียดเหล็กเสริมในพื้นที่ เพื่อใช้เป็นข้อมูลเพื่อใช้ประกอบในการออกแบบอาคารประเภทดังกล่าวต่อไป

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

เพื่อศึกษาผลกระทบที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวและแรงลมที่มีต่อแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรง ในประเทศไทย

1.3 คำถามการวิจัย

จะมีผลกระทบอะไรบ้างและอย่างไรที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวและแรงลมในประเทศไทย ที่มีต่อผลของการออกแบบแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรง

1.4 สมมุติฐานการวิจัย

แรงแผ่นดินไหวและแรงลม มีผลกระทบต่ออาคารออกแบบแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรง ซึ่งจะทำให้ปริมาณเหล็กเสริมข้อย้อยในแผ่นพื้นเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ แต่จะไม่มีผลต่อปริมาณลวดอัดแรงในแผ่นพื้น

1.5 ขอบเขตของการวิจัย

1. ศึกษาถึงผลกระทบเนื่องจาก แรงลมตามมาตรฐาน มยผ. 1311-50 และแรงแผ่นดินไหว ตามมาตรฐาน มยผ. 1302-52
2. ศึกษาเฉพาะอาคารตัวอย่างที่ใช้โครงสร้างแบบแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรงสูง 7, 14, 21 และ 28 ชั้น
3. ศึกษาขนาดของเสาและกำแพงรับแรงเฉือนที่เพียงพอในการต้านทานแรงด้านข้าง
4. ศึกษาอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานครเท่านั้น

1.6 นิยามศัพท์เฉพาะ

การวิเคราะห์แรงสถิตศาสตร์
เทียบเท่า

(Equivalent Static Analysis)

วิธีการนี้กำหนดคอนกรีตของแรงกระทำบนอาคารเพื่อแสดงถึงผลกระทบของการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากแผ่นดินไหวปกติจะถูกกำหนดโดยสเปกตรัมการตอบสนอง โดยสมมติให้อาคารตอบสนองในโหมดพื้นฐาน สมมุติฐานนี้จะจริงกับอาคารเดี่ยวและการบิดไม่สำคัญ จากการเคลื่อนตัวของดิน การตอบสนองจะถูกอ่านจากสเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ออกแบบโดยการกำหนดความถี่ธรรมชาติ (จากการคำนวณหรือจากมาตรฐานออกแบบ) วิธีนี้สามารถนำไปใช้ได้อย่างกว้างขวางสำหรับอาคาร โดยการใช้ตัวคูณที่พิจารณาถึงอาคารที่สูงกว่าสำหรับโหมดที่สูงกว่า และสำหรับการบิดระดับต่ำ หากต้องการพิจารณาถึง ผลของการครากของโครงสร้าง ในหลายมาตรฐานการออกแบบได้ใช้ตัวคูณปรับปรุงเพื่อลดแรงที่ใช้ออกแบบลง

การวิเคราะห์สเปกตรัมการ
ตอบสนอง

(Response Spectrum Analysis)

วิธีการนี้ยอมให้มีโหมดของการตอบสนองของอาคารได้หลายโหมด ซึ่งอาคารส่วนใหญ่จำเป็นต้องใช้วิธีนี้ ยกเว้นอาคารที่ง่ายมาก ๆ หรือไม่ก็ซับซ้อนมาก ๆ การตอบสนองของโครงสร้างจะถูกกำหนดให้เป็นส่วนประกอบของรูปทรงหลายรูปทรง (โหมด) เช่นเดียวกับในลวดที่กำลัสนั้นจะสัมพันธ์กับฮาร์โมนิก การวิเคราะห์ด้วยคอมพิวเตอร์สามารถหาโหมดเหล่านี้สำหรับโครงสร้างได้ ในแต่ละโหมด การตอบสนองจะถูกอ่านจากสเปกตรัมที่ใช้ออกแบบ บนพื้นฐานของความถี่ของโหมดและมวลของโหมด จากนั้นจะนำมารวมกันเพื่อประมาณถึงการตอบสนองรวม วิธีของการรวมมีดังนี้

สมบูรณ์ (absolute) – นำค่าสูงสุดมารวมกัน

รากที่สองของผลรวมของกำลังสอง (square root of the sum of the squares, SRSS)

การรวมกำลังสองโดยสมบูรณ์ (complete quadratic combination, CQC) – เป็นวิธีที่ปรับปรุงมาจาก SRSS สำหรับโหมดที่อยู่ชิดกัน

บทที่ 2

วรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง

2.1 ความรู้พื้นฐานเกี่ยวกับเรื่องที่วิจัย

วิธีสเปกตรัมการตอบสนอง (*Response Spectrum*)

การตอบสนองของระบบหลายองศาอิสระ (Multi Degrees of Freedom) หรือ MDOF ที่เกิดจากคลื่นของเวลา อาจคำนวณได้โดยการแบ่งระบบดังกล่าวออกเป็นอนุกรมของระบบองศาอิสระเดี่ยว (Single Degree of Freedom) หรือ SDOF และใช้การคำนวณการตอบสนองในโดเมนของเวลา (Time Domain) จากนั้นจึงหาผลรวมของการตอบสนองเพื่อใช้สำหรับระบบ MDOF การวิเคราะห์นี้คือการวิเคราะห์แบบโหมด (Modal Analysis) หากสนใจแต่การตอบสนองสูงสุด (ซึ่งใช้ในการออกแบบ) ค่าสูงสุดของหลายๆ โหมดจะถูกคำนวณภายใต้ผลของสเปกตรัมการตอบสนอง ซึ่งใช้เป็นตัวแทนของคลื่นของเวลา และการรวมค่าสูงสุดจะให้ขีดจำกัดบนของการตอบสนองสูงสุดของระบบ MDOF ซึ่งวิธีดังกล่าวจะใช้เฉพาะกับระบบอีลาสติกเชิงเส้นตรง (Linear Elastic System) เท่านั้น เนื่องจากขั้นตอนดังกล่าวอาศัยหลักการของ Superposition การวิเคราะห์แบบโหมดอาจถือได้ว่าเป็นการวิเคราะห์แบบโดเมนของเวลา แต่อาจมีข้อโต้แย้งได้ว่าเป็นแบบโดเมนของความถี่ (Frequency Domain) ก็ได้

การพัฒนาถึงการวิเคราะห์แบบโหมดสเปกตรัม ต้องใช้สองหลักการ คือหลักการของ Superposition และ Convolution Integral การเลือกสเปกตรัมแผ่นดินไหว และการรวมที่เหมาะสมของโหมดเป็นสิ่งจำเป็นในการวิเคราะห์แบบโหมดสเปกตรัม สำหรับระบบ SDOF อันหนึ่งๆ ซึ่งสามารถพิสูจน์ได้ว่าการเคลื่อนตัว (Displacement) ณ เวลา t สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.1)

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.1)$$

ซึ่งสมการนี้ถ้ามีการควระหว่างโหมด ที่แสดงความสัมพันธ์ของการสั่นของโครงสร้าง MDOF จะสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของเมตริกซ์ สำหรับระบบอีลาสติกได้ดังในสมการที่ (2.2)

$$\underline{M}\ddot{\underline{x}} + \underline{C}\dot{\underline{x}} + \underline{K}\underline{x} = -\underline{M}\ddot{\underline{x}}_g \quad (2.2)$$

โดยการเปลี่ยนพื้นฐาน สมการที่ (2.2) จะให้ผลของการเคลื่อนตัวที่ไม่มีการควระหว่าง โหมด ซึ่งแต่ละอันจะเป็นตัวแทนของระบบ SDOF ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

- a. สมมุติให้เวกเตอร์ของการเคลื่อนตัวสามารถเขียนได้ในรูปของ

$$x = \underline{\Phi}Y(t) \quad (2.3)$$

เมื่อ $\underline{\Phi}$ คือเมตริกซ์โหมด และ $Y(t)$ คือเวกเตอร์ของรูปร่างโหมด เมตริกซ์โหมดเป็นแบบที่ไม่เป็นหนึ่งเดียว (Non-singular) และเป็นบวก (Positive) ดังนั้นจึงสามารถหาส่วนกลับ (Inverse) ได้ สันเกตว่าคอลัมน์ในเมตริกซ์ $\underline{\Phi}$ ยังไม่ทราบในขั้นตอนนี้

- b. สร้างสูตรของปัญหา Eigenvalue ของระบบ MDOF ดังนี้

$$\underline{K}\Phi_i = \omega_i^2 \underline{M}\Phi_i \quad (2.4)$$

- c. คำนวณค่า Eigenvalue (หรือความถี่) จำนวน N ค่า และ Eigenvector (หรือรูปร่างโหมดของการสั่น) จากสมการที่ (2.4) นี่คือการวิเคราะห์ Eigenvalue แบบธรรมดา นอกจากนี้อาจใช้การวิเคราะห์ Ritz Vector ซึ่งสามารถนำมาใช้ได้โดยเฉพาะกับระบบโครงสร้างที่ซับซ้อน ซึ่งจะให้ผลที่เที่ยงตรงเมื่อเทียบกับการคำนวณด้วยการวิเคราะห์ Eigenvalue สำหรับจำนวนโหมดที่เท่ากัน โหมดที่มีความถี่ต่ำสุดคือโหมดพื้นฐาน (Fundamental Mode) ซึ่งความถี่ที่ได้คือความถี่พื้นฐาน (Fundamental Frequency) ของการสั่น หลังจากทราบถึงความถี่ต่างๆ จะถูกแทนค่าลงในสมการที่ (2.5) ทีละค่า

$$(\underline{K} - \omega^2 \underline{M})x = 0 \quad (2.5)$$

ซึ่งสามารถแก้สมการเพื่อหาแอมพลิจูดสัมพัทธ์ของการเคลื่อนตัวสำหรับการเปลี่ยนตำแหน่งในแต่ละทิศทาง สำหรับโหมดของการสั่นแต่ละโหมด คุณลักษณะที่สำคัญคือ รูปร่างโหมดอยู่ในแนวที่ตั้งฉาก (Orthogonal) กับ เมตริกซ์มวลและเมตริกซ์ความแข็ง

- d. สมมุติความหน่วง (Damping) ที่มีสัดส่วนสัมพันธ์กับโหมด (เช่นความหน่วงทั้งหมดคือผลรวมของความหน่วงของโหมดที่มีส่วนร่วม) ถูกกำหนดโดย

$$\Phi_i^T \underline{C} \Phi_j = 2\omega_i \xi_i \delta_{ij} \quad (2.6)$$

ในโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์ส่วนใหญ่ สัดส่วนของเมตริกซ์ความหน่วงและเมตริกซ์ความแข็ง ความหน่วงได้ถูกใช้โดยเทคนิคที่มีประสิทธิภาพในการประกอบเมตริกซ์ความหน่วง โดยไม่ได้อ้างอิงถึงจากรูปร่างโครงสร้าง ถ้าพิจารณาเพียงแค่ 2 โหมด ซึ่งถูกเรียกว่า 'Rayleigh Damping' และถูกกำหนดโดยสมการ

$$\underline{C} = \alpha \underline{M} + \beta \underline{K} \quad (2.7)$$

พารามิเตอร์ทั้งสองตัว α และ β ถูกสร้างจากตัวแปรที่ทราบค่าสองตัวของ ξ_i ซึ่งอัตราส่วนความหน่วง ξ_i สามารถคำนวณได้ไปพร้อม ๆ กันดังแสดงด้านล่าง

$$\xi_i = \frac{\alpha + \beta \omega_i^2}{2\omega_i} \quad (2.8)$$

ซึ่งข้อสมมุติฐานข้างบนนี้เป็นสิ่งจำเป็นที่จะเป็น สำหรับทางเลือกสำหรับการแก้สมการ (ที่แยกออกในแต่ละโหมด) ของการเคลื่อนตัว เนื่องจากรูปร่างของโหมดที่ตั้งฉากกับ \underline{M} และ \underline{K} ซึ่งเมตริกซ์ทั้งสองก็ตั้งฉากกับเมตริกซ์ความหน่วงแบบ Rayleigh ด้วย

- e. สร้างสมการการเคลื่อนตัวในเทอมของพิกัดที่ตั้งฉากกัน หรือพิกัดที่ทำให้เป็นแบบทั่วไป (Generalized) Y_i

$$Y_i + 2\xi_i \omega_i Y_i + \omega_i^2 Y_i = -\Gamma_i x_g \quad (2.9)$$

เมื่อความถี่เชิงมุม ω_i สำหรับโหมดที่ i คือ

$$\omega_i = \sqrt{\frac{\hat{K}_i}{\hat{M}_i}} \quad (2.10)$$

ในเมื่อ \hat{M}_i แสดงถึง มวลในรูปแบบทั่วไปดังนี้

$$\hat{M}_i = \Phi_i^T \underline{M} \Phi_i \quad (2.11)$$

และ \hat{K}_i แสดงถึง ความแข็งในรูปแบบทั่วไปดังนี้

$$\hat{K}_i = \Phi_i^T \underline{K} \Phi_i \quad (2.12)$$

แฟกเตอร์ Γ_i ถูกเรียกว่า ‘แฟกเตอร์ของการมีส่วนร่วมของโหมด’ และให้การวัดที่ชี้แจง โหมดที่ i มีส่วนร่วมในการตอบสนองเชิงพลศาสตร์ทั้งหมด ตามแฟกเตอร์ข้างล่างนี้

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{\hat{M}_i} \quad (2.13)$$

เมื่อ

$$L_i = \Phi_i^T \underline{M} \underline{I} \quad (2.14)$$

- f. จำนวนคำตอบของระบบซึ่งมีจำนวนสมการเท่ากับ N สมการ ในพิกัดปกติตั้งในสมการที่ (2.13) การตอบสนองของโหมดที่ i ของการสั่น ณ เวลาใดๆ สามารถเขียนอยู่ในรูปของ Convolution Integral (หรือ Duhamel Integral)

$$Y_i(t) = \frac{L_i}{\hat{M}_i \omega_i} A_i(t) \quad (2.15)$$

เมื่อ $A_i(t)$ ได้มาจากคำตอบของสมการที่ (2.1) หรือสมการการเคลื่อนตัว ซึ่งสามารถแก้ได้ด้วยวิธีเชิงตัวเลข (Numerical Method) ในโดเมนของเวลาหรือความถี่ วิธีการนี้เรียกว่า ‘วิธีอินทิเกรตตรง’ (Direct Integration Method) และ ‘การแปลงฟูเรียร์อย่างรวดเร็ว’ (Fast Fourier Transform) ตามลำดับ

- g. จำนวนแรงค้ำรูปอีลาสติคจาก

$$R = \underline{K} \underline{\Phi} Y(t) = \sum_{i=1}^N \frac{L_i}{\hat{M}_i} A_i(t) \underline{M} \Phi_i \quad (2.16)$$

- h. จำนวนแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดจากการสั่นสะเทือน V_B ซึ่งสามารถหาได้จากผลรวมของแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลตลอดความสูงของโครงสร้าง

$$V_B = \sum_{i=1}^N \frac{L_i^2}{\hat{M}_i} A_i(t) \quad (2.17)$$

- i. คำนวณการเปลี่ยนรูปสัมพัทธ์ซึ่งเปรียบเทียบกับฐานของโครงสร้างที่สัมพันธ์กับโหมดที่ i ของการสั่น

$$x_i = \underline{\Phi} Y_i(t) = \frac{L_i}{\hat{M}_i} A_i(t) \Phi_i \quad (2.18)$$

สมการที่ (2.8) สร้างความหวังที่ไม่ขึ้นกับความถี่ ขั้นตอน (d) ที่ใช้คำนวณ ξ_i มักจะมีการดูดซับมากเกินไป (Over-damp) ในโหมดสูงๆ ของการสั่น ซึ่งจะมีผลต่อความเชื่อมั่นของโครงสร้างอาคารสูงหรือระบบที่อยู่ใกล้กับการเคลื่อนตัวของพื้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว ความหวังตามสัดส่วนซึ่งสามารถมองได้ว่าเป็นการรับรู้ของโครงสร้างของไหลที่สมมุติซึ่งมีความหนืดเป็นอนันต์สำหรับการเคลื่อนตัวของโครงสร้างแบบแข็งที่ (Rigid-body Motion) ($\omega = 0$) สำหรับโหมดที่มีความถี่สูงกว่า ของไหลจะดูดซับการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของ MDOF ซึ่งมีผลมากขึ้นเมื่อ ω เพิ่มขึ้น การสั่นความถี่สูงแบบไม่เป็นจริงหรือมีรู้จักกันว่า ‘สัญญาณรบกวน’ นั้นถูกสร้างขึ้นโดยการจำลองของการตอบสนองเชิงตัวเลข ซึ่งถูกดูดซับด้วยเทอม βK

เทอม L_i^2 / \hat{M}_i ในสมการที่ (2.17) ถูกกำหนดให้เป็น ‘มวลประสิทธิผลของโหมด’ ปริมาณนี้โดยปกติจะหายไปในโหมดที่สูงขึ้น ตัวอย่างเช่นในอาคารรับแรงเฉือนโดยทั่วไปจะมีโหมดพื้นฐานคิดเป็นมวลได้มากถึง 85-90% ของมวลทั้งหมด ดังนั้นการรวมการตอบสนองสำหรับ 2 ถึง 3 โหมดแรกจะสามารถใช้เป็นตัวแทนสำหรับระบบ MDOF ได้ ในอีกแง่หนึ่งสะพานที่ชะลูดและมีช่วงสเป้นยาวมักจะตอบสนองในโหมดที่เป็นสิบหรือแม้กระทั่งเป็นร้อย ซึ่งในกรณีทั้งหมดนี้ต้องการโหมดที่เพียงพอสำหรับใช้เป็นตัวแทนของ MDOF ผลรวมของมวลโหมดคือผลรวมของมวลของทั้งโครงสร้างเช่น

$$\sum_{i=1}^N \frac{L_i^2}{\hat{M}_i} = \sum_{i=1}^N M_i \quad (2.19)$$

สมการที่ (2.16) และ (2.18) แสดงถึงประวัติทั้งหมดของการกระทำและการเปลี่ยนรูปของโครงสร้าง MDOF ระบบที่รวมกันเป็นก้อน (Lump) ที่มีองศาอิสระ N จะมีจำนวนรูปร่างโหมดเท่ากับ N ดังนั้นจึงเป็นไปได้ที่จะอธิบายการเปลี่ยนรูปของโครงสร้างในเทอมของแอมพลิจูดของรูปร่างที่ใช้พิกัดทั่วไป $Y(t)$ ดังแสดงในสมการที่ (2.15)

ในการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหว การหาค่าการเปลี่ยนรูปสูงสุดและแรงภายใน แทนที่จะเป็นประวัติทั้งหมด มักจะเป็นจุดประสงค์หลัก โดยเฉพาะในแง่ของการออกแบบ การตอบสนองสูงสุดสามารถหาได้สำหรับในแต่ละโหมด แล้วนำมารวมกันโดยใช้วิธีการทางสถิติ การวิเคราะห์สเปกตรัมโหมด (หรือ สเปกตรัม หรือ สเปกตรัมการตอบสนอง) ประเมินค่าสูงสุดของการตอบสนองของโครงสร้างโดยการรวมค่าสูงสุดของแต่ละโหมด ซึ่งมีขั้นตอนสรุปไว้ดังต่อไปนี้

- จำนวนโหมดและความถี่ของ MDOF โดยขั้นตอน (a) ถึง (d) จากขั้นตอนการวิเคราะห์โหมดที่ให้ไว้ด้านบน
- คำนวณมวลทั่วไป (Generalized Mass) \hat{M}_i และแฟกเตอร์การมีส่วนร่วมของโหมด Γ_i จากสมการ (2.10) และ (2.12) ตามลำดับ
- เลือกสเปกตรัมของการเร่ง
- คำนวณความเร่งของสเปกตรัม S_{ai} ซึ่งสัมพันธ์กับคาบ T_i ที่เหมาะสมสำหรับแต่ละโหมดของการสั่น
- คำนวณแรงเฉื่อยสูงสุดของแต่ละโหมด เวกเตอร์ของแรง $F_{\max,i}(t)$ ของโหมดที่ i ดังนี้

$$F_{\max,i}(t) = \underline{M}\Phi_i \frac{L_i}{\Phi_i^T \underline{M}\Phi_i} S_{ai} \quad (2.20)$$

- คำนวณค่าสูงสุดของพารามิเตอร์ของการตอบสนองเช่น การกระทำ (โมเมนต์, แรงเฉือน, แรงตามแนวแกน, แรงบิด หรืออื่นๆ) และการเปลี่ยนรูป (การเคลื่อนตัวและมุมหมุน) ปริมาณของการตอบสนองสามารถหาได้จากวิเคราะห์สถิตยศาสตร์
- รวมปริมาณซึ่งหาในขั้นตอน (f) ของแต่ละโหมดเพื่อการหาพารามิเตอร์ตอบสนองรวม

ต้องมีการตัดสินใจสำหรับการเลือกจำนวนโหมดที่จะนำมารวมและวิธีการรวม การเลือกจำนวนโหมดที่นำมารวมหมายถึงความเที่ยงตรงและเวลาที่สูญเสียในขั้นตอน ในกรณีส่วนใหญ่ในแง่ของโครงสร้าง 2 ถึง 3 โหมดก็เพียงพอ อย่างไรก็ตามที่ได้กล่าวไว้แล้ว จุดประสงค์คือต้องการพิจารณาอย่างน้อย 85-90% ของมวลทั้งหมด ซึ่งสามารถทำได้ในโครงสร้างทั่วไปอย่างค่อนข้างง่าย ในกรณี

พิเศษเช่นสะพานชะลูดช่วงยาว เพื่อที่จะเข้าถึงขีดจำกัด 85-90% อาจจะต้องการการรวมของเป็นสิบถึงเป็นร้อยโหนด

สูตรการประมาณหลายหลากสำหรับ Superposition อาจถูกใช้ในการวิเคราะห์สเปกตรัมวิธีที่ใช้กัน โดยทั่วไปมากที่สุดคือ รากที่สองของผลรวมของกำลังสอง หรือ Square Root of Sum of Squares (SRSS) และการรวมสมการ 2 ชั้นสมบูรณ์แบบหรือ Complete Quadratic Combination (CQC) ขีดจำกัดบนที่ปลอดภัยอย่างมีเหตุผลของพารามิเตอร์การตอบสนองโดยรวมได้ถูกหามาโดยการสมมุติว่าการวัดของการตอบสนองในโหนดที่ต่างกันไม่สัมพันธ์กัน สำหรับโครงสร้างสามมิติที่มีคาบของการสั่นจำนวนมากที่คล้ายกัน ข้อสมมุติฐานนี้ไม่สามารถใช้ได้

ในวิธี SRSS ค่าพารามิเตอร์รวมของการตอบสนอง E ได้ถูกกำหนดโดย

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^N E_i^2} \quad (2.21)$$

ถ้าความแตกต่างของสองความถี่โหนดไม่เกิน 10% SRSS อาจนำไปสู่การประมาณค่าที่ต่ำเกินไปของการตอบสนองของโครงสร้าง แม้ว่าวิธีการรวมแบบ SRSS จะประกันความปลอดภัยของขีดจำกัดบนของการตอบสนองโครงสร้างในแง่ของปริมาณโดยรวมสำหรับกรณีส่วนใหญ่อย่างที่ได้อธิบายไว้แล้ว ในบางกรณีพารามิเตอร์ของการตอบสนองเชิงย่ออาจจะไม่ใช่ขีดจำกัดบนที่ปลอดภัย เนื่องจากผลกระทบของโหนดสูงๆ ที่มีต่อปริมาณของส่วนย่อย วิธีอย่างง่ายคือการทำวิธี SRSS ให้ง่ายขึ้นโดยการเปลี่ยนมวลของโหนดพื้นฐาน หรือโหนดควบคุมหลักด้วยมวลทั้งหมด

เมื่อโหนดต่างๆ อยู่ใกล้กัน วิธีการรวมซึ่งต้องอาศัยผลรวมของผลกระทบระหว่างโหนดเป็นสิ่งจำเป็น เนื่องจากโหนดที่อยู่ใกล้กันมีส่วนเกี่ยวข้องกันบางส่วน วิธีการนี้อาจจะนำไปใช้ได้สำหรับทุกๆ โครงสร้าง เมื่อความสัมพันธ์ระหว่างโหนดมีต่ำหรือไม่มี เทอมระหว่างอาจมีค่าน้อยหรือเป็นศูนย์ CQC สามารถอธิบายได้ดังนี้

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N E_i E_j \rho_{ij}} \quad (2.21)$$

เมื่อ ρ_{ij} คือสัมประสิทธิ์ข้ามโหนด สัมประสิทธิ์นี้มักถูกอธิบายในรูปของฟังก์ชันของความถี่โหนดและคุณลักษณะของความหน่วง สำหรับความหน่วงโหนดที่เท่ากันเช่น $\xi_i = \xi_j = \xi$ เป็นดังนี้

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1+r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad (2.22)$$

เมื่อ $r = \omega_j/\omega_i$ สัมประสิทธิ์ ρ_{ij} แปรเปลี่ยนอยู่ระหว่าง 0 และ 1 สำหรับ $i = j$ ถ้าความถี่โหมดของ MDOF แยกกันอย่างดี เทอมที่อยู่นอกแนวทแยงจะมีแนวโน้มที่จะเป็นศูนย์ และวิธี CQC จะเข้าหาวิธี SRSS

การประมาณค่าพารามิเตอร์การตอบสนองรวม E ด้วยกฎของ CQC อาจจะมีมากกว่าหรือน้อยกว่าการประมาณด้วยกฎของ SRSS

2.2 ทฤษฎีที่รองรับ หรือกรอบความคิดทางทฤษฎี

งานวิจัยนี้เกี่ยวข้องกับมาตรฐานออกแบบอาคาร 3 ฉบับ คือ

1. มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1302-52
2. มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (ปรับปรุงครั้งที่ 1) มยผ. 1301-54
3. มาตรฐานสำหรับออกแบบอาคารเพื่อต้านแรงลม (2550) มยผ. 1311-50

