

การวิเคราะห์ความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่พักอาศัยคอนกรีตหล่อสำเร็จที่จุดต่อระหว่างเสา
และคานเป็นแบบแผ่นเกี่ยว



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2564
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SEISMIC RESISTANCE BY ANALYSIS OF PRECAST CONCRETE RESIDENTIAL
BUILDINGS WITH SOCKET BEAM-COLUMN JOINT



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

FACULTY OF ENGINEERING

Chulalongkorn University

Academic Year 2021

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การวิเคราะห์ความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่พักอาศัยคอนกรีตหล่อสำเร็จที่จุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบแผ่นเกี่ยว
โดย	นายณัฐวุฒิ ชวดฉิม
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(รองศาสตราจารย์ ดร.ฉันทดา พรรณเชษฐ์)

ณัฐวุฒิ ชวดฉิม : การวิเคราะห์ความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่พักอาศัยคอนกรีตหล่อสำเร็จที่
 จุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบแผ่นเกี่ยว. (SEISMIC RESISTANCE BY ANALYSIS OF
 PRECAST CONCRETE RESIDENTIAL BUILDINGS WITH SOCKET BEAM-COLUMN JOINT) อ.
 ที่ปรึกษาหลัก : ผศ. ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดิ์

ปัจจุบันอุตสาหกรรมการก่อสร้างที่อยู่อาศัยได้มีการขยายตัวเพิ่มขึ้น อันเนื่องมาจากการเพิ่มขึ้นของ
 จำนวนประชากร โดยการก่อสร้างระบบคอนกรีตหล่อสำเร็จ เป็นวิธีการก่อสร้างที่นิยมมากขึ้นในปัจจุบัน ซึ่งจะ
 สามารถควบคุมคุณภาพของชิ้นส่วนให้มีความแข็งแรง และใช้ระยะเวลาในการก่อสร้างที่หน้างานลดลง ในช่วง
 ก่อนที่กฎกระทรวงฉบับที่ 46 (พ.ศ.2540) และกฎกระทรวง พ.ศ.2550 ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุม
 อาคาร พ.ศ.2522 จะมีผลบังคับใช้ มิได้คำนึงถึงการคำนวณและการออกแบบให้โครงสร้างอาคารให้รับแรง
 แผ่นดินไหว ดังนั้นจึงมีความเสี่ยงที่อาคารจะเกิดความเสียหายของโครงสร้างได้ งานวิจัยนี้จึงเลือกพิจารณา
 อาคารตัวอย่างเป็นอาคารที่พักอาศัยจำนวน 2 ชั้น โดยมีจุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบแผ่นเกี่ยว (socket)
 และจุดต่อระหว่างเสาและเสาเป็นแบบสลักเกลียว (bolting) โดยจะทำการเปรียบเทียบแบบจำลองทั้งหมด 3
 แบบ คือโครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่ (cast-in-place concrete) โครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จเมื่อพิจารณา
 ส่วนยื่นของคาน และโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จเมื่อไม่พิจารณาส່วนยื่นของคาน โดยทั้ง 3 แบบจะใช้แบบ
 อาคารเดียวกัน และสมมติที่ตั้งของอาคารตัวอย่างอยู่ที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่และสมมติประเภทของชั้นดินเป็น
 ประเภท D ซึ่งจะทำการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหวโดยวิธีผลักทางด้านข้าง (pushover analysis)
 และวิธีวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นประวัติเวลา (Nonlinear Response History Analysis) ตามมาตรฐาน
 มยผ.1301/1302-61 โดยสร้างแบบจำลองชิ้นส่วนเสาและคานเป็นแบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้นในโปรแกรม
 วิเคราะห์โครงสร้าง ETABS V18 และกำหนดจุดรองรับเป็นแบบยึดแน่น เพื่อประเมินความเสียหายที่เกิดขึ้นใน
 ชิ้นส่วนของโครงสร้างและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ผลการศึกษาพบว่าอาคารตัวอย่างทั้ง 3 แบบมีค่า
 อัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานต่อกำลังที่หน้าตัดรับได้ (DCR) มีค่ามากกว่า 1 หมายความว่าหน้าตัดเสา
 และคานไม่สามารถรับแรงที่เกิดขึ้นได้ ในส่วนของการประเมินความเสียหายโดยรวมของอาคารจากความ
 เสียหายที่เกิดขึ้นในองค์อาคารและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นพบว่าอาคาร CIP มีความเสียหายไม่ผ่าน
 เกณฑ์ระดับป้องกันการพังทลาย สำหรับอาคาร PCB มีความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ของระดับป้องกันการ
 พังทลาย ซึ่งเป็นระดับที่มีความเสียหายรุนแรงมาก สุดท้ายอาคาร PCNB มีความเสียหายไม่ผ่านเกณฑ์ระดับ
 ป้องกันการพังทลาย

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
 ปีการศึกษา 2564

ลายมือชื่อนิสิต
 ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก

6270092621 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORD: Socket beam-column joint / Bolting column-column joint / Nonlinear
Response History Analysis / Inter-story Drift

Nutthawut Chuadchim : SEISMIC RESISTANCE BY ANALYSIS OF PRECAST CONCRETE
RESIDENTIAL BUILDINGS WITH SOCKET BEAM-COLUMN JOINT . Advisor: Asst. Prof.
CHATPAN CHINTANAPAKDEE, Ph.D.

Over the past few years, real estate has grown in Thailand due to population growth rate and economic growth rate. Currently, precast concrete system is increasingly popular for construction industry. Because, the quality of components can be better controlled, and the construction duration can be reduced. Before Ministerial Regulation No.46, B.E.2540 (1997) Issued pursuant to the Building Control Act, B.E. 2522 (1979) came into force, the design of building did not consider the earthquake-resistance structures. For this reason, the building may be severely damaged due to an earthquake. Precast concrete buildings using socket connections between beam-column and bolt connections between column-column are studied. Three types of construction are compared: cast-in-place concrete structure, precast concrete structure with cantilevered beam, and precast concrete structure without cantilevered beam. The studied buildings are located in Chiang Mai city and site class D is assumed. The seismic analysis are pushover analysis and nonlinear response history analysis according to DPT.1301/1302-61. The studied buildings are modelled both of linear and nonlinear models using ETABS structural analysis software and support is assumed as fixed. Evaluation is based on inelastic deformations and inter-story drifts. The results show that Demand-Capacity Ratio (DCR) from CIP, PCB, and PCNB structures exceed 1 implying that the current buildings do not have sufficient strength to resist earthquakes. In terms of the structural performance levels classified by structural damage and inter-story drift, CIP and PCNB structures would be damaged beyond collapse prevention performance level (>CP) and PCB structure would be within collapse prevention performance level (CP).

Field of Study: Civil Engineering

Student's Signature

Academic Year: 2021

Advisor's Signature

กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณทนายวิจัยจาก สำนักงานการวิจัยแห่งชาติ (วช.) ที่ได้สนับสนุนการ
ศึกษาวิจัยในวิทยานิพนธ์เล่มนี้

ข้าพเจ้านาย ณิชวุฒิ ชวดฉิม ขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนา
ภักดี อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์เป็นอย่างสูง ที่คอยช่วยเหลือ และให้คำปรึกษาในการทำวิทยานิพนธ์
ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์, รองศาสตราจารย์ เมธิ บุญ
พิเชษฐวงศ์ และ รองศาสตราจารย์ ดร.ธัญดา พรรณเชษฐ์ ที่ให้คำแนะนำที่เป็นประโยชน์ต่อการศึกษา

ข้าพเจ้าขอขอบคุณ นาย ยงศักดิ์ จิระตระกูลธรรม และ นางสาว ชวิสรุ เทศประสิทธิ์ ที่ให้
คำแนะนำในเรื่องต่างๆสำหรับการทำงานวิจัย

ท้ายที่สุดข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ บิดา มารดา ที่ช่วยอบรมสั่งสอน ให้คำแนะนำ และคอยดูแล
ทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

ณิชวุฒิ ชวดฉิม

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ค
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ง
กิตติกรรมประกาศ.....	จ
สารบัญ.....	ฉ
สารบัญตาราง.....	ฌ
สารบัญรูปภาพ.....	ฎ
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ที่มาและความสำคัญ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย	2
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	2
1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน.....	3
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	4
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	5
2.1 ประเภทจุดต่อระหว่างเสาและคานที่ใช้ในอาคารที่เป็นระบบเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จ 5	
2.1.1 จุดต่อระหว่างเสาและคานในโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จ.....	6
2.1.2 จุดต่อระหว่างเสาและเสาในโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จ	12
2.1.3 จุดต่อระหว่างเสาและฐานรากในโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จ.....	13
2.2 หลักการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว	17
2.2.1 การวิเคราะห์ด้วยวิธี Linear Response History Analysis (LRHA).....	17
2.2.2 การวิเคราะห์ด้วยวิธี Modal Pushover Analysis (MPA)	19
2.2.3 การวิเคราะห์ด้วยวิธี Nonlinear Response History Analysis (NLRHA).....	20

2.3 แบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของวัสดุ.....	21
2.3.1 แบบจำลองพฤติกรรมของคอนกรีต	21
2.3.2 แบบจำลองพฤติกรรมของเหล็กเสริม	22
2.4 แบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับ	24
2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	28
2.5.1 การศึกษาพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของโครงสร้างเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จ ..	28
2.5.2 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา.....	36
บทที่ 3 วิธีการดำเนินงาน.....	44
3.1 อาคารตัวอย่าง.....	44
3.1.1 รายละเอียดของจุดต่อ	62
3.1.2 คุณสมบัติของวัสดุโครงสร้างอาคารตัวอย่าง.....	69
3.2 การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง	69
3.2.1 แบบจำลองแบบเชิงเส้น (linear model).....	70
3.2.2 แบบจำลองแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear model).....	71
3.3 นำหน้าบรรทุกทุกประเภทต่างๆ สำหรับการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหว	73
3.4 ตำแหน่งที่ตั้งของอาคารที่นำมาศึกษา	74
3.5 การประเมินความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	75
3.6 เกณฑ์การประเมินความปลอดภัยของโครงสร้าง (acceptance criteria).....	78
3.7 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น	79
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง.....	81
4.1 ผลการประเมินโครงสร้างด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis) ตาม มยพ.1301/1302-61.....	81
4.1.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP).....	81
4.1.2 อาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB).....	90

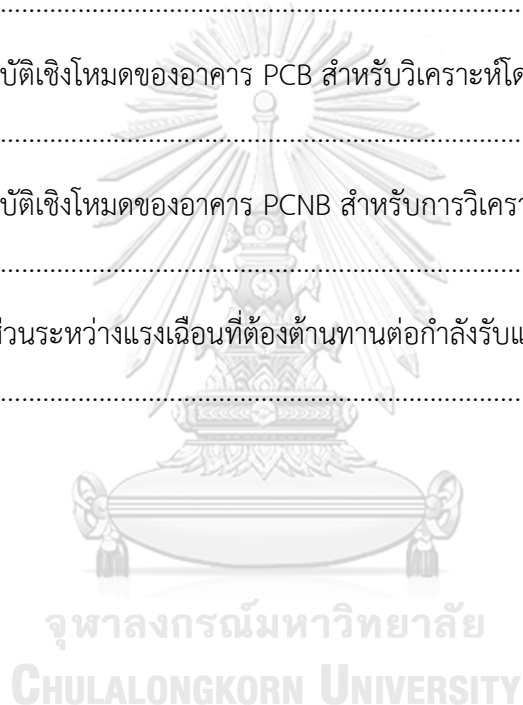
4.1.3 อาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB).....	96
4.2 ผลการวิเคราะห์จากวิธีการผลักทางด้านข้าง (Pushover Analysis)	102
4.2.1 ผลการประเมินระดับสมรรถนะจากวิธีการผลักทางด้านข้าง	102
4.2.2 การตรวจสอบอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ต้องต้านทานกับกำลังรับแรงเฉือนของหน้า ตัด.....	108
4.3 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Analysis)	109
4.3.1 คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง.....	109
4.3.2 ผลการประเมินโครงสร้างอาคารตัวอย่าง	115
4.3.3 การตรวจสอบอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ต้องต้านทานกับกำลังรับแรงเฉือนของหน้า ตัด.....	123
บทที่ 5 การประเมินความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร.....	124
5.1 ความเสียหายที่พบจากการวิเคราะห์วิธีการผลักทางด้านข้าง.....	124
5.2 ความเสียหายที่พบจากการวิเคราะห์ประวัติเวลาไม่เชิงเส้น	134
บทที่ 6 สรุปผลการวิจัย.....	136
บรรณานุกรม.....	138
ภาคผนวก.....	140
ภาคผนวก ก รายละเอียดเหล็กเสริมในเสาและคานของอาคาร CIP	141
ภาคผนวก ข การคำนวณพารามิเตอร์ตามมาตรฐาน มยผ.1303-57.....	146
ภาคผนวก ค การปรับปรุงการออกแบบอาคารให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่าง ปลอดภัย	152
ประวัติผู้เขียน.....	202

สารบัญตาราง

ตารางที่ 2.1	ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของคานคองกรีตเสริมเหล็กจากมาตรฐาน มยผ.1303-57 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557).....	26
ตารางที่ 2.2	ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของเสาคองกรีตเสริมเหล็กจากมาตรฐาน มยผ.1303-57 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557).....	27
ตารางที่ 2.3	ความเร่งในแนวราบสูงสุดบนชั้นหินโดยความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเร่งเกินค่าในตารางเท่ากับ 2% ในช่วงเวลา 50 ปี และโซนของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่สามารถส่งผลกระทบต่อ กทม. และ อ.เมือง จังหวัดต่างๆ (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555).....	39
ตารางที่ 2.4	ขนาดแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบทำให้การสั่นไหวของพื้นดินมีความรุนแรงตามแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวซึ่งมีความน่าจะเป็นที่จะเกิดขึ้น 2% ในช่วงเวลา 50 ปีที่ กทม. และ อ.เมือง จังหวัดต่างๆ (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555).....	39
ตารางที่ 2.5	ระยะทางของแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบให้การสั่นไหวของพื้นดินมีความรุนแรงตามแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวซึ่งมีความน่าจะเป็นที่จะเกิดขึ้น 2% ในช่วงเวลา 50 ปีที่ กทม. และ อ.เมือง จังหวัดต่างๆ (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555).....	40
ตารางที่ 2.6	คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลาสำหรับ เชียงใหม่ เชียงราย ลำพูน และแม่ฮ่องสอน (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555).....	41
ตารางที่ 2.7	ค่าของตัวคูณปรับค่าสเปกตรัมสำหรับจังหวัดในภาคเหนือและกาญจนบุรี (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555).....	42
ตารางที่ 3.1	ขนาดและปริมาณเหล็กเสริมในชิ้นส่วนคานสำหรับอาคาร PCB และ PCNB.....	58
ตารางที่ 3.2	ขนาดและปริมาณเหล็กเสริมในชิ้นส่วนเสาของอาคาร PCB และ PCNB.....	62
ตารางที่ 3.3	ขนาดของ socket A แต่ละรุ่น.....	63
ตารางที่ 3.4	ขนาดของ socket B แต่ละรุ่น.....	64
ตารางที่ 3.5	ขนาดของ socket C แต่ละรุ่น.....	65
ตารางที่ 3.6	คุณสมบัติของวัสดุของคองกรีต.....	69
ตารางที่ 3.7	คุณสมบัติของวัสดุของเหล็กเสริมไม่อัดแรง (non-prestressed reinforcement)	69
ตารางที่ 3.8	คุณสมบัติของวัสดุของลวดอัดแรง (prestressed wire) จากมาตรฐาน มอก. 95-2540 (สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, 2540).....	69

ตารางที่ 3.9	การกำหนดค่าสถิติเฟนสขององค์อาคารคอนกรีต (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561).	70
ตารางที่ 3.10	ค่าตัวประกอบสำหรับการแปลงค่า lower-bound ของคุณสมบัติของวัสดุไปยังค่ากำลังคาคหวังของวัสดุ (Research and Consultancy Institute of Thammasat University, 2009).....	73
ตารางที่ 3.11	ค่าสเปกตรัมการตอบสนองของจังหวัดในภาคเหนือและจังหวัดกาญจนบุรี	74
ตารางที่ 3.12	ชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินที่สอดคล้องกับ อ.เมือง จ.เชียงใหม่.....	77
ตารางที่ 3.13	เกณฑ์ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง.....	79
ตารางที่ 3.14	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561)	80
ตารางที่ 4.1	คุณสมบัติเชิงโหมดของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP)	84
ตารางที่ 4.2	ค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP) กรณี R=386	
ตารางที่ 4.3	การคูณตัวคูณปรับค่าใน Load combination ของอาคารโครงสร้างแบบคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP) กรณี R=3.....	86
ตารางที่ 4.4	ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนจากการวิเคราะห์ในชุดการรวมผลของแรง Comb1-Comb4 ในอาคาร CIP	89
ตารางที่ 4.5	คุณสมบัติเชิงโหมดของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB).....	91
ตารางที่ 4.6	ค่าตัวประกอบปรับค่า (Scale Factor, SF) ของอาคารโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB) กรณี R=3.....	92
ตารางที่ 4.7	การคูณตัวคูณปรับค่าใน Load combination ในอาคารโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB) กรณี R=3	93
ตารางที่ 4.8	ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัด และแรงเฉือนจากการวิเคราะห์ในชุดการรวมผล Comb1-Comb4 ในอาคาร PCB.....	95
ตารางที่ 4.9	คุณสมบัติเชิงโหมดของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB)	97
ตารางที่ 4.10	ค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) ของอาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB) กรณี R=1.....	98
ตารางที่ 4.11	การคูณตัวคูณปรับค่าใน Load combination ในอาคาร PCNB.....	99

ตารางที่ 4.12 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัด และแรงเฉือนจากการวิเคราะห์ในชุดการรวมผล Comb1-Comb4 ในอาคาร PCNB.....	101
ตารางที่ 4.13 อัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ต้องต้านทานต่อกำลังรับแรงเฉือนที่หน้าตัดรับได้จากชุดการรวมผลของแรง 0.9PUSH	108
ตารางที่ 4.14 อัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ต้องต้านทานต่อกำลังรับแรงเฉือนที่หน้าตัดรับได้จากชุดการรวมผลของแรง 1.1PUSH	108
ตารางที่ 4.15 คุณสมบัติเชิงโหมดของอาคาร CIP สำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา	109
ตารางที่ 4.16 คุณสมบัติเชิงโหมดของอาคาร PCB สำหรับวิเคราะห์โดยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา.....	111
ตารางที่ 4.17 คุณสมบัติเชิงโหมดของอาคาร PCNB สำหรับการวิเคราะห์วิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา.....	113
ตารางที่ 4.18 อัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ต้องต้านทานต่อกำลังรับแรงเฉือนที่หน้าตัดรับได้จากวิธี NLRHA	123



สารบัญรูปภาพ

รูปที่ 2.1 (ก) การเชื่อมต่อกันที่ด้านข้างของเสา (beam-to-column face) (ข) การเชื่อมต่อกันที่ด้านบนของเสา (beam-to-column head) (ค) การเชื่อมต่อเสากับฐานรากโดยใช้แผ่นเหล็กกรอง (column base plate to foundation) (ง) การเชื่อมต่อเสากับฐานรากโดยการฝังเสาเข้าไปในฐานราก (column to pocket foundation) (Elliott, 2002)	5
รูปที่ 2.2 ประเภทของจุดต่อตามการแบ่งของชิ้นส่วน (Elliott, 2002).....	7
รูปที่ 2.3 (ก) และ (ข) จุดต่อประเภทที่ 1 และ (ค) และ (ง) จุดต่อประเภทที่ 2 (Elliott, 2002).....	9
รูปที่ 2.4 เส้นทางการถ่ายแรงของจุดต่อ billet type connector ขณะติดตั้ง (Elliott, 2002).....	10
รูปที่ 2.5 เส้นทางการถ่ายแรงของจุดต่อ billet type connector เมื่อติดตั้งแล้วเสร็จ (Elliott, 2002).....	10
รูปที่ 2.6 ปลายคานที่เสริมด้วยเหล็กเส้นในแนวทแยง เพื่อรับแรงเฉือน (Elliott, 2002).....	11
รูปที่ 2.7 ปลายคานที่เสริมด้วยเหล็กรูปพรรณขึ้นรูปลักษณะเป็นกล่อง (Elliott, 2002).....	11
รูปที่ 2.8 การเสริมเหล็กแนวอนเพื่อป้องกันการอัดแตกของคอนกรีตในเสาเมื่อรับแรงจากคาน (Elliott, 2002).....	12
รูปที่ 2.9 แบบจำลองจุดต่อระหว่างเสา-เสาโดยใช้แผ่นเหล็กกรอง (Elliott, 2002).....	13
รูปที่ 2.10 รายละเอียดจุดต่อเสา-ฐานรากโดยใช้แผ่นเหล็กกรองแบบทั่วไป (Elliott, 2002).....	14
รูปที่ 2.11 รายละเอียดจุดต่อเสา-ฐานรากโดยใช้แผ่นเหล็กกรองแบบอื่นๆ (Elliott, 2002)	14
รูปที่ 2.12 รายละเอียดจุดต่อระหว่างเสากับฐานราก, เสากับเสา ที่มีขนาดแผ่นรองใหญ่กว่าขนาดเสา (PCI Industry Handbook Committee, 2010)	15
รูปที่ 2.13 รายละเอียดจุดต่อระหว่างเสากับฐานราก, เสากับเสา ที่มีขนาดแผ่นรองเท่ากับขนาดเสา (PCI Industry Handbook Committee, 2010)	16
รูปที่ 2.14 (ก) สัตตเกลียวตลอดเส้น (threaded rod) (ข) สลักเกลียวที่มีหัว (headed bolt) (ค) สมอสลักเกลียว (hooked anchor bolt)	16
รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Mander et al., 1988).....	22

รูปที่ 2.16 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมที่ถูกกระทำภายใต้แรงแบบวัฏจักร (Menegotto M & Pinto, 1973).....	23
รูปที่ 2.17 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปจากมาตรฐาน มยพ.1303-57 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557).....	25
รูปที่ 2.18 ค่าสัดส่วนการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นของแต่ละรอบการทดสอบ cyclic loading test (อมร พิมาณมาศ และคณะ, 2561).....	28
รูปที่ 2.19 รูปแบบการทดสอบโครงสร้างจุดต่อเสา-คานคอนกรีตเสริมเหล็กและแบบจำลองในโปรแกรมที่ใช้ในการเปรียบเทียบ (อมร พิมาณมาศ และคณะ, 2561).....	29
รูปที่ 2.20 ผลการเปรียบเทียบเส้นกรอบ backbone curve และผลการเปรียบเทียบ hysteresis curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน CS-1 (อมร พิมาณมาศ และคณะ, 2561).....	30
รูปที่ 2.21 ผลการเปรียบเทียบเส้นกรอบ backbone curve และผลการเปรียบเทียบ hysteresis curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน PS-1 (อมร พิมาณมาศ และคณะ, 2561).....	31
รูปที่ 2.22 ผลการเปรียบเทียบเส้นกรอบ backbone curve และผลการเปรียบเทียบ hysteresis curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน PS-2 (อมร พิมาณมาศ และคณะ, 2561).....	32
รูปที่ 2.23 แบบจำลองสามมิติของอาคารตัวอย่าง (อมร พิมาณมาศ และคณะ, 2561).....	33
รูปที่ 2.24 รูปแบบความเสียหายของอาคารเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวของอาคารในเขตกรุงเทพมหานคร (อมร พิมาณมาศ และคณะ, 2561).....	33
รูปที่ 2.25 รูปแบบความเสียหายของอาคารเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวของอาคารในเขตภาคเหนือ (อมร พิมาณมาศ และคณะ, 2561).....	33
รูปที่ 2.26 จุดต่อแบบแผ่นเกี่ยวแบบเลื่อน (Elliott, 2002).....	34
รูปที่ 2.27 จุดต่อแบบสลักเกลียว (Dhakal, 2014).....	34
รูปที่ 2.28 โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นที่คานเมื่อจุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบยึดหมุน (เพทาย อุดมการณ์เกษร และคณะ, 2560).....	35
รูปที่ 2.29 โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นที่คานเมื่อจุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบยึดแน่น (เพทาย อุดมการณ์เกษร และคณะ, 2560).....	35
รูปที่ 2.30 โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นที่เสาเมื่อจุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบยึดหมุน (เพทาย อุดมการณ์เกษร และคณะ, 2560).....	35

รูปที่ 2.31 โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นที่เสาเมื่อจุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบยึดแน่น (เพทาย อุดมการณ์เกษตร และคณะ, 2560)	36
รูปที่ 2.32 ผลการแยกแยะความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ พิจารณาความเร่งสูงสุด ของพื้นดินโดยมีโอกาที่จะเกิดความเร่งเกินค่า 0.417g เท่ากับ 2% ในช่วงเวลา 50 ปีโซน E (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555)	37
รูปที่ 2.33 ผลการแยกแยะความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ พิจารณาความเร่ง สเปกตรัมที่คาบการสั่นไหว 0.2 วินาที โดยมีโอกาที่จะเกิดความเร่งเกินค่า 1.0g เท่ากับ 2% ในช่วง เวลา 50 ปี โซน E (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555)	37
รูปที่ 2.34 ผลการแยกแยะความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ พิจารณาความเร่ง สเปกตรัมที่คาบการสั่นไหว 1 วินาที โดยมีโอกาที่จะเกิดความเร่งเกินค่า 0.314g เท่ากับ 2% ในช่วง เวลา 50 ปี โซน E (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555)	38
รูปที่ 2.35 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ยังไม่ปรับค่าของชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำพร้อมกัน 2 ทิศทางสำหรับเชียงใหม่ (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555)	42
รูปที่ 2.36 ค่าเฉลี่ยเชิงสเปกตรัม SRSS ที่ถูกคูณปรับค่าโดยมีค่าไม่น้อยกว่า 1.17 เท่าของสเปกตรัม ผลตอบสนองสำหรับการออกแบบสำหรับเชียงใหม่ (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555)	43
รูปที่ 3.1 แบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP) (a) แบบจำลอง 3 มิติ (b) รูปตัด แสดงจุดต่อเสา-คาน	46
รูปที่ 3.2 แบบจำลองอาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB) (a) แบบจำลอง 3 มิติ (b) รูปตัด แสดงจุดต่อเสา-คาน	47
รูปที่ 3.3 แบบจำลองอาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่พิจารณาคานยื่น (PCNB) (a) แบบจำลอง 3 มิติ (b) รูปตัดแสดงจุดต่อเสา-คาน	48
รูปที่ 3.4 แปลนฐานราก	49
รูปที่ 3.5 แปลนคานชั้นที่ 1	50
รูปที่ 3.6 แปลนคานชั้นที่ 2	51
รูปที่ 3.7 แปลนคานชั้นหลังคาชุดที่ 1	52
รูปที่ 3.8 แปลนคานชั้นหลังคาชุดที่ 2	53
รูปที่ 3.9 แปลนเสาชั้นที่ 1	54

