



ผลกระทบของการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มต่อสมรรถนะของโครงสร้าง
ภายใต้แรงแผ่นดินไหว

**Effects of Pile-Foundation Flexibility on the Structural
Performance under Seismic Loadings**

ไพฑูรย์ พรบุญยานนท์

Paitoon Ponbunyanon

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์

**A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of
Master of Engineering in Civil Engineering
Prince of Songkla University**

2555

ลิขสิทธิ์ของมหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์

ชื่อวิทยานิพนธ์ ผลกระทบของการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มต่อสมรรถนะของโครงสร้าง
ภายใต้แรงแผ่นดินไหว
ผู้เขียน นายไพฑูรย์ พรบุญญานนท์
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

คณะกรรมการสอบ

.....
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุชาติ ลีมกตัญญู)

.....ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วรพจน์ ประชาเสรี)

.....กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ภาสกร ชัยวิริยะวงศ์)

.....กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.กิตติศักดิ์ ชันติยวิชัย)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัยฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตาม หลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

.....
(ศาสตราจารย์ ดร.อมรรัตน์ พงศ์ดารา)
คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

ชื่อวิทยานิพนธ์	ผลกระทบของการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มต่อสมรรถนะของ โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว
ผู้เขียน	นายไพฑูรย์ พรบุญยานนท์
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา (วิศวกรรมโครงสร้าง)
ปีการศึกษา	2554

บทคัดย่อ

เมื่อเกิดแผ่นดินไหวขึ้นความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างอาจจะมาจากหลายสาเหตุ ไม่ว่าจะเป็น ตำแหน่งที่ตั้งของโครงสร้าง ความแข็งแรงของโครงสร้าง ลักษณะของโครงสร้าง รวมไปถึงฐานรากของโครงสร้าง โดยชิ้นส่วนของโครงสร้างที่ได้รับผลกระทบส่วนแรกเมื่อเกิดแผ่นดินไหวคือฐานราก การศึกษาในครั้งนี้จึงได้ทำการศึกษาผลการอ่อนตัวของฐานรากต่อสมรรถนะของโครงสร้างเมื่อโครงสร้างต้องรับแรงแผ่นดินไหว ผลการศึกษาพบว่า การวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวฐานรากของโครงสร้างมีความสำคัญอย่างมาก เนื่องจากผลของการอ่อนตัวของฐานรากโครงสร้างทำให้ ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างมีค่ามากขึ้น ค่าการเคลื่อนตัวของเป้าหมายมีค่ามากขึ้น ส่งผลให้ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้างมีค่ามากขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับโครงสร้างที่มีฐานรากแบบยึดแน่น ซึ่งเมื่อประเมินโครงสร้างตามมาตรฐานของ FEMA 356 พบว่าบางชิ้นส่วนมีระดับความเสียหายเพิ่มขึ้น และในกรณีที่โครงสร้างต้องรับแรงแผ่นดินไหวสูงสุดที่สามารถเกิดขึ้นได้ ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในบางชิ้นส่วนไม่สามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานที่ FEMA 356 กำหนดไว้ได้

คำหลัก : วิธีวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น, ฐานรากแบบเสาเข็ม, การประเมินโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว, โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก, การปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง

Thesis Title	Effects of Pile-Foundation Flexibility on the Structural Performance under Seismic Loading
Author	Mr. Paitoon Ponbunyanon
Major Program	Civil Engineering (Structure Engineering)
Academic Year	2011

ABSTRACT

When the earthquake damage to the structure may be due to several reasons such as the location of structure. The strength of structure. Characteristics of structure. Including the foundation of structure. The first element of structure is affected when subjected earthquake is the foundation. In this study we have studied the effect of foundation flexibility for the performance of structure when the structure is subjected to earthquake. The result of this study, foundations of structure are important for analysis structure under seismic loading. Because effect of foundation flexibility increasingly fundamental period of structure and target displacement of structure, cause increase plastic rotation of structure more than plastic rotation of structure with fixed foundation.

Keywords : Non-linear static pushover analysis, Pile foundation, Performance-based seismic assessment, Reinforced concrete, Soil-structure interaction

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลงได้ด้วยดี ด้วยความกรุณาให้คำปรึกษาเสนอแนะแนวทางและตรวจสอบแก้ไขจาก รองศาสตราจารย์ ดร.สุชาติ ลิ้มกัตถัญญ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วรพจน์ ประชาเสรี และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ภาสกร ชัยวิริยะวงศ์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาให้ข้อเสนอแนะเพิ่มเติม ทำให้วิทยานิพนธ์นี้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ขอขอบคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.กิตติศักดิ์ ขันตยวิชัย กรรมการผู้ทรงคุณวุฒิจากภายนอกมหาวิทยาลัย ที่กรุณาให้คำแนะนำและข้อเสนอแนะที่เป็นประโยชน์ในงานวิจัยชิ้นนี้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ขอขอบคุณ บัณฑิตวิทยาลัย คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ที่ได้ให้การสนับสนุนทุนศึกษากันฤๅและทุนอุดหนุนการวิจัย ทำให้สามารถดำเนินงานวิจัยผ่านไปได้ด้วยดีตลอดมา

สุดท้ายนี้ สิ่งสำคัญที่สุด ที่ทำให้มีข้าพเจ้าในวันนี้ พระคุณของบิดามารดา กำลังใจและความช่วยเหลือจากสมาชิกทุกคนในครอบครัว เป็นสิ่งสำคัญที่ผลักดันจนข้าพเจ้าสำเร็จการศึกษา ซึ่งข้าพเจ้าจะระลึกถึงบุคคลเหล่านี้อยู่ในใจตลอดไป

ไพฑูรย์ พรบุญญานนท์

สารบัญ

	หน้า
สารบัญ	(6)
รายการตาราง	(10)
รายการภาพประกอบ	(12)
บทที่	
1 บทนำ	
1.1 ความสำคัญและที่มาของการวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย	2
1.3 ขอบเขตงานวิจัย	3
1.4 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย	3
1.5 ประโยชน์ของงานวิจัย	3
2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	
2.1 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์โครงสร้าง	4
2.1.1 การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีสถิตยศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-Linear Static Pushover Analysis Method)	4
2.1.2 แบบจำลองหน้าตัดของชิ้นส่วน โครงงข้อแฉ่ง (Fiber-section Model)	6
2.1.3 แบบจำลองโครงข้อแฉ่ง (Frame Model)	7
2.1.4 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงกระทำของเหล็กเสริม (Menegotto-Pinto Steel Model)	9
2.1.5 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงกระทำของคอนกรีต (Non-Linear Constant Confinement Concrete Model)	11
2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับแบบจำลองฐานรากและแบบจำลองพฤติกรรมของดิน	13
2.2.1 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงกระทำของดินเหนียวอ่อน (p-y Curve of Soft Clay)	15

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
2.2.2 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงกระทำของดินเหนียวแข็ง (p-y Curve of Stiff Clay)	17
2.2.3 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงกระทำของดินทราย (p-y Curve of Sand)	19
2.2.4 พฤติกรรมของเสาเข็มกลุ่ม (Pile Group Behavior)	21
2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	22
3 การประเมินโครงสร้างและเกณฑ์มาตรฐานของ FEMA 356	
3.1 การประเมิน โครงสร้าง	26
3.1.1 Operational Level	26
3.1.2 Immediate Occupancy Level	27
3.1.3 Life Safety Level	28
3.1.4 Collapse Prevention Level	28
3.2 การประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้าง	28
3.2.1 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง	29
3.2.2 การปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง	29
3.2.2.1 ประเภทของชั้นดิน ณ ที่ตั้งโครงสร้าง	30
3.2.2.2 ชั้นดินประเภท F	31
3.2.2.3 การปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนอง	31
3.2.3 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ	32
3.2.4 สเปกตรัมผลตอบสนองของโครงสร้าง	33
3.2.5 แรงเฉือนที่กระทำที่ฐานของโครงสร้าง	34
3.2.5.1 ค่าน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคาร	35
3.2.6 การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง	35
3.3 เกณฑ์ที่ใช้ในการประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้าง	37

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
4 วิธีการดำเนินการวิจัย	
4.1 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย	41
4.1.1 ศึกษาทฤษฎี งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง และมาตรฐาน FEMA 356	41
4.1.2 สร้างแบบจำลองของโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์	41
4.1.3 ศึกษาวิธีการใช้โปรแกรม Seismo Struct	45
4.1.4 วิเคราะห์ผลที่ได้และสรุปผล	51
5 ผลการวิจัย	
5.1 การวิเคราะห์โครงสร้างออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยไม่คิดผล ของการอ่อนตัวของฐานราก (ฐานรากแบบยึดแน่น)	52
5.1.1 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง	52
5.1.2 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง	53
5.1.3 การประเมินและระดับความเสียหายของโครงสร้าง	54
5.2 การวิเคราะห์โครงสร้างออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยคำนึงผล การอ่อนตัวของฐานราก (ฐานรากเสาเข็มเดี่ยว)	57
5.2.1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง	57
5.2.2 การประเมินและระดับความเสียหายของโครงสร้าง	59
5.3 การวิเคราะห์โครงสร้างออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยคำนึงผล การอ่อนตัวของฐานราก (ฐานรากเสาเข็มกลุ่ม)	76
5.3.1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง	76
5.3.2 การประเมินและระดับความเสียหายของโครงสร้าง	77
5.4 การวิเคราะห์โครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยไม่คิด ผลของการอ่อนตัวของฐานราก (ฐานรากแบบยึดแน่น)	81
5.4.1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง	81
5.4.2 การประเมินและระดับความเสียหายของโครงสร้าง	82
5.5 การวิเคราะห์โครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยคำนึง ผลของการอ่อนตัวของฐานราก	83

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
5.5.1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง	83
5.5.2 การประเมินและระดับความเสียหายของโครงสร้าง	84
6 สรุปผลการวิจัย	
6.1 สรุปผลที่ได้จากงานวิจัย	92
6.2 ข้อเสนอแนะ	95
บรรณานุกรม	96
ภาคผนวก	98
การเผยแพร่ผลงานวิทยานิพนธ์	122
ประวัติผู้เขียน	127

รายการตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ค่า ε_{50} ของดินเหนียวอ่อน	16
2.2 ค่าพารามิเตอร์ k_c สำหรับดินเหนียวแข็ง	18
2.3 Value of k_{py} for submerged sand	20
2.4 Value of k_{py} for sand above water table	20
3.1 Target Building Performance Level and Range	27
3.2 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_s) และ ที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_1) ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา จังหวัดสงขลา	29
3.3 การจำแนกประเภทของชั้นดิน	30
3.4 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินบริเวณที่ต้องโครงสร้าง F_a	32
3.5 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินบริเวณที่ต้องโครงสร้าง F_v	32
3.6 ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้ C_2	36
3.7 ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้มวล C_m	36
3.8 ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้ C_0	36
3.9 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures- Reinforced Concrete Beams	38
3.10 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures- Reinforced Concrete Columns	39
3.11 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures- Reinforced Concrete Beam-Column Joints	40
4.1 แสดงรายละเอียดของกำลังวัสดุที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้าง	42
4.2 แสดงค่าพารามิเตอร์แบบจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตที่ใช้ในโปรแกรม	47
4.3 แสดงค่าพารามิเตอร์แบบจำลองพฤติกรรมของเหล็กเสริมที่ใช้ในโปรแกรม	47
4.4 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณพฤติกรรมของดิน	49
5.1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้าง	53
5.2 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างกรณีฐานรากแบบยึดแน่น	54
5.3 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้าง กรณี DEQ	58

รายการตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
5.4 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้าง กรณี MCEQ	58
5.5 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานราก เสาเข็มเดี่ยว กรณี Design Earthquake	63
5.6 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานราก เสาเข็มเดี่ยว กรณี Maximum Considered Earthquake	63
5.7 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้าง กรณี DEQ	76
5.8 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้าง กรณี MCEQ	77
5.9 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานราก เสาเข็มกลุ่ม กรณี Design Earthquake	78
5.10 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานราก เสาเข็มกลุ่ม กรณี Maximum Considered Earthquake	78
5.11 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้าง	81
5.12 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว กรณีฐานรากแบบยึดแน่น	82
5.13 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้างที่ไม่ได้ ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว กรณี DEQ	83
5.14 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้างที่ไม่ได้ ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว กรณี MCEQ	84
5.15 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานราก เสาเข็มเดี่ยว กรณี Design Earthquake	85
5.16 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานราก เสาเข็มกลุ่ม กรณี Design Earthquake	87
5.17 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานราก เสาเข็มเดี่ยว กรณี Maximum Considered Earthquake	89
5.18 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานราก เสาเข็มกลุ่ม กรณี Maximum Considered Earthquake	90

รายการภาพประกอบ

รูปที่	หน้า
2.1 วิธีวิเคราะห์โครงสร้าง Non-Linear Static Pushover Analysis	5
2.2 กราฟผลตอบแทนของสเปกตรัมและกราฟการเคลื่อนตัวที่จุดบนสุดของโครงสร้าง	5
2.3 แบบจำลอง Fiber-Section ของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก	6
2.4 แบบจำลองของชิ้นส่วนต่างๆในโครงสร้าง	7
2.5 แสดงทิศทางการเคลื่อนตัวของชิ้นส่วน โครงสร้างในสองมิติ	8
2.6 แบบจำลองพฤติกรรมของเหล็ก Menegotto-Pinto	10
2.7 ค่าพารามิเตอร์ R ในแบบจำลองพฤติกรรมของเหล็ก Menegotto-Pinto	11
2.8 พฤติกรรมของเหล็กเมื่อรับแรงกระทำเป็นรอบ	11
2.9 Stress-Strain Model for Monotonic Loading of Confined and Unconfined Concrete	12
2.10 Effectively Confined Core for Circular and Rectangular Reinforcement Section	13
2.11 ตัวอย่างแบบจำลองฐานราก Winkler	14
2.12 แสดงการเปลี่ยนตำแหน่งของแบบจำลอง Winkler	14
2.13 พฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรณีรับแรงกระทำเป็นรอบ	15
2.14 พฤติกรรมของดินเหนียวแข็งกรณีรับแรงกระทำเป็นรอบ	17
2.15 ค่าพารามิเตอร์ A_c สำหรับดินเหนียวแข็ง	18
2.16 พฤติกรรมของดินทรายกรณีรับแรงกระทำเป็นรอบ	19
2.17 ค่าพารามิเตอร์ต่างๆสำหรับดินทราย	20
2.18 ลักษณะของเสาเข็มกลุ่มและทิศทางแรงกระทำ	21
3.1 สเปกตรัมผลตอบแทนสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าที่มีค่า $S_{D1} < S_{DS}$	33
3.2 สเปกตรัมผลตอบแทนสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าที่มีค่า $S_{D1} > S_{DS}$	34
4.1 แสดงลักษณะของแบบจำลองโครงสร้าง 1	42
4.2 แสดงลักษณะของแบบจำลองโครงสร้าง 2	42
4.3 แสดงรายละเอียดและตำแหน่งของคานและเสา	43
4.4 แสดงรายละเอียดของคาน B1	43
4.5 แสดงรายละเอียดของคาน B2	43
4.6 แสดงรายละเอียดของคาน B3	43

รายการภาพประกอบ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.7 แสดงรายละเอียดของคาน B4	44
4.8 แสดงรายละเอียดของคาน BG1	44
4.9 แสดงรายละเอียดของคาน BG2	44
4.10 แสดงรายละเอียดของเสาที่ใช้ในโครงสร้าง	44
4.11 แสดงลักษณะภาพรวมโครงสร้างที่แสดงในโปรแกรม	45
4.12 แสดงชิ้นส่วนและจุดต่อในโครงสร้างที่ป้อนในโปรแกรม	45
4.13 แสดงแสดงการกำหนดข้อมูลหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างในโปรแกรม	46
4.14 แสดงการป้อนข้อมูลหน้าตัดชิ้นส่วนโครงสร้างในโปรแกรม	46
4.15 แสดงการป้อนข้อมูลแบบจำลองของคอนกรีตที่ใช้ในโปรแกรม	48
4.16 แสดงแสดงการป้อนข้อมูลแบบจำลองของเหล็กเสริมที่ใช้ในโปรแกรม	48
4.17 แสดงลักษณะการป้อนข้อมูลของสปริงในโปรแกรม	49
4.18 แสดงการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โปรแกรม	50
4.19 แสดงตัวอย่างผลการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม	50
5.1 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง	52
5.2 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (DEQ)	55
5.3 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (MCEQ)	55
5.4 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณีโครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (DEQ)	55
5.5 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณีโครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (MCEQ)	56
5.6 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณีโครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (DEQ)	56
5.7 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณีโครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (MCEQ)	57

รายการภาพประกอบ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
5.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสูง 3 ชั้น กรณี DEQ	59
5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสูง 3 ชั้น กรณี MEQ	60
5.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสูง 6 ชั้น กรณี DEQ	60
5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสูง 6 ชั้น กรณี MEQ	61
5.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสูง 9 ชั้น กรณี DEQ	61
5.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสูง 9 ชั้น กรณี MEQ	62
5.14 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย (DEQ)	64
5.15 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)	64
5.16 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)	64
5.17 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย (MCEQ)	65
5.18 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ)	65
5.19 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ)	65
5.20 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณีโครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย (DEQ)	66

รายการภาพประกอบ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
5.21 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณี โครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)	67
5.22 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณี โครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)	67
5.23 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณี โครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย (MCEQ)	68
5.24 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณี โครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ)	68
5.25 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณี โครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ)	69
5.26 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณี โครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย (DEQ)	70
5.27 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณี โครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)	71
5.28 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณี โครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)	72
5.29 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณี โครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย (MCEQ)	73
5.30 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณี โครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)	74
5.31 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณี โครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)	75
5.32 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของ โครงสร้าง สูง 3 ชั้น กรณีฐานรากเสาเข็มกลุ่ม DEQ	77
5.33 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของ โครงสร้าง สูง 3 ชั้น กรณีฐานรากเสาเข็มกลุ่ม MCEQ	78

รายการภาพประกอบ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
5.34 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินประเภทต่างๆ (DEQ)	79
5.35 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินทราย (MCEQ)	79
5.36 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ)	79
5.37 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง กรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ)	80
5.38 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณีโครงสร้าง สูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากแบบยึดแน่น (MCEQ)	82
5.39 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณีโครงสร้าง สูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มเดี่ยว บนชั้นดินทราย (DEQ)	85
5.40 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณีโครงสร้าง สูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มเดี่ยว บนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)	85
5.41 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณีโครงสร้าง สูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มเดี่ยว บนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)	86
5.42 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณีโครงสร้าง สูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มกลุ่ม บนชั้นดินทราย (DEQ)	86
5.43 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณีโครงสร้าง สูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มกลุ่ม บนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)	87

รายการภาพประกอบ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
5.44 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณี โครงสร้าง สูง 3 ชั้น ไม่ได้ ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มกลุ่ม บนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)	87
5.45 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณี โครงสร้าง สูง 3 ชั้น ไม่ได้ ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มเดี่ยว บนชั้นดินทราย (MCEQ)	88
5.46 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณี โครงสร้าง สูง 3 ชั้น ไม่ได้ ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มเดี่ยว บนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ)	88
5.47 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณี โครงสร้าง สูง 3 ชั้น ไม่ได้ ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มเดี่ยว บนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ)	89
5.48 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณี โครงสร้าง สูง 3 ชั้น ไม่ได้ ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มกลุ่ม บนชั้นดินทราย (DEQ)	90
5.49 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณี โครงสร้าง สูง 3 ชั้น ไม่ได้ ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มกลุ่ม บนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)	90
5.50 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้างกรณี โครงสร้าง สูง 3 ชั้น ไม่ได้ ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มกลุ่ม บนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)	91

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของการวิจัย

ในประเทศไทยการออกแบบอาคารหรือสิ่งก่อสร้างจำเป็นต้องคำนึงถึงแรงกระทำต่างๆที่จะสามารถเกิดขึ้นกับโครงสร้างได้ เพื่อให้โครงสร้างมีความปลอดภัยต่อผู้ใช้อย่างมากที่สุด เช่น น้ำหนักของโครงสร้าง น้ำหนักบรรทุกจร หรือแม้แต่แรงกระทำจากธรรมชาติ เช่น แรงแลม แรงดันของดินและน้ำ และแรงแผ่นดินไหว ในอดีตที่ผ่านมาวิศวกรมักจะไม่ให้ความสำคัญในเรื่องแรงกระทำต่อโครงสร้างที่เกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวเพราะที่ผ่านมาแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นไม่เป็นอันตรายและไม่เกิดความเสียหายรุนแรงเนื่องจากเป็นเพียงแผ่นดินไหวที่มีขนาดเล็ก และไม่ได้เกิดขึ้นบ่อย แต่ในปัจจุบันแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นนับวันจะทวีความรุนแรงมากยิ่งขึ้น ดังตัวอย่างเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดในทะเลอันดามัน เมื่อวันที่ 26 ธันวาคม 2547 ที่ก่อให้เกิดคลื่นสึนามิและสร้างความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินในพื้นที่ชายฝั่งทะเลด้านตะวันตกของประเทศไทยอย่างรุนแรง หรือแม้แต่เหตุการณ์ที่เกิดแผ่นดินไหวที่ประเทศพม่า เมื่อวันที่ 24 มีนาคม 2554 ซึ่งได้เกิดแรงสั่นสะเทือนกระจายไปทั่วทั้งภาคเหนือของประเทศไทย และรู้สึกได้ถึงตึกสูงในกรุงเทพมหานครอีกด้วย ดังนั้นในปัจจุบันการเกิดแผ่นดินไหวไม่ใช่เรื่องที่เกิดสำหรับประเทศไทยอีกต่อไป เพราะฉะนั้นการออกแบบโครงสร้างจะต้องคำนึงถึงผลกระทบที่อาจเกิดขึ้นต่อโครงสร้างเมื่อมีแผ่นดินไหวเกิดขึ้น

เมื่อเกิดแผ่นดินไหวส่วนของระบบโครงสร้างแรกที่จะได้รับผลกระทบคือฐานรากเนื่องจากเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างที่ตั้งอยู่ในชั้นดิน ในการออกแบบฐานรากทั่วไปวิศวกรผู้ออกแบบจะพิจารณาออกแบบให้ฐานรากรับแรงตามแนวแกนเท่านั้น ซึ่งในความเป็นจริงฐานรากบางประเภทอาจจะต้องรับแรงกระทำทางด้านข้างด้วย โดยเฉพาะเมื่อโครงสร้างนั้นต้องรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ฐานรากก็จะต้องรับแรงกระทำและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวด้วย โดยเฉพาะอย่างยิ่งฐานรากแบบเสาเข็มเนื่องจากเป็นโครงสร้างที่มีลักษณะเป็นชิ้นส่วนยาว ทำให้สามารถเกิดการดัดตัวของฐานรากเสาเข็มได้เมื่อมีแรงกระทำตั้งฉากกับแนวแกนของเสาเข็ม ความสัมพันธ์ระหว่างฐานรากและดินบริเวณรอบฐานรากเป็นสิ่งจำเป็นอย่างเห็นได้ชัดที่ควรใช้พิจารณาในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างที่รับแรงกระทำทางด้านข้าง

ภายใต้แรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหว ขนาดของแรงที่เกิดขึ้นบนโครงสร้างจะมีความสัมพันธ์ต่อความแกร่ง (Stiffness) ของโครงสร้าง และความแกร่งทางด้านข้าง (Lateral Stiffness) ของฐานรากเป็นอย่างมาก ด้วยเหตุนี้ความถูกต้องของแบบจำลองของฐานรากและดินบริเวณรอบฐานรากจึงมีความสำคัญในการคาดการณ์ผลตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำทั้งแบบสถิตยศาสตร์และพลศาสตร์ (Static and Dynamic Loading) นั่นคือแบบจำลองดังกล่าวมีความสำคัญในการประเมินพฤติกรรมที่ถูกต้องของโครงสร้างหลังจากรับแผ่นดินไหวที่รุนแรง โดยเฉพาะการคำนวณคาบการสั่นของโครงสร้าง (Fundamental Period of the Structure) ที่สมเหตุสมผลจากการวิเคราะห์ระบบโครงสร้าง

เมื่อเกิดแรงกระทำบนดินบริเวณรอบฐานรากอาจส่งผลให้แรงกระทำด้านข้างที่ฐานรากเกินค่าที่คาดการณ์ไว้ การเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบฐานรากสามารถส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงขนาดแรงภายในของฐานรากได้ เพราะฉะนั้นการพิจารณาถึงพฤติกรรมร่วมกันระหว่างฐานรากและดินบริเวณรอบฐานรากในการวิเคราะห์โครงสร้างรับแรงกระทำทั้งแบบสถิตยศาสตร์และพลศาสตร์จะทำให้ผลการวิเคราะห์มีความถูกต้องมากขึ้น ดังนั้นในการที่จะวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหววิศวกรผู้ออกแบบควรมีความเข้าใจในพฤติกรรมร่วมกันระหว่างฐานรากและดินบริเวณรอบฐานรากที่ถูกต้อง และผลกระทบที่จะเกิดขึ้นต่อโครงสร้างเนื่องจกผลของความสัมพันธ์ระหว่างฐานรากและดินรอบฐานราก

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1. ศึกษาผลกระทบที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและชิ้นส่วนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างฐานรากและดินรอบฐานรากเมื่อโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว
2. เปรียบเทียบพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีฐานรากยึดแน่นกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีฐานรากเสาะเข้มซึ่งคำนึงผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างฐานรากและดินรอบฐานรากเมื่อโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว

1.3 ขอบเขตงานวิจัย

1. วิเคราะห์โครงสร้างจะใช้วิธี Non-Linear Static Pushover Analysis โดยแบ่งพิจารณา 2 รูปแบบ คือ กรณีฐานรากยึดแน่นและกรณีฐานรากเสาเข็มที่คำนึงผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างฐานรากและดินรอบฐานราก
2. โครงสร้างที่ใช้วิเคราะห์เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยแบ่งเป็น 2 ลักษณะ คือ โครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยมีความสูง 3, 6, 9 ชั้น และโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยมีความสูง 3 ชั้น
3. ฐานรากที่ใช้จะพิจารณาเฉพาะฐานรากเสาเข็มยาว 10 เมตร โดยแบ่งพิจารณา 2 รูปแบบ คือ กรณีฐานรากเสาเข็มเดี่ยวและกรณีฐานรากเสาเข็มกลุ่ม โดยในกรณีฐานรากเสาเข็มกลุ่มจะพิจารณาเฉพาะ โครงสร้างที่มีความสูง 3 ชั้น

1.4 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

1. ศึกษาเนื้อหา ทฤษฎี และสิ่งพิมพ์ที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย
2. ศึกษาวิธีการใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างที่จะใช้ในงานวิจัย
3. ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างฐานรากและดินรอบฐานราก และผลกระทบที่จะเกิดขึ้นต่อโครงสร้างเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว
4. สรุปผลที่ได้จากการศึกษา

1.5 ประโยชน์ของงานวิจัย

1. เข้าใจถึงความแตกต่างของพฤติกรรมโครงสร้างและสมรรถนะของ โครงสร้างระหว่างโครงสร้างที่มีฐานรากยึดแน่นและโครงสร้างที่มีฐานรากแบบคำนึงผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและเสาเข็ม เมื่อโครงสร้างต้องรับแรงแผ่นดินไหว
2. เข้าใจถึงหลักการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธี Non-linear Pushover Analysis
3. สามารถนำไปใช้เป็นแนวทางการออกแบบโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนชั้นดินยึดหยุ่นเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว

บทที่ 2

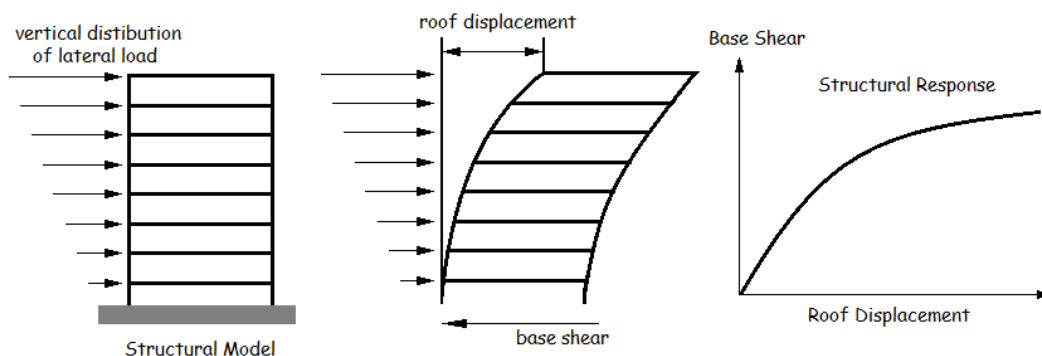
ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์โครงสร้าง

การวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาค่ากำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวหรือการตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงกระทำจากแผ่นดินไหวมีอยู่ด้วยกันหลายวิธีตามคำแนะนำโดย Federal Emergency Management Agency document 273 (FEMA 273 , 1997) ไม่ว่าจะเป็นแบบเชิงเส้น คือ วิธีสถิตยศาสตร์แบบเชิงเส้น (Linear Static) และวิธีพลศาสตร์แบบเชิงเส้น (Linear Dynamic) หรือแบบไม่เชิงเส้น คือ วิธีสถิตยศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-Linear Static) และวิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-Linear Dynamic) ซึ่งวิธีวิเคราะห์ที่ให้ผลเฉลยที่ถูกต้องและมีความแม่นยำมากที่สุดคือ วิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น แต่ก็เป็นวิธีที่มีความยุ่งยากและซับซ้อนในการคำนวณ และใช้เวลาในการคำนวณมากอาจจะไม่เหมาะสมในการปฏิบัติงานจริงสำหรับวิศวกรผู้ออกแบบ ดังนั้นในงานวิจัยนี้จะใช้วิธีสถิตยศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-Linear Static Pushover Analysis) ในการวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองของโครงสร้าง ซึ่งเป็นวิธีที่ง่ายต่อการคำนวณและให้ผลเฉลยที่ใกล้เคียงกับวิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น

2.1.1 การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีสถิตยศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-Linear Static Pushover Analysis Method)

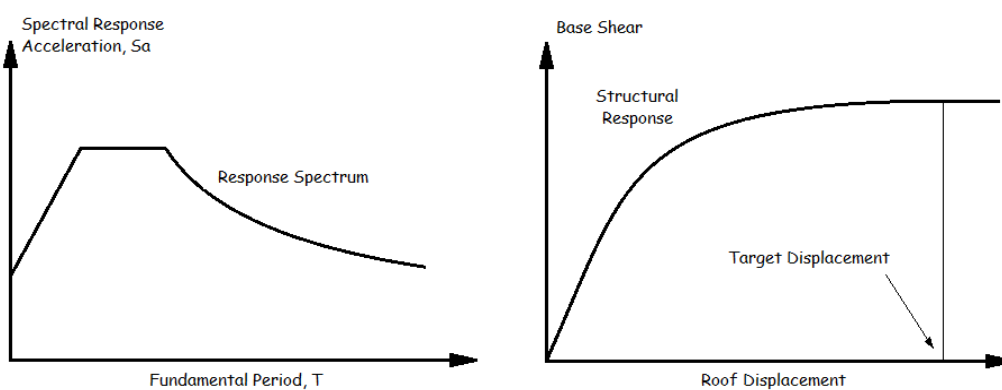
วิธีสถิตยศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-Linear Static Pushover Analysis Method) แนะนำโดย FEMA 273 ซึ่งเป็นวิธีที่ใช้ในการประมาณค่าผลตอบสนองของโครงสร้างที่จะเกิดขึ้นเมื่อรับแรงพลศาสตร์ เช่น แรงแผ่นดินไหว เป็นต้น ซึ่งวิธีนี้มีหลักการคำนวณโดยเริ่มจากการใส่แรงกระจายในแนวราบกระทำต่อแบบจำลองโครงสร้างที่ต้องการวิเคราะห์หรือออกแบบ จากนั้นก็เพิ่มแรงกระทำขึ้นเรื่อยๆในทิศทางเดียวจนถึงค่าผลตอบสนองสูงสุดที่ต้องการให้เกิดขึ้นในโครงสร้าง โดยค่าตอบสนองสูงสุดของโครงสร้างสามารถหาได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนสูงสุดที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวที่จุดบนสุดของ ดังแสดงรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 วิธีวิเคราะห์โครงสร้าง Non-Linear Static Pushover Analysis

วิธีนี้เป็นวิธีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น ดังนั้นแบบจำลองของโครงสร้างที่ใช้จะต้องสามารถแสดงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของโครงสร้างได้ ส่วนแรงในแนวราบที่กระทำต่อโครงสร้างจะเป็นการประมาณแรงพลศาสตร์ที่เกิดขึ้นเป็นแรงสถิตยศาสตร์กระทำต่อโครงสร้าง โดยจะคำนวณแรงกระทำตามมาตรฐานการออกแบบ โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวที่มีในปัจจุบัน เช่น มาตรฐานของกรมโยธาธิการ

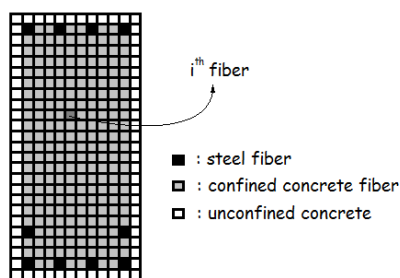
การเคลื่อนตัวที่จุดบนสุดของโครงสร้าง (Roof Displacement) สามารถคำนวณหาได้โดยเริ่มจากกราฟผลตอบสนองสเปกตรัม (Response Spectrum) ซึ่งจากกราฟจะได้ค่าความเร่งตอบสนองสูงสุด (Spectral Response Acceleration) ที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้าง และจากลักษณะของโครงสร้างสามารถหาค่าคาบการสั่นของโครงสร้าง (Structural's Fundamental Period of Vibration) ได้ และนำค่าความเร่งตอบสนองสูงสุดและค่าคาบการสั่นของโครงสร้างไปคำนวณตามมาตรฐานที่กำหนดไว้ใน FEMA 356 (FEMA 356, 2000) เมื่อได้ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างแล้ว เราก็จะสามารถหากราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานรากและค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ ตัวอย่างกราฟผลตอบสนองสเปกตรัม (Response Spectrum) ของโครงสร้างและกราฟการเคลื่อนตัวที่จุดบนสุดของโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 กราฟผลตอบสนองสเปกตรัมและกราฟการเคลื่อนตัวที่จุดบนสุดของโครงสร้าง

2.1.2 แบบจำลองหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง (Fiber-Section Model)

ในการวิเคราะห์เพื่อหาแรงกระทำที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดหรือพฤติกรรมการเปลี่ยนรูปของหน้าตัด เพื่อให้มีความถูกต้องและใกล้เคียงกับความเป็นจริงแบบจำลองที่ใช้ควรจะต้องคิดผลของความไม่เชิงเส้นของหน้าตัด เพื่อที่จะทำให้ผลตอบสนองของโครงสร้างมีความถูกต้อง การวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างผลการตอบสนองที่ถูกต้องของโครงสร้างนั้นจะต้องใช้วิธีวิเคราะห์การรวมกันของความเค้นของอนุภาคเล็กๆในเชิงปริพันธ์ (Analytical Integration of Stress Distribution) ซึ่งเป็นวิธีที่ทำได้ยาก เพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์และคำนวณงานวิจัยนี้จึงใช้แบบหลักการ Fiber-Section (Fiber Section Model) ในการประมาณพฤติกรรมของหน้าตัด ดังรูปที่ 2.3 เป็นการแบ่งหน้าตัดออกเป็นชิ้นส่วนย่อย โดยที่ชิ้นส่วนย่อยแต่ละชิ้นส่วนจะมีความอิสระต่อกัน วิธีนี้มีความถูกต้องใกล้เคียงกับวิธี Analytical Integration of Stress Distribution



รูปที่ 2.3 แบบจำลอง Fiber-Section ของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดและการเปลี่ยนรูปของหน้าตัดเขียนได้ในรูปความสัมพันธ์

$$\mathbf{F}(x) = \mathbf{k}(x)\mathbf{d}(x) \quad (2-1)$$

โดย $\mathbf{F}(x)$ คือ แรงกระทำบนหน้าตัด (Section Forces)

$\mathbf{d}(x)$ คือ การเปลี่ยนรูปบนหน้าตัด (Section Deformation)

$\mathbf{k}(x)$ คือ ค่าความแข็งแรงแรงของหน้าตัด (Section Stiffness) เขียนได้ตามสมการ

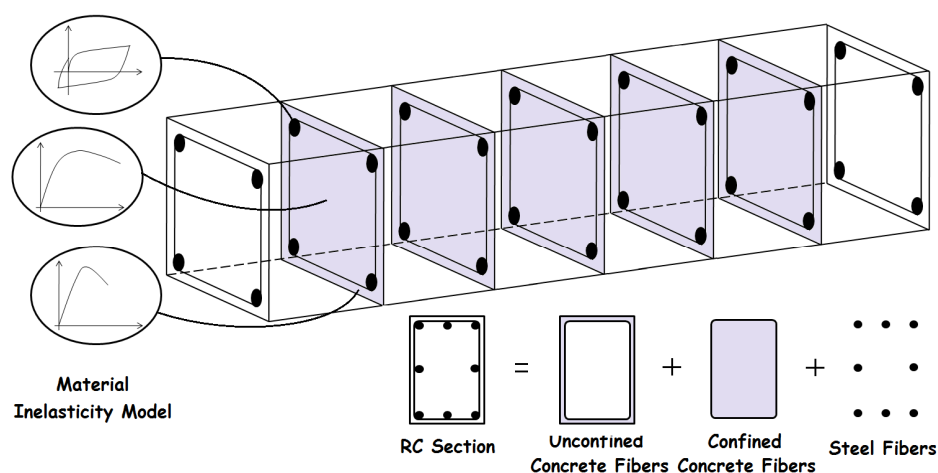
$$\mathbf{k}(x) = \int_{Area} \mathbf{I}(y)^T E(x, y) \mathbf{I}(y) dA \quad (2-2)$$

โดยค่า $E(x, y)$ คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Young's Modulus) ของหน้าตัดซึ่งขึ้นอยู่กับพฤติกรรมของวัสดุในหน้าตัด และค่า $\mathbf{I}(y) = [-y \ 1]$ ซึ่งในกรณีนี้แบ่งหน้าตัดออกเป็นชิ้นส่วนย่อยๆเราสามารถเขียนสมการความแข็งแรงแรงของหน้าตัดได้ในรูป

$$\mathbf{k}(x) = \sum_{i=1}^n \begin{bmatrix} y_i^2 & -y_i \\ -y_i & 1 \end{bmatrix} (EA)_i \quad (2-3)$$