โดยเลือกมาเฉพาะส่วนที่เกี่ยวข้องและกล่าวไว้โดยย่อ ดังนี้

2.2.1 มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1302-52

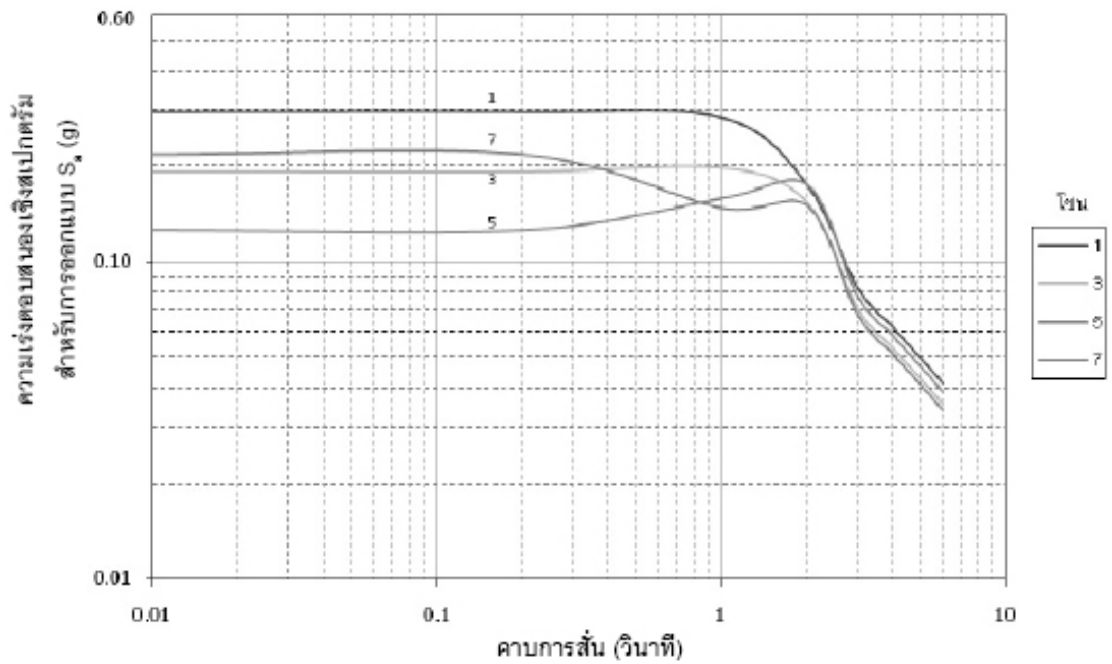
สำหรับในประเทศไทยกรมโยธาธิการและผังเมือง (2552) ได้ออกมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1302 ซึ่งได้ข้อกำหนดเกี่ยวกับการวิเคราะห์อาคารด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนอง (นำมาแสดงเฉพาะส่วนกรุงเทพมหานครและปริมณฑล) ดังแสดงในภาพประกอบที่ 2.1 ซึ่งแสดงโซน 1 ถึง 5 และในภาพประกอบที่ 2.2 แสดงการเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม และได้ออกข้อกำหนดเกี่ยวกับการวิเคราะห์และออกแบบอาคารดังในหัวข้อ 2.2.2.1 ถึง 2.2.2.6 ต่อไปดังนี้



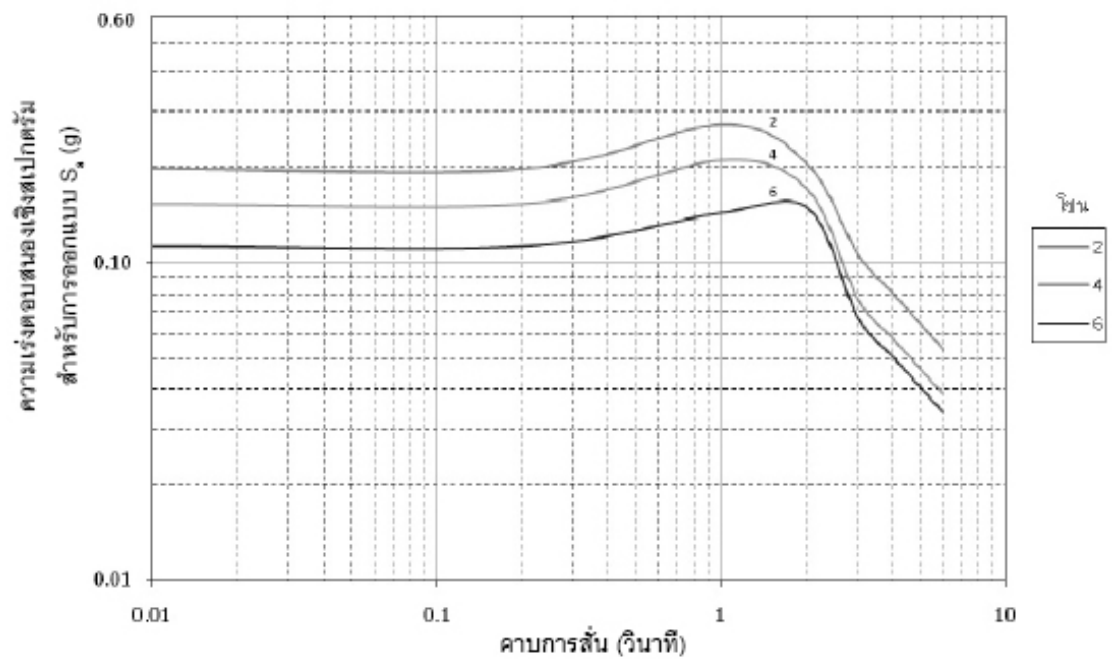
แผนที่แสดงการแบ่งโซนพื้นที่แอ่งกรุงเทพเพื่อการออกแบบ อาคารด้านทานแผ่นดินไหว

โซน 1	โซน 3	โซน 5	โซน 6
จังหวัดเพชรบุรี ◦ อ.เขายี่สิบ จังหวัดนครปฐม ◦ อ.ดอนตูม ◦ อ.บางเลน ◦ อ.เมืองนครปฐม จังหวัดราชบุรี ◦ อ.ดำเนินสะดวก ◦ อ.บางแพะ ◦ อ.ปากท่อ ◦ อ.วัดเพลง ◦ อ.เมืองราชบุรี โซน 2 จังหวัดนครปฐม ◦ อ.นครชัยศรี ◦ อ.พุทธมณฑล ◦ อ.สามพราน จังหวัดสมุทรสงคราม ◦ อ.บางคนที ◦ อ.อัมพวา ◦ อ.เมืองสมุทรสงคราม จังหวัดสมุทรสาคร ◦ อ.กระทุ่มแบน ◦ อ.บ้านแพ้ว ◦ อ.เมืองสมุทรสาคร	จังหวัดพระนครศรีอยุธยา ◦ อ.บางปะอิน ◦ อ.บางไทร ◦ อ.ลาดบัวหลวง ◦ อ.วิเศษ ◦ อ.อุทัย ◦ อ.เสนา โซน 4 จังหวัดนครปฐม ◦ อ.นครชัยศรี ◦ อ.พุทธมณฑล ◦ อ.สามพราน จังหวัดนนทบุรี ◦ อ.บางกรวย ◦ อ.บางบัวทอง ◦ อ.บางใหญ่ ◦ อ.ปากเกร็ด ◦ อ.เมืองนนทบุรี ◦ อ.ไทรน้อย จังหวัดปทุมธานี ◦ อ.ลาดหลุมแก้ว ◦ อ.สามโคก ◦ อ.เมืองปทุมธานี	กรุงเทพมหานคร ◦ เขตคลองสาน ◦ เขตคลองสามวา ◦ เขตคลองเตย ◦ เขตจตุจักร ◦ เขตจอมทอง ◦ เขตดอนเมือง ◦ เขตดินแดง ◦ เขตดุสิต ◦ เขตจตุจักร ◦ เขตทวีวัฒนา ◦ เขตทุ่งครุ ◦ เขตธนบุรี ◦ เขตบางกอกน้อย ◦ เขตบางกอกใหญ่ ◦ เขตบางกระบือ ◦ เขตบางขุนเทียน ◦ เขตบางคอแหลม ◦ เขตบางซื่อ ◦ เขตบางนา ◦ เขตบางบอน ◦ เขตบางกอก ◦ เขตบางเขน ◦ เขตบางแค ◦ เขตปทุมวัน ◦ เขตประเวศ ◦ เขตป้อมปราบศัตรูพ่าย ◦ เขตพญาไท ◦ เขตพระนคร ◦ เขตภาษีเจริญ ◦ เขตมีนบุรี ◦ เขตยานนาวา ◦ เขตราชเทวี ◦ เขตราชบุรี ◦ เขตสาทร ◦ เขตสาทรใต้ ◦ เขตสาทรเหนือ ◦ เขตวัฒนา	◦ เขตสวนหลวง ◦ เขตสะพานสูง ◦ เขตสัมพันธวงศ์ ◦ เขตสาทร ◦ เขตสาทรใหม่ ◦ เขตหนองจอก ◦ เขตหนองแขม ◦ เขตหลักสี่ ◦ เขตวชิรวงศ์ จังหวัดฉะเชิงเทรา ◦ อ.บางปะกง จังหวัดสมุทรปราการ ◦ กิ่งอ.บางเสาธง ◦ อ.บางบ่อ ◦ อ.บางพลี ◦ อ.พระประแดง ◦ อ.พระสมุทรเจดีย์ ◦ อ.เมืองสมุทรปราการ จังหวัดฉะเชิงเทรา ◦ อ.บ้านฉาง จังหวัดนครนายก ◦ อ.บ้านนา ◦ อ.ปากพลี ◦ อ.องครักษ์ ◦ อ.เมืองนครนายก จังหวัดปทุมธานี ◦ อ.คลองหลวง ◦ อ.วิบูลย์ ◦ อ.ลำลูกกา ◦ อ.หนองเสือ จังหวัดปทุมธานี ◦ อ.บ้านสร้าง โซน 7 จังหวัดชลบุรี ◦ อ.พานทอง ◦ อ.เมืองชลบุรี

ภาพประกอบที่ 2.1 การแบ่งโซนสำหรับการหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2552)



(ก) สำหรับ โชน 1, 3, 5 และ 7



(ข) สำหรับ โชน 2, 4 และ 6

ภาพประกอบที่ 2.2 การเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ใน
เขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2552)

ตารางที่ 2.1 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	ก
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	ค	ค	ง
$0.50 \leq S_{DS}$	ง	ง	ง

ตารางที่ 2.2 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	ก
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	ค	ค	ง
$0.20 \leq S_{D1}$	ง	ง	ง

2.2.1.1 จำนวนของโหนดที่จำเป็นต้องพิจารณา

ในการวิเคราะห์จะต้องพิจารณารวมการตอบสนองโดยใช้จำนวนโหนดให้เพียงพอที่ทำให้ผลรวมของมวลประสิทธิผล ไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของมวลทั้งหมดของอาคาร โดยพิจารณาแต่ละทิศทางของแผ่นดินไหวในแนวราบที่ตั้งฉากกัน

2.2.1.2 การคำนวณค่าการตอบสนองของแต่ละโหนด

การคำนวณค่าการตอบสนองเช่น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น แรงปฏิกิริยาที่ฐานรองรับ และแรงภายในของชิ้นส่วน ในแต่ละโหนดให้คำนวณโดยใช้คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของแต่ละโหนดและใช้สเปกตรัมการตอบสนองที่กำหนด (เช่นในภาพประกอบที่ 2.2) ซึ่งเป็นการตอบสนองสูงสุดของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นตรง

ค่าแรงภายในที่ใช้สำหรับออกแบบกำลังความแข็งแรงของชิ้นส่วนโครงสร้าง ให้ใช้ค่าการตอบสนองสูงสุดของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นตรงคูณด้วยอัตราส่วน $\frac{I}{R}$ เมื่อ R คือ ตัวประกอบปรับผลตอบสนองตามตารางที่ 2.3 และ I คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคารตามตารางที่ 2.4 ตารางที่ 2.3 ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง R , ตัวกำลังส่วนเกิน Ω_0 และตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว C_d (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2552)

ระบบโครงสร้าง	ระบบต้านแรงด้านข้าง	R	Ω_0	C_d	การใช้งาน		
					ประเภทการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว		
					ข	ค	ง
1. ระบบกำแพงรับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้ง (Bearing Wall System)	กำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	4	2.5	4	√	√	X
	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. ระบบ โครงอาคาร (Building Frame System)	โครงแกนเหล็กแบบยึดข้อศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงคดได้ (Steel Eccentrically Braced Frame with Moment-Resisting Connections)	8	2	4	√	√	√
	โครงแกนเหล็กแบบยึดข้อศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงเฉือน (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	√	√	X
	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

ตารางที่ 2.3 (ต่อ)

ระบบโครงสร้าง	ระบบต้านแรงด้านข้าง	R	Ω_0	C_d	การใช้งาน		
					ประเภทการออกแบรับแรงแผ่นดินไหว		
					ข	ค	ง
3. ระบบ โครงสร้างแรงดัด (Moment Resisting Frame)	โครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียว (Ductile/Special Steel Moment-Resisting Frame)	8	3	5.5	√	√	√
	โครงสร้างดัดเหล็กที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Truss Moment Frame)	7	3	5.5	√	√	√
	โครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวจำกัด (Ductile Steel Moment Resisting Frame with Limited Ductility)	4.5	3	4	√	√	X
	โครงสร้างแรงดัดเหล็กธรรมดา (Ordinary Steel Moment Resisting Frame)	3.5	3	3	√	√	X
	โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียว (Ductile/Special Reinforced Concrete Moment Resisting Frame)	8	3	5.5	√	√	√
	โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวจำกัด (Ductile RC Moment-Resisting Frame with Limited Ductility)	5	3	4.5	√	√	X
	โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Moment Resisting Frame)	3	3	2.5	√	X	X
4. ระบบ โครงสร้างแบบผสมที่มีโครงสร้างดัดที่มีความเหนียว และสามารถต้านทาน แรงด้านข้างไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงที่กระทำอาคาร (Dual System with Ductile/Special Moment Resisting Frame)	ร่วมกับโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentrically Braced Frame)	7	2.5	5.5	√	√	√
	ร่วมกับโครงเหล็กชิดรั้งเอียงศูนย์ (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	√	√	X

หมายเหตุ: √ = ใช้ได้ X = ห้ามใช้

ตารางที่ 2.3 (ต่อ)

ระบบโครงสร้าง	ระบบต้านแรงด้านข้าง	R	Ω_0	C_d	การใช้งาน		
					ประเภทการ ออกแบบรับ แรง แผ่นดินไหว		
					ข	ค	ง
5. ระบบโครงสร้างแบบผสมที่มี โครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียว จำกัดที่สามารถต้านทานแรง ด้านข้างไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของ แรงที่กระทำกับอาคาร ทั้งหมด (Dual System with Moment Resisting Frame with Limited Ductility/ Dual System with Intermediate Moment Resisting Frame)	ร่วมกับโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบ พิเศษ (Special Steel Concentrically Braced Frame)	6	2.5	5	√	√	X
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้ รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	6.5	2.5	5	√	√	√
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	5.5	2.5	4.5	√	√	X
6. ระบบปฏิสัมพันธ์ (Shear Wall Frame System)	ระบบปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงรับแรงเฉือน โครงสร้างแรงดัดแบบธรรมดาที่ไม่มีการให้ รายละเอียดความเหนียว (Shear Wall Frame Interactive System with Ordinary Reinforced Concrete Moment Frame Ordinary Concrete Shear Wall)	4.5	2.5	4	√	X	X
7. ระบบ โครงสร้างเหล็กที่ไม่มี การให้รายละเอียดสำหรับรับแรง แผ่นดินไหว (Steel Systems Not Specifically Detailed for Seismic Resistance)	ระบบ โครงสร้างเหล็กที่ไม่มีมีการให้รายละเอียด สำหรับรับแรงแผ่นดินไหว	3	3	3	√	√	X

หมายเหตุ: √ = ใช้ได้ X = ห้ามใช้

ตารางที่ 2.4 การจำแนกประเภทของอาคาร ตามความสำคัญต่อสาธารณชนและตัวประกอบความสำคัญของแรงแผ่นดินไหว *I* (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2552)

ประเภทของอาคาร	ประเภทความสำคัญ	ตัวประกอบความสำคัญ
อาคารและส่วน โครงสร้างอื่นที่มีปัจจัยเสี่ยงอันตรายต่อชีวิตมนุษย์ค่อนข้าง น้อยเมื่อเกิดการพังทลายของอาคาร หรือส่วน โครงสร้างนั้นๆ เช่น -อาคารที่เกี่ยวข้องกับการเกษตร -อาคารชั่วคราว -อาคารเก็บของเล็กๆ ซึ่งไม่มีความสำคัญ	I (น้อย)	1.0
อาคารและส่วน โครงสร้างอื่นที่ไม่จัดอยู่ในอาคารประเภทความสำคัญ น้อย มาก และสูงมาก	II (ปกติ)	1.0
อาคารและส่วน โครงสร้างอื่นที่หากเกิดการพังทลาย จะเป็นอันตรายต่อชีวิต มนุษย์และสาธารณชนอย่างมาก เช่น -อาคารที่เป็นที่ชุมนุมในพื้นที่หนึ่งๆ มากกว่า 300 คน - โรงเรียนประถมหรือมัธยมศึกษาที่มีความจุมากกว่า 250 คน -มหาวิทยาลัยหรือวิทยาลัย ที่มีความจุมากกว่า 500 คน -สถานรักษาพยาบาลที่มีความจุคนไข้มากกว่า 50 คน แต่ไม่สามารถทำ การรักษากรณีฉุกเฉินได้ -เรือนจำและสถานกักกันนักโทษ	III (มาก)	1.25
อาคารและส่วน โครงสร้างที่มีความจำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชนเป็น อย่างมาก หรือ อาคารที่จำเป็นต่อการบรรเทาภัยหลังเกิดเหตุเป็นอย่างมาก เช่น -โรงพยาบาลที่สามารถทำการรักษากรณีฉุกเฉินได้ -สถานีตำรวจ สถานีดับเพลิง และ โรงเก็บรถฉุกเฉินต่าง ๆ -โรงไฟฟ้า -โรงผลิตน้ำประปา ถังเก็บน้ำ และสถานีสูบน้ำที่มีความดันสูง สำหรับการดับเพลิง -อาคารศูนย์สื่อสาร -อาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย -ท่าอากาศยาน ศูนย์บังคับการบิน และ โรงเก็บเครื่องบิน ที่ต้องใช้เมื่อ เกิดกรณีฉุกเฉิน -อาคารศูนย์บัญชาการแห่งชาติ อาคารหรือส่วน โครงสร้างในส่วนของการผลิต การจัดการ การจัดเก็บ หรือ การใช้สารพิษ เช่น เชื้อเพลิง หรือสารเคมี อันก่อให้เกิดการระเบิดขึ้นได้	IV (สูงมาก)	1.5

การเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น คือการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงที่ใช้ออกแบบกำลังความแข็งแรงของชิ้นส่วน โครงสร้าง (คูณด้วย $\frac{I}{R}$ แล้ว) คูณด้วยค่า $\frac{C_d}{I}$ (ค่า C_d ตามตารางที่ 2-1) เพื่อพิจารณาผลของการตอบสนองแบบอินอีลาสติก ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นว่าจะเกิดขึ้นจริง เป็นค่าที่ใช้ในการตรวจสอบ

2.2.1.3 ประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว

ได้กำหนดให้มีการแบ่งประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวออกเป็น 4 ประเภท คือ ประเภท ก ข ค และ ง โดยเริ่มจากระดับที่ไม่จำเป็นต้องออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว ออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวจะพิจารณาจากประเภทความสำคัญของอาคาร (ตารางที่ 2.4) และความรุนแรงของแผ่นดินไหว ณ ที่ตั้งอาคาร ซึ่งแสดงโดยค่า S_{DS} และ S_{D1} โดยใช้เกณฑ์ที่กำหนดไว้ในตารางที่ 2.1 และ 2.2

สำหรับพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ ค่า S_{DS} และ S_{D1} มีค่าเท่ากับความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ (S_u) ที่คาบการสั่น 0.2 วินาที และ 1.0 วินาที ตามลำดับ ดังแสดงในภาพประกอบที่ 2.2

ในกรณีที่ประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวที่กำหนดตามเกณฑ์ในตารางที่ 2.1 แตกต่างจากที่กำหนดตามเกณฑ์ในตารางที่ 2.2 ให้ยึดถือประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวที่รุนแรงกว่า

ในกรณีที่คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร (T) ในทั้งสองทิศทางที่ตั้งฉากกันที่คำนวณโดยใช้ $T=0.02H$ (สำหรับอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก) หรือ $T=0.03H$ (สำหรับอาคารโครงสร้างเหล็ก) มีค่าน้อยกว่า $0.8T_u$ โดยที่ T_u อนุญาตให้กำหนดประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้เฉพาะเกณฑ์ในตารางที่ 2.2 เท่านั้น

2.2.1.4 การรวมค่าการตอบสนองจากหลายโหมด

ค่าการตอบสนองสูงสุดของโครงสร้าง คำนวณได้จากการรวมค่าการตอบสนองจากหลายโหมดเข้าด้วยกันโดยใช้วิธีรวมที่เหมาะสม เช่น SRSS หรือ CQC ซึ่งโดยทั่วไปให้วิธี SRSS ยกเว้นเมื่อโครงสร้างมีคาบการสั่นของสองโหมดมีค่าใกล้เคียงกัน ถ้าอัตราส่วนระหว่างคาบธรรมชาติของการสั่นไหวของสองโหมดมีค่าระหว่าง 0.67 ถึง 1.5 ต้องใช้วิธี CQC

2.2.1.6 การปรับค่าการตอบสนองเพื่อใช้ในการออกแบบ

แรงที่ใช้ในการออกแบบจากวิธีพลศาสตร์ ไม่ควรต่างจากการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าจนเกินไป ดังนั้นจึงให้คำนวณแรงเฉือนที่ฐานด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า โดยคำนวณแรงสำหรับแต่ละทิศทางที่ตั้งฉากกัน ในแนวราบ และใช้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ในแต่ละทิศทาง หากค่าคาบการสั่นที่คำนวณได้จากวิธีพลศาสตร์มีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของค่าคาบการสั่นตามสมการที่ (2.23) ให้ใช้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างที่เท่ากับ 1.5 เท่าของค่าคาบการสั่นตามสมการที่ (2.23) ในทิศทางนั้น ๆ

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (w_i \delta_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (F_i \delta_i^2)}} \quad (2.23)$$

δ_i คือ การเคลื่อนตัวในแนวราบของจุดศูนย์กลางมวลที่ชั้น i โดยไม่รวมผลของการบิด
(m)

F_i คือแรงที่กระทำที่ชั้น i (Newton)

g คือความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงโลก (9.806 m/sec²)

i คือชั้นของโครงสร้างที่พิจารณา

n คือจำนวนชั้นทั้งหมดของโครงสร้าง

w_i คือน้ำหนักที่ใช้พิจารณาแผ่นดินไหวของชั้นที่ i (Newton)

ข้อกำหนดดังกล่าวมีไว้เพื่อป้องกันไม่ให้ใช้ค่าแรงเฉือนต่ำเกินไป เพราะโดยมากค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง ที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์จะมากกว่าที่คำนวณได้จากสมการที่ (2.23) เนื่องจากแบบจำลองอาจไม่ได้พิจารณาสติเฟนสในส่วนประกอบย่อยของอาคารครบทุกส่วน

ถ้าค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการวิเคราะห์พลศาสตร์ ซึ่งคำนวณจากการรวมการตอบสนองของโหมดต่าง ๆ น้อยกว่า 85% ของค่าแรงเฉือนที่ฐานที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ให้ปรับค่าการตอบสนองของวิธีพลศาสตร์โดยคูณด้วยค่า 0.85V ทั้งนี้ไม่ต้องคูณปรับค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ได้จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์

2.2.1.7 การกระจายแรงเฉือนในแนวนราบ

การกระจายแรงเฉือนในแนวนราบให้ใช้สมการที่ (2.24) โดยไม่ต้องคูณขยายผลของโมเมนต์บิดโดยบังเอิญ หากได้พิจารณาผลกระทบจากโมเมนต์บิดโดยบังเอิญรวมอยู่ในการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์แล้ว

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (2.24)$$

เมื่อ F_i คือ แรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวที่ระดับชั้น i

การพิจารณาโมเมนต์บิดโดยบังเอิญสำหรับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ ทำได้โดยการขยับจุดศูนย์กลางมวลให้เคลื่อนไปจากเดิมเป็นระยะ 0.05 เท่าของขนาดของอาคารด้านที่ตั้งฉากกับทิศทางแผ่นดินไหวที่พิจารณา โดยแยกพิจารณาแต่ละกรณีของการขยับไปทั้งสี่ทิศทางที่ตั้งฉากกันในแนวนราบ โดยกำหนดให้ใช้ค่าที่วิกฤตที่สุดจากทุกกรณีในการออกแบบ

2.2.1.6 ผลของ P-Delta

การพิจารณาผลของ P-Delta ให้ใช้ค่าแรงเฉือนที่ฐานสำหรับคำนวณหาแรงเฉือนในแต่ละชั้น และค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ตามสมการที่ (2.25)

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \quad (2.25)$$

เมื่อ

C_d คือ ตัวประกอบขยายค่าการ โกงตัว (ตามตารางที่ 2.1)

δ_{xe} คือ ค่าการ โกงตัวที่คำนวณจากวิธีวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับระบบอีลาสติก (m)

I คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร (ตามตารางที่ 2.3)

โดยที่การคำนวณค่า δ_{xe} จะต้องพิจารณาชิ้นส่วนหน้าตัดที่แตกร้าด้วย ทั้งนี้ค่า Δ จะต้องไม่เกินค่า Δ_a ดังแสดงไว้ในตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.5 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (Δ_a^1)

ลักษณะโครงสร้าง	ประเภทความสำคัญ (ดูตาราง 2.2)		
	I หรือ II	III	IV
โครงสร้างที่ไม่ใช้ผนังก่ออิฐรับแรงเฉือนและสูงไม่เกิน 4 ชั้น ซึ่งผนังภายใน ฉากกั้นห้อง ฝ้าเพดาน และผนังภายนอก ถูกออกแบบให้สามารถทนต่อการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก	$^2 0.025h_{sx}$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
โครงสร้างกำแพงก่ออิฐรับแรงเฉือนแบบยื่นจากฐานรองรับ ³	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
โครงสร้างกำแพงก่ออิฐรับแรงเฉือนแบบอื่น ๆ	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
โครงสร้างอื่น ๆ ทั้งหมด	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