รูปที่ 3.10	แปลนเสาชั้น 2 ถึง ชั้นหลังคาชุดที่ 2.....	55
รูปที่ 3.11	(a) รูปด้าน 1 (b) รูปด้าน 2.....	56
รูปที่ 3.12	(a) รูปด้าน 3 (b) รูปด้าน 4.....	57
รูปที่ 3.13	จุดต่อระหว่างคานและเสาแบบโดยใช้แผ่นเกี่ยว.....	63
รูปที่ 3.14	ขนาด socket A แต่ละรุ่น.....	64
รูปที่ 3.15	ขนาด socket B แต่ละรุ่น.....	64
รูปที่ 3.16	ขนาด socket C แต่ละรุ่น.....	65
รูปที่ 3.17	รายละเอียดชุดอุปกรณ์ปลายเสาชั้น 2.....	66
รูปที่ 3.18	การเชื่อมระหว่าง column shoe และเหล็กเสริมตามแนวยาว.....	67
รูปที่ 3.19	แผ่นเหล็กที่ด้านบนเสาสำหรับเชื่อมติดกับท้องคานยื่น.....	67
รูปที่ 3.20	รายละเอียดการประกอบเสาเข้ากับคานยื่น.....	68
รูปที่ 3.21	จุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและฐานราก.....	68
รูปที่ 3.22	(a) การจำลองที่ปลายชิ้นส่วนเสาและคานแบบไม่เชิงเส้นด้วยชิ้นส่วน plastic hinge (b) การจำลองที่ปลายชิ้นส่วนเสาและคานแบบไม่เชิงเส้นด้วยชิ้นส่วน link element - multilinear plastic.....	72
รูปที่ 3.23	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด.....	72
รูปที่ 3.24	ความสัมพันธ์ระหว่าง Moment-Rotation ในเสา.....	73
รูปที่ 3.25	ค่าเฉลี่ยเชิงสเปกตรัมที่ถูกปรับแก้เปรียบเทียบกับความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์สำหรับ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-6178	
รูปที่ 4.1	รายละเอียดเหล็กเสริมในเสาตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61.....	82
รูปที่ 4.2	รายละเอียดเหล็กเสริมในคานตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61.....	83
รูปที่ 4.3	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีสถิติเทียบเท่าสำหรับอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ ที่มีค่า $S_{D1} \leq S_{D5}$	85
รูปที่ 4.4	สร้าง Response Spectrum Function : CIP-Spectrum for shear X สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง X กรณี R=3.....	87

รูปที่ 4.5 สร้าง Response Spectrum Function : CIP-Spectrum for shear Y สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง Y กรณี R=3.....	88
รูปที่ 4.6 การตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในอาคาร CIP.....	89
รูปที่ 4.7 สร้าง Response Spectrum Function : PCB-Spectrum for shear X สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง X กรณี R=3	94
รูปที่ 4.8 สร้าง Response Spectrum Function : PCB-Spectrum for shear Y สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง Y กรณี R=3.....	94
รูปที่ 4.9 การตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในอาคาร PCB.....	95
รูปที่ 4.10 สร้าง Response Spectrum Function : PCNB-Spectrum for shear X สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง X กรณี R=1	99
รูปที่ 4.11 สร้าง Response Spectrum Function : PCNB-Spectrum for shear Y สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง Y กรณี R=1.....	100
รูปที่ 4.12 การตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในอาคาร PCNB.....	101
รูปที่ 4.13 (a) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดควบคุมจากชุดการรวมผลของแรง 0.9PUSH_X (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากชุดการรวมผลของแรง 0.9PUSH_X.....	104
รูปที่ 4.14 (a) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดควบคุมจากชุดการรวมผลของแรง 0.9PUSH_Y (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากชุดการรวมผลของแรง 0.9PUSH_Y.....	105
รูปที่ 4.15 (a) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดควบคุมจากชุดการรวมผลของแรง 1.1PUSH_X (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากชุดการรวมผลของแรง 1.1PUSH_X.....	106
รูปที่ 4.16 (a) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดควบคุมจากชุดการรวมผลของแรง 1.1PUSH_Y (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากชุดการรวมผลของแรง 1.1PUSH_Y.....	107
รูปที่ 4.17 รูปแบบการสั่นไหว 3 โหมดแรกในอาคาร CIP สำหรับการเคลื่อนที่ในทิศทาง X, Y และ Z สำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา.....	109

รูปที่ 4.18 รูปแบบการสั้นไหว 3 โหมดแรกในอาคาร PCB สำหรับการเคลื่อนที่ในทิศทาง X, Y และ Z สำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา.....	111
รูปที่ 4.19 รูปแบบการสั้นไหว 3 โหมดแรกในอาคาร PCNB สำหรับการเคลื่อนที่ในทิศทาง X, Y และ Z สำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา.....	113
รูปที่ 4.20 ผลการตอบสนองอาคาร CIP เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA, LRSA และ NLRHA ในทิศทาง X และ Y	117
รูปที่ 4.21 ผลการตอบสนองอาคาร PCB เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA, LRSA และ NLRHA ในทิศทาง X และ Y	119
รูปที่ 4.22 ผลการตอบสนองอาคาร PCNB เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA, LRSA และ NLRHA ในทิศทาง X และ Y	121
รูปที่ 5.1 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่เชิงเส้นกรณี 0.9PUSH_X+	126
รูปที่ 5.2 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่เชิงเส้นกรณี 0.9PUSH_X-127	
รูปที่ 5.3 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่เชิงเส้นกรณี 0.9PUSH_Y+	128
รูปที่ 5.4 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่เชิงเส้นกรณี 0.9PUSH_Y-129	
รูปที่ 5.5 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่เชิงเส้นกรณี 1.1PUSH_X+	130
รูปที่ 5.6 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่เชิงเส้นกรณี 1.1PUSH_X-131	
รูปที่ 5.7 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่เชิงเส้นกรณี 1.1PUSH_Y+	132
รูปที่ 5.8 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่เชิงเส้นกรณี 1.1PUSH_Y-133	
รูปที่ 5.9 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา.....	134

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

อุตสาหกรรมการก่อสร้างที่อยู่อาศัยในประเทศไทยได้มีการขยายตัวเพิ่มขึ้น อันเนื่องมาจากการเพิ่มขึ้นของจำนวนประชากร และอัตราการเจริญเติบโตของเศรษฐกิจ ทำให้ความต้องการที่อยู่อาศัยเพิ่มมากขึ้น ในด้านผู้รับเหมาต้องการลดต้นทุน ทางด้านแรงงาน ด้านเวลาการก่อสร้าง หรือในด้านคุณภาพในการควบคุมการก่อสร้าง ทำให้การก่อสร้างแบบเดิมซึ่งเป็นการก่อสร้างแบบหล่อในที่นั้นไม่ตอบโจทย์ จึงเกิดเป็นรูปแบบการก่อสร้างแบบใหม่ซึ่งเป็นแบบระบบชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก (precast concrete system) ซึ่งเป็นวิธีการก่อสร้างที่นิยมมากขึ้นในปัจจุบัน ซึ่งจะสามารถควบคุมในด้านคุณภาพของชิ้นส่วนให้มีความแข็งแรง ควบคุมงบประมาณไม่ให้บานปลาย ใช้แรงงานน้อยลง สดมลภาวะทางเสียงและทางอากาศลง และใช้ระยะเวลาในการก่อสร้างที่หน้างานลดลง เป็นต้น

ซึ่งในการออกแบบและก่อสร้างโดยใช้ระบบชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก ในช่วงก่อนที่กฎกระทรวงฉบับที่ 46 (พ.ศ.2540) และกฎกระทรวง พ.ศ.2550 ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ.2522 จะมีผลบังคับใช้ มิได้คำนึงถึงการคำนวณและการออกแบบให้โครงสร้างอาคารให้รับแรงแผ่นดินไหวได้ ดังนั้นจึงมีความเสี่ยงที่อาคารที่ทำการก่อสร้างในช่วงเวลานั้นเสี่ยงต่อการเสียหายและพังทลายของโครงสร้างได้หากเกิดแผ่นดินไหว โดยเฉพาะอาคารที่ก่อสร้างไม่ได้ตามมาตรฐาน

ดังนั้นในที่นี้จึงมีความตั้งใจที่จะศึกษาความสามารถในการต้านทานการสั่นสะเทือนจากแรงแผ่นดินไหวของอาคารพักอาศัยขนาดเล็กมีจำนวนชั้นจำนวน 2 ชั้น ซึ่งเป็นขนาดทั่วไปที่นิยมก่อสร้าง และก่อสร้างด้วยระบบชิ้นส่วนคานและเสาคอนกรีตหล่อสำเร็จ โดยมีจุดยึดระหว่างคานและเสาโดยใช้ระบบแผ่นเกี่ยว (socket) เพื่อให้สอดคล้องกับมาตรฐานความปลอดภัยของอาคารที่ก่อสร้างด้วยระบบโครงสร้างชิ้นส่วนสำเร็จรูป กรมโยธาธิการและผังเมืองกระทรวงมหาดไทย พ.ศ. 2563 ซึ่งเป็นมาตรฐานสำหรับโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จโดยเฉพาะ เพื่อให้ปลอดภัยต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนผู้ที่พักอาศัยอยู่ในอาคารที่ก่อสร้างโดยระบบคอนกรีตหล่อสำเร็จ

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

- 1.2.1 เพื่อวิเคราะห์และประเมินความเสียหายเนื่องจากแผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นกับอาคารที่อยู่อาศัยขนาดเล็กที่ก่อสร้างโดยใช้ระบบโครงสร้างที่มีจุดต่อระหว่างเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จแบบแผ่นเกี่ยว และโครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่
- 1.2.2 เพื่อศึกษาเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (inter-story drift) ระหว่างโครงสร้างที่มีจุดต่อระหว่างเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จแบบแผ่นเกี่ยวกับอาคารที่ก่อสร้างโดยระบบหล่อในที่ เมื่อวิเคราะห์ภายใต้แรงแผ่นดินไหว

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

- 1.3.1 ศึกษาพฤติกรรมและประเมินการเปลี่ยนแปลงแรงภายในของชิ้นส่วน การถ่ายแรงที่เกิดขึ้นระหว่างชั้นส่วนย่อย เมื่อรับแรงด้านข้าง ในโครงสร้างอาคารเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จ ซึ่งมีระบบพื้นเป็นระบบแผ่นพื้นสำเร็จรูปและพื้นหล่อในที่ โดยใช้โปรแกรม ETABS
- 1.3.2 กลุ่มอาคารที่นำมาศึกษาเป็นอาคารที่พักอาศัยขนาดเล็ก เช่นบ้านเดี่ยวสูง 2 ชั้น โดยจะเปรียบเทียบโครงสร้างทั้งหมด 3 รูปแบบ คือ โครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่ โครงสร้างเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จมีส่วนยื่นของคานซึ่งบางจุดต่อระหว่างเสาและคานมีการส่งถ่ายโมเมนต์ และโครงสร้างเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีส่วนยื่นของคานซึ่งทุกจุดต่อระหว่างปลายคานกับเสาเป็นแบบยึดหมุนด้วยแผ่นเกี่ยว โดย 3 ทั้งแบบที่กล่าวมาข้างต้นจะใช้แบบก่อสร้างอาคารแบบเดียวกัน แต่แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์ต่างกัน
- 1.3.3 ประเภทของจุดต่อระหว่างคานกับเสาซึ่งเป็นแบบยึดหมุนอันเนื่องมาจากเป็นแบบจุดต่อแบบแผ่นเกี่ยว (socket) และจุดต่อระหว่างเสา-เสา เป็นแบบสลักเกลียว (bolting)
- 1.3.4 ความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษานี้อ้างอิงตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยพ.1301/1302-61 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย พ.ศ.2561 สันเกตว่าเป็นความรุนแรงที่สูงกว่ามาตรฐานการประเมินอาคารเก่า (มยพ.1303) เนื่องด้วยอาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นอาคารที่เพิ่งก่อสร้างไม่นานและกำลังจะมีการก่อสร้างขึ้นใหม่อยู่ในปัจจุบัน
- 1.3.5 อาคารตัวอย่างที่นำมาศึกษาสมมติให้ตั้งอยู่ที่ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่

- 1.3.6 ไม่คำนึงถึงผลของโครงสร้างชั้นดินใต้ฐานราก โดยกำหนดให้จุดรองรับของอาคารเป็นแบบยึดแน่น (fixed support)
- 1.3.7 ไม่มีการจำลองผนังอิฐก่อในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน

- 1.4.1 รวบรวมและศึกษาแบบก่อสร้างอาคารที่พักอาศัยที่ก่อสร้างโดยระบบเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ใช้จุดต่อแบบแผ่นเกี่ยวสำหรับนำมาใช้เป็นอาคารตัวอย่างในการศึกษานี้
- 1.4.2 สมมติว่าอาคารตั้งอยู่ที่ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ ซึ่งเป็นพื้นที่อำเภอเมืองที่มีความรุนแรงของแผ่นดินไหวสูงสุด เทียบกับจังหวัดอื่นๆในประเทศไทย
- 1.4.3 กำหนดสเปกตรัมและคลื่นแผ่นดินไหวในการวิเคราะห์ โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด 10 ชุด ที่สอดคล้องกับสเปกตรัมของ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ ตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61
- 1.4.4 สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ โดยใช้แบบจำลอง 3 มิติในโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง ETABS (Computers and Structures, Inc 2017) ทั้ง 3 รูปแบบอาคาร คือ โครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่ โครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีส่วนยื่นของคานซึ่งทำให้บางจุดต่อระหว่างเสาและคานมีการส่งถ่ายโมเมนต์ และโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีส่วนยื่นของคานซึ่งทำให้ทุกปลายคานไม่มีการส่งถ่ายโมเมนต์เข้าไปในเสา
- 1.4.5 วิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยใช้วิธีการผลักทางด้านข้าง (Pushover Analysis) โดยใช้ค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร (target roof displacement) โดยใช้ค่าจากวิธี Linear Response Spectrum Analysis (LRSA) เป็นค่าเป้าหมาย และวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่เป็นตัวแทนของ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ กระทำต่อโครงสร้าง
- 1.4.6 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (inter-story drift) ของแบบจำลองทั้งสามแบบ คือโครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่ โครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีส่วนยื่นของคาน และโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีส่วนยื่นของคานเมื่อได้รับแรงแผ่นดินไหว จากนั้นทำการเปรียบเทียบกับค่าที่ยอมให้จากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61
- 1.4.7 ประเมินความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับอาคารตัวอย่างอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหวโดยอ้างอิงเกณฑ์การยอมรับจากมาตรฐาน มยผ.1303-57

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1.5.1 ได้ทราบถึงความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในประเทศไทยและสามารถประเมินความเสียหายต่อโครงสร้างระบบเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ใช้จุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบแผ่นเกี่ยวโดยมีการเปรียบเทียบกับวิธีการก่อสร้างแบบหล่อในที่



บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ประเภทจุดต่อระหว่างเสาและคานที่ใช้ในอาคารที่เป็นระบบเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จ

Elliott (2002) ได้ศึกษาจุดต่อระหว่างเสาและคานระบบเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จซึ่งเป็นจุดต่อที่มีความสำคัญมากในระบบโครงเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จทั้งขณะการก่อสร้าง (temporary construction phase) และขณะใช้งานจริง (service) โดยจำแนกประเภทของจุดต่อประเภทหลักๆดังนี้

- การเชื่อมต่อนานที่ด้านข้างของเสา (beam-to-column face) ดังรูปที่ 2.1(ก)
- การเชื่อมต่อนานที่ด้านบนของเสา (beam-to-column head) ดังรูปที่ 2.1(ข)
- การเชื่อมต่อเสากับฐานรากโดยใช้แผ่นเหล็กกรอง (column base plate to foundation) ดังรูปที่ 2.1(ค)
- การเชื่อมต่อเสากับฐานรากโดยการฝังเสาเข้าไปในฐานราก (column to pocket foundation) ดังรูปที่ 2.1(ง)



(ก)

(ข)



(ค)

(ง)

รูปที่ 2.1 (ก) การเชื่อมต่อนานที่ด้านข้างของเสา (beam-to-column face) (ข) การเชื่อมต่อนานที่ด้านบนของเสา (beam-to-column head) (ค) การเชื่อมต่อเสากับฐานรากโดยใช้แผ่นเหล็กกรอง

(column base plate to foundation) (ง) การเชื่อมต่อเสากับฐานรากโดยการฝังเสาลงไป
ในฐานราก (column to pocket foundation) (Elliott, 2002)

รูปที่ 2.1 แสดงตัวอย่างจุดต่อประเภทหลักๆ ระหว่างเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จ ซึ่งมีข้อดีว่าการก่อสร้างแบบหล่อในที่ เช่น ประหยัดเวลาในการก่อสร้างโดยรวม ประหยัดค่าใช้จ่ายในส่วนของการจ้างแรงงาน ส่วนข้อเสียคือ การขนส่งชิ้นส่วนจากโรงงานไปสถานที่ก่อสร้างมีค่าใช้จ่ายสูงกว่าการขนส่งคอนกรีตสด, จำนวนรอยต่อของชิ้นส่วนมีเพิ่มมากขึ้นและต้องออกแบบรอยต่อขึ้นเป็นพิเศษที่จะให้โครงสร้างที่ต่อกันแล้วเกิดความต่อเนื่องและความแข็งแรง อีกทั้งรอยต่อนั้นจะต้องสามารถทำงานได้ง่ายและรวดเร็ว

2.1.1 จุดต่อระหว่างเสาและคานในโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จ

Elliott (2002) ได้ทำการแบ่งรูปแบบของจุดต่อตามการแบ่งชิ้นส่วนไว้ทั้งหมด 2 ประเภท ดังนี้

ประเภทที่ 1 : การออกแบบและก่อสร้างให้ชิ้นส่วนแนวดิ่งมีความต่อเนื่องและให้ชิ้นส่วนในแนวราบมาเชื่อมต่อ เช่น เสาถูกเชื่อมต่อกับปลายคานที่ไม่มีส่วนยื่นดังรูปที่ 2.2 ซึ่งประเภทที่ 1 สามารถถูกแบ่งออกเป็น 2 หมวดหมู่ ดังนี้

(ก) จุดต่อที่ไม่สามารถมองเห็นได้ (hidden connection) ดังรูปที่ 2.3(ก)

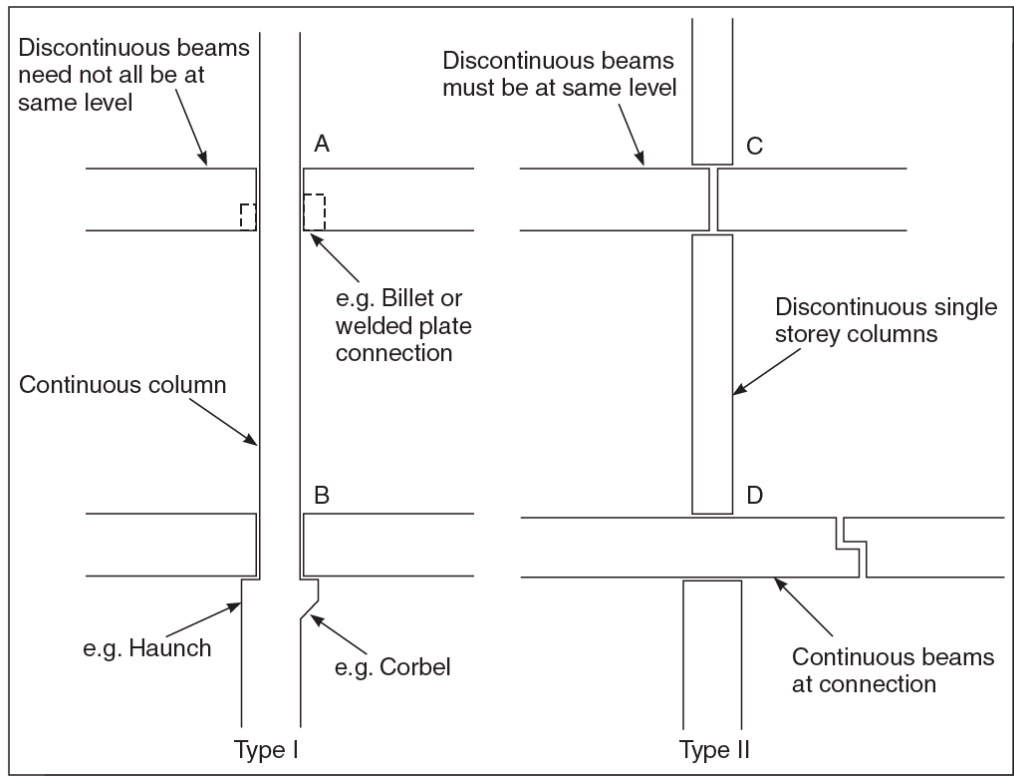
(ข) จุดต่อที่สามารถมองเห็นได้ (visible connection) ดังรูปที่ 2.3(ข)

ประเภทที่ 2 : การก่อสร้างชิ้นส่วนแนวดิ่งไม่ต่อเนื่องกันแต่ชิ้นส่วนแนวราบมีความต่อเนื่อง เช่น ชิ้นส่วนคานมีการยื่นออกไปนอกเสา จะก่อสร้างให้คานที่ยื่นออกไปเป็นชิ้นเดียวกันแต่เสามีการแบ่งชิ้นส่วนดังรูปที่ 2.2 ซึ่งประเภทที่ 2 สามารถถูกแบ่งออกเป็น 2 หมวดหมู่ ดังนี้

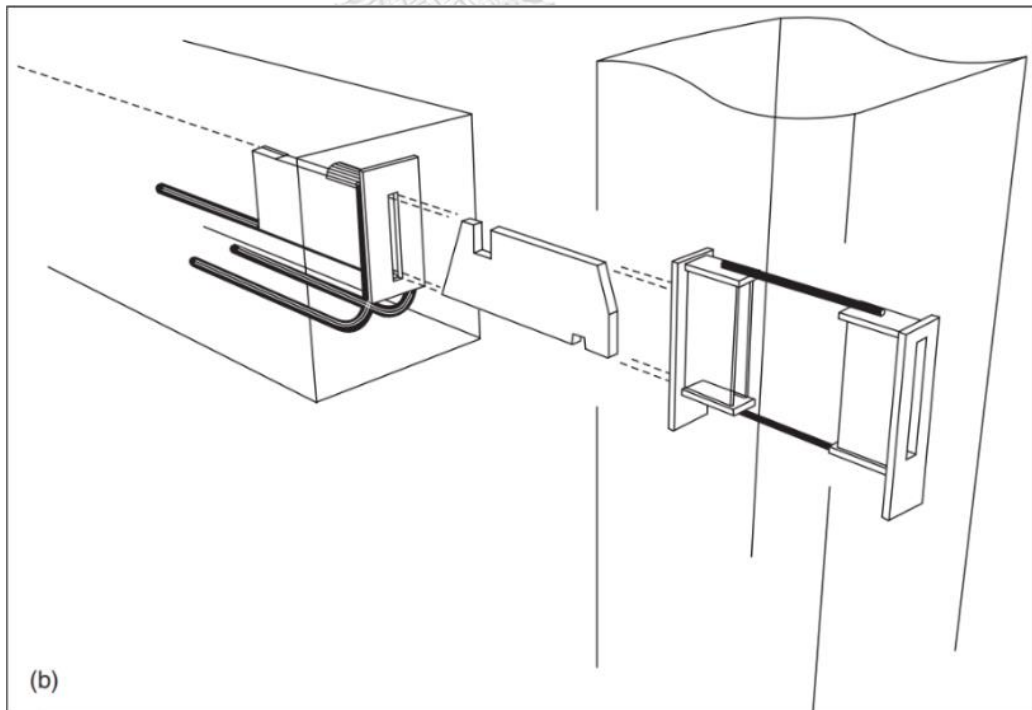
(ค) ปลายคานเชื่อมต่อกับเสาแบบคานช่วงเดียวและยึดโดยการฝังเหล็กเดียวไว้ที่หัวเสาจากนั้นเทคอนกรีต หรือ มอร์ตาร์คอนกรีตระหว่างปลายของคานทั้งสองด้านดังรูปที่ 2.3

(ค)

(ง) คานเชื่อมต่อกับเสาแบบคานต่อเนื่องโดยไม่มีการแบ่งของชิ้นส่วนของคานทั้งสองด้านและยึดโดยการฝังเหล็กเดียวไว้ที่หัวเสาดังรูปที่ 2.3(ง)

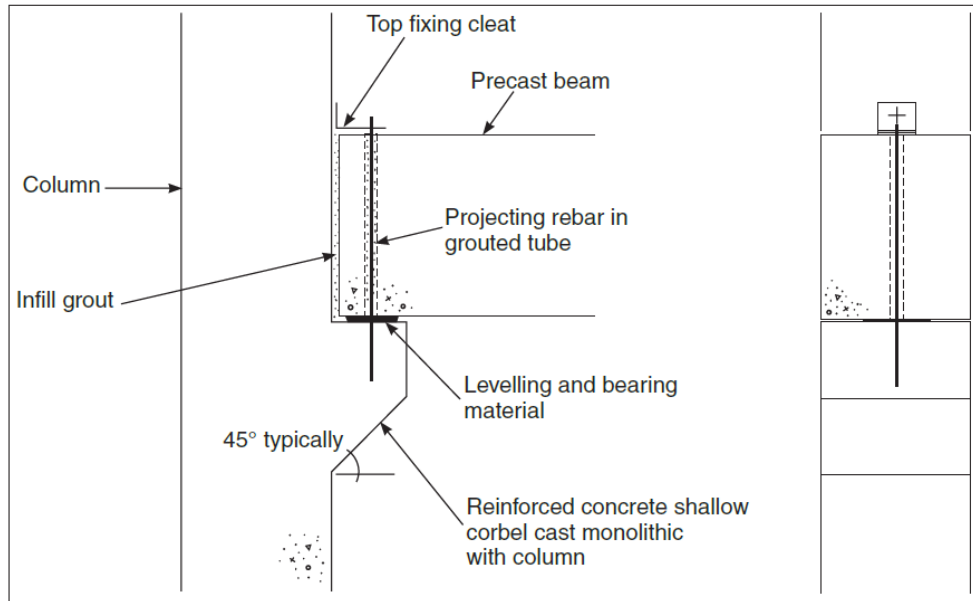


รูปที่ 2.2 ประเภทของจุดต่อตามการแบ่งของชิ้นส่วน (Elliott, 2002)