โดย n คือ จำนวนชิ้นส่วนย่อยๆบนหน้าตัด

ค่าความเค้นและความเครียด (Stress and Strain) ของแต่ละชิ้นส่วนในโครงสร้าง รวมถึงพฤติกรรมของการเปลี่ยนรูปของชิ้นส่วนหาได้จากการวิเคราะห์ร่วมกันของพฤติกรรม การตอบสนองไม่เชิงเส้นของแบบจำลองวัสดุที่ใช้บนชิ้นส่วนย่อยเล็กๆ (Fibers) บนหน้าตัดที่กระจายตัวในชิ้นส่วนต่างๆของโครงสร้าง ดังรูปที่ 2.4 ซึ่งการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองลักษณะนี้ช่วยลดความยุ่งยากในการคำนวณ เนื่องจากไม่จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและการดัดตัว (Moment-Curvature) ของหน้าตัดในชิ้นส่วนก่อนและไม่ต้องนิยามพฤติกรรมของชิ้นส่วนในการรับแรงกระทำเป็นรอบเนื่องจากได้ถูกกำหนดโดยแบบจำลองของวัสดุที่ใช้แล้ว



รูปที่ 2.4 แบบจำลองของชิ้นส่วนต่างๆในโครงสร้าง

ผลของพฤติกรรมของชิ้นส่วนในโครงสร้างแต่ละชิ้นจะมีความถูกต้องเพียงใด ขึ้นอยู่กับจำนวนของหน้าตัดที่ใช้ในแต่ละชิ้นส่วนเพื่อให้เหมาะสมกับรายละเอียดของเหล็กเสริมที่ใช้ในชิ้นส่วนนั้นและยังขึ้นอยู่กับจำนวนชิ้นส่วนย่อยๆในแต่ละหน้าตัดนั้น ซึ่งโดยทั่วไปจะนิยมแบ่งเป็นชิ้นส่วนย่อย 100 ชิ้นส่วนสำหรับหน้าตัดต่างๆ และแบ่งประมาณ 300-400 ชิ้นส่วนสำหรับหน้าตัดที่ยากหรือรูปทรงแปลกๆ ในงานวิจัยนี้ได้แบ่งหน้าตัดเป็นชิ้นส่วนย่อยๆ 200 ชิ้นส่วน

2.1.3 แบบจำลองโครงข้อแข็ง (Frame Model)

ในงานวิจัยนี้จะใช้แบบจำลองของโครงข้อแข็งตามแบบจำลองของไฟไนต์อิลิเมนต์ Displacement-Based Element โดยวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชิ้นส่วนของโครงข้อแข็งตาม

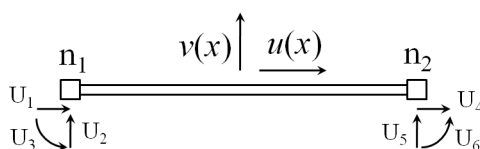
ทฤษฎีของ Euler-Bernoulli (Euler-Bernoulli Beam Theory) โดยสมการค่าการเคลื่อนตัวของหน้าตัดใดๆสามารถเขียนในรูปของทิศทางเวกเตอร์คือ

$$\mathbf{u}(x) = \{u(x) \quad v(x)\}^T \quad (2-4)$$

โดยที่ $u(x)$ และ $v(x)$ แสดงถึงทิศทางการเคลื่อนที่ตามแนวแกนและทิศทางการเคลื่อนที่ที่ตั้งฉากของชิ้นส่วนโครงข้อแข็งตามลำดับ แสดงดังรูปที่ 2.5 และในทำนองเดียวกันสมการการเปลี่ยนรูปของหน้าตัดชิ้นส่วนสามารถเขียนได้ในรูป

$$\mathbf{d}(x) = \partial\mathbf{u}(x) = \{\varepsilon(x) \quad \phi(x)\}^T \quad (2-5)$$

โดยที่ ε และ ϕ คือ ค่าความเครียดตามแนวแกน (Axial Strain) และมุมบิดในหน้าตัด (Curvature) ตามลำดับ



รูปที่ 2.5 แสดงทิศทางการเคลื่อนตัวของชิ้นส่วนโครงสร้างในสองมิติ

จากหลักการแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ Displacement-Based Element ลักษณะการเปลี่ยนรูปของชิ้นส่วนโครงข้อแข็งสามารถหาได้จากสมการ

$$\mathbf{u}(x) = \mathbf{N}_U(x)\mathbf{U} \quad (2-6)$$

โดย $\mathbf{N}_U(x)$ คือสมการการเปลี่ยนรูปของชิ้นส่วน (Displacement Interpolation Function) สำหรับชิ้นส่วน Two-Node Element สมการ $\mathbf{N}_U(x)$ จะเป็นสมการเส้นตรงสำหรับการเปลี่ยนรูปในทิศทาง $u(x)$ และเป็นสมการพหุนามกำลังสามสำหรับการเปลี่ยนรูปในทิศทาง $v(x)$

เมื่อแทนสมการ (2-6) ลงในสมการ (2-5) จะได้

$$\mathbf{d}(x) = \mathbf{B}_U(x)\mathbf{U} \quad (2-7)$$

โดย $\mathbf{B}_U(x)$ คืออนุพันธ์อันดับที่หนึ่งและอนุพันธ์อันดับที่สองของ $\mathbf{N}_U(x)$ ในส่วนของแรงที่เกิดขึ้นบนหน้าตัด $\mathbf{F}(x)$ สามารถเขียนได้ดังสมการ

$$\mathbf{F}(x) = \{N(x) \quad M(x)\}^T \quad (2-8)$$

โดยที่ $N(x)$ และ $M(x)$ คือแรงกระทำตามแนวแกนบนหน้าตัด (Section Axial Force) และค่าโมเมนต์คัตที่เกิดขึ้นตามลำดับ จากความสัมพันธ์ระหว่างสมการการเปลี่ยนรูปและสมการของแรงกระทำเราสามารถเขียนได้ในรูปของความสัมพันธ์ดังนี้

$$\Delta\mathbf{F}(x) = \mathbf{k}(x)\Delta\mathbf{d}(x) \quad (2-9)$$

โดย $\mathbf{k}(x)$ คือความแข็งแกร่งของหน้าตัด (Section stiffness)

จากหลักการของงานเสมือน (Principle of Virtual Displacement) สามารถเขียนความสัมพันธ์ระหว่างงานภายนอกและงานภายในได้ดังสมการ

$$\delta U^T \mathbf{P} = \int_0^L \delta \mathbf{d}^T(x) \mathbf{F}(x) dx \quad (2-10)$$

แทนค่าสมการ (2-7) ลงในสมการ (2-10) จะได้

$$\mathbf{P} = \int_0^L \mathbf{B}_U^T(x) \mathbf{F}(x) dx \quad (2-11)$$

จากสมการที่ (2-10) เขียนให้อยู่ในรูปของ Incremental Form และแทนค่าสมการที่ (2-7) และ (2-9) เข้าไป จะได้ว่า

$$\Delta \mathbf{P} = \mathbf{K} \Delta \mathbf{U} \quad (2-12)$$

โดยที่ \mathbf{K} คือค่าความแข็งแรงแรงของชิ้นส่วนสามารถเขียนได้ดังสมการ

$$\mathbf{K} = \int_0^L \mathbf{B}_U^T(x) \mathbf{k}(x) \mathbf{B}_U(x) dx \quad (2-13)$$

ซึ่งสมการความแข็งแรงแรงของชิ้นส่วน (2-13) เป็นสมการที่ใช้สำหรับชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมเป็นแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinearities) การวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น พฤติกรรมของวัสดุที่ควรใช้ในการวิเคราะห์แบบ Fiber-Section Model ก็ควรจะเป็นพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงใช้แบบจำลองของวัสดุแบบไม่เชิงเส้นในการอธิบายพฤติกรรมของคอนกรีตและเหล็กเสริมในส่วนหนึ่งของระบบโครงสร้าง

2.1.4 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงกระทำของเหล็กเสริม (Menegotto-Pinto Steel Model)

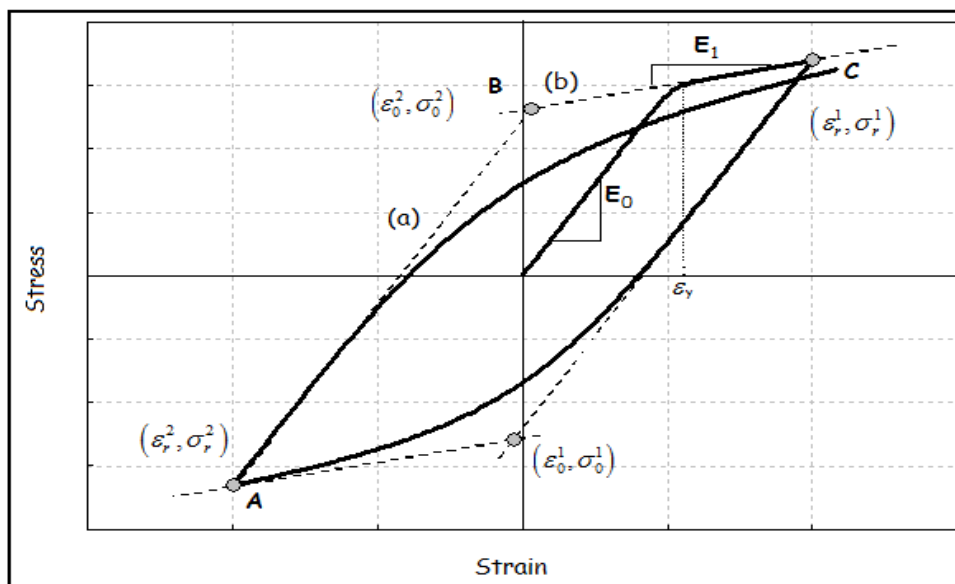
พฤติกรรมของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบทิศทางเดียว (Monotonic) หรือภายใต้แรงกระทำลักษณะเป็นรอบหรือแรงกระทำซ้ำ (Cyclic Loading) ได้ถูกจำลองเป็นพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear) โดย Menegotto และ Pinto (1973) จากนั้นได้ถูกปรับปรุงโดย Filippou (1983) โดยรวมผลเนื่องจาก Isotropic Hardening เข้าไปด้วย แบบจำลองนี้มีความถูกต้องในการแสดงพฤติกรรมของเหล็กเสริมรับแรงกระทำเป็นรอบหรือแรงกระทำซ้ำได้เป็นอย่างดีเมื่อเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดลองในห้องปฏิบัติการ

โดยพฤติกรรมของเหล็กเสริมของแบบจำลอง Menegotto-Pinto แสดงดังรูปที่ 2.6 และสามารถอธิบายโดยสมการไม่เชิงเส้น คือ

$$\sigma^* = b \varepsilon^* + \frac{(1-b) \varepsilon^*}{(1 + (\varepsilon^*)^R)^{1/R}} \quad (2-14)$$

เมื่อ

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r}, \varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \tag{2-15}$$



(อ้างอิงจาก : Menegotto M. and Pinto P.E., 1973)

รูปที่ 2.6 แบบจำลองพฤติกรรมของเหล็ก Menegotto-Pinto

จากรูปที่ 2.6 ค่าความชันที่เปลี่ยนจากความชัน E_0 ไปเป็นความชัน E_1 สามารถหาได้จากสมการ

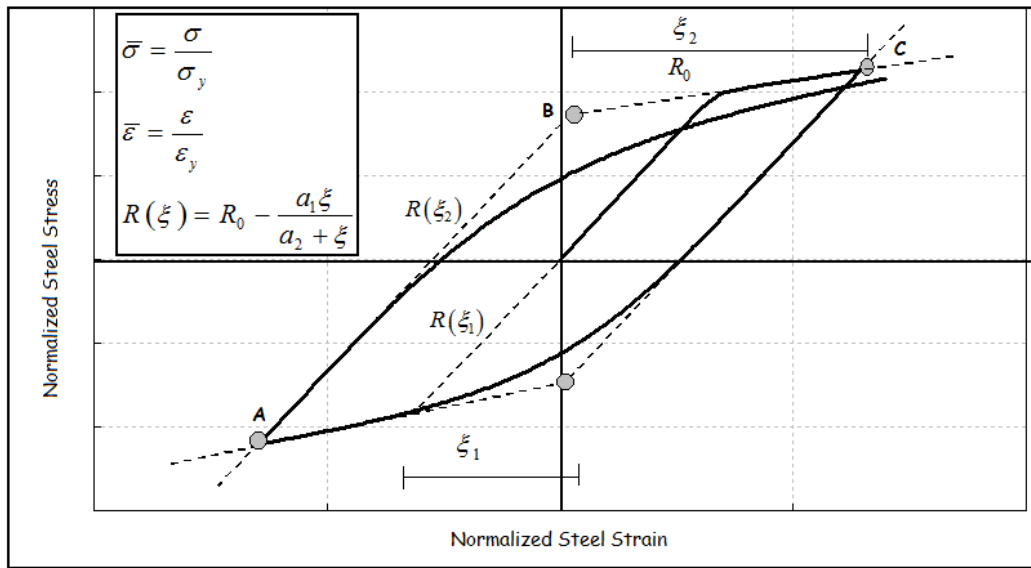
$$E_t = \left(\frac{\sigma_0 - \sigma_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \right) \left(b + \left(\frac{1-b}{(1 + (\varepsilon^*)^R)^{1/R}} \right) \left(1 - \frac{(\varepsilon^*)^R}{1 + (\varepsilon^*)^R} \right) \right) \tag{2-16}$$

โดยค่า σ_r และ ε_r คือค่าความเค้น (Stress) และความเครียด (Strain) ณ จุดที่เกิดการวกกลับของกราฟตามลำดับ ค่าพารามิเตอร์ b คือ อัตราส่วนของ E_1/E_0 เรียกว่า “Strain Hardening Ratio” ส่วนค่าพารามิเตอร์ R คือ พารามิเตอร์ที่แสดงผลของ Bauschinger Effect ค่า σ_r และ ε_r จะแปรเปลี่ยนตามค่าที่จุดที่เกิดการวกกลับของกราฟ

ค่าพารามิเตอร์ R คือ ค่าสัมบูรณ์ของค่าความเครียดที่จุดตัดระหว่างเส้นความชันในปัจจุบัน (จุด B ในรูปที่ 2.7) กับเส้นความชันที่มีค่ามากที่สุดหรือน้อยสุดของความเครียดที่เกิดขึ้น (จุด C ในรูปที่ 2.7) ดังรูปที่ 2.7 โดย Menegotto และ Pinto ได้แสดงความสัมพันธ์ของค่าตัวแปร R ตามสมการ

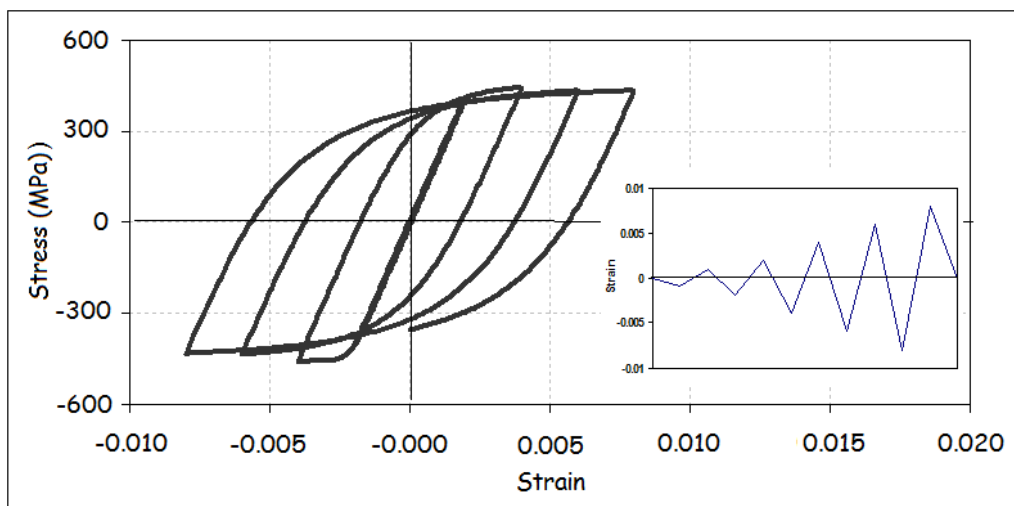
$$R(\xi) = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \tag{2-17}$$

เมื่อ R_0 คือค่าของพารามิเตอร์ R ที่เกิดขึ้นในแรงกระทำชุดแรก ค่า a_1, a_2, ξ คือค่าที่ได้จากการทดลองเมื่อเหล็กเสริมมีการรับแรงกระทำเป็นรอบ ดังรูปที่ 2.8



(อ้างอิงจาก : Menegotto M. and Pinto P.E., 1973)

รูปที่ 2.7 ค่าพารามิเตอร์ R ในแบบจำลองพฤติกรรมของเหล็ก Menegotto-Pinto

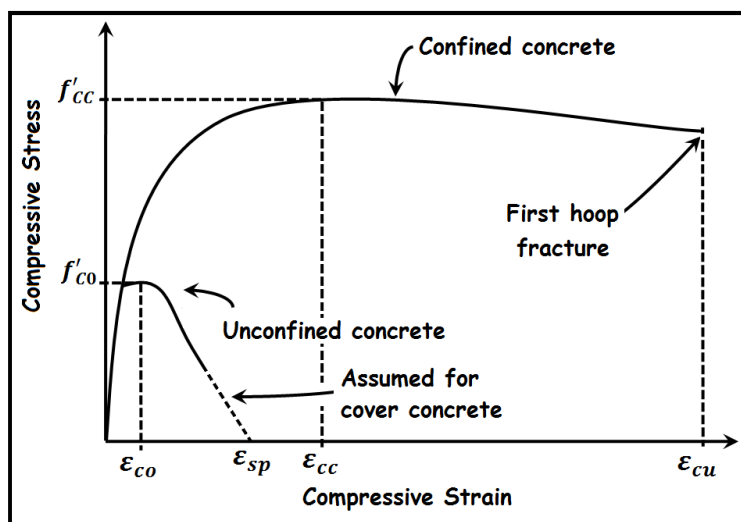


รูปที่ 2.8 พฤติกรรมของเหล็กเมื่อรับแรงกระทำเป็นรอบ

2.1.5 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงกระทำของคอนกรีต (Non-Linear Constant Confinement Concrete Model)

แบบจำลองพฤติกรรมคอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัยได้ถูกเสนอโดย Mander และคณะ (1988) ในลักษณะของแรงกระทำทิศทางเดียว (Monotonic Loading) ต่อมาได้พัฒนาพฤติกรรมในรูปแบบของแรงกระทำเป็นรอบ (Cyclic Loading) โดย Martinez – Rueda และ Elnashai (1997)

Mander และคณะ (1988) ได้เสนอพฤติกรรมของคอนกรีตโดยคิดผลของการบีบรัดทางด้านข้าง (Lateral Confinement Effect) เนื่องจากเหล็กเสริมทางด้านข้างทั้งรูปทรงสี่เหลี่ยมและรูปทรงกลมโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและความเค้นของคอนกรีตแสดงดังรูปที่ 2.9 ซึ่งถูกเสนอโดย Popovics (1973)



(อ้างอิงจาก : Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., 1988)

รูปที่ 2.9 Stress-Strain Model for Monotonic Loading of Confined and Unconfined Concrete

ผลของการบีบรัดทางด้านข้างในคอนกรีตเนื่องจากเหล็กเสริมจะแสดงในรูปของค่าสัมประสิทธิ์ k_e โดยจะขึ้นอยู่กับขนาดและรูปร่างของหน้าตัดและปริมาณของเหล็กเสริม ดังรูปที่ 2.10 โดยสำหรับหน้าตัดกลมเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวสามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ได้จาก

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (2-18)$$

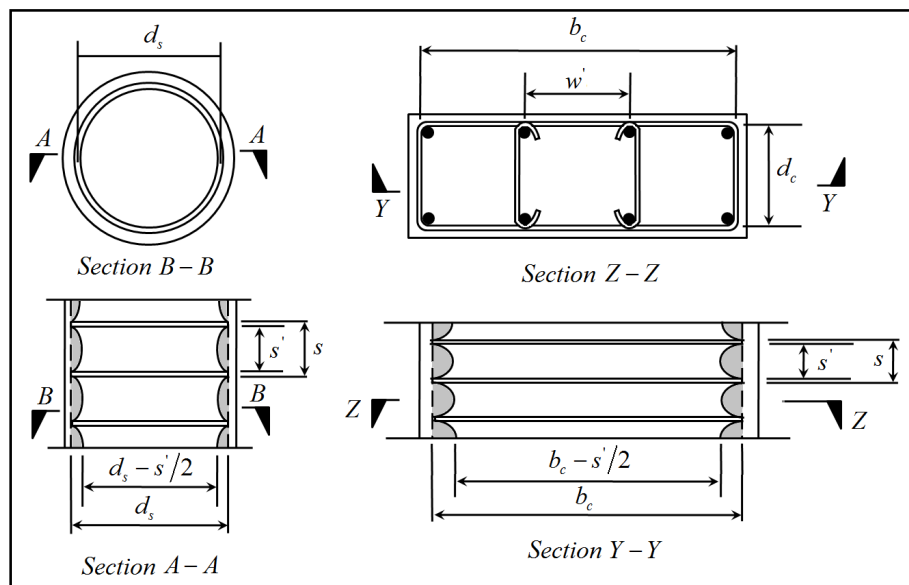
สำหรับหน้าตัดกลมเสริมเหล็กปลอกเกลียวสามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ได้จาก

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (2-19)$$

สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมสามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ได้จาก

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2-20)$$

โดย ρ_{cc} คือ อัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามยาวกับพื้นที่หน้าตัดส่วนที่ถูกบีบรัดของคอนกรีต



(อ้างอิงจาก : Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., 1988)

รูปที่ 2.10 Effectively Confined Core for Circular and Rectangular Reinforcement Section

ในส่วนของกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตที่ถูกบีบรัด Mander และคณะ (1988) ได้เสนอความสัมพันธ์ของกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตที่ถูกบีบรัดและไม่ได้ถูกบีบรัดตามสมการ

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.49 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (2-21)$$

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (2-22)$$

โดย f'_{cc} คือ กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตที่ถูกบีบรัด

f'_{co} คือ กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตที่ไม่ได้ถูกบีบรัด

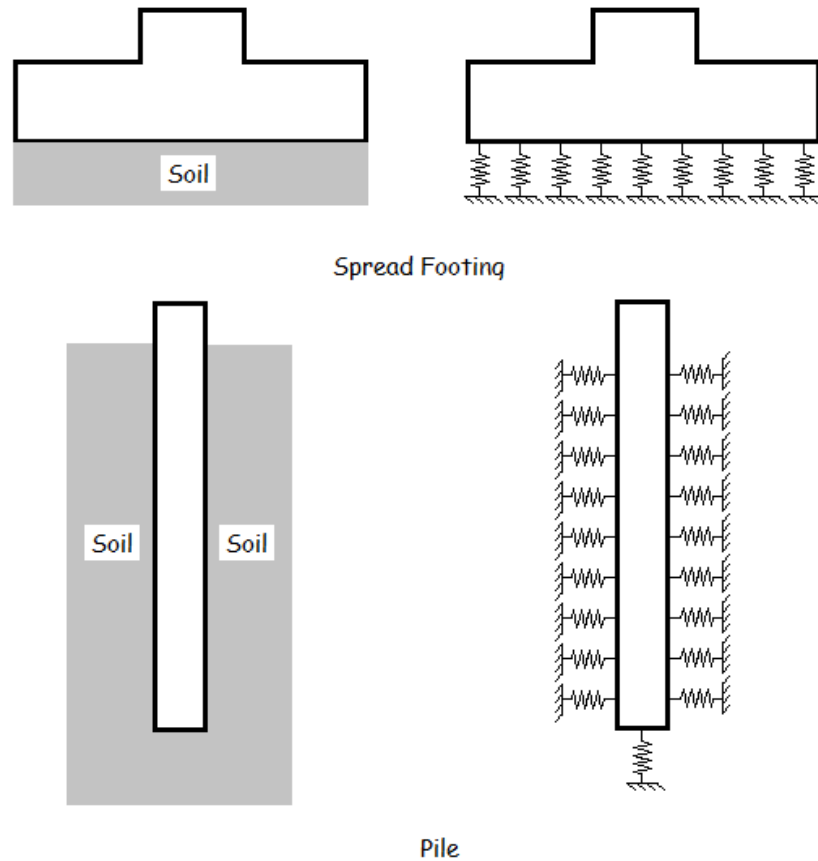
f_{yh} คือ กำลังประลัยของเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอก

ρ_s คือ อัตราส่วนระหว่างปริมาณของเหล็กเสริมตามขวางกับปริมาณของคอนกรีตที่ถูกบีบรัด

2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับแบบจำลองฐานรากและแบบจำลองพฤติกรรมของดิน

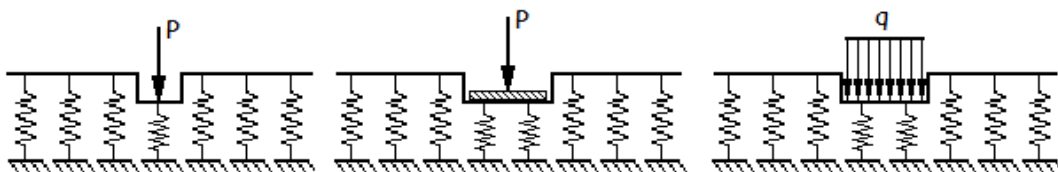
งานวิจัยนี้จะทำการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างโดยคิดผลการอ่อนตัวของฐานราก (Foundation Flexibility) เมื่อโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว พฤติกรรมการอ่อนตัวของฐานราก เสริมในงานวิจัยนี้จะใช้หลักการที่ได้ถูกนำเสนอโดย Winker (1867) บางครั้งอาจเรียกว่า

“Modulus of Subgrade Reaction Method” เพื่อใช้พิจารณาผลการตอบสนองของฐานราก โดยมีข้อสมมุติฐานคือ ดินและฐานรากมีความสัมพันธ์กันในรูปแบบสปริงที่มีระยะห่างเท่าๆกัน โดยสปริงแต่ละตัวมีความอิสระต่อกัน ดังรูปที่ 2.11



รูปที่ 2.11 ตัวอย่างแบบจำลองฐานราก Winkler

แบบจำลองพฤติกรรมของดินและฐานราก Winkler มีแนวคิดที่สำคัญคือ แรงเค้นที่เกิดขึ้นที่พื้นผิวดินมีความสัมพันธ์กันเป็นสัดส่วน โดยตรงกับค่าการทรุดตัวที่จุดนั้น โดยการเปลี่ยนตำแหน่งจะเกิดขึ้นทันทีทันใดภายใต้พื้นที่ที่มีน้ำหนักกระทำ ส่วนบริเวณนอกเหนือจากพื้นที่ดังกล่าว ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งจะเท่ากับศูนย์ ดังรูปที่ 2.12

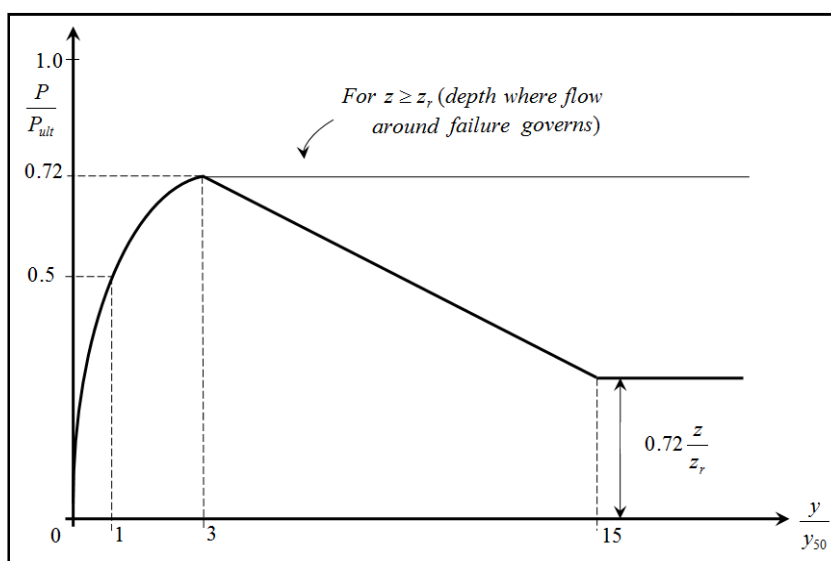


รูปที่ 2.12 แสดงการเปลี่ยนตำแหน่งของแบบจำลอง Winkler

ค่าความต้านทานของดินจะขึ้นอยู่กับประเภทของชั้นดินและระดับความลึกของชั้นดิน ถึงแม้ว่าในทางวิศวกรรม แบบจำลองพฤติกรรมของดินและฐานราก Winkler จะนิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย แต่แบบจำลองดังกล่าวมีข้อจำกัดอยู่คือ แรงเค้นที่เกิดขึ้นในดินมีความสัมพันธ์กับค่าการทรุดตัวที่จุดนั้นเท่านั้น และในกรณีของฐานรากแบบเสาเข็มผลการตอบสนองในแนวราบจะไม่ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของผลการตอบสนองในแนวดิ่ง

แบบจำลองพฤติกรรมของดินในกรณีของเสาเข็มที่ใช้ในงานวิจัยนี้เรียกว่า p-y Curve ซึ่งเป็นแบบจำลองพฤติกรรมที่มีหลักการเดียวกันกับแบบจำลองพฤติกรรมของดินและฐานราก Winkler โดยในงานวิจัยนี้จะใช้แบบจำลองพฤติกรรมของดิน 3 ประเภท คือ ดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็ง และดินทราย

2.2.1 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงกระทำของดินเหนียวอ่อน (p-y Curve of Soft Clay)



(อ้างอิงจาก : Lymon C. Reese, William F., Van Impe.,2001)

รูปที่ 2.13 พฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรณีรับแรงกระทำเป็นรอบ

แบบจำลองพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ในกรณีรับแรงกระทำเป็นรอบ แสดงดังรูปที่ 2.13 โดยพฤติกรรมดังกล่าวจะขึ้นอยู่กับค่า ε_{50} โดย Matlock (1970) ได้เสนอค่าของ ε_{50} โดยมีค่าอยู่ระหว่าง 0.005 และ 0.02 ซึ่งแสดงดังตารางที่ 2.1

การคำนวณค่าพารามิเตอร์ต่างๆเพื่อใช้ในการกำหนดพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนสามารถคำนวณได้ดังนี้

ตารางที่ 2.1 ค่า ε_{50} ของดินเหนียวอ่อน

Consistency of clay	Average value of kPa *	ε_{50}
Soft	< 48	0.020
Medium	48 - 96	0.010
Stiff	96 - 120	0.005

(* อ้างอิงจาก : Peck et al. 1974, p. 20.) (อ้างอิงจาก : Lymon C. Reese, William F., Van Impe., 2001)

1. หาค่า Undrained Shear Strength (c_u) , Unit Weight (γ) และค่า ε_{50} ของดินเหนียว จากนั้นคำนวณค่ากำลังต้านทานสูงสุดของดินเหนียว โดยใช้ค่าที่น้อยกว่าจากสมการทั้งสองข้างล่าง เป็นค่ากำลังต้านทานสูงสุดของดินเหนียว

$$P_{ult} = \left[3 + \frac{\gamma}{c_u} z + \frac{J}{b} z \right] c_u b \quad (2-23)$$

$$P_{ult} = 9c_u b \quad (2-24)$$

โดย P_{ult} คือ ค่ากำลังต้านทานสูงสุดของดินต่อความยาวของเสาเข็ม

z คือ ความลึกจากผิวดินจนถึงจุดที่ต้องการหาพฤติกรรมของดิน

c_u คือ ค่า Undrained Shear Strength ของดินที่ความลึก z

b คือ ค่าความกว้างของหน้าตัดเสาเข็ม

Matlock (1970) ได้เสนอค่าพารามิเตอร์ J จากการทดลอง โดยใช้ค่า 0.5 สำหรับดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) และใช้ค่า 0.25 สำหรับดินเหนียวปานกลาง (Medium Clay)

2. คำนวณค่าการเคลื่อนตัว y_{50} ตามสมการ

$$y_{50} = 2.5\varepsilon_{50}b \quad (2-25)$$

3. คำนวณหาค่าความลึก z_r จากสมการ

$$z_r = \frac{6c_u b}{(\gamma b + jc_u)} \quad (2-26)$$

4. ถ้าระดับความลึกของดินในจุดที่ต้องการหาค่า p-y curve ของดินมีค่าเท่ากับหรือมากกว่า z_r ค่ากำลังต้านทานสูงสุดของดินมีค่าเท่ากับ $0.72P_{ult}$ สำหรับทุกค่า y ที่มีค่ามากกว่า $3y_{50}$

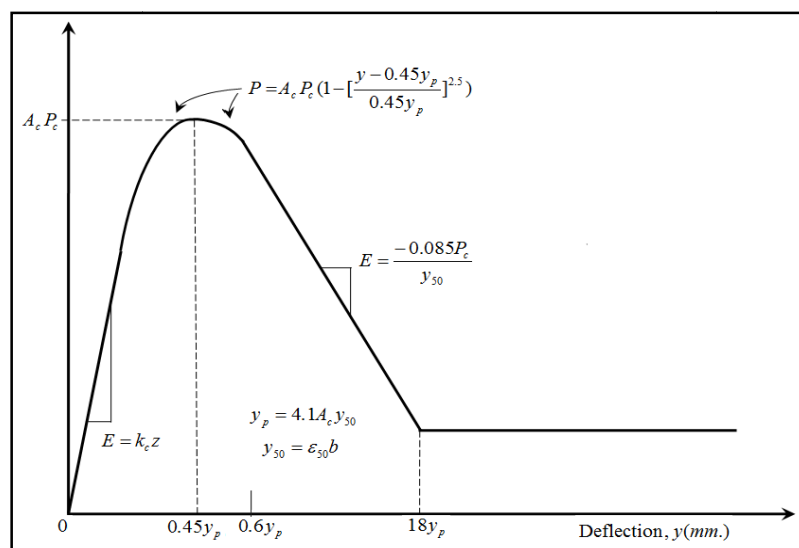
5. ถ้าระดับความลึกของดินในจุดที่ต้องการหาค่า p-y curve ของดินมีค่าน้อยกว่า z_r ค่ากำลังต้านทานสูงสุดของดินมีค่าดังสมการข้างล่างสำหรับทุกค่า y ที่มีค่ามากกว่า $3y_{50}$

$$p = 0.72P_{ult} \left(\frac{z}{z_r} \right) \quad (2-27)$$

และค่า p จะมีค่าคงที่สำหรับทุกค่า y ที่มีค่ามากกว่า $3y_{50}$

2.2.2 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงกระทำของดินเหนียวแข็ง (p-y Curve of Stiff Clay)

Reese et al (1975) ได้เสนอแบบจำลองพฤติกรรมของดินเหนียวแข็งจากการทดลองดังรูปที่ 2.14 โดยสามารถคำนวณหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆเพื่อใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินเหนียวแข็งได้ดังนี้



(อ้างอิงจาก : Lymon C. Reese, William F., Van Impe., 2001)

รูปที่ 2.14 พฤติกรรมของดินเหนียวแข็งกรณีรับแรงกระทำเป็นรอบ

1. หาค่า Undrained Shear Strength (c_u), Unit Weight (γ) ของดินเหนียว จากนั้นคำนวณค่ากำลังต้านทานสูงสุดของดินเหนียว โดยใช้ค่าที่น้อยกว่าจากสมการทั้งสองข้างล่างเป็นค่ากำลังต้านทานสูงสุดของดินเหนียว

$$P_{ult} = 2c_u b + \gamma b z + 2.83c_u z \quad (2-28)$$

$$P_{ult} = 11c_u b \quad (2-29)$$

โดย P_{ult} คือ ค่ากำลังต้านทานสูงสุดของดินต่อความยาวของเสาเข็ม

z คือ ความลึกจากผิวดินจนถึงจุดที่ต้องการหาพฤติกรรม p-y curve ของดิน

c_u คือ ค่า Undrained Shear Strength ของดินที่ความลึก z

b คือ ค่าความกว้างของหน้าตัดเสาเข็ม

2. หาค่าพารามิเตอร์ k_c จากตารางที่ 2.2 และคำนวณค่า y_{50} จากสมการ

$$y_{50} = \epsilon_{50} b \quad (2-30)$$

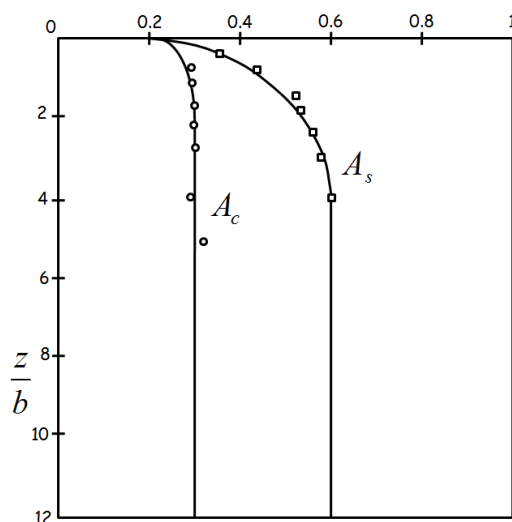
3. หาค่าพารามิเตอร์ A_c จากกราฟรูปที่ 2.15 จากนั้นคำนวณค่า y_p จากสมการ

$$y_p = 4.1 A_c y_{50} \quad (2-31)$$

ตารางที่ 2.2 ค่าพารามิเตอร์ k_c สำหรับดินเหนียวแข็ง

	Average undrained shear strength (kPa)		
	50 – 100	100 - 200	300 - 400
k_s (static) MN/m ³	135	270	540
k_c (cyclic) MN/m ³	55	110	540

(อ้างอิงจาก : Lymon C. Reese, William F., Van Impe.,2001)



(อ้างอิงจาก : Lymon C. Reese, William F., Van Impe.,2001)

รูปที่ 2.15 ค่าพารามิเตอร์ A_c สำหรับดินเหนียวแข็ง

4. คำนวณค่าความสัมพันธ์ p-y curve ของดินเหนียวแข็งสำหรับทุกค่า y ที่มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ $0.6y_p$ จากสมการ

$$p = A_c P_c \left[1 - \left| \frac{y - 0.45y_p}{0.45y_p} \right|^{0.25} \right] \quad (2-32)$$