¹ h_{sx} คือความสูงระหว่างชั้นที่อยู่ใต้พื้นชั้นที่ x

²อาคารชั้นเดียวที่มีผนังภายใน ฉากกั้นห้อง ฝ้าเพดาน และผนังภายนอกที่ถูกออกแบบให้สามารถทนต่อการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก จะมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นเท่าใดก็ได้ไม่จำกัด แต่ยังคงต้องพิจารณาการเว้นระยะห่างให้เพียงพอที่จะป้องกันการกระแทกกัน โดยต้องให้ระยะห่างมากกว่าผลรวมของการเคลื่อนตัวสูงสุดของโครงสร้างแต่ละด้าน (δ_x) ตามสมการที่ (2.25)

³อาคารที่ถูกออกแบบให้ใช้กำแพงก่ออิฐรับแรงเฉือนเป็นชิ้นส่วน โครงสร้างในแนวดิ่งซึ่งยื่นขึ้นมาจากฐานรองรับ และถูกก่อสร้างในลักษณะที่มีถ่ายโมเมนต์คัตและแรงเฉือนระหว่างกำแพงข้างเคียง (แบบ Coupling Beam) น้อยมาก

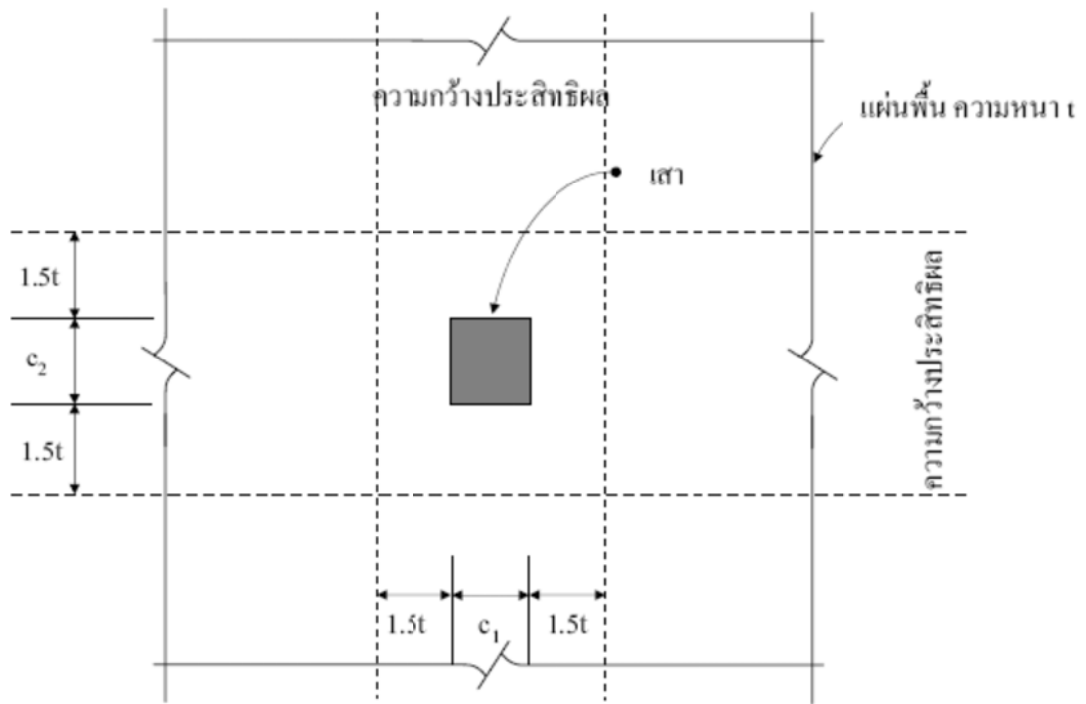
2.2.2 มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (ปรับปรุงครั้งที่ 1) มยผ. 1302-54

สำหรับมาตรฐาน มยผ. 1302-54 เกี่ยวกับรายละเอียดของการเสริมเหล็กที่ข้อต่อระหว่างเสาและคาน และการต่อเหล็กเสริมในเสา เพื่อควบคุมความเหนียวของข้อต่อในขณะที่โครงสร้างของ

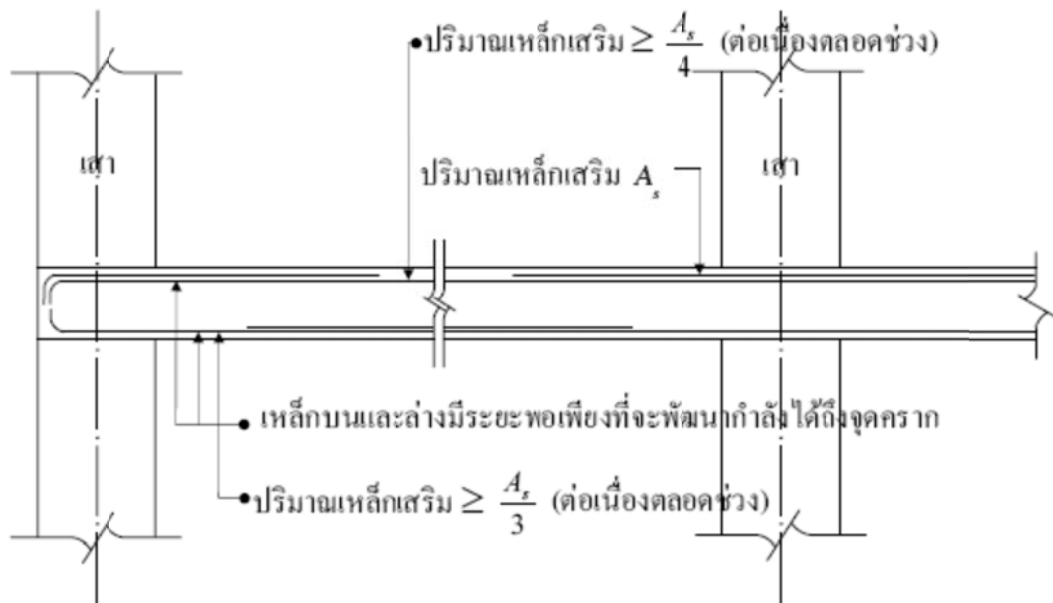
อาคารรับแรงแผ่นดินไหว ส่วนที่เกี่ยวข้องกับแผ่นพื้นสองทางคอนกรีตเสริมเหล็กไว้คาน ซึ่งอาจนำมาประยุกต์กับได้กับแผ่นพื้นสองทางคอนกรีตอัดแรงไว้คาน ถูกลำนามสรุปไว้ดังนี้

- 1 “ปริมาณเหล็กเสริมที่คำนวณได้สำหรับรับส่วนของโมเมนต์ดัด (ภาพประกอบที่ 2.3-2.5) ในแผ่นพื้นที่ถ่ายให้จตุรรองรับ (M_s) จะต้องวางอยู่ในแถบเสาทั้งหมด” ซึ่งสำหรับกรณีเหล็กเสริมข้ออ้อยของโมเมนต์ลบที่หัวเสา ในแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงจะอยู่ที่หัวเสาอยู่แล้ว
- 2 “ปริมาณเหล็กเสริมสำหรับต้านทานสัดส่วนโมเมนต์ $\gamma_f M_s$ จะต้องอยู่ภายในความกว้างประสิทธิภาพ”
- 3 “ปริมาณเหล็กเสริมไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของเหล็กเสริมในแถบเสา บริเวณจตุรรองรับจะต้องวางอยู่ภายในความกว้างประสิทธิภาพของแผ่นพื้น” ซึ่งมีผลต่อการจัดวาง เหล็กเสริมในพื้นที่แต่ไม่มีผลต่อปริมาณเหล็กเสริม แต่ข้อกำหนดนี้ไม่นำรวมถึงการจัดตำแหน่งของลวดอัดแรง ซึ่งนิยมจัดในลักษณะเป็นแถบในแนวหนึ่ง (Band Direction) และเป็นแบบกระจายสม่ำเสมอในอีกแนวหนึ่ง (Uniform Direction) ซึ่งหากมีผลกระทบกับลวดอัดแรงจริง จะต้องจัดลวดใน Uniform Direction ให้ไปกระจุกในความกว้างประสิทธิภาพ แทนที่จะเป็นการกระจายแบบสม่ำเสมอ
- 4 “ปริมาณเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 1 ใน 4 ของเหล็กเสริมบนในแถบเสาบริเวณจตุรรองรับจะต้องต่อเนื่องตลอดความยาวช่วง และจะต้องมีเหล็กเสริมบนไม่น้อยกว่าหนึ่งในสามของเหล็กเสริมบนในแถบเสาบริเวณจตุรรองรับ” อันนี้มีผลต่อปริมาณเหล็กเสริมให้เพิ่มขึ้นโดยตรง
- 5 “เหล็กเสริมล่างในแถบเสาที่มีความต่อเนื่องจะต้องมีปริมาณไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของเหล็กเสริมบนในแถบเสาบริเวณจตุรรองรับ” อันนี้มีผลต่อปริมาณเหล็กเสริมให้เพิ่มขึ้นโดยตรง
- 6 “ปริมาณเหล็กเสริมไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของเหล็กเสริมล่างที่กึ่งกลางช่วง จะต้องต่อเนื่องและสามารถพัฒนาให้เกิดกำลังครากที่ขอบของจตุรรองรับได้” อันนี้มีผลต่อปริมาณเหล็กเสริมให้เพิ่มขึ้นโดยตรง
- 7 “ที่ขอบของแผ่นพื้นที่ไม่ต่อเนื่อง เหล็กเสริมบนและล่างที่จตุรรองรับจะต้องสามารถพัฒนากำลังครากที่ขอบของจตุรรองรับได้” อันนี้ในการออกแบบที่ไม่พิจารณาถึงผลของแผ่นดินไหว ก็ต้องคำนวณระยะฝังให้เพียงพออยู่แล้ว แต่อาจ

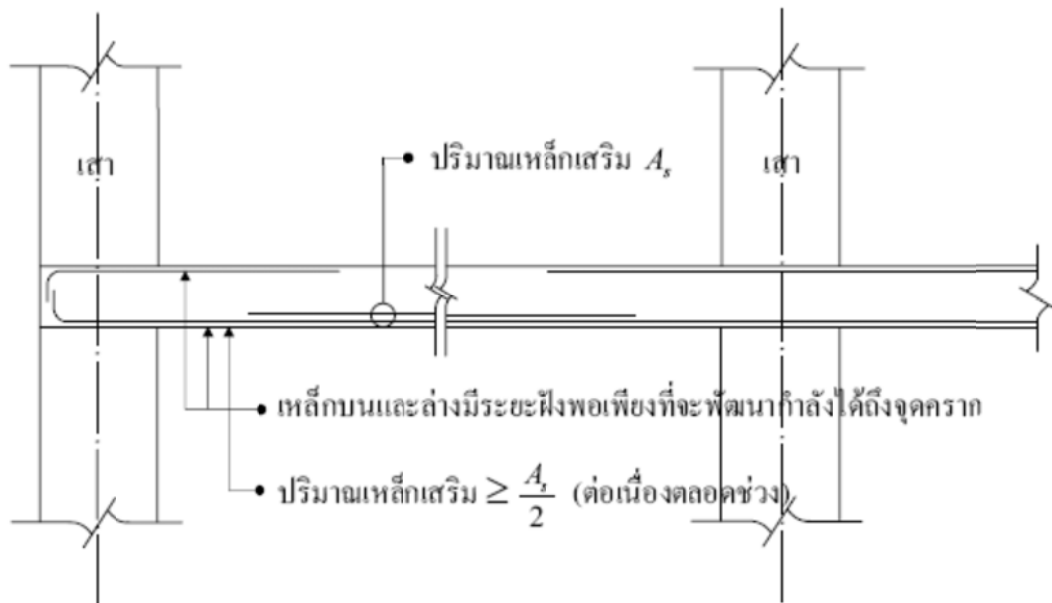
หมายถึงการยกเลิกข้อกำหนดของการปรับระยะฝังที่ต้องการตามตัวคูณ $A_{s,provided} / A_{s,provided}$ ก็ได้



ภาพประกอบที่ 2.3 แสดงความกว้างประสิทธิภาพ



ภาพประกอบที่ 2.4 รายละเอียดการเสริมเหล็กในแถบเสา



ภาพประกอบที่ 2.5 รายละเอียดการเสริมเหล็กในแถบกลาง

2.2.3. มาตรฐานสำหรับออกแบบอาคารเพื่อต้านแรงลม (2550) มยผ. 1311-50

2.2.3.1. จากสูตรการคำนวณหน่วยแรงลมสถิตเทียบเท่า

$$p = I_w q C_e C_g C_p \quad (2.26)$$

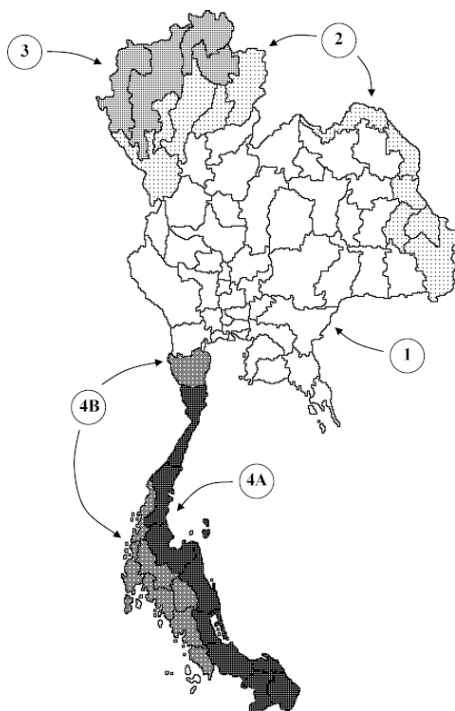
1.1 หาค่าประกอบความสำคัญ (I_w) ตามตารางที่ 2.1 และ 2.2 แต่ใช้ $I_w = 0.8, 1, 1.15, 1.15$ ของสถานะจำกัดด้านกำลัง สำหรับประเภท ความสำคัญของอาคารน้อย, ปกติ, มาก และ สูงมากตามลำดับ

1.2 หน่วยแรงลมอ้างอิงเนื่องจากความเร็วลม (q) จากสมการที่ (2.27) และ (2.28)

$$q = \frac{1}{2} \left(\frac{\rho}{g} \right) \bar{V}^2 \quad (2.27)$$

$$\bar{V} = T_F V_{50} \quad (2.28)$$

เมื่อ T_F และ V_{50} หาได้จากภาพประกอบที่ 2.6



กลุ่มที่ 1 $V_{50} = 25$ เมตร ต่อ วินาที: $T_F = 1.0$

กลุ่มที่ 2 $V_{50} = 27$ เมตร ต่อ วินาที: $T_F = 1.0$




กลุ่มที่ 3 $V_{50} = 29$ เมตร ต่อ วินาที: $T_F = 1.0$

กลุ่มที่ 4A $V_{50} = 25$ เมตร ต่อ วินาที: $T_F = 1.2$

กลุ่มที่ 4B $V_{50} = 25$ เมตร ต่อ วินาที: $T_F = 1.08$

ภาพประกอบที่ 2.6 ค่าตัวประกอบได้ฝุ่น (T_F) และความเร็วลมที่ 50 ปี (V_{50})

1.3 หาค่าตัวประกอบภูมิประเทศ (C_e) ตามภาพประกอบที่ 2.7

	<p>แบบ A</p> $C_e = \left(\frac{z}{10}\right)^{0.28}$
	<p>แบบ B</p> $C_e = 0.5 \left(\frac{z}{12.7}\right)^{0.5}$
	<p>แบบ C</p> $C_e = 0.4 \left(\frac{z}{30}\right)^{0.72}$

ภาพประกอบที่ 2.7 สูตรสำหรับใช้คำนวณค่าประกอบเนื่องจากสภาพภูมิประเทศ (C_e)

1.4 คำนวณค่าประกอบเนื่องจากการกระโชกของลม (C_g) ตามสมการที่ (2.29) ถึง (2.30)

$$C_g = 1 + g_p \left(\frac{\sigma}{\mu} \right) \quad (2.29)$$

$$g_p = \sqrt{2 \log_e vT} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \log_e vT}} \quad (2.30)$$

$$v = n_D \sqrt{\frac{sF}{sF + \beta_D B}} \quad (2.31)$$

$$T = 3600 \text{ วินาที} \quad (2.32)$$

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{K}{C_{eH}} \left(B + \frac{sF}{\beta_D} \right)} \quad (2.33)$$

$K = 0.08$ สำหรับภูมิประเทศแบบ A

$K = 0.10$ สำหรับภูมิประเทศแบบ B

$K = 0.14$ สำหรับภูมิประเทศแบบ C

C_{eH} = คำนวณตามภาพที่ 3.6 โดยใช้ค่า $z = H$ (ความสูงของยอดอาคาร)

B = Background Turbulence Factor ตามภาพประกอบที่ 2.8

s = ค่าตัวคูณลดเนื่องจากลักษณะของอาคาร ตามภาพประกอบที่ 2.9

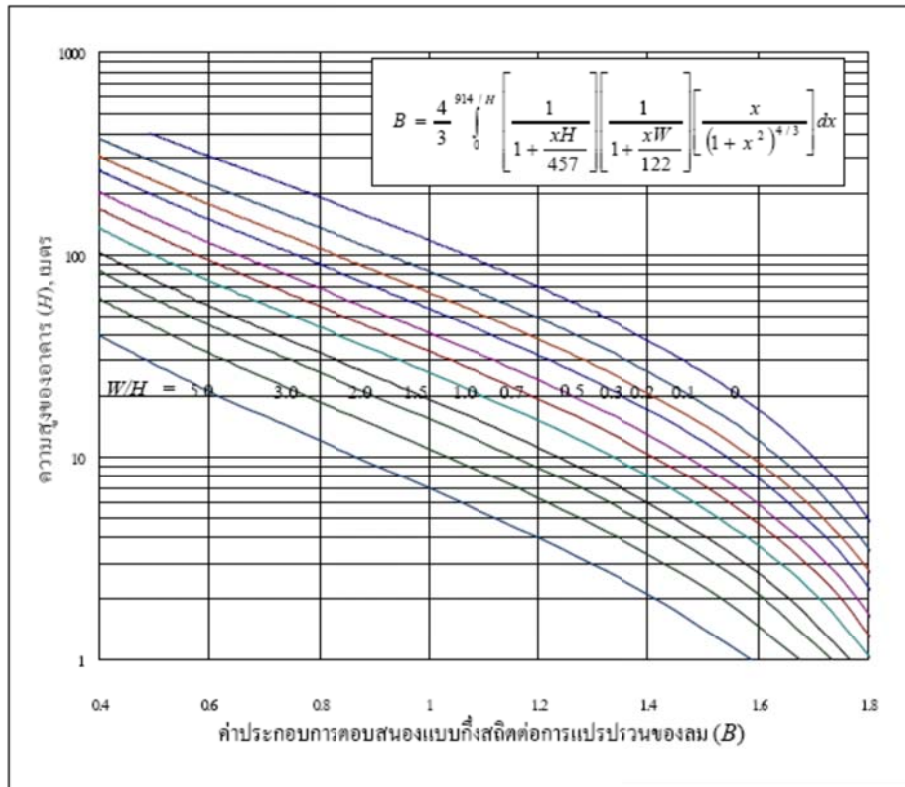
F = Gust energy ratio at the natural frequency of the structure ตามภาพประกอบที่ 2.10

n_D = ความถี่ธรรมชาติของอาคาร $n_D = \frac{44}{H}$

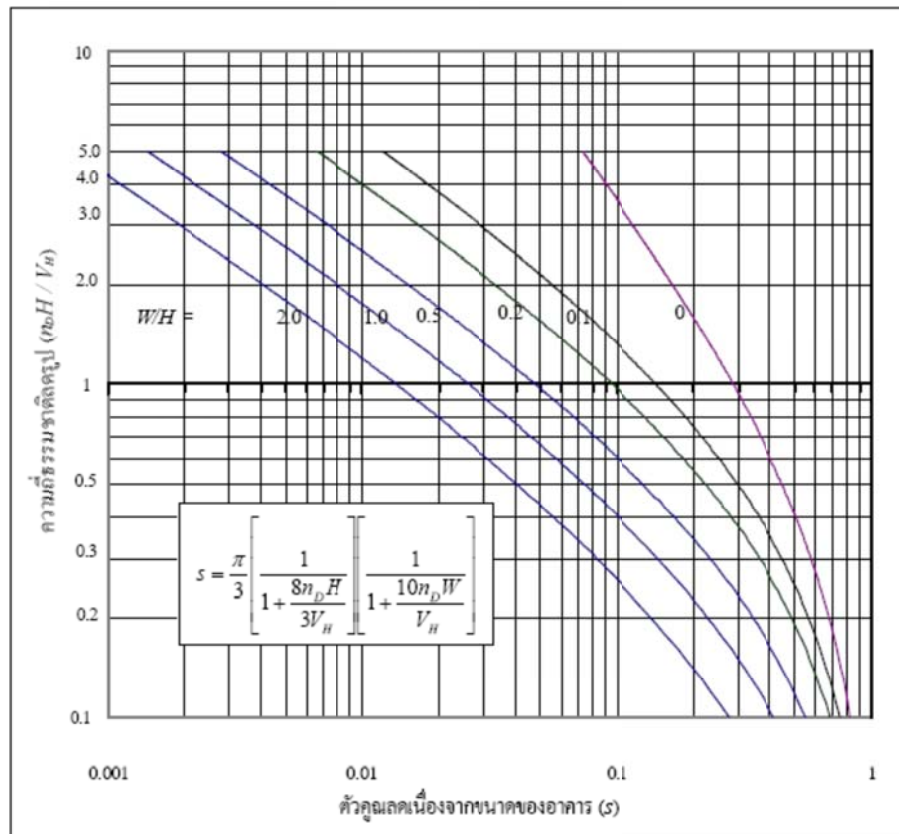
W = ความกว้างประสิทธิผลของอาคารในทิศทางตั้งฉากกับทิศทางลม มีหน่วยเป็นเมตร

H = ความสูงของอาคาร มีหน่วยเป็นเมตร

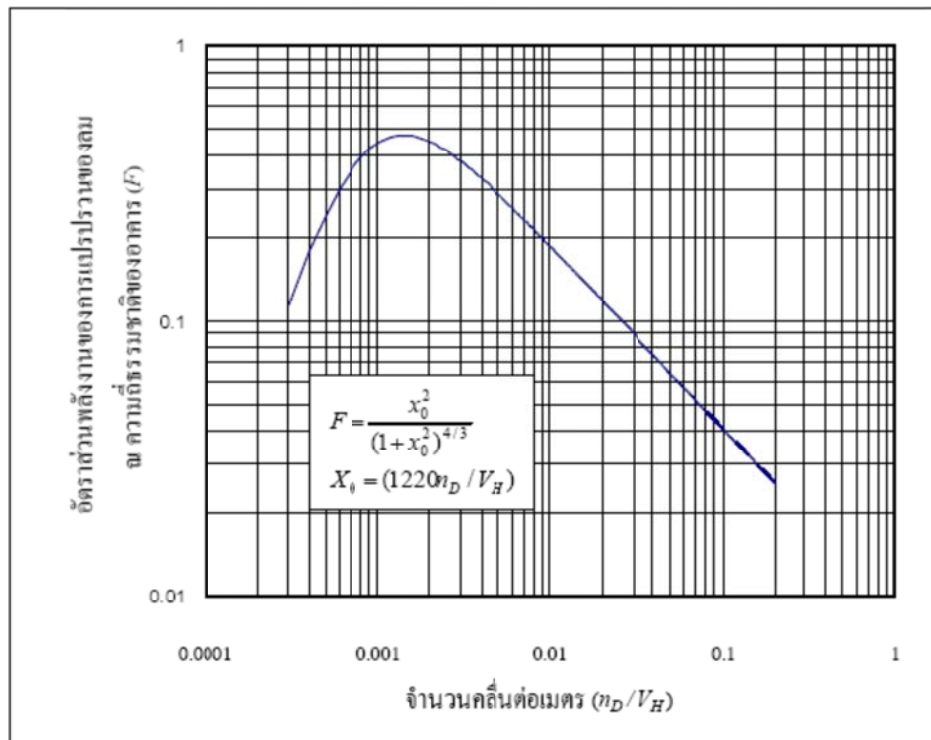
V_H = ค่าความเร็วลมเฉลี่ยในช่วงเวลา 1 ชั่วโมง ที่ระดับความสูงของยอดอาคาร มีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที คำนวณได้จากสมการ $V_H = \bar{V} \sqrt{C_{eH}}$



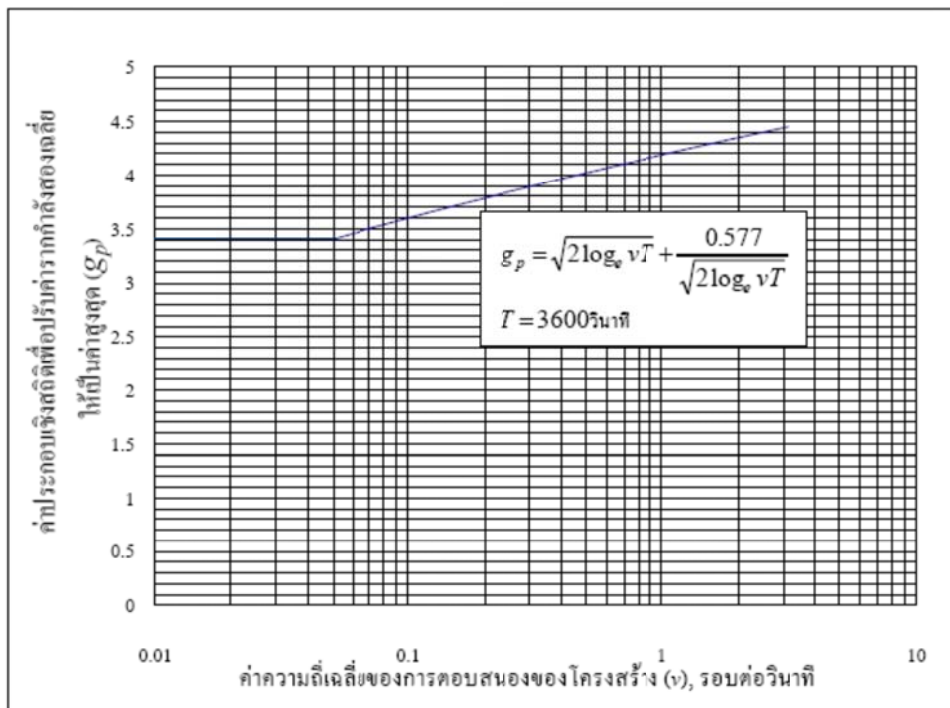
ภาพประกอบที่ 2.8 แผนภูมิเพื่อหาค่า Background Turbulence Factor (B)