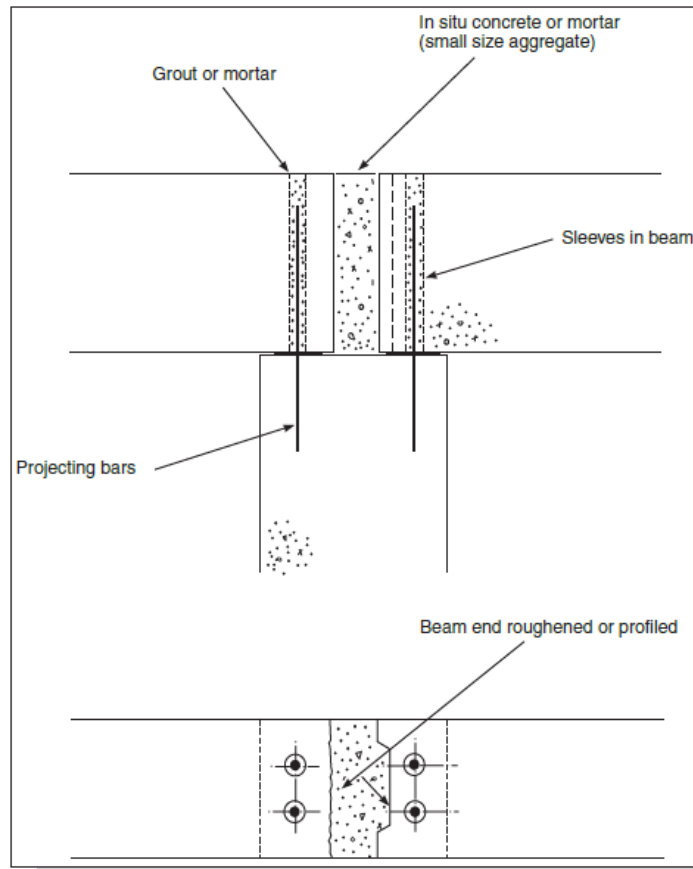


(b)

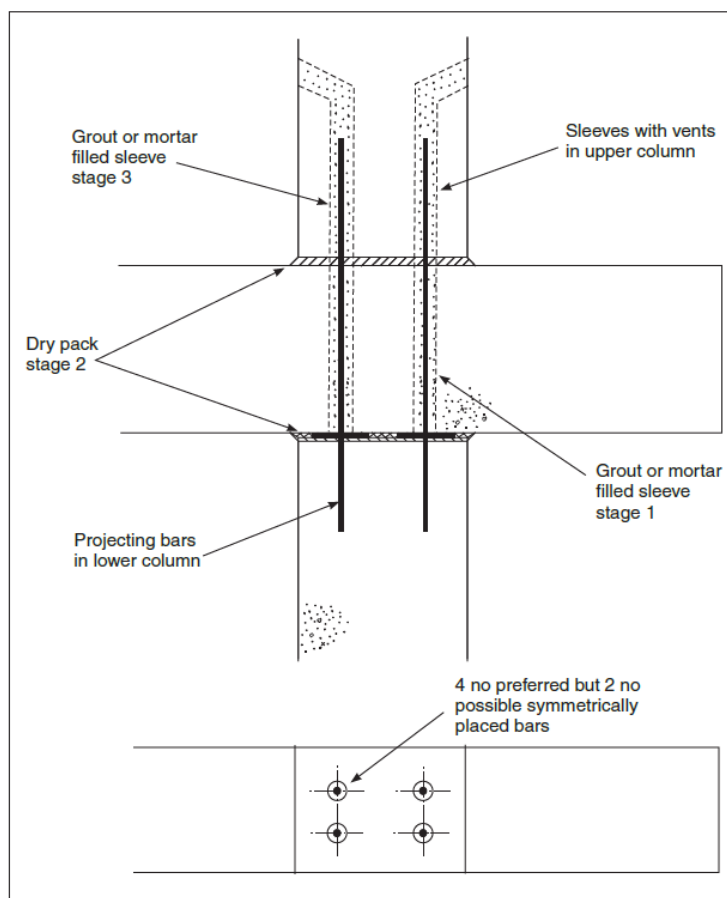
(ก)



(a)



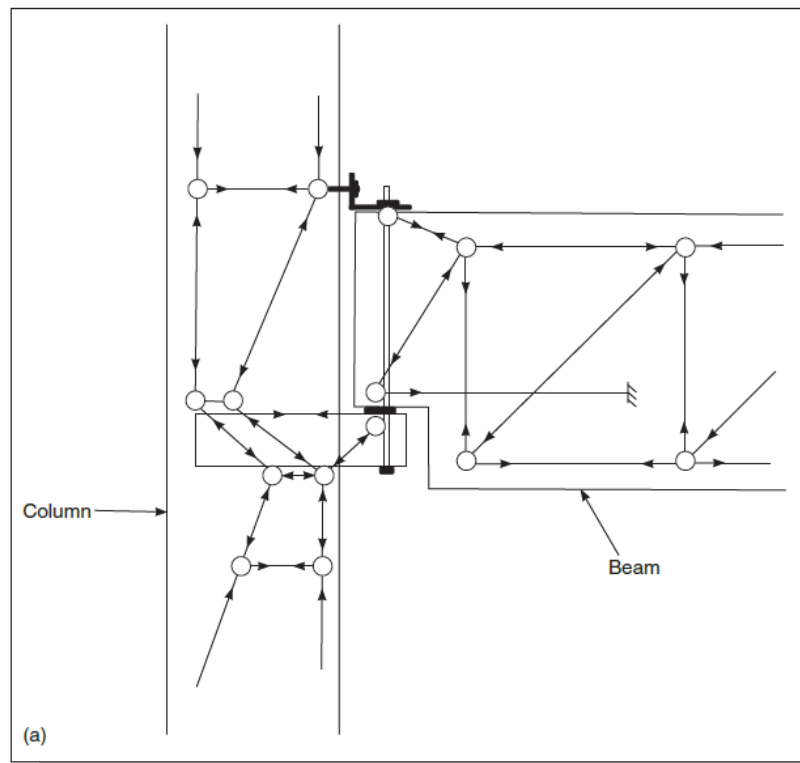
(b)



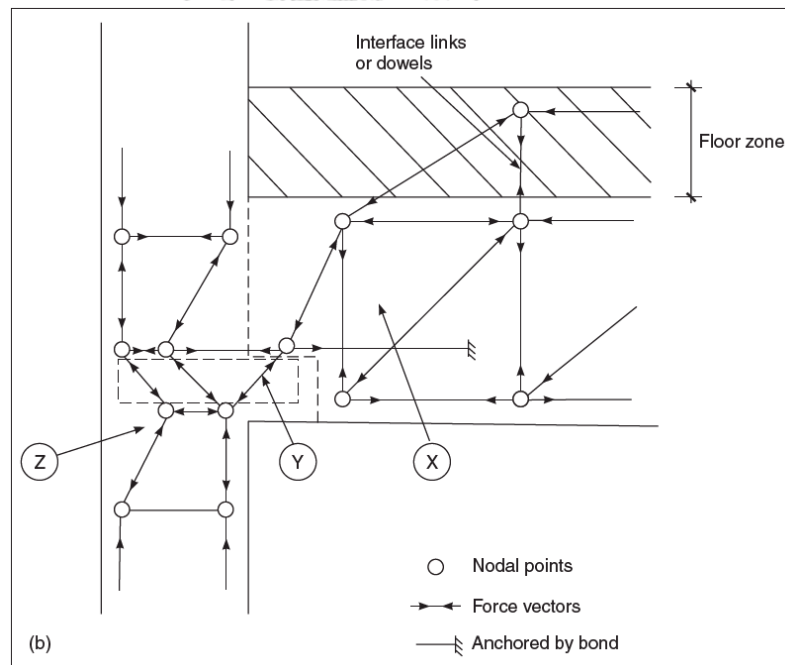
(ง)

รูปที่ 2.3 (ก) และ (ข) จุดต่อประเภทที่ 1 และ (ค) และ (ง) จุดต่อประเภทที่ 2 (Elliott, 2002)

ในการออกแบบจุดต่อประเภทที่ 1(ก) ซึ่งเป็นจุดต่อที่ไม่สามารถมองเห็นได้จะใช้ billet type connector ในการเชื่อมต่อซึ่งจะมีเส้นทางการถ่ายแรงของจุดต่อ billet type connector ขณะติดตั้งและเส้นทางการถ่ายแรงของจุดต่อ billet type connector เมื่อติดตั้งแล้วเสร็จดังรูปที่ 2.4 และ รูปที่ 2.5 ตามลำดับ



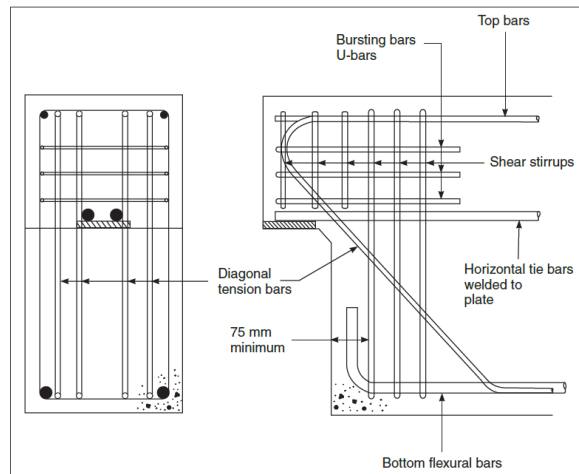
รูปที่ 2.4 เส้นทางการถ่ายแรงของจุดต่อ billet type connector ขณะติดตั้ง (Elliott, 2002)



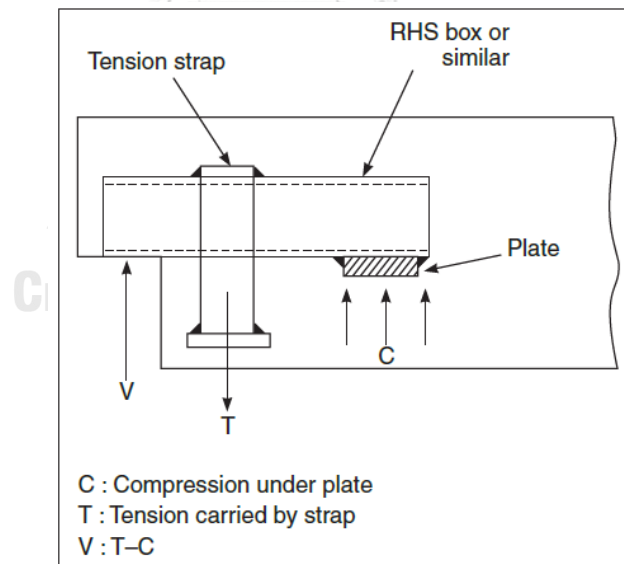
รูปที่ 2.5 เส้นทางการถ่ายแรงของจุดต่อ billet type connector เมื่อติดตั้งแล้วเสร็จ (Elliott, 2002)

จากรูปที่ 2.5 สามารถแบ่งโซนที่พิจารณาได้ 3 โซนคือ X, Y และ Z ดังนี้

- โซน X เป็นโซนที่อยู่บริเวณปลายเหล็กเสริมของคานซึ่งอาจจะประกอบไปด้วย เหล็กเสริมตามแนวตั้งหรือเหล็กปลอกและเหล็กเสริมแนวแนวยาวหรือประกอบด้วยเหล็กรูปพรรณที่ขึ้นรูปให้มีลักษณะเป็นกล่องซึ่งมีหน้าที่จะต้องรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างได้ ดังรูปที่ 2.6 และ รูปที่ 2.7 ตามลำดับ



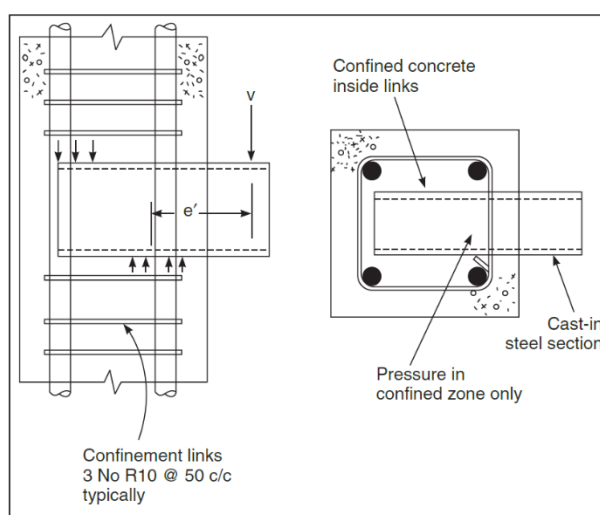
รูปที่ 2.6 ปลายคานที่เสริมด้วยเหล็กเส้นในแนวทแยง เพื่อรับแรงเฉือน (Elliott, 2002)



รูปที่ 2.7 ปลายคานที่เสริมด้วยเหล็กรูปพรรณขึ้นรูปลักษณะเป็นกล่อง (Elliott, 2002)

- โซน Y เป็นโซนที่อยู่ระหว่างเสาและคานซึ่งมีความไม่ต่อเนื่องกัน โดยจะต้องออกรับให้รับแรงเฉือนได้อย่างเพียงพอ ซึ่งมีลักษณะเป็นทรงตันหรือกลวง อาจจะเป็นแผ่นเหล็ก หรือเหล็กตัวที (cut-t) แล้วทำการขันยึดด้วยน็อต (bolt) จากนั้นทำการฝังเข้าไปในระหว่างช่องในคานและเสา

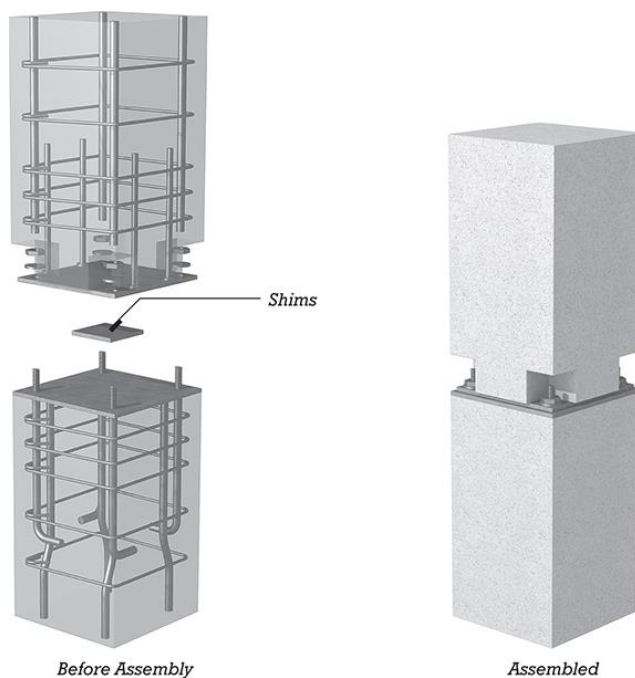
- โชน Z เป็นโชนที่ถ่ายแรงอัดไปสู่เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งโชนนี้จะถูกแรงที่กระทำจากด้านบนและด้านล่างของจุดต่อดังรูปที่ 2.8 จึงต้องมีการเสริมเหล็กตามแนวนอนในเสาเพื่อป้องกันการอัดแตกทางข้างของเสาที่อาจจะเกิดขึ้น โดยจุดต่อที่ฝังอยู่ในเสาจะมีลักษณะเป็นแบบเบ้า (socket) หรือเหล็กกล่อง (steel box) หรือเหล็กรูปพรรณตัว H (H-section) สำหรับรับแผ่นเหล็กจากโชน Y



รูปที่ 2.8 การเสริมเหล็กแนวนอนเพื่อป้องกันการอัดแตกของคอนกรีตในเสาเมื่อรับแรงจากคาน (Elliott, 2002)

2.1.2 จุดต่อระหว่างเสาและเสาในโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จ

หลักการการเชื่อมต่อระหว่างเสาและเสามีหลักการเหมือนกับหัวข้อที่ 2.1.3 ซึ่งจะเชื่อมต่อกันโดยใช้แผ่นรองที่มีขนาดเท่ากับขนาดของเสา จากนั้นทำการขันสลักเกลียวเข้าด้วยกันดังรูปที่ 2.9



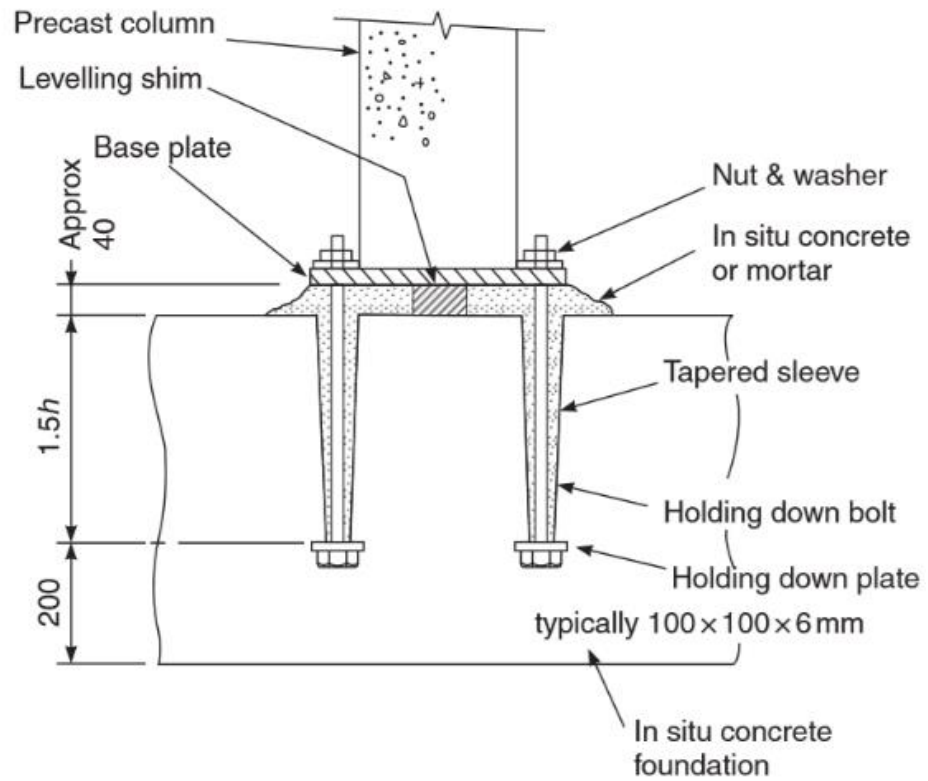
รูปที่ 2.9 แบบจำลองจุดต่อระหว่างเสา-เสาโดยใช้แผ่นเหล็กรอง (Elliott, 2002)

2.1.3 จุดต่อระหว่างเสาและฐานรากในโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จ

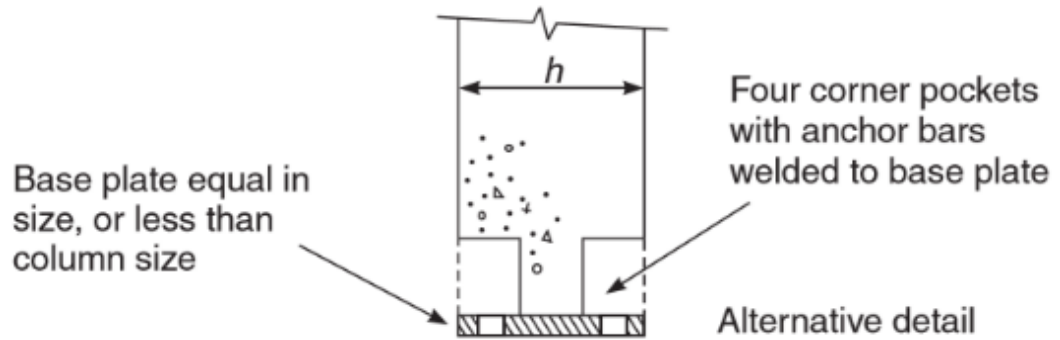
Elliott (2002) ได้ทำการแบ่งประเภทของการเชื่อมต่อเสาและฐานรากไว้สามประเภท ดังนี้

- เชื่อมต่อโดยใช้แผ่นเหล็กรอง (column on base plate)
- เชื่อมต่อโดยจุ่มเสาไว้ในฐานราก (column in pocket)
- เชื่อมต่อโดยใช้ปลอกต่อเหล็กเสริม (columns on grout sleeves)

โดยในงานวิจัยนี้จะใช้เพียงการเชื่อมต่อเสาและฐานรากโดยใช้แผ่นเหล็กรอง (column on base plate) แม้ว่าวิธีนี้จะมีราคาสูงที่สุดในทั้งสามแบบที่กล่าวข้างต้น แต่มีข้อดีคือสามารถปรับความตั้งของเสาได้โดยการปรับแก้ที่ระดับของสลักเกลียว ซึ่งมีความจำเป็นมากเมื่อก่อสร้างบนพื้นที่ที่ดินมีความอ่อน และค้ำยันชั่วคราวไม่สามารถช่วยปรับแก้ความตั้งได้อย่างเพียงพอซึ่งมีรายละเอียดดังรูปที่ 2.10 และ 2.11



รูปที่ 2.10 รายละเอียดจุดต่อเสา-ฐานรากโดยใช้แผ่นเหล็กทรงแบบทั่วไป (Elliott, 2002)



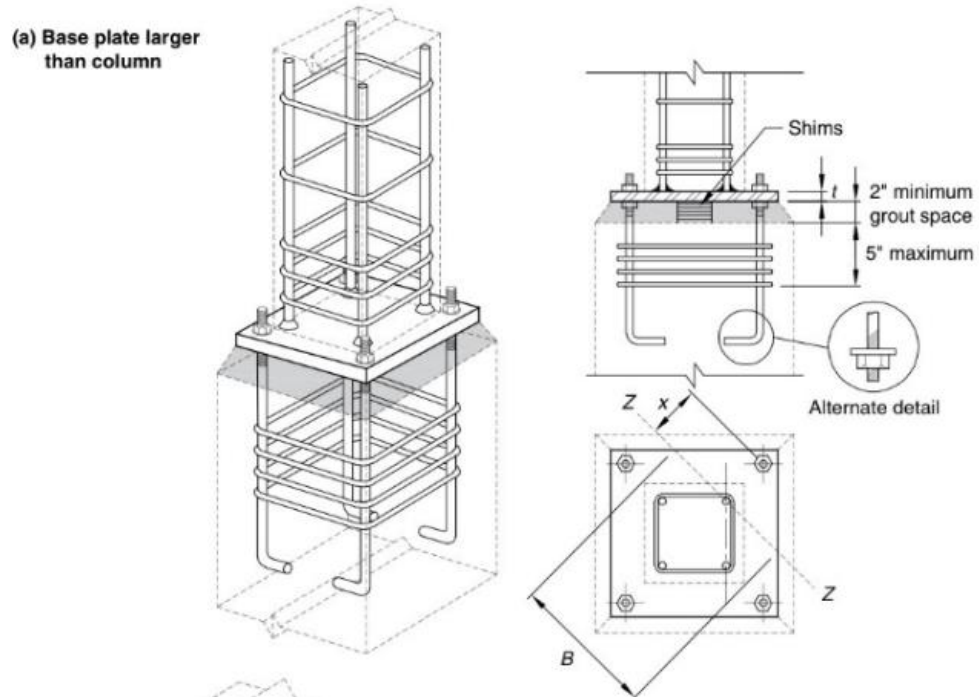
รูปที่ 2.11 รายละเอียดจุดต่อเสา-ฐานรากโดยใช้แผ่นเหล็กทรงแบบอื่นๆ (Elliott, 2002)

จากมาตรฐาน PCI design handbook precast concrete and prestressed concrete (PCI Industry Handbook Committee, 2010) ได้กำหนดรูปแบบรายละเอียดของจุดต่อประเภทนี้ไว้สองแบบคือ

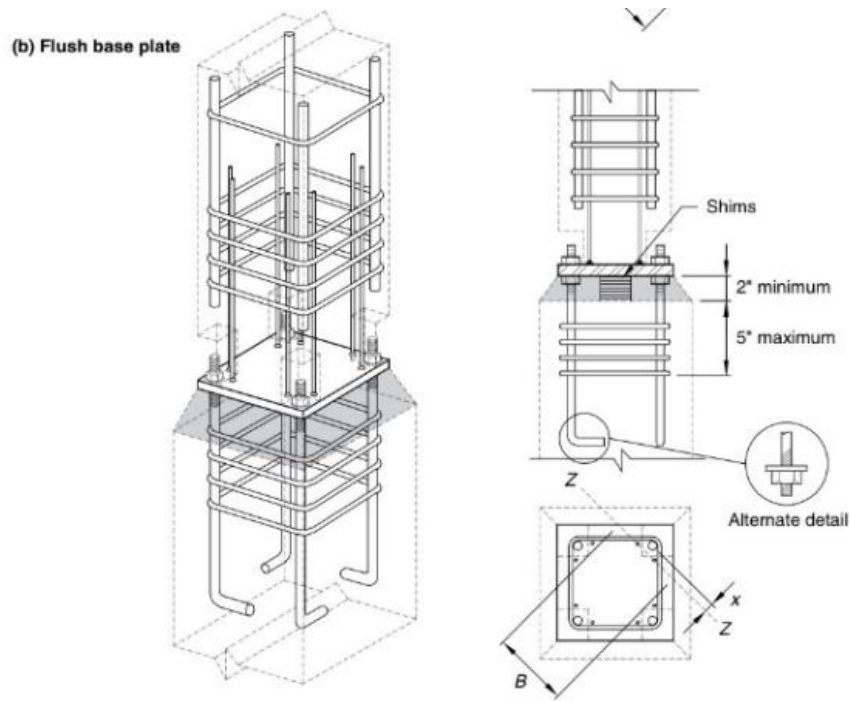
- ขนาดของแผ่นรองมีขนาดใหญ่กว่าขนาดของเสา (base plate larger than column) ซึ่งมีรายละเอียดดังรูปที่ 2.12
- ขนาดของแผ่นรองมีขนาดเท่ากับขนาดเสา (flush base plate) ซึ่งมีรายละเอียดดังรูปที่ 2.13