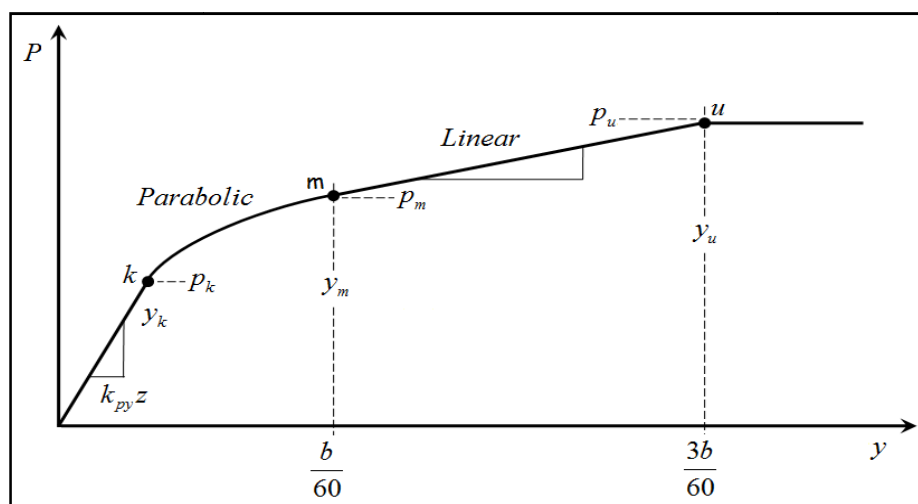
5. คำนวณค่าความสัมพันธ์ p-y curve ของดินเหนียวแข็งสำหรับทุกค่า y ที่มีค่ามากกว่า $0.6y_p$ และน้อยกว่า $1.8y_p$ จากสมการ

$$p = 0.936A_c P_c - \frac{0.085}{y_{50}} P_c (y - 0.6y_p) \quad (2-33)$$

6. คำนวณค่าความสัมพันธ์ p-y curve ของดินเหนียวแข็งสำหรับทุกค่า y ที่มีค่ามากกว่า $1.8y_p$ จากสมการ

$$p = 0.936A_c P_c - \frac{0.102}{y_{50}} P_c y_p \quad (2-34)$$

2.2.3 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงกระทำของดินทราย (p-y Curve of Sand)



(อ้างอิงจาก : Lymon C. Reese, William F., Van Impe.,2001)

รูปที่ 2.16 พฤติกรรมของดินทรายกรณีรับแรงกระทำเป็นรอบ

Reese et al. (1974) ได้เสนอแบบจำลองพฤติกรรมของดินทรายในกรณีรับแรงกระทำเป็นรอบจากการทดลอง ดังรูปที่ 2.16 โดยสามารถหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆเพื่อคำนวณความสัมพันธ์ p-y curve ของดินทรายได้ดังนี้

1. หาค่า Friction Angle , Unit Weight (γ) ของดินทราย และขนาดของหน้าตัดเสาเข็ม
2. คำนวณค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ตามสมการ

$$\alpha = \frac{\phi}{2}; \beta = 45 + \frac{\phi}{2}; K_0 = 0.4; K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (2-35)$$

3. คำนวณค่ากำลังต้านทานสูงสุดของดินต่อความยาว 1 หน่วย โดยใช้ค่าที่ต่ำกว่าจากสมการ

$$p_s = \gamma z \left[\frac{K_0 \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + z \tan \beta \sin \alpha) + K_0 z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \right] \quad (2-36)$$

$$p_s = K_a b \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 b \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta \quad (2-37)$$

4. คำนวณค่า $y_u = 3b/80$ จากนั้นคำนวณค่ากำลังต้านทานสูงสุดของดินจาก

$$p_{ult} = \bar{A}_s p_s \text{ or } p_{ult} = \bar{A}_c p_s \quad (2-38)$$

โดยค่า \bar{A}_s หรือ \bar{A}_c หามาจากรูปที่ 2.17

5. คำนวณค่า $y_m = b/60$ จากนั้นคำนวณค่า p_m จาก

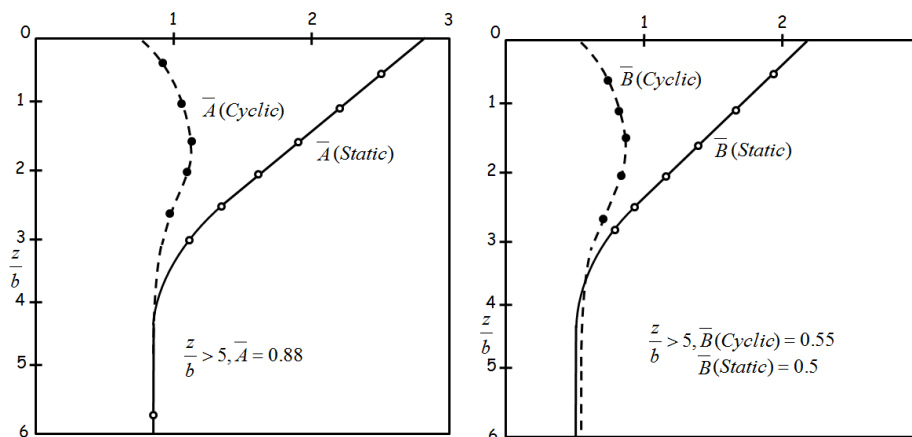
$$p_m = \overline{B}_s p_s \text{ or } p_m = \overline{B}_c p_s \tag{2-39}$$

โดยค่า \overline{B}_s หรือ \overline{B}_c หามาจากรูปที่ 2.17

6. คำนวณความชันเริ่มต้นของกราฟความสัมพันธ์ p-y curve จากสมการ

$$p = (k_{py} z)y \tag{2-40}$$

โดยค่า k_{py} หามาจากตารางที่ 2.3 หรือ 2.4



(อ้างอิงจาก : Lymon C. Reese, William F., Van Impe.,2001)

รูปที่ 2.17 ค่าพารามิเตอร์ต่างๆสำหรับดินทราย

ตารางที่ 2.3 Value of k_{py} for submerged sand

Relative density	Loose	Medium	Dense
k_{py} (MN/m ³)	5.4	16.3	34

(อ้างอิงจาก : Lymon C. Reese, William F., Van Impe.,2001)

ตารางที่ 2.4 Value of k_{py} for sand above water table

Relative density	Loose	Medium	Dense
k_{py} (MN/m ³)	6.8	24.4	61

(อ้างอิงจาก : Lymon C. Reese, William F., Van Impe.,2001)

7. คำนวณส่วนที่เป็นกราฟ Parabolic ในกราฟความสัมพันธ์ p-y curve จากสมการ

$$p = C y^{1/n} \tag{2-41}$$

โดยค่าพารามิเตอร์ต่างๆ คำนวณจาก

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m}, n = \frac{p_m}{m y_m}, c = \frac{p_m}{y_m^{1/n}}, y_k = \left(\frac{C}{k_{py} x} \right)^{n/n-1} \tag{2-42}$$

2.2.4 พฤติกรรมของเสาเข็มกลุ่ม (Pile Group Behavior)

Rollins และคณะ (2006) ได้เสนอพฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาเข็มกลุ่มและกำลังต้านทานของเสาเข็มกลุ่มในกรณีที่ได้รับแรงกระทำทางด้านข้าง โดยค่ากำลังต้านทานแรงด้านข้างของเสาเข็มกลุ่มให้ทำการวิเคราะห์เหมือนเสาเข็มเดี่ยว แต่ให้ปรับลดค่ากำลังต้านทานของเสาเข็มในแต่ละแถวดังสมการ

เสาเข็มแถวแรก

$$f_m = 0.26 \ln(S / D) + 0.5 \leq 1.0 \quad (2-43)$$

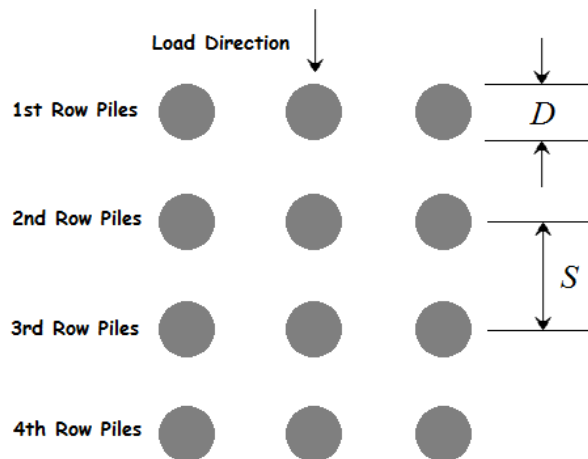
เสาเข็มแถวที่สอง

$$f_m = 0.52 \ln(S / D) \leq 1.0 \quad (2-44)$$

เสาเข็มแถวที่สามเป็นต้นไป

$$f_m = 0.60 \ln(S / D) - 0.25 \leq 1.0 \quad (2-45)$$

โดยค่าตัวแปร S เป็นค่าระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางเข็มถึงจุดศูนย์กลางเสาเข็มต้นถัดไป และ D เป็นค่าความกว้างเสาเข็มแสดงดังรูปที่ 2.18



รูปที่ 2.18 ลักษณะของเสาเข็มกลุ่มและทิศทางแรงกระทำ

2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Anil K. Chopra และ Rakesh K. Goel (2002) ได้ทำการศึกษาและเปรียบเทียบการวิเคราะห์โครงสร้างเหล็กที่มีความสูง 9 ชั้น ระหว่างการวิเคราะห์โดยวิธี Model Pushover Analysis และวิธี Nonlinear-Response History Analysis (RHA) โดยในการวิเคราะห์วิธี Model Pushover Analysis จะรวมผลของ Higher Modes ด้วย จากผลการศึกษาพบว่า วิธี Model Pushover Analysis ที่รวมผลของ Higher Modes 3 Modes ให้ผลที่ดีกว่าการคำนึงผลของ Higher Modes เพียง 1 และ 2 Mode และพฤติกรรมของโครงสร้างที่รวมผลของ Higher Modes 3 Modes มีความถูกต้องและแม่นยำใกล้เคียงกับการวิเคราะห์โดยวิธี Nonlinear-Response History Analysis เพียงพอแล้ว

Sun-Pil Kim และ Yahya C. Kurama (2008) ได้ทำการศึกษาและเปรียบเทียบการวิเคราะห์เพื่อหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของโครงสร้างในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear) โดยวิธี Mass Proportional Pushover Analysis (MPP) และ Model Pushover Analysis (MPA) ที่คิดผลของ Higher Modes และเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์แบบ Multi-Degree-of-Freedom Nonlinear Dynamic Time-History Analysis โครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์เป็นโครงสร้างเหล็กที่มีความสูง 3, 9 และ 20 ชั้น มีฐานรากแบบยึดแน่น (Fixed Support) โดยจากผลการศึกษาพบว่า การวิเคราะห์วิธี Mass Proportional Pushover Analysis ให้ผลการวิเคราะห์ที่ดีกว่าวิธี Model Pushover Analysis โดยผลการเปรียบเทียบในโครงสร้างสูง 9 และ 20 ชั้นมีความแตกต่างมากกว่าโครงสร้างสูง 3 ชั้น และมีความแตกต่างกันในการวิเคราะห์รับแรงแผ่นดินไหวแบบ Design Earthquake มากกว่าในการวิเคราะห์รับแรงแผ่นดินไหวแบบ Maximum Considered Earthquake

Mehdi Poursha, Faramarz Khoshnoudian และ A.S. Moghadam (2009) ได้ศึกษาการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารสูงเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว โดยนำเสนอวิธีการวิเคราะห์แบบ Consecutive Modal pushover (CMP) ซึ่งเป็นวิธี Nonlinear Pushover Analysis ซึ่งคิดผลของ Higher Modes Effect ซึ่งมีความสำคัญอย่างมากในการวิเคราะห์โครงสร้างที่เป็นตึกสูง โดยโครงสร้างที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นโครงสร้างเหล็กที่มีความสูง 10, 15, 20 และ 30 ชั้น และเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบ Consecutive Modal pushover กับผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบ Nonlinear Dynamic Time-History Analysis ซึ่งพบว่าวิธีการวิเคราะห์แบบ Consecutive Modal pushover มีประสิทธิภาพอย่างมากในการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีความสูง เนื่องจากผลที่ได้มีความใกล้เคียงกับการวิเคราะห์แบบ Nonlinear Response History Analysis

Yuchuan Tang และ Jian Zhang (2011) ได้ทำการศึกษาผลกระทบต่างๆจากแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นได้ต่อแบบจำลอง (Numerical Model) ของโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือน โดยคิดผลของการอ่อนตัวของฐานรากและผลการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง (Soil-Structure Interaction, SSI) ในพื้นที่ทางภาคตะวันตกของประเทศสหรัฐอเมริกา โดยวิธี Non-linear Time History Analysis โดยในงานวิจัยนี้จะศึกษาผลที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้าง แรงเฉือนที่ฐานราก การเคลื่อนตัวของฐานราก มุมบิดในโครงสร้างและค่าสูงสุดของการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง ทั้งในกรณีที่เกิดผลการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างและไม่คิดผลการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง พบว่า ผลการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างช่วยลดความเสียหายที่จะเกิดขึ้นต่อโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนเมื่อคิดพฤติกรรมของดินเป็นแบบไม่เชิงเส้น (Soil Nonlinearity)

Prishati Raychowdhury (2011) ได้ศึกษาผลกระทบของการอ่อนตัวของฐานรากและผลการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง (Soil-Structure Interaction, SSI) โดยโครงสร้างที่ใช้เป็นโครงสร้างเหล็กสูง 4 ชั้นตั้งอยู่บนฐานรากแผ่นบนหลักการของ Winkler (Beam on Nonlinear Winkler Foundation) โดยเปลี่ยนขนาดของฐานรากระหว่าง 1.56-2.00m สำหรับฐานรากตัวนอก และ 2.00-2.68m สำหรับฐานรากตัวใน งานวิจัยนี้ได้ใช้แรงแผ่นดินไหวที่เคยเกิดขึ้น 60 ครั้งโดยระดับความแรงอยู่ในช่วงค่าคาบการคืนกลับ 50%, 10%, และ 2% ในรอบ 50 ปี ซึ่งพบว่าผลของฐานรากมีความสำคัญอย่างมากต่อพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว ไม่ว่าจะเป็นค่าโมเมนต์คัดค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้น การเคลื่อนตัวของโครงสร้างและการทรุดตัวของฐานราก

Boris Jeremic, Sashi Kunnath และ Feng Xiong (2004) ได้ศึกษาผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง (Soil-Foundation-Structure Interaction, SFS) ต่อพฤติกรรมของสะพานทางหลวง I-880 Viaduct โดยในงานวิจัยนี้ได้ใช้แบบจำลองของสะพานแบบไฟไนต์อีลิเมนต์ 2 รูปแบบคือ แบบจำลองแรกไม่คิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง ส่วนอีกรูปแบบจะคำนึงผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างในรูปแบบของสปริง พฤติกรรมของวัสดุจะใช้พฤติกรรมแบบจำลอง Nonlinear Elastic สำหรับโครงสร้างคอนกรีต และใช้พฤติกรรมแบบจำลอง Linear Elastic สำหรับสปริง โดยแบบจำลองสะพานทั้งสองรับแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในบริเวณนั้นที่มีระดับความรุนแรงในรอบการหวนคืนกลับ 10% ในช่วงเวลา 50 ปี จากผลการวิจัยพบว่าผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง มีความสำคัญและส่งผลกระทบต่อโครงสร้าง โดยความเสียหายและระดับพฤติกรรมของโครงสร้างเพิ่มสูงขึ้นเมื่อโครงสร้างต้องรับแรงแผ่นดินไหวโดยคำนึงถึงผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง

Behrouz Asgarian และ Mohammad Lesani (2009) ได้ศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างโดยใช้หลักการของ Fiber Elements และการวิเคราะห์โดยวิธี Pushover Analysis โดยใช้แบบจำลองของโครงสร้างรูปแบบสองมิติ (2D) รับแรงกระทำในแนวราบต่อโครงสร้าง และใช้แบบจำลองของฐานรากโดยแบ่งได้เป็น 3 กรณีคือ ฐานรากแบบยึดแน่น (Fixed-End Support) ฐานรากแบบหมุด (Pin-End Support) และฐานรากแบบค้ำเนื่องถึงผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง (Pile-Soil Interaction) โดยใช้ฐานรากเป็นแบบเสาเข็ม ซึ่งในการวิเคราะห์กรณีฐานรากแบบเสาเข็มจะใช้ค่าคุณสมบัติจริงของดินที่ได้จากการทดสอบในภาคสนาม แบบจำลองของเสาเข็มและดินที่ใช้จะพิจารณาทั้งในกรณีของเชิงเส้น (Linear) และไม่เชิงเส้น (Nonlinear) จากผลการศึกษาจะใช้กรณีแบบจำลองเสาเข็มและดินแบบไม่เชิงเส้นเป็นเกณฑ์ในการเปรียบเทียบ พบว่าในการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองของเสาเข็มแบบเชิงเส้น ผลที่ได้มีความแตกต่างอย่างมากเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีของแบบจำลองเสาเข็มแบบไม่เชิงเส้น และในกรณีฐานรากแบบหมุดผลที่ได้มีความแตกต่างจากกรณีของฐานรากแบบยึดแน่นและเสาเข็มอย่างมาก

John L. Bignell, James M. LaFave และ Neil M. Hawkins (2005) ได้ศึกษาพฤติกรรมของสะพานทางใต้ของรัฐ Illinois เมื่อรับแรงกระทำแผ่นดินไหว โดยวิธี Non-linear Pushover Analysis แบบ 2 ทิศทาง ทั้งแนวตั้งฉากกับสะพานและแนวตามยาวสะพาน แบบจำลองของสะพานที่ใช้จะเป็นแบบไฟไนต์อีลิเมนต์สามมิติ (3D Finite Element) ที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear) ทั้งในส่วนองโครงสร้างทุกชิ้นส่วนของสะพานและพฤติกรรมของวัสดุที่ใช้ รวมไปถึงผลการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและฐานราก โดยงานวิจัยนี้ได้ศึกษาผลกระทบที่เกิดขึ้นโดยขึ้นกับลักษณะของตอม่อสะพาน ไม่ว่าจะเป็จำนวนของตอม่อ ตำแหน่งการตั้ง ประเภทฐานราก ความสูงของสะพาน ซึ่งพบว่า จำนวนตอม่อของสะพานมีผลต่อการรับน้ำหนักและความแข็งแรงของสะพานเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว และคุณสมบัติของตอม่อทั้งความเหนียวของโครงสร้าง ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดและกำลังต้านทาน โมเมนต์ค้ดสูงสุด มีผลต่อลักษณะการพิบัติของสะพานเมื่อพิจารณาโดยวิธี Pushover ทั้งสองทิศทาง

Suchart Limkatanyu, Kittisak Kuntiyawichai และ Enrico Spacone (2009) ได้ศึกษาผลของความสัมพัธ์ระหว่างเสาเข็มและดินรอบเสาเข็ม (Soil-Pile Interaction) โดยใช้หลักการของ Fiber Section ในแบบจำลองของเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงกระทำทั้งในทิศทางเดียว (Monotonic Load) และแรงกระทำเป็นรอบ (Cyclic Load) โดยศึกษาถึงพฤติกรรมของเสาเข็มอันเนื่องมาจากผลของความยาวของเสาเข็ม ขนาดของเสาเข็ม รวมทั้งคุณสมบัติของเสาเข็มและดินรอบเสาเข็มทั้งในแบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้นและเปรียบเทียบผลที่ได้กับผลการทดลองจริง

Xiang-Lian Zhou และ Jian-Hua Wang (2009) ศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองแบบพลศาสตร์ของเสาเข็มกลุ่มเมื่อรับแรงกระทำในแนวราบ โดยใช้หลักการของ Muki & Stenberg Method ในการหาพฤติกรรมการตอบสนอง พิจารณาแรงกระทำในรูปแบบของสมการ Fredholm Integration และคำนวณการตอบสนองเชิงพลศาสตร์โดยใช้เฟกเตอร์ความสัมพันธ์ระหว่างเสาเข็มและดินรอบเสาเข็ม (Pile-Soil-Pile Interaction Factors) คำนวณหาค่าแรงเฉือนและค่าโมเมนต์ตัดที่เกิดขึ้นโดยใช้หลักการรวมกัน (Superposition Method) โดยจากผลการวิจัยพบว่า อัตราส่วนความสามารถในการตัดตัว (Flexibility Ratio) ของเสาเข็มและความยาวของเสาเข็มมีความสำคัญมากในพฤติกรรมการตอบสนองเชิงพลศาสตร์ของเสาเข็มกลุ่ม

บทที่ 3

การประเมินโครงสร้างและเกณฑ์มาตรฐานของ FEMA 356

3.1 การประเมินโครงสร้าง

ระดับความเสียหายของโครงสร้างนั้นสามารถอธิบายได้จากลักษณะของโครงสร้างที่เกิดการเสียหายและความปลอดภัยของผู้ที่อยู่อาศัยในระหว่างที่โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวและหลังจากรับแรงแผ่นดินไหว โดยทั่วไปขอบเขตของความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้างจะใช้ในการประเมินโครงสร้างเมื่อรับแรงกระทำ ระดับความเสียหายของโครงสร้างเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวที่ยอมรับได้ขั้นต่ำคือ โครงสร้างจะต้องไม่เกิดการพังทลายเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวสูงสุดที่สามารถเกิดขึ้นได้ (Collapse Prevention) ระดับความเสียหายของโครงสร้างนั้นสามารถแบ่งได้ดังแสดงในตารางที่ 3.1 แต่โดยทั่วไประดับความเสียหายของโครงสร้างที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างจะมีเพียงแค่ 4 ระดับ คือ Operational, Immediate Occupancy, Life Safety, Collapse Prevention ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

3.1.1 Operational Level

ความเสียหายของโครงสร้างในระดับนี้โครงสร้างจะได้รับความเสียหายเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวน้อยมากหรืออาจจะไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นทั้งในส่วนองโครงสร้าง (Structural Member) และส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง (Nonstructural Member) จากตารางที่ 3.1 พบว่าความเสียหายของโครงสร้างที่เกิดขึ้นจะอยู่ในระดับ Immediate Occupancy และความเสียหายของส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างจะอยู่ในระดับ Operational ความเสียหายในระดับนี้จะอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สินน้อยมาก โครงสร้างที่รับแรงแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงน้อยมากๆ ระดับความเสียหายของโครงสร้างอาจจะอยู่ในระดับนี้หรือสูงกว่าก็เป็นได้ โดยทั่วไปแล้วในการออกแบบโครงสร้างเพื่อรับแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงมากจะไม่นิยมนออกแบบโครงสร้างให้มีความเสียหายในระดับนี้

ตารางที่ 3.1 Target Building Performance Level and Range

Nonstructural Performance Level	Structural Performance Level and Range					
	S-1 Immediate Occupancy	S-2 Damage Control Range	S-3 Life Safety	S-4 Limited Safety Range	S-5 Collapse Prevention	S-6 Not Considered
N-A Operational	Operational 1-A	2-A	Not Recommended	Not Recommended	Not Recommended	Not Recommended
N-B Immediate Occupancy	Immediate Occupancy 1-B	2-B	3-B	Not Recommended	Not Recommended	Not Recommended
N-C Life Safety	1-C	2-C	Life Safety 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D Hazards Reduced	Not Recommended	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E Not Considered	Not Recommended	Not Recommended	Not Recommended	4-E	Collapse Prevention 5-E	No Rehabilitation

(อ้างอิงจาก : มยศ. 1302 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย)

3.1.2 Immediate Occupancy Level (IO)

จากตารางที่ 3.1 ความเสียหายของโครงสร้างในระดับนี้จะมี ความเสียหายทั้ง ส่วนของโครงสร้างและส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างอยู่ในระดับ Immediate Occupancy ระดับความเสียหายของโครงสร้างในระดับนี้มีความอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สินน้อย โครงสร้างที่มีความเสียหายในระดับนี้อาจจะต้องทำความสะอาดหรืออาจจะต้องทำการซ่อมแซมเพียงเล็กน้อยก็สามารถใช้งานได้ ในทันที การออกแบบโครงสร้างในระดับนี้ โครงสร้างจะต้องรับแรงแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงน้อยถึงน้อยมาก

3.1.3 Life Safety Level (LS)

ความเสียหายของโครงสร้างในระดับนี้มีความเสียหายปานกลางถึงมากทั้งในส่วนที่เป็นโครงสร้างและส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง แต่มีความปลอดภัยต่อผู้อยู่อาศัย ความเสียหายระดับนี้สามารถซ่อมแซมได้แต่อาจคาดว่าโครงสร้างจะไม่มีประสิทธิภาพเหมือนเดิมเมื่อกลับมาใช้งาน การออกแบบโครงสร้างให้มีความเสียหายในระดับนี้จะต้องใช้ค่าแรงแผ่นดินไหวสำหรับออกแบบ (Design Earthquake)

3.1.4 Collapse Prevention Level (CP)

ระดับความเสียหายในระดับนี้มีความเสียหายต่อโครงสร้างมาก เช่น กำแพงหรือผนังอาคารเกิดการพังทลาย แต่โครงสร้างจะไม่เกิดการพิบัติแบบพังทลาย โครงสร้างที่มีความเสียหายระดับนี้ไม่เหมาะสมที่จะทำการซ่อมแซม การออกแบบโครงสร้างให้มีความเสียหายในระดับนี้ จะต้องใช้ค่าแรงแผ่นดินไหวสูงสุดที่สามารถเกิดขึ้นกับโครงสร้างได้ (Maximum Considered Earthquake)

3.2 การประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้าง

การประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้างในงานวิจัยนี้ใช้การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธี Pushover Analysis ซึ่งการวิเคราะห์โดยวิธีนี้สิ่งที่สำคัญคือ ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง เนื่องจากหลักการของวิธีนี้คือการผลักโครงสร้างไปในทิศทางเดียวจนถึงค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายที่ต้องการ ดังนั้นค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างจึงควรที่จะต้องมีความถูกต้องและเหมาะสมกับโครงสร้างและแรงแผ่นดินไหวที่โครงสร้างดังกล่าวจะต้องรับ การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างที่เหมาะสมนั้นขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย เช่น พฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้าง น้ำหนักของโครงสร้าง ชั้นดินที่โครงสร้างตั้งอยู่ และต้องมีการปรับแก้ค่าต่างๆให้เหมาะสมกับแรงแผ่นดินไหวที่โครงสร้างจะต้องรับ

3.2.1 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง

เมื่อเกิดแผ่นดินไหวโครงสร้างต่างๆจะแสดงผลตอบสนองต่อการเกิดแผ่นดินไหวที่แตกต่างกันขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง โดยโครงสร้างจะแสดงผลการตอบสนองในรูปของ “ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม” ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum Considered Earthquake) ที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_s) และที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_1) ของพื้นที่ในจังหวัดต่างๆทั่วประเทศไทยได้ถูกนำเสนอโดย กรมโยธาธิการและผังเมือง มยศ. 1302 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบการสั่น 0.2 วินาที และคาบการสั่น 1 วินาที ของจังหวัดสงขลาได้แสดงดังตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_s) และที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_1) ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา จังหวัดสงขลา

ความเร่งตอบสนอง					
อำเภอ	S_s	S_1	อำเภอ	S_s	S_1
กระเสสินธุ์	0.069	0.074	นาทวี	0.072	0.076
กิ่งอำเภอกลองหอย	0.077	0.083	เมืองสงขลา	0.069	0.073
กิ่งอำเภอนาหม่อม	0.072	0.076	ระโนด	0.068	0.072
กิ่งอำเภอบางกล่ำ	0.074	0.079	รัตภูมิ	0.077	0.083
กิ่งอำเภอสิงหนคร	0.07	0.074	สทิงพระ	0.069	0.073
ควนเนียง	0.073	0.079	สะเดา	0.079	0.084
จะนะ	0.069	0.073	สะบ้าย้อย	0.069	0.071
เทพา	0.066	0.068	หาดใหญ่	0.074	0.079

(อ้างอิงจาก : มยศ. 1302 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย)

3.2.2 การปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง

ระดับความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวสามารถเปลี่ยนแปลงเนื่องจากสภาพของชั้นดินได้ ดังนั้นในการวิเคราะห์จะต้องทำการปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมให้เหมาะสมกับสภาพชั้นดินบริเวณที่ตั้งของโครงสร้างนั้นๆ

3.2.2.1 ประเภทของชั้นดิน ณ ที่ตั้งโครงสร้าง

สภาพของชั้นดิน ณ บริเวณที่ตั้งของอาคารสามารถแบ่งออกได้เป็น 6 ประเภท คือ A (หินแข็ง) B (หิน) C (ดินแข็ง) D (ดินปกติ) E (ดินอ่อน) หรือ F (ดินที่มีลักษณะพิเศษ) โดยเกณฑ์ในการจัดแบ่งประเภทของชั้นดินได้แสดงดังตารางที่ 3.3 ในกรณีที่ไม่มีข้อมูลดินและไม่สามารถทำการสำรวจดินได้ ให้สมมุติว่าประเภทของชั้นดินเป็นแบบประเภท D เว้นแต่มีผู้เชี่ยวชาญหรือหน่วยงานรัฐที่เกี่ยวข้อง กำหนดว่าชั้นดินนั้นเป็นประเภท E หรือ F ในกรณีที่ชั้นดินหนามากกว่า 3 เมตรอยู่ระหว่างฐานรากกับชั้นหิน จะต้องไม่กำหนดให้เป็นชั้นดินประเภท A หรือ B โดยการจำแนกประเภทของชั้นดิน จะพิจารณาจากคุณสมบัติของชั้นดินตั้งแต่ผิวลงไปจนถึงความลึก 30 เมตร

ตารางที่ 3.3 การจำแนกประเภทของชั้นดิน

ประเภทชั้นดิน	\overline{V}_s	\overline{N} หรือ \overline{N}_{ch}	\overline{S}_u
A	> 1500 m/s	-	-
B	750 - 1500 m/s	-	-
C	360 - 750 m/s	> 50	> 100 kPa
D	180 - 360 m/s	15 - 50	50 - 100 kPa
E	< 180 m/s	< 15	< 50 kPa
	มีชั้นดินที่มีความหนามากกว่า 3 เมตร ที่มีคุณสมบัติดังนี้ Plasticity Index (PI) > 20 Moisture Content (w) > 40% $\overline{S}_u < 25$ kPa		
F	เกณฑ์ตามที่กำหนดไว้ในหัวข้อ 3.2.2.2		

(อ้างอิงจาก : มยผ. 1302 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย)

โดยที่ ค่า \overline{V}_s คือค่าความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ยในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

ค่า \overline{N} คือค่าการทดสอบฟังก์จมาตรฐานเฉลี่ยในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

ค่า \overline{N}_{ch} คือค่าการทดสอบฟังก์จมาตรฐานเฉลี่ยสำหรับชั้นทรายในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

ค่า \overline{S}_u คือค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ยสำหรับดินเหนียวในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

หากเกณฑ์ของ \overline{N}_{ch} และ \overline{S}_u แตกต่างกัน ให้เลือกประเภทชั้นดินที่อ่อนแอกว่า

3.2.2.2 ชั้นดินประเภท F

ชั้นดินที่มีลักษณะต่อไปนี้ให้จัดเป็นชั้นดินประเภท F และต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของชั้นดินต่อคลื่นการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

1. ชั้นดินมีโอกาสเกิดการวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหว เช่น ดินที่สามารถเกิดการเหลวตัว (Liquefaction) หรือ ดินเหนียวที่อ่อนตัวมาก เป็นต้น
2. ชั้นดินเหนียวที่มีวัตถุอินทรีย์อยู่มาก และมีความหนามากกว่า 3 เมตร
3. ชั้นดินที่มีความเป็นพลาสติกสูง (มีความหนามากกว่า 7.6 เมตรและมีค่า PI มากกว่า 75)
4. ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางที่หนามาก (มีความหนามากกว่า 37 เมตรและมีกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำน้อยกว่า 50 kPa)

3.2.2.3 การปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนอง

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา ณ บริเวณที่ตั้งของอาคารสามารถปรับแก้ค่าให้เหมาะสมกับประเภทของชั้นดินดังสมการต่อไปนี้

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3-1)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3-2)$$

โดยที่ S_{MS} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที ที่ถูกปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดินบริเวณที่ตั้งโครงสร้าง มีหน่วยเป็น ความเร่งจากแรงโน้มถ่วงโลก (g)

S_{M1} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 1 วินาที ที่ถูกปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดินบริเวณที่ตั้งโครงสร้าง มีหน่วยเป็น ความเร่งจากแรงโน้มถ่วงโลก (g)

F_a คือ สัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินบริเวณที่ตั้งโครงสร้าง สำหรับคาบการสั่น 0.2 วินาที

F_v คือ สัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินบริเวณที่ตั้งโครงสร้าง สำหรับคาบการสั่น 1 วินาที

ค่าสัมประสิทธิ์ F_a และ F_v แสดงไว้ดังตารางที่ 3.4 และ 3.5 ตามลำดับ

ตารางที่ 3.4 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินบริเวณที่ต้องโครงสร้าง F_a

ประเภทของ ชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่คาบ 0.2 วินาที				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
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				

(อ้างอิงจาก : มยศ. 1302 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย)

ตารางที่ 3.5 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินบริเวณที่ต้องโครงสร้าง F_v

ประเภทของ ชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่คาบ 1 วินาที				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณีๆไป				

(อ้างอิงจาก : มยศ. 1302 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย)

3.2.3 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที และ 1 วินาที สามารถคำนวณได้จาก

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

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

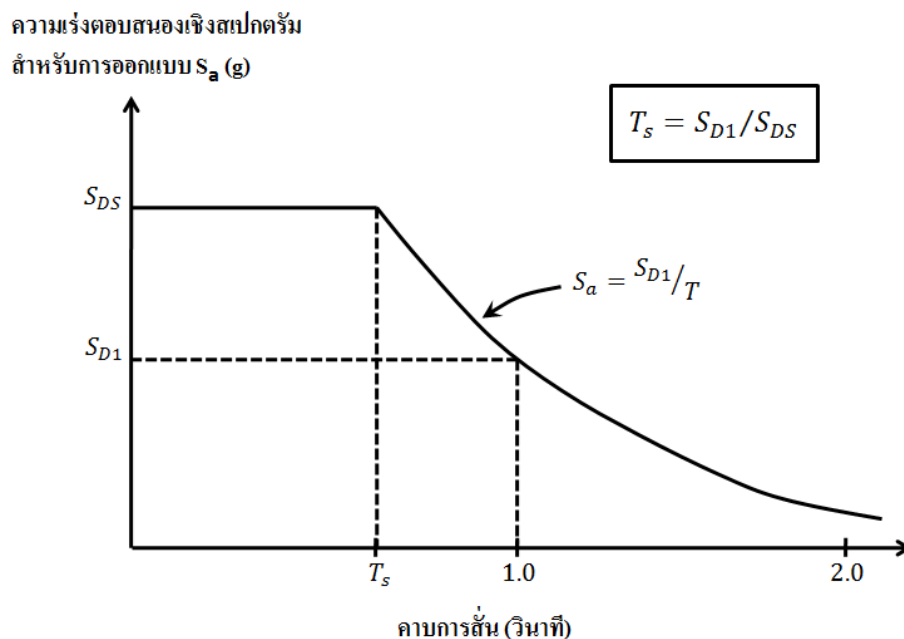
โดยที่ S_{DS} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที มีหน่วยเป็น ความเร่งจากแรงโน้มถ่วงโลก (g)

S_{D1} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 1 วินาที มีหน่วยเป็น ความเร่งจากแรงโน้มถ่วงโลก (g)

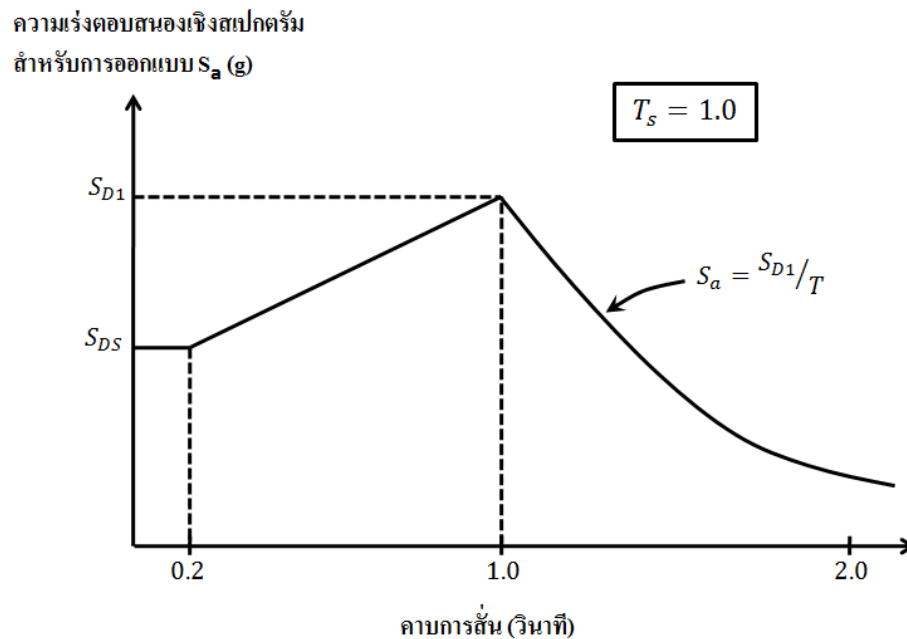
3.2.4 สเปกตรัมผลตอบสนองของโครงสร้าง

ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ (ในหน่วยความเร่งจากแรงโน้มถ่วงโลก, g) ขึ้นกับวิธีการออกแบบว่าใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าหรือวิธีเชิงพลศาสตร์ และขึ้นอยู่กับตำแหน่งบริเวณที่ตั้งโครงสร้าง

ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบสำหรับวิธีแรงสถิตเทียบเท่าให้ใช้ตามรูปที่ 3.1 สำหรับพื้นที่ที่มีค่า $S_{D1} > S_{DS}$ และให้ใช้ตามรูปที่ 3.2 สำหรับพื้นที่ที่มีค่า $S_{D1} < S_{DS}$ โดยที่ S_{DS} และ S_{D1} คือค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบตามหัวข้อที่ 3.2.3



รูปที่ 3.1 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าที่มีค่า $S_{D1} < S_{DS}$



รูปที่ 3.2 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าที่มีค่า $S_{D1} > S_{DS}$

3.2.5 แรงเฉือนที่กระทำที่ฐานของโครงสร้าง

แรงเฉือนที่กระทำที่ฐานรากอาคาร (Seismic Base Shear, V) จะต้องคำนึงถึงน้ำหนักของโครงสร้างและความเร่งตอบสนองของโครงสร้างเมื่อรับแรงกระทำแผ่นดินไหว โดยมาตรฐานของ FEMA 356 ได้กำหนดให้คำนวณจากสมการ

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad (3-5)$$

โดย C_1 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้ผลตอบสนองโดยคำนวณจาก

$$C_1 = 1.0 \text{ สำหรับ } T \geq T_s \quad (3-6)$$

$$C_1 = 1.5 \text{ สำหรับ } T < 0.1 \text{ sec} \quad (3-7)$$

ค่า C_1 ที่อยู่ระหว่าง $T = 0.1$ และ $T = T_s$ คำนวณโดยวิธี Linear Interpolation

ค่า T_s คำนวณจากรูปที่ 3.1-3.2

C_2 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้เนื่องจากการเปลี่ยนรูปของโครงสร้าง ดังแสดงในตารางที่ 3.6 โดยจะต้องใช้ค่า $C_2 = 1.0$ ในกรณีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear)

C_3 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ปรับผลเนื่องจาก $P - \Delta$ Effect คำนวณจากสมการ

$$C_3 = 1.0 + \frac{(R-1)^{3/2}}{T} \quad (3-8)$$

R คือ ค่าอัตราส่วนความแข็งแกร่ง คำนวณจากสมการ

$$R = C_m \left(\frac{S_a}{VW} \right) \quad (3-9)$$

C_m คือ ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้มวล ดังแสดงในตารางที่ 3.7

W คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคาร

S_a คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่ค่าคาบการสั่นของโครงสร้าง T

3.2.5.1 คำนำน้หนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคาร

น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล คือ น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งของอาคารที่ต้องนำมาพิจารณาในการวิเคราะห์โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว โดยจะต้องรวมน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดของอาคาร และน้ำหนักบรรทุกประเภทอื่นๆ ดังต่อไปนี้

1. ร้อยละ 25 ของน้ำหนักบรรทุกจร (Floor Live Load) ในกรณีของอาคารที่ใช้เก็บพัสดุ อาคารจอดรถยนต์ไม่จำเป็นต้องคำนึงถึงน้ำหนักในข้อนี้
2. น้ำหนักของผนังอาคาร และผนังกันห้องต่างๆ หรือน้ำหนักบรรทุกเทียบเท่าจากน้ำหนักของผนังอาคาร ที่กระจายลงทั่วพื้นที่ทั้งชั้นอย่างน้อย 480 นิวตันต่อตารางเมตร โดยให้เลือกใช้ค่าที่มากกว่า
3. น้ำหนักของเครื่องมือ เครื่องจักร และอุปกรณ์ที่ติดตั้งแบบถาวรใน โครงสร้าง

3.2.6 การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง

มาตรฐานของ FEMA 356 ได้กำหนดให้คำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมาย (Target Displacement) จากสมการ

$$\delta = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T^2}{4\pi^2} g \quad (3-10)$$

โดย C_0 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้ ดังแสดงในตารางที่ 3.8

g คือ ค่าความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก

ค่าสัมประสิทธิ์ C_1, C_2, C_3 คำนวณตามหัวข้อ 3.2.5

ตารางที่ 3.6 ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้ C_2

Structural Performance Level	$T \leq 0.1$ second (3)		$T \geq T_s$ second (3)	
	Framing type 1 (1)	Framing type 2 (2)	Framing type 1 (1)	Framing type 2 (2)
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

(อ้างอิงจาก : FEMA 356 Code)

1. Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by any combination of the following components, elements, or frames: ordinary moment-resisting frames, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braces, unreinforced masonry walls, shear-critical, piers, and spandrels of reinforced concrete or masonry.