ภาพประกอบที่ 2.9 แผนภูมิเพื่อหาค่าตัวคูณลดเนื่องจากลักษณะของอาคาร (s)

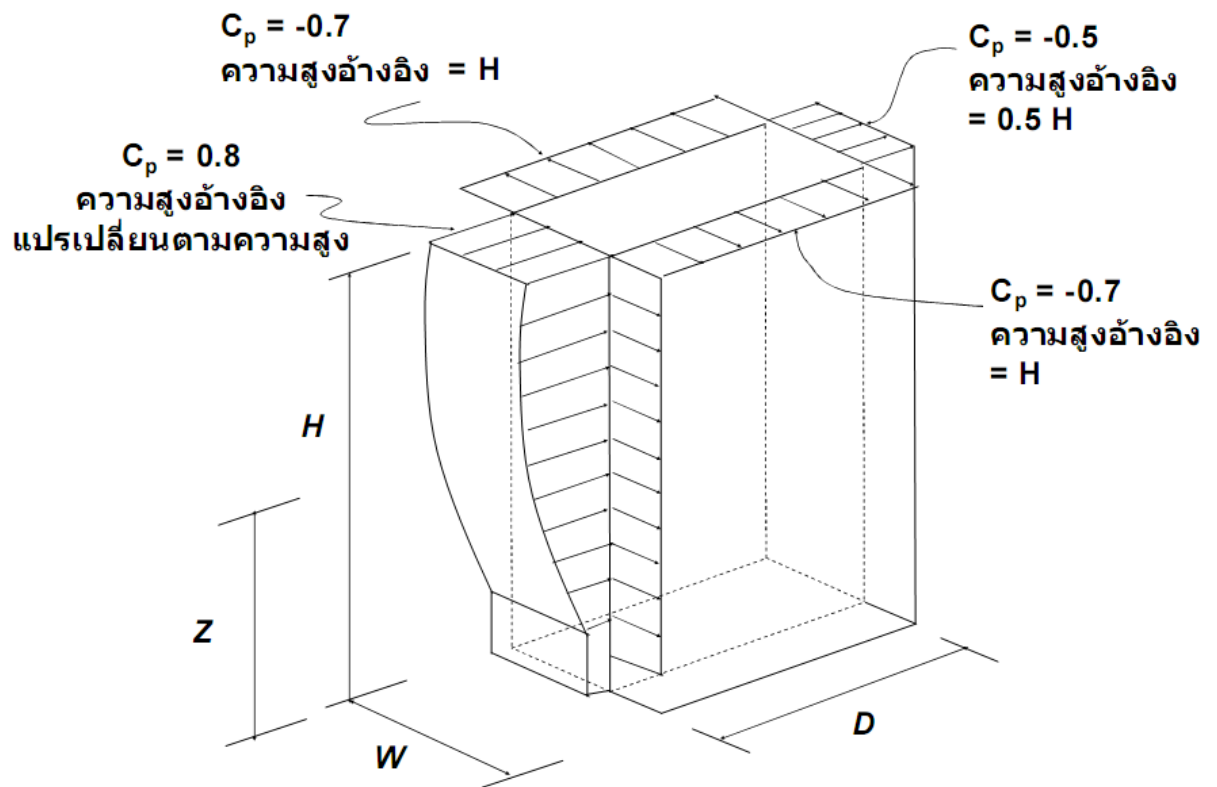


ภาพประกอบที่ 2.10 แผนภูมิเพื่อคำนวณ Gust energy ratio at the natural frequency of the structure (F)



ภาพประกอบที่ 2.11 แผนภูมิเพื่อหาค่าประกอบเชิงสถิติเพื่อปรับค่าราคากำลังลมให้เป็นค่าสูงสุด (gp)

1.5 ค่าสัมประสิทธิ์ของหน่วยแรงลม (C_p) สำหรับอาคารสูง ใช้ตามภาพประกอบที่ 2.12



ภาพประกอบที่ 2.12 ค่าสัมประสิทธิ์ของหน่วยแรงลม (C_p) สำหรับอาคารที่มีความสูงมากกว่าความกว้าง และมีหลังคาอยู่ในแนวราบ

2.3 ผลการวิจัยที่เกี่ยวข้อง

สำเนียง อนุพัทธ์กุล และต่อกุล กาญจนาลัย (2545) ได้ศึกษาเปรียบเทียบการวิเคราะห์โครงสร้างระบบคาน-เสา-กำแพงรับแรงเหมือนคอนกรีตเสริมเหล็ก ด้วยวิธีประมาณและวิธีวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ โครงสร้างที่ศึกษามีจำนวนช่วงเสา 3 ถึง 4 สเปน สูง 10 และ 15 ชั้น จำนวน 3 อาคาร โดยพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง, แรงลมและแรงแผ่นดินไหว ในเขต กทม. วิเคราะห์เปรียบเทียบระหว่างวิธีแรงสถิตเทียบเท่าตามมาตรฐาน UBC 1994 โซน 1 และวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ภายใต้พิกัดยึดหยุ่น โดยการวิเคราะห์เชิงประวัติเวลา กำหนดค่าอัตราเร่งสูงสุดเท่ากับ $0.075g$ ซึ่งการวิเคราะห์เชิงประวัติเวลาดังกล่าวได้ค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดของอาคาร 7-8 เท่า เสาต้นริมชั้นล่างมีแรงตามแนวแกน 1.7-1.8 เท่า แรงเฉือน 4.3-6 เท่า และโมเมนต์ดัด 5-7 เท่า

บุญชา คำวอน, สมชาย ชูชีพสกุล และสุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์ (2550) ได้ศึกษาผลกระทบด้านราคาของโครงสร้างอาคารระบบคาน-เสา-กำแพงรับแรงเฉือน ที่ออกแบบด้านทานแรงลมตามมาตรฐานในประเทศไทย ซึ่งออกแบบตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 (พศ. 2527) เปรียบเทียบกับแรงลมตามมาตรฐาน วสท. ซึ่งได้ศึกษาอาคารสูง 30 ชั้น และพิจารณาถึงผลกระทบที่มีต่อราคาก่อสร้างจากการศึกษาพบว่าการออกแบบตามมาตรฐาน วสท. มีผลต่อราคาก่อสร้างที่เพิ่มขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือน ส่วนพื้น, คาน, เสา และ ฐานราก พบว่าน้ำหนักบรรทุกทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงเป็นตัวกำหนดการออกแบบ จากการเปรียบเทียบพบว่าการออกแบบตามมาตรฐาน วสท. ทำให้ราคาก่อสร้างเพิ่มขึ้น 0.50% เมื่อเทียบกับตามออกแบบตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 (พศ. 2527)

ฉัตร สุจินดา (2551) ศึกษาเปรียบเทียบผลการออกแบบพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรงด้วยวิธีโครงข้อแข็งเสมือนสองมิติและวิธีไฟไนท์อีลีเมนต์แบบแผ่นสามมิติ โดยใช้โปรแกรม Adapt PT เพื่อวิเคราะห์ด้วยวิธีโครงข้อแข็งเสมือน (Equivalent Frame Method) และโปรแกรม RAM Concept เพื่อวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อีลีเมนต์ ซึ่งได้ศึกษาแผ่นพื้น ไร้คานที่มีการจัดวางของเสาต่างๆ กัน ทั้งในแนวที่ตั้งฉากอย่างเป็นระเบียบ และไม่ตั้งฉากอย่างเป็นระเบียบ มีกรณีศึกษาทั้งหมด 6 กรณี โดยได้แปรเปลี่ยนตำแหน่งของเสาบางต้นให้หลุดออกไปจากแนวของเสาอื่นๆ จากการศึกษพบว่า วิธีโครงข้อแข็งเสมือนสองมิติจะให้ค่าหน่วยแรงเฉื่อยที่มากกว่าในเชิงที่ปลอดภัย (Conservative) เมื่อเทียบกับผลได้จากวิธีไฟไนท์อีลีเมนต์สามมิติ

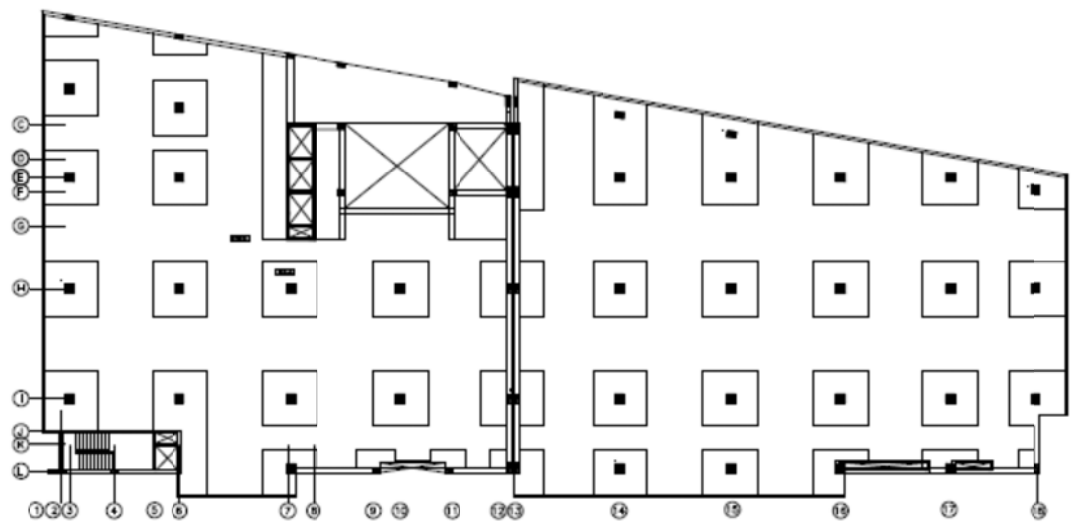
สมชาย ตงอากรณ์ และฉัตร สุจินดา (2552) ศึกษาเพื่อหาความหนาที่เหมาะสมสำหรับแผ่นพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรงด้วยวิธีไฟไนท์อีลีเมนต์แบบแผ่นสามมิติ โดยพิจารณาเฉพาะผลของแรงโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียว อาศัยข้อมูลราคาต่อหน่วยของวัสดุก่อสร้างและค่าแรงในประเทศไทย เพื่อนำมาทดลองออกแบบแผ่นพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรงที่ความหนา, กำลังอัดประลัยของคอนกรีต และน้ำหนักบรรทุกจรต่างๆ กัน โดยใช้โปรแกรม RAM Concept มีกรณีศึกษาสำหรับการจัดเรียงตำแหน่งของเสาในพื้นที่ทั้งหมด 6 กรณี จากนั้นได้นำไปหาสมการอย่างง่ายเพื่อใช้ทำนายความหนาที่เหมาะสม ที่ทำให้ราคาก่อสร้างรวมต่ำสุด เพื่อช่วยให้วิศวกรและผู้ที่สนใจสามารถนำไปประมาณราคา และเป็นแนวทางในการออกแบบแผ่นพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรงเบื้องต้น

ฉัตร สุจินดา (2553) ได้เปรียบเทียบค่าโมเมนต์ทอร์กในแผ่นพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรงที่วิเคราะห์ด้วยวิธีโครงข้อแข็งเสมือนสองมิติและวิธีไฟไนท์อีลีเมนต์แบบแผ่นสามมิติ โดยใช้โปรแกรม RAM Concept เพื่อใช้วิเคราะห์ทั้งสองวิธี จากการศึกษานี้พบว่า ในกรณีที่มีการจัดเรียงของเสาไม่อยู่ในแนวที่ตั้งฉากกัน หากเป็นไปได้ควรใช้วิธีไฟไนท์อีลีเมนต์สามมิติ มากกว่าวิธีโครงข้อแข็งสองมิติ เนื่องจากจะให้คำตอบของโมเมนต์ทอร์ก และค่าของแรงทอร์กอื่น ๆ ที่อาจเกิดขึ้น ซึ่งจะต้องเป็นการวิเคราะห์แบบสามมิติเท่านั้นจึงจะได้คำตอบ แต่สำหรับกรณีการจัดเรียง

ของเสาอยู่ในแนวที่ตั้งฉากกัน วิธีโครงข้อแข็งสองมิติจะให้คำตอบใกล้เคียงกับวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์สามมิติ

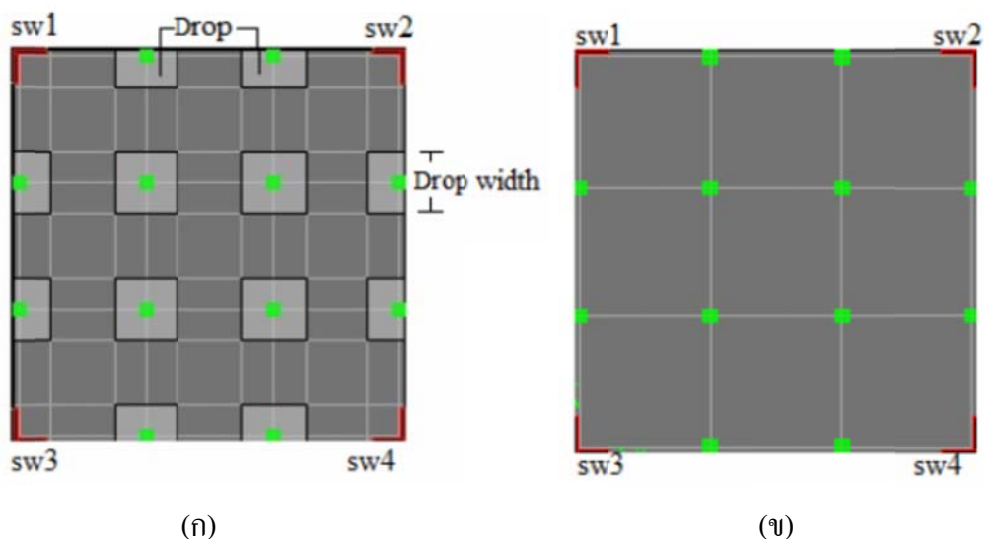
ศุภกฤษณ์ หมั่นคิด และ สุวัฒน์ ธิรเศรษฐ์ (2553) ได้ศึกษาปริมาณเหล็กเสริมและลวดอัดแรงสำหรับการออกแบบแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรงภายหลัง เพื่อด้านแรงลมและแรงแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย โดยได้เปรียบเทียบปริมาณเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากผลของแรงลมและแรงแผ่นดินไหวซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน มยผ. 1301-50 และ มยผ. 1311-50 กับมาตรฐานของ ACI, UBC และ วสท. โดยได้ศึกษาอาคารจำนวน 8 หลัง สูง 6-27 ชั้น รวม 160 กรณีศึกษา พบว่าจากการออกแบบตามมาตรฐานต่าง ๆ ดังกล่าว เพิ่มปริมาณเหล็กเส้นประมาณ 13-18% และไม่เพิ่มปริมาณลวดอัดแรง ซึ่งจะทำให้ค่าก่อสร้างรวมเพิ่มขึ้น 5-6% อย่างไรก็ตาม การศึกษานี้ใช้วิธีวิเคราะห์ผลของแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

Bharath G. N. และคณะ (2010) ได้ศึกษาเปรียบเทียบอาคาร 2 แห่งในประเทศอินเดียคือ (1) Mass-3 ซึ่งเป็นอาคารสำนักงาน ยาว 90 m กว้าง 30 m สูง 4 ชั้น และมีจอร์จได้ดิน 1 ชั้น ดังภาพประกอบที่ 2.13 และ (2) RPS ซึ่งเป็นอาคารเพื่อการพาณิชย์ ยาว 50 m กว้าง 25 m สูง 4 ชั้น และมีจอร์จได้ดิน 1 ชั้น โดยได้ออกแบบตามมาตรฐาน IS 456-2000, IS1893 Part 1 และ IS 875 Part 3 ของประเทศอินเดีย ซึ่งอาคารดังกล่าวอยู่ในโซนแผ่นดินไหวเบาบาง ดังนั้นมาตรฐานจึงอนุญาตให้ออกแบบแผ่นพื้นเป็นส่วนหนึ่งของระบบรับแรงด้านข้าง โดยไม่ต้องแยกระบบรับแรงด้านข้างออกจากระบบพื้นอย่างสิ้นเชิง ผู้แต่งได้ให้ข้อมูลเปรียบเทียบระหว่างแผ่นพื้นไร้คานแบบคอนกรีตอัดแรงกับระบบคอนกรีตเสริมเหล็กว่า ข้อได้เปรียบของคอนกรีตอัดแรงคือการได้หน้าตัดแบบไม่แตก (Non-cracked section) ซึ่งจะทำให้ระยะการโก่งตัวของแผ่นพื้นลดลงมากเมื่อเทียบกับหน้าตัดแบบแตก (Cracked section) ส่งผลทำให้สามารถลดความหนาของแผ่นพื้นลงโดยที่ยังสามารถรักษาระยะการโก่งไม่ให้เกินกว่าที่มาตรฐานกำหนดได้ แต่จากการศึกษาโครงสร้างของทั้ง 2 อาคารที่กล่าวมาพบว่า หากใช้แผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรงก็ยังได้หน้าตัดแบบแตกอยู่ดี ดังนั้นจึงต้องกำหนดความหนาแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงให้เท่ากับแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก และเนื่องจากค่าใช้จ่ายเพิ่มเติมของระบบคอนกรีตอัดแรง จึงทำให้ราคาค่าก่อสร้างของระบบคอนกรีตเสริมเหล็กต่ำกว่าระบบคอนกรีตอัดแรงอยู่ 20%



ภาพประกอบที่ 2.13 แปลนของอาคาร Mass-3

Tilva, V. K. และคณะ (2011) ได้ศึกษาผลกระทบทางด้านราคาของแผ่นพื้นไร้คานของอาคาร 4 ชั้นในประเทศอินเดียโดยใช้โปรแกรม ETAB วิเคราะห์ตามมาตรฐาน IS 1893 ของประเทศอินเดีย โดยได้เปรียบเทียบแผ่นพื้นแบบที่มีและไม่มีเป็นหัวเสา น้ำหนักบรรทุกตายตัวที่รวมน้ำหนักโครงสร้างแล้ว 1 kN/m^2 (102 kg/m^2) และน้ำหนักบรรทุกจร 4 kN/m^2 (408 kg/m^2) Importance Factor (I)=1, Response Reduction Factor (R)=5 โดยมีข้อกำหนดคือ (1) ระยะเสา $6 \text{ m} \times 6 \text{ m}$ จำนวนสแปน 3×3 มีกำแพงรับแรงเฉือนที่มุมของอาคาร ดังแสดงในภาพประกอบที่ 2.14 (2) วิเคราะห์ผลของแรงกระทำเนื่องจากแรงโน้มถ่วงและแรงกระทำด้านข้างโดยใช้โปรแกรม ETAB จากนั้นนำข้อมูลออกไปให้โปรแกรม SAFE (3) คำนวณผลของแรงเฉือนเจาะทะลุวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAFE (4) กำหนดขนาดของเสาและกำแพง โดยให้กำแพงรับแรงเฉือน 75% ของแรงเฉือนที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหว ผลการศึกษาพบว่าแผ่นพื้นหนา 15 cm ที่มีเป็นหัวเสาหนาเพิ่มอีก 5 cm มีราคาต่ำกว่าแผ่นพื้นหนา 22.5 cm ที่ไม่มีเป็นหัวเสาอยู่ 29%



ภาพประกอบที่ 2.14 แปลนของแบบจำลองในโปรแกรม ETAB แสดงระยะเสา จำนวน ช่วง และตำแหน่งของกำแพงรับแรงเฉือน
 (ก) แบบมีเป็นหัวเสา (Drop panel)
 (ข) แบบไม่มีเป็นหัวเสา (No drop Panel)

2.4 สรุป

จากการศึกษาที่ผ่านมาทั้งหมดเท่าที่ค้นคว้ามาได้ เป็นการศึกษาถึงการวิเคราะห์และออกแบบแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรงที่พิจารณาผลของน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง, แรงต้านข้างเนื่องจากแรงลมตามมาตรฐานเก่า และแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าตามมาตรฐาน มยผ. 1302-52 หรือไม่ก็เป็นการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ตามมาตรฐานของต่างประเทศ ผู้วิจัยยังไม่พบถึงงานวิจัยใดที่ศึกษาการวิเคราะห์และออกแบบแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรง-เสา-กำแพงรับแรงเฉือน โดยที่พิจารณาถึงแรงต้านข้างทั้งเนื่องจากแรงลมตามมาตรฐาน มยผ. 1311-50 และแผ่นดินไหวด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ โดยใช้กราฟสเปคตรัมการตอบสนองจากมาตรฐาน มยผ. 1302-52 แต่อย่างไร หากมีการศึกษาถึงผลกระทบของทั้งแรงลมและแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ ตามมาตรฐานดังกล่าว ก็จะเป็นประโยชน์อย่างยิ่งต่อวงการวิศวกรรมโครงสร้าง เนื่องจากมาตรฐานทั้งสองนี้เป็นมาตรฐานล่าสุดที่จะต้องใช้ในการสำหรับการออกแบบอาคารในปัจจุบัน

บทที่ 3

ระเบียบวิธีการวิจัย

3.1 รูปแบบการวิจัย หรือแบบแผนการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการทดลองวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างแผ่นพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรง โดยเปรียบเทียบระหว่าง

1. พิจารณาแต่ผลของแรงกระทำเนื่องจากแรงโน้มถ่วงโดยไม่พิจารณาผลของแรงด้านข้างใดๆ เลย (DCON1-DCON2)
2. พิจารณาทั้งผลของแรงกระทำเนื่องจากแรงโน้มถ่วง และแรงด้านข้างเนื่องจากแรงลม ตามมาตรฐาน มยผ. 1311-50 (DCON1-DCON14)
3. พิจารณาทั้งผลของแรงกระทำเนื่องจากแรงโน้มถ่วง, แรงด้านข้างเนื่องจากแรงลม ตามมาตรฐาน มยผ. 1311-50 และแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ. 1302-52 ด้วยวิธีแรงสถิตย์เทียบเท่า (DCON1-DCON26)
4. พิจารณาทั้งผลของแรงกระทำเนื่องจากแรงโน้มถ่วง, แรงด้านข้างเนื่องจากแรงลม ตามมาตรฐาน มยผ. 1311-50 และแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ. 1302-52 ด้วยวิธีพลศาสตร์ แบบสเปคตรัมการตอบสนอง (DCON1-DCON26 แต่เปลี่ยน EQX เป็น SPEC1 และเปลี่ยน EQY เป็น SPEC2)

เมื่อ

$$\text{DCON1}=1.4\text{DEAD}$$

$$\text{DCON2}=1.2\text{DEAD}+1.6\text{LIVE}$$

$$\text{DCON3}=1.2\text{DEAD}+1.0\text{LIVE}+1.6\text{WINDX}$$

$$\text{DCON4}=1.2\text{DEAD}+1.0\text{LIVE}-1.6\text{WINDX}$$

$$\text{DCON5}=1.2\text{DEAD}+1.0\text{LIVE}+1.6\text{WINDY}$$

$$\text{DCON6}=1.2\text{DEAD}+1.0\text{LIVE}-1.6\text{WINDY}$$

$$\text{DCON7}=1.2\text{DEAD}+0.8\text{WINDX}$$

$$\text{DCON8}=1.2\text{DEAD}-0.8\text{WINDX}$$

$$\text{DCON9}=1.2\text{DEAD}+0.8\text{WINDY}$$

DCON10=1.2DEAD-0.8WINDY
 DCON11=0.9DEAD+1.6WINDX
 DCON12=0.9DEAD-1.6WINDX
 DCON13=0.9DEAD+1.6WINDY
 DCON14=0.9DEAD-1.6WINDY
 DCON15=1.2DEAD+1.0LIVE+1.0EQX
 DCON16=1.2DEAD+1.0LIVE-1.0EQX
 DCON17=1.2DEAD+1.0LIVE+1.0EQY
 DCON18=1.2DEAD+1.0LIVE-1.0EQY
 DCON23=0.9DEAD+1.0EQX
 DCON24=0.9DEAD-1.0EQX
 DCON25=0.9DEAD+1.0EQY
 DCON26=0.9DEAD-1.0EQY

DEAD=ผลของน้ำหนักบรรทุกตายตัว (Dead Load)

LIVE=ผลของน้ำหนักบรรทุกจร (Live Load)

WINDX=ผลของแรงลมกระทำในแนวแกน X (Wind Load in X-axis)

WINDY=ผลของแรงลมกระทำในแนวแกน Y (Wind Load in Y-axis)

EQX=ผลของแรงแผ่นดินไหวแบบสถิตยศาสตร์เสมือนกระทำในแนวแกน X
(Equivalent Static Earthquake Load in X-axis)

EQY=ผลของแรงแผ่นดินไหวแบบสถิตยศาสตร์เสมือนกระทำในแนวแกน Y
(Equivalent Static Earthquake Load in Y-axis)

SPEC1=ผลของแรงแผ่นดินไหวแบบสเปคตรัมตอบสนอง (Response Spectrum
Earthquake Load in X-axis)

SPEC2=ผลของแรงแผ่นดินไหวแบบสเปคตรัมตอบสนอง (Response Spectrum
Earthquake Load in Y-axis)

จะเห็นว่า ETAB 9.7.4 ได้นำเอา Load Combination ที่แนะนำไว้ใน ASCE7-05 (ดังแสดงในภาพประกอบ 3.1) มาประยุกต์ใช้ แต่ได้พิจารณาถึงการกลับทางของแรงด้านข้างที่อาจเกิดขึ้นได้ด้วย ซึ่ง ACSE7-05 รายการที่ 1 คือ DCON1, รายการที่ 2 คือ DCON2, รายการที่ 3 คือ DCON7-