ในส่วนของสมอยึดระหว่างแผ่นรองกับฐานรากมีสามประเภทดังนี้

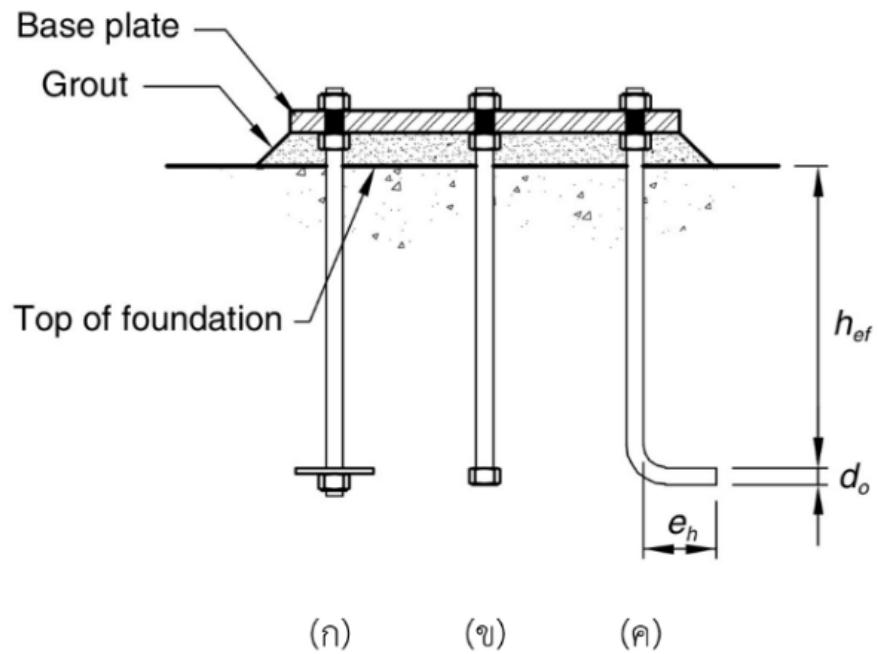
- สตัดเกลียวตลอดเส้น (threaded rod) ดังรูปที่ 2.14(ก)
- สลักเกลียวที่มีหัว (headed bolt) ดังรูปที่ 2.14(ข)
- สมอสลักเกลียว (hooked anchor bolt) ดังรูปที่ 2.14(ค)



รูปที่ 2.12 รายละเอียดจุดต่อระหว่างเสากับฐานราก, เสากับเสา ที่มีขนาดแผ่นรองใหญ่กว่าขนาดเสา (PCI Industry Handbook Committee, 2010)



รูปที่ 2.13 รายละเอียดจุดต่อระหว่างเสากับฐานราก, เสากับเสา ที่มีขนาดแผ่นรองเท่ากับขนาดเสา (PCI Industry Handbook Committee, 2010)



รูปที่ 2.14 (ก) สัตัดเกลียวตลอดเส้น (threaded rod) (ข) สลักเกลียวที่มีหัว (headed bolt) (ค) สมอสลักเกลียว (hooked anchor bolt)

2.2 หลักการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

2.2.1 การวิเคราะห์ด้วยวิธี Linear Response History Analysis (LRHA)

สมการการเคลื่อนที่ (equations of motion) สำหรับการคำนวณหาการตอบสนอง (response) ของระบบโครงสร้างที่มีระดับขั้นความเสรีมากกว่าหนึ่ง (Multi Degree of Freedom, MDOF) อันเนื่องมาจากคลื่นแผ่นดินไหว มีดังนี้

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{p}_{\text{eff}}(t) \quad (2-1)$$

$$\text{โดยที่} \quad \mathbf{P}_{\text{eff}}(t) = -\mathbf{m}\mathbf{u}''_g(t) \quad (2-2)$$

m, k คือ เมทริกซ์มวล (mass matrix) และสติฟเนส (stiffness matrix) ตามลำดับ

c คือ เมทริกซ์ความหน่วง (damping matrix)

u คือ อิทธิพลเวกเตอร์ (influence vector)

u คือ เวกเตอร์ของการเคลื่อนที่ทั้งหมดของแต่ละระดับขั้นความเสรี

ในส่วนทางขวาของสมการเป็นพจน์ที่แสดงถึงแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อระบบโครงสร้างโดยสามารถเขียนในรูปแบบของแรงภายนอกได้ดังสมการที่ (2-1) โดยแรงแผ่นดินไหวที่กระทำสู่โครงสร้างในแต่ละระดับขั้นเสรีอยู่ในรูปของเวกเตอร์ $\mathbf{s} = \mathbf{m}\mathbf{u}$ คูณกับความเร่งของพื้นดิน $\ddot{u}_g(t)$ ซึ่งกระจายอยู่ในรูปของผลรวมของแรงเฉื่อย (inertia force) ดังสมการที่ (2-2)

$$\mathbf{m}\mathbf{u} = \sum_{n=1}^N s_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n \quad (2-3)$$

$$\text{โดยที่} \quad \Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad L_n = \phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{u} \quad M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n \quad (2-4)$$

และ ϕ_n เป็นรูปร่างของคาบการสั่นไหวในโหมดที่ N ดังนั้นแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลสามารถเขียนได้ดังนี้

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{p}_{\text{eff},n}(t) = \sum_{n=1}^N -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (2-5)$$

โดยที่ s_n และ \mathbf{p}_{eff} สามารถเขียนได้ดังต่อไปนี้

$$\mathbf{s}_n = \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n \quad (2-6)$$

$$\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t) = -\mathbf{s}_n \ddot{u}_g(t) \quad (2-7)$$

แทนสมการที่ 2.7 ลงในสมการที่ 2.1 จากนั้นจัดรูปใหม่ได้ดังนี้

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = -\mathbf{s}_n \ddot{u}_g(t) \quad (2-8)$$

สำหรับเวกเตอร์การเคลื่อนที่ (displacement) ของแต่ละระดับชั้นเสรี สามารถเขียนได้อยู่ในรูปของผลรวมในแต่ละโหมดได้ดังนี้

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2-9)$$

แทนสมการที่ 2-9 ลงในสมการ 2-1 และหารด้วย \mathbf{M}_n ทั้งสองข้างของสมการ จากนั้นคูณด้วย ϕ_n^T ทั้งสองข้างของสมการเพื่ออาศัยคุณสมบัติของออร์โทโกนอลิตี (orthogonality) ดังนี้ $\phi_n^T \mathbf{m} \phi_r$, $\phi_n^T \mathbf{c} \phi_r$ และ $\phi_n^T \mathbf{k} \phi_r$ จะได้เป็น

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2-10)$$

โดยที่ ω_n เป็นความถี่ธรรมชาติเชิงมุม (angular natural frequency) ในแต่ละโหมด และ ζ_n คือ อัตราส่วนความหน่วงในแต่ละโหมด

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (2-11)$$

จากนั้นเปรียบเทียบสมการที่ 2-10 และ 2-11 จะได้ดังนี้

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (2-12)$$

การตอบสนองของระบบในแต่ละโหมดสามารถคำนวณหาได้ดังนี้

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (2-13)$$

$$\text{โดยที่} \quad A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (2-14)$$

2.2.2 การวิเคราะห์ด้วยวิธี Modal Pushover Analysis (MPA)

วิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมด หรือ Modal Pushover Analysis (MPA) คือการวิเคราะห์ผลการตอบสนองสูงโดยการพิจารณาแยกโหมดต่างๆ ซึ่งแรงที่ใช้ในการวิเคราะห์นั้นจะเป็นแรงสถิต ดังนี้

$$\mathbf{f}_{no} = \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n A_n \quad (2-15)$$

โดยแรงสถิตที่มากกระทำจะสามารถคำนวณหาผลการตอบสนองสูงสุดในโหมดที่ n (r_{no}) ดังนี้

$$r_{no} = r_n^t A_n \quad (2-16)$$

หรือสามารถหาผลการตอบสนองสูงสุดในโหมดที่ n ได้จากการที่กำหนดแรงสถิตที่มากกระทำต่อโครงสร้างจะกระทำตลอดความสูงของโครงสร้างดังนี้

$$\mathbf{s}_n^* = \mathbf{m} \phi_n \quad (2-17)$$

เมื่อโครงสร้างถูกผลักด้วยแรง \mathbf{s}_n^* จะสามารถหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในโหมดที่ n ดังนี้

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_n D_n \quad (2-17)$$

โดยที่
$$D_n = \frac{A_n}{\omega_n^2} \quad (2-18)$$

เมื่อได้ผลการตอบสนองสูงสุดในแต่ละโหมดแล้วจากนั้นทำการรวมค่าผลการตอบสนองด้วยวิธีรากที่สองของผลรวมกำลังสอง (Square-Root-of-Sum-of-Square, SRSS) ดังสมการที่ 2-19 หรือ (Complete Quadratic Combination, CQC) ดังสมการที่ 2-20 ดังนี้

$$r_o \approx \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (2-19)$$

$$r_o \approx \sum_{n=1}^N \sum_{io=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \quad (2-20)$$

โดยที่ \mathbf{m} คือ เมทริกซ์มวล (mass matrix)
 \mathbf{s}_n^* คือ แรงสถิตที่กระทำต่อโครงสร้าง
 r_{no} คือ ผลการตอบสนองสูงสุดในโหมดที่ n

2.2.3 การวิเคราะห์ด้วยวิธี Nonlinear Response History Analysis (NLRHA)

Anil K. Chopra (2012) หากโครงสร้างถูกแรงกระทำจนกระทั่งวัสดุเกิดการคราก (yield) ซึ่งทำให้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ไม่เป็นเส้นตรง และหากแรงที่มากกระทำมีการกลับทิศไป-กลับจะพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่จะมีลักษณะเป็นวงรอบ โดยแรงต้านทานการเสีรูปร่างจะขึ้นอยู่กับเวลาและทิศทางความเร็ว ดังนั้นแรงต้าน (\mathbf{f}_s) จะเป็นฟังก์ชันที่ขึ้นอยู่กับ การเคลื่อนที่ และ ความเร็ว

$$\mathbf{f}_s = \mathbf{f}_s(u, \dot{u}) \quad (2-21)$$

จากนั้นแทนค่าสมการที่ 2-15 ลงในสมการที่ 2-1 จะได้ดังนี้

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2-22)$$

โดยปกติการวิเคราะห์แบบแยกโหมดจะไม่สามารถนำมาวิเคราะห์กับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นได้ แต่ก็สามารถใช้เป็นแนวทางในการจัดรูปให้อยู่ในรูปของพิกัดโหมด (modal coordinate) ที่มีพฤติกรรมยืดหยุ่นได้ โดยกำหนดดังนี้

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2-23)$$

แทนสมการ 2-23 ลงในสมการ 2-22 และคูณด้วย ϕ_n^T ทั้งสองข้างของสมการเพื่ออาศัยคุณสมบัติของออร์โธโกแนลลิตี (orthogonality) จะได้ดังนี้

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2-24)$$

$$n = 1, 2, \dots, N$$

โดยที่ $F_{sn} = F_{sn}(q, \dot{q}) = \phi_n^T \mathbf{f}_s(u, \dot{u}) \quad (2-25)$

โดยสมการที่ 2-24 เป็นสมการที่ใช้สำหรับการเคลื่อนที่ในรูปของพิกัดโหมด (modal coordinate) ที่ n ของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมของวัสดุอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นซึ่งยังคงประกอบไปด้วยตัวแปรในรูปของพิกัดโหมดจำนวน N ตัวแปร และยังคงมีความเกี่ยวเนื่องกัน (coupled) กับแรงต้านทาน (\mathbf{f}_r) ดังนั้นการแก้สมการเพื่อหาผลตอบสนองในรูปของการเคลื่อนที่ $\mathbf{u}(t)$ โดยแก้สมการ 2-24 เพื่อหาค่า $q_n(t)$ จากนั้นแทนลงในสมการ 2-23 จะเหมือนค่า $\mathbf{u}(t)$ ที่แก้จากสมการ 2-22 ซึ่งเป็นผลตอบสนองที่แท้จริง (exact response)

2.3 แบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของวัสดุ

2.3.1 แบบจำลองพฤติกรรมของคอนกรีต

ในงานวิจัยนี้จะพิจารณาแบบจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (unconfined concrete model)

Mander et al., (1988) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับแบบจำลองที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น (stress) และ ความเครียด (strain) ของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (ส่วนของคอนกรีตที่ไม่ถูกเหล็กปลอกโอบรัด) ดังรูปที่ 2.15

$$\sigma = f'_c \left(\frac{xr}{r-1+x^r} \right) \quad \text{For } \varepsilon < \varepsilon_{sp} \quad (2-26)$$

$$\sigma_c = 0.2f'_c \quad \text{For } \varepsilon \geq \varepsilon_{sp} \quad (2-27)$$

โดยที่

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2-28)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2-29)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2-30)$$

σ_c คือ ความเค้นในคอนกรีต

ε_c คือ ความเครียดในคอนกรีต

f'_c คือ กำลังอัดของคอนกรีต

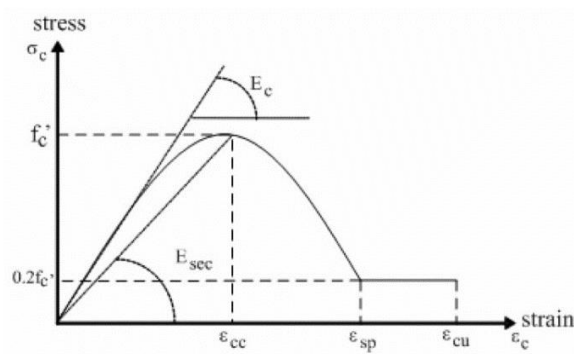
E_c คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (elastic modulus)

E_{sec} คือ โมดูลัสซีแคนต์ (secant modulus)

ε_c คือ ค่าความเครียดสูงสุด

ε_{cc} คือ ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในขณะที่ความเค้นสูงที่สุดเท่ากับ 0.002

ε_{sp} คือ ค่าความเครียดเท่ากับ 0.008



รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Mander et al., 1988)

2.3.2 แบบจำลองพฤติกรรมของเหล็กเสริม

Menegotto and Pinto (1973) ได้ทำการศึกษาและพัฒนาแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม (reinforcing steel) ซึ่งถูกกระทำภายใต้แรงแบบวิถุจักร มีแบบจำลองดังรูปที่ 2.16 และคำนวณตัวแปรต่างๆได้จากสมการดังนี้

$$\sigma^* = b \cdot \varepsilon^* + \frac{(1-b) \cdot e^*}{(1+e^{*R})^{1/R}} \quad (2-31)$$

โดยที่

$$b = \frac{H}{E_s} \quad (2-32)$$

$$R(\xi) = R_0 - \frac{A1 \cdot \xi}{A2 + \xi} \quad (2-33)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_x - \sigma_r} \cdot \varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_x - \varepsilon_r} \quad (2-34)$$

E_s คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม

H คือ ค่าสตีเฟนสในช่วงการแข็งตัวเพิ่มขึ้น

R_0 คือ curvature control parameter I

A_1 คือ curvature control parameter II

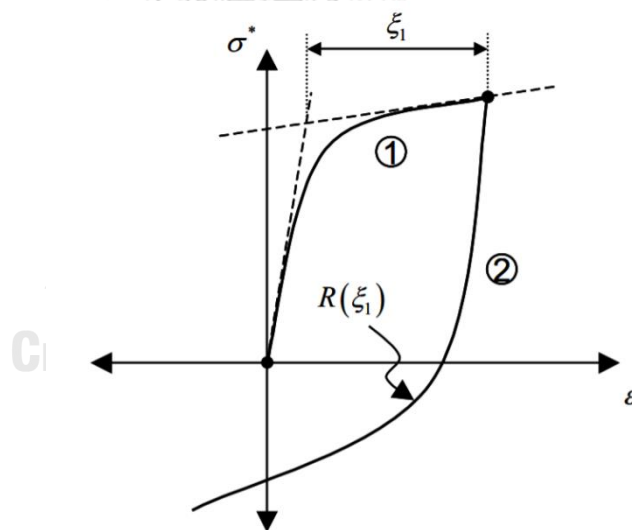
A_2 คือ curvature control parameter III

ξ คือ ความเครียดที่จุดพลาสติก (plastic strain)

σ, ε คือ ความเค้นและความเครียดที่ตำแหน่งล่าสุด

σ_x, ε_x คือ ความเค้นและความเครียดที่จุดตัดของเส้นกรอบ (envelope line) ในช่วงที่พฤติกรรมระหว่างความเค้นและความเครียดเป็นเส้นตรง

σ_r, ε_r คือ ความเค้นและความเครียดเมื่อให้แรงกระทำกลับข้าง



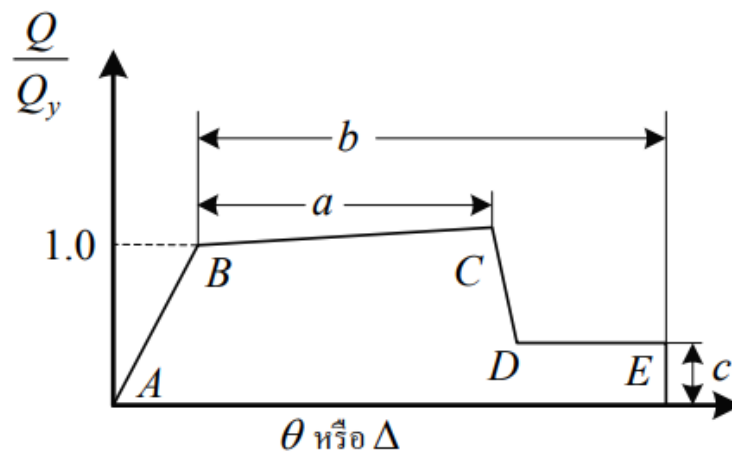
รูปที่ 2.16 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมที่ถูกกระทำภายใต้แรงแบบวัฏจักร (Menegotto M & Pinto, 1973)

2.4 แบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับ

มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ได้แบ่งระดับสมรรถนะโครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตของโครงสร้างหลัก (primary element) สามารถจำแนกได้เป็น 3 ระดับ ดังนี้

- ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy level - IO) หมายถึง หลังการเกิดแผ่นดินไหวโครงสร้างอาคารยังคงรักษาสภาพของอาคารได้ใกล้เคียงกับสภาพก่อนเกิดแผ่นดินไหวทั้งสติฟเนส (stiffness) และกำลัง (strength) และผนังและฝ้าไม่มีรอยแตกขนาดใหญ่ สามารถซ่อมแซมได้ เกิดการครากอย่างจำกัดที่ในบางชั้นส่วน ไม่มีการกะเทาะหลุดร่วงของคอนกรีตหุ้ม (concrete cover) สำหรับการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นแบบชั่วคราวมีค่าร้อยละ 1 และการเคลื่อนที่คงค้างมีค่าน้อยมาก
- ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety level - LS) หมายถึง หลังการเกิดแผ่นดินไหวชั้นส่วนโครงสร้างเกิดความเสียหายปานกลางโดยไม่มีเศษวัตถุร่วงหล่นลงมา เกิดความเสียหายอย่างรุนแรงต่อคาน มีการกะเทาะของคอนกรีตหุ้ม (concrete cover) และเกิดรอยแตกเนื่องจากแรงเฉือน (shear cracking) ในเสาที่ไม่มีความเหนียว สำหรับการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นแบบชั่วคราวมีค่าไม่เกินร้อยละ 2 และการเคลื่อนที่คงค้างไม่เกินค่าร้อยละ 1
- ระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention level - CP) หมายถึง หลังการเกิดแผ่นดินไหวมีการเกิดความเสียหายในชั้นส่วนโครงสร้างมากแต่ยังไม่พังทลาย เกิดรอยร้าวขนาดใหญ่และเกิดจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) ขึ้นในชั้นส่วนที่มีความเหนียว (ductile element) หรือเกิดการเสียหายของเสาที่ไม่มีความเหนียว และเสาสั้น (short) สำหรับการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นมีค่าไม่เกินร้อยละ 4 แบบชั่วคราวหรือแบบถาวร

ในส่วนการกำหนดการสร้างแบบจำลองและการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับวิธีการแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Procedures) โดยแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไปเป็นไปตามรูปที่ 2.17 ในส่วนของตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของคานและเสา ของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กถูกจำกัดไว้เฉพาะที่กำหนดในตารางที่ 2.1 และ 2.2 ตามลำดับ



รูปที่ 2.17 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปจากมาตรฐาน มยผ.1303-57 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557)

ตารางที่ 2.1 ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจากมาตรฐาน มยผ.1303-57 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557)

กรณี			ตัวแปรสำหรับสร้างแบบจำลอง			เกณฑ์การยอมรับ				
			มุมหมุนพลาสติก (เรเดียน)		อัตราส่วนกำลังค้ำ	มุมหมุนพลาสติก (เรเดียน)				
			a	b		ระดับสมรรถนะ				
					IO	ประเภทของชิ้นส่วน				
		ชิ้นส่วนหลัก		ชิ้นส่วนรอง						
		LS	CP	LS	CP					
การวิบัติที่ควบคุมโดยการค้ำ										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	ประเภทเหล็กปลอก	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 0.25	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 0.5	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 0.25	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 0.5	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
การวิบัติที่ควบคุมโดยการค้ำ (ต่อ)										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	ประเภทเหล็กปลอก	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	NC	≤ 0.25	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 0.5	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 0.25	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 0.5	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
การวิบัติที่ควบคุมโดยการเฉือน										
ระยะเรียงเหล็กปลอก $\leq 0.5d$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
ระยะเรียงเหล็กปลอก $> 0.5d$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
การวิบัติเนื่องจากมีระยะพัฒนาแรงดึงหรือระยะต่อทาบของเหล็กเสริมไม่เพียงพอ										
ระยะเรียงเหล็กปลอก $\leq 0.5d$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
ระยะเรียงเหล็กปลอก $> 0.5d$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
การวิบัติเนื่องจากมีระยะฝังของเหล็กเสริมเข้าไปเป็นจุดต่อไม่เพียงพอ										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

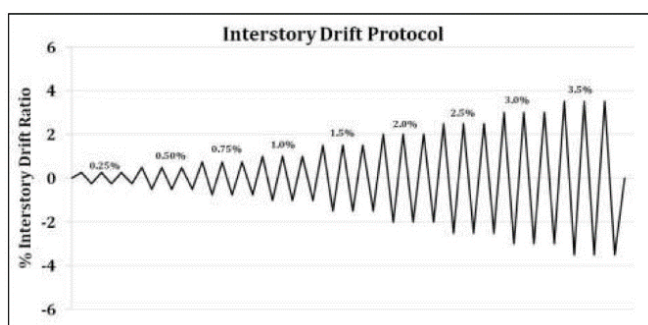
ตารางที่ 2.2 ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจากมาตรฐาน มยผ.1303-57 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557)

กรณี	ตัวแปรสำหรับสร้างแบบจำลอง			เกณฑ์การยอมรับ						
	มุมหมุนพลาสติก (เรเดียน)		อัตราส่วนกำลังคงที่	มุมหมุนพลาสติก (เรเดียน)						
				ระดับสมรรถนะ						
	a	b	c	IO	ประเภทของชิ้นส่วน					
					ชิ้นส่วนหลัก		ชิ้นส่วนรอง			
				LS	CP	LS	CP			
การวิบัติที่ควบคุมโดยการตัด										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.026	0.035	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.020	0.027	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005
การวิบัติที่ควบคุมโดยการตัดร่วมกับการเฉือน										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 0.25	0.032	0.060	0.2	0.005	0.024	0.032	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 0.5	0.025	0.060	0.2	0.005	0.019	0.025	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 0.25	0.010	0.010	0.0	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 0.5	0.008	0.008	0.0	0.003	0.006	0.007	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 0.25	0.012	0.012	0.0	0.005	0.009	0.010	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.5	0.006	0.006	0.0	0.004	0.005	0.005	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 0.25	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
การวิบัติที่ควบคุมโดยการเฉือน										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006

2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.5.1 การศึกษาพฤติกรรมการรับแรงต้านข้างของโครงสร้างเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จ อมร พิมาณมาศ และคณะ (2561) ได้ศึกษากำลั้งต้านแผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปประเภทเสา-คาน ภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว ได้ศึกษาพฤติกรรมจุดต่อของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปแบบ เสา-คาน ที่ถูกกระทำภายใต้แรงแผ่นดินไหว ซึ่งขอบเขตของประเภทอาคารที่ศึกษาเป็นอาคารขนาดเล็ก เช่นบ้านพักอาศัย และอาคารพาณิชย์ ไม่เกิน 4 ชั้นมีพื้นที่ใช้สอยไม่เกิน 2,000 ตารางเมตร โดยทำการทดสอบแบบจำลองจุดต่อระหว่างเสาและคานในห้องปฏิบัติการเพื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพของจุดต่อเมื่อรับแรงกระทำในลักษณะวัฏจักร (cyclic loading) ซึ่ง เป็นไปตามข้อกำหนด acceptance criteria for moment frames based on structural testing (ACI 374.1-05) ดังรูปที่ 2.18 โดยสร้างแบบจำลองทั้งหมด 6 แบบ ดังนี้