2. All frames not assigned to Framing Type 1.

3. Linear interpolation shall be used for intermediate values of T .

ตารางที่ 3.7 ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้มวล C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period (T) is greater than 1.0 second. (อ้างอิงจาก : FEMA 356 Code)

ตารางที่ 3.8 ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้ C_0

Number of stories	Shear Buildings (1)		Other Buildings
	Triangular Load Pattern	Uniform Load Pattern	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height. (อ้างอิงจาก : FEMA 356 Code)

3.3 เกณฑ์ที่ใช้ในการประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้าง

การประเมินความเสียหายของโครงสร้างในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Procedures) ตามมาตรฐานของ FEMA 356 ได้มีการกำหนดเกณฑ์เพื่อใช้ในการพิจารณาระดับความเสียหายของโครงสร้างเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวนั้น โดยพิจารณาจากมุมบิดพลาสติก (Plastic Rotation) ที่เกิดขึ้นในแต่ละชิ้นส่วนของโครงสร้างตามระดับของความรุนแรงของแผ่นดินไหว โดยถ้ามุมบิดที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนของโครงสร้างมีค่ามากกว่าค่าที่กำหนดในมาตรฐานแสดงว่าโครงสร้างนั้นไม่ผ่านเกณฑ์มาตรฐานในระดับความเสียหายนั้น นั่นคือโครงสร้างอาจมีความเสียหายมากกว่าที่กำหนดในระดับความเสียหายนั้นๆ เกณฑ์มาตรฐานของ FEMA 356 ได้แสดงดังตารางที่ 3.9-3.11 ซึ่งเป็นเกณฑ์ที่ใช้พิจารณาในส่วนของชิ้นส่วน โครงสร้างที่สำคัญคือ คาน เสา และจุดต่อระหว่างคานและเสา

ตารางที่ 3.9 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures- Reinforced Concrete Beams

Condition			Plastic Rotation Angle, Radians (3)		
			Component Type		
			IO	LS	CP
i. Beams controlled by flexure (1)					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. (2)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.0	C	≤ 3	0.010	0.020	0.025
≤ 0.0	C	≥ 6	0.005	0.010	0.002
≥ 0.5	C	≤ 3	0.005	0.010	0.002
≥ 0.5	C	≥ 6	0.005	0.010	0.015
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.005	0.010	0.020
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.0015	0.005	0.010
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.005	0.010	0.010
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.0015	0.005	0.005
ii. Beams controlled by shear (1)					
Strrup spacing $\leq d/2$			0.0015	0.002	0.003
Strrup spacing $\geq d/2$			0.0015	0.002	0.003
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span (1)					
Strrup spacing $\leq d/2$			0.0015	0.002	0.003
Strrup spacing $\geq d/2$			0.0015	0.002	0.003
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint (1)					
			0.01	0.01	0.015

(อ้างอิงจาก : FEMA 356 Code)

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

ตารางที่ 3.10 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Columns

Condition			Plastic Rotation Angle, Radians		
			Component Type		
			IO	LS	CP
i. Columns controlled by flexure (1)					
$\frac{P}{A_g f_c'}$	Trans. Reinf. (2)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$			
≤ 0.1	C	≤ 3	0.005	0.015	0.020
≤ 0.1	C	≥ 6	0.005	0.012	0.016
≥ 0.4	C	≤ 3	0.003	0.012	0.015
≥ 0.4	C	≥ 6	0.003	0.010	0.012
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.005	0.005	0.006
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.004	0.004	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.002	0.002	0.003
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.002	0.002
ii. Columns controlled by shear (1,3)					
All cases			-	-	-
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the span (1,3)					
Hoop spacing $\leq d/2$			0.005	0.005	0.01
Hoop spacing $\geq d/2$			0	0	0
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P (1,3)					
Conforming hoop over the entire length			0	0.005	0.01
All other cases			0	0	0

(อ้างอิงจาก : FEMA 356 Code)

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.

ตารางที่ 3.11 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Beam-Column Joints

Condition			Plastic Rotation Angle, Radians		
			Component Type		
			IO	LS	CP
i. interior joints (2,3)					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.	$\left(\frac{V}{V_n}\right)^3$			
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.000	0.020	0.030
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.000	0.015	0.020
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.000	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.000	0.015	0.020
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.000	0.015	0.020
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.000	0.010	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.000	0.010	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.000	0.010	0.015
ii. other joints (2,3)					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. (1)	$\frac{V}{V_n}$			
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.000	0.015	0.020
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.000	0.010	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.000	0.015	0.020
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.000	0.010	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.000	0.0075	0.010
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.000	0.0075	0.010
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.000	0.005	0.0075
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.000	0.005	0.0075

(อ้างอิงจาก : FEMA 356 Code)

1. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A joint is conforming if hoops are spaced at $\leq hc/3$ within the joint. Otherwise, the component is considered nonconforming.

2. P is the design axial force on the column above the joint and A_g is the gross cross-sectional area of the joint.

3. V is the design shear force and V_n is the shear strength for the joint.

บทที่ 4

วิธีการดำเนินการวิจัย

4.1 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

4.1.1 ศึกษาทฤษฎี งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง และมาตรฐาน FEMA 356

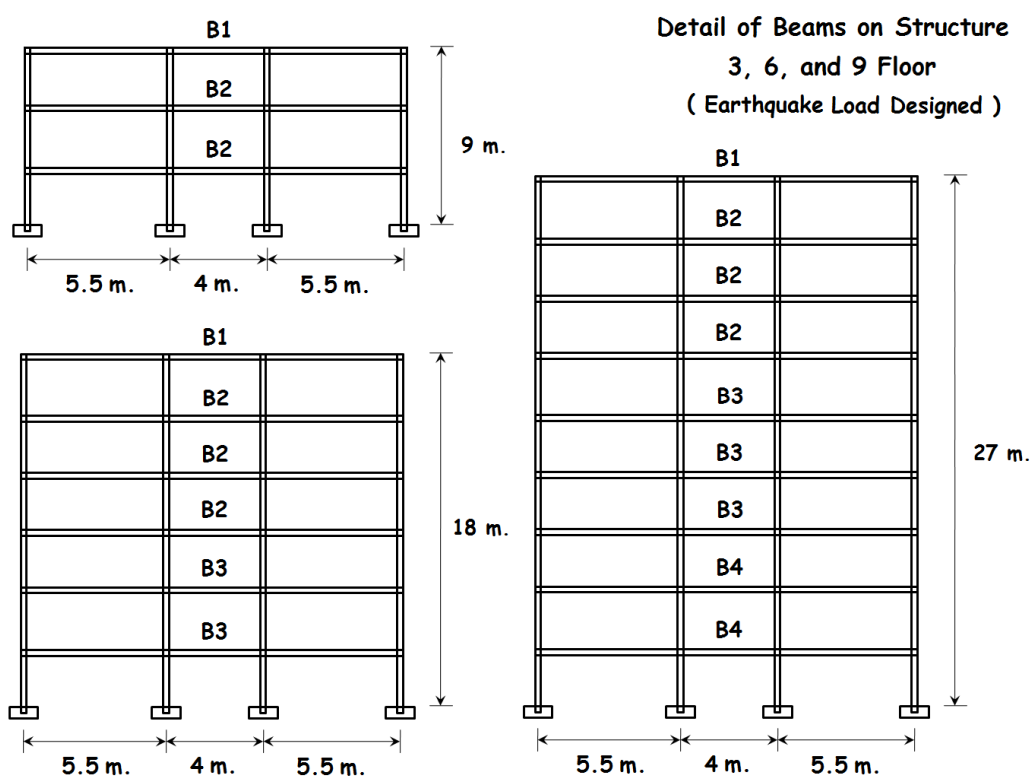
ในช่วงเริ่มต้นงานวิจัย ได้ทำการทบทวนเอกสาร โดยศึกษาทฤษฎีที่ใช้ในงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธี Pushover Analysis ศึกษาทฤษฎีแบบจำลองพฤติกรรมของวัสดุที่ใช้ รวมไปถึงแบบจำลองของฐานรากที่ใช้ในงานวิจัย ศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยที่จะดำเนินการ ซึ่งได้กล่าวไว้ในบทที่ 2 และทำการศึกษามาตรฐานการประเมินโครงสร้างของ FEMA 356 ดังที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 3

4.1.2 สร้างแบบจำลองของโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์

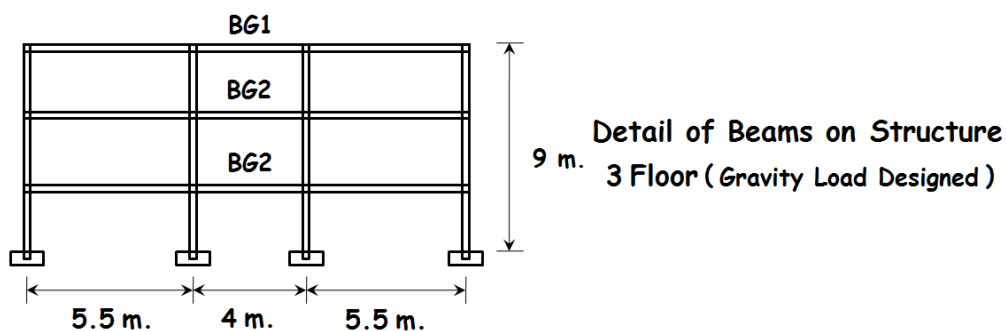
สร้างแบบจำลองของโครงสร้างที่ใช้ในงานวิจัย โดยแบบจำลองของอาคารที่ใช้จะเป็นลักษณะโครงข้อแข็ง (Rigid Joint Form) ในสองมิติ ซึ่งแบบจำลองที่ใช้จะมีแค่ชิ้นส่วนที่สำคัญของโครงสร้างนั่นคือ คานและเสา แบบจำลองของโครงสร้างเป็นอาคารสูง 3, 6 และ 9 ชั้น แบ่งเป็น 2 ประเภท คือ อาคารที่ได้ออกแบบด้านทานแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวตามมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมืองและอาคารที่ไม่ได้ออกแบบด้านทานแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยรายละเอียดของกำลังวัสดุที่ใช้ในการออกแบบแสดงดังตารางที่ 4.1 และรายละเอียดของอาคารแสดงดังรูปที่ 4.1-4.3 รายละเอียดของคานที่ใช้ในงานวิจัยแสดงดังรูปที่ 4.4-4.9 ส่วนรายละเอียดของเสาแสดงดังรูปที่ 4.10 และสร้างแบบจำลองของฐานรากที่ใช้ โดยฐานรากที่ใช้ในงานวิจัยมี 2 ประเภท คือ ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวและฐานรากเสาเข็มกลุ่ม ซึ่งความยาวของเสาเข็มที่ใช้จะยาว 10 เมตรทั้งเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่ม เนื่องจากเป็นค่าความยาวที่เหมาะสมสำหรับการแสดงพฤติกรรมการค้ำค้ำของเสาเข็ม

ตารางที่ 4.1 แสดงรายละเอียดของกำลังวัสดุที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้าง

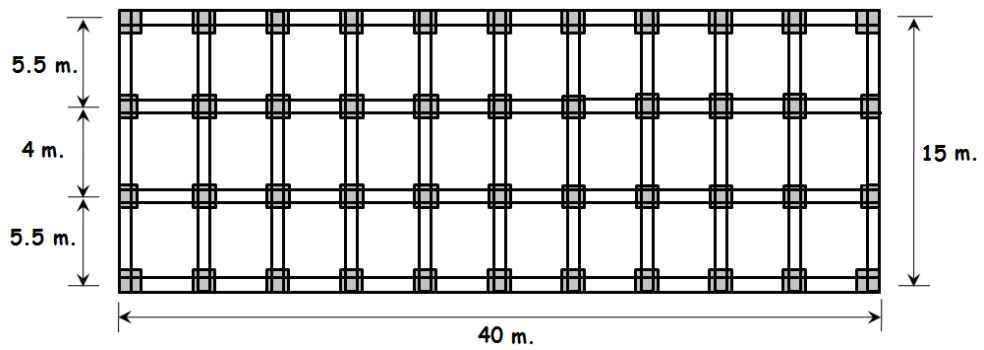
อาคารออกแบบรับแรง แผ่นดินไหว		อาคารไม่ได้ออกแบบรับ แรงแผ่นดินไหว		ฐานรากเสาเข็ม	
วัสดุ	ค่ากำลังที่ใช้	วัสดุ	ค่ากำลังที่ใช้	วัสดุ	ค่ากำลังที่ใช้
คอนกรีต	240 ksc	คอนกรีต	200 ksc	คอนกรีต	200 ksc
เหล็กเสริม	3000 ksc	เหล็กเสริม	3000 ksc	เหล็กเสริม	3000 ksc



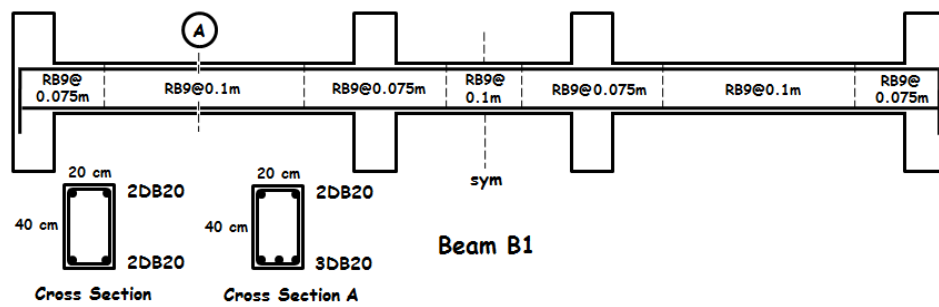
รูปที่ 4.1 แสดงลักษณะของแบบจำลองโครงสร้าง 1



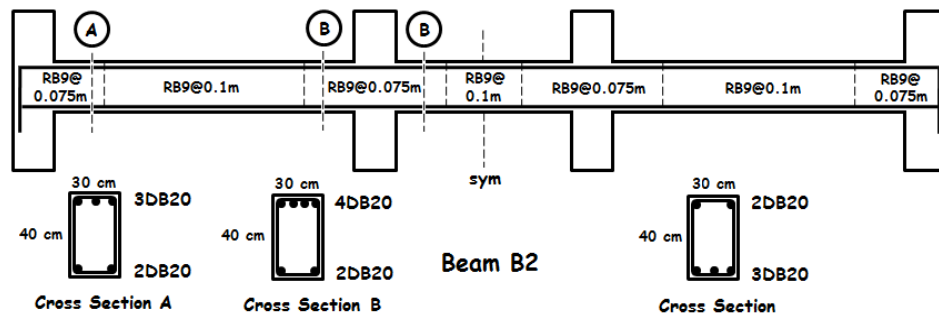
รูปที่ 4.2 แสดงลักษณะของแบบจำลองโครงสร้าง 2



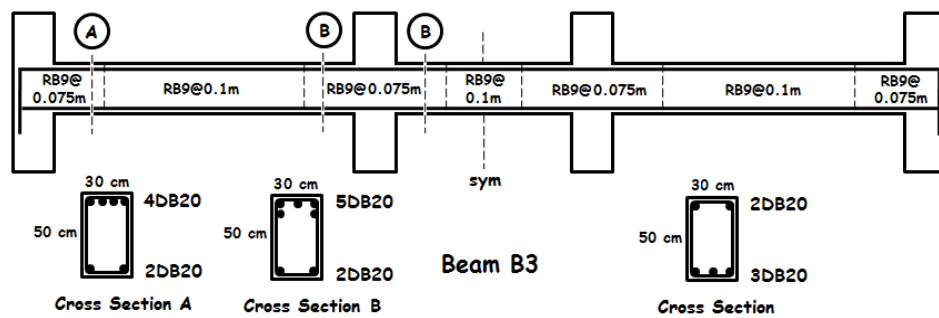
รูปที่ 4.3 แสดงรายละเอียดและตำแหน่งของคานและเสา



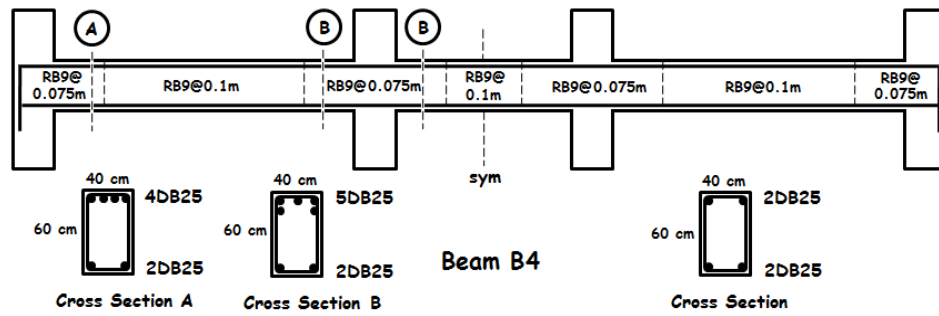
รูปที่ 4.4 แสดงรายละเอียดของคาน B1



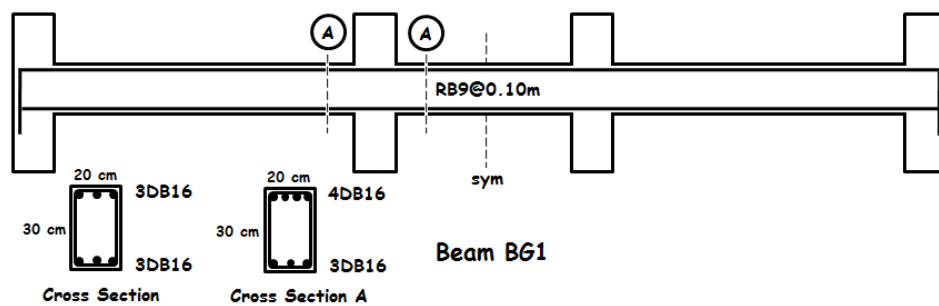
รูปที่ 4.5 แสดงรายละเอียดของคาน B2



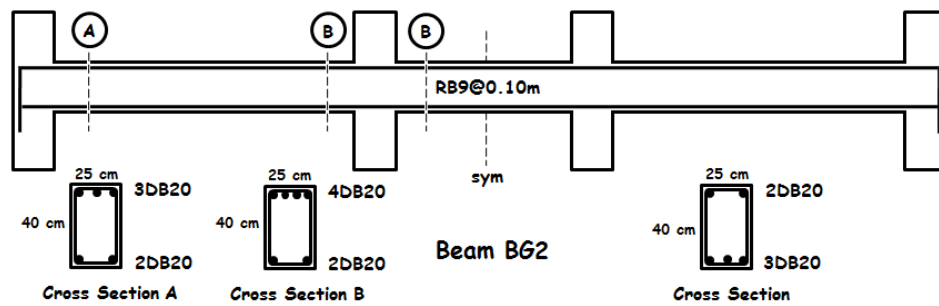
รูปที่ 4.6 แสดงรายละเอียดของคาน B3



รูปที่ 4.7 แสดงรายละเอียดของคาน B4



รูปที่ 4.8 แสดงรายละเอียดของคาน BG1



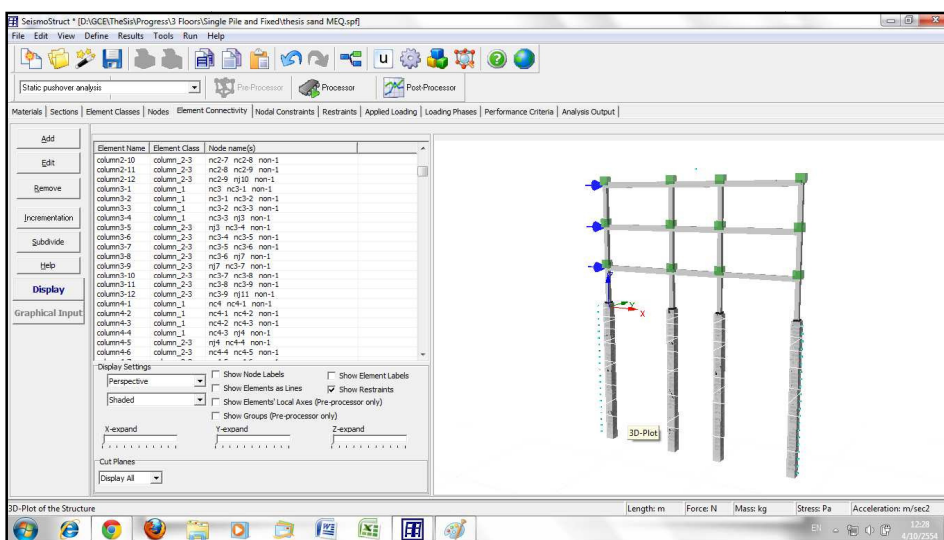
รูปที่ 4.9 แสดงรายละเอียดของคาน BG2

	3 Floor	6 Floor	9 Floor
9 ↑ 6			
6 ↑ 3			
3 ↑ 1			

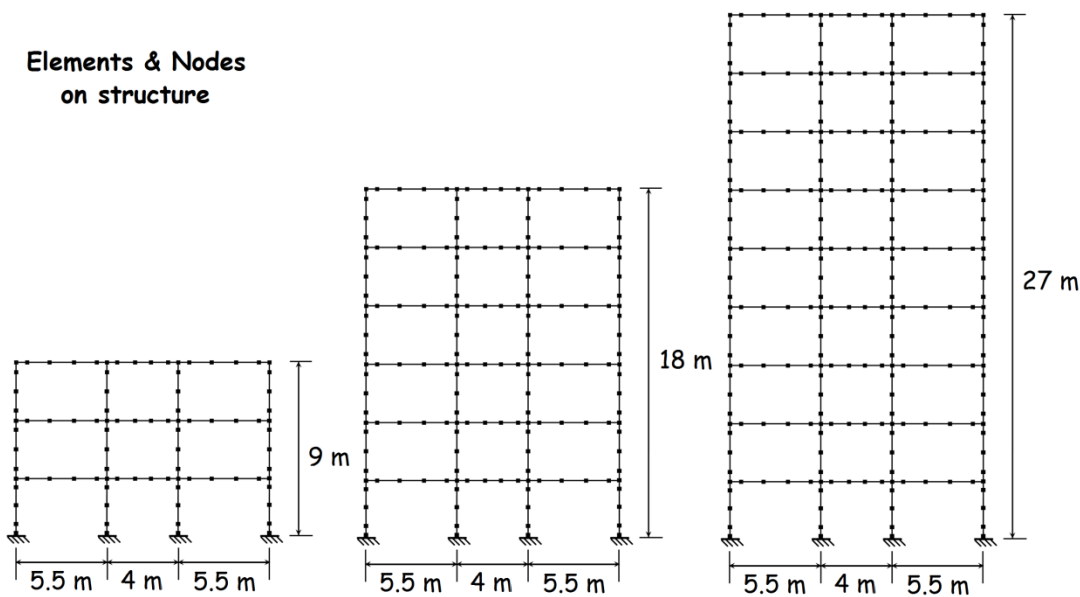
รูปที่ 4.10 แสดงรายละเอียดของเสาที่ใช้ในโครงสร้าง

4.1.3 ศึกษาวิธีการใช้โปรแกรม SeismoStruct

ศึกษาวิธีการใช้งานและการป้อนข้อมูลลงในโปรแกรม SeismoStruct เพื่อใช้ช่วยในการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้น (Non-Linear Pushover Analysis) และนำผลวิเคราะห์ที่ได้ไปประเมินโครงสร้างตามมาตรฐานที่กำหนดไว้ โดยโปรแกรมนี้สามารถป้อนข้อมูลของโครงสร้างได้ทั้งในรูปแบบสองมิติและรูปแบบสามมิติ ในงานวิจัยนี้จะใช้รูปแบบโครงสร้างเป็นสองมิติ ลักษณะของโครงสร้างที่ป้อนในโปรแกรมแสดงดังรูปที่ 4.11-4.12

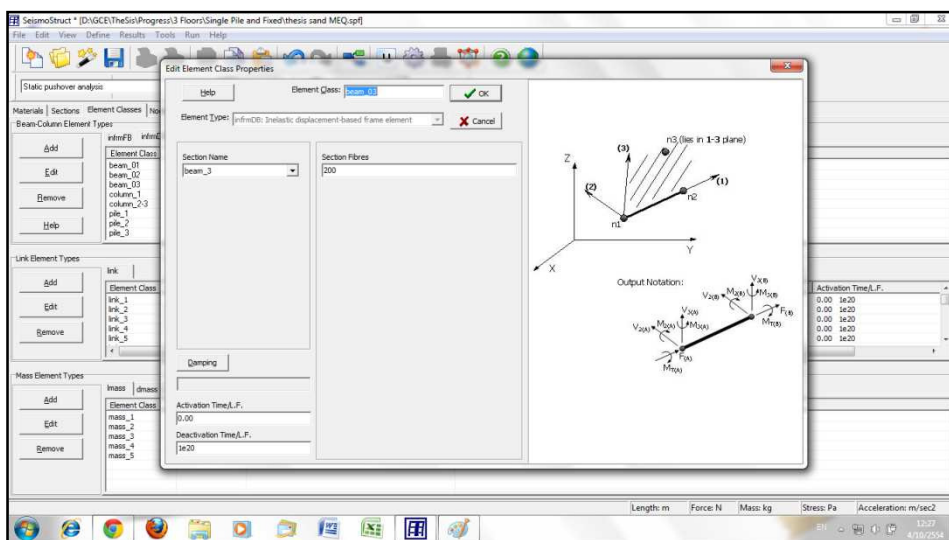


รูปที่ 4.11 แสดงลักษณะภาพรวมโครงสร้างที่แสดงในโปรแกรม

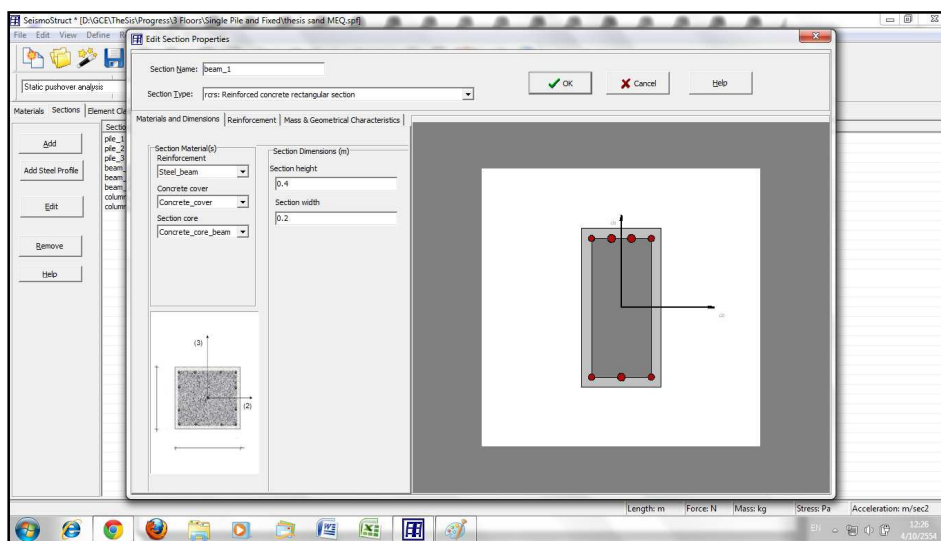


รูปที่ 4.12 แสดงชิ้นส่วนและจุดต่อในโครงสร้างที่ป้อนในโปรแกรม

ในส่วนของการป้อนรายละเอียดของโครงสร้าง โปรแกรมนี้สามารถกำหนดและป้อนข้อมูลรายละเอียดของหน้าตัดของโครงสร้างได้ละเอียดและครบถ้วน สามารถกำหนดจำนวนชั้นส่วนของหน้าตัดย่อยๆตามหลักการของ Fiber-Section model ได้ กำหนดแบบจำลองพฤติกรรมของวัสดุที่ใช้ได้นั้นคือ แบบจำลองพฤติกรรมของเหล็กเสริมและคอนกรีต ลักษณะการป้อนข้อมูลรายละเอียดของหน้าตัดโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 4.13-4.14 และลักษณะของการป้อนข้อมูลในส่วนของพฤติกรรมของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัยแสดงดังรูปที่ 4.15-4.16 ข้อมูลของค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการกำหนดพฤติกรรมของวัสดุ แสดงดังตารางที่ 4.2-4.3



รูปที่ 4.13 แสดงการกำหนดข้อมูลหน้าตัดของชั้นส่วนโครงสร้างในโปรแกรม



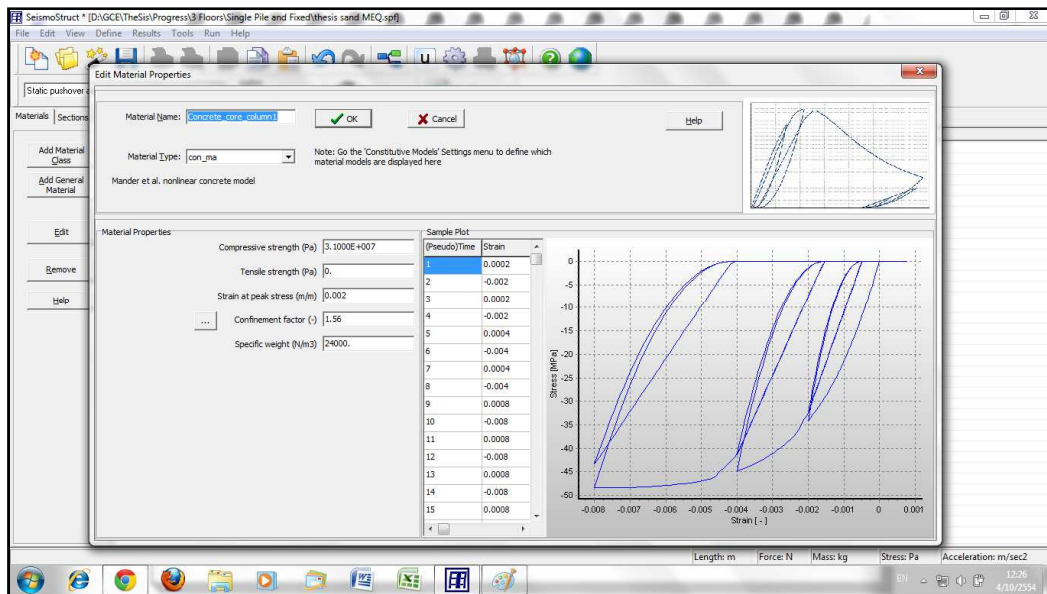
รูปที่ 4.14 แสดงการป้อนข้อมูลหน้าตัดชั้นส่วนโครงสร้างในโปรแกรม

ตารางที่ 4.2 แสดงค่าพารามิเตอร์แบบจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตที่ใช้ใน โปรแกรม

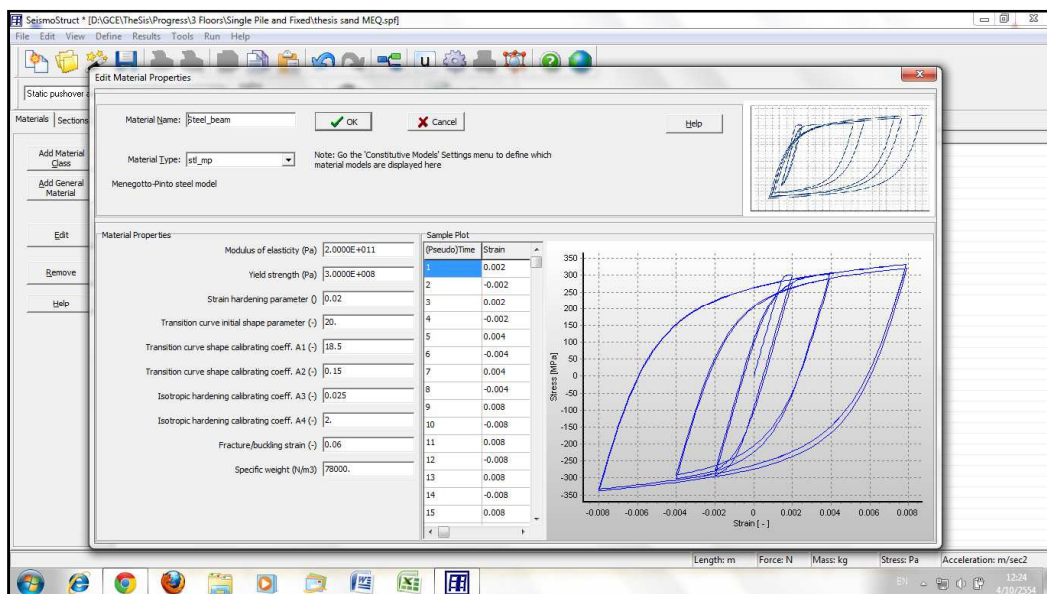
Concrete (Non-Linear Constant Confinement Concrete Model)				
Concrete	Compressive Strength (Pa)	Tensile strength (Pa)	Strain at peak stress (m/m)	Confinement factor (-)
Cover 1	2.36E+07	0	0.002	1.00
Beam 1	2.31E+07	0	0.002	1.13
Beam 2	2.33E+07	0	0.002	1.14
Beam 3	2.37E+07	0	0.002	1.16
Beam 4	2.41E+07	0	0.002	1.18
Beam 5	1.90E+07	0	0.002	1.12
Beam 6	1.96E+07	0	0.002	1.15
Column 1	2.95E+07	0	0.002	1.48
Column 2	3.05E+07	0	0.002	1.52
Column 3	2.53E+07	0	0.002	1.26
Column 4	3.10E+07	0	0.002	1.56
Column 5	2.57E+07	0	0.002	1.28
Cover 2	1.97E+07	0	0.002	1.00
Column 6	2.32E+07	0	0.002	1.34
Pile 1	1.96E+07	0	0.002	1.28
Pile 2	1.87E+07	0	0.002	1.22
Pile 3	1.82E+07	0	0.002	1.19

ตารางที่ 4.3 แสดงค่าพารามิเตอร์แบบจำลองพฤติกรรมของเหล็กเสริมที่ใช้ใน โปรแกรม

Steel (Menegotto-Pinto Steel Model)			
Modulus of elasticity (Pa)	2.00E+11	Yield strength (Pa)	3.00E+08
Strain hardening parameter	0.02	Transition curve initial shape parameter	20
Fracture/buckling strain	0.06		
Transition curve shape calibrating coeff. A1	18.5	Isotropic hardening calibrating coeff. A3	0.025
Transition curve shape calibrating coeff. A2	0.15	Isotropic hardening calibrating coeff. A4	2