DCON10, รายการที่ 4 คือ DCON3-DCON6, รายการที่ 5 คือ DCON15-DCON18, รายการที่ 6 คือ DCON11-DCON14 และรายการที่ 7 คือ DCON23-DCON26

1. $1.4(D + F)$
2. $1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.8W)$
4. $1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
6. $0.9D + 1.6W + 1.6H$
7. $0.9D + 1.0E + 1.6H$

ภาพประกอบที่ 3.1 Load Combination ที่กำหนดไว้ใน ASCE7-05

จากนั้นจึงทำการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างกรณีศึกษาต่าง ๆ เพื่อเปรียบเทียบถึงผลกระทบที่เกิดขึ้นจากทั้งแรงลม และแรงแผ่นดินไหว

3.2 ประชากรและกลุ่มตัวอย่าง

เนื่องจากการศึกษานี้มีจำนวนกรณีศึกษามากอยู่แล้วจึงจำกัดที่ตั้ง ประเภทของการใช้งาน และลักษณะของอาคารที่ศึกษาดังนี้

กำหนดให้อาคารศึกษาตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล ซึ่งตามมาตรฐาน มยผ. 1302-52 นั้น หากวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์แบบสเปกตรัมตอบสนองจะต้องใช้กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมดังในภาพประกอบที่ 2.2 และกำหนดให้อาคารที่ศึกษาดังกล่าวตั้งอยู่ในโซน 5 (ตามภาพประกอบที่ 2.1) ซึ่งเป็นส่วนของเขตจังหวัดกรุงเทพมหานคร, ฉะเชิงเทรา และสมุทรปราการ

กำหนดให้อาคารที่ศึกษาเป็นอาคารและส่วนโครงสร้างอื่นที่หากเกิดการพังทลาย จะเป็นอันตรายต่อชีวิตมนุษย์และสาธารณชนอย่างมาก ซึ่งตามมาตรฐาน มยผ. 1302-52 (ดูตารางที่ 2.4) ได้กำหนดให้เป็นประเภทความสำคัญ III (มาก) ใช้ค่า $I = 1.25$ แต่ตามมาตรฐาน มยผ. 1311-50 ได้กำหนดให้เป็นประเภทความสำคัญมาก ใช้ค่า $I_w = 1.15$ ซึ่งสาเหตุที่ค่า I ของทั้งสองมาตรฐานแตกต่างกันเนื่องจากมาตรฐาน มยผ. 1302-52 ได้ดัดแปลงมาจากมาตรฐาน ACSE7 ของประเทศสหรัฐอเมริกา แต่มาตรฐาน มยผ. 1311-50 ได้ดัดแปลงมาจากมาตรฐาน NBCC2005 ของประเทศแคนาดา

กำหนดให้อาคารที่ศึกษาเป็นโครงสร้างระบบแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรง-เสา-กำแพงรับแรงเฉือน ดังนั้นสำหรับโซน 5 จะต้องพิจารณา S_{DS} เป็น $S_a(0.2\text{sec})=0.126g$ และ S_{D1} เป็น $S_a(1\text{sec})=0.158g$ ซึ่งจากตารางที่ 2.1 ประเภทความสำคัญ III (มาก) $S_{DS} < 0.167$ จะต้องออกแบบด้านแผ่นดินไหวประเภท ก (ไม่ต้องออกแบบ) แต่จากตารางที่ 2.2 ประเภทความสำคัญ III (มาก) $0.133 \leq S_{D1} < 0.20$ จะต้องออกแบบด้านแผ่นดินไหวประเภท ค ซึ่งตาม มยพ. 1302-52 กำหนดให้เลือกระบบโครงสร้างระหว่างที่ถูกกำหนดโดยตาราง 2.1 หรือ 2.2 อันที่รุนแรงกว่า ดังนั้นจึงต้องเลือกระบบโครงสร้างประเภท ค (ในตารางที่ 2.3) และจากตารางที่ 2.3 อย่างน้อยจะต้องเป็นประเภทที่ 5. ระบบโครงสร้างแบบผสมที่มีโครงต้านแรงคัตที่มีความเหนียว จำกัดที่สามารถต้านทานแรง ด้านข้างไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของ แรงที่กระทำกับอาคารทั้งหมด (Dual System with Moment Resisting Frame with Limited Ductility / Dual System with Intermediate Moment Resisting Frame) ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall) และมีค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง $R = 5.5$, ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน $\Omega_0 = 2.5$ และตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว $C_d = 4.5$ จึงจะครอบคลุมการออกแบบด้านแผ่นดินไหว ประเภท ค ได้

ศึกษาอาคารสูง 7, 14, 21 และ 28 ชั้น

3.3 การรวบรวมข้อมูล

การรวบรวมข้อมูลออกแบบอาคารจากมาตรฐานที่เกี่ยวข้อง ได้ให้รายละเอียดไว้แล้วในบทที่ 2

3.4 เครื่องมือการวิจัย

โปรแกรม ETAB 9.7.4 ใช้สำหรับทำการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารรับแรงลมและแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์แบบสเปกตรัมการตอบสนอง และโปรแกรม SAFE 12.3.2 สำหรับวิเคราะห์แรงภายในแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรง ออกแบบแสดงรายละเอียด และคำนวณปริมาณเหล็กเสริมข้ออ้อยที่ใช้ในแต่ละกรณี

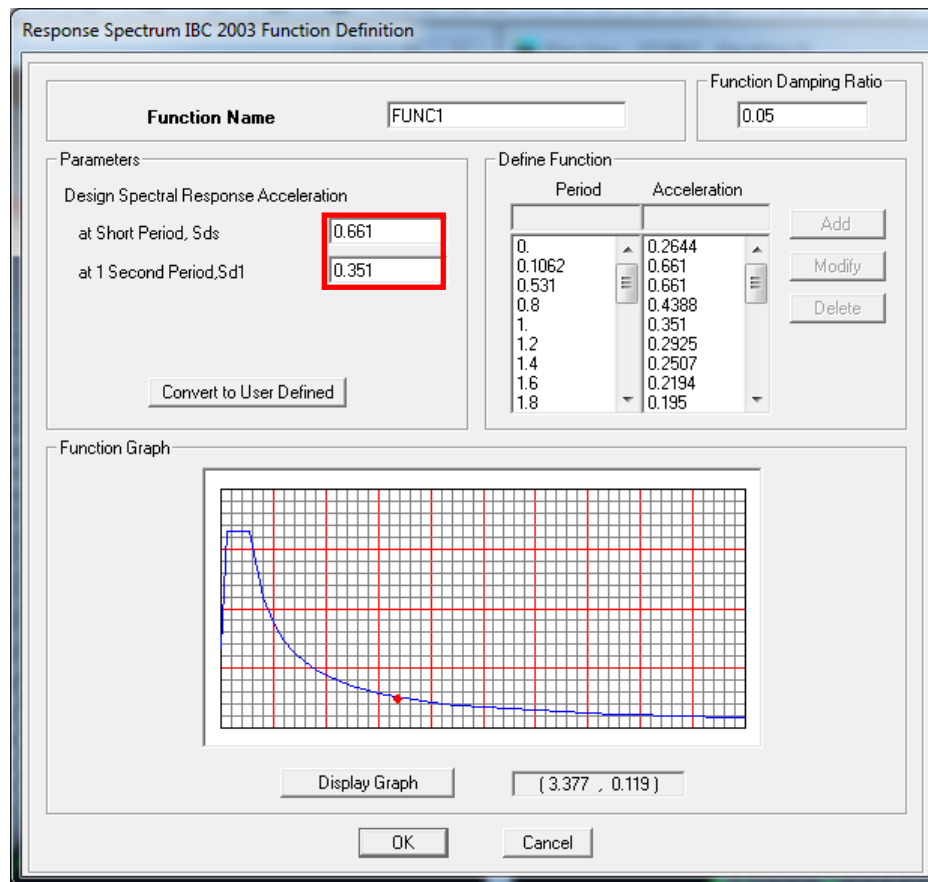
3.5 ขั้นตอนในการดำเนินงานวิจัย

1. วิเคราะห์โครงสร้าง เพื่อหาแรงภายในที่เกิดขึ้น โดยพิจารณาถึง Load Combination ต่างๆ ด้วยโปรแกรม ETAB 9.7.4
2. ออกแบบโครงสร้างอาคาร โดยเลือกขนาดเสาที่เหมาะสม ด้วยโปรแกรม ETAB 9.7.4
3. นำข้อมูลของแรงที่เกิดขึ้นสำหรับแผ่นพื้น ในแต่ละชั้นในโปรแกรม ETAB 9.7.4 ส่งไปยังโปรแกรม SAFE 12.3.2
4. ออกแบบแผ่นพื้นไร้คาน ด้วยโปรแกรม SAFE 12.3.2 สำหรับทุกชั้น (ออกแบบได้ที่แต่ละชั้น สำหรับกรณีศึกษาต่างๆ)
5. คำนวณปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ข้อย้อยในแผ่นพื้นไร้คาน ด้วยโปรแกรม SAFE 12.3.2
6. ศึกษาเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์และออกแบบ
7. อภิปรายผลและสรุป

3.6 การวิเคราะห์ข้อมูล

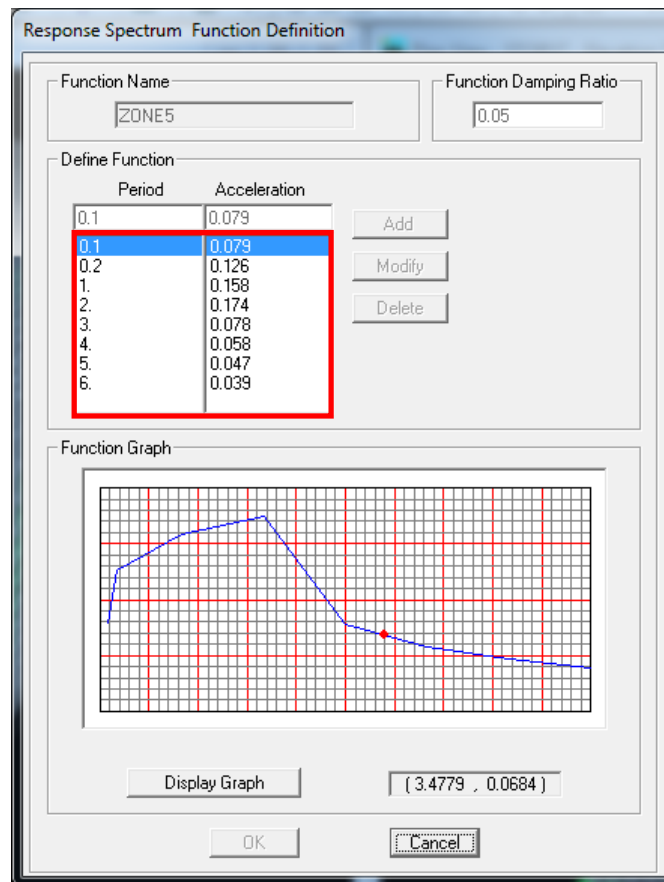
3.6.1 ขั้นตอนการวิเคราะห์โครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมค (มยพ. 1302-52)

1. สร้างสเปกตรัมสำหรับการออกแบบสำหรับพื้นที่ที่ตั้งของโครงสร้าง สำหรับกรณีอาคารนอกเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล
 - 1.1 หาค่า S_{DS} และ S_{DI} หาข้อมูลของชั้นดินหรือความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ยในช่วง 30 เมตรจากผิวดินเพื่อจำแนกประเภทของชั้นดิน
 - 1.2 สร้างสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ ตัวเลือก IBC2003 Spectrum ในโปรแกรม ETAB 9.7.4 (เหมือนกับ มยพ. 1302-52) ดังในภาพประกอบที่ 3.2



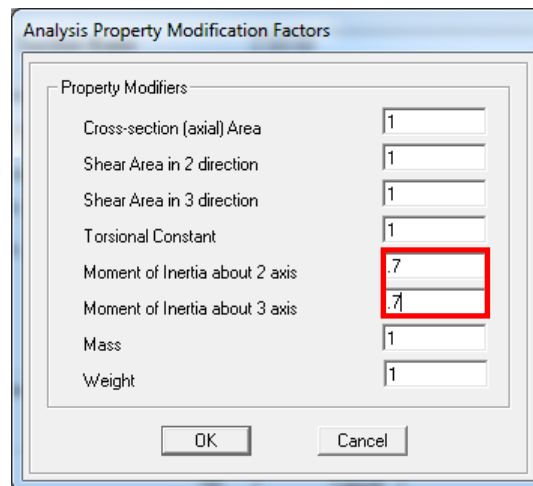
ภาพประกอบที่ 3.2 สเปกตรัมตอบสนองออกแบบหน่วยเป็น g สำหรับอาคารนอกเขต
กรุงเทพมหานครและปริมณฑล

สำหรับกรณีอาคารในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล ให้สร้างสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ จากภาพประกอบที่ 2.2 ตามโซนที่อาคารนั้นตั้งอยู่ (ดูแผนที่ในภาพประกอบที่ 2.1) โดยกำหนดเป็นพิกัดของกราฟจากตัวเลือก User Spectrum ในโปรแกรม ETAB 9.7.4 ดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.3

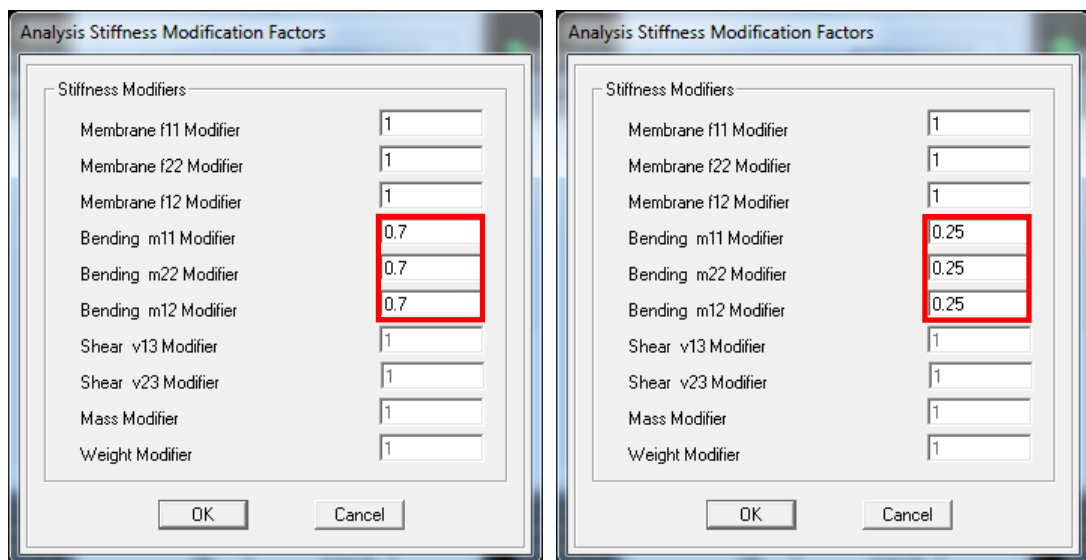


ภาพประกอบที่ 3.3 สเปกตรัมตอบสนองออกแบบหน่วยเป็น g สำหรับอาคารในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล (เช่น โซน 5)

2. สร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์ของโครงสร้างที่พิจารณาการกระจายมวลและสถิติเเนสที่สอดคล้องกับสภาพจริง โดยกำหนดให้ Moment of Inertia ของเสาเป็น 0.7, ของกำแพงรับแรงเฉือน (ที่ไม่แตกร้า) เป็น 0.7 และของแผ่นพื้นไร้คานเป็น 0.25 เท่าของ Moment of Inertia ของทังหน้าตัด (Gross Section) โดยกำหนดที่ Analysis Property Modification Factor ในโปรแกรม ETAB 9.7.4 ดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.4



สำหรับเสา

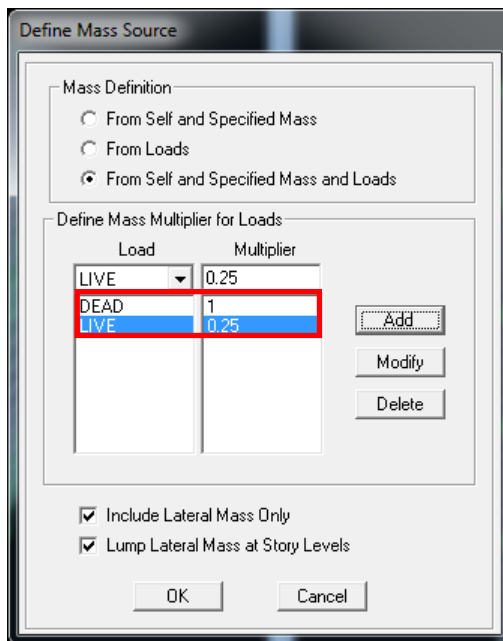


สำหรับกำแพงรับแรงเฉือน (ที่ไม่แตกร้า)

สำหรับแผ่นพื้นไร้คาน

ภาพประกอบที่ 3.4 สติฟเนสประสิทธิภาพสำหรับเสา กำแพงรับแรงเฉือนและแผ่นพื้นไร้คาน

3. กำหนดน้ำหนักประสิทธิผลของโครงสร้าง (Define Mass Source) โดยพิจารณา น้ำหนักคงที่ทั้งหมดของอาคารและน้ำหนักประเภทอื่น เช่น มยผ. 1302-52 ให้ใช้ ร้อยละ 25 ของน้ำหนักบรรทุกที่ลงพื้น (Floor Live Load) ดังแสดงใน ภาพประกอบที่ 3.5



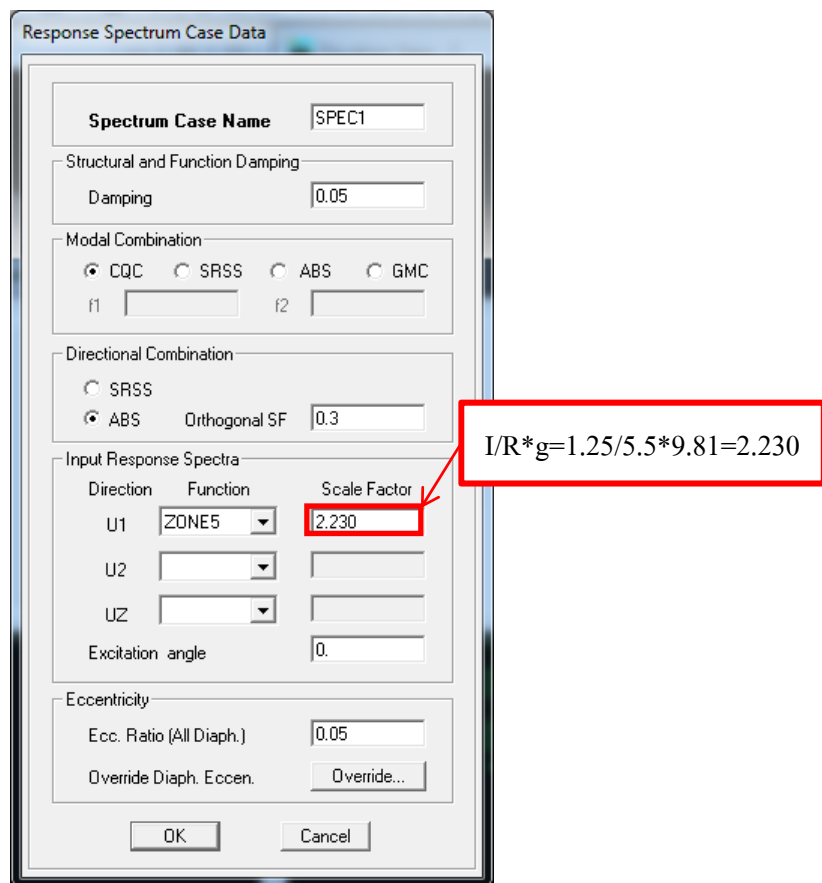
ภาพประกอบที่ 3.5 การกำหนดน้ำหนักประสิทธิผลของโครงสร้าง (Define Mass Source)

4. วิเคราะห์หาคคุณสมบัติของการสั่นตามธรรมชาติ โหมด คาบธรรมชาติประจำแต่ละโหมด ความมีส่วนร่วม และมวลประสิทธิผลประจำโหมด โดยพิจารณาจำนวนโหมดซึ่งทำให้มีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของน้ำหนักประสิทธิผลทั้งหมดของอาคาร ดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.6 โปรแกรม ETAB 9.7.4 จะตั้งค่าเริ่มต้นไว้ที่ 12 โหมดแรกซึ่งสำหรับแบบจำลองส่วนใหญ่มักจะเพียงพอ

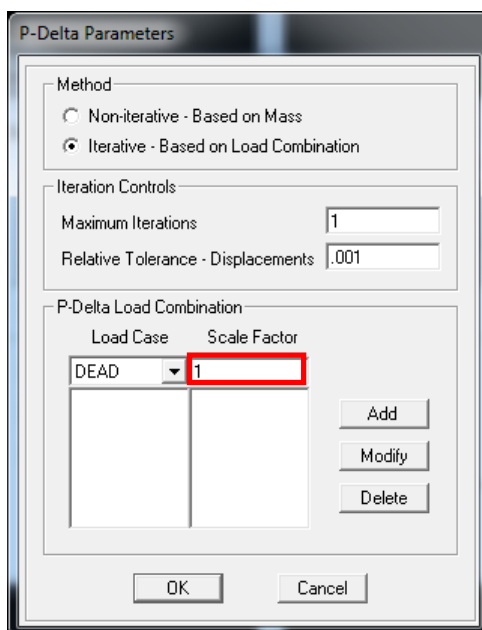
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	5.368122	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	4.182445	66.4852	0.3464	0.0000	66.4852	0.3464	0.0000	0.5096
3	4.182445	0.3464	66.4852	0.0000	66.8316	66.8316	0.0000	97.8105
4	1.506121	0.0000	0.0000	0.0000	66.8316	66.8316	0.0000	0.0000
5	0.842870	1.4076	17.7231	0.0000	68.2392	84.5547	0.0000	1.2894
6	0.842870	17.7231	1.4076	0.0000	85.9623	85.9624	0.0000	0.1024
7	0.770233	0.0000	0.0000	0.0000	85.9623	85.9624	0.0000	0.0000
8	0.462277	0.0000	0.0000	0.0000	85.9623	85.9624	0.0000	0.0000
9	0.362055	3.7574	2.6919	0.0000	89.7198	88.6542	0.0000	0.0959
10	0.362055	2.6919	3.7574	0.0000	92.4116	92.4117	0.0000	0.1338
11	0.303789	0.0000	0.0000	0.0000	92.4116	92.4117	0.0000	0.0000
12	0.218743	1.0046	1.9655	0.0000	93.4162	94.3771	0.0000	0.0236

ภาพประกอบที่ 3.6 Modal participation mass ratios

5. ใช้วิธีสเปกตรัมการตอบสนอง หาแรงเฉือนที่ฐานและแรงภายในชิ้นส่วนต่างๆ รวมทั้งการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง จากนั้นคูณปรับค่าแรงด้วย I/R ดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.7 และปรับค่าการเคลื่อนตัวด้วย R/C_d และพิจารณาผลของ P-Delta โดยใช้การเคลื่อนตัวระหว่างชั้นที่คูณด้วย C_d/I ดังนั้นผลของ P-Delta จึงต้องปรับด้วย $(I/R)*(R/C_d)*(C_d/I) = 1$ ซึ่งหมายความว่าไม่ต้องปรับดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.8



ภาพประกอบที่ 3.7 ตัวคูณปรับค่าแรงด้วย I/R
(และคูณ g ด้วยเพราะกราฟสเปกตรัมมีหน่วยเป็น g)



ภาพประกอบที่ 3.8 ตัวคูณปรับผลของ P-Delta ด้วย 1 (ไม่ต้องปรับ)

6. คำนวณค่าคาบการสั่น T ตามสมการ $T = 0.02H$ (สำหรับอาคารคอนกรีต) เมื่อ H คือความสูงของอาคารมีหน่วยเป็น m ดังในตารางที่ 3.1
7. ใช้ค่าคาบการสั่นของโหมดพื้นฐานที่ได้จาก Eigenvalue Analysis แต่ไม่เกิน 1.5T ในการคำนวณแรงเฉือนที่ฐานตามสมการแรงสถิตเทียบเท่า V ดังในตารางที่ 3.1

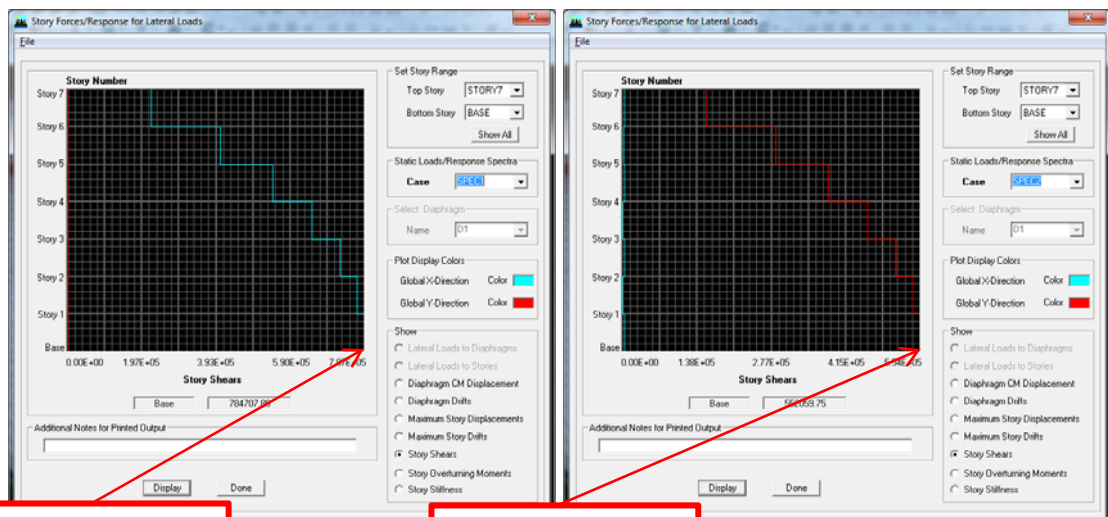
ตารางที่ 3.1 แสดงคาบการสั่นในโหมดแรก (ที่เป็นการเซด้านข้าง) ที่ได้จากการวิเคราะห์ Model Analysis ของอาคาร 7, 14, 21 และ 28 ชั้น (ความสูงระหว่างชั้น 3 m) เปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากสมการ $T = 0.02H$ และ เมื่อ H คือความสูงของอาคารมีหน่วยเป็น m และ 1.5T