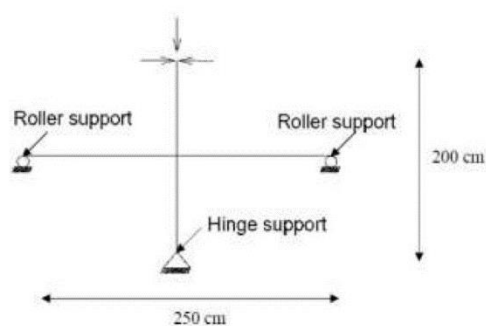
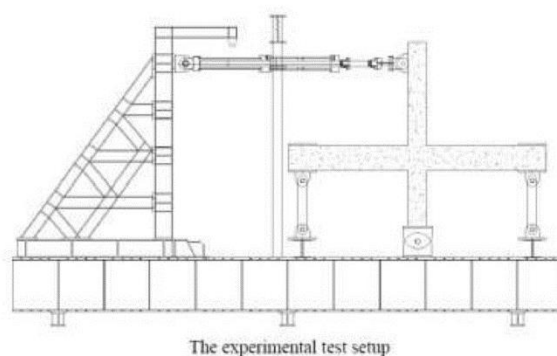
1. โครงสร้างที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่ CS-1 ซึ่งก่อสร้างด้วยคอนกรีตที่มีกำลังอัดปกติ
2. โครงสร้างที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่ CS-2 ซึ่งก่อสร้างด้วยคอนกรีตกำลังอัดสูง
3. โครงสร้างแบบหล่อสำเร็จที่เชื่อมทาบเหล็กในคานให้มีความต่อเนื่องเพียงพอในการถ่ายแรงจนถึงจุดครากของเหล็กเสริม และใช้คอนกรีตกำลังสูงภายในบริเวณจุดต่อ PS-1
4. โครงสร้างแบบหล่อสำเร็จที่ใช้วิธีการถ่ายแรงในเหล็กคานโดยเชื่อมเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสาแล้วจึงถ่ายแรงจากเหล็กเชื่อมต่อจากเสาไปสู่เหล็กคานอีกด้านและใช้คอนกรีตกำลังต่ำในบริเวณรอยต่อ PS-2
5. โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน คอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กปิดรอยต่อ
6. โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน คอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กแบบอัดเส้นใยเหล็กปิดรอยต่อ



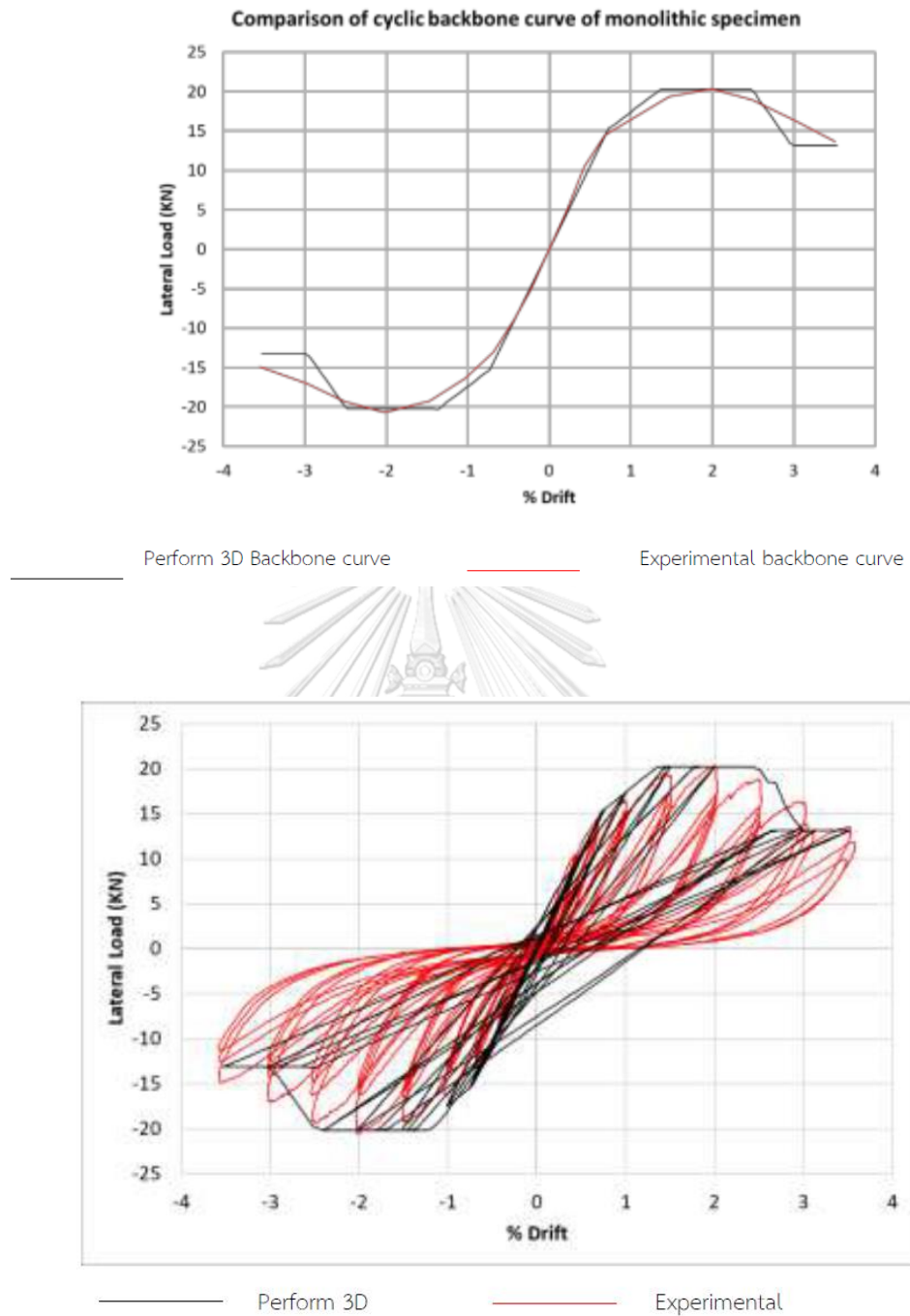
รูปที่ 2.18 ค่าสัดส่วนการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นของแต่ละรอบการทดสอบ cyclic loading test (อมร พิมาณมาศ และคณะ, 2561)

จากนั้นทำการประเมินผลกระทบจากแผ่นดินไหว ของจุดต่อเสา-คานที่กล่าวนำข้างต้นโดยเลือกมา 3 แบบ คือ CS-1, PS-1 และ PS-2 โดยสร้างแบบจำลองโครงสร้างแบบไม่เชิงเส้นในโปรแกรม PERFORM 3D โดยสร้างแบบจำลองเสาและคานให้มีจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) อยู่ที่บริเวณปลายชิ้นส่วนทั้งสองข้างเท่านั้น และจำลองพฤติกรรมของส่วนที่เป็นเสา-คานที่เหลือจะเป็นแบบเส้นตรง (linear elastic)

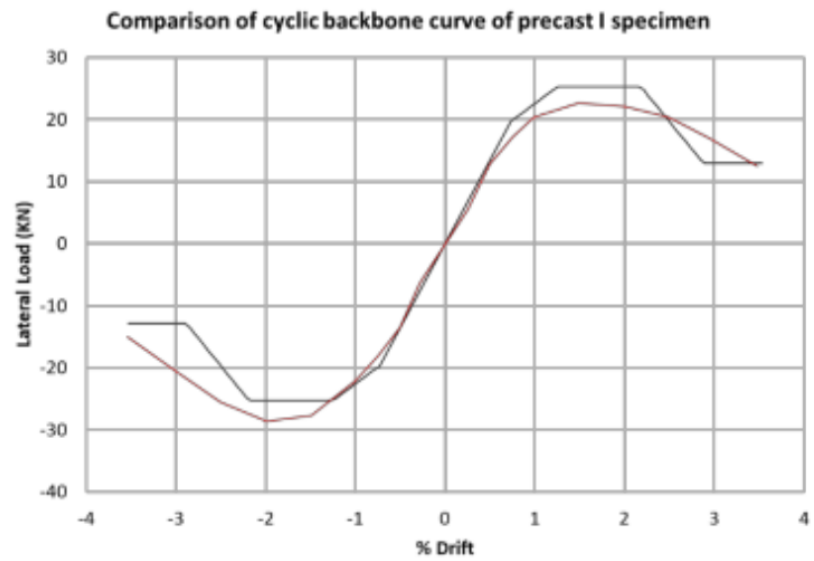
ในส่วนของแบบจำลองจุดต่อเสาและคานเมื่อตรวจสอบลักษณะความเสียหายของแบบจำลองที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการนั้น ความเสียหายที่เกิดขึ้นจะวัดในรูปแบบของแรงเฉือน ดังนั้นคณะวิจัยจึงใช้ rigid link จำนวน 4 ตัวสำหรับการเสียรูปในลักษณะการเฉือน (shear deformation) และมีสปริงแทนโมเมนต์ที่ออกแรงกระทำด้านการเคลื่อนที่ไว้โดยอ้างอิงค่าพารามิเตอร์จากมาตรฐาน ASCE41-13 โดยแบบจำลองโครงสร้างในโปรแกรม PERFORM 3D แสดงดังรูปที่ 2.19 หลังจากนั้นจะถูกปรับแก้ให้สอดคล้องกับผลการทดสอบโครงสร้างในห้องปฏิบัติการ ดังรูปที่ 2.20 ถึง รูปที่ 2.22



รูปที่ 2.19 รูปแบบการทดสอบโครงสร้างจุดต่อเสา-คานคอนกรีตเสริมเหล็กและแบบจำลองในโปรแกรมที่ใช้ในการเปรียบเทียบ (อมร พิมานมาศ และคณะ, 2561)

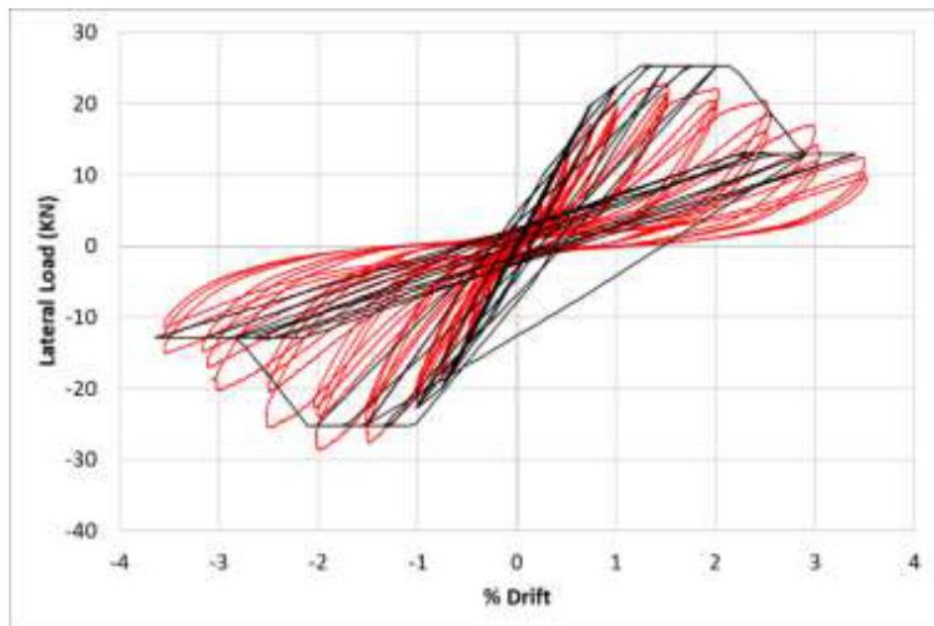


รูปที่ 2.20 ผลการเปรียบเทียบเส้นกรอบ backbone curve และผลการเปรียบเทียบ hysteresis curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน CS-1 (อภิมร พิมานมาศ และคณะ, 2561)



Perform 3D Backbone curve

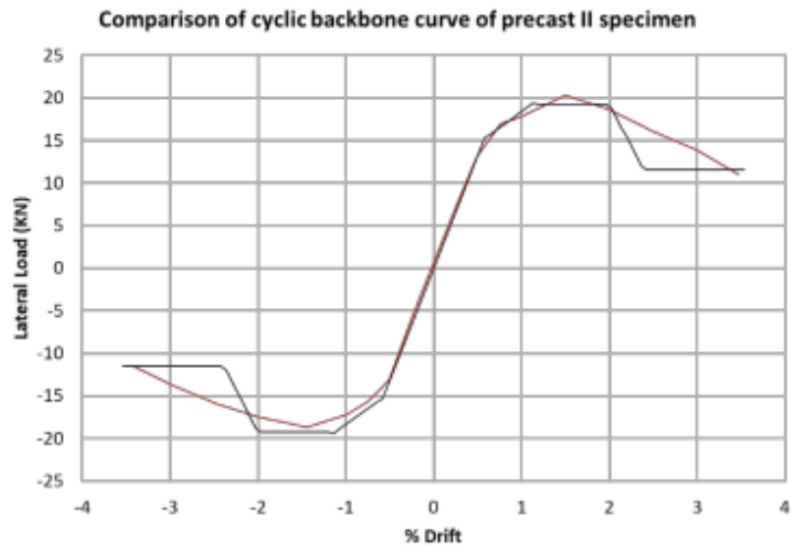
Experimental backbone curve



Perform 3D

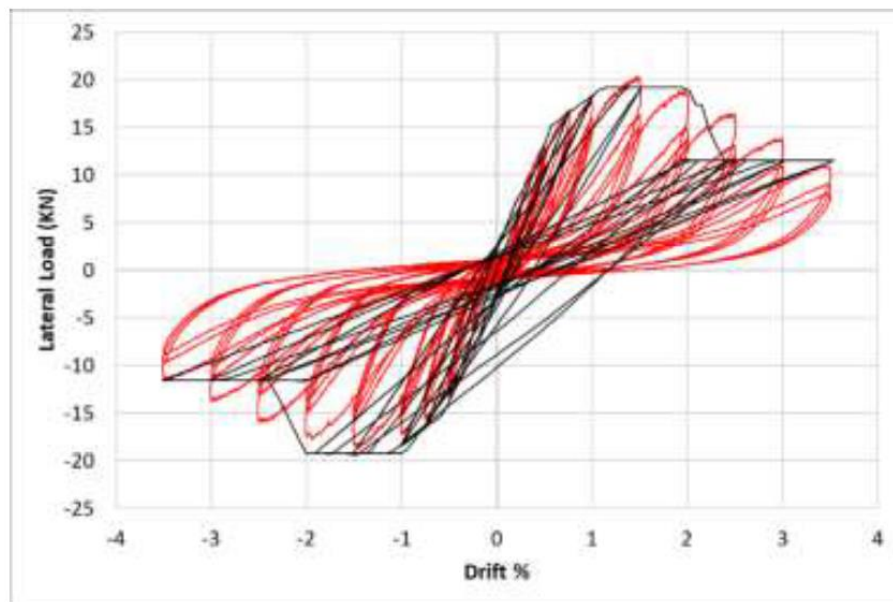
Experimental

รูปที่ 2.21 ผลการเปรียบเทียบเส้นกรอบ backbone curve และผลการเปรียบเทียบ hysteresis curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน PS-1 (อภิมร พิมาณมาศ และคณะ, 2561)



Perform 3D Backbone curve

Experimental backbone curve

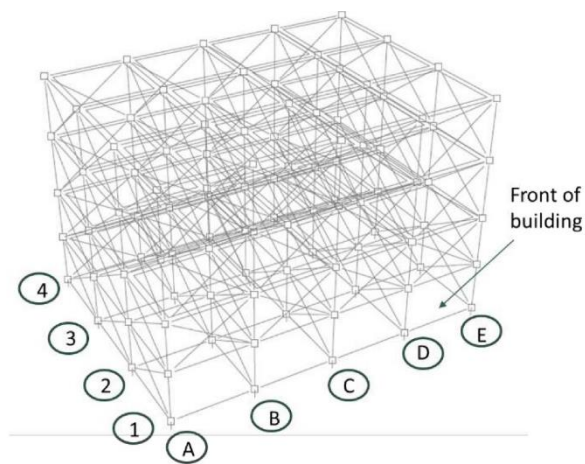


Perform 3D

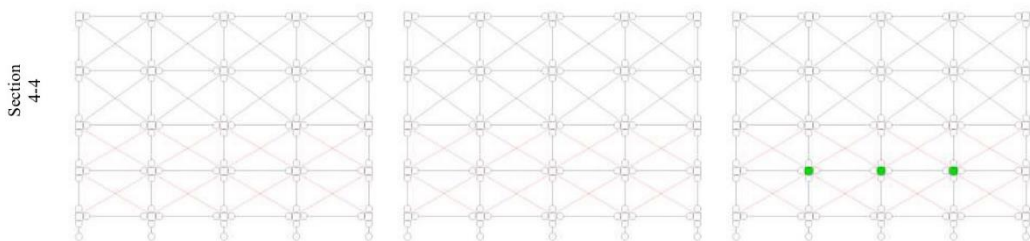
Experimental

รูปที่ 2.22 ผลการเปรียบเทียบเส้นกรอบ backbone curve และผลการเปรียบเทียบ hysteresis curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน PS-2 (อภิมร พิมานมาศ และคณะ, 2561)

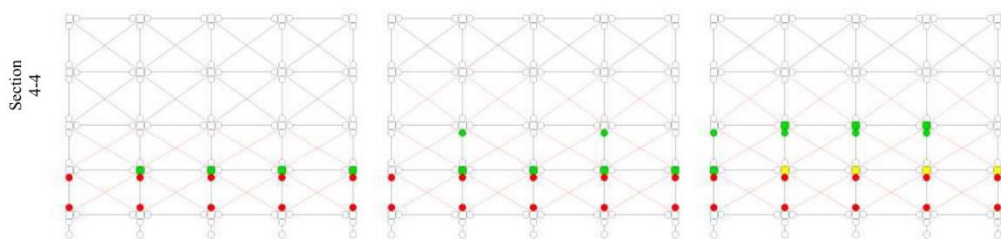
อาคารที่ทำการวิเคราะห์มีลักษณะดังรูปที่ 2.23 และกำหนดตำแหน่งที่ตั้งของอาคารอยู่ที่จังหวัดกรุงเทพและภาคเหนือของประเทศไทยซึ่งแบ่งออกเป็น 2 Site ผลการวิเคราะห์เมื่ออาคารตัวอย่างตั้งอยู่ที่จังหวัดกรุงเทพอาคารทั้งสามยังมีความปลอดภัยโดยพบความเสียหายที่กำแพงอิฐก่อเท่านั้น ดังรูปที่ 2.24 ในส่วนของภาคเหนือจะพบว่า PS-2 มีความเสียหายมากที่สุด ดังรูปที่ 2.25



รูปที่ 2.23 แบบจำลองสามมิติของอาคารตัวอย่าง (อมร พิमानมาศ และคณะ, 2561)

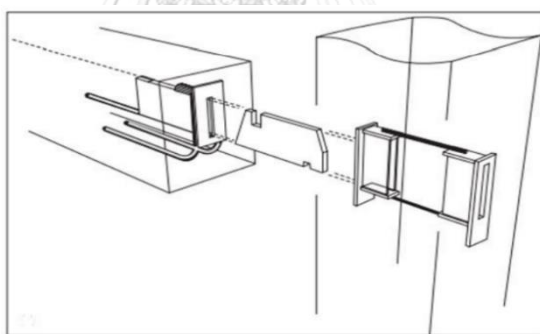


รูปที่ 2.24 รูปแบบความเสียหายของอาคารเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวของอาคารในเขตกรุงเทพมหานคร (อมร พิमानมาศ และคณะ, 2561)

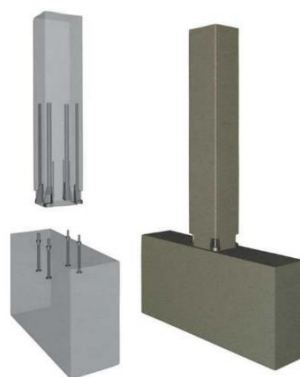


รูปที่ 2.25 รูปแบบความเสียหายของอาคารเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวของอาคารในเขตภาคเหนือ (อมร พิमानมาศ และคณะ, 2561)

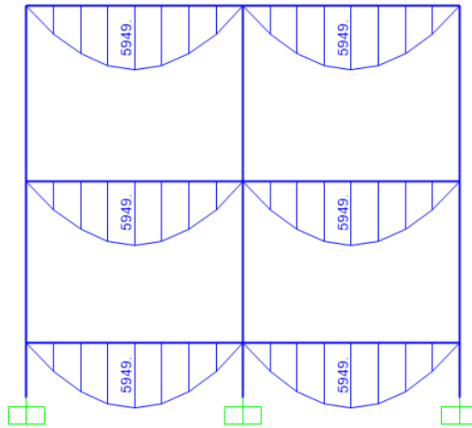
เพทหาย อุดมการเกษตร และคณะ (2560) ได้ศึกษาระบบการก่อสร้างโดยใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จระบบเสากับคานที่มีจุดต่อแบบหมุน (pin connection) ที่ถูกใช้ในการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัยขนาดเล็ก โดยที่รอยต่อระหว่างเสา-คานเป็นรอยต่อแบบช่องเหล็กประกบแบบเลื่อนได้ (sliding steel socket) ดังรูปที่ 2.26 และรอยต่อระหว่างเสาและเสาเป็นรอยต่อแบบสลักเกลียว (bolt connection) ดังรูปที่ 2.27 โดยอาคารตัวอย่างเป็นอาคารที่อาศัยจำนวน 2 ชั้นที่มีความยาวคานขนาด 4 เมตรและ 6 เมตร โดยศึกษาการออกแบบและวิเคราะห์พฤติกรรมการถ่ายแรงในจุดต่อของชิ้นส่วนสำเร็จรูประบบเสาคาน และศึกษาการออกแบบชิ้นส่วนเสาและคาน โดยวิธีกำลัง (Ultimate Strength Design, USD) และเนื่องจากจุดต่อไม่มีการถ่ายโมเมนต์ จึงมีการใช้ระบบคอนกรีตอัดแรง (prestressed concrete design) ในการออกแบบคานสำเร็จรูปภายใต้มาตรฐาน ACI 318-14 โดยวิเคราะห์โครงสร้างในโปรแกรม SAP2000 สำหรับการคำนวณหาแรงภายใน เช่นโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแนวแกน เป็นต้น ผลการวิเคราะห์ดังรูปที่ 2.28 ถึงรูปที่ 2.31 โดยแบ่งประเภทที่มีจุดต่อระหว่างเสาและคานแบบยึดแน่น และ จุดยึดหมุนจะให้ลักษณะของแรงภายในที่เกิดขึ้นแตกต่างกัน



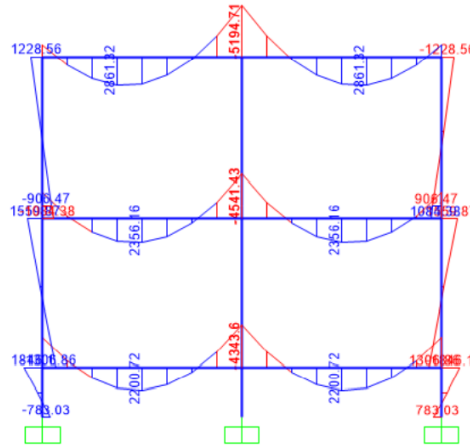
รูปที่ 2.26 จุดต่อแบบแผ่นเกี่ยวแบบเลื่อน (Elliott, 2002)



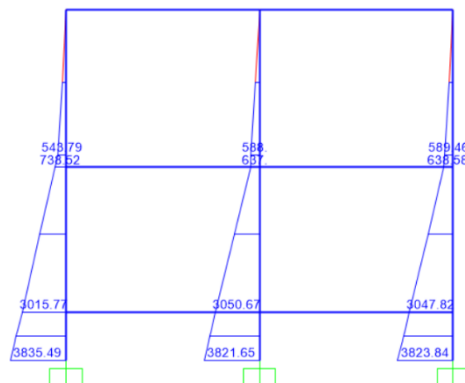
รูปที่ 2.27 จุดต่อแบบสลักเกลียว (Dhaka, 2014)



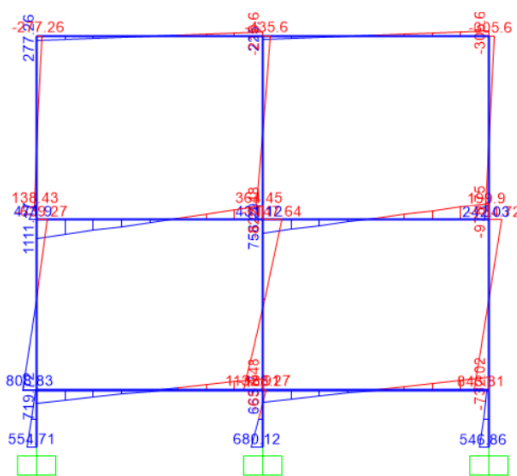
รูปที่ 2.28 โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นที่คานเมื่อจุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบยึดหมุน (เพทาย
อุดมการณ์เกษตร และคณะ, 2560)



รูปที่ 2.29 โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นที่คานเมื่อจุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบยึดแน่น (เพทาย
อุดมการณ์เกษตร และคณะ, 2560)



รูปที่ 2.30 โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นที่เสาเมื่อจุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบยึดหมุน (เพทาย
อุดมการณ์เกษตร และคณะ, 2560)



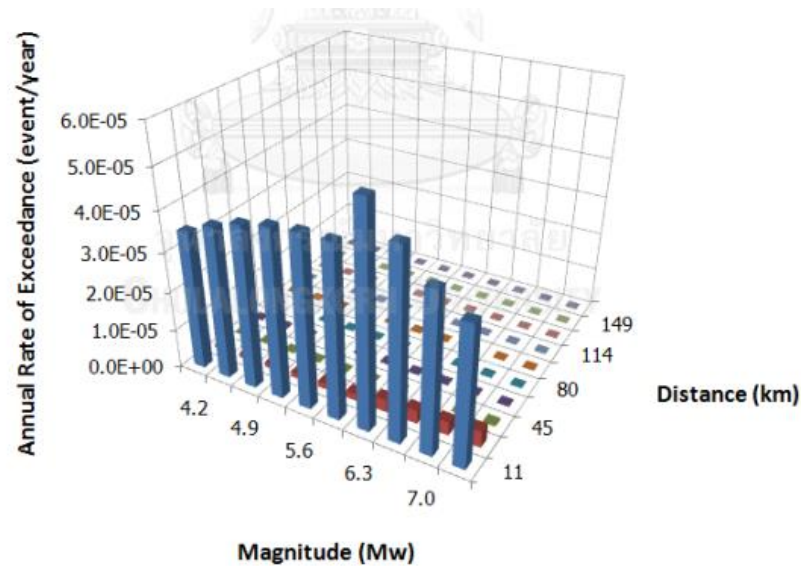
รูปที่ 2.31 โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นที่เสาเมื่อจุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบยึดแน่น (เพทาย อุตมการณ์เกษร และคณะ, 2560)