รูปที่ 4.15 แสดงการป้อนข้อมูลแบบจำลองของคอนกรีตที่ใช้ในโปรแกรม

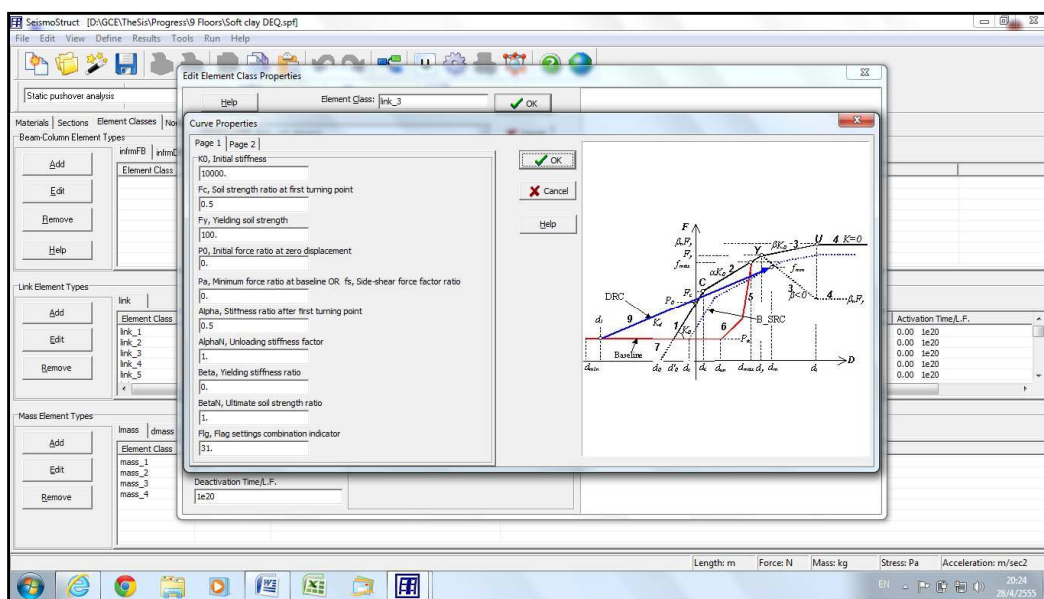


รูปที่ 4.16 แสดงการป้อนข้อมูลแบบจำลองของเหล็กเสริมที่ใช้ในโปรแกรม

ในส่วนของฐานรากโครงสร้างโปรแกรมนี้สามารถป้อนข้อมูลแบบจำลองของผลการปฏิสัมพันธ์ระหว่างฐานรากและดินรอบฐานรากในรูปแบบของสปริงได้อย่างละเอียด และสามารถใช้แทนพฤติกรรมของดินได้อย่างถูกต้อง เนื่องจากแบบจำลองของสปริงที่ใช้ไม่สามารถรับแรงดึงได้เหมือนกับพฤติกรรมของดินที่ไม่สามารถรับแรงดึงได้ โดยข้อมูลพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณพฤติกรรมของดินตามทฤษฎีที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อ 2.2.1-2.2.3 แสดงดังตารางที่ 4.4 และลักษณะการป้อนข้อมูลในโปรแกรมแสดงดังรูปที่ 4.17

ตารางที่ 4.4 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณพฤติกรรมของดิน

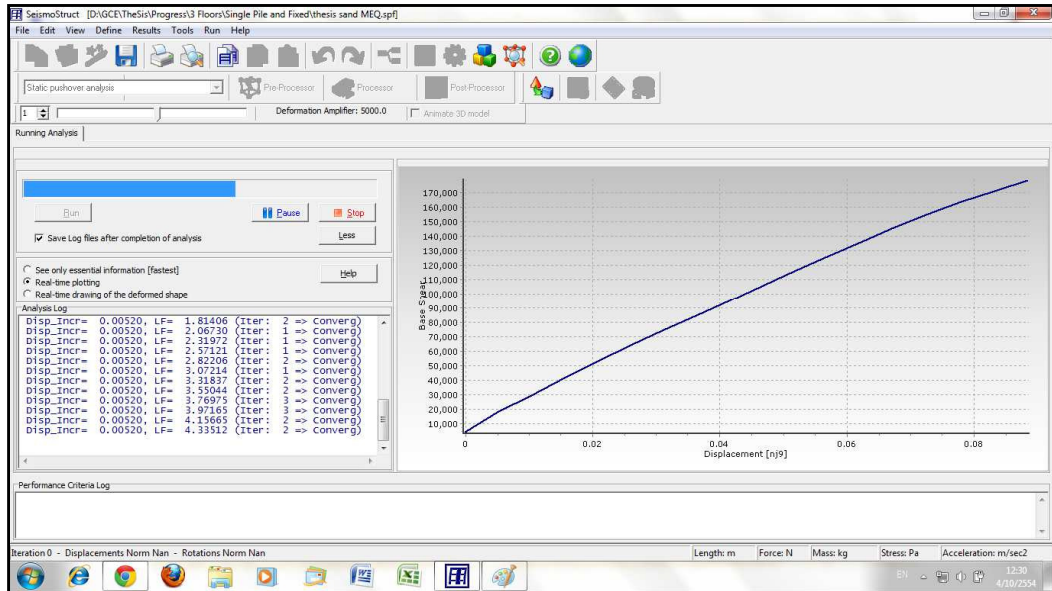
ดินเหนียวอ่อน			ดินเหนียวแข็ง		
unit weight	6.3	kN/m ³	unit weight	7.9	kN/m ³
ϵ_{50}	0.02	-	ϵ_{50}	0.005	-
J	0.5	-	y_{50}	0.003	-
y_{50}	0.03	-	k_{py}	55	-
ดินทราย					
unit weight	9.8	kN/m ³	y_u	0.0225	m
fric. angle	35	-	y_m	0.01	m
α	17.5	-	K_0	0.4	-
β	62.5	-	K_a	0.118	-
k_{py}	34000	kN/m ³			



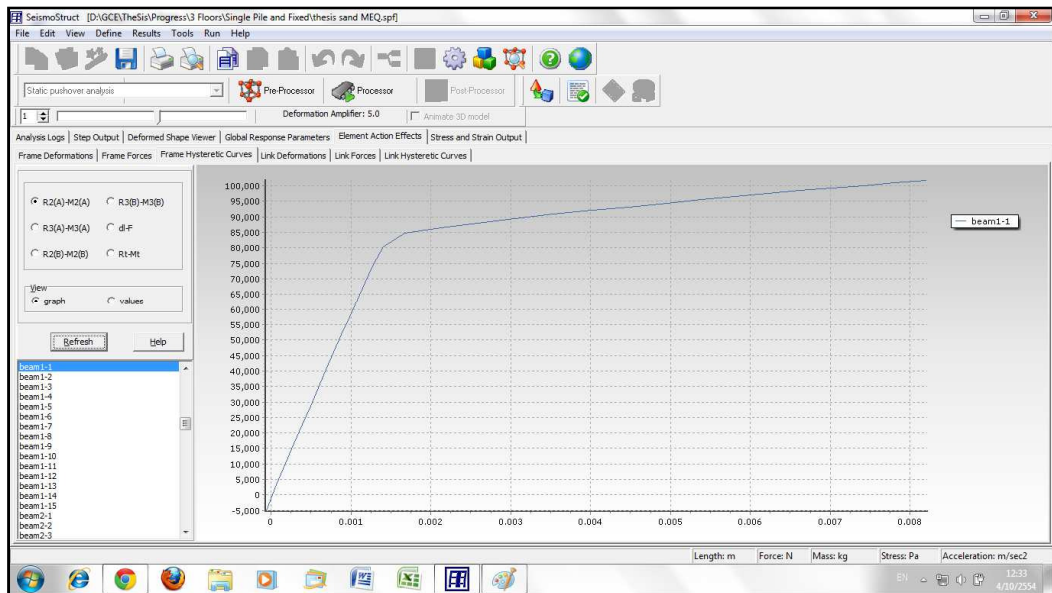
รูปที่ 4.17 แสดงลักษณะการป้อนข้อมูลของสปริงในโปรแกรม

การวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรมนี้สามารถกำหนดได้ว่าจะให้แสดงผลของการวิเคราะห์ทั้งโครงสร้างหรือแสดงผลการวิเคราะห์เฉพาะบางชิ้นส่วนในโครงสร้าง โดยผลการวิเคราะห์ที่ได้จากโปรแกรมมีรายละเอียดที่ครบถ้วน ทั้งในส่วนองแรงกระทำและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัด ค่ามุมบิดของหน้าตัดที่เกิดขึ้น ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของชิ้นส่วนเสาในโครงสร้าง โดยในงานวิจัยนี้จะกำหนดให้โปรแกรมหยุดวิเคราะห์เมื่อค่าการเคลื่อนตัวที่จุดบนสุดของโครงสร้างมีค่าเท่ากับค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างที่ต้องการ และกำหนดให้มีการ

แข็งเตื่อนในส่วนของมุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในหน้าตัดเมื่อค่าที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่าค่าที่มาตรฐานได้กำหนดไว้ โดยลักษณะของการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรมและตัวอย่างผลของการวิเคราะห์ที่ใช้โปรแกรมแสดงดังรูปที่ 4.18-4.19



รูปที่ 4.18 แสดงการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โปรแกรม



รูปที่ 4.19 แสดงตัวอย่างผลการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม

4.1.4 วิเคราะห์ผลที่ได้และสรุปผล

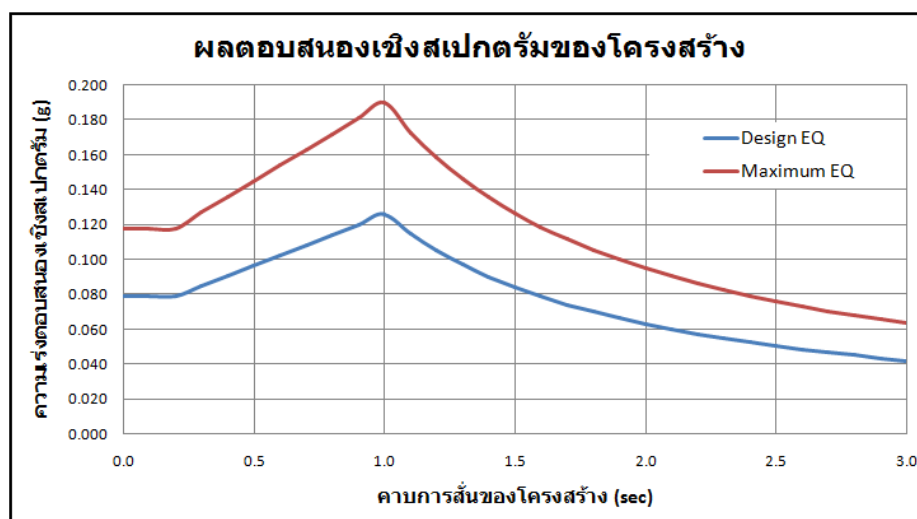
นำผลค่ามุมบิดที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนของโครงสร้าง ค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง ค่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง ที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม SeismoStruct มาทำวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างตามมาตรฐานของ FEMA 356 ซึ่งได้กล่าวถึงในหัวข้อที่ 3.3 โดยผลการวิเคราะห์และผลการประเมินของโครงสร้างที่ใช้ในงานวิจัยจะกล่าวต่อไปในบทที่ 5 และสรุปผลของงานวิจัยที่ได้ทำในบทที่ 6

บทที่ 5 ผลการวิจัย

5.1 การวิเคราะห์โครงสร้างออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยไม่คิดผลของการอ่อนตัวของฐานราก (ฐานรากแบบยึดแน่น)

5.1.1 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ใช้เป็นค่าในพื้นที่ของอำเภอหาดใหญ่ จังหวัดสงขลา ได้ถูกนำเสนอโดยกรมโยธาธิการและผังเมือง มยพ.1302 โดยค่าความเร่งตอบสนองที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_0) มีค่า 0.074g และที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_1) มีค่า 0.079g และชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างเป็นชั้นดินประเภท D (ปกติ) ตามมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง มยพ. 1302 ดังนั้นจะได้ค่าสัมประสิทธิ์ของชั้นดิน F_a และ F_v เท่ากับ 1.6 และ 2.4 ตามลำดับ ดังนั้นสามารถคำนวณค่าความเร่งตอบสนองและสร้างกราฟความเร่งตอบสนองของโครงสร้างได้ ดังรูปที่ 5.1



รูปที่ 5.1 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง

ผลตอบสนองในรูปที่ 5.1 มี 2 กรณีคือ กรณี Design Earthquake จะเป็นผลตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบโครงสร้าง ส่วนกรณี Maximum Considered Earthquake จะเป็นผลตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหวสูงสุดที่สามารถเกิดขึ้นได้

5.1.2 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้าง

ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง (Fundamental Period of Structures) และค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target Displacement) ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีที่ไม่คิดผลของฐานราก นั่นคือฐานรากเป็นแบบยึดแน่น (Fixed Support) ทั้งในกรณีของ Design Earthquake (DEQ) และกรณีของ Maximum Considered Earthquake (MCEQ) แสดงดังตารางที่ 5.1 โดยค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างเป็นค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม SeismoStruct ส่วนค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้างคำนวณตามมาตรฐานของ FEMA 356

ตารางที่ 5.1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้าง

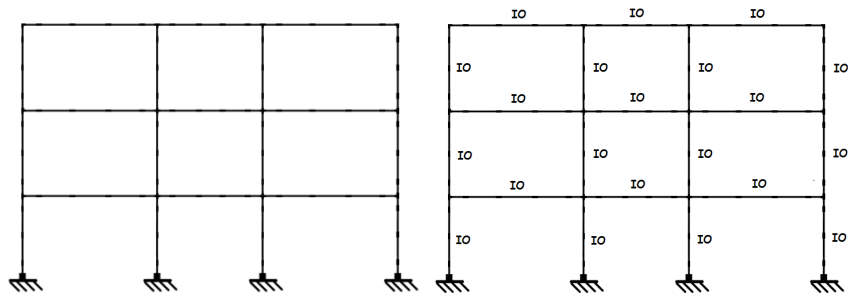
จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	กรณีของแผ่นดินไหว	ค่าคาบการสั่น (sec.)	ค่าการเคลื่อนที่ เป้าหมาย (m.)
3 ชั้น	Design Earthquake (DEQ)	0.282	0.045
	Maximum Considered Earthquake (MCEQ)	0.282	0.111
6 ชั้น	Design Earthquake (DEQ)	0.554	0.161
	Maximum Considered Earthquake (MCEQ)	0.554	0.217
9 ชั้น	Design Earthquake (DEQ)	0.763	0.266
	Maximum Considered Earthquake (MCEQ)	0.763	0.400

5.1.3 การประเมินและระดับความเสียหายของโครงสร้าง

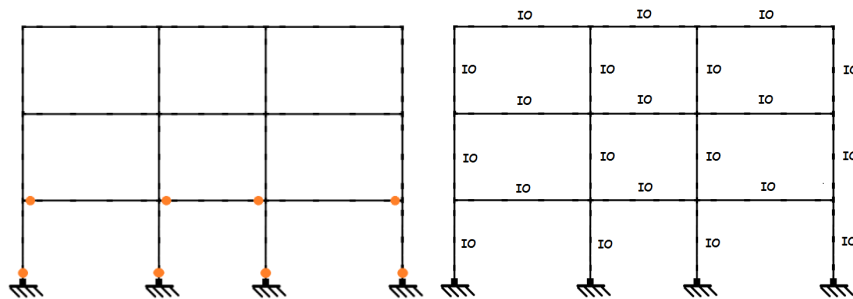
จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้วิธี Pushover Analysis และโปรแกรม SeismoStruct จะได้ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างแสดงดังตารางที่ 5.2 และเมื่อพิจารณาระดับความเสียหายของโครงสร้างตามมาตรฐานของ FEMA 356 พบว่าในระดับแผ่นดินไหว Design Earthquake กรณีของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 3 ชั้น และ 6 ชั้น สามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานระดับ Immediate Occupancy (IO) แต่ในกรณีของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น มีบางชั้นส่วนของโครงสร้างไม่สามารถผ่านเกณฑ์ Immediate Occupancy (IO) แต่ผ่านเกณฑ์ในระดับ Life Safety (LS) ส่วนในระดับแผ่นดินไหว Maximum Considered Earthquake โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถผ่านเกณฑ์ในระดับ Life Safety (LS) ตามมาตรฐานของ FEMA 356 นั่นคือ โครงสร้างดังกล่าวไม่ได้เกิดการพิบัติหรือพังทลาย โดยจุดที่เกิดมุมบิดพลาสติกในโครงสร้างและระดับความเสียหายของโครงสร้าง แสดงดังรูปที่ 5.2-5.7

ตารางที่ 5.2 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างกรณีฐานรากแบบยึดแน่น

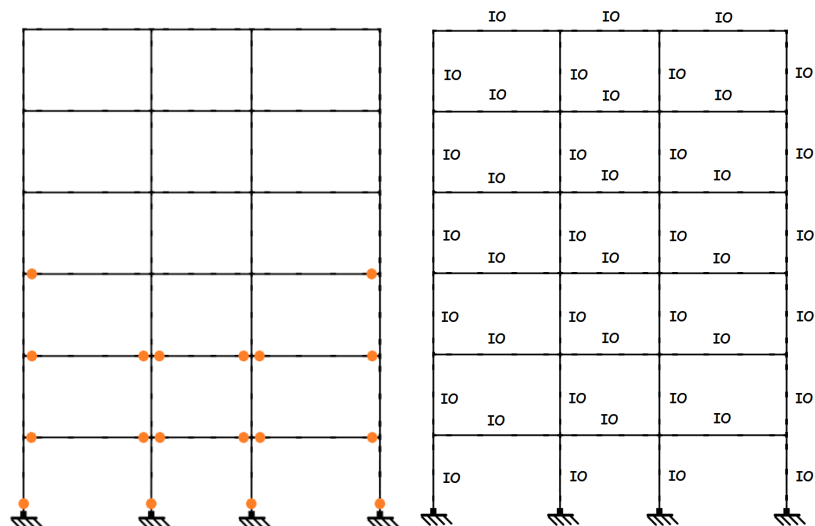
จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	กรณีของแผ่นดินไหว	ค่ามุมบิดพลาสติกที่ เกิดขึ้น (rad.)	ค่ามาตรฐานของ FEMA 356
3 ชั้น	Design Earthquake (DEQ)	-	Beam 0.010 Column 0.010
	Maximum Considered Earthquake (MCEQ)	0.002-0.003	Beam 0.015 Column 0.012
6 ชั้น	Design Earthquake (DEQ)	0.0008-0.004	Beam 0.010 Column 0.010
	Maximum Considered Earthquake (MCEQ)	0.001-0.008	Beam 0.015 Column 0.012
9 ชั้น	Design Earthquake (DEQ)	0.002-0.006	Beam 0.010 Column 0.010
	Maximum Considered Earthquake (MCEQ)	0.001-0.0095	Beam 0.015 Column 0.012



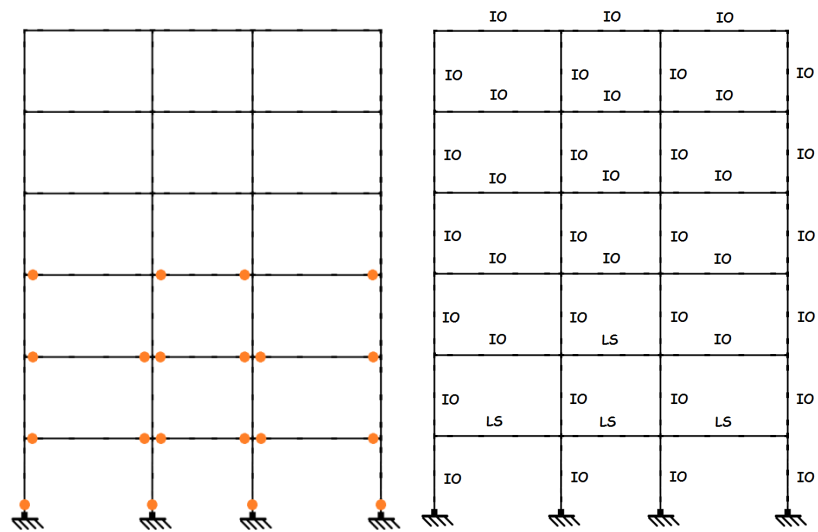
รูปที่ 5.2 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (DEQ)



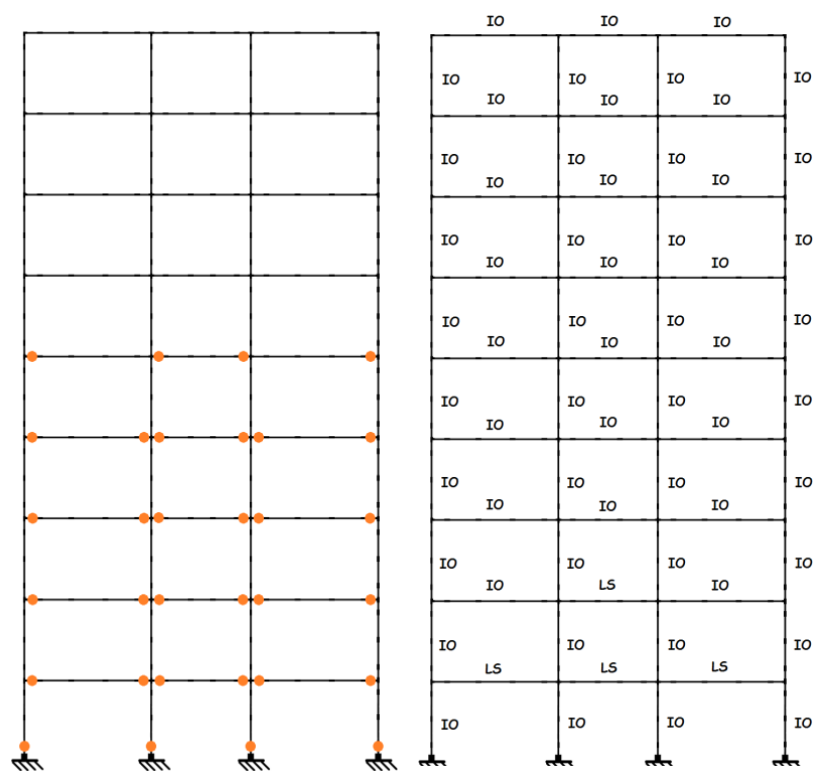
รูปที่ 5.3 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (MCEQ)



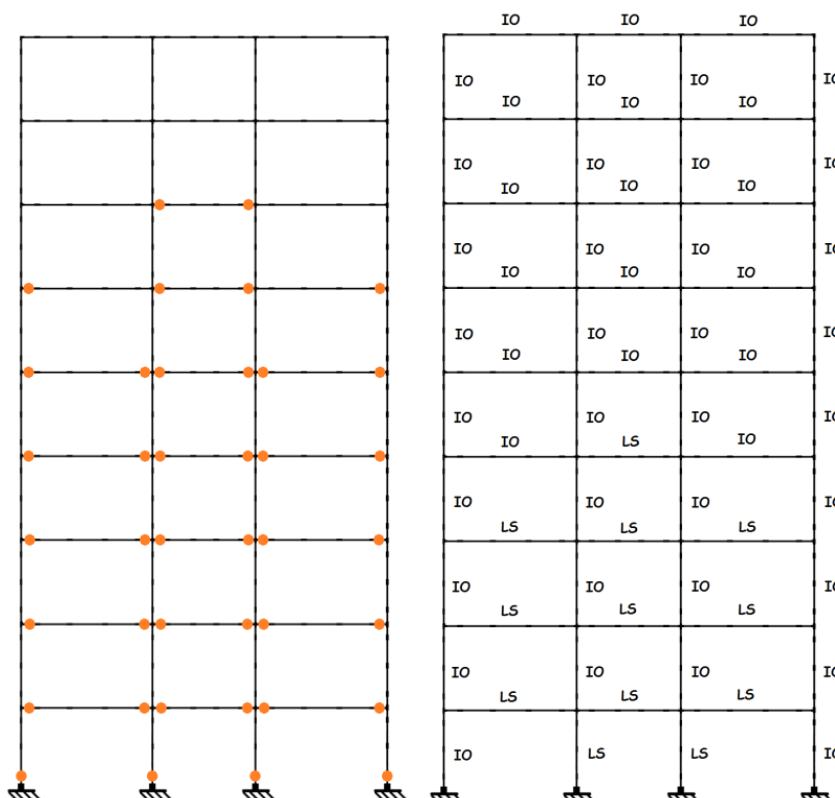
รูปที่ 5.4 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (DEQ)



รูปที่ 5.5 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (MCEQ)



รูปที่ 5.6 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (DEQ)



รูปที่ 5.7 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากแบบยึดแน่น (MCEQ)

5.2 การวิเคราะห์โครงสร้างออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยคำนึงผลการอ่อนตัวของ ฐานราก (ฐานรากเสาเข็มเดี่ยว)

5.2.1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง

ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง (Fundamental Period of Structures) และค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target Displacement) ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีที่คำนึงผลของการอ่อนตัวของฐานรากโดยใช้ฐานรากเป็นเสาเข็มเดี่ยว ทั้งในกรณีของ Design Earthquake และกรณีของ Maximum Considered Earthquake แสดงดังตารางที่ 5.3- 5.4 โดยค่าคาบการสั่น

พื้นฐานของโครงสร้างเป็นค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม SeismoStruct ส่วนค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้างคำนวณตามมาตรฐานของ FEMA 356

ตารางที่ 5.3 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้าง กรณี DEQ

จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	ค่าคาบการสั่น Fixed Base	ประเภทของฐานราก	ค่าคาบการสั่น (sec.)	ค่าการเคลื่อนที่ เป้าหมาย (m.)
3 ชั้น	0.282	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.341	0.066
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.310	0.052
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.428	0.098
6 ชั้น	0.554	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.620	0.191
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.587	0.170
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.717	0.261
9 ชั้น	0.763	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.831	0.327
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.802	0.300
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.936	0.437

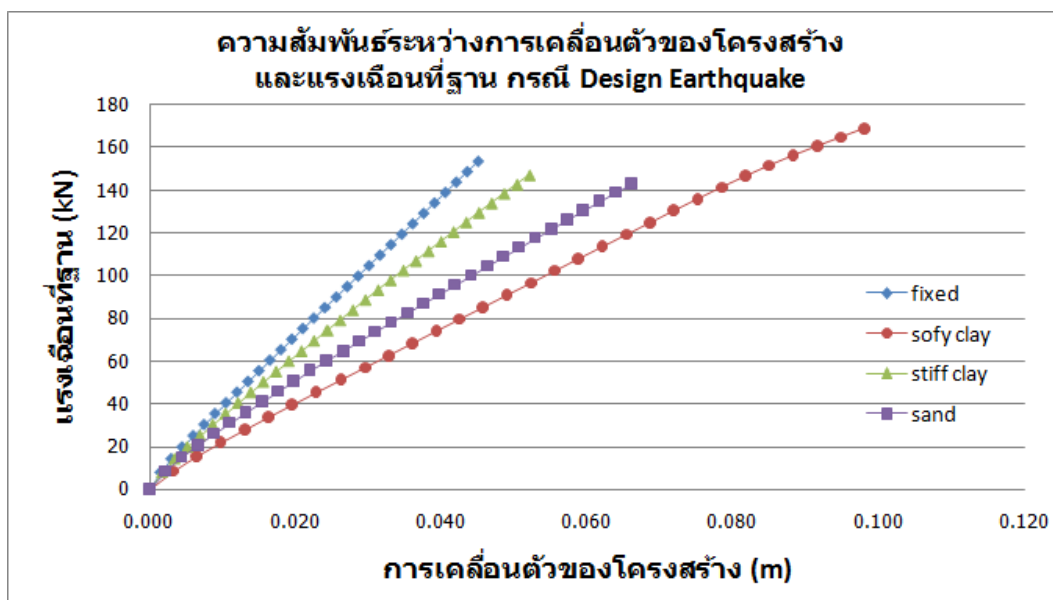
ตารางที่ 5.4 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้าง กรณี MCEQ

จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	ค่าคาบการสั่น Fixed Base	ประเภทของฐานราก	ค่าคาบการสั่น (sec.)	ค่าการเคลื่อนที่ เป้าหมาย (m.)
3 ชั้น	0.282	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.341	0.156
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.310	0.123
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.428	0.226
6 ชั้น	0.554	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.620	0.287
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.587	0.256
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.717	0.393
9 ชั้น	0.763	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.831	0.492
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.802	0.451
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.936	0.658

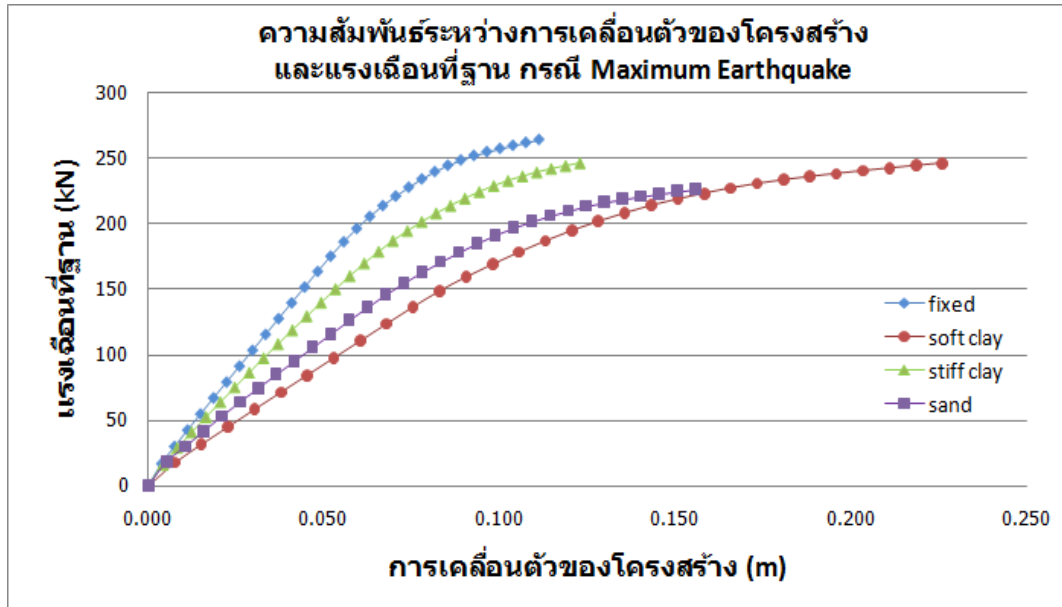
ในกรณีของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้เป็นโครงสร้างซึ่งมีความสูงไม่มาก ทำให้มีค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างน้อย อยู่ในช่วงความชันเป็นบวกของกราฟผลตอบแทนเชิงสเปกตรัม รูปที่ 5.1 เมื่อคิดผลของฐานรากเสาเข็มทำให้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างมีค่าสูงขึ้น ส่งผลให้ค่าผลตอบแทนเชิงสเปกตรัมของโครงสร้างมีค่ามากขึ้นด้วย ทำให้ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target Displacement) ของโครงสร้างมีค่ามากขึ้น เนื่องจากค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้างคำนวณมาจากค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง และผลการตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง

5.2.2 การประเมินและระดับความเสียหายของโครงสร้าง

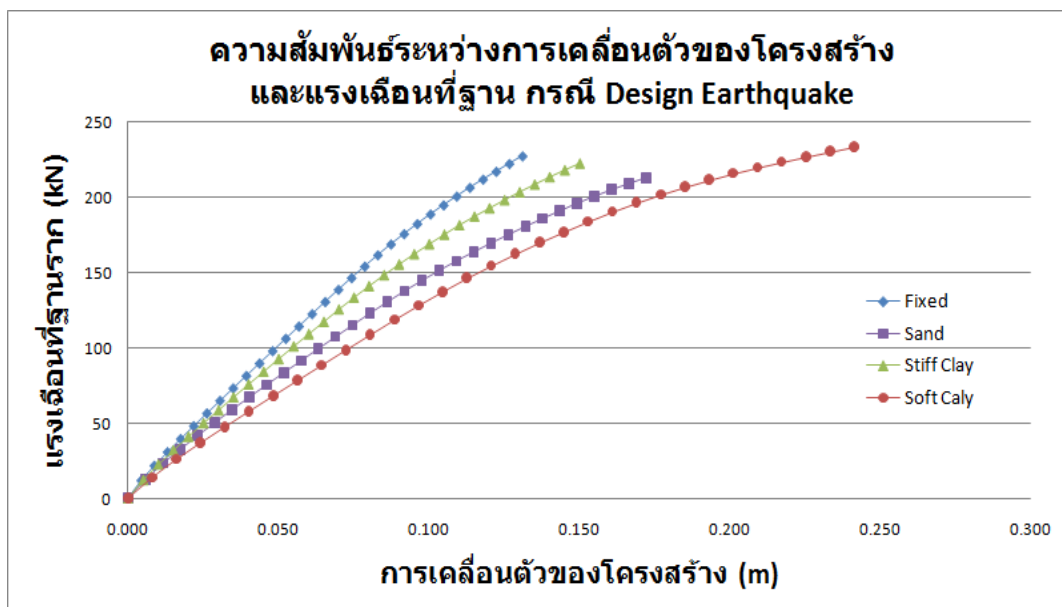
ในกรณีที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มพบว่า กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานรากของโครงสร้างและค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างมีค่าต่ำกว่ากรณีของโครงสร้างที่ไม่คิดผลของฐานราก โดยกราฟการเปรียบเทียบความสัมพันธ์แสดงดังรูปที่ 5.8-5.13



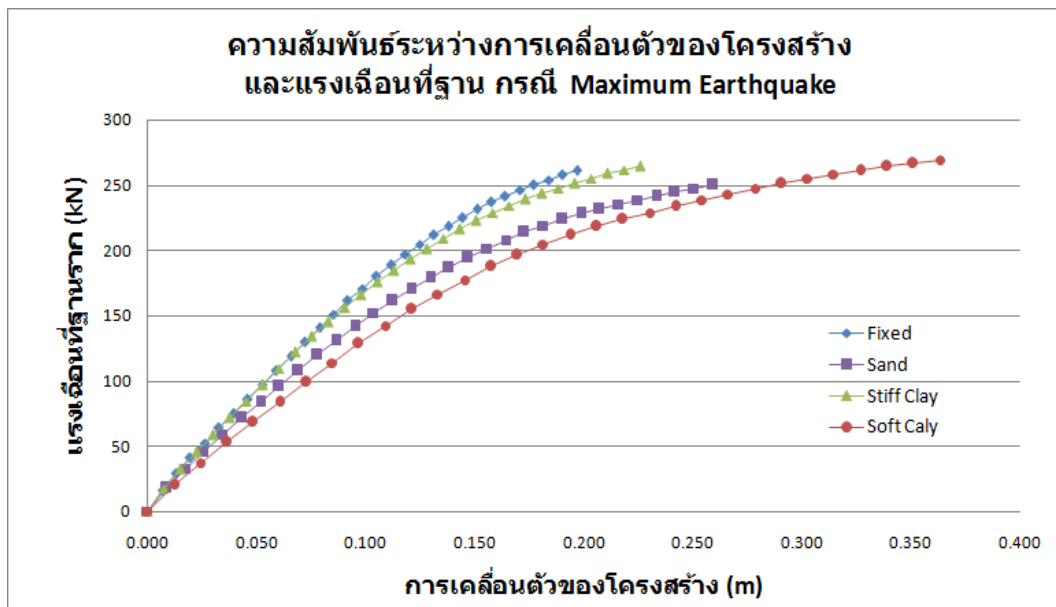
รูปที่ 5.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสูง 3 ชั้น
กรณี DEQ



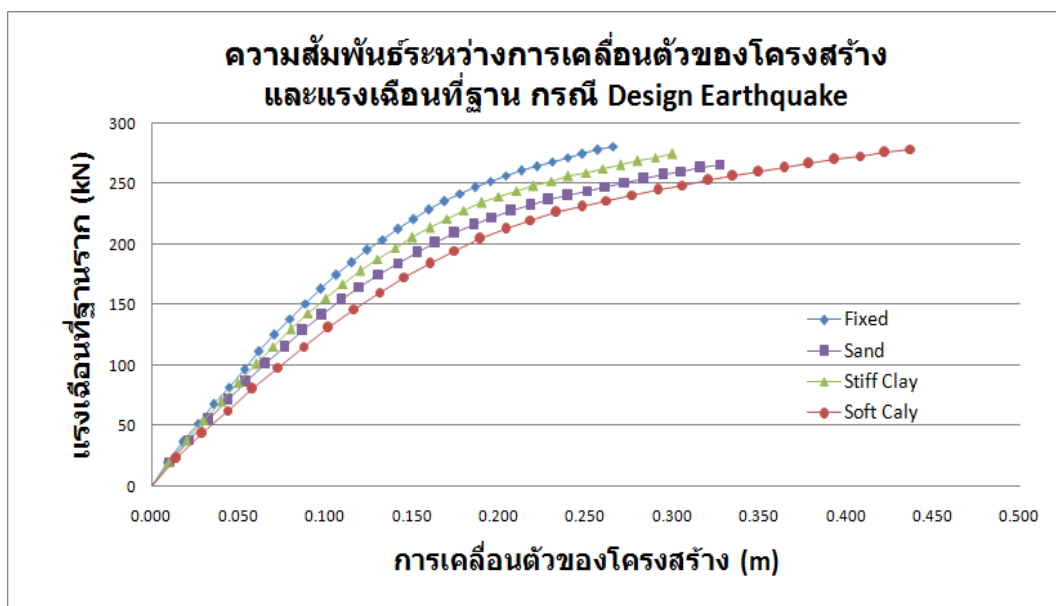
รูปที่ 5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสูง 3 ชั้น
กรณี MCEQ



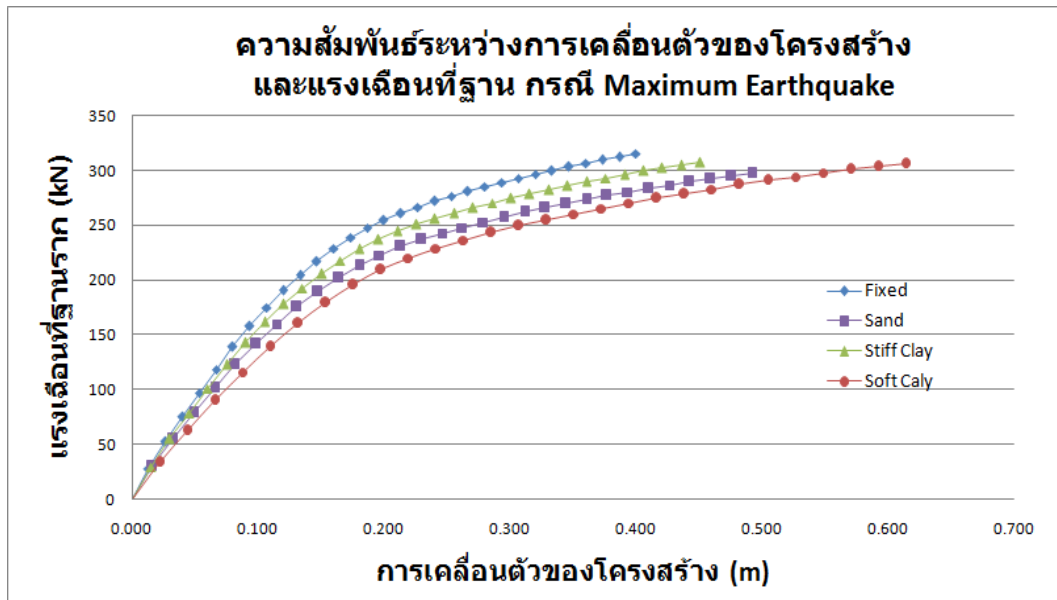
รูปที่ 5.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสูง 6 ชั้น
กรณี DEQ