ตารางที่ 3.1 คาบการสั่นในโหมดแรก ที่ได้จากการวิเคราะห์ และค่า S_u ที่ได้จากกราฟสเปคตรัม

จำนวนชั้น	คาบการสั่นในโหมดแรก (sec)		
	Model Analysis	$T=0.02H$	1.5T
7	1.28	0.42	0.63
14	3.89	0.84	1.26
21	7.25	1.26	1.89
28	9.06	1.68	2.52

จากตารางที่ 3.1 จะเห็นได้ว่าคาบการสั่นในโหมดแรกที่วิเคราะห์ได้จาก Model Analysis มีค่าไม่เกิน 1.5T สำหรับสำหรับทุกจำนวนชั้นของอาคารที่ศึกษานี้ ดังนั้นในการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีสถิติศาสตร์จะใช้คาบการสั่นที่ 1.5T

8. หากแรงเฉือนคำนวณด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนอง (V_i) (ภาพประกอบที่ 3.9) น้อยกว่า $0.85V$ เมื่อ V คือแรงเฉือนที่ได้จากการวิเคราะห์แบบแรงสถิตเทียบเท่า (ภาพประกอบ 3.10) ให้ปรับค่าแรงภายในด้วยตัวคูณ $0.85V/V_i$ แต่ไม่ต้องปรับค่าการเคลื่อนตัว แสดงในภาพประกอบที่ 3.11 ในส่วน Scale Factor



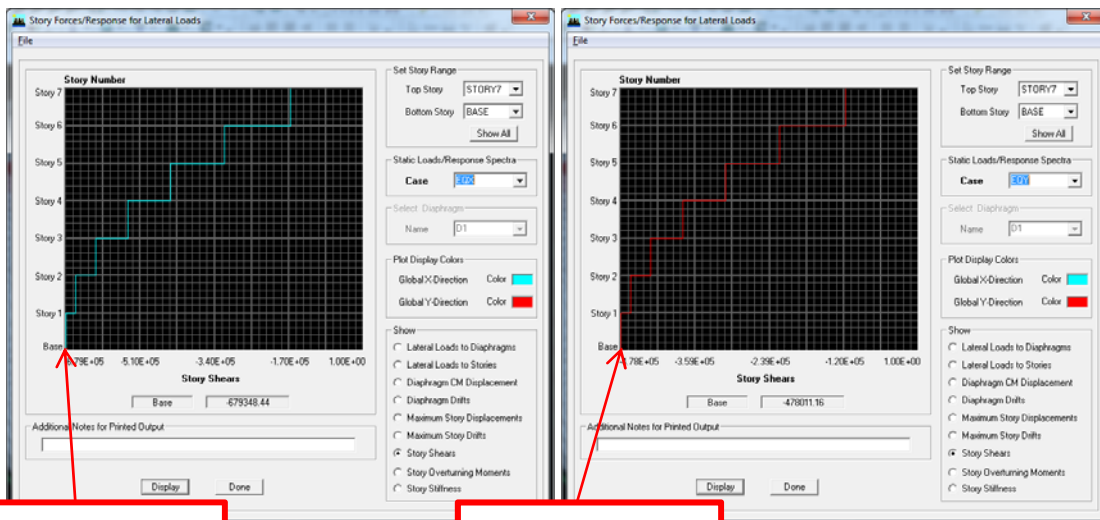
$V_{SPEC1} = 784708 \text{ kgf}$

แนวแกน X

$V_{SPEC2} = 552060 \text{ kgf}$

แนวแกน Y

ภาพประกอบที่ 3.9 ที่แรงเฉือนที่ได้จากการวิเคราะห์แบบสเปกตรัมการตอบสนอง (V_i)



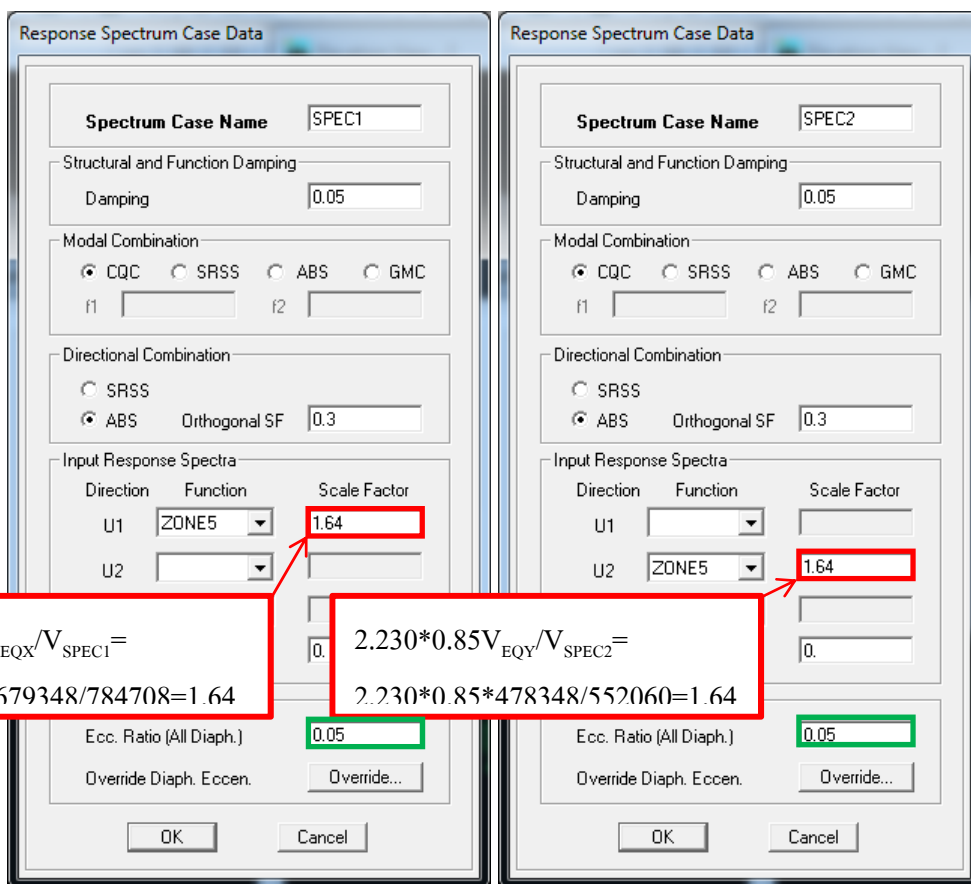
$V_{EQX} = -679348 \text{ kgf}$

แนวแกน X

$V_{EQY} = -478011 \text{ kgf}$

แนวแกน Y

ภาพประกอบที่ 3.10 แรงเฉือนที่ได้จากการวิเคราะห์แบบแรงสถิตเทียบเท่า (V)



$2.230 * 0.85 V_{EQX} / V_{SPEC1} =$
 $2.230 * 0.85 * 679348 / 784708 = 1.64$

$2.230 * 0.85 V_{EQY} / V_{SPEC2} =$
 $2.230 * 0.85 * 478348 / 552060 = 1.64$

แนวแกน X

แนวแกน Y

ภาพประกอบที่ 3.11 การปรับตัวคูณเพื่อให้ได้แรงเฉือนไม่ต่ำกว่า 85% ของที่ได้จากการวิเคราะห์แบบแรงสถิตเทียบเท่า

9. รวมผลของแรงบิดโดยบังเอิญ โดยขยับมวลไป 5% ของความกว้างอาคารด้านที่ตั้งฉากกับแนวการสั่นสะเทือน หรือใช้แรงแบบสถิติกระทำที่ตำแหน่งห่างจากจุดศูนย์กลางมวล 5% ของความกว้างอาคารด้านที่ตั้งฉากกับทิศทางของแผ่นดินไหวที่กำลังพิจารณา ดังแสดงในภาพประกอบ 3.9 ส่วน $Ecc. Ratio (All Diaph.) = 0.05$

10. หลังจากปรับค่า Scale Factor ดังภาพประกอบที่ 3.11 แล้วทำการวิเคราะห์โครงสร้างใหม่อีกครั้ง จะได้แรงเฉือนที่ฐาน $V_{SPEC1} = 577095 \text{ kgf}$ และ $V_{SPEC2} = 405999 \text{ kgf}$ และตรวจสอบซึ่งได้อัตราส่วน $V_{SPEC1}/V_{EQX} = 405999/679348 = 0.85$ และ $V_{SPEC2}/V_{EQY} = 577095/55206 = 0.85$ ตามข้อกำหนดของ มยพ. 1302-52

3.6.2 ขั้นตอนการวิเคราะห์โครงสร้างเนื่องจากแรงลม โดยวิธีอย่างละเอียด (มยพ. 1311-50)

ขั้นตอนข้างต้นสามารถคำนวณได้โดยใช้โปรแกรมหางนกยูง 2.1 (ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์) ดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.12 จากภาพประกอบที่ 2.6 จังหวัดกรุงเทพฯ อยู่ในกลุ่มที่ 1 มี $V_{50} = 25 \text{ m/s}^2$ เมื่อกำหนดความสูง (H) ของอาคาร เช่นอาคารตัวอย่าง 14 ชั้นสูง $14 \times 3 \text{ m} = 42 \text{ m}$, ความกว้าง (W) = ความลึก (D) = $6 \times 8 \text{ m} = 48 \text{ m}$ กำหนดค่า $I_w = 1.15$ (ประเภทความสำคัญของอาคาร: มาก) โปรแกรมจะแนะนำให้ใช้วิธีอย่างง่าย ดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.13 เมื่อกำหนดความระบอบสูงของแต่ละชั้น และกดปุ่ม โปรแกรมจะคำนวณหน่วยแรงดันบริเวณด้านหน้าลม (ซึ่งมีค่าเป็นบวกหมายถึงทิศเข้าหากำแพง) และหน่วยแรงดันบริเวณด้านท้ายลม (ซึ่งมีค่าเป็นลบหมายถึงทิศออกจากกำแพง) ดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.14 สูตรที่สุดท้ายในตารางที่ 3.2 แสดงการคำนวณแรงดันลมสุทธิ ซึ่งได้จากการคูณผลรวมของหน่วยแรงดันบริเวณหน้าลมและท้ายลมด้วยพื้นที่รับลมของแต่ละชั้น เพื่อใช้เป็นแรงที่กระทำที่ศูนย์กลางของ Diaphragm นำไปใส่ใน WINDX และ WINDY แบบ User Defined (ใช้หน่วย Ton) ดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.15



ภาพประกอบที่ 3.12 หน้าจอที่แสดงชื่อของโปรแกรมหางนกยูง 2.1

ลักษณะทั่วไปของอาคาร

ความสูง (H) m. ความกว้าง (W) m.
 ความลึก (D) m. Important factor (Iw)
 ชนิดของเปิด Case 1 Case 2 Case 3
 ความเร็วลมอ้างอิง (V) m/s.
 ความหนาแน่นอากาศ (p) kg/m.³

คำอธิบายเพิ่มเติม

p = ความหนาแน่นของมวลอากาศ
 มีค่าประมาณ 1.25 kg(mass)/m³
 สำหรับความดันบรรยากาศปกติ
 และอุณหภูมิของอากาศ 15-45 องศาเซลเซียส
 V = ความเร็วลมอ้างอิง หมายถึง
 ค่าความเร็วลมเฉลี่ยในช่วงเวลา 1 ชั่วโมง
 ที่ความสูง 10 เมตร จากพื้นดิน
 ในสภาพภูมิประเทศเปิดโล่ง
 สำหรับคาบเวลากลับ (Return period) 50 ปี

ข้อกำหนดการวิเคราะห์

ความเร็วอ้างอิง = 25.00 m/s
 -----สำหรับการออกแบบโครงสร้างหลัก-----
 HW = 0.88 และ H = 42.00 m. $H/\sqrt{WD} = 0.88$ DW = 1.00
 HW < 3 และ H >= 23 m. และ H <= 80 m **วิธีอย่างง่ายใช้ได้**
 -----สำหรับการออกแบบโครงสร้างรองและผนังภายนอก-----
 H >= 23 วิธีกรอย่างง่ายใช้ได้

เลือกวิธีการวิเคราะห์

ออกแบบผนังภายนอก ด้วยวิธีอย่างง่าย
 ออกแบบโครงสร้างหลัก ด้วยวิธีอย่างง่าย
 ออกแบบโครงสร้างหลัก ด้วยวิธีอย่างละเอียด

วิธีอย่างง่าย สำหรับออกแบบโครงสร้างหลัก

สภาพภูมิประเทศ

สภาพภูมิประเทศแบบ A (ภูมิประเทศเปิดโล่ง)

คำอธิบายเพิ่มเติม

ใส่ค่า ช่วงระยะความสูงของอาคารที่จะคำนวณแรงลม แล้วกดปุ่ม Add step

ความสูงที่ใช้ในการคำนวณ

H = 42 m.

Step m

Specific m

42
39
36
33
30
27
24

ภาพประกอบที่ 3.13 ข้อมูลที่ใส่ในโปรแกรม หางนกยูง 2.1

ผลการคำนวณ

Action		
บริเวณด้านท้ายลม		
ที่ทุกความสูง	1.160	-50.34
บริเวณด้านหน้าลม		
ระยะ z จากพื้น (m)		
42.00	1.332	94.73
39.00	1.313	93.33
36.00	1.292	91.85
33.00	1.270	90.27
30.00	1.246	88.56
27.00	1.220	86.71
24.00	1.191	84.70
21.00	1.160	82.46
18.00	1.125	79.96
15.00	1.084	77.10

ภาพประกอบที่ 3.14 ผลการคำนวณจากโปรแกรมหางนกยูง 2.1

ตารางที่ 3.2 การคำนวณแรงที่กระทำตรงจุดศูนย์กลางของ Diaphragm

บริเวณด้านท้ายลม		
ที่ทุกความสูง	1.16	-50.34

บริเวณด้านหน้าลม		
ระยะ z จากพื้น (m)		
42	1.332	94.73
39	1.313	93.33
36	1.292	91.85
33	1.27	90.27
30	1.246	88.56
27	1.22	86.71
24	1.191	84.7
21	1.16	82.46
18	1.125	79.96
15	1.084	77.1
12	1.037	73.73
9	0.979	69.61
6	0.903	64.19
3	0.9	63.98
0	0.9	63.98

windward tonf.	leeward tonf.	total wind tonf.
6.82	-3.62	10.45
13.44	-7.25	20.69
13.23	-7.25	20.48
13.00	-7.25	20.25
12.75	-7.25	20.00
12.49	-7.25	19.74
12.20	-7.25	19.45
11.87	-7.25	19.12
11.51	-7.25	18.76
11.10	-7.25	18.35
10.62	-7.25	17.87
10.02	-7.25	17.27
9.24	-7.25	16.49
9.21	-7.25	16.46
4.61	-3.62	8.23

User Wind Load

Edit

User Wind Loads on Diaphragms

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ	X-Ord	Y-Ord
STORY14	D1	10.45	0.	0.	24.	24.
STORY13	D1	20.69	0.	0.	24.	24.
STORY12	D1	20.48	0.	0.	24.	24.
STORY11	D1	20.25	0.	0.	24.	24.
STORY10	D1	20.	0.	0.	24.	24.
STORY9	D1	19.74	0.	0.	24.	24.
STORY8	D1	19.45	0.	0.	24.	24.
STORY7	D1	19.12	0.	0.	24.	24.
STORY6	D1	18.76	0.	0.	24.	24.
STORY5	D1	18.35	0.	0.	24.	24.
STORY4	D1	17.87	0.	0.	24.	24.
STORY3	D1	17.27	0.	0.	24.	24.
STORY2	D1	16.49	0.	0.	24.	24.
STORY1	D1	16.46	0.	0.	24.	24.

OK Cancel

แรง WINDX ที่กระทำบน Diaphragm

User Wind Load

Edit

User Wind Loads on Diaphragms

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ	X-Ord	Y-Ord
STORY14	D1	0.	10.45	0.	24.	24.
STORY13	D1	0.	20.69	0.	24.	24.
STORY12	D1	0.	20.48	0.	24.	24.
STORY11	D1	0.	20.25	0.	24.	24.
STORY10	D1	0.	20.	0.	24.	24.
STORY9	D1	0.	19.74	0.	24.	24.
STORY8	D1	0.	19.45	0.	24.	24.
STORY7	D1	0.	19.12	0.	24.	24.
STORY6	D1	0.	18.76	0.	24.	24.
STORY5	D1	0.	18.35	0.	24.	24.
STORY4	D1	0.	17.87	0.	24.	24.
STORY3	D1	0.	17.27	0.	24.	24.
STORY2	D1	0.	16.49	0.	24.	24.
STORY1	D1	0.	16.46	0.	24.	24.

OK Cancel

แรง WINDY ที่กระทำบน Diaphragm

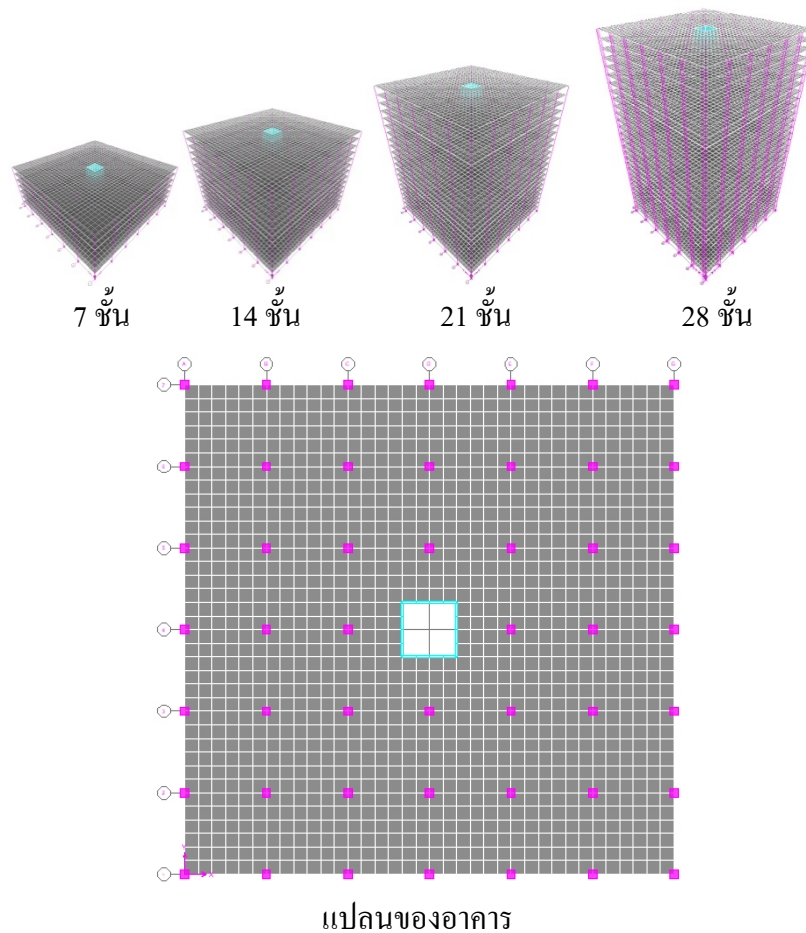
ภาพประกอบที่ 3.15 แรงลมแบบ User Defined ที่ได้ในโปรแกรม ETAB 9.7.4

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์ข้อมูล

4.1 ผลการวิเคราะห์อาคารเมื่อพิจารณา แรงลม และแรงแผ่นดินไหว

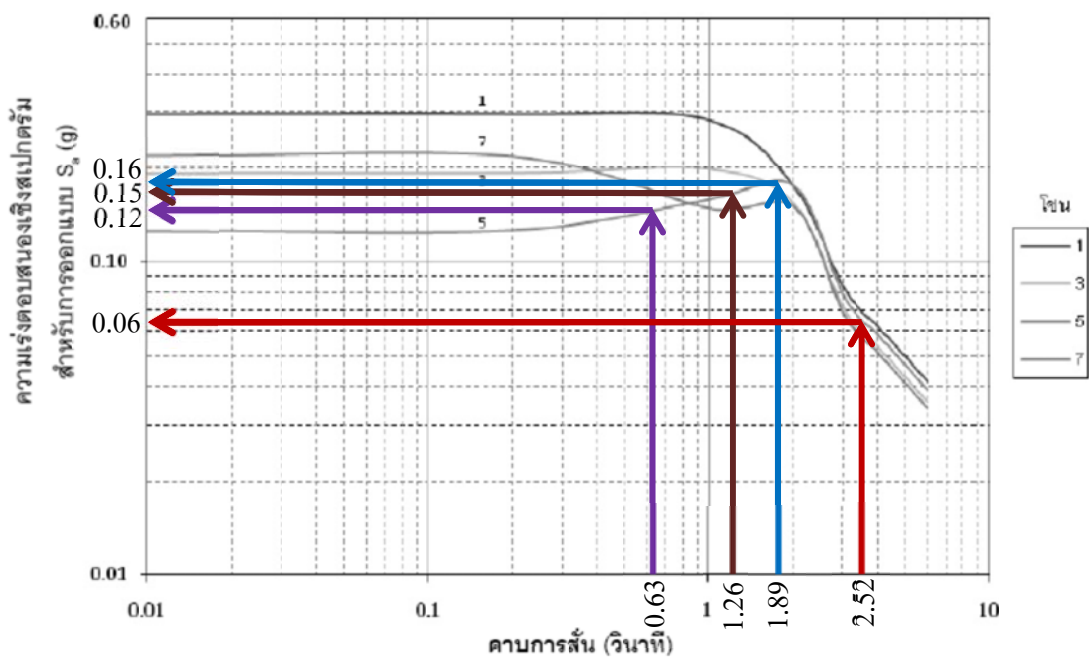
จากการทดลองวิเคราะห์และออกแบบอาคารสูง 7, 14, 21 และ 28 ชั้น (รูปแบบจำลองแสดงในภาพประกอบที่ 4.1) อาคารเหล่านี้เป็นอาคารที่ใช้แผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรง จำนวนช่วงสเปน 6 ช่วงทั้งแกน X และแกน Y ความยาวช่วงสเปน 8 m ความสูงระหว่างชั้น 3 m มีกำแพงรับแรงเฉือน (Shear Wall) ขนาด 5.3m x 5.3 m ตรงกลางของแปลนอาคารเพื่อใช้เป็นช่องลิฟท์ น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม (Additional Dead Load) 120 kg/m^2 และน้ำหนักบรรทุกจร 300 kg/m^2 กำหนดให้จตุรกรรับที่ฐานเป็นแบบยึดแน่น (Fixed Support) ตามที่อนุญาตไว้ใน มยผ. 1203-52



ภาพประกอบที่ 4.1 แบบจำลองแบบรายละเอียดอาคารที่ใช้ในโปรแกรม ETAB 9.7.4

จากผลการวิเคราะห์แบบโหมดของอาคารทั้ง 4 แบบพบว่าโหมดของการสั่นพื้นฐาน (โหมด 1) มีลักษณะของรูปร่างโหมด (Mode Shape) แบบบิครอบแกนในแนวตั้ง ส่วนโหมด 2 และ 3 เป็นการเซไปด้านข้างในแนวแกน Y และแกน X ตามลำดับ ซึ่งเป็นที่น่าสังเกตว่าโหมดแรกนั้นแตกต่างไปจากการวิเคราะห์แบบแรงสถิตเสมือนซึ่งเป็นการสมมุติให้เกิดโหมดแรกแบบสองมิติในแนวแกน X (เมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวมาในแนวแกน X) และโหมดแรกแบบสองมิติในแนวแกน Y (เมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวมาในแนวแกน Y)

ภาพประกอบที่ 4.2 แสดงการหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า S_u ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ (ใช้โซน 5)



ภาพประกอบที่ 4.2 การหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า S_u ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ (ใช้โซน 5)

จากภาพประกอบที่ 4.2 จะได้ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า S_u ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพสำหรับอาคาร 7, 14, 21 และ 28 ชั้น ดังแสดงในคอลัมน์สุดท้ายของตารางที่ 4.1 ซึ่งในการวิเคราะห์แบบแรงสถิตเทียบเท่าในโปรแกรม ETAB 9.7.4 นั้นจะต้องกำหนดค่าดังแสดงในภาพประกอบที่ 4.3 ดังนั้นหากต้องการหาค่าโปรแกรมให้คำนวณค่า S_u ออกมาตามที่ต้องการ (ตามตารางที่ 4.1) อาจทำได้โดยการกำหนดค่า S_{DS} และ S_{D1} ที่ให้เท่ากับ S_u จะเป็นผลทำให้โปรแกรม ETAB 9.7.4 ได้เท่ากับ S_u ที่หาได้ของแอ่งกรุงเทพ