2.5.2 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา

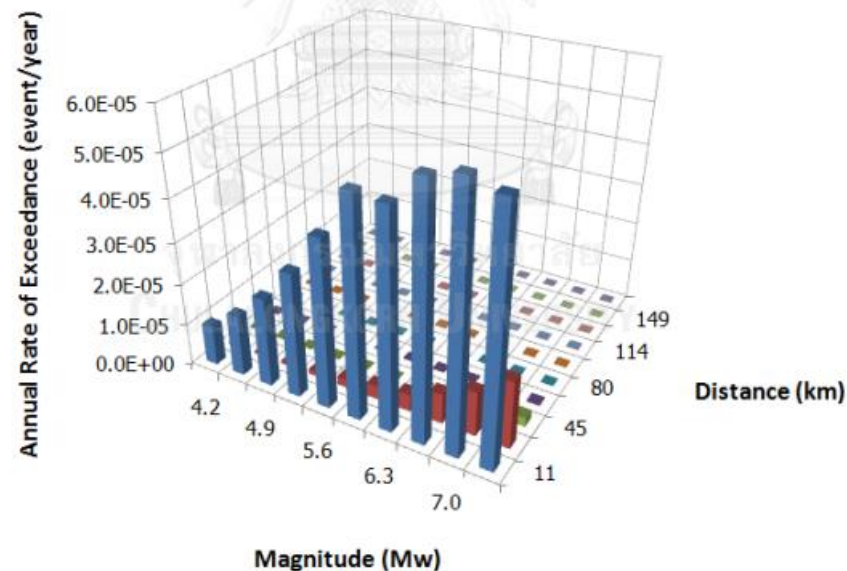
ภควัสน์ มินชัยนันท์ (2555) ได้ศึกษาข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่จะสามารถนำไปกระทำต่อโครงสร้างด้วยวิธีการเชิงพลศาสตร์แบบประวัติเวลาเพื่อให้สามารถออกแบบอาคารให้ทนต่อแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในพื้นที่ภาคเหนือและจังหวัดกาญจนบุรี ข้อมูลที่ใช้ศึกษาอ้างอิงเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจากแฟ้มข้อมูลฮาร์วาร์ด (Harvard Central Moment Tensor Catalog) โดยการรวบรวมข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวนั้นจำเป็นต้องทราบวัน เวลา ตำแหน่งและขนาดของเหตุการณ์แผ่นดินไหวเพื่อที่จะได้รวบรวมข้อมูลจากสำนักเฝ้าระวังแผ่นดินไหว กรมอุตุนิยมวิทยา กรุงเทพมหานคร ตามเหตุการณ์ที่ได้อ้างอิงจากแฟ้มข้อมูล ซึ่งเป็นข้อมูลที่ตรวจวัดได้โดยระบบเครือข่ายสถานีตรวจวัดแผ่นดินไหวระบบใหม่ระยะที่ 1 และระบบเครือข่ายสถานีตรวจวัดแผ่นดินไหวระบบใหม่ระยะที่ 2

ตามมาตรฐาน มยผ.1302-52 โครงสร้างจะต้องสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้โดยมีการตอบสนองอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เมื่อโครงสร้างได้รับการสั่นสะเทือนจากคลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับลักษณะเหตุการณ์ที่มีขนาดแผ่นดินไหวและระยะห่างจากจุดกำเนิดและที่ตั้งอาคารอยู่ในกรณีที่มีความน่าจะเป็นมากที่สุด (most probable scenario) การแยกแยะความเสี่ยงภัยจากเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ โดยพิจารณาความเร่งสูงสุดของพื้นดินโดยมีโอกาสที่จะเกิดความเร่งเกินค่า 0.417 g เท่ากับ 2% ในช่วงเวลา 50 ปี โซน E ดังรูปที่ 2.32 และพิจารณาความเร่งเชิงสเปกตรัม

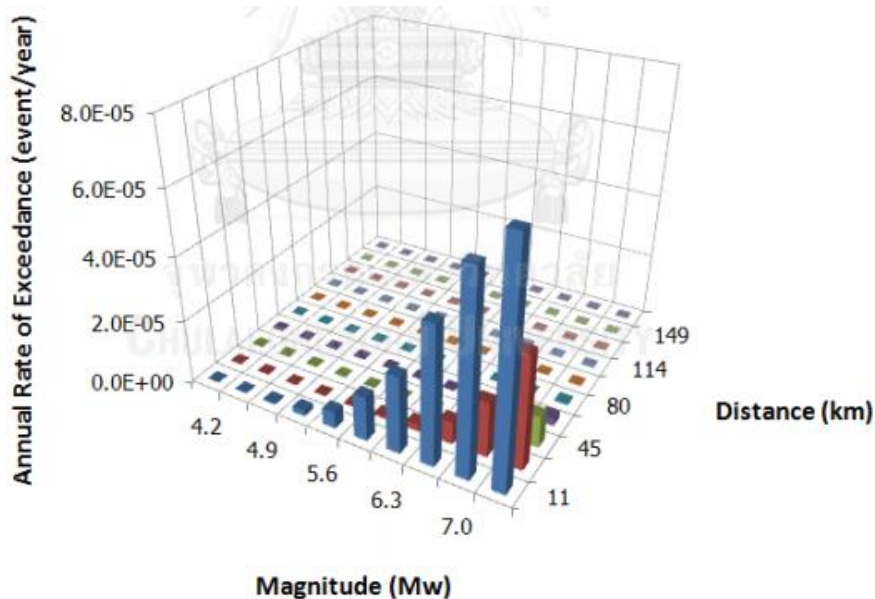
ที่คาบการสั่นไหว 0.2 วินาที ดังรูปที่ 2.33 และพิจารณาความเร่งเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่นไหว 1 วินาที ดังรูปที่ 2.34



รูปที่ 2.32 ผลการแยกแยะความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ พิจารณาความเร่งสูงสุดของพื้นดินโดยมีโอกาที่จะเกิดความเร่งเกินค่า $0.417g$ เท่ากับ 2% ในช่วงเวลา 50 ปี โซน E (ภควิสน์ มินชัยนันท์, 2555)



รูปที่ 2.33 ผลการแยกแยะความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ พิจารณาความเร่งสเปกตรัมที่คาบการสั่นไหว 0.2 วินาที โดยมีความเร่งเกินค่า $1.0g$ เท่ากับ 2% ในช่วงเวลา 50 ปี โซน E (ภควิสน์ มินชัยนันท์, 2555)



รูปที่ 2.34 ผลการแยกแยะความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ พิจารณาความเร่งสเปกตรัมที่คาบการสั่นไหว 1 วินาที โดยมีโอกาสที่จะเกิดความเร่งเกินค่า $0.314g$ เท่ากับ 2% ในช่วงเวลา 50 ปี โซน E (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555)

จากตารางที่ 2.3 ถึงตารางที่ 2.5 แสดงถึงความเร่งในแนวราบสูงสุดบนชั้นหินโดยความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเร่งเกินค่าในตารางเท่ากับ 2% ในช่วงเวลา 50 ปี ขนาดแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบทำให้การสั่นไหวของพื้นดินมีความรุนแรงตามแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวซึ่งมีความน่าจะเป็นที่จะเกิดขึ้น 2% ในช่วงเวลา 50 ปี และระยะทางของแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบให้การสั่นไหวของพื้นดินมีความรุนแรงตามแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวซึ่งมีความน่าจะเป็นที่จะเกิดขึ้น 2% ในช่วงเวลา 50 ปี ที่ กทม. และอำเภอเมือง จังหวัดต่างๆในตาราง ตามลำดับ

ตารางที่ 2.3 ความเร่งในแนวราบสูงสุดบนชั้นหินโดยความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเร่งเกินค่าในตารางเท่ากับ 2% ในช่วงเวลา 50 ปี และโซนของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่สามารถส่งผลกระทบต่อ กทม. และ อ.เมือง จังหวัดต่างๆ (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555)

จังหวัด	PGA		0.2 วินาที		1 วินาที	
	PHA (g)	โซน	PHA (g)	โซน	PHA (g)	โซน
กรุงเทพมหานคร	0.043	J	0.116	J	0.044	J
เชียงใหม่	0.417	E	0.999	E	0.314	E
เชียงราย	0.399	E	0.946	E	0.292	E
กาญจนบุรี	0.293	J	0.665	J	0.171	J
ลำปาง	0.299	I	0.656	I	0.161	E (21%) I (79%)
ลำพูน	0.391	E	0.937	E	0.296	E
แม่ฮ่องสอน	0.365	E (43%) F (57%)	0.842	E (56%) F (44%)	0.249	E (86%) F (14%)
น่าน	0.288	I	0.635	I	0.144	I
พะเยา	0.288	I	0.634	I	0.152	E (14%) I (86%)
แพร่	0.301	I	0.660	I	0.147	I
ตาก	0.283	I (85%) J (15%)	0.636	I (79%) J (19%)	0.167	E (17%) I (49%) J (34%)
อุตรดิตถ์	0.292	I	0.643	I	0.145	I

ตารางที่ 2.4 ขนาดแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบทำให้การสั่นไหวของพื้นดินมีความรุนแรงตามแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวซึ่งมีความน่าจะเป็นที่จะเกิดขึ้น 2% ในช่วงเวลา 50 ปีที่ กทม. และ อ.เมือง จังหวัดต่างๆ (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555)

จังหวัด	Magnitude (Mw)		
	PGA	0.2 วินาที	1 วินาที
กรุงเทพมหานคร	6.3 – 7.3	6.3 – 7.3	6.6 – 7.3
เชียงใหม่	4.9 – 7.0	5.6 – 7.3	6.6 – 7.3
เชียงราย	4.5 – 7.0	4.9 – 7.3	6.3 – 7.3
กาญจนบุรี	4.2 – 6.3	4.5 – 7.0	6.3 – 7.3
ลำปาง	4.2 – 6.3	4.2 – 5.9	5.9 – 7.3
ลำพูน	4.9 – 7.0	5.6 – 7.3	6.6 – 7.3
แม่ฮ่องสอน	4.2 – 7.3	4.2 – 7.3	5.4 – 7.3
น่าน	4.2 – 5.6	4.2 – 6.3	5.6 – 7.3
พะเยา	4.2 – 5.6	4.2 – 6.3	5.6 – 7.3
แพร่	4.2 – 6.3	4.2 – 5.9	5.6 – 7.3
ตาก	4.2 – 7.3	4.2 – 7.3	5.9 – 7.3
อุตรดิตถ์	4.2 – 5.9	4.2 – 7.0	5.6 – 7.3

ตารางที่ 2.5 ระยะทางของแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อให้การสั่นไหวของพื้นดินมีความรุนแรงตามแผ่นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวซึ่งมีความน่าจะเป็นที่จะเกิดขึ้น 2% ในช่วงเวลา 50 ปีที่ กทม. และ อ.เมือง จังหวัดต่างๆ (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555)

จังหวัด	Distance (km)		
	PGA	0.2 วินาที	1 วินาที
กรุงเทพมหานคร	71 – 114	71 – 124	71 – 114
เชียงใหม่	0 – 11	0 – 11	0 – 28
เชียงราย	0 – 9	0 – 9	0 – 23
กาญจนบุรี	0 – 16	0 – 16	0 – 38
ลำปาง	0 – 7	0 – 20	0 – 74
ลำพูน	0 – 12	0 – 12	0 – 30
แม่ฮ่องสอน	0 – 16	0 – 16	0 – 32
น่าน	0 – 18	0 – 18	0 – 38
พะเยา	0 – 18	0 – 18	0 – 100
แพร่	0 – 7	0 – 20	0 – 32
ตาก	0 – 16	0 – 28	0 – 67
อุตรดิตถ์	0 – 10	0 – 10	0 – 37

จากนั้นทำการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดในภาคเหนือและกาญจนบุรี โดยหลังจากที่หาลักษณะเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อความเสี่ยงภัยมากที่สุดที่ตำแหน่งที่ตั้งอาคารที่กำลังพิจารณา โดยการกำหนดขนาดแผ่นดินไหวและระยะห่างจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวโดยผู้วิจัยได้คัดเลือกคลื่นจากฐานข้อมูลอัตราเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวของศูนย์วิจัยด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวแห่งแปซิฟิก (Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER) ดังนี้ สำหรับจังหวัดในภาคเหนือ ได้แก่จังหวัด เชียงใหม่ เชียงราย ลำปาง ลำพูน แม่ฮ่องสอน น่าน พะเยา แพร่ ตาก และอุตรดิตถ์ รวมทั้งกาญจนบุรี สมมติให้เป็นชั้นดินแข็งปานกลาง (site class D) มีค่าความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ยในช่วง 30 เมตร จากผิวดิน (shear wave velocity, V_{s30}) ประมาณ 180 ถึง 360 เมตรต่อวินาที และได้กำหนดคุณลักษณะแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวประมาณ 5.6 ถึง 7.3 และระยะห่างแผ่นดินไหวประมาณ 0 ถึง 16 กิโลเมตร โดยการคัดเลือกคลื่นจะคำนึงถึงรูปร่างสเปกตรัมให้สอดคล้องกับ มยผ.1302-52 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2552) ดังตารางที่ 2.6

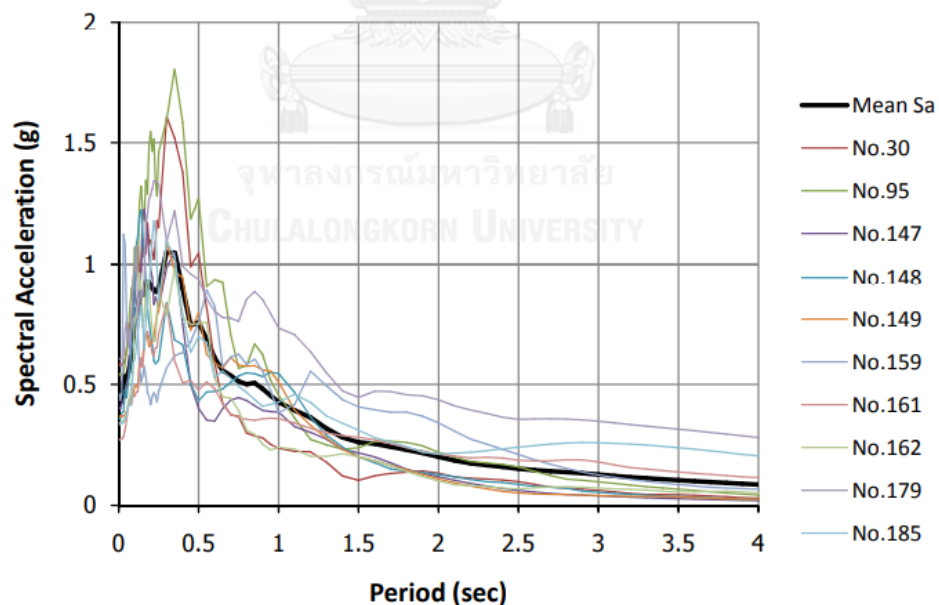
ตารางที่ 2.6 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลาสำหรับ เชียงใหม่ เชียงราย ลำพูน และแม่ฮ่องสอน (ภควัฒน์ มินชัยนันท์, 2555)

NGA No.	Event	Year	Station	Mw	R (km)	Vs30 (m/s)
30	Parkfield	1966	Cholame-Shandon Array #5	6.19	9.6	290
95	Managua-Nicaragua-01	1972	Managua-ESSO	6.24	4.1	289
147	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #2	5.74	9.0	271
148	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #3	5.74	7.4	350
149	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #4	5.74	5.7	222
159	Imperial Valley-06	1979	Agrarias	6.53	0.7	275
161	Imperial Valley-06	1979	Brawley Airport	6.53	10.4	209
162	Imperial Valley-06	1979	Calexico Fire Station	6.53	10.4	231
179	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #4	6.53	7.0	209
185	Imperial Valley-06	1979	Holtville Post Office	6.53	7.7	203

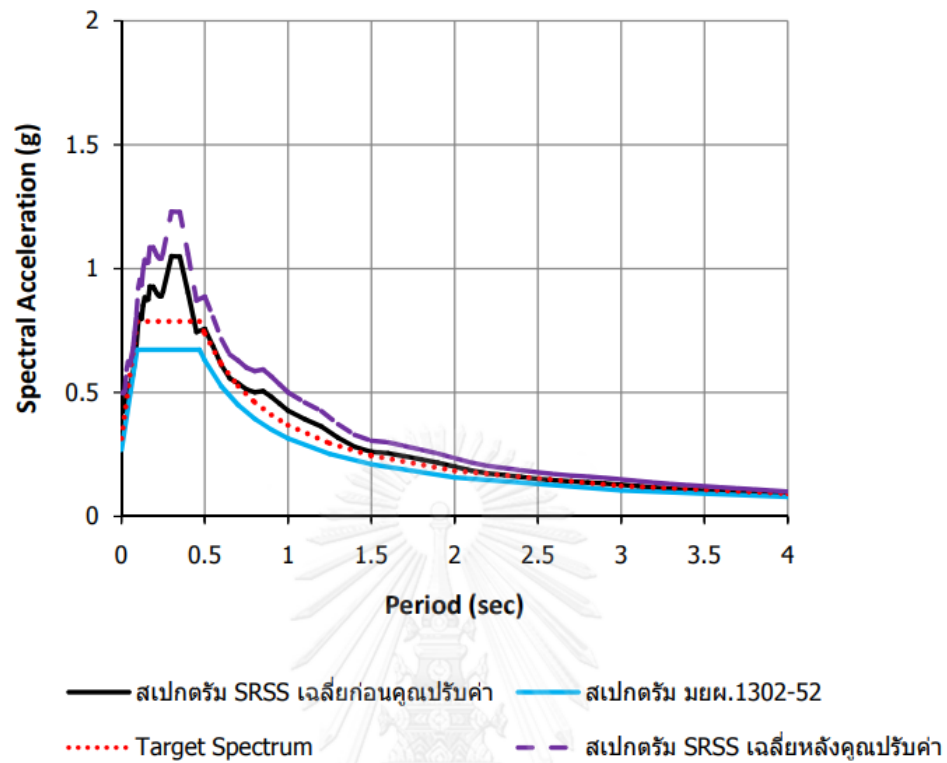
จากนั้นทำการปรับคุณค่าคลื่นแผ่นดินไหวจากคลื่นที่ทำการคัดเลือกมาในขั้นตอนข้างต้น ตามมาตรฐาน มยผ.1302-52 สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างแบบสามมิติ โดยการคำนวณสเปกตรัม ผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวแต่ละทิศทางของข้อมูลคู่หนึ่งๆ จากนั้นจะต้องคำนวณค่าสเปกตรัม SRSS (Square Root of Sum of Square) จากสองทิศทาง โดยทำการคำนวณคาบการสั่นในช่วง 0.2T ถึง 1.5T โดย T คือ คาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง ดังนั้นจะได้หนึ่งสเปกตรัม SRSS สำหรับ ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวในแต่ละคู่ ซึ่งจากชุดข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหว 10 คู่ ดังนั้นจะได้ทั้งหมด 10 สเปกตรัม SRSS จากนั้นนำไปคำนวณค่าเฉลี่ยของสเปกตรัม SRSS ทั้ง 10 ได้ทั้งนี้มาตรฐานกำหนดให้ ต้องคูณปรับค่าจนทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัม SRSS มีค่าไม่น้อยกว่า 1.17 เท่าของสเปกตรัม ผลตอบสนองสำหรับออกแบบ โดยพิจารณาทุกคาบการสั่นในช่วงตั้งแต่ 0 ถึง 4 วินาที ผลการคำนวณ ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของชุดคลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด ที่ยังไม่ได้คูณปรับค่าดังรูปที่ 2.35 และค่าเฉลี่ยเชิงสเปกตรัมที่ถูกคูณปรับค่าไม่น้อยกว่า 1.17 เท่าของสเปกตรัมเชิงตอบสนองสำหรับการออกแบบดังรูปที่ 2.36 และได้สรุปผลตัวคูณปรับค่าสเปกตรัมของจังหวัดในภาคเหนือและ กาญจนบุรีได้ดังตารางที่ 2.7

ตารางที่ 2.7 ค่าของตัวคูณปรับค่าสเปกตรัมสำหรับจังหวัดในภาคเหนือและกาญจนบุรี (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555)

จังหวัด	ค่าของตัวคูณปรับค่า
เชียงใหม่	1.17145
เชียงราย	1.03544
กาญจนบุรี	1.10122
ลำปาง	1.19649
ลำพูน	1.13076
แม่ฮ่องสอน	1.15462
น่าน	1.08490
พะเยา	1.14166
แพร่	1.24392
ตาก	1.01782
อุตรดิตถ์	1.10271



รูปที่ 2.35 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ยังไม่ปรับค่าของชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำพร้อมกัน 2 ทิศทางสำหรับเชียงใหม่ (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555)



รูปที่ 2.36 ค่าเฉลี่ยเชิงสเปกตรัม SRSS ที่ถูกคุณปรับค่าโดยมีค่าไม่น้อยกว่า 1.17 เท่าของสเปกตรัม
 ผลตอบสนองสำหรับการออกแบบสำหรับเชียงใหม่ (ภควัสน์ มินชัยนันท์, 2555)

บทที่ 3 วิธีการดำเนินงาน

3.1 อาคารตัวอย่าง

ในงานวิจัยนี้จะใช้กลุ่มอาคารตัวอย่างเป็นอาคารที่พักอาศัยประเภทบ้านเดี่ยวความสูง 2 ชั้น มีความสูงของเสาตอม่อเท่ากับ 0.45 เมตร เสาชั้นที่ 1 สูง 3.45 เมตร เสาชั้นที่ 2 สูง 3.5 เมตร และเสารับชั้นหลังคาสูง 2.55 เมตรสูงจากฐานรากถึงชั้นดาดฟ้าเท่ากับ 9.95 เมตร มีความกว้าง 9.1 เมตร และยาว 10.2 เมตร โดยมีรูปแปลนฐานราก แปลนคานชั้นที่ 1 แปลนคานชั้นที่ 2 แปลนคานชั้นหลังคาชุดที่ 1 แปลนคานชั้นหลังคาชุดที่ 2 แปลนเสาชั้นที่ 1 แปลนเสาชั้นที่ 2 ดังรูปที่ 3.4 ถึง 3.10 ตามลำดับ ในส่วนของรูปด้านที่ 1 ถึงรูปที่ด้าน 4 ดังรูปที่ 3.11 ถึง รูปที่ 3.12 ตามลำดับ และสามารถดูปริมาณเหล็กเสริมในคานได้ดังตารางที่ 3.1 สำหรับการเสริมเหล็กในเสาจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วนคือ ช่วงความยาว 800 มม.จากโคนเสาจะมีเหล็กเสริมพิเศษเพิ่มเติมจากเหล็กเสริมตามแนวยาวปกติ ดังตารางที่ 3.2

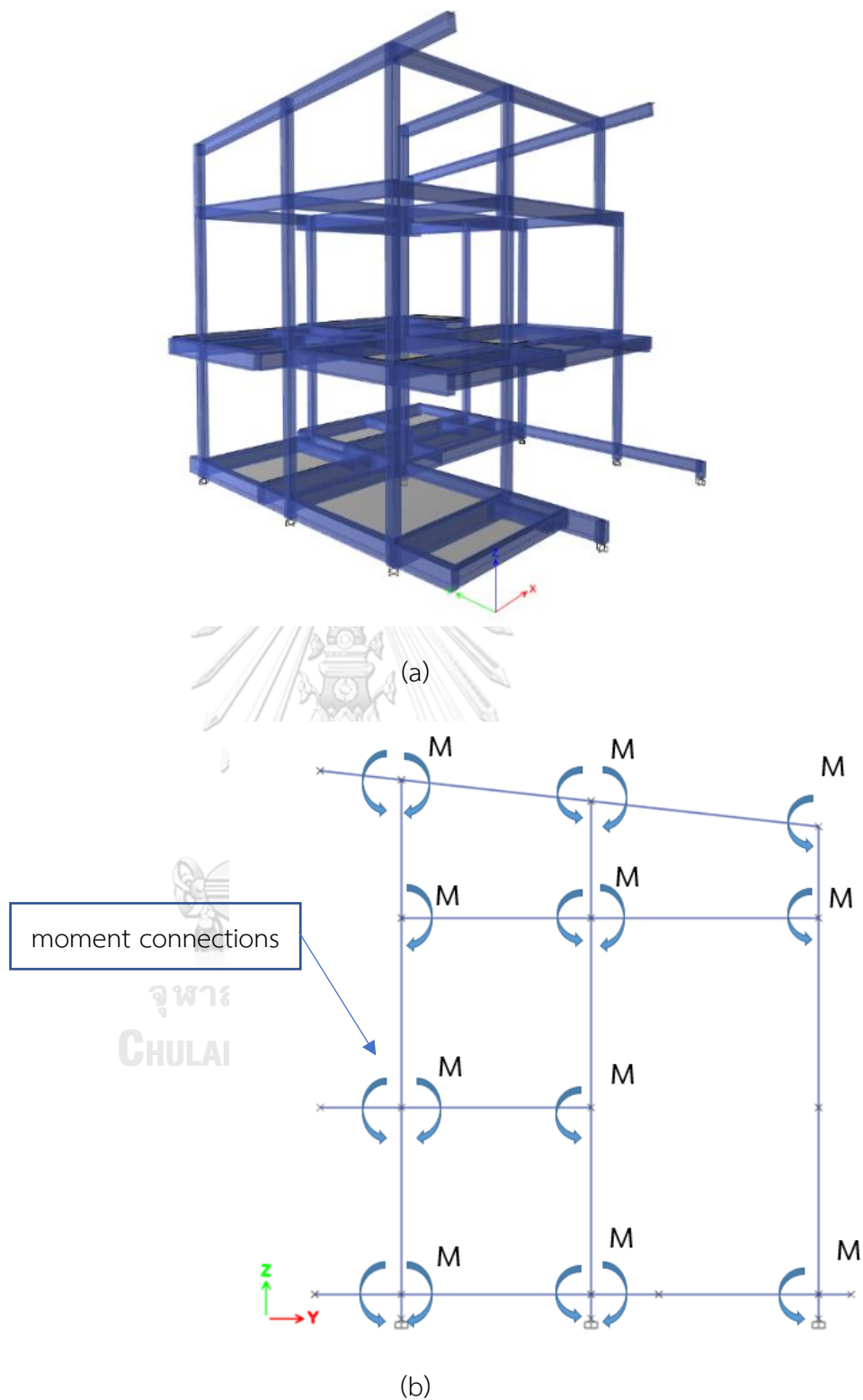
โดยในงานวิจัยนี้จะทำการเปรียบเทียบการความสามารถของการต้านทานการสั่นสะเทือน และประเมินความเสียหายเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง โดยแบ่งประเภทตามระบบการก่อสร้าง ทั้งหมด 3 แบบ โดยทั้ง 3 แบบอาจจะมีน้ำหนักแตกต่างกันเล็กน้อยดังนี้