รูปที่ 5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของ โครงสร้างสูง 6 ชั้น
กรณี MEQ



รูปที่ 5.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของ โครงสร้างสูง 9 ชั้น
กรณี DEQ



รูปที่ 5.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสูง 9 ชั้น
กรณี MEQ

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้วิธี Pushover Analysis และโปรแกรม SeismoStruct จะได้ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างแสดงดังตารางที่ 5.5 และ 5.6 พบว่าค่ามุมบิดพลาสติกสูงสุดที่เกิดขึ้นในโครงสร้างกรณีคิดผลการอ่อนตัวของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้น และเมื่อพิจารณาระดับความเสียหายของโครงสร้างตามมาตรฐานของ FEMA 356 โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 3 ชั้น สามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานในระดับ Life safety (LS) ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 6 ชั้น พบว่าที่ระดับ Design Earthquake โครงสร้างสามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานในระดับ Life safety (LS) แต่ในระดับ Maximum Considered Earthquake พบว่ากรณีฐานรากเสาเข็มชั้นดินเหนียวอ่อน มีบางชิ้นส่วนไม่สามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานในระดับ Collapse Prevention (CP) ส่วนในกรณีของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น พบว่าที่ระดับ Design Earthquake โครงสร้างสามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานในระดับ Life safety (LS) แต่ในระดับ Maximum Considered Earthquake พบว่ากรณีฐานรากเสาเข็มบนชั้นดินทรายและชั้นดินเหนียวอ่อน มีบางชิ้นส่วนไม่สามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานในระดับ Collapse Prevention (CP) โดยรูปแสดงมุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างและระดับความเสียหายของโครงสร้าง แสดงดังรูปที่ 5.14-5.31

ตารางที่ 5.5 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มเดี่ยว

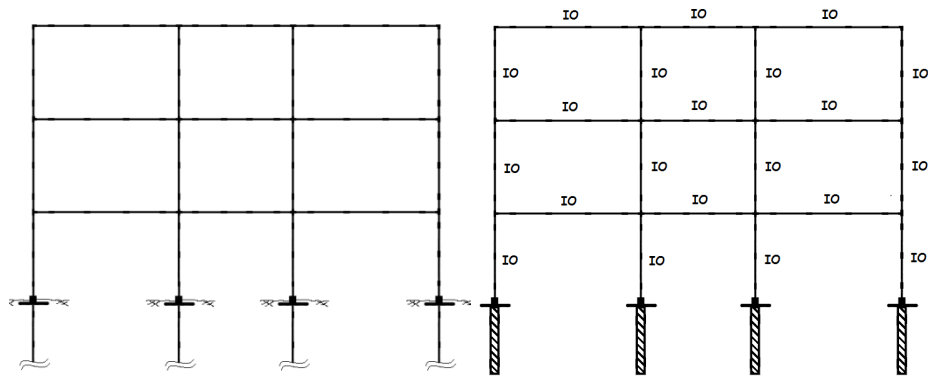
กรณี Design Earthquake

จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	ประเภทของฐานราก	ค่ามุมบิดพลาสติก ที่เกิดขึ้น (rad.)	ค่ามาตรฐานของ FEMA 356
3 ชั้น	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	-	Beam 0.010
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	-	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.001-0.0015	Column 0.010
6 ชั้น	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.001-0.007	Beam 0.010
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.0005-0.0055	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.0005-0.010	Column 0.010
9 ชั้น	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.0015-0.009	Beam 0.010
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.001-0.011	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.001-0.008	Column 0.010

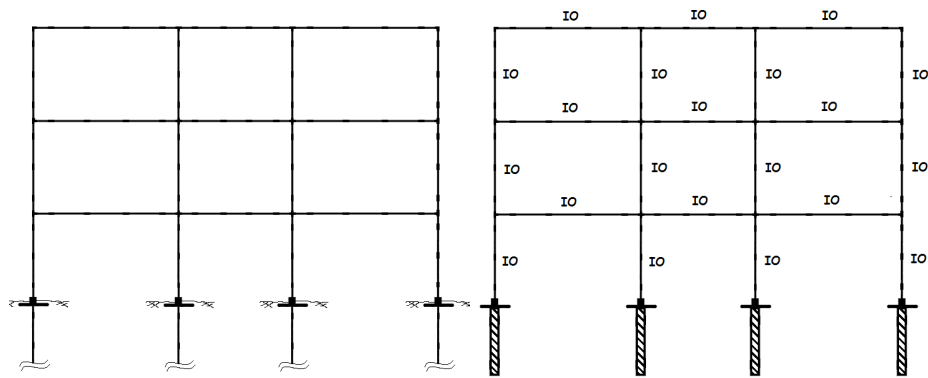
ตารางที่ 5.6 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มเดี่ยว

กรณี Maximum Considered Earthquake

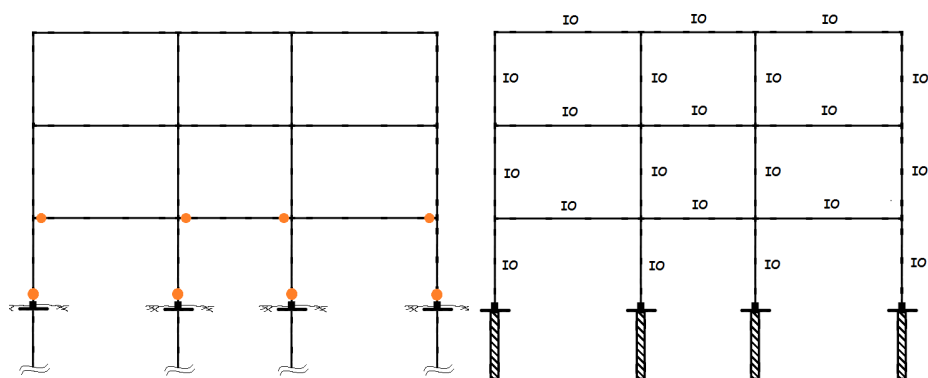
จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	ประเภทของฐานราก	ค่ามุมบิดพลาสติก ที่เกิดขึ้น (rad.)	ค่ามาตรฐานของ FEMA 356
3 ชั้น	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.003-0.007	Beam 0.015
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.0025-0.0055	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.0005-0.010	Column 0.012
6 ชั้น	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.001-0.011	Beam 0.015
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.001-0.010	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.001-0.013	Column 0.012
9 ชั้น	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.001-0.014	Beam 0.015
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.001-0.013	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.001-0.016	Column 0.012



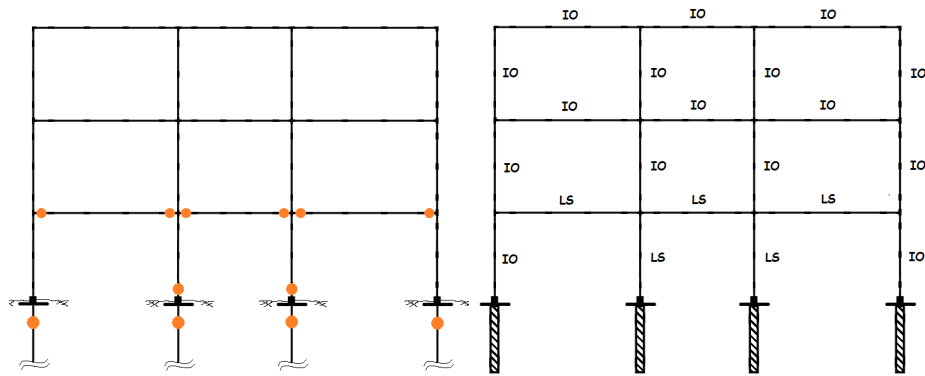
รูปที่ 5.14 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวนบนชั้นดินทราย (DEQ)



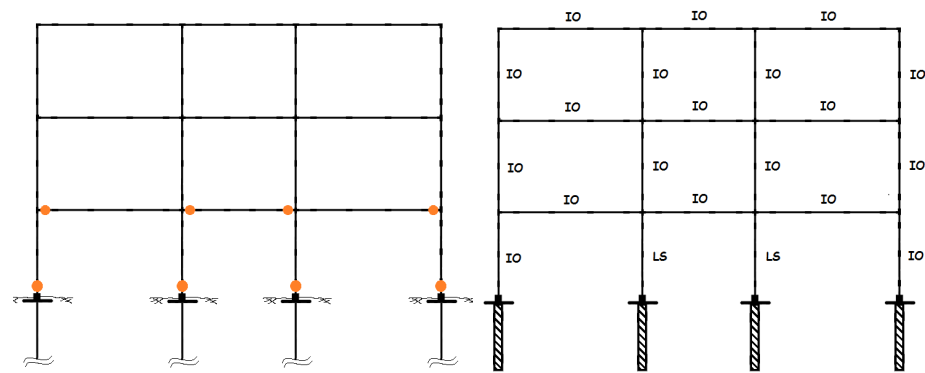
รูปที่ 5.15 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวนบนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)



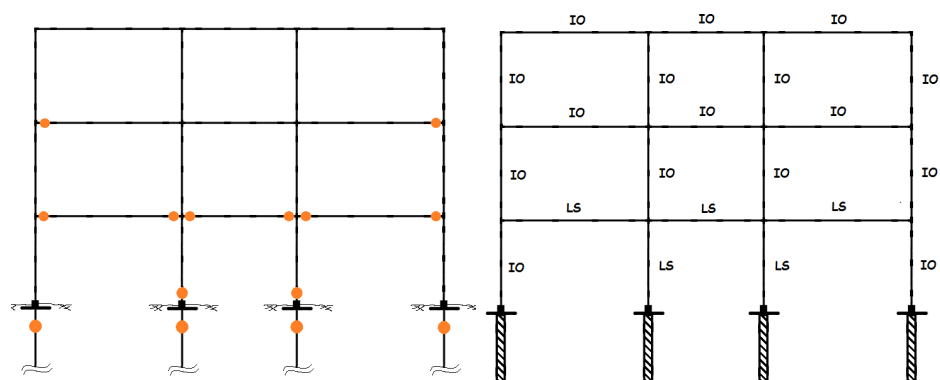
รูปที่ 5.16 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวนบนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)



รูปที่ 5.17 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวนบนชั้นดินทรายเป็น (MCEQ)



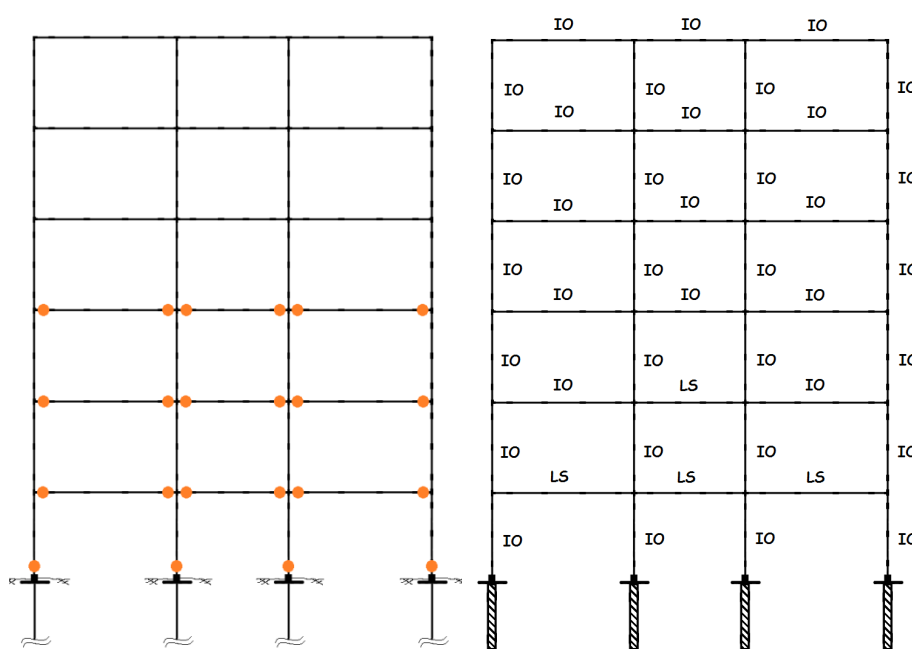
รูปที่ 5.18 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวนบนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ)



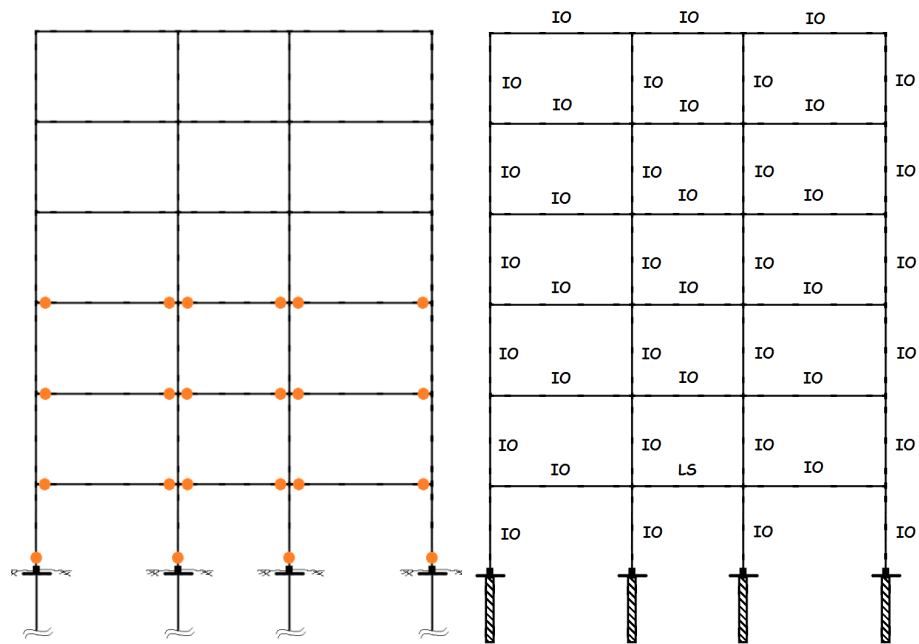
รูปที่ 5.19 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวนบนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ)

จากรูปที่ 5.14-5.19 แสดงถึงระดับความเสียหายของโครงสร้างอาคารสูง 3 ชั้นในกรณีที่เกิดผลการอ่อนตัวของฐานราก ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับรูปที่ 5.2-5.3 พบว่า การอ่อนตัวของฐานรากในกรณีของโครงสร้างที่สูง 3 ชั้น ส่งผลต่อโครงสร้างเพียงเล็กน้อย แม้ว่าค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างและค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างจะมีค่าสูงขึ้น แต่ระดับความเสียหายของโครงสร้างยังคงอยู่ในระดับเดิม และสามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานของ FEMA 356 ทั้งในกรณี Design Earthquake และ Maximum Considered earthquake

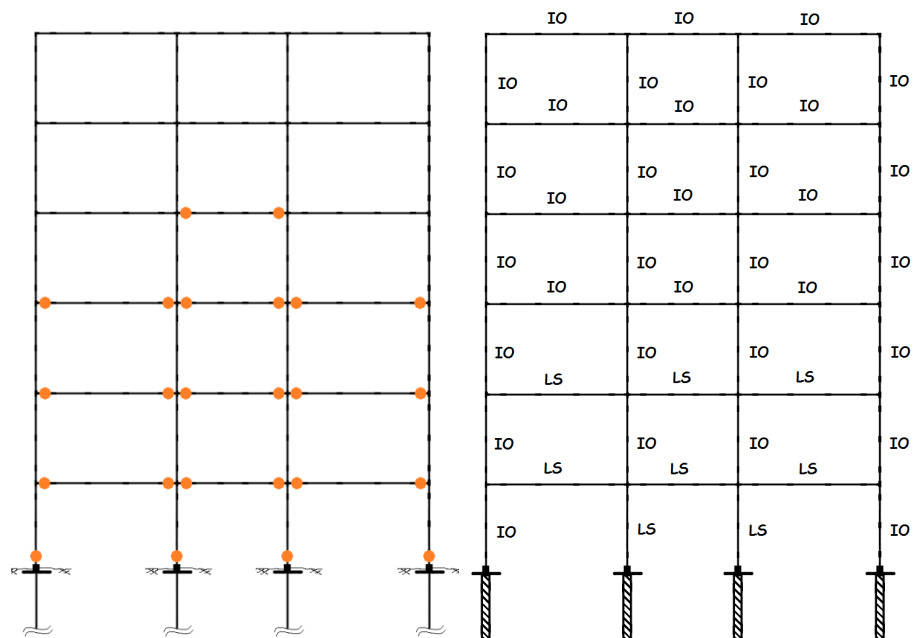
ส่วนในกรณีของโครงสร้างอาคารสูง 6 ชั้น ดังรูปที่ 5.20-5.25 ซึ่งเป็นกรณีที่เกิดผลการอ่อนตัวของฐานราก เมื่อเปรียบเทียบกับรูปที่ 5.4-5.5 พบว่า ในกรณีโครงสร้างอาคารสูง 6 ชั้น การอ่อนตัวของฐานรากมีผลต่อมุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างพอสมควร ซึ่งในบางชั้นส่วนของโครงสร้างทำให้ระดับความเสียหายของโครงสร้างสูงขึ้น แต่โครงสร้างยังคงสามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานที่ได้กำหนดไว้ใน FEMA 356



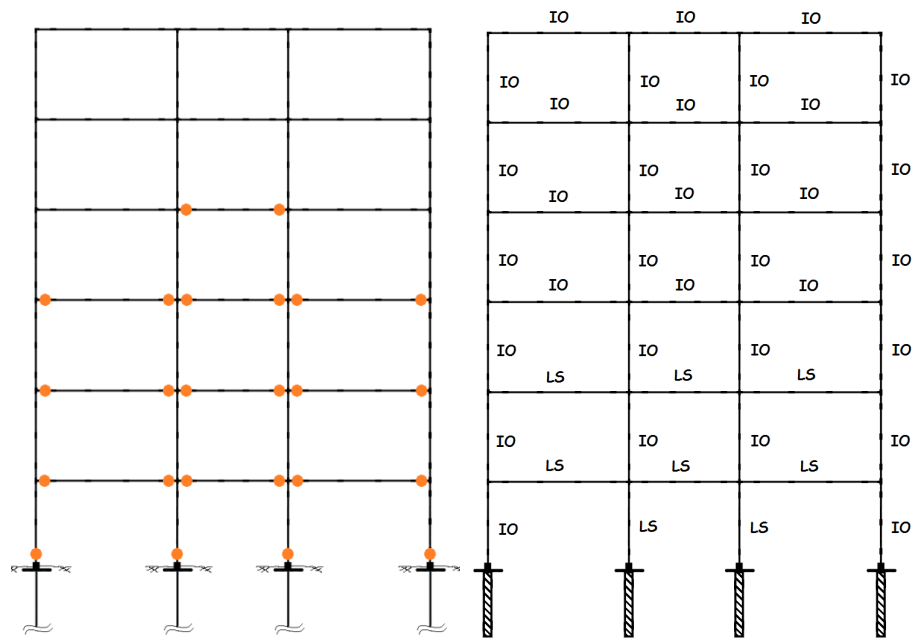
รูปที่ 5.20 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างกรณีโครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย (DEQ)



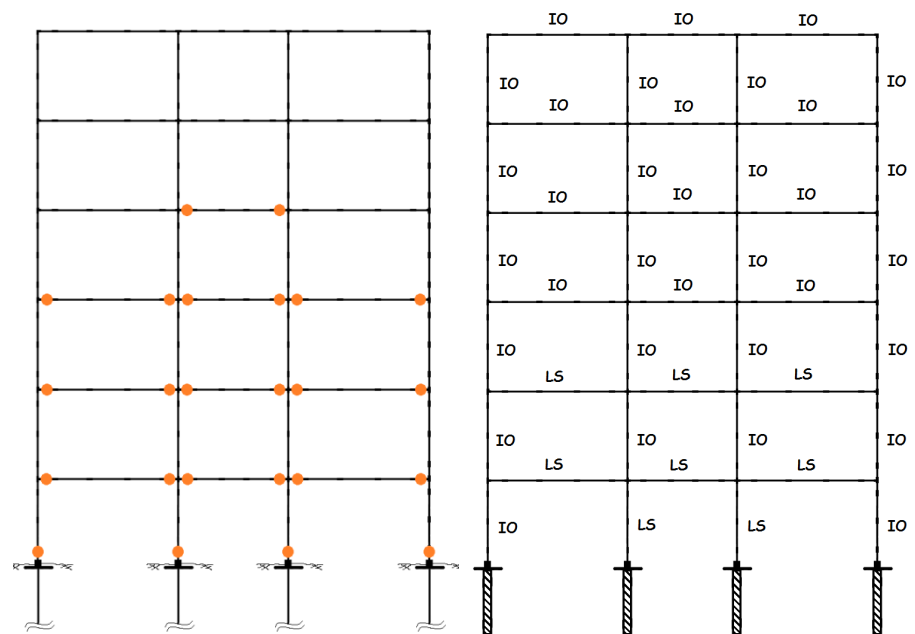
รูปที่ 5.21 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณี โครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวนบนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)



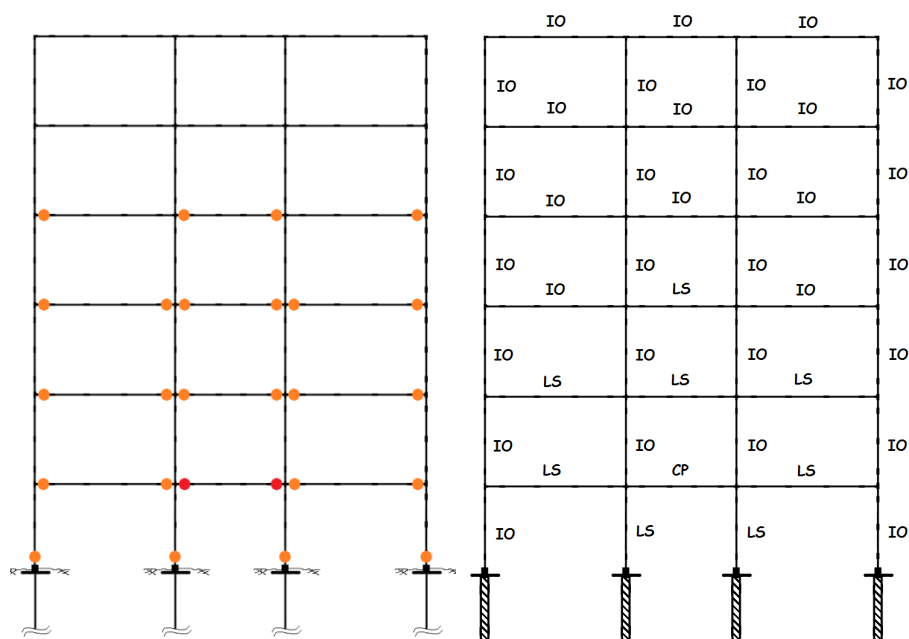
รูปที่ 5.22 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณี โครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวนบนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)



รูปที่ 5.23 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวนบนชั้นดินทราย (MCEQ)

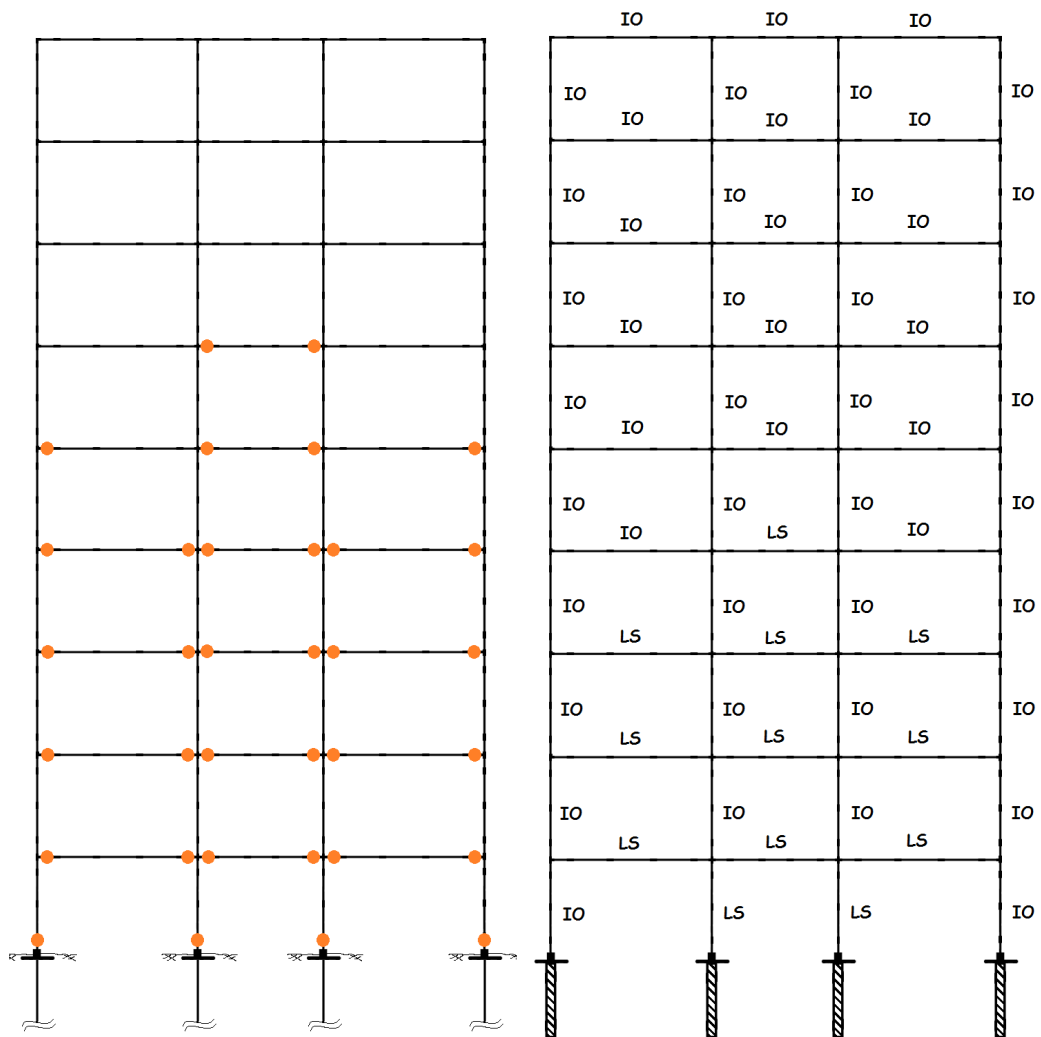


รูปที่ 5.24 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวนบนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ)

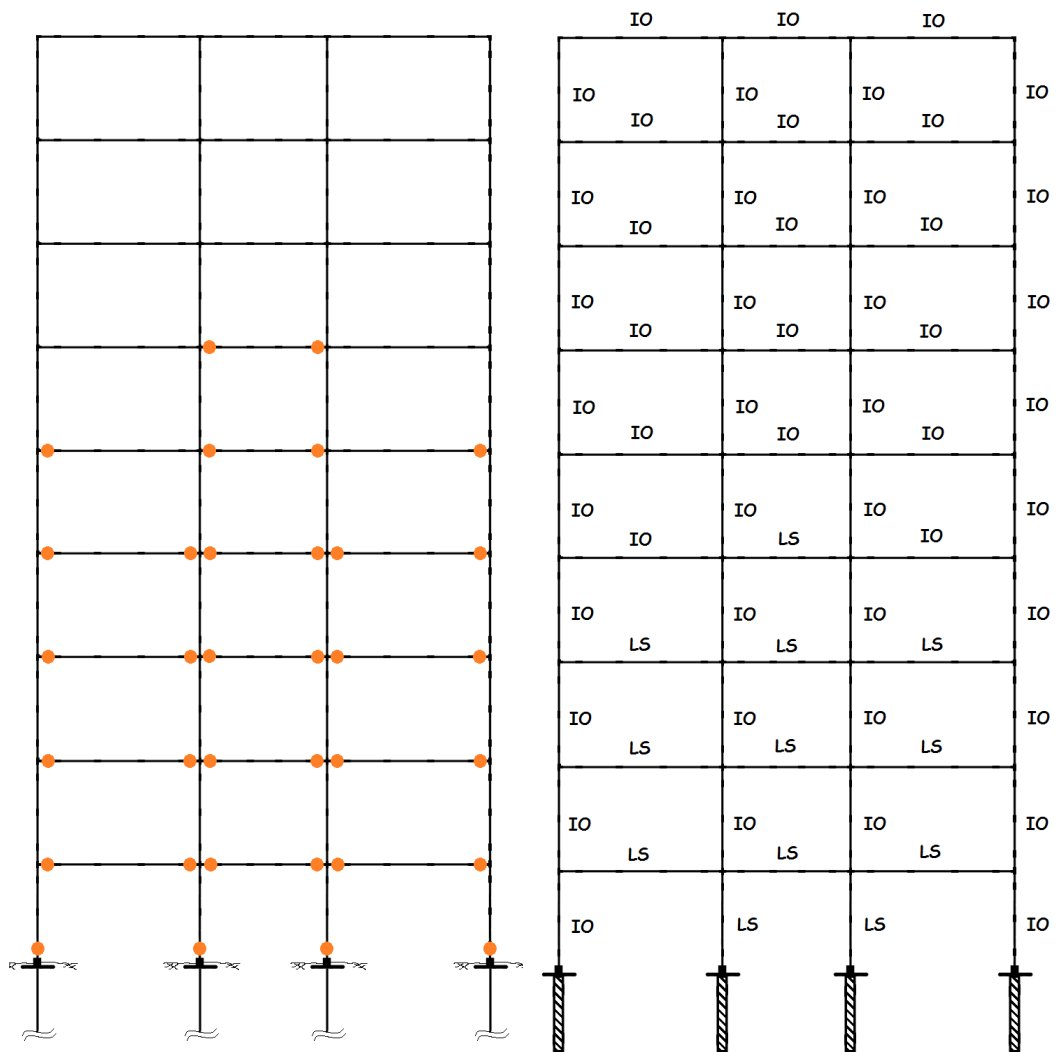


รูปที่ 5.25 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 6 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวนบนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ)

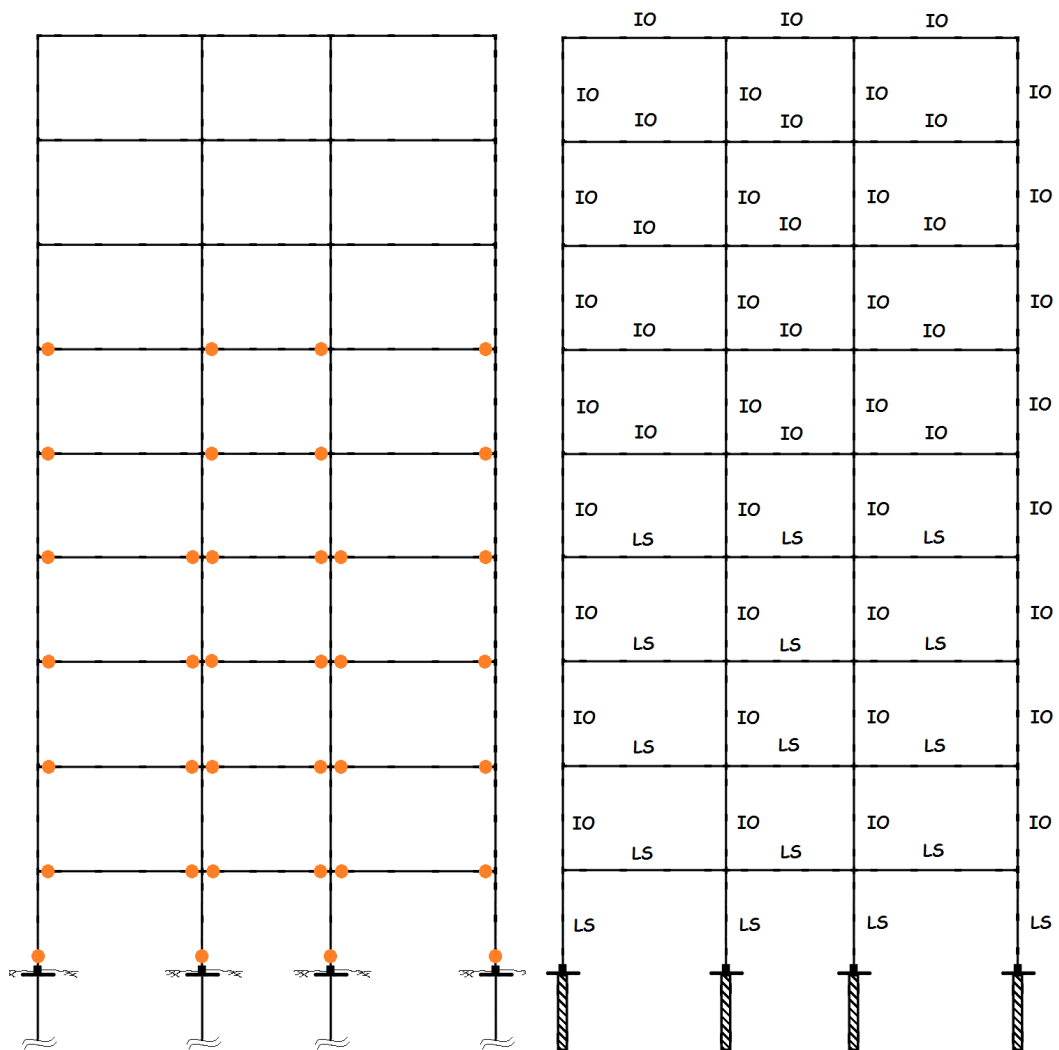
และในกรณีของโครงสร้างอาคารสูง 9 ชั้น รูปมุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายในโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 5.26-5.31 ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับรูปที่ 5.6-5.7 พบว่าผลของการอ่อนตัวของฐานรากมีผลกระทบต่อโครงสร้างอย่างมาก เนื่องจากทำให้ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นมีค่าสูงขึ้นมากเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ไม่เกิดผลการอ่อนตัวของฐานราก ส่งผลให้ระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างบางชั้นส่วน ไม่สามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานของ FEMA 356



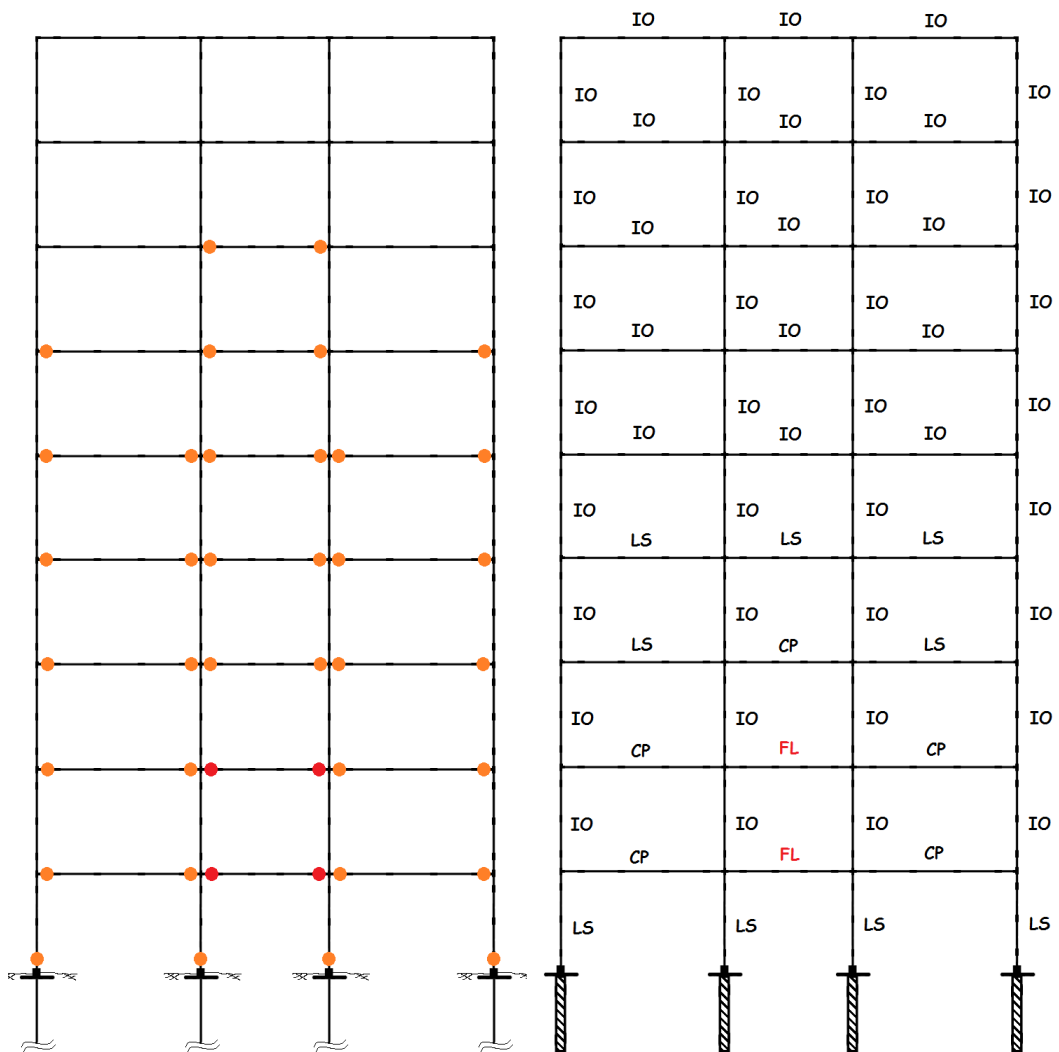
รูปที่ 5.26 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย (DEQ)