เทพเสมอ แต่ในโปรแกรมจะต้องใส่ค่า S_s และ S_1 ซึ่งทำไปใช้คำนวณ S_{DS} และ S_{D1} ตามสมการที่ 4.1 และ 4.2

$$S_{DS} = (2/3)F_a S_s \quad (4.1)$$

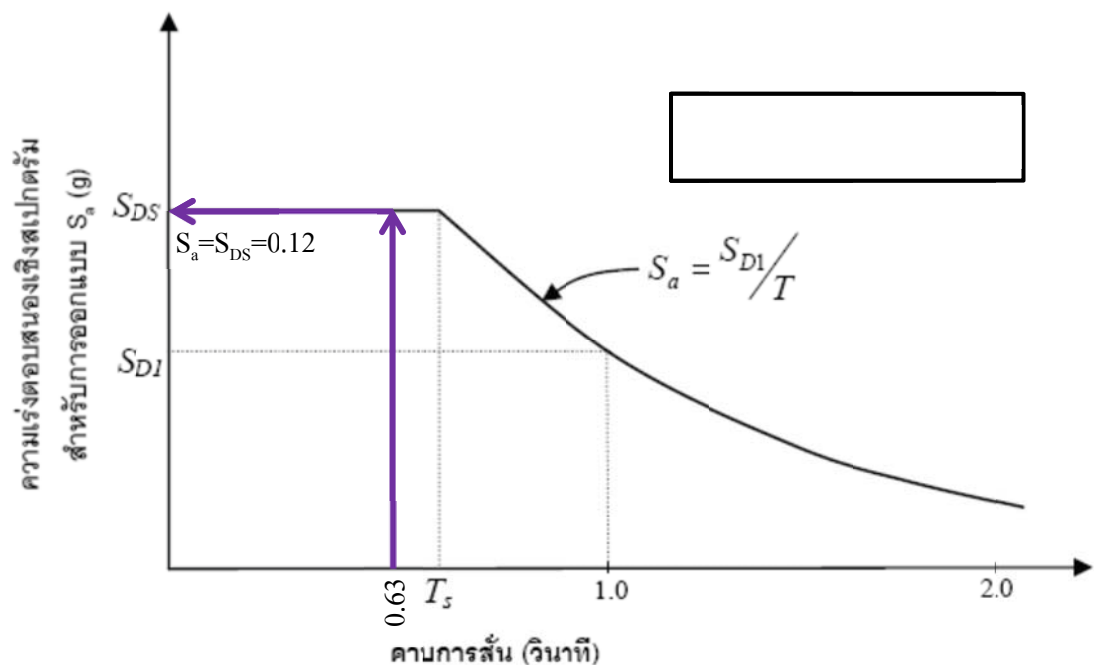
$$S_{D1} = (2/3)F_v S_1 \quad (4.2)$$

ดังนั้นหากทราบค่า F_a และ F_v ซึ่งโปรแกรม ETAB 9.7.4 จะคำนวณมาให้ จะสามารถคำนวณค่า S_s และ S_1 กลับได้ดังนี้

$$S_s = (3/2)S_{DS}/F_a \quad (4.3)$$

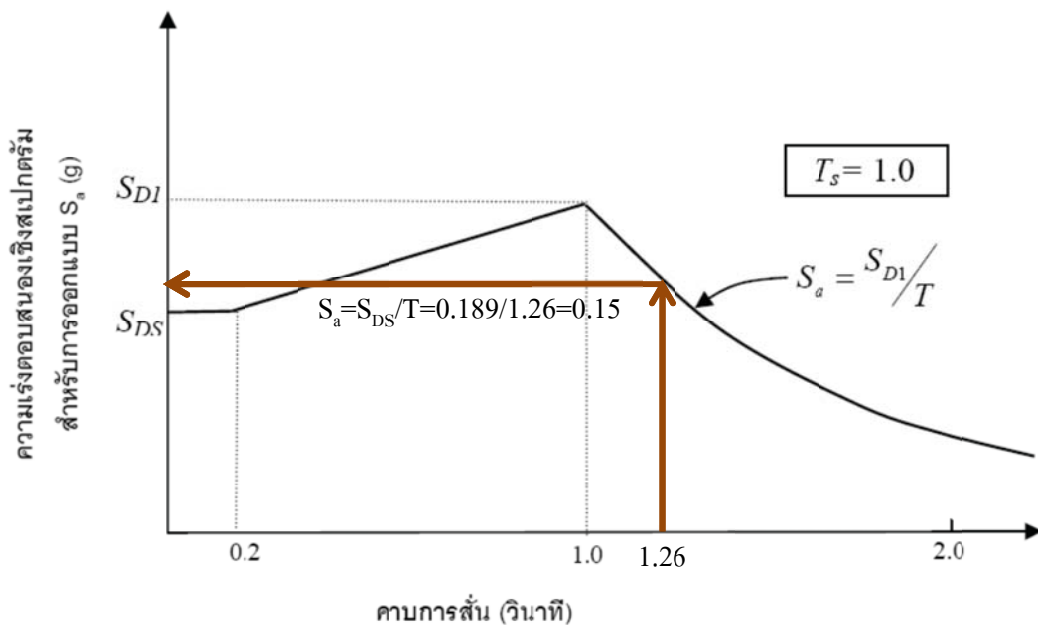
$$S_1 = (3/2)S_{D1}/F_v \quad (4.4)$$

ถ้าใส่ค่าของการสั่น $T = 0.63 < T_s$ โปรแกรมจะคำนวณ S_a จาก S_{DS} และ S_{D1} ซึ่งถ้าเรากำหนดให้ $S_{DS} = S_a = 0.12$ และ $S_{D1} = S_a = 0.12$ จะได้ $S_{D1} \leq S_{DS}$ ซึ่งโปรแกรมจะคำนวณ S_a จากภาพประกอบที่ 4.2



ภาพประกอบที่ 4.3 การคำนวณหา S_a ด้วยโปรแกรม ETAB 9.7.4 ตามมาตรฐาน IBC2006 ซึ่งคล้ายกับ มยผ. 1301 กรณีที่ไม่ใช่แอ่งกรุงเทพ เมื่อกำหนด $T = 0.63$ sec

ถ้าใส่ค่าของการสั้น $T=1.26 > T_s$ โปรแกรมจะคำนวณ S_a จาก S_{DS} และ S_{D1} ซึ่งถ้าเรากำหนดให้ $S_{DS}=S_a=0.15$ และ $S_{D1}=S_a * T=0.15 * 1.26=0.189$ จะได้ $S_{D1} < S_{DS}$ S_a ซึ่งโปรแกรมจะคำนวณ S_a จากภาพประกอบที่ 4.3



ภาพประกอบที่ 4.4 การคำนวณหา S_a ด้วยโปรแกรม ETAB 9.7.4 ตามมาตรฐาน IBC2006 ซึ่งคล้ายกับ มยผ. 1301 กรณีที่ไม่ใช่แอ่งกรุงเทพ เมื่อกำหนด $T=1.26$ sec

ในการทำงานเดียวกันสำหรับ $T=1.89$ และ 2.52 sec จะได้ S_a ดังในตารางที่ 4.2 ตารางที่ 4.1 การกำหนดค่า S_{DS} และ S_{D1} เพื่อหลอกให้โปรแกรม ETAB 9.7.4 คำนวณ S_a ตามที่ต้องการ

จำนวนชั้น	T จากตาราง 3.2	S_a จากภาพประกอบ 4.2	$S_{DS}=S_a$	ถ้า $T \leq 1$ $S_{D1}=S_a$ ถ้า $T > 1$ $S_{D1}=S_a * T$	ถ้า $S_{D1} \leq S_{DS}$ $T_s = S_{D1}/S_{DS}$ ถ้า $S_{D1} > S_{DS}$ $T_s = 1.0$	ถ้า $T \leq T_s$ $S_a = S_{D1}$ ถ้า $T > T_s$ $S_a = S_{D1}/T$
7	0.63	0.12	0.12	0.120	1.0	0.12
14	1.26	0.15	0.15	0.189	1.0	0.15
21	1.89	0.16	0.16	0.302	1.0	0.16
28	2.52	0.06	0.06	0.151	1.0	0.06

จากนั้นคำนวณกลับเพื่อหา S_s และ S_1 จาก Site Coefficient F_a และ F_v เช่นสำหรับ
ชั้นดินกรุงเทพอยู่ในโซน E ซึ่งโปรแกรม ETAB 9.7.4 จะคำนวณได้จากตารางที่ 4.2 และ 4.3

ตารางที่ 4.2 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร F_a

ประเภทของ ชั้น ดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่ คาบ 0.2 วินาที (g)				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
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	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณีๆไป				

ตารางที่ 4.3 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร F_v

ประเภทของ ชั้น ดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่ คาบ 1.0 วินาที (g)				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
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	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณีๆไป				

จากสมการที่ 4.3 และ 4.4 จะสามารถคำนวณค่า S_1 และ S_s สำหรับอาคารตัวอย่าง
ได้ในตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4.4 การกำหนดค่า S_s และ S_1 เพื่อหลอกให้โปรแกรม ETAB 9.7.4 กำหนด S_a ตามที่ต้องการ

จำนวน ชั้น	สมมติ F_a	สมมติ F_v	$S_s=(3/2)S_{DS}$ / F_a	$S_1=(3/2)S_{D1}$ / F_v	F_a จาก ตาราง 4.2	F_v จาก ตาราง 4.3
7	2.5	3.5	0.0720	0.0514	2.5	3.5
14	2.5	3.5	0.0900	0.0810	2.5	3.5
21	2.5	3.5	0.0960	0.1296	2.5	3.4
28	2.5	3.5	0.0360	0.0648	2.5	3.5

เมื่อนำค่า S_a และ S_1 จากตาราง 4.5 ไปใส่ใน IBC2006 Seismic Loading ใน ETAB 9.7.4 จะได้ดังในภาพประกอบที่ 4.5 ซึ่งโปรแกรมจะหาค่า F_a และ F_v จาก Site Class ที่ระบุ (เช่น Site Class E) เช่นเดียวกับในตาราง 4.2 และ 4.3 ซึ่งสามารถนำไปตรวจสอบกับค่า F_a และ F_v ที่สมมติเอาไว้ในตารางที่ 4.4 ได้ หากได้ค่าที่ไม่ตรงกับที่สมมติไว้ผู้ใช้โปรแกรมจะต้องกำหนดค่า S_s และ S_1 ใหม่ ทำอย่างนี้ซ้ำไปเรื่อยๆ จนกว่าค่าจะนิ่ง

IBC 2006 Seismic Loading

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccen Y Y Dir + Eccen X

X Dir - Eccen Y Y Dir - Eccen X

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Time Period

Approx. Period Ct (ft), x =

Program Calc Ct (ft), x =

User Defined T =

Story Range

Top Story

Bottom Story

Factors

Response Modification, R

Occupancy Importance, I

Seismic Coefficients

0.2 Sec Spectral Accel, Ss

1 Sec Spectral Accel, S1

Long-Period Transition Period

Site Class

Site Coefficient, Fa

Site Coefficient, Fv

Calculated Coefficients

SDS = (2/3) * Fa * Ss

SD1 = (2/3) * Fv * S1

IBC 2006 Seismic Loading

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir
 X Dir + Eccen Y Y Dir + Eccen X
 X Dir - Eccen Y Y Dir - Eccen X

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Override Diaph. Eccen.

Time Period

Approx. Period Ct (ft), x =
 Program Calc Ct (ft), x =
 User Defined T = 1.26

Story Range

Top Story STORY14

Bottom Story BASE

Factors

Response Modification, R 4.5

Occupancy Importance, I 1.25

Seismic Coefficients

0.2 Sec Spectral Accel, Ss 0.09

1 Sec Spectral Accel, S1 0.081

Long-Period Transition Period 8.

Site Class

Site E

Site Coefficient, Fa 2.5

Site Coefficient, Fv 3.5

Calculated Coefficients

SDS = (2/3) * Fa * Ss 0.15

SD1 = (2/3) * Fv * S1 0.189

14 ชั้น

IBC 2006 Seismic Loading

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir
 X Dir + Eccen Y Y Dir + Eccen X
 X Dir - Eccen Y Y Dir - Eccen X

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Override Diaph. Eccen.

Time Period

Approx. Period Ct (ft), x =
 Program Calc Ct (ft), x =
 User Defined T = 1.26

Story Range

Top Story STORY21

Bottom Story BASE

Factors

Response Modification, R 4.5

Occupancy Importance, I 1.25

Seismic Coefficients

0.2 Sec Spectral Accel, Ss 0.096

1 Sec Spectral Accel, S1 0.1334

Long-Period Transition Period 8.

Site Class

Site E

Site Coefficient, Fa 2.5

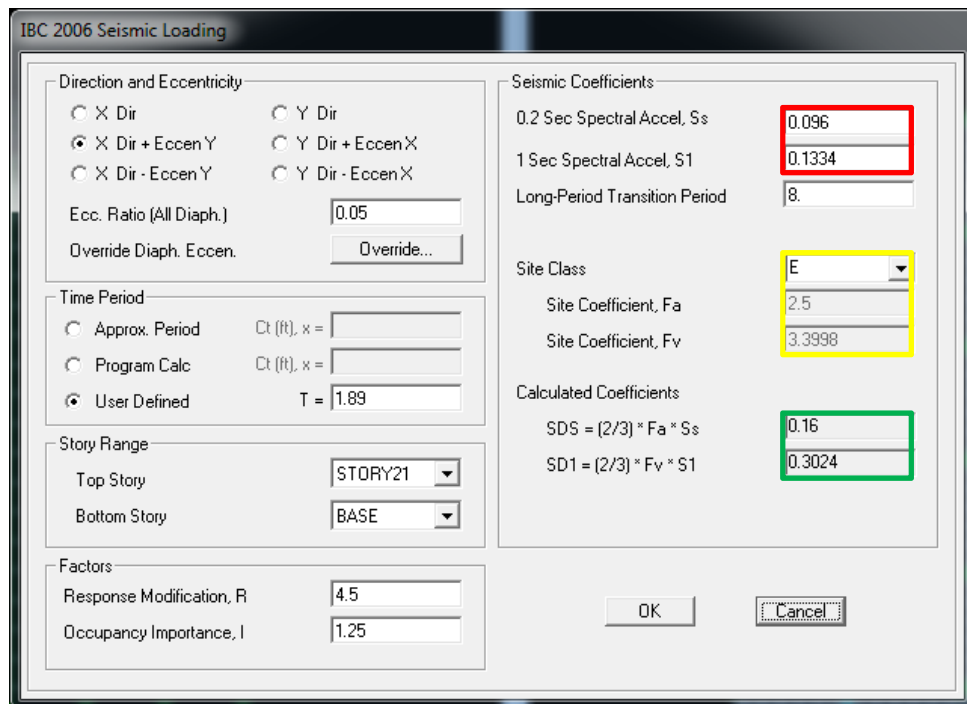
Site Coefficient, Fv 3.3998

Calculated Coefficients

SDS = (2/3) * Fa * Ss 0.16

SD1 = (2/3) * Fv * S1 0.3024

21 ชั้น



28 ชั้น

ภาพประกอบที่ 4.5 การใส่ค่า IBC2006 Seismic Loading ในโปรแกรม ETAB 9.7.4

4.2 ผลการกำหนดขนาดเสา ความหนาของกำแพงและแผ่นพื้น จากการทดลองออกแบบ

จากการทดลองออกแบบโดยใช้เสาขนาดต่างๆ ด้วยโปรแกรม ETAB 9.7.4 และแผ่นพื้นความหนาต่างๆ ด้วยโปรแกรม SAFE 12.3.2 โดยใช้คอนกรีตกำลังอัดประลัย 320 kg/cm^2 และเหล็กเสริมข้ออ้อยกำลังดึงที่จุดคราก $5,000 \text{ kg/cm}^2$ ทั้งในเสา กำแพงและแผ่นพื้น พบว่าความหนาของแผ่นพื้นที่เหมาะสมสำหรับอาคารที่ศึกษาสูง 7, 14 และ 21 ชั้นคือที่ 30 cm สำหรับจากการวิเคราะห์ทั้งแบบแรงสถิตเสมือนและพลศาสตร์แบบสเปคตรัมตอบสนอง (เลือกความหนาของพื้นที่ใช้ได้กับอาคารทั้งสามความสูง โดยกำหนดให้เป็นตัวแปรคงที่ เพื่อจะได้เปรียบเทียบปริมาณเหล็กเสริมจากผลกระทบอื่นๆ) ส่วนอาคารที่สูง 28 ชั้นขึ้นไปถึงแม้จะทดลองเพิ่มความหนาของพื้นถึง 40 cm ก็ยังต้องใช้เหล็กเสริมในพื้นที่เพื่อรับแรงด้านข้างมากปริมาณมหาศาล จึงสรุปได้ว่าที่ความสูง 28 ชั้นหรือสูงกว่า ระบบโครงสร้างรับแรงด้านข้างแบบแผ่นพื้นไร้คานกับเสาไม่เหมาะสมทางด้านเศรษฐศาสตร์ ดังนั้นจึงตัดอาคารที่สูงเกินกว่า 21 ชั้นออกไปจากขอบเขตของการศึกษาครั้งนี้ หากในกรณีที่ต้องการออกแบบอาคารสูงในระดับดังกล่าวควรจะต้องหาระบบโครงสร้างอื่นแทนจะเหมาะสมกว่าในแง่ของราคา

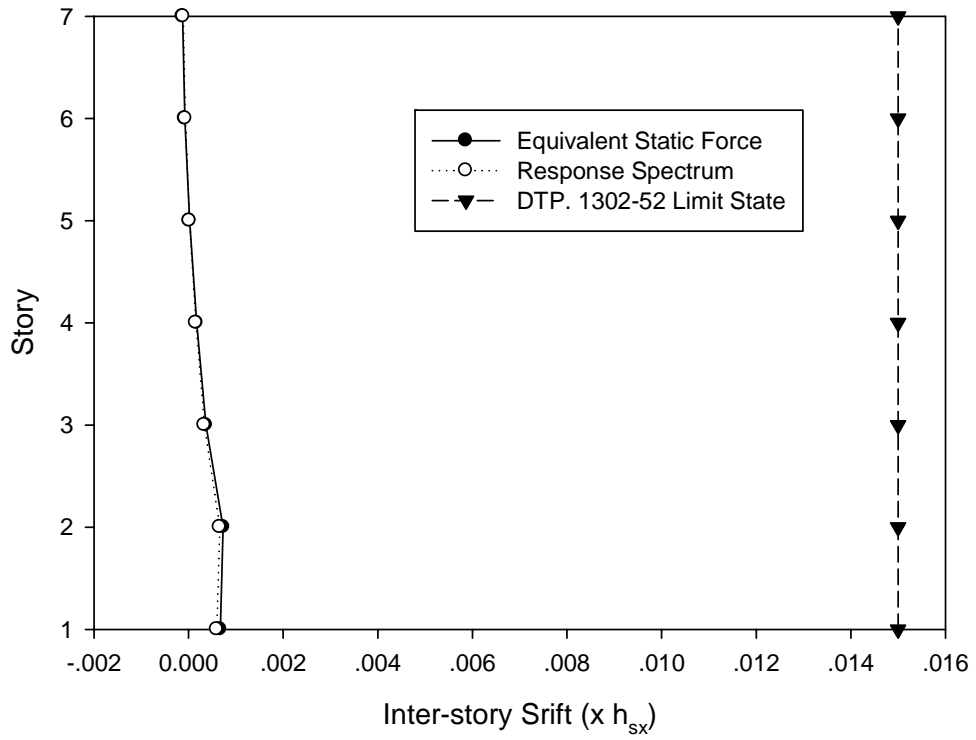
จากการทดลองออกแบบที่ได้กล่าวมาได้ผลการกำหนดขนาดของโครงสร้างดัง
แสดงในตารางที่ 4.5

ตารางที่ 4.5 ขนาดของโครงสร้างที่ใช้

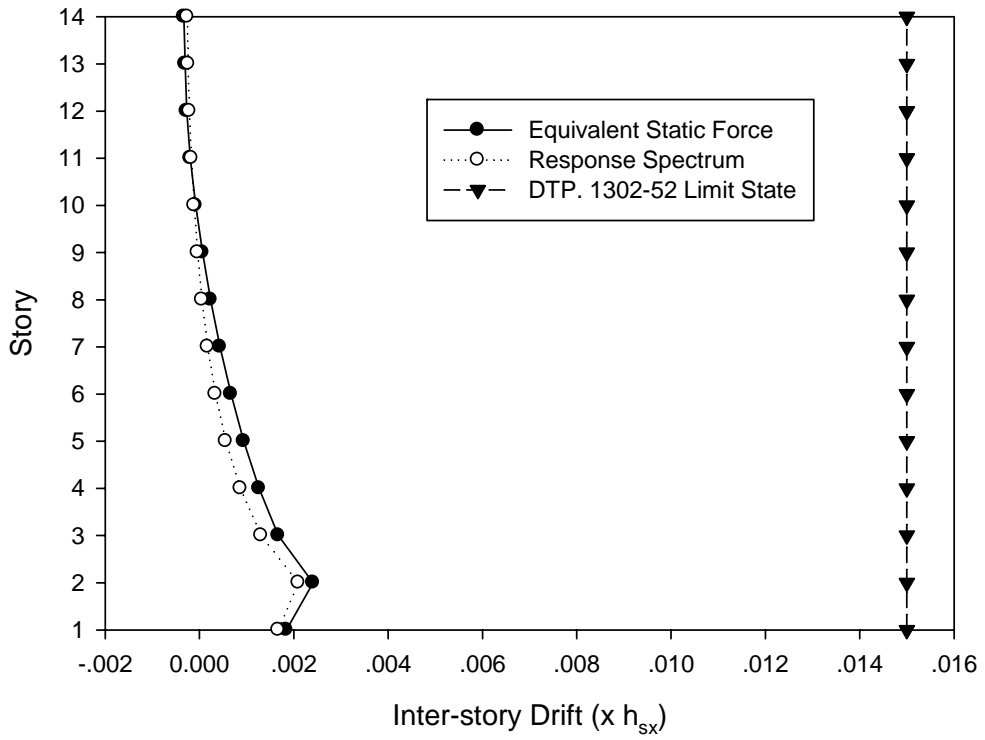
	7 ชั้น	14 ชั้น	21 ชั้น
เสา	80x80 cm (ชั้น 1-21)		100x100 cm (ชั้น 1-8) 80x80 cm (ชั้น 9-21)
กำแพง	25 cm (ชั้น 1-21)		
พื้น	30 cm (ชั้น 1-21)		

สำหรับการเลือกขนาดเสาที่ใช้ กรณีอาคารสูง 7 ชั้นขนาดเสาที่เหมาะสมคือ 70x70 cm แต่เนื่องจากมีขนาดไม่ต่างจาก 80x80 cm ของขนาดเสาสำหรับอาคาร 14 ชั้นมากนัก จึงเลือกใช้ขนาดเสาให้เท่ากัน เพื่อจะได้กำหนดให้เป็นตัวแปรคงที่ ส่วนอาคารสูงที่ 21 ชั้นนั้นพบว่าต้องใช้เสาขนาด 100x100 cm สำหรับชั้น 1-8 เพื่อสามารถรับแรงในทุกกรณีออกแบบ แต่สำหรับชั้น 9-21 นั้นสามารถใช้ขนาดเสา 80x80 cm ได้เท่ากับกรณีอื่นๆ

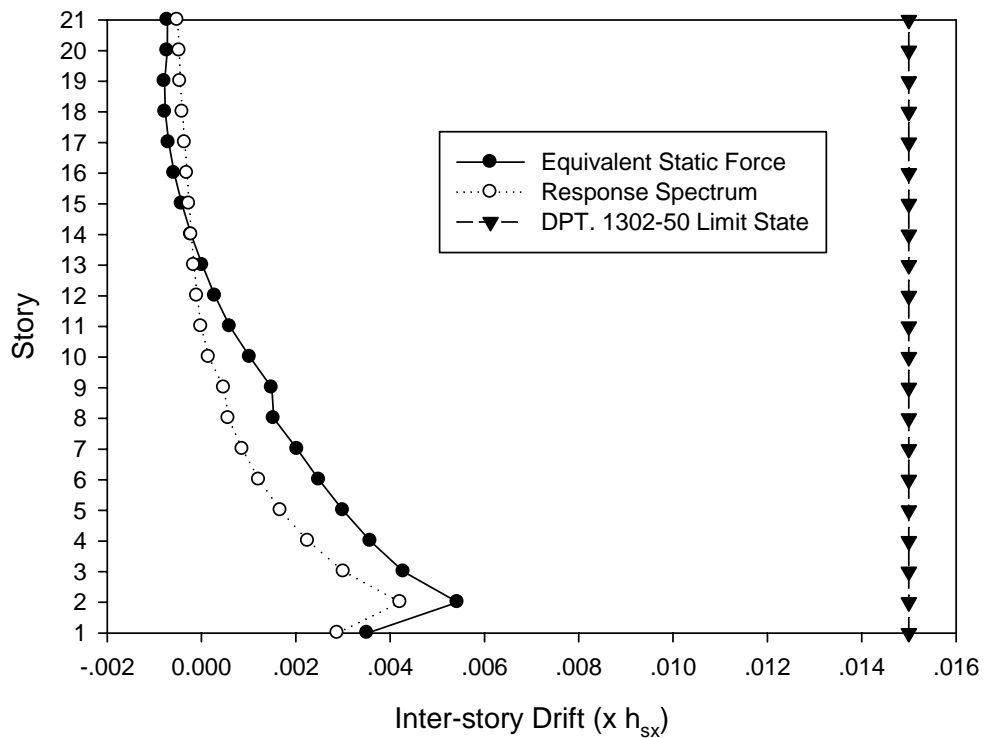
จากการตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Inter-story Drift) ของอาคาร
ทั้งสาม เมื่อนำมาคูณกับ $\frac{C_d}{I}$ พบว่ามีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ตาม มยผ. 1302-52 (ตารางที่ 2.3)
ซึ่งได้แสดงไว้ในภาพประกอบที่ 4.6