- แบบที่ 1 จำลองให้วิธีการก่อสร้างเป็นระบบคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ เดิมคานในอาคารตัวอย่างเป็นระบบหล่อสำเร็จซึ่งรายละเอียดเหล็กเสริมในคานของอาคารตัวอย่างเป็นการเสริมลวดอัดแรง (prestressing wire) โดยถูกออกแบบให้รับเพียงโมเมนต์บวกจากแรงในแนวตั้ง (gravity load) ดังนั้นจึงทำการออกแบบเหล็กเสริมในโครงสร้างใหม่จากชุดการรวมผล 1.4D+1.7L ซึ่งเป็นที่นิยมใช้ในการออกแบบโครงสร้างบ้านพักอาศัยทั่วไป มีรายละเอียดการเสริมเหล็กในภาคผนวก ก สำหรับจุดต่อบริเวณคานและเสาจะถูกหล่อเป็นเนื้อเดียวกันแบบ rigid joint โดยใช้อ้างอิงสำหรับเปรียบเทียบกับอาคารรูปแบบอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.1 โดยเรียกอาคารนี้ว่า อาคาร CIP (cast-in-place building)
- แบบที่ 2 จำลองให้วิธีก่อสร้างเป็นระบบคานและเสาคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีจุดต่อระหว่างคานและเสาแบบขอกเกี่ยวเป็นแบบยึดหมุน (pin joint) ดังนั้นที่บริเวณจุดต่อคานและเสาจะไม่ถูกหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน และมีส่วนของคานที่ยื่นออกจากเสาที่อยู่ริมตัวอาคารเพื่อรับโครงสร้างพื้นที่ยื่นออกมา คานที่ยื่นออกมาจะถูกหล่อคอนกรีตเป็นเนื้อเดียวกันกับช่วงคานด้านใน แต่เสาจะถูกแบ่งออกเป็นส่วนที่อยู่ใต้และเหนือคานส่วนที่ยื่นออก ที่จุดต่อบริเวณนี้

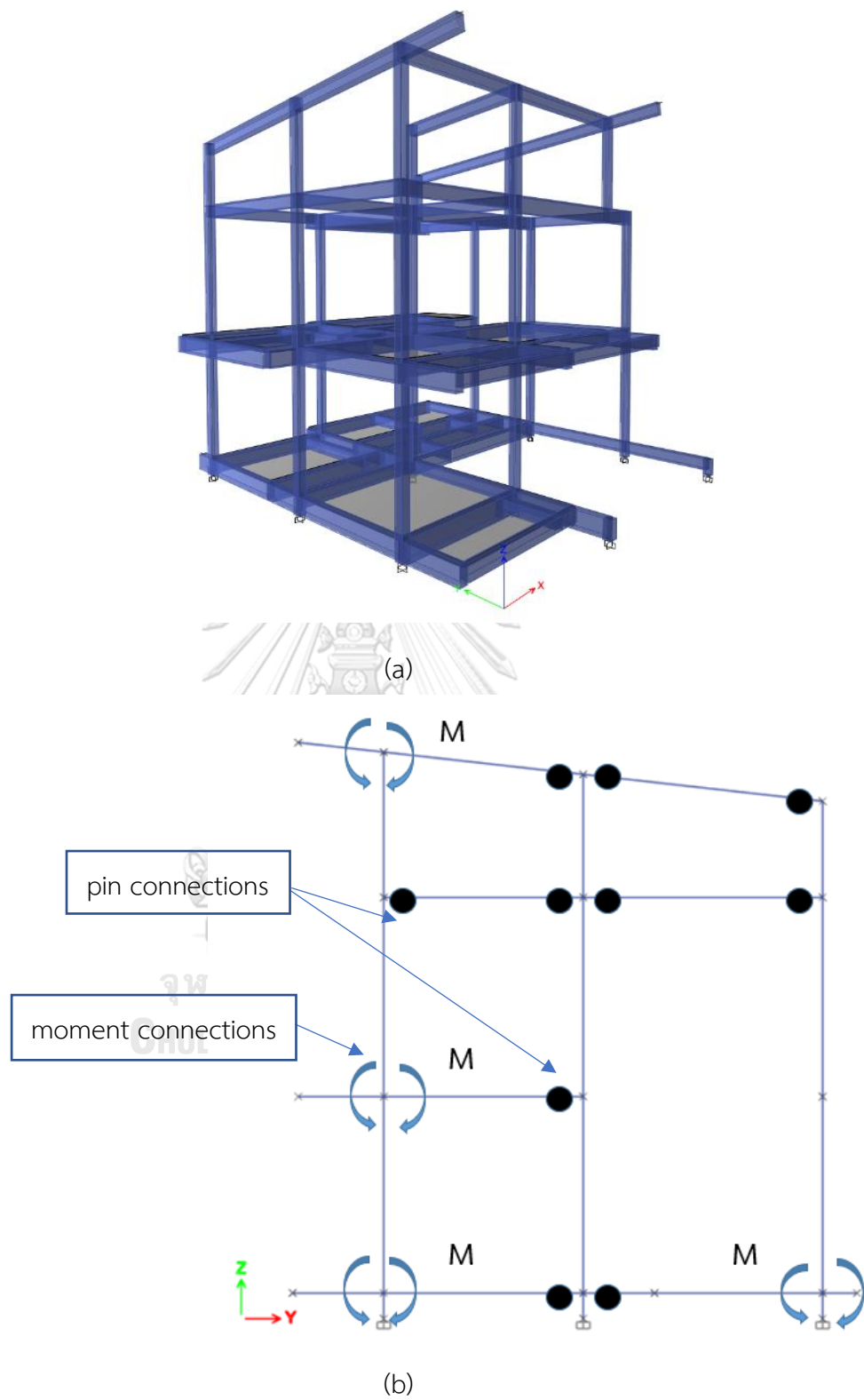
จะมีการเชื่อมต่อและฝังเหล็กเสริมเข้าไปในคานและเสา ทำให้ส่งถ่ายโมเมนต์ระหว่างเสาและคานได้ซึ่งจะส่งผลต่อพฤติกรรมของอาคารที่บางจุดต่อระหว่างเสากับคานมีลักษณะคล้ายโครงข้อแข็ง บางจุดต่อเป็นแบบยึดหมุนที่ปลายคาน ดังแสดงในรูปที่ 3.2 โดยจะเรียกอาคารนี้ว่า อาคาร PCB (precast building with cantilevered beams)

- แบบที่ 3 จำลองให้วิธีก่อสร้างเป็นระบบคานและเสาคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีจุดต่อระหว่างคานและเสาแบบขอกเกี่ยว เช่นเดียวกับอาคารแบบที่ 2 ดังที่กล่าวมาข้างต้น และทำการเพิ่มเสาค้ำยันที่มีปลายทั้งสองเป็นแบบยึดหมุนตรงตำแหน่งที่เคยเป็นปลายของคานยื่น ซึ่งจะส่งผลให้พฤติกรรมของอาคารโดยรวมเป็นแบบเสายื่นจากฐานรากโดยคานมาเชื่อมต่อแบบยึดหมุน (cantilevered column system) โดยคานที่มาเชื่อมที่บริเวณจุดต่อจะถ่ายเพียงแรงเฉือน และแรงตามแนวแกน ลงสู่เสาแบบยึดหมุน (pin joint) เท่านั้น ดังแสดงในรูปที่ 3.3 โดยจะเรียกอาคารนี้ว่า อาคาร PCNB (precast building with no cantilevered beams)

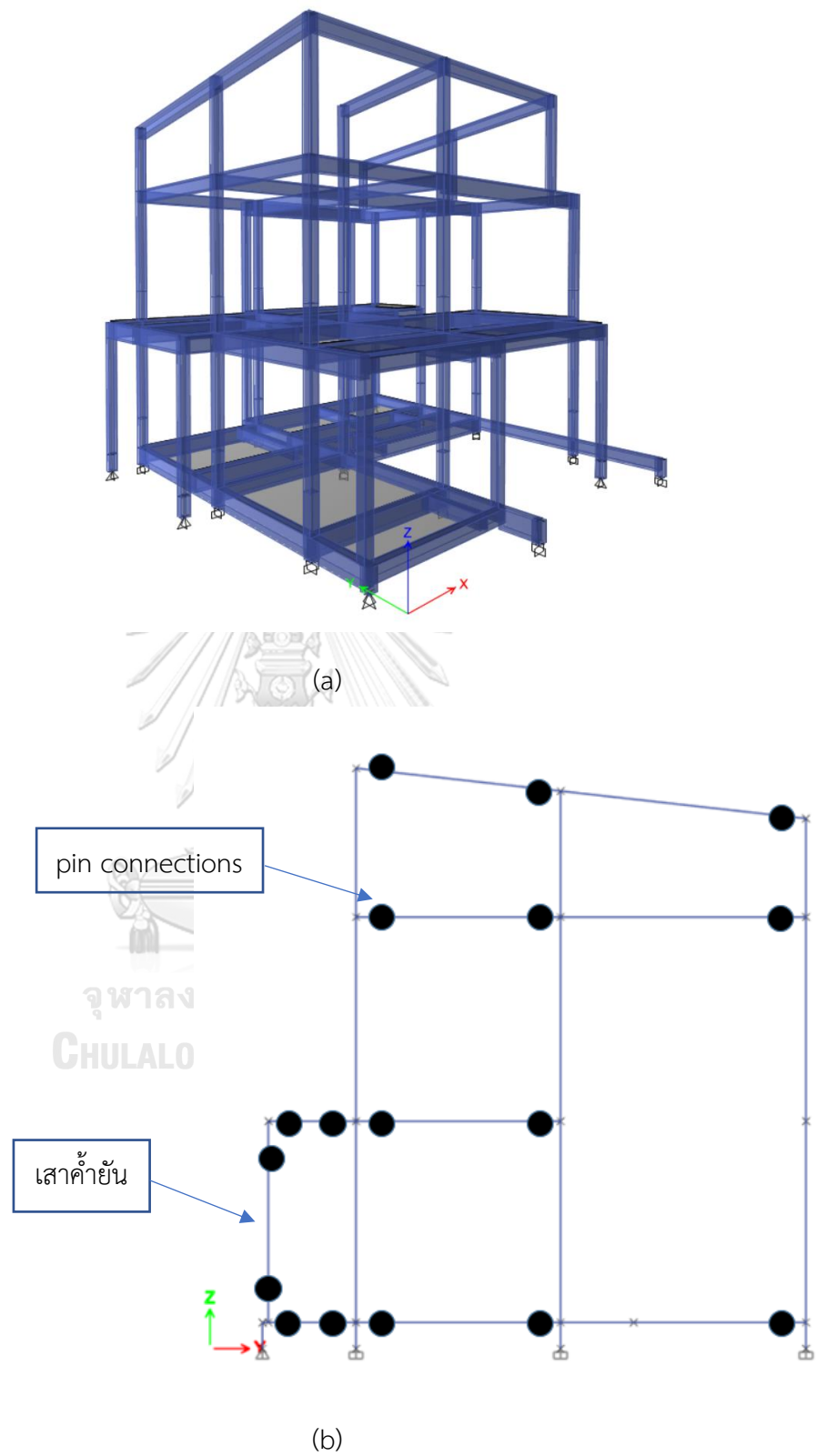




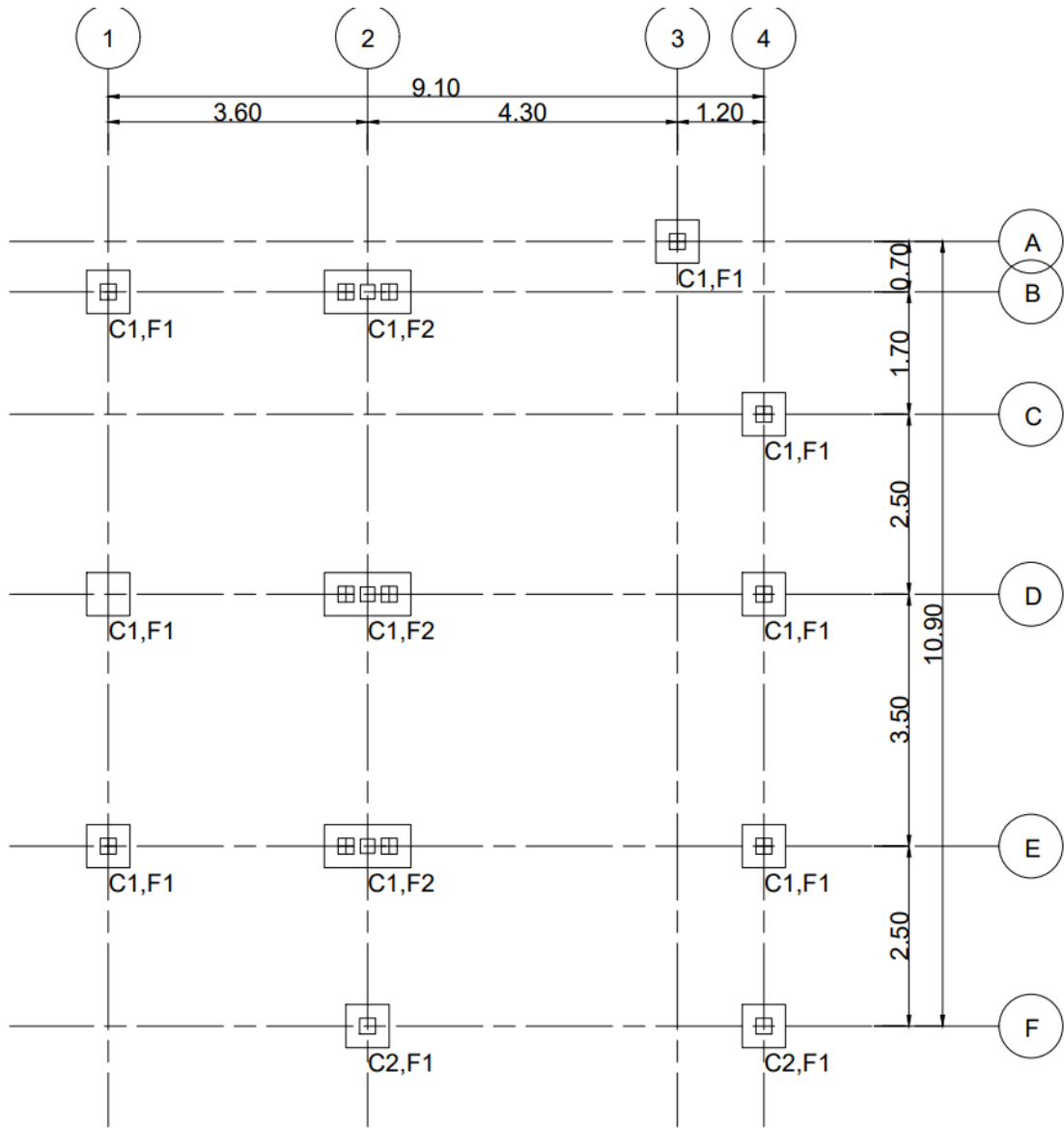
รูปที่ 3.1 แบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP) (a) แบบจำลอง 3 มิติ (b) รูปตัด แสดงจุดต่อเสา-คาน



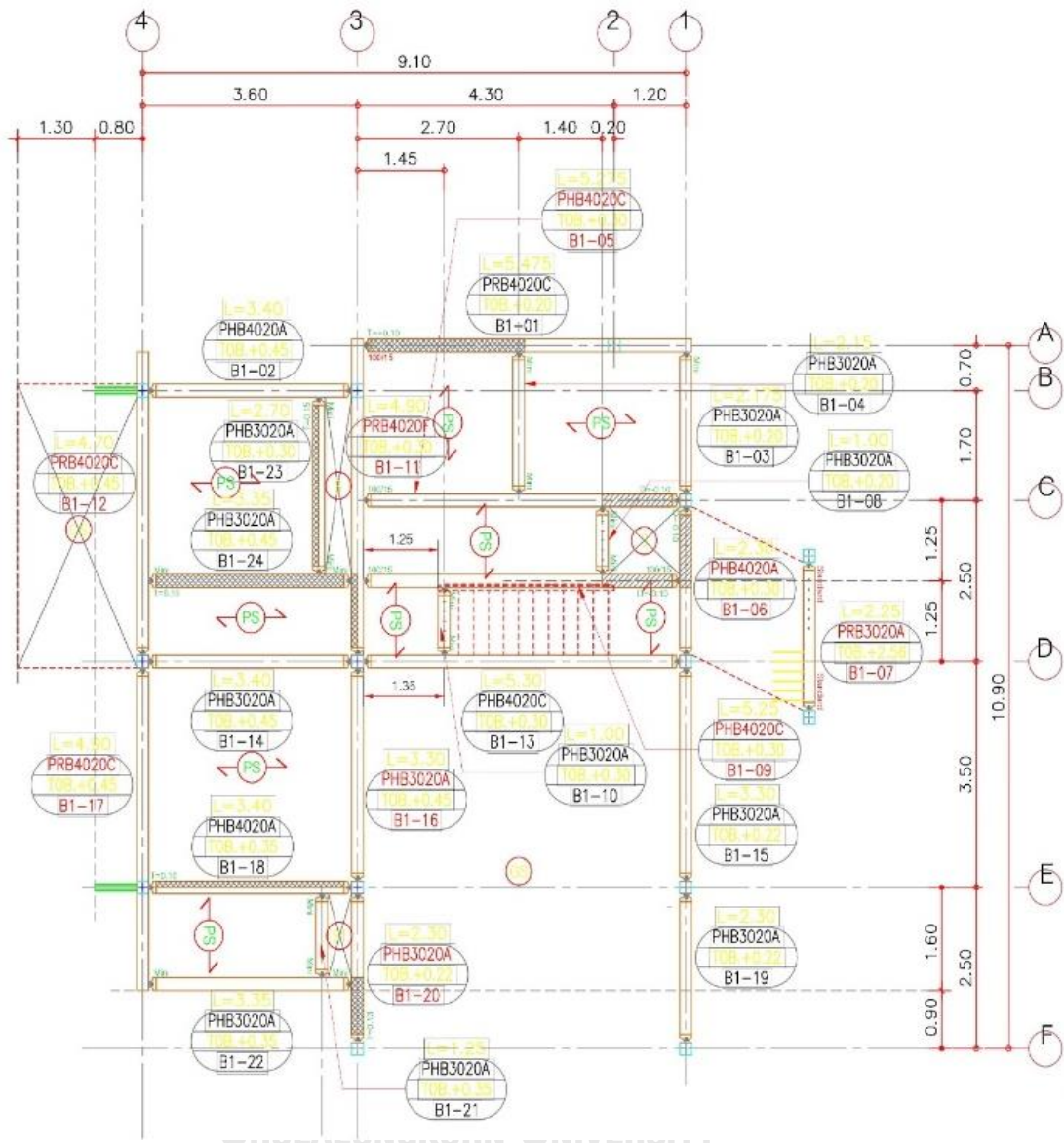
รูปที่ 3.2 แบบจำลองอาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB) (a) แบบจำลอง 3 มิติ (b) รูปตัดแสดงจุดต่อเสา-คาน



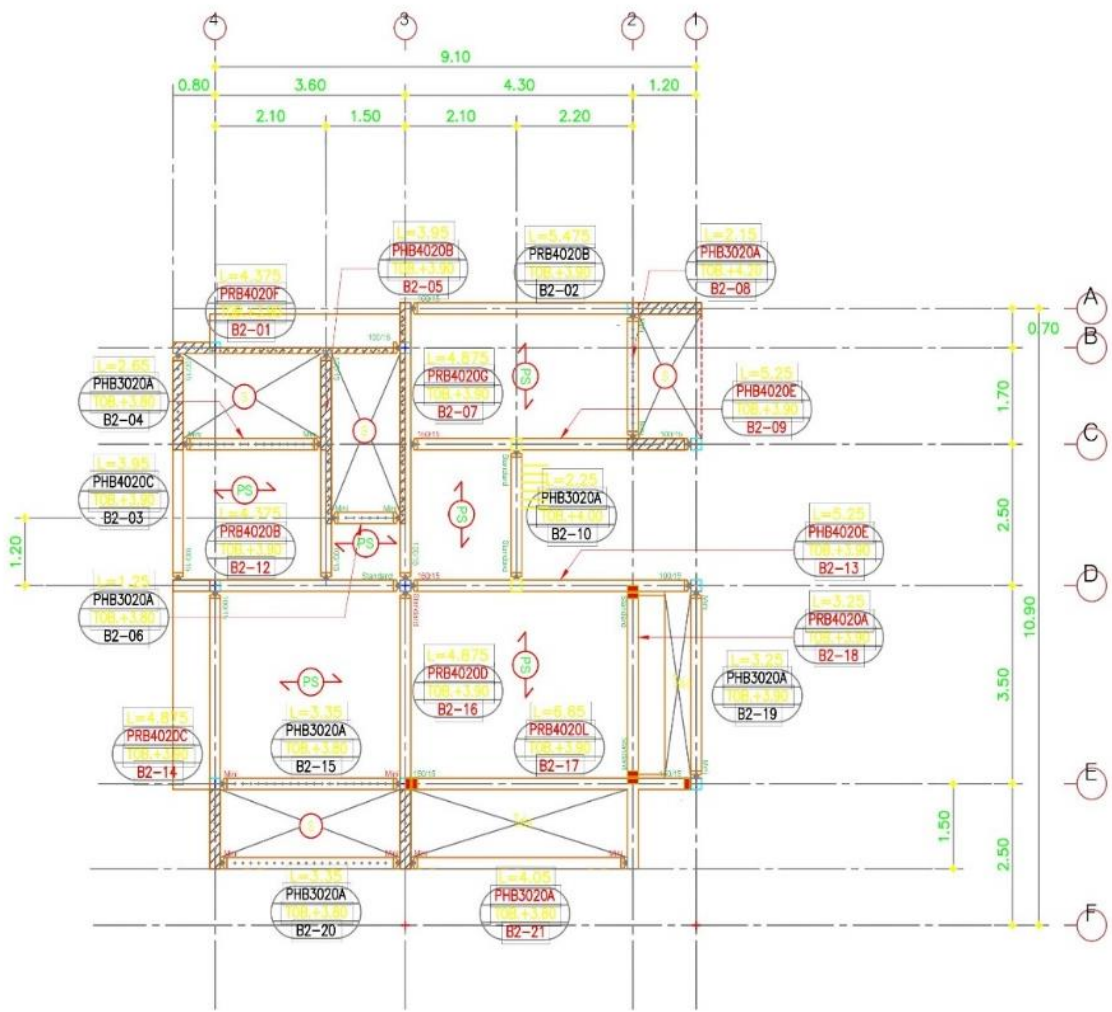
รูปที่ 3.3 แบบจำลองอาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่พิจารณาคานยื่น (PCNB) (a) แบบจำลอง 3 มิติ
(b) รูปตัดแสดงจุดต่อเสา-คาน