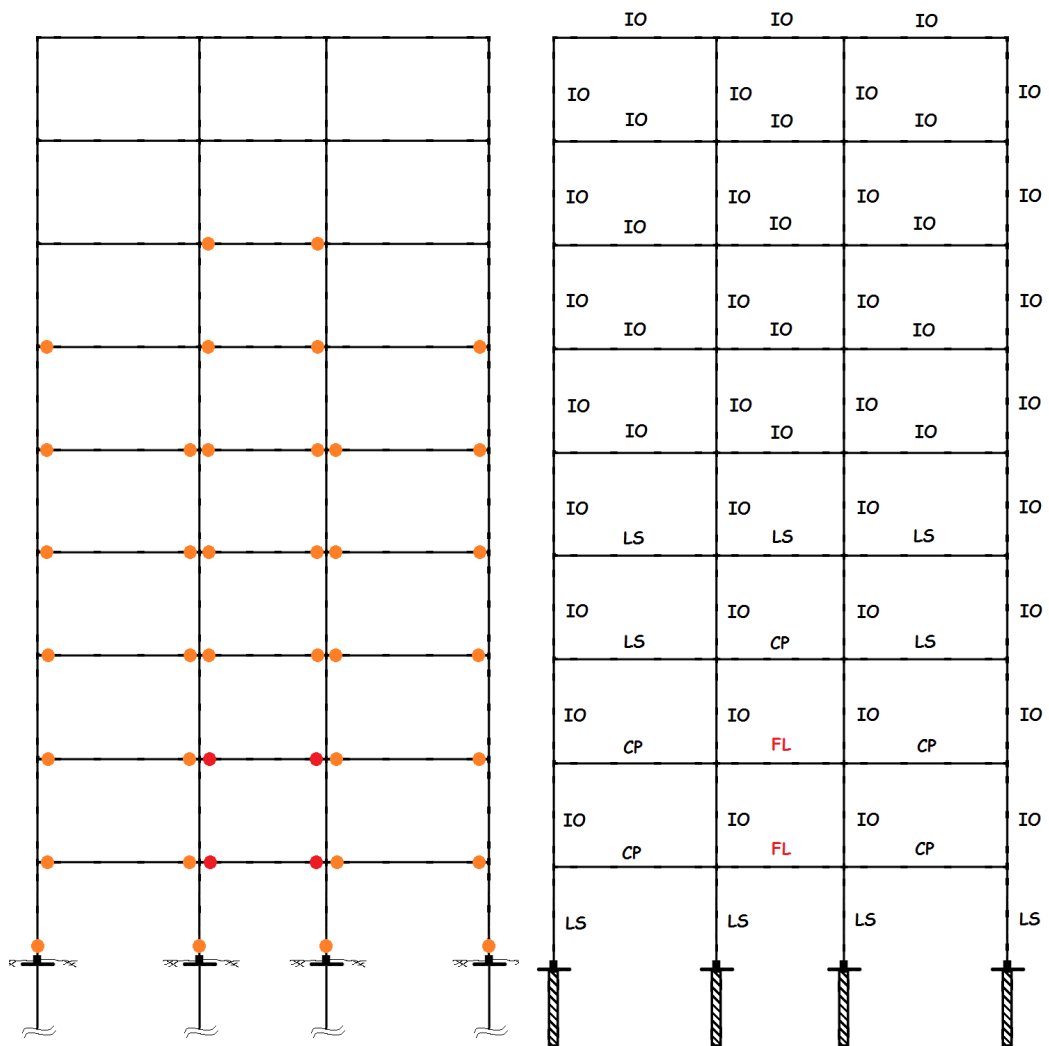
รูปที่ 5.27 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)



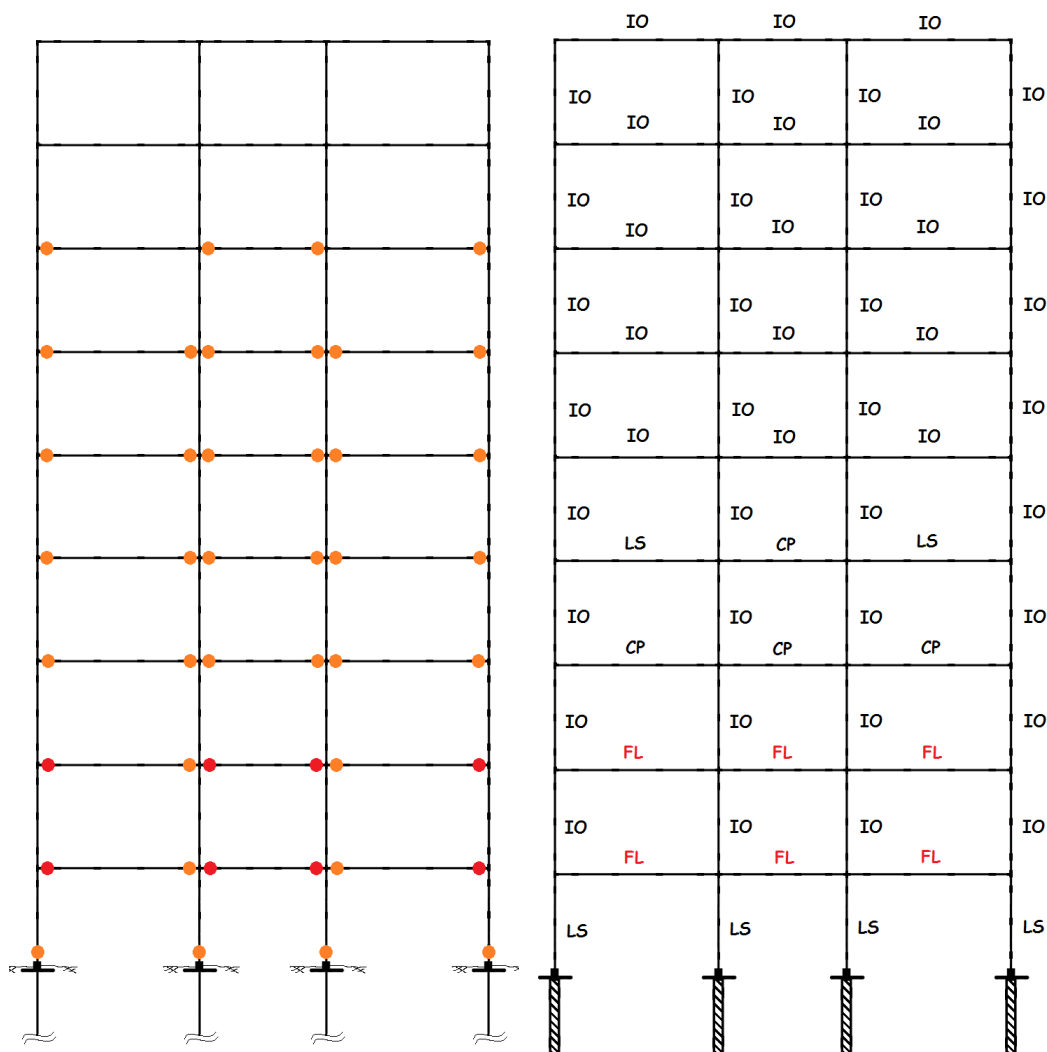
รูปที่ 5.28 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)



รูปที่ 5.29 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย (MCEQ)



รูปที่ 5.30 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง
กรณี โครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ)



รูปที่ 5.31 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 9 ชั้น ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ)

ในกรณี Maximum Considered Earthquake ของโครงสร้างอาคารสูง 9 ชั้น พบว่าเมื่อคิดผลการอ่อนตัวของฐานราก ความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างบางชั้นส่วนไม่สามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานของ FEMA 356 ในระดับ Collapse Prevention ได้ นั่นคือ ชั้นส่วนดังกล่าวได้เกิดการวิบัติขึ้นแล้ว

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง พบว่าในการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงกระทำทางด้านข้าง ผลของการอ่อนตัวของฐานรากมีความสำคัญต่อผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่ได้ เนื่องจากการอ่อนตัวของฐานรากทำให้ค่าความแกร่งของโครงสร้าง (Stiffness of

Structure) มีค่าลดลง ส่งผลให้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของ โครงสร้าง ในกรณีที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากมีค่ามากกว่าโครงสร้างในกรณีฐานรากแบบยึดแน่น ทำให้ ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นใน โครงสร้างมีค่ามากขึ้น โดยเฉพาะ โครงสร้างที่มีความสูงมาก ผลการ อ่อนตัวของฐานรากยังมีความสำคัญในการวิเคราะห์หรือประเมินความเสียหายที่เกิดขึ้นใน โครงสร้างเมื่อโครงสร้างดังกล่าวนั้นจำเป็นที่จะต้องรับแรงกระทำทางด้านข้าง

5.3 การวิเคราะห์โครงสร้างออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยคำนึงผลการอ่อนตัวของ ฐานราก (ฐานรากเสาเข็มกลุ่ม)

5.3.1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง

ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง (Fundamental Period of Structures) และค่า การเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target Displacement) ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีที่คำนึงผล ของการอ่อนตัวของฐานรากโดยใช้ฐานรากเป็นเสาเข็มกลุ่ม ทั้งในกรณีของ Design Earthquake และกรณีของ Maximum Considered Earthquake แสดงดังตารางที่ 5.7-5.8 โดยโครงสร้างคอนกรีต เสริมเหล็กที่ใช้ในการวิเคราะห์จะใช้โครงสร้างที่มีความสูง 3 ชั้น ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของ โครงสร้างเป็นค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม SeismoStruct ส่วนค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย ของโครงสร้างคำนวณตามมาตรฐานของ FEMA 356

ตารางที่ 5.7 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้าง กรณี DEQ

จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	ค่าคาบการสั่น Fixed Base	ประเภทของฐานราก	ค่าคาบการสั่น (sec.)	ค่าการเคลื่อนที่ เป้าหมาย (m.)
3 ชั้น	0.282	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.309	0.051
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.299	0.048
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.341	0.062

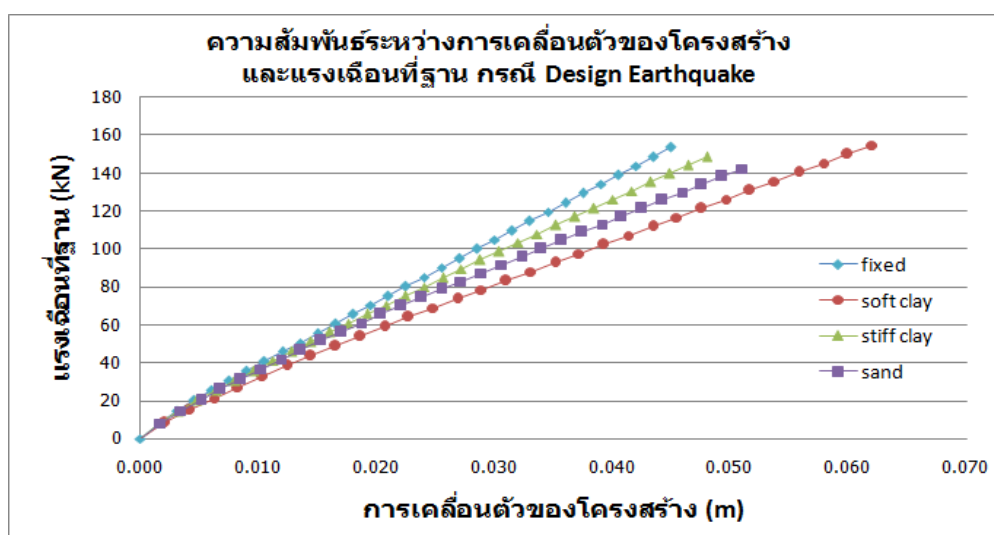
ตารางที่ 5.8 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้าง กรณี MCEQ

จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	ค่าคาบการสั่น Fixed Base	ประเภทของฐานราก	ค่าคาบการสั่น (sec.)	ค่าการเคลื่อนที่ เป้าหมาย (m.)
3 ชั้น	0.282	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.309	0.122
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.299	0.115
		เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.341	0.147

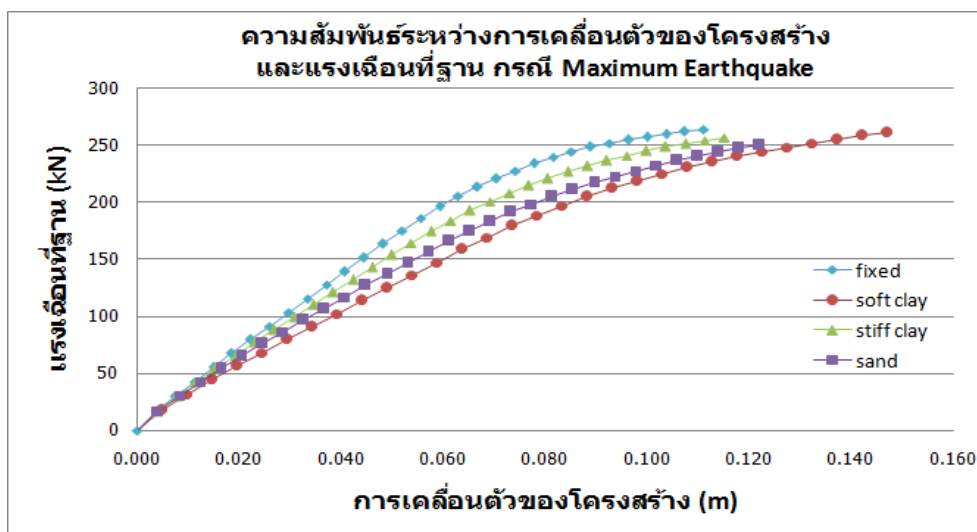
ในกรณีของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากโดยใช้ฐานรากเสาเข็มกลุ่มจะมีค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างน้อยกว่ากรณีฐานรากเสาเข็มเดี่ยว เนื่องจากฐานรากเสาเข็มกลุ่มทำให้ค่าความแข็งแกร่งของโครงสร้าง (Structural Stiffness) มีค่ามากกว่ากรณีฐานรากเสาเข็มเดี่ยว ส่งผลให้ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้างมีค่าลดลง

5.3.2 การประเมินและระดับความเสียหายของโครงสร้าง

ในกรณีที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มกลุ่มพบว่า กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานรากของโครงสร้างและค่าการเคลื่อนตัวที่จุดสูงสุดของโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 5.32-5.33 และค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง แสดงดังตารางที่ 5.9-5.10 เมื่อพิจารณาพฤติกรรมของโครงสร้างตามมาตรฐานของ FEMA 356 จะได้ดังรูปที่ 5.34-5.37



รูปที่ 5.32 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสูง 3 ชั้น
กรณีฐานรากเสาเข็มกลุ่ม DEQ



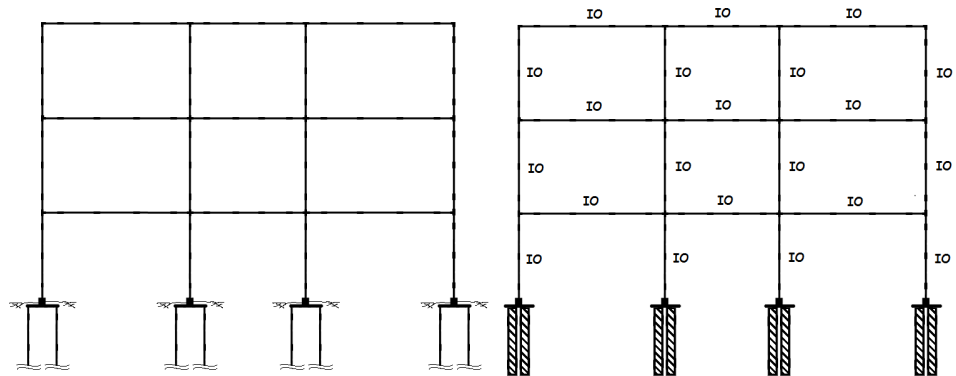
รูปที่ 5.33 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสูง 3 ชั้น
กรณีฐานรากเสาเข็มกลุ่ม MCEQ

ตารางที่ 5.9 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มกลุ่ม
กรณี Design Earthquake

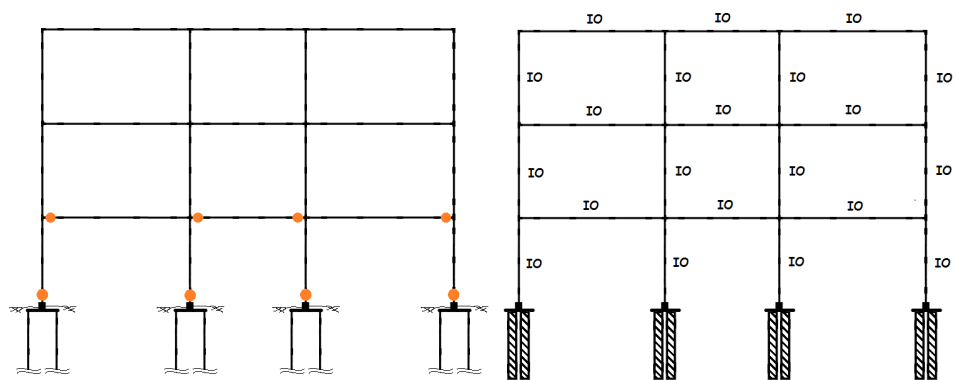
จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	ประเภทของฐานราก	ค่ามุมบิดพลาสติก ที่เกิดขึ้น (rad.)	ค่ามาตรฐานของ FEMA 356
3 ชั้น	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	-	Beam 0.010
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	-	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	-	Column 0.010

ตารางที่ 5.10 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มกลุ่ม
กรณี Maximum Considered Earthquake

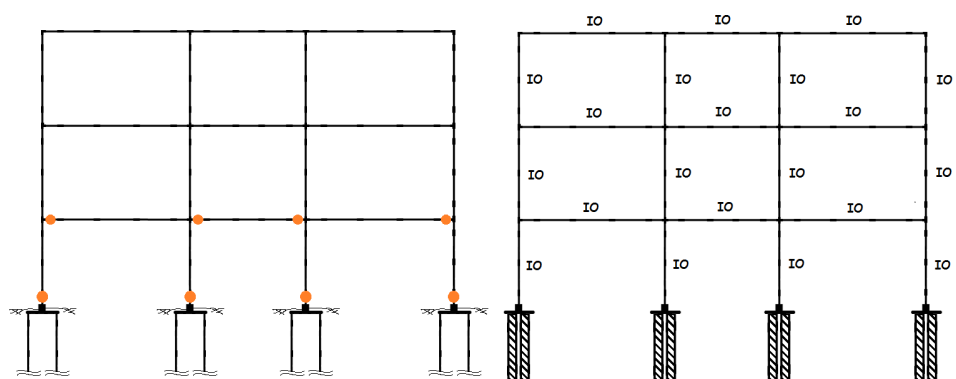
จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	ประเภทของฐานราก	ค่ามุมบิดพลาสติก ที่เกิดขึ้น (rad.)	ค่ามาตรฐานของ FEMA 356
3 ชั้น	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.002-0.004	Beam 0.015
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.002-0.0035	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.0025-0.0055	Column 0.012



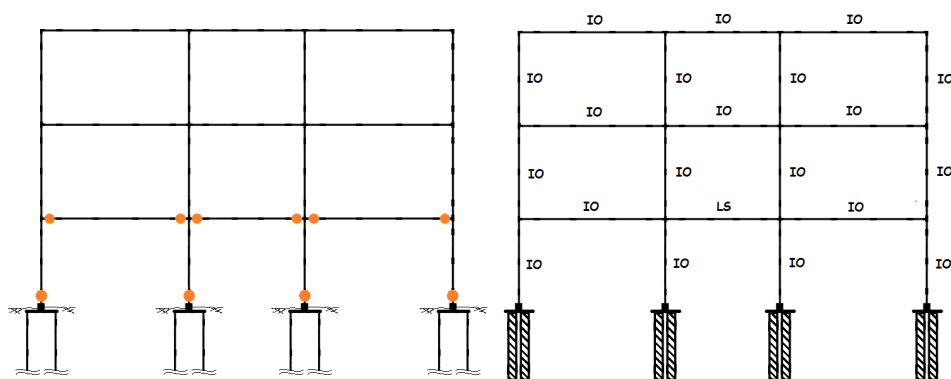
รูปที่ 5.34 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง
กรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินประเภทต่างๆ (DEQ)



รูปที่ 5.35 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง
กรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินทราย (MCEQ)



รูปที่ 5.36 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง
กรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ)



รูปที่ 5.37 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้าง
กรณีโครงสร้างสูง 3 ชั้น ฐานรากแบบเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ)

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารสูง 3 ชั้นที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานราก โดยใช้ฐานรากเป็นเสาเข็มกลุ่ม พบว่า ในกรณีของระดับแผ่นดินไหว Design Earthquake จะไม่มีมุมบิดพลาสติกเกิดขึ้นในโครงสร้างทุกประเภทของชั้นดินที่ใช้ ดังนั้นโครงสร้างในกรณีนี้สามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานของ FEMA 356 ในระดับ Immediate Occupancy (IO) ทุกประเภทของชั้นดิน ส่วนในกรณีของแผ่นดินไหวระดับ Maximum Considered Earthquake พบว่ามีมุมบิดพลาสติกเกิดขึ้น โครงสร้าง และค่าสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าในกรณีของโครงสร้างที่คิดผลของฐานรากโดยใช้เสาเข็มเดี่ยว เมื่อพิจารณาตามมาตรฐานของ FEMA 356 พบว่าโครงสร้างผ่านเกณฑ์มาตรฐานในระดับ Immediate Occupancy (IO) ดังนั้นเมื่อเปรียบเทียบผลที่ได้ ทั้งค่าคาบการสั่นของโครงสร้าง ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง และค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง สามารถสรุปได้ว่า ผลการอ่อนตัวของฐานรากแบบเสาเข็มกลุ่มจะมีผลกระทบน้อยกว่าฐานรากแบบเสาเข็มเดี่ยว แม้ว่าผลกระทบของการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มกลุ่มจะมีน้อยกว่า แต่ก็ไม่สามารถที่จะตัดทิ้งได้ในกรณีที่ต้องวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างรับแรงกระทำทางด้านข้าง โดยเฉพาะอย่างยิ่งโครงสร้างที่มีความสูงมาก

5.4 การวิเคราะห์โครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยไม่คิดผลของการอ่อนตัวของฐานราก (ฐานรากแบบยึดแน่น)

5.4.1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง

ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง (Fundamental Period of Structures) และค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target Displacement) ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวในกรณีที่ไม่คิดผลของฐานรากทั้งในกรณีของ Design Earthquake และกรณีของ Maximum Considered Earthquake แสดงดังตารางที่ 5.11 โดยโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการวิเคราะห์จะใช้โครงสร้างที่มีความสูง 3 ชั้น ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างเป็นค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม SeismoStruct ส่วนค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้างคำนวณตามมาตรฐานของ FEMA 356

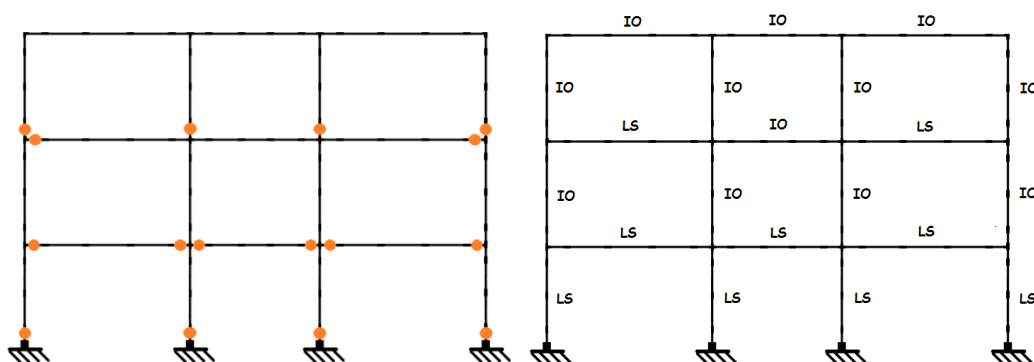
ตารางที่ 5.11 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้าง

จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	กรณีของแผ่นดินไหว	ค่าคาบการสั่น (sec.)	ค่าการเคลื่อนที่ เป้าหมาย (m.)
3 ชั้น	Design Earthquake (DEQ)	0.345	0.067
	Maximum Considered Earthquake (MCEQ)	0.345	0.160

ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวมีค่าสูงกว่ากรณีโครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว เนื่องจากโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวมีการใส่รายละเอียดเหล็กเสริมน้อยกว่าในกรณีที่ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว ทำให้ค่าความแกร่งของโครงสร้าง (Stiffness of Structure) มีค่าลดลง ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างที่เพิ่มขึ้นทำให้ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างเพิ่มขึ้น

5.4.2 การประเมินและระดับความเสียหายของโครงสร้าง

จากการวิเคราะห์พบว่าในกรณีของ Design Earthquake (DEQ) จะไม่มีมุมบิดพลาสติกเกิดขึ้นในโครงสร้าง ส่วนในกรณีของ Maximum Considered Earthquake (MCEQ) จะมีจุดที่เกิดมุมบิดพลาสติกขึ้น ดังรูปที่ 5.38 และค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นแสดงดังตารางที่ 5.12 ซึ่งสูงกว่ากรณีของ โครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวมาก เมื่อพิจารณาระดับความเสียหายของโครงสร้างตามมาตรฐานของ FEMA 356 พบว่าในกรณีของโครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวจะผ่านเกณฑ์ในระดับ Immediate Occupancy (IO) แต่ในกรณีของโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวมีบางชั้นส่วนของ โครงสร้างไม่ผ่านเกณฑ์ในระดับของ Immediate Occupancy (IO) แต่สามารถผ่านเกณฑ์ในระดับของ Life Safety (LS) จึงสรุปได้ว่าระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นใน โครงสร้างจะมีค่าสูงขึ้นเมื่อ โครงสร้างที่ใช้วิเคราะห์และประเมินไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง



รูปที่ 5.38 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของ โครงสร้าง
กรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากแบบยึดแน่น (MCEQ)
ตารางที่ 5.12 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นใน โครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากแบบยึดแน่น

จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	กรณีของแผ่นดินไหว	ค่ามุมบิดพลาสติก ที่เกิดขึ้น (rad.)	ค่ามาตรฐานของ FEMA 356
3 ชั้น	Design Earthquake (DEQ)	-	Beam 0.010 Column 0.010
	Maximum Considered Earthquake (MCEQ)	0.001-0.009	Beam 0.015 Column 0.012

5.5 การวิเคราะห์โครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยคำนึงผลของการอ่อนตัวของฐานราก

5.5.1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง

ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง (Fundamental Period of Structures) และค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target Displacement) ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวในกรณีที่เกิดผลการอ่อนตัวของฐานรากทั้งฐานรากเสาเข็มเดี่ยวและฐานรากเสาเข็มกลุ่ม ในกรณีของ Design Earthquake และกรณีของ Maximum Considered Earthquake แสดงดังตารางที่ 5.13-5.14 โดยโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการวิเคราะห์จะใช้โครงสร้างที่มีความสูง 3 ชั้น ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างเป็นค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม SeismoStruct ส่วนค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้างคำนวณตามมาตรฐานของ FEMA 356

ตารางที่ 5.13 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว กรณี DEQ

จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	ค่าคาบการสั่น Fixed Base	ประเภทของฐานราก	ค่าคาบการ สั่น (sec.)	ค่าการเคลื่อนที่ เป้าหมาย (m.)
3 ชั้น	0.345	เสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย	0.390	0.086
		เสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.366	0.072
		เสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.465	0.117
3 ชั้น	0.345	เสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินทราย	0.365	0.075
		เสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.357	0.068
		เสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.390	0.081

ตารางที่ 5.14 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานและค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบ
ด้านทานแรงแผ่นดินไหว กรณี MCEQ

จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	ค่าคาบการสั่น Fixed Base	ประเภทของฐานราก	ค่าคาบการ สั่น (sec.)	ค่าการเคลื่อนที่ เป้าหมาย (m.)
3 ชั้น	0.345	เสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย	0.390	0.201
		เสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.366	0.167
		เสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.465	0.266
3 ชั้น	0.345	เสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินทราย	0.365	0.177
		เสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.357	0.160
		เสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.390	0.189

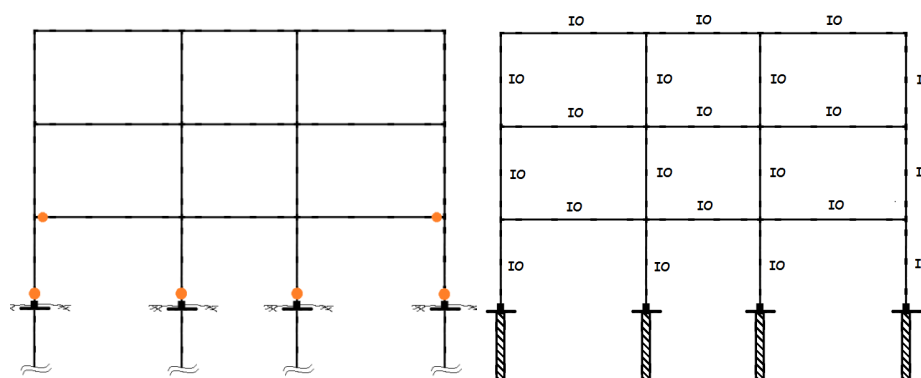
โดยทั้งในกรณีของ Design Earthquake และ Maximum Considered Earthquake ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของโครงสร้างในกรณีของโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบด้านทานแรงแผ่นดินไหวจะมีค่ามากกว่าโครงสร้างในกรณีที่ออกแบบด้านทานแรงแผ่นดินไหว เนื่องจากค่าคาบการสั่นที่สูงขึ้นในโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบด้านทานแรงแผ่นดินไหว

5.5.2 การประเมินและระดับความเสียหายของโครงสร้าง

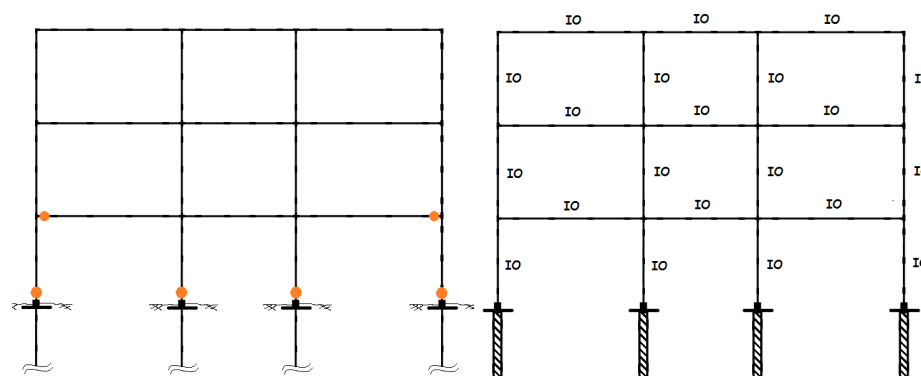
กรณี Design Earthquake ของโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบด้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยมีฐานรากเป็นเสาเข็มเดี่ยว พบว่าทุกประเภทของชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์จะมีจุดที่เกิดมุมบิดพลาสติกขึ้นในโครงสร้าง แสดงดังรูปที่ 5.39-5.41 โดยมุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นแสดงดังตารางที่ 5.15 ซึ่งค่าที่เกิดขึ้นจะมีค่าสูงกว่ากรณีของโครงสร้างที่ออกแบบด้านทานแรงแผ่นดินไหว แต่เมื่อพิจารณาระดับความเสียหายโดยมาตรฐานของ FEMA 356 พบว่า ทุกประเภทของชั้นดินที่ใช้วิเคราะห์โครงสร้างสามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานในระดับของ Immediate Occupancy (IO)

ตารางที่ 5.15 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นใน โครงสร้างที่เกิดผลการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มเดี่ยว
กรณี Design Earthquake

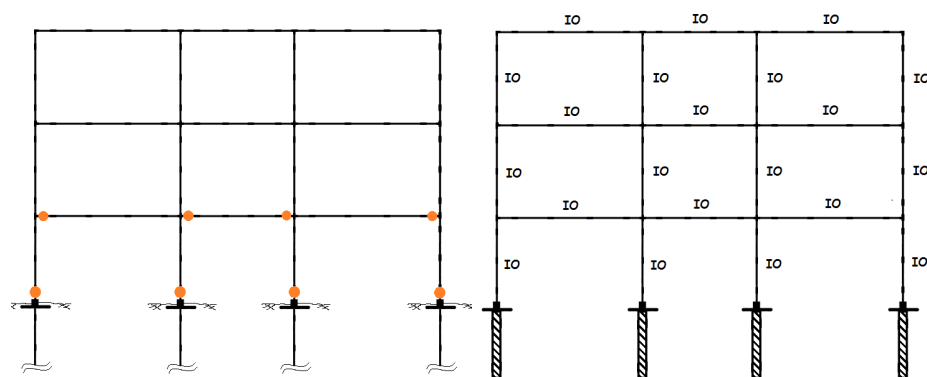
จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	ประเภทของฐานราก	ค่ามุมบิดพลาสติก ที่เกิดขึ้น (rad.)	ค่ามาตรฐานของ FEMA 356
3 ชั้น (ไม่ได้ ออกแบบต้าน แผ่นดินไหว)	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.0015-0.0025	Beam 0.010 Column 0.010
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.0005-0.002	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.0005-0.0035	
3 ชั้น (ออกแบบต้าน แผ่นดินไหว)	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	-	Beam 0.010 Column 0.010
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	-	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.001-0.0015	



รูปที่ 5.39 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างกรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น
ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย (DEQ)

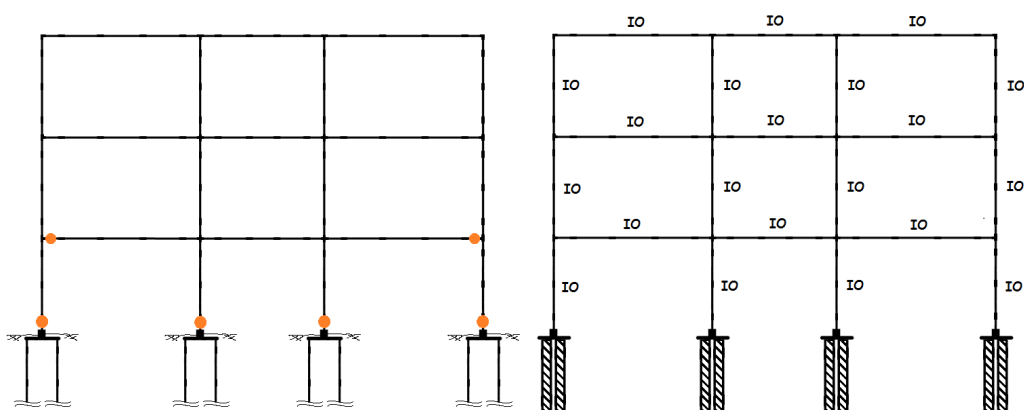


รูปที่ 5.40 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างกรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น
ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)

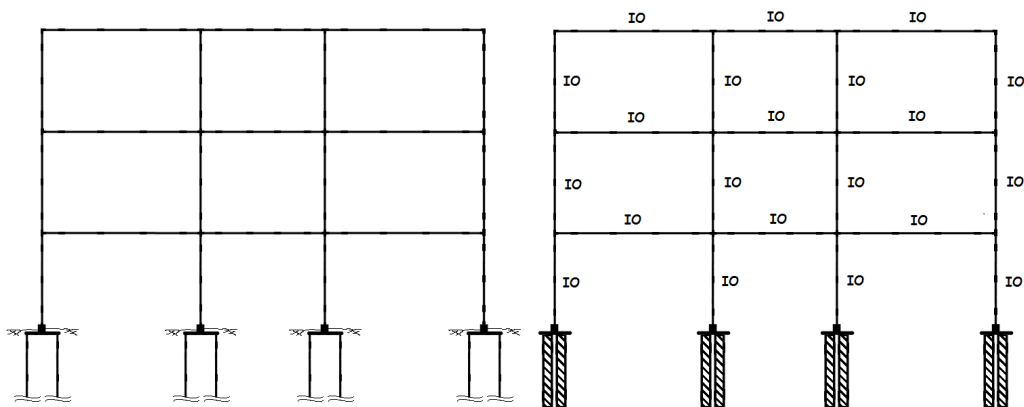


รูปที่ 5.41 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างกรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น
ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)

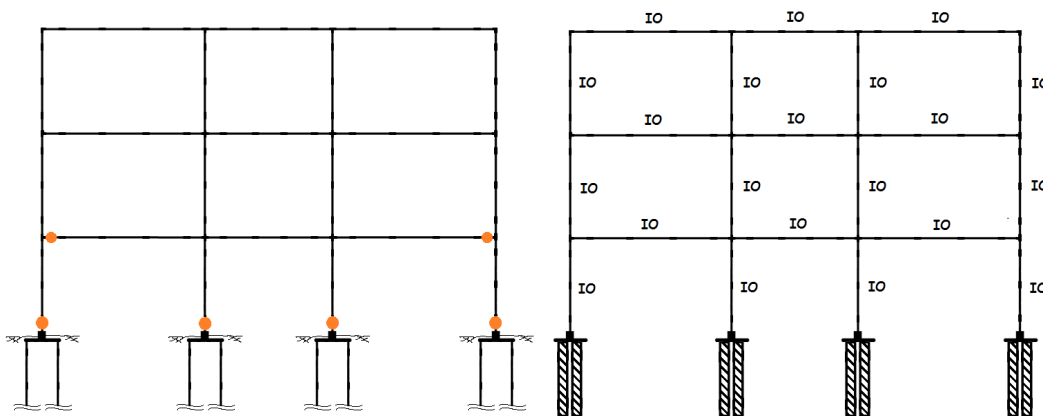
กรณี Design Earthquake ของโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยมีฐานรากเป็นเสาเข็มกลุ่ม พบว่าโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนชั้นดินทรายและชั้นดินเหนียวอ่อนจะมีจุดที่เกิดมุมบิดพลาสติกขึ้นในอาคาร แต่เมื่อพิจารณาระดับความเสียหายของโครงสร้างโดยมาตรฐานของ FEMA 356 พบว่าโครงสร้างสามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานในระดับของ Immediate Occupancy (IO) โดยจุดที่เกิดมุมบิดพลาสติกขึ้นในโครงสร้างและระดับความเสียหายของโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 5.42-5.44 และค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นแสดงดังตารางที่ 5.16



รูปที่ 5.42 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างกรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น
ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินทราย (DEQ)



รูปที่ 5.43 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างกรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวแข็ง (DEQ)