อาคาร 7 ชั้น



อาคาร 14 ชั้น

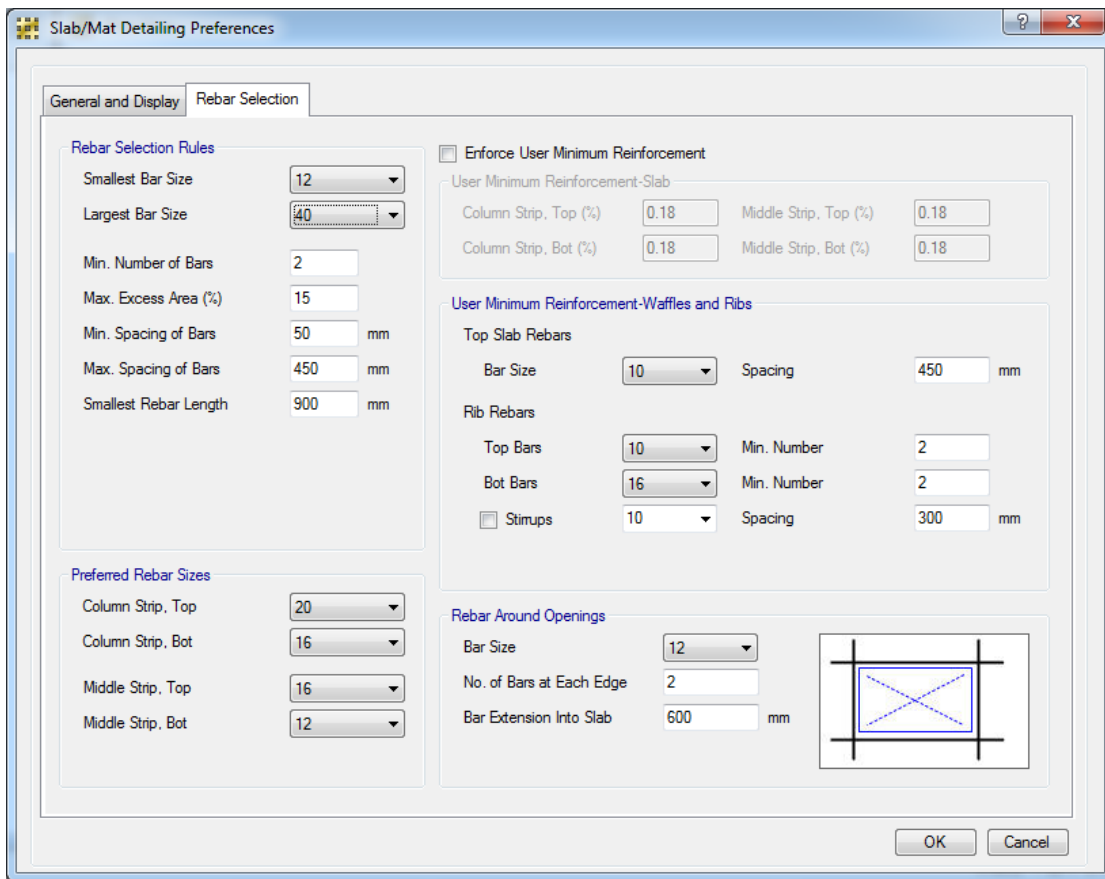


อาคาร 21 ชั้น

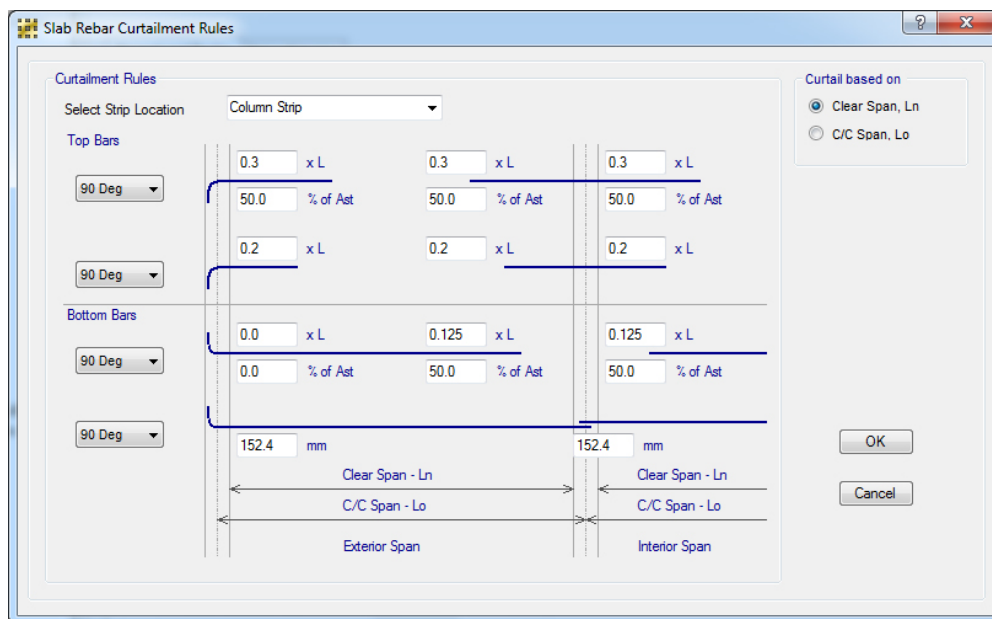
ภาพประกอบที่ 4.6 การตรวจสอบเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ให้กับค่าที่ยอมรับได้ตาม มยผ. 1302-52

4.3 ผลการวิเคราะห์ออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง

จากการวิเคราะห์ออกแบบด้วยโปรแกรม SAFE 12.3.2 โดยกำหนดให้ใช้ปริมาณลวดอัดแรงเท่ากับค่าเริ่มต้นของโปรแกรม และใช้เหล็กเสริมข้ออ้อยขนาดตั้งแต่ 12 mm จนไปถึง 40 mm ดังแสดงในภาพประกอบที่ 4.4 และไม่ใช้ระยะการตัดเหล็กตามข้อกำหนด ดังแสดงในภาพประกอบที่ 4.8 เนื่องจากแรงภายในของแผ่นพื้นสำหรับกรณีที่เกิดจากแรงด้านข้าง มีลักษณะของการกระจายแตกต่างไปจากแรงโน้มถ่วงมาก (ซึ่งถ้าเลือกตั้งเลือกดังกล่าวจะทำให้ปริมาณเหล็กเพิ่มขึ้นอีกมาก) จะได้ปริมาณเหล็กของแต่ละชั้นดังแสดงในตารางที่ 4.6



ภาพประกอบที่ 4.7 การกำหนดขนาดเหล็กเสริมข้ออ้อยในแผ่นพื้น



ภาพประกอบที่ 4.8 ข้อกำหนดระยะการตัดเหล็ก (Curtailment) ซึ่งมาจากพื้นฐานของการกระจายของแรงเนื่องจากแรงโน้มถ่วง

ตารางที่ 4.6 ปริมาณเหล็กเสริมในแผ่นพื้นสำหรับกรณี แยกเป็น 4 กรณี:

พิจารณากรณี แรงโน้มถ่วงอย่างเดียว [Grav]

พิจารณากรณี แรงโน้มถ่วง และแรงลม [Grav,Wind]

พิจารณากรณี แรงโน้มถ่วง, แรงลม และแรงแผ่นดินไหว (พลศาสตร์-สเปคตรัม) [Grav,Wind,Spec]

พิจารณากรณี แรงโน้มถ่วง, แรงลม และแรงแผ่นดินไหว(แรงสถิตเสมือน) [Grav,Wind,Eq-static]

อาคาร 7 ชั้น

ชั้น	ปริมาณเหล็กเสริมในพื้นที่ (Metric Ton)			
	Grav	Grav,Wind	Grav,Wind, Eq-static	Grav,Wind,Spec
1	0.53	0.53	0.98	0.70
2	0.55	0.61	1.51	1.09
3	0.64	0.64	1.73	1.37
4	0.71	0.71	1.97	1.58
5	0.75	0.76	2.13	1.61
6	0.79	0.79	2.08	1.60
7	0.67	0.67	1.88	1.39
รวม	4.64	4.71	12.28	9.34

อาคาร 14 ชั้น

ชั้น	ปริมาณเหล็กเสริมในพื้นที่ (Metric Ton)			
	Grav	Grav,Wind	Grav,Wind, Eq-static	Grav,Wind,Spec
1	0.80	0.80	8.36	6.29
2	0.77	1.16	23.68	18.81
3	0.97	1.52	39.64	31.38
4	1.19	1.89	55.69	42.41
5	1.33	2.29	73.74	50.57
6	1.48	2.67	85.05	55.64
7	1.53	2.96	93.90	60.83

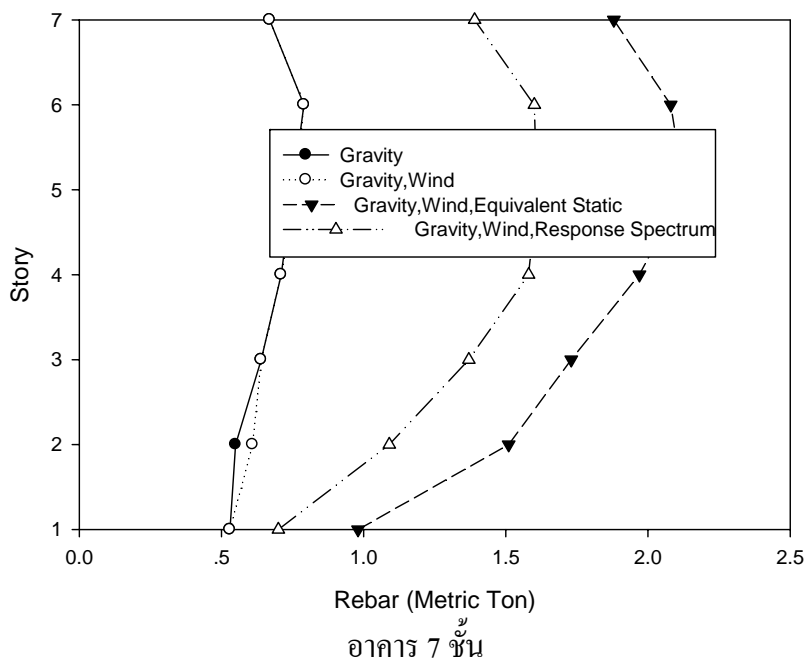
8	1.73	3.15	99.98	60.83
9	1.85	3.38	103.01	60.95
10	2.00	3.59	103.11	60.00
11	2.09	3.67	99.89	58.81
12	2.10	3.66	97.23	56.35
13	2.19	3.69	94.71	53.91
14	2.04	3.54	87.95	51.31
รวม	22.07	37.97	1065.94	668.09

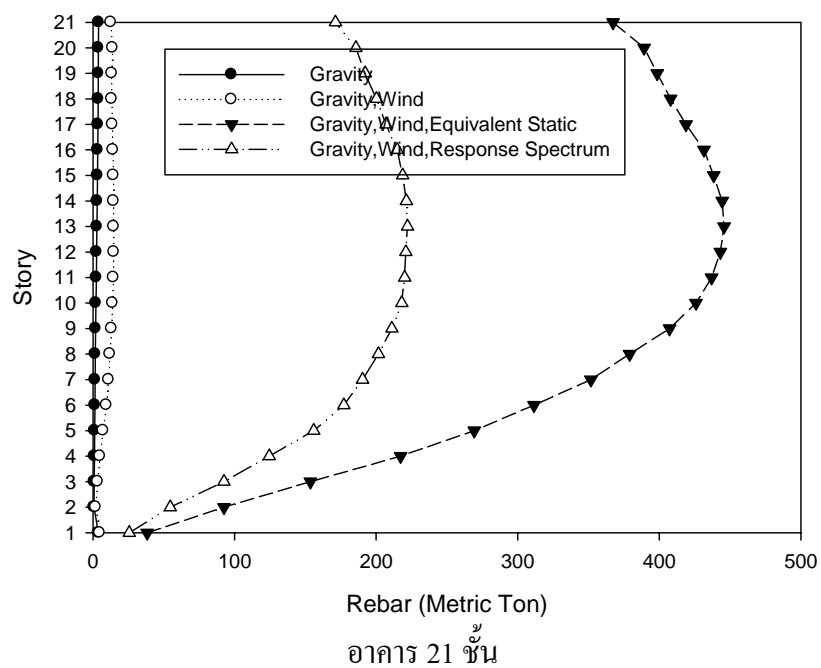
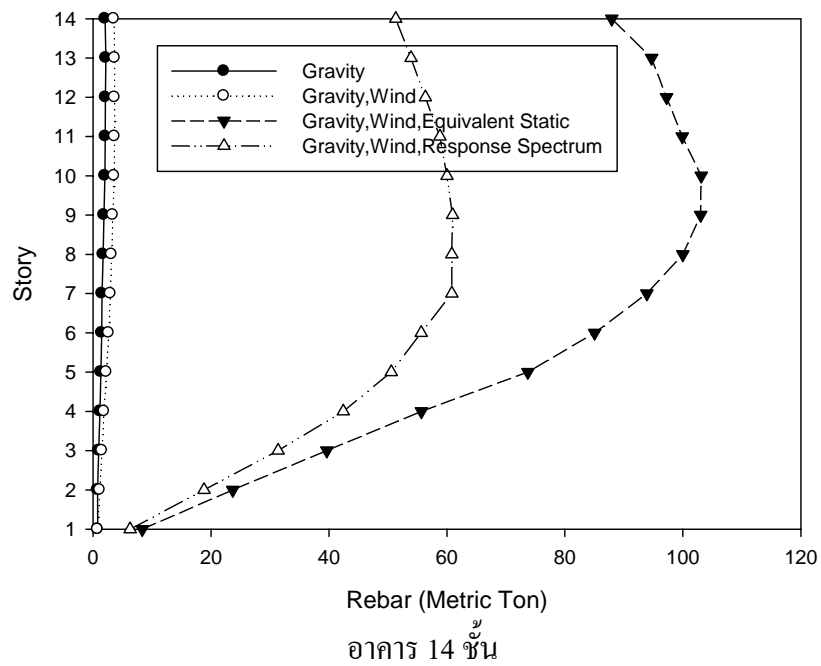
อาคาร 21 ชั้น

ชั้น	ปริมาณเหล็กเสริมในพื้นที่ (Metric Ton)			
	Grav	Grav,Wind	Grav,Wind, Eq-static	Grav,Wind,Spec
1	3.80	4.76	38.28	25.55
2	0.70	1.96	92.51	54.49
3	0.88	3.38	153.56	92.51
4	1.03	5.03	217.26	124.53
5	1.18	7.26	269.27	155.96
6	1.33	9.49	311.47	177.18
7	1.49	11.11	351.68	190.38
8	1.60	12.03	379.01	201.67
9	1.88	13.15	407.31	211.13
10	2.11	13.86	425.97	218.05
11	2.35	14.45	436.97	220.13
12	2.54	14.77	443.14	220.97
13	2.79	14.64	445.84	222.11
14	3.00	14.61	444.51	221.33
15	3.17	14.44	438.50	218.73
16	3.30	14.13	431.53	214.85

17	3.54	13.81	418.82	206.95
18	3.66	13.31	408.03	200.17
19	3.77	13.36	398.54	192.33
20	3.83	13.82	389.35	185.66
21	3.97	12.70	367.40	171.30
รวม	51.92	236.07	7268.95	3725.98

จากผลปริมาณเหล็กเสริมในแผ่นพื้นที่ออกแบบได้ นำมาเขียนเป็นกราฟแสดงไว้ในภาพประกอบที่ 4.9





- ภาพประกอบที่ 4.9 กราฟแสดงปริมาณเหล็กเสริมข้อย้อยในแผ่นของแต่ละชั้น แยกเป็น 4 กรณี:
- พิจารณากรณี แรงโน้มถ่วงอย่างเดียว [Gravity]
 - พิจารณากรณี แรงโน้มถ่วง และแรงลม [Gravity,Wind]
 - พิจารณากรณี แรงโน้มถ่วง, แรงลม และสเปกตรัมการตอบสนอง [Gravity,Wind,Spec]
 - พิจารณากรณี แรงโน้มถ่วง, แรงลม และแรงสถิตเทียบเท่า [Gravity,Wind,Eq-static]

บทที่ 5

สรุป อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการทดลองออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง ในระบบรับแรงด้านข้างแบบพื้นไร้คาน เสา และกำแพงรับแรงเฉือน โดยไม่มีชิ้นส่วนที่เป็นคานเข้ามาเกี่ยวข้อง ซึ่งโครงสร้างดังกล่าวมีข้อได้เปรียบในเรื่องของความราบเรียบของผิวใต้ท้องพื้น และความสะดวกรวดเร็วในขั้นตอนการก่อสร้าง

จากการออกแบบตามมาตรฐานแรงลม มยผ. 1311-50 และแรงแผ่นดินไหว 1302-52 และได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างทั้งด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ และพลศาสตร์แบบสเปคตรัมตอบสนอง และได้ผลการออกแบบแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรง โดยอาศัยหลักการที่กำหนดให้ ลวดอัดแรงรับแรงที่เกิดจากแรงโน้มถ่วงเป็นส่วนใหญ่เนื่องจากแรงประเภณีนี้มีทิศทางที่ตายตัว และกำหนดให้เหล็กเสริมข้ออ้อยรับแรงที่เกิดจากแรงด้านข้างที่เกิดจากแรงลมและแรงแผ่นดินไหว เนื่องจากแรงประเภณีนี้มีทิศทางกลับไปกลับมาได้ จากนั้นได้ศึกษาถึงผลกระทบของแรงด้านข้างทั้งกรณีที้ออกแบบโดยพิจารณาแรงโน้มถ่วงอย่างเดียว แรงโน้มถ่วงและแรงลม แรงโน้มถ่วงแรงลม และแรงแผ่นดินไหว เพื่อนำมาเปรียบเทียบกัน

5.2 อภิปรายและสรุปผลการวิจัย

1. ผลการออกแบบแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรง มีปริมาณเหล็กเสริมข้ออ้อยสำหรับกรณีทีวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าและสเปคตรัมการตอบสนอง แตกต่างกันอย่าง โดยในอาคารสูง 7 ชั้น ปริมาณเหล็กเสริมข้ออ้อยรวมทุกชั้นที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่าคิดเป็น 1.31 เท่าของที่ได้จากวิธีสเปคตรัมการตอบสนอง ส่วนในอาคารสูง 14 และ 21 ชั้นคิดเป็น 1.60 และ 1.95 เท่า
2. จากการเปรียบเทียบผลการออกแบบ พบว่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมทีพิจารณาแรงลมตาม มยผ. 1311-50 และแรงโน้มถ่วงต่อทีพิจารณาแต่แรงโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียว 1.02, 1.72 และ 4.55 เท่าสำหรับอาคารสูง 7, 14 และ 21 ชั้นตามลำดับ ส่วนอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมทีพิจารณาทั้งแรงลมตาม มยผ. 1311-50, แรงแผ่นดินไหวตาม มยผ.

1302-52 ที่วิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบและแรงโน้มถ่วง ต่อที่พิจารณาแต่แรงโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียว 2.65, 48.30 และ 140.00 เท่าสำหรับอาคารสูง 7, 14 และ 21 ชั้นตามลำดับ และสุดท้ายปริมาณเหล็กเสริมที่พิจารณาทั้งแรงลมตาม มยพ. 1311-50 และแรงแผ่นดินไหวตาม มยพ. 1302-52 ที่วิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองต่อที่พิจารณาแต่แรงโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียว 2.01, 30.27 และ 71.76 เท่าสำหรับอาคารสูง 7, 14 และ 21 ชั้นตามลำดับ

3. จากการทดลองวิเคราะห์ห้ออกแบบอาคารที่สูง 21 และ 28 ชั้น ทั้งด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าและวิธีสเปกตรัมการตอบสนอง พบว่าได้ปริมาณเหล็กเสริมข้อ้อยในแผ่นมากมายนมหาศาล ดังนั้นสำหรับอาคารสูง 21 ชั้นหรือสูงกว่า ระบบการรับแรงด้านข้างแบบแผ่นพื้นไร้คาน-เสา-กำแพงรับแรงเฉือน ไม่เหมาะสมในเชิงเศรษฐศาสตร์ ดังนั้นผู้ออกแบบอาคารในระดับความสูงดังกล่าวจึงควรพิจารณาเลือกระบบการรับแรงด้านข้างแบบอื่นแทน

5.3 ข้อเสนอแนะ

1. จากการทดลองวิเคราะห์ห้ออกแบบอาคารที่สูง 21 และ 28 ชั้น ทั้งด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าและวิธีสเปกตรัมการตอบสนอง พบว่าได้ปริมาณเหล็กเสริมข้อ้อยในแผ่นพื้นมากมายนมหาศาล ดังนั้นสำหรับอาคารสูง 21 ชั้นหรือสูงกว่า ระบบการรับแรงด้านข้างแบบแผ่นพื้นไร้คาน-เสา-กำแพงรับแรงเฉือน ไม่เหมาะสมในเชิงเศรษฐศาสตร์ ดังนั้นผู้ออกแบบอาคารในระดับความสูงดังกล่าวจึงควรพิจารณาเลือกระบบการรับแรงด้านข้างแบบอื่นแทน
2. ผลการศึกษาจากงานวิจัยนี้จะนำไปใช้เป็นส่วนหนึ่งของเนื้อหาในการเรียนการสอนวิชา CEG511 การวิเคราะห์โครงสร้างขั้นสูง, CEG521 การออกแบบคอนกรีตอัดแรงขั้นสูง และสามารถนำไปใช้ในการอบรมวิชาชีพในหัวข้อ “การวิเคราะห์อาคารรับแรงลมและแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยพ. 1311-50 และ 1302-52 ด้วยโปรแกรม ETAB และ SAFE”
3. งานวิจัยนี้ได้จำกัดเพียงแปลนของอาคารรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มีกำแพงรับแรงเฉือนอยู่ที่กึ่งกลางของแปลนเท่านั้น หากได้ศึกษาแปลนในรูปแบบอื่น โดยเฉพาะรูปร่างที่ไม่สม่ำเสมอ (Irregular Shape) ทั้งในแนวราบและแนวตั้งก็จะเป็นประโยชน์อย่างยิ่ง ซึ่งจะเป็นหัวข้อของงานวิจัยในอนาคตได้
4. งานวิจัยนี้ได้จำกัดขอบเขตของการศึกษาอยู่ที่ความหนาของแผ่นพื้นของทั้งชั้นคงที่ แต่ไม่ได้ศึกษาถึงความหนาของแผ่นที่อาจมีการเปลี่ยนแปลงไปตามโซนที่มีปริมาณแรงที่แตกต่างกัน (เนื่องจากจะทำให้เพิ่มกรณีศึกษาไปอีกมากมาย) แต่จากผลการวิเคราะห์ครั้งนี้

พบแรงในแผ่นพื้นที่เข้มข้นในบริเวณใกล้กับแกนลิฟท์ ดังนั้นหากมีการปรับความหนาของแผ่นพื้นที่แตกต่างกันตามปริมาณความเข้มข้นของแรงในแต่ละพื้นที่ อาจทำให้สามารถลดค่าก่อสร้างรวมได้อีก ซึ่งอาจจะทำให้โครงสร้างรับแรงด้านข้างแบบ พื้นไร้คาน-เสา-กำแพงรับแรงเฉือน มีความเหมาะสมในเชิงเศรษฐศาสตร์ที่อาคารสูง 21 ชั้นหรือสูงกว่าก็ได้

บรรณานุกรม

บรรณานุกรม

กรมโยธาธิการและผังเมือง. 2550. มาตรฐานการคำนวณแรงลมและการตอบสนองของอาคาร มยผ. 1311-50.

กรมโยธาธิการและผังเมือง. 2552. มาตรฐานการการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของ แผ่นดินไหว มยผ. 1302-52.

คมวุธ วิสวไพศาล. 2548. “ปัจจัยที่มีผลต่อการสูญเสียที่ขึ้นกับเวลาของความเค้นใน โครงสร้าง คอนกรีตอัดแรง.” วารสารศรีปทุม ชลบุรี 2,2: 107-115.

นัทร สุจินดา. 2551. “การเปรียบเทียบผลการออกแบบพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรงด้วยวิธี โครงข้อ แข็งเสมือนสองมิติและวิธีไฟในท้อลิเมนต์แบบแผ่นสามมิติ.” การประชุมวิชาการ วิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13. STR-010.

นัทร สุจินดา. 2552. “การเปรียบเทียบค่าโมเมนต์ทุดิยภูมิในพื้นที่ ไร้คานคอนกรีตอัดแรงที่วิเคราะห์ ด้วยวิธี โครงข้อแข็งเสมือนสองมิติและวิธีไฟในท้อลิเมนต์แบบแผ่นสามมิติ.” การประชุม วิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14. STR-50467.

บุญชา คำวอน, สมชาย ชูชีพสกุล และสุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์. 2550. “ผลกระทบด้านราคาของ โครงสร้างอาคารสูงที่ออกแบบต้านทานแรงลมตามมาตรฐานในประเทศไทย.” การ ประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 12. STR-046.

ศุภกฤษณ์ หมั่นคิด และ สุวัฒน์ ธีรเศรษฐ์. 2553. “การศึกษาปริมาณเหล็กเสริมและลวดอัดแรง สำหรับการออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลัง เพื่อด้านแรงลมและแรงแผ่นดินไหว สำหรับประเทศไทย.” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 15. STR-064.

สมชาย ตงอาภรณ์ และ นัทร สุจินดา. 2553. “การศึกษาเพื่อหาความหนาที่เหมาะสมสำหรับแผ่น พื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรงโดยวิธีไฟในท้อลิเมนต์แบบแผ่นสามมิติ.” การประชุมวิชาการ คอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 5. STR-03.

สำนักงานมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย. 2548. เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต : เหล็กข้ออ้อย (มอก.24-2548). กทม.

ลำเนียง อนุพันธ์กุล และต่อกุล กาญจนาลัย. 2545. “การเปรียบเทียบการวิเคราะห์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีประมาณและวิธีวิเคราะห์เชิง.” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 8. STR-047.

ASCE Committee. (2005). **Minimum Design Load for Buildings and Other Structures (SEI/ASCE 7-05).**

Bharath, G. N., Ravishankar, G. S. B. and Chandrashekar, A.V. 2010. **Review and Design of Flat Plate/Slabs Construction in India.** Available <http://www.bharathgowda.in/pdf/SEWC%20Flatslab%20Paper.pdf>

IBC Committee. 2006. **International Building Code (IBC 2006).**

National Research Council Canada. 2005. **National Building Code of Canada.**

SEI/ASCE-7 Committee. 2005. **Minimum Design Load for Buildings and Other Structures (SEI/ASCE 7-05).**

Tilva, V. K., Vyas, B. A., and Thaker, P. 2011. Cost Comparison between Flat Slabs with Drop and without Drop in Four Storey Lateral Load Resisting Building. **National Conference on Recent Trends in Engineering and Technology.** 13-14 May. B. V. M. Engineering College, V. V. Nagar, Gujarat, India.

ประวัติย่อผู้วิจัย

ชื่อ	ผศ. ดร. นัทร สุจินดา
สถานที่เกิด	อำเภอยานาวา จังหวัดกรุงเทพมหานคร
สถานที่ปัจจุบัน	61 ถนนพหลโยธิน แขวงเสนานิคม เขตจตุจักร จังหวัดกรุงเทพ 10900
ตำแหน่งหน้าที่การงานปัจจุบัน	อาจารย์ประจำ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
สถานที่ทำงานปัจจุบัน	คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม
ประวัติการศึกษา	
พ.ศ. 2532	วศ.บ. จาก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
พ.ศ. 2534	วศ.ม. จาก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
พ.ศ. 2543	Ph.D. จาก Georgia Institute of Technology