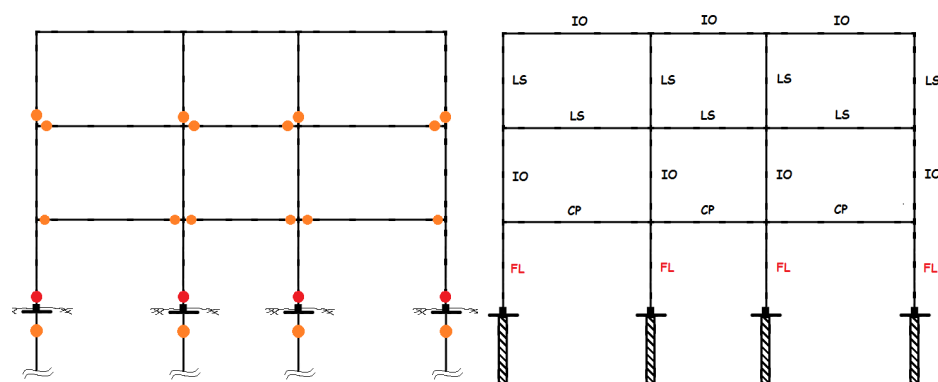


รูปที่ 5.44 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างกรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวอ่อน (DEQ)

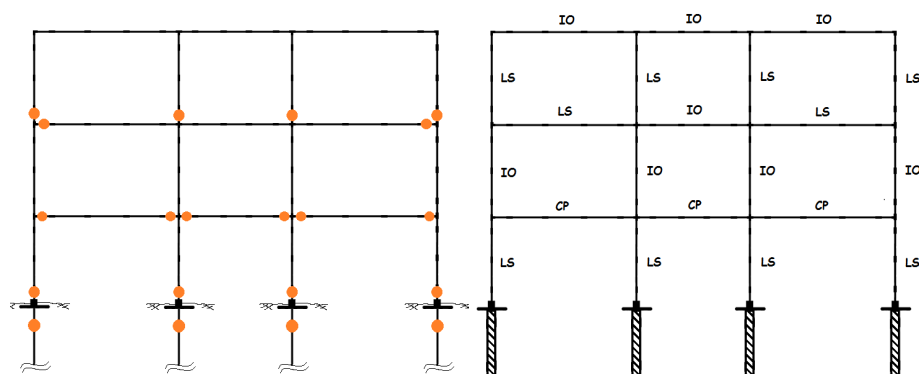
ตารางที่ 5.16 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มกลุ่มกรณี Design Earthquake

จำนวนชั้นของโครงสร้าง	ประเภทของฐานราก	ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้น (rad.)	ค่ามาตรฐานของ FEMA 356
3 ชั้น (ไม่ได้ ออกแบบต้านแผ่นดินไหว)	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.0005-0.002	Beam 0.010 Column 0.010
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	-	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.0005-0.003	
3 ชั้น (ออกแบบต้านแผ่นดินไหว)	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	-	Beam 0.010 Column 0.010
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	-	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	-	

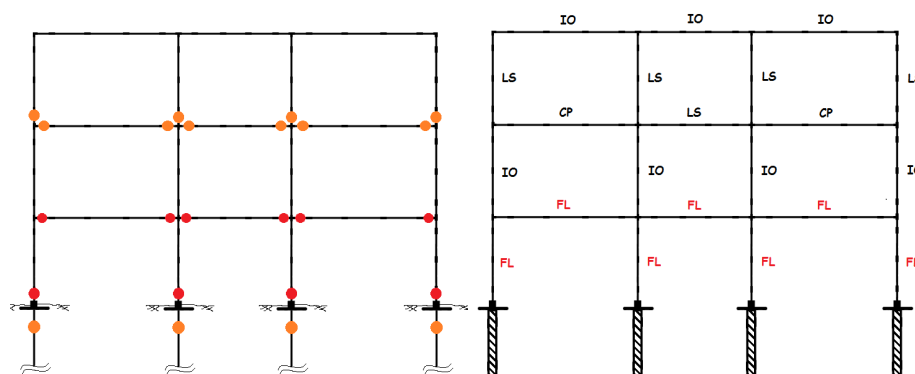
กรณี Maximum Considered Earthquake ของโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยมีฐานรากเป็นเสาเข็มเดี่ยว พบว่าค่ามูมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นมีค่าสูงมากเมื่อเปรียบเทียบกับกรณี โครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยที่มีจำนวนชั้นของโครงสร้างเท่ากัน ซึ่งในโครงสร้างที่ตั้งบนชั้นดินทรายและบนชั้นดินเหนียวอ่อนมีจุดที่ค่ามูมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นเกินค่าเกณฑ์ Collapse Prevention (CP) ของมาตรฐาน FEMA 356 จุดที่เกิดมูมบิดพลาสติกและระดับความเสียหายของโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 5.45-5.47 โดยค่ามูมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในกรณี Maximum Considered Earthquake โดยมีฐานรากเสาเข็มเดี่ยวที่อยู่บนชั้นดินประเภทต่างๆแสดงดังตารางที่ 5.17



รูปที่ 5.45 มูมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างกรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย (MCEQ)



รูปที่ 5.46 มูมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างกรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ)



รูปที่ 5.47 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างกรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น
ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ)

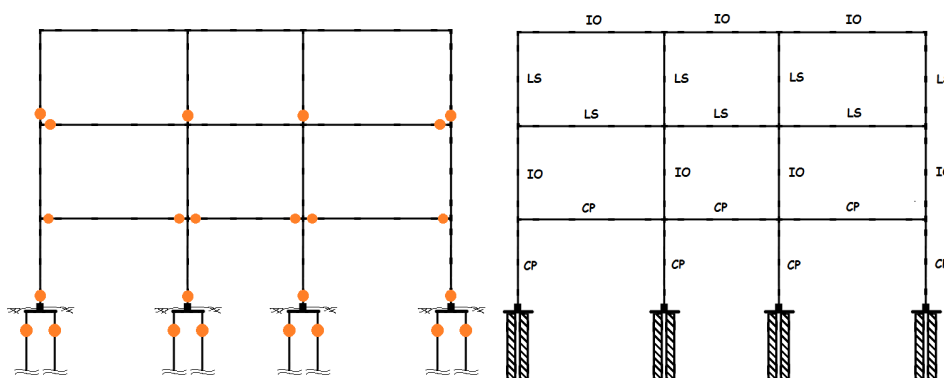
ตารางที่ 5.17 ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นใน โครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มเดี่ยว
กรณี Maximum Considered Earthquake

จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	ประเภทของฐานราก	ค่ามุมบิดพลาสติก ที่เกิดขึ้น (rad.)	ค่ามาตรฐานของ FEMA 356
3 ชั้น (ไม่ได้ ออกแบบต้าน แผ่นดินไหว)	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.003-0.0135	Beam 0.015 Column 0.012
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.002-0.010	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.002-0.0175	
3 ชั้น (ออกแบบต้าน แผ่นดินไหว)	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.003-0.007	Beam 0.015 Column 0.012
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.0025-0.0055	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.0005-0.010	

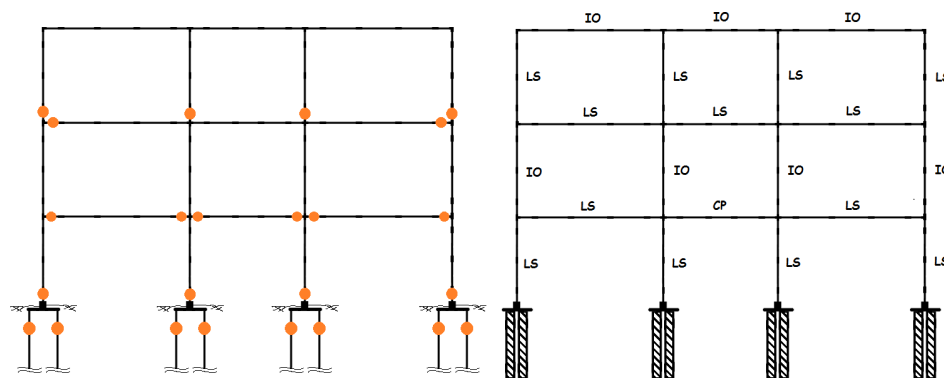
กรณี Maximum Considered Earthquake ของโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยมีฐานรากเป็นเสาเข็มกลุ่ม พบว่าค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างมีค่าสูง ซึ่งในกรณีของโครงสร้างบนชั้นดินทรายและชั้นดินเหนียวแข็งไม่มีค่าที่สูงกว่าค่ามาตรฐานของ FEMA 356 ในระดับของ Collapse Prevention (CP) ส่วนในกรณีของโครงสร้างบนชั้นดินเหนียวอ่อนจะมีจุดที่ค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้างสูงกว่าเกณฑ์มาตรฐานในระดับ Collapse Prevention (CP) จุดที่เกิดมุมบิดพลาสติกในโครงสร้างและระดับความเสียหายของโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 5.48-5.50 และค่ามุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง แสดงดังตารางที่ 5.18

ตารางที่ 5.18 ค่ามูมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นใน โครงสร้างที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มกลุ่ม
กรณี Maximum Considered Earthquake

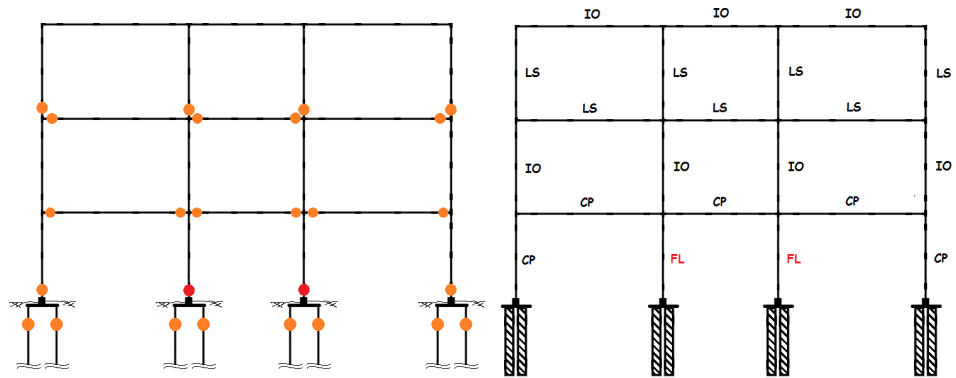
จำนวนชั้นของ โครงสร้าง	ประเภทของฐานราก	ค่ามูมบิดพลาสติก ที่เกิดขึ้น (rad.)	ค่ามาตรฐานของ FEMA 356
3 ชั้น (ไม่ได้ ออกแบบต้าน แผ่นดินไหว)	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.001-0.012	Beam 0.015 Column 0.012
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.002-0.010	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.002-0.0125	
3 ชั้น (ออกแบบต้าน แผ่นดินไหว)	เสาเข็มบนชั้นดินทราย	0.002-0.004	Beam 0.015 Column 0.012
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวแข็ง	0.002-0.0035	
	เสาเข็มบนชั้นดินเหนียวอ่อน	0.0025-0.0055	



รูปที่ 5.48 มูมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างกรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น
ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินทราย (MCEQ)



รูปที่ 5.49 มูมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างกรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น
ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวแข็ง (MCEQ)



รูปที่ 5.50 มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นและระดับความเสียหายของโครงสร้างกรณี โครงสร้างสูง 3 ชั้น
ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวอ่อน (MCEQ)

บทที่ 6

สรุปผลการวิจัย

6.1 สรุปผลที่ได้จากงานวิจัย

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 3, 6 และ 9 ชั้น ซึ่งอาคารที่ใช้เป็นอาคารที่ได้ออกแบบต้านทานแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวตามมาตรฐานของ กรมโยธาธิการและผังเมือง และอาคารสูง 3 ชั้นที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยอาคารดังกล่าวจะต้องรับแรงกระทำแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรง 2 ระดับ ตามมาตรฐานของ FEMA 356 คือ แรงแผ่นดินไหวระดับการออกแบบ (Design Earthquake) และแรงแผ่นดินไหวระดับสูงสุดที่สามารถเกิดขึ้นกับโครงสร้างได้ (Maximum Considered Earthquake) และเปรียบเทียบผลของความเสียหายที่เกิดขึ้นบนโครงสร้าง 2 กรณีคือ กรณีที่ไม่คิดผลการอ่อนตัวของฐานราก นั่นคือให้ฐานรากของโครงสร้างเป็นแบบยึดแน่น (Fixed Support) และกรณีที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานราก นั่นคือใช้ฐานรากแบบคิดผลของการปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง (Soil-Pile Interaction) โดยฐานรากที่ใช้เป็นฐานรากเสาเข็ม 2 ประเภท คือ เสาเข็มเดี่ยว และเสาเข็มกลุ่มซึ่งมีความยาว 10 เมตรทั้งสองประเภท โดยในกรณีของฐานรากแบบเสาเข็มกลุ่มจะวิเคราะห์เฉพาะโครงสร้างอาคารที่มีความสูง 3 ชั้นเท่านั้นเพื่อใช้เป็นแนวทางและศึกษาผลที่จะเกิดขึ้น ฐานรากทั้งแบบเสาเข็มเดี่ยวและแบบเสาเข็มกลุ่มที่ใช้จะตั้งอยู่บนชั้นดินประเภทต่างๆ คือ ชั้นดินเหนียวอ่อน ชั้นดินเหนียวแข็ง และชั้นดินทราย โดยพื้นที่ที่ใช้พิจารณาเป็นบริเวณของที่ตั้งอาคารคือ อ.หาดใหญ่ จ.สงขลา

จากงานวิจัยที่ได้ศึกษาในกรณีของโครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว พบว่า ผลการอ่อนตัวของฐานรากมีผลต่อระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นบนโครงสร้างเมื่อโครงสร้างนั้นต้องรับแรงกระทำทางด้านข้าง โดยในกรณีที่คิดผลของการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทรายพบว่าค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างเพิ่มขึ้นมาประมาณ 20-40% ในกรณีที่คิดผลของการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็งพบว่าค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างเพิ่มขึ้นมาประมาณ 10-20% และในกรณีที่คิดผลของการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อนพบว่าค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างเพิ่มขึ้นมากกว่า 50% จากค่า

การเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างที่เพิ่มขึ้นเมื่อคิดผลของการอ่อนตัวของฐานราก พบว่าเมื่อวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธี Pushover Analysis ซึ่งเป็นวิธีที่ต้องผลักโครงสร้างไปทางด้านข้างจนถึงค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้าง ระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นบนโครงสร้างโดยประเมินตามมาตรฐานของ FEMA 356 ในอาคารสูง 3 และ 6 ชั้น บางชั้นส่วนในโครงสร้างระดับความเสียหายจะเพิ่มขึ้น โดยเพิ่มจากระดับ Immediate Occupancy Level (IO) เป็นระดับ Life Safety Level (LS) และบางชั้นส่วนระดับความเสียหายเพิ่มขึ้นจาก Life Safety Level (LS) เป็นระดับ Collapse Prevention Level (CP) ส่วนในอาคารสูง 9 ชั้นบางชั้นส่วนระดับความเสียหายจะเพิ่มขึ้นจาก Life Safety Level (LS) เป็นระดับ Collapse Prevention Level (CP) โดยเฉพาะในกรณีของ Maximum Considered Earthquake (MCEQ) บางชั้นส่วนของโครงสร้างไม่สามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐานในระดับความเสียหาย Collapse Prevention Level (CP) ได้ นั่นคือ มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนดังกล่าวมีค่ามากกว่าเกณฑ์มาตรฐานที่ FEMA 356 ได้กำหนดไว้ จึงถือว่าชั้นส่วนนั้นได้เกิดการพังทลายแล้ว อาจทำให้โครงสร้างดังกล่าวเกิดการพิบัติได้ ซึ่งโดยส่วนมากชั้นส่วนที่ระดับความเสียหายมีการเปลี่ยนแปลงเป็นชั้นส่วนที่อยู่ในระดับชั้นล่างๆ ของโครงสร้าง จากระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นบนโครงสร้าง ในกรณีต่างๆ สามารถสรุปได้ว่า ในกรณีของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อนและกรณีโครงสร้างที่มีความสูงมากๆ ผลการอ่อนตัวของฐานรากมีความสำคัญอย่างมากต่อความเสียหายของโครงสร้างเมื่อโครงสร้างต้องรับแรงกระทำทางด้านข้างหรือแรงแผ่นดินไหว

ส่วนในกรณีของโครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยคิดผลการอ่อนตัวของฐานรากซึ่งเป็นฐานรากแบบเสาเข็มกลุ่มพบว่า ในกรณีที่คิดผลของการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินทรายค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างเพิ่มขึ้นประมาณ 10-15% ในกรณีที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวแข็งพบว่าค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างเพิ่มขึ้นไม่เกิน 10% และในกรณีที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวอ่อนพบว่าค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างเพิ่มขึ้นประมาณ 30-40% ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างกรณีของฐานรากเสาเข็มกลุ่มและกรณีของฐานรากเสาเข็มเดี่ยว พบว่าฐานรากเสาเข็มกลุ่มมีผลต่อค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างน้อยกว่ากรณีของฐานรากเสาเข็มเดี่ยว ทำให้ฐานรากเสาเข็มกลุ่มมีผลต่อระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นบนโครงสร้างน้อยกว่า เนื่องจากฐานรากเสาเข็มกลุ่มนั้นมีค่าความแข็งแกร่ง (Stiffness) ของฐานรากมากกว่าฐานรากเสาเข็มเดี่ยว เมื่อวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธี Pushover Analysis พบว่าระดับความเสียหายของชั้นส่วนในโครงสร้างบางชั้นส่วนจะเพิ่มขึ้น โดยชั้นส่วนดังกล่าวจะเป็นชั้นส่วนที่อยู่ในชั้นล่างๆ ของโครงสร้างเหมือนกับในกรณีโครงสร้างที่มีฐานรากเสาเข็มเดี่ยว

เมื่อประเมินระดับความเสียหายบน โครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรง แผ่นดินไหวตามมาตรฐานของ FEMA 356 ในกรณีของโครงสร้างที่มีฐานรากแบบยึดแน่นระดับ ความเสียหายของชิ้นส่วนใน โครงสร้างจะอยู่ในช่วง Immediate Occupancy Level (IO) และ Life Safety Level (LS) และเมื่อพิจารณาผลของฐานรากเพิ่มเข้าไป ระดับความเสียหายของชิ้นส่วนใน โครงสร้างจะเพิ่มขึ้น โดยเฉพาะในอาคารสูง 9 ชั้นบางชิ้นส่วนจะมีระดับความเสียหายในชั้น Collapse Prevention Level (CP) และในบางชิ้นส่วนระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นไม่สามารถผ่าน มาตรฐานในระดับ Collapse Prevention Level (CP) ได้ ดังนั้นจากความคิดเห็นโดยส่วนตัว การ วิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน สำหรับอาคารที่สูงไม่เกิน 3 ชั้น สามารถวิเคราะห์โดยใช้ฐานรากเป็นแบบฐานรากยึดแน่นได้ ส่วน โครงสร้างที่มีความสูงตั้งแต่ 3 ชั้นขึ้นไป ควรคำนึงถึงผลการอ่อนตัวของฐานรากในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างด้วย

ในกรณีของโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวพบว่า ค่าการ เคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างในกรณีที่คิดผลการอ่อนตัวของฐานรากบนชั้นดินประเภทต่างๆ อัตราการเพิ่มขึ้นใกล้เคียงกันกับในกรณีของ โครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว แต่ใน กรณีของโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว โครงสร้างจะมีค่าความแข็งแกร่ง (Stiffness) และมีค่าความเหนียว (Ductility) น้อยกว่ากรณีของโครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรง แผ่นดินไหว ทำให้ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของ โครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรง แผ่นดินไหวมีค่าสูงกว่าค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของ โครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรง แผ่นดินไหว แม้ในกรณีที่โครงสร้างมีฐานรากแบบยึดแน่น ส่งผลให้มุมบิดพลาสติกที่เกิดขึ้นใน โครงสร้างของกรณีที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวมีค่าสูงขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับกรณี ของโครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว ทำให้ระดับความเสียหายของ โครงสร้างมี ระดับความเสียหายที่สูงขึ้น ซึ่งในกรณี โครงสร้างที่ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว ระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นบนชิ้นส่วนของ โครงสร้างจะอยู่ในช่วง Immediate Occupancy Level (IO) และ Life Safety Level (LS) แต่ในกรณีของ โครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว ระดับ ความเสียหายที่เกิดขึ้นบนชิ้นส่วนของ โครงสร้างจะอยู่ในช่วง Life Safety Level (LS) และ Collapse Prevention Level (CP) และระดับความเสียหายใน โครงสร้างบางชิ้นส่วนไม่สามารถผ่านเกณฑ์ Collapse Prevention Level (CP) ที่มาตรฐาน FEMA 356 ได้กำหนดไว้ นั่นคือชิ้นส่วนได้กล่าวได้ พิบัติแล้ว ดังนั้นในกรณีของโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว ผลของการอ่อน ตัวของฐานรากมีความสำคัญอย่างมากในการวิเคราะห์และออกแบบ โครงสร้างในกรณีรับแรง กระทำทางด้านข้าง

จากงานวิจัยที่ได้ศึกษาพบว่า การอ่อนตัวของฐานรากนั้นมีความสำคัญในการวิเคราะห์ ออกแบบและประเมินโครงสร้างในกรณีที่โครงสร้างต้องรับแรงกระทำทางด้านข้าง เนื่องจากการอ่อนตัวของฐานรากส่งผลให้ความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างมีการเปลี่ยนแปลง เช่น แรงกระทำภายในที่เพิ่มสูงขึ้น ไม่ว่าจะเป็นทั้งแรงตามแนวแกน แรงเฉือน และโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้น หรือแม้แต่พฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง ไม่ว่าจะเป็นทั้งการโก่งตัวของเสา การคดตัวของคาน รวมถึงการเคลื่อนตัวที่เกิดในฐานรากเสาเข็ม ซึ่งพฤติกรรมของโครงสร้างที่เปลี่ยนไป ส่งผลให้ระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นบนโครงสร้างสูงขึ้นเมื่อโครงสร้างนั้นรับแรงกระทำแผ่นดินไหว ดังนั้นเพื่อให้โครงสร้างมีความปลอดภัยต่อผู้ใช้สอยเพิ่มขึ้น การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างโดยพิจารณาผลของการอ่อนตัวของฐานรากจึงเป็นสิ่งจำเป็น และในกรณีของการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างที่ไม่จำเป็นต้องออกแบบให้รับแรงกระทำทางด้านข้างหรือแรงแผ่นดินไหวแต่โครงสร้างดังกล่าวอาจจะต้องรับแรงกระทำทางด้านข้าง ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างดังกล่าวควรคำนึงถึงผลการอ่อนตัวของฐานรากรวมเข้าไปด้วย

6.2 ข้อเสนอแนะ

งานวิจัยที่ได้ทำการศึกษานี้จะใช้โครงสร้างที่มีความสูงไม่มากนัก นั่นคือ โครงสร้างยังคงมีค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างอยู่ในช่วงกราฟที่ความชันเป็นบวกของกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง ดังนั้นควรศึกษาเพิ่มเติมในส่วนของโครงสร้างที่มีค่าคาบการสั่นพื้นฐานในช่วงกราฟที่มีความชันเป็นลบของกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง และควรศึกษาเพิ่มเติมในส่วนของโครงสร้างที่มีลักษณะแตกต่างจากที่ใช้ในงานวิจัยนี้ เช่น ขนาดหน้าตัดของเสาที่ไม่เท่ากัน เป็นต้น

บรรณานุกรม

- กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย.(2552). มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ 1302. (พิมพ์ครั้งที่ 1). กรุงเทพฯ : ดิจิตอล ออฟเซต เอเชีย แปซิฟิก
- Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel. (2002). A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, p 561-582.
- Behrouz Asgarian, Mohammad Lesani. (2009). Pile-Soil-Structure Interaction in Pushover Analysis of Jacket Offshore Platforms Using Fiber Elements. *Journal of Constructional Steel Research*, 65, p 209-218.
- Boris Jeremic, Sashi Kunnath, Feng Xiong. (2004). Influence of Soil–Foundation–Structure Interaction on Seismic Response of the I-880 Viaduct. *Engineering Structures*, 24, p 391-402.
- Federal Emergency Management Agency document. (1997). FEMA 273 NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency document. (2000). FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building. Washington, D.C.
- John L. Bignell, James M. LaFave, Neil M. Hawkins. (2005). Seismic Vulnerability Assessment of Wall Pier Supported Highway Bridges Using Nonlinear Pushover Analyses. *Engineering Structures*, 27, p 2044-2063.
- J Norman Coleman, JR. (2000). Localization and Loss of Objectivity in Force-Based Frame Elements. Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering. University of Colorado , Boulder, Colorado.
- Kyle M. Rollins, Kimball G. Olsen, Derek H. Jensen, Brian H. Garrett, Ryan J. Olsen, Jeffery J. Egbert. (2006). Pile Spacing Effects on Lateral Pile Group Behavior: Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, p 1272-1283.
- Kyle M. Rollins, Kimball G. Olsen, Derek H. Jensen, Brian H. Garrett, Ryan J. Olsen, Jeffery J. Egbert. (2006). Pile Spacing Effects on Lateral Pile Group Behavior: Load Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, p 1262-1271.

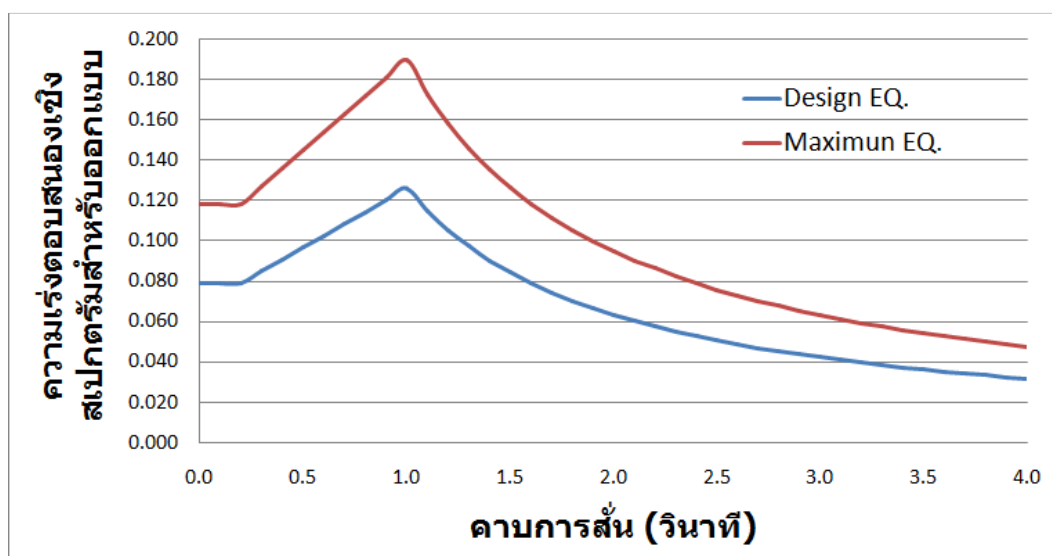
- Lymon C. Reese, William F., Van Impe. (2001). *Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading*. Netherlands : A.A. Balkema.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), p 1804-1826.
- Mehdi Poursha, Faramarz Khoshnoudian, A.S. Moghadam. (2009). A Consecutive Modal Pushover Procedure for Estimating the Seismic Demands of Tall Buildings. *Engineering Structures*, 31, p 591-599.
- Menegotto M. and Pinto P. E. (1973). Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Inelastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending. *LABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Final Report, Lisbon, Portugal.
- Prishati Raychowdhury. (2011). Seismic Response of Low-Rise Steel Moment-Resisting Frame (SMRF) Buildings Incorporating Nonlinear Soil–Structure Interaction (SSI). *Engineering Structures*, 33, p 958-967.
- Suchart Limkatanyu, Kittisak Kuntiyawichai, Enrico Spacone. (2009). Response of Reinforced Concrete Piles Including Soil-Pile Interaction Effects. *Engineering Structures*, 31, p 1976-1986.
- Sun-Pil Kim, Yahya C. Kurama. (2008). An Alternative Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Displacement Demand. *Engineering Structures*, 30, p 3793-3807.
- Winkler, E. (1867). *Die Lehre von Elastizität und Festigkeit*. (On Elasticity and Fixity), Dominicus, Prague.
- Xiang-Lian Zhou, Jian-Hua Wang. (2009). Analysis of Pile Groups in A Poroelastic Medium Subjected to Horizontal Vibration. *Computers and Geotechnics*, 36, p 406-418.
- Yuchuan Tang, Jian Zhang. (2011). Probabilistic Seismic Demand Analysis of A Slender RC Shear Wall Considering Soil–Structure Interaction Effects. *Engineering Structures*, 33, p 218-229.

ภาคผนวก

การคำนวณกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง

ตำแหน่งที่ตั้งของโครงสร้าง : อ.หาดใหญ่ จ.สงขลา

ค่าความเร่งตอบสนอง	Design EQ		Max. EQ	
	S_s	S_1	S_s	S_1
	0.074	0.079	0.074	0.079
ประเภทชั้นดิน	D		D	
ค่าสัมประสิทธิ์ชั้นดิน	F_a	F_v	F_a	F_v
	1.6	2.4	1.6	2.4
ค่าปรับแก้ความเร่งตอบสนอง	S_{ms}	S_{m1}	S_{ms}	S_{m1}
	0.118	0.190	0.118	0.190
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับการออกแบบ	S_{ds}	S_{d1}	-	-
	0.079	0.126	-	-



กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของโครงสร้าง

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากแบบยึดแน่น

Fixed	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.282	s	0.282	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.084	g	0.125	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปสผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.028	g	0.042	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	26356	N	39425	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.67		5.50	
α	0.074		0.074	
V_y	190000		190000	
C_3	2.15		3.52	
Target Displacement	0.045	0.51%	0.111	1.23%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย

Sand	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.341	s	0.341	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.087	g	0.131	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.029	g	0.044	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	27446	N	41095	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.83		5.73	
α	0.074		0.074	
V_y	190000		190000	
C_3	2.04		3.24	
Target Displacement	0.066	0.73%	0.156	1.74%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง

Stiff Clay	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.310	s	0.310	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.085	g	0.128	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.028	g	0.043	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	26873	N	40217	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.56		5.33	
α	0.074		0.074	
V_y	200000		200000	
C_3	1.98		3.16	
Target Displacement	0.052	0.57%	0.123	1.37%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน

Soft Clay	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.428	s	0.428	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.092	g	0.139	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.031	g	0.046	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	29053	N	43557	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.85		5.77	
α	0.074		0.074	
V_y	200000		200000	
C_3	1.84		2.81	
Target Displacement	0.098	1.09%	0.226	2.51%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 6 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากแบบยึดแน่น

Fixed	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.554	s	0.554	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.100	g	0.150	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1.25	-	1.25	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.016	g	0.023	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	1955457	N	1955457	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	30492	N	45788	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.42		1.42	
C_1	1.24		1.24	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	6.15		9.24	
α	0.056		0.056	
V_y	280000		280000	
C_3	1.00		1.00	
Target Displacement	0.161	0.89%	0.217	1.21%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 6 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย

sand	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.620	s	0.620	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.104	g	0.156	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1.25	-	1.25	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.016	g	0.024	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	1955457	N	1955457	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	31677	N	47603	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.42		1.42	
C_1	1.24		1.24	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	6.39		9.61	
α	0.056		0.056	
V_y	280000		280000	
C_3	1.00		1.00	
Target Displacement	0.191	1.06%	0.287	1.59%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 6 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง

Stiff Clay	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.587	s	0.587	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.102	g	0.153	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1.25	-	1.25	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.016	g	0.024	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	1955457	N	1955457	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	31085	N	46696	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.42		1.42	
C_1	1.24		1.24	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	6.27		9.42	
α	0.056		0.056	
V_y	280000		280000	
C_3	1.00		1.00	
Target Displacement	0.170	0.94%	0.256	1.42%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 6 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากเสาเข็มเคียวบนชั้นดินเหนียวอ่อน

Soft Clay	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.717	s	0.717	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.109	g	0.165	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1.25	-	1.25	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.017	g	0.026	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	1955457	N	1955457	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	33418	N	50271	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.42		1.42	
C_1	1.24		1.24	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	6.74		10.14	
α	0.056		0.056	
V_y	280000		280000	
C_3	1.00		1.00	
Target Displacement	0.261	1.45%	0.393	2.18%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 9 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากแบบยึดแน่น

Fixed	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.763	s	0.763	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.112	g	0.169	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1.25	-	1.25	-
สเปสผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.018	g	0.026	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	2024195	N	2024195	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	35448	N	53347	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.48		1.48	
C_1	1.13		1.13	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	7.70		11.59	
α	0.056		0.056	
V_y	260000		260000	
C_3	1.00		1.00	
Target Displacement	0.266	0.99%	0.400	1.48%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 9 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย

Sand	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.831	s	0.831	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.116	g	0.175	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1.25	-	1.25	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.018	g	0.027	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	1955457	N	1955457	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	35464	N	53405	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.48		1.48	
C_1	1.13		1.13	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	7.71		11.61	
α	0.056		0.056	
V_y	260000		260000	
C_3	1.00		1.00	
Target Displacement	0.327	1.21%	0.492	1.82%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 9 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากเสาเข็มเคียวบนชั้นดินเหนียวแข็ง

Stiff Clay	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.802	s	0.802	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.114	g	0.172	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1.25	-	1.25	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.018	g	0.027	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	1955457	N	1955457	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	34944	N	52608	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.48		1.48	
C_1	1.13		1.13	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	7.59		11.43	
α	0.056		0.056	
V_y	260000		260000	
C_3	1.00		1.00	
Target Displacement	0.300	1.11%	0.451	1.67%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 9 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากเสาเข็มเคียวบนชั้นดินเหนียวอ่อน

Soft Clay	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.936	s	0.936	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.122	g	0.184	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1.25	-	1.25	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.019	g	0.029	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	1955457	N	1955457	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	37349	N	56293	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.48		1.48	
C_1	1.13		1.13	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	8.12		12.23	
α	0.056		0.056	
V_y	260000		260000	
C_3	1.00		1.00	
Target Displacement	0.437	1.62%	0.658	2.44%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินทราย

Sand	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.309	s	0.309	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.085	g	0.128	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปสผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.028	g	0.043	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	26855	N	40189	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.56		5.32	
α	0.074		0.074	
V_y	200000		200000	
C_3	1.98		3.16	
Target Displacement	0.051	0.57%	0.122	1.36%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวแข็ง

Stiff Clay	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.299	s	0.299	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.085	g	0.127	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.028	g	0.042	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	26670	N	39906	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.53		5.28	
α	0.074		0.074	
V_y	200000		200000	
C_3	2.00		3.21	
Target Displacement	0.048	0.53%	0.115	1.28%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรณีฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวอ่อน

Soft Clay	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.366	s	0.366	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.089	g	0.133	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	5	-	5	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปสผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.030	g	0.044	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	27908	N	41802	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.70		5.54	
α	0.074		0.074	
V_y	200000		200000	
C_3	1.90		2.96	
Target Displacement	0.072	0.80%	0.167	1.86%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว กรณีฐานรากแบบยึดแน่น

Fixed	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.341	s	0.341	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.087	g	0.131	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	3	-	3	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.029	g	0.044	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	27446	N	41095	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.63		5.44	
α	0.074		0.074	
V_y	200000		200000	
C_3	1.93		3.04	
Target Displacement	0.062	0.69%	0.147	1.63%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว กรณีฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินทราย

Sand	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.390	s	0.390	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.090	g	0.135	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	3	-	3	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.030	g	0.045	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	28351	N	42481	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.95		5.92	
α	0.074		0.074	
V_y	190000		190000	
C_3	1.97		3.08	
Target Displacement	0.086	0.95%	0.201	2.23%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว กรณีฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวแข็ง

Stiff Clay	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.366	s	0.366	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.089	g	0.133	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	3	-	3	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.030	g	0.044	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	27908	N	41802	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.70		5.54	
α	0.074		0.074	
V_y	200000		200000	
C_3	1.90		2.96	
Target Displacement	0.072	0.80%	0.167	1.86%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว กรณีฐานรากเสาเข็มเดี่ยวบนชั้นดินเหนียวอ่อน

Soft Clay	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.465	s	0.465	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.095	g	0.142	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	3	-	3	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.032	g	0.047	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	29737	N	44604	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.94		5.91	
α	0.074		0.074	
V_y	200000		200000	
C_3	1.81		2.74	
Target Displacement	0.117	1.30%	0.266	2.96%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว กรณีฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินทราย

Sand	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.365	s	0.365	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.089	g	0.133	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	3	-	3	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.030	g	0.044	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	27889	N	41774	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.89		5.82	
α	0.074		0.074	
V_y	190000		190000	
C_3	2.00		3.16	
Target Displacement	0.075	0.83%	0.177	1.97%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว กรณีฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวแข็ง

Stiff Clay	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.357	s	0.357	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.088	g	0.132	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	3	-	3	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.029	g	0.044	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	27741	N	41547	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.67		5.50	
α	0.074		0.074	
V_y	200000		200000	
C_3	1.91		2.99	
Target Displacement	0.068	0.76%	0.160	1.77%

การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของโครงสร้างสูง 3 ชั้น ไม่ได้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว กรณีฐานรากเสาเข็มกลุ่มบนชั้นดินเหนียวอ่อน

Soft Clay	Design EQ		Max. EQ	
คำนวณแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร				
คาบการสั่นของอาคาร (T)	0.390	s	0.390	s
ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบของอาคาร (S_a)	0.090	g	0.135	g
ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)	3	-	3	-
ตัวประกอบความสำคัญ (I)	1	-	1	-
สเปส.ผลตอบสนองแผ่นดินไหว (C_s)	0.030	g	0.045	g
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (w)	943330	N	943330	N
แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (V)	28351	N	42481	N
คำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย				
C_0	1.30		1.30	
C_1	1.00		1.00	
C_2	1.00		1.00	
C_m	0.90		0.90	
R	3.75		5.63	
α	0.074		0.074	
V_y	200000		200000	
C_3	1.87		2.90	
Target Displacement	0.081	0.90%	0.189	2.10%

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ สกุล นายไพฑูรย์ พรบุญญานนท์

รหัสประจำตัวนักศึกษา 5210120029

วุฒิการศึกษา

วุฒิ	ชื่อสถาบัน	ปีที่สำเร็จการศึกษา
วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา	มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์	2551

ทุนการศึกษา

ทุนศึกษ้งานวิจัยคุณวุฒิวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ปีการศึกษา 2552 - 2553

การตีพิมพ์เผยแพร่ผลงาน

Paitoon Ponbunyanon, Suchart Limkatanyu, Woraphot Prachasaree, and Nattapong Damronwiriyanupap, (2011). Seismic Assessments of 3-Storey RC Frame Building Including Effects of Pile-Foundation Flexibility. The 5th Annual Concrete Conference (ACC7), Rayong, October 19-21, 2011.