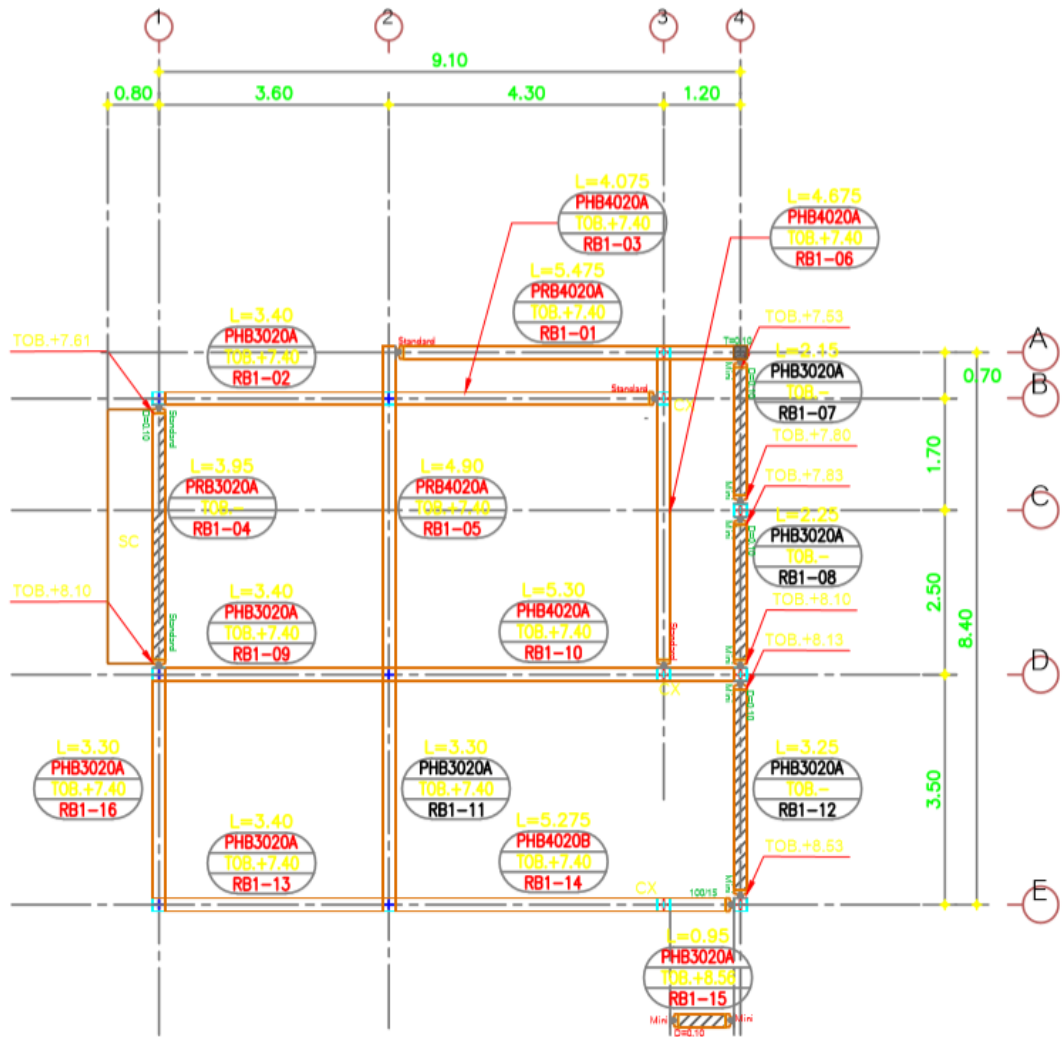
รูปที่ 3.4 แปลนฐานราก



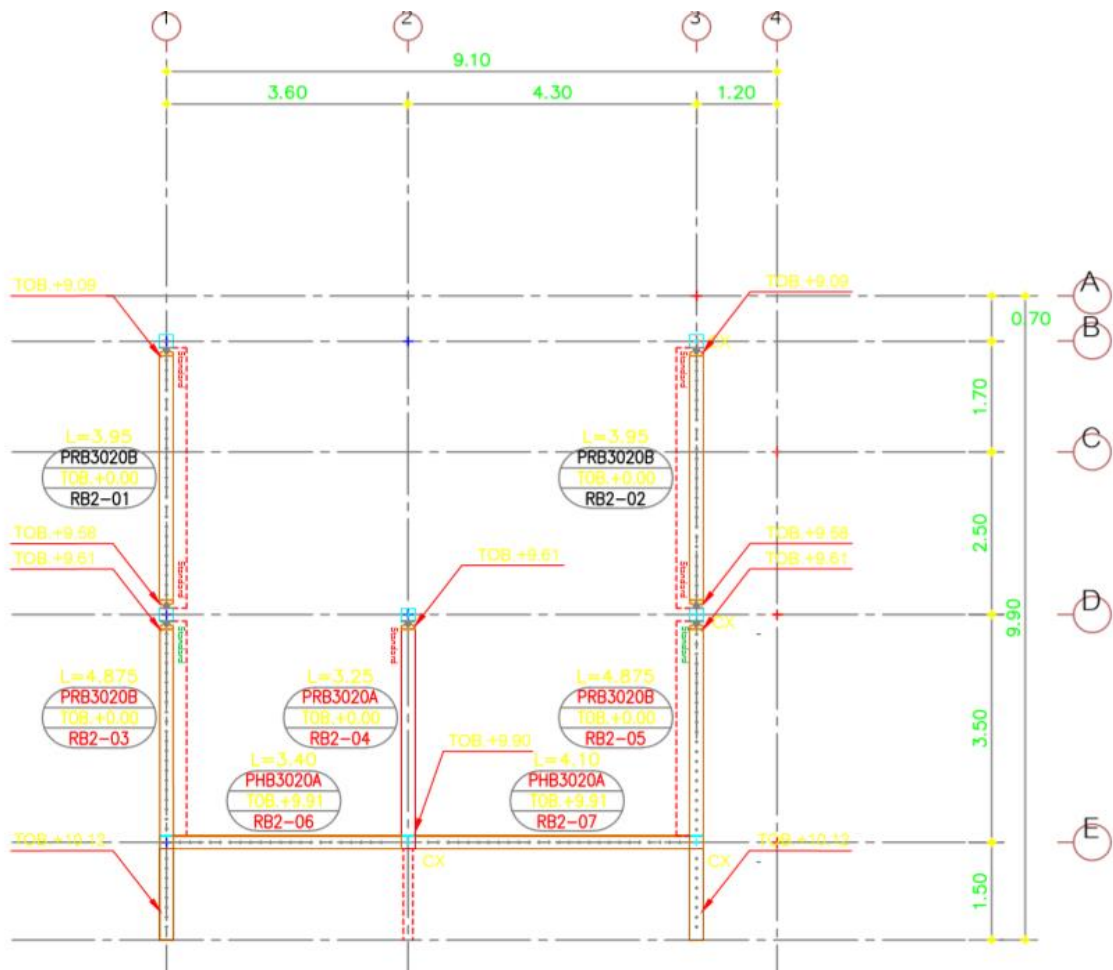
รูปที่ 3.5 แพลนคานชั้นที่ 1



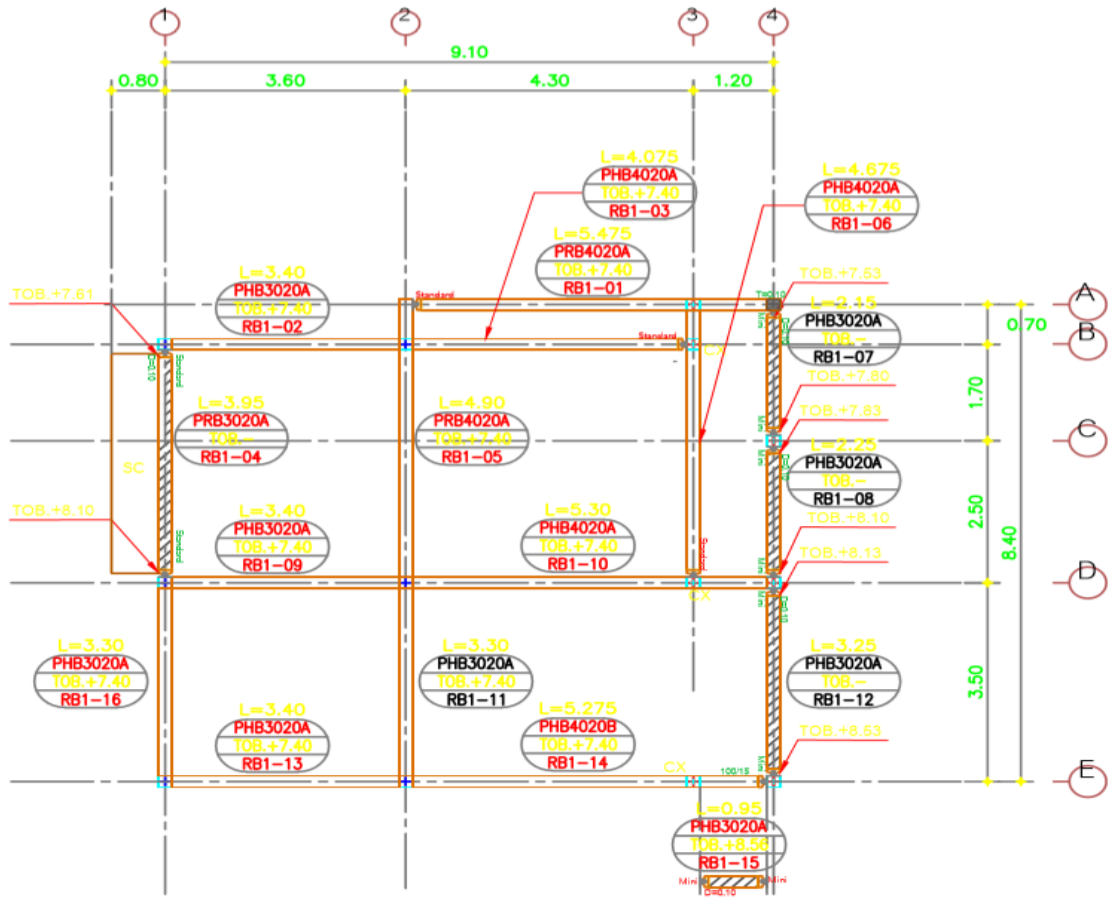
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
 รูปที่ 3.6 แปลนคานชั้นที่ 2
 CHULALONGKORN UNIVERSITY



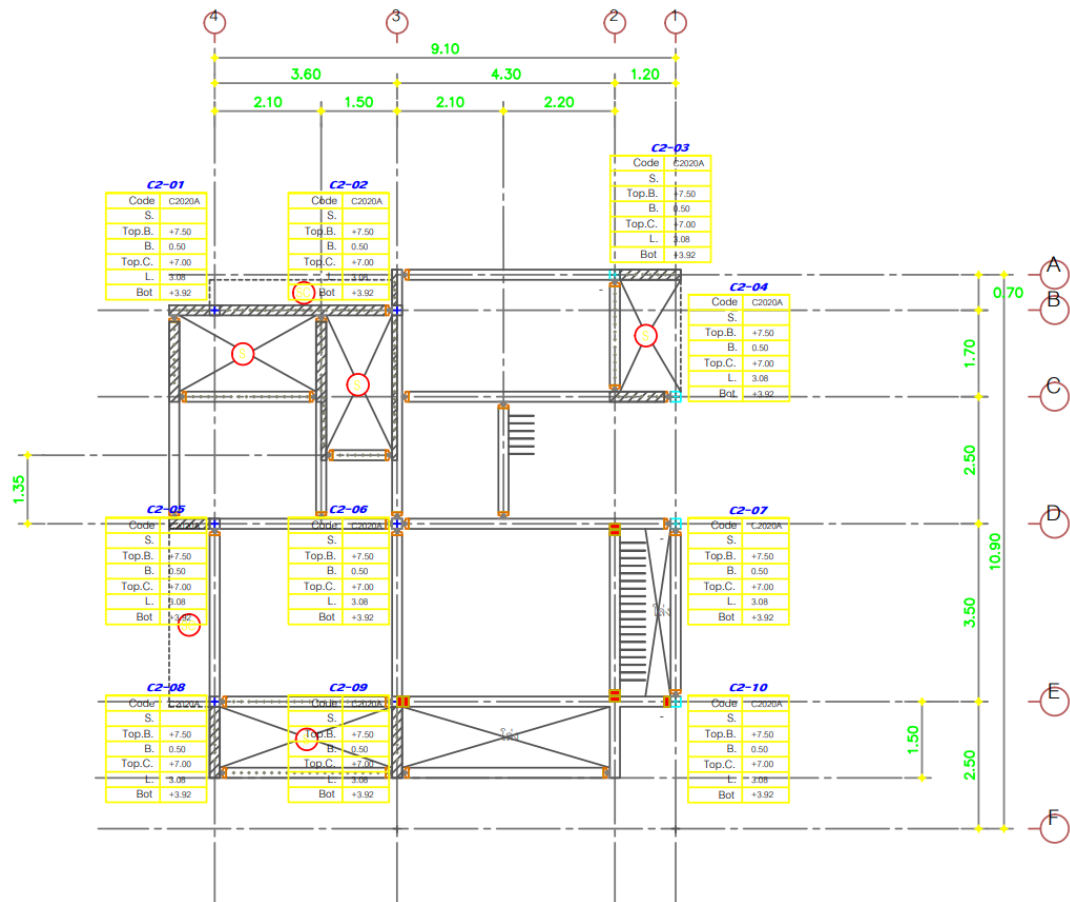
รูปที่ 3.7 แพลนคานชั้นหลังคาชุดที่ 1
 CHULALONGKORN UNIVERSITY



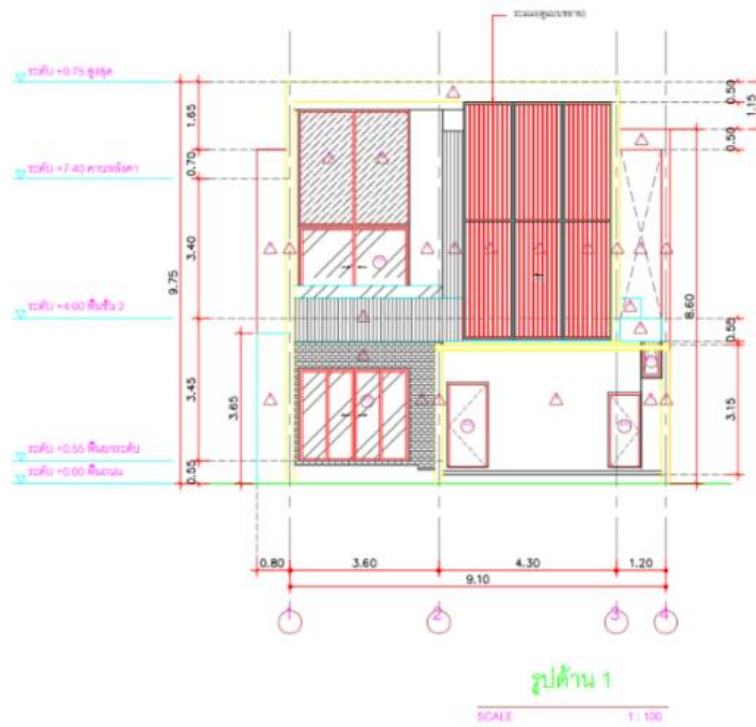
รูปที่ 3.8 แพลนคานชั้นหลังคาชุดที่ 2



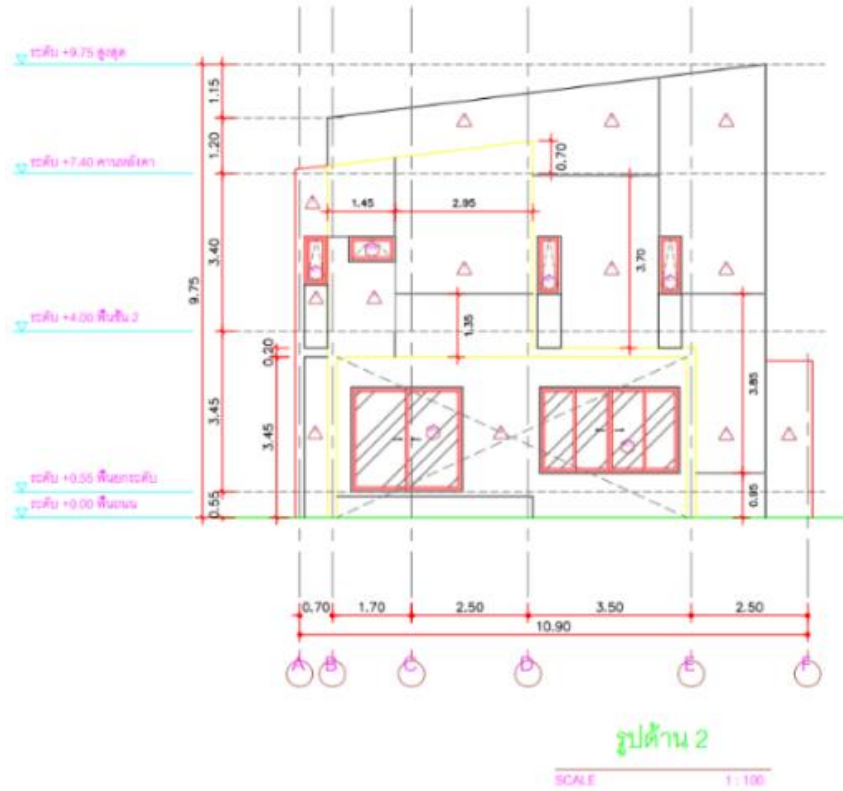
รูปที่ 3.9 แพลนเสาชั้นที่ 1



รูปที่ 3.10 แพลนเสาชั้น 2 ถึง ชั้นหลังคาชุดที่ 2

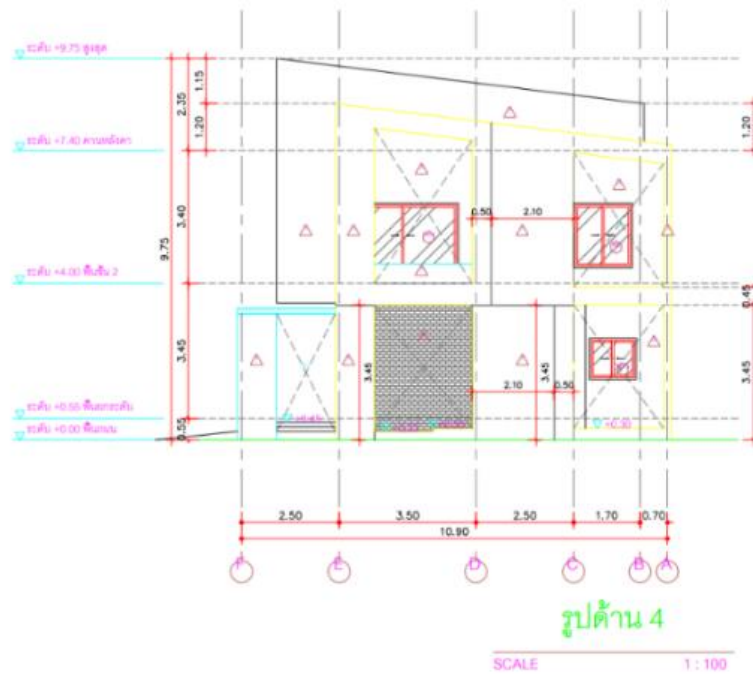
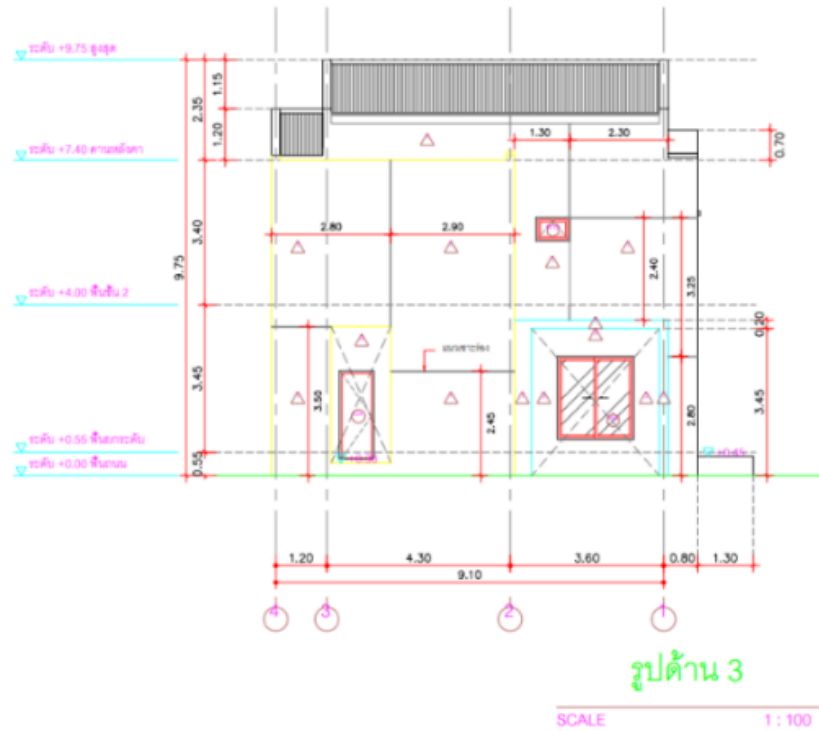


(a)



(b)

รูปที่ 3.11 (a) รูปด้าน 1 (b) รูปด้าน 2



(b)

รูปที่ 3.12 (a) รูปด้าน 3 (b) รูปด้าน 4

ตารางที่ 3.1 ขนาดและปริมาณเหล็กเสริมในชั้นส่วนคานสำหรับอาคาร PCB และ PCNB

คาน	ขนาด ปลาย i	ขนาด ปลาย j	มาตรฐาน	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย i	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย j	ปริมาณ เหล็ก ล่าง ปลาย i	ปริมาณ เหล็ก ล่าง ปลาย j
	(มม.)	(มม.)		(มม. ²)	(มม. ²)	(มม. ²)	(มม. ²)
B1-01	200x500	200x400	SD40	452	452	452	452
B1-02	200x400	200x400	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-03	200x300	200x300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-04	200x300	200x300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-05	200x400	200x400	มอก.95-2540	39.26	39.26	196.3	196.3
B1-06	200x400	200x400	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-07	200x300	200x300	SD40	226	226	226	226
B1-08	200x300	200x300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-09	200x400	200x400	มอก.95-2540	39.26	39.26	196.3	196.3
B1-10	200x300	200x300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-11	200x400	200x400	SD40	226	741	603	603
B1-12	200x400	200x400	SD40	226	452	452	452
B1-13	200x400	200x400	มอก.95-2540	39.26	39.26	196.3	196.3
B1-14	200x300	200x300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-15	200x300	200x300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-16	200x300	200x300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-17	200x400	200x400	SD40	452	226	226	226
B1-18	200x400	200x400	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-19	200x300	200x300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-20	200x300	200x300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-21	200x300	200x300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15

ตารางที่ 3.1 ขนาดและปริมาณเหล็กเสริมในชั้นส่วนคานสำหรับอาคาร PCB และ PCNB (ต่อ)

คาน	ขนาด ปลาย i	ขนาด ปลาย j	มาตรฐาน	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย i	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย j	ปริมาณ เหล็ก ล่าง ปลาย i	ปริมาณ เหล็ก ล่าง ปลาย j
	(มม.)	(มม.)		(มม. ²)	(มม. ²)	(มม. ²)	(มม. ²)
B1-22	200x300	200x300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-23	200x300	200x300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B1-24	200x300	200x300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B2-01	200X400	200X400	SD40	452	226	339	339
B2-02	200X400	200X400	SD40	226	339	339	339
B2-03	200X400	200X400	SD40	127	127	-	-
			มอก.95-2540	-	-	196.3	196.3
B2-04	200X300	200X300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B2-05	200X400	200X400	SD40	127	127	-	-
			มอก.95-2540	-	-	137.41	137.41
B2-06	200X300	200X300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B2-07	200X400	200X400	SD40	402	402	804	804
B2-08	200X300	200X300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B2-09	200X400	200X400	SD40	226	226	402	402
			มอก.95-2540	-	-	196.3	196.3
B2-10	200X300	200X300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B2-12	200X400	200X400	SD40	452	226	339	339
B2-13	200X400	200X400	SD40	226	226	402	402
			มอก.95-2540	-	-	196.3	196.3
B2-14	200X400	200X400	SD40	628	226	452	452
B2-15	200X300	200X300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15

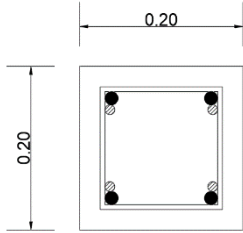
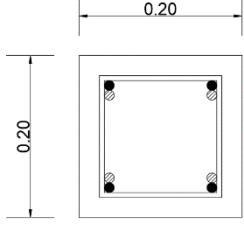
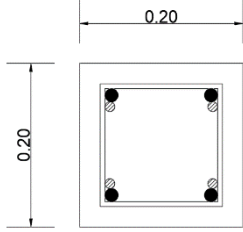
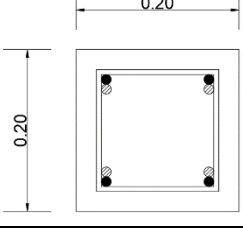
ตารางที่ 3.1 ขนาดและปริมาณเหล็กเสริมในชิ้นส่วนคานสำหรับอาคาร PCB และ PCNB (ต่อ)

คาน	ขนาด ปลาย i	ขนาด ปลาย j	มาตรฐาน	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย i	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย j	ปริมาณ เหล็กล่าง ปลาย i	ปริมาณ เหล็กล่าง ปลาย j
	(มม.)	(มม.)		(มม. ²)	(มม. ²)	(มม. ²)	(มม. ²)
B2-16	200X400	200X400	SD40	565	226	226	226
B2-17(1)	200X400	200X400	SD40	628	628	1571	1571
B2-17(2)	200X400	200X400	SD40	603	603	402	402
B2-18	200X400	200X400	SD40	226	226	226	226
B2-19	200X300	200X300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B2-20	200X300	200X300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
B2-21	200X300	200X300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
RB1-01	200X400	200X400	SD40	226	565	226	226
RB1-02	200X300	200X300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
RB1-03	200X400	200X400	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
RB1-04	200X300	200X300	SD40	226	226	226	226
RB1-05	200X400	200X400	SD40	226	226	226	226
RB1-06	200X400	200X400	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
RB1-07	200X300	200X300	SD40	226	226	-	-
			มอก.95-2540	-	-	98.15	98.15
RB1-08	200X300	200X300	SD40	226	226	-	-
			มอก.95-2540	-	-	98.15	98.15
RB1-09	200X300	200X300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
RB1-10	200X400	200X400	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
RB1-11	200X300	200X300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15

ตารางที่ 3.1 ขนาดและปริมาณเหล็กเสริมในชิ้นส่วนคานสำหรับอาคาร PCB และ PCNB (ต่อ)

คาน	ขนาด ปลาย i	ขนาด ปลาย j	มาตรฐาน	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย i	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย j	ปริมาณ เหล็กล่าง ปลาย i	ปริมาณ เหล็กล่าง ปลาย j
	(มม.)	(มม.)		(มม. ²)	(มม. ²)	(มม. ²)	(มม. ²)
RB1-12	200X300	200X300	SD40	226	226	-	-
			มอก.95-2540	-	-	98.15	98.15
RB1-13	200X300	200X300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
RB1-14	200X400	200X400	มอก.95-2540	39.26	39.26	137.41	137.41
RB1-15	200X300	200X300	SD40	226	226	-	-
			มอก.95-2540	-	-	98.15	98.15
RB1-16	200X300	200X300	มอก.95-2540	39.26	39.26	98.15	98.15
RB2-01	200X300	200X300	SD40	226	226	339	339
RB2-02	200X300	200X300	SD40	226	226	339	339
RB2-03	200X300	200X300	SD40	226	226	339	339
RB2-04	200X300	200X300	SD40	226	226	226	226
RB2-05	200X300	200X300	SD40	226	226	339	339
RB2-06	200X300	200X300	SD40	226	226	226	226
RB2-07	200X300	200X300	SD40	226	226	226	226

ตารางที่ 3.2 ขนาดและปริมาณเหล็กเสริมในชั้นส่วนเสาของอาคาร PCB และ PCNB

ชั้นที่/เสา	C1	C2
ต่อม่อ-พื้น ชั้นที่ 1	 <p>2-DB16 mm Extra 2-DB12 mm, L=0.80m Str-RB6 mm@0.15m 2-DB16 mm Extra 2-DB12 mm, L=0.80m</p>	 <p>2-DB12 mm Extra 2-DB12 mm, L=0.80m Str-RB6 mm@0.15m 2-DB12 mm Extra 2-DB12 mm, L=0.80m</p>
พื้นชั้นที่ 1-พื้นชั้น ที่ 2	 <p>2-DB16 mm Extra 2-DB12 mm, L=0.80m Str-RB6 mm@0.15m 2-DB16 mm Extra 2-DB12 mm, L=0.80m</p>	—
พื้นชั้นที่ 2-หลังคา	 <p>2-DB12 mm Extra 2-DB12 mm, L=0.80m Str-RB6 mm@0.15m 2-DB12 mm Extra 2-DB12 mm, L=0.80m</p>	—
<p>เพิ่มเติม : เหล็กเสริม Extra 2-DB12+2-DB12 เสริมเฉพาะเสาที่มี Column shoes เท่านั้นโดยมีความยาว 0.80 ม. จาก column shoes</p>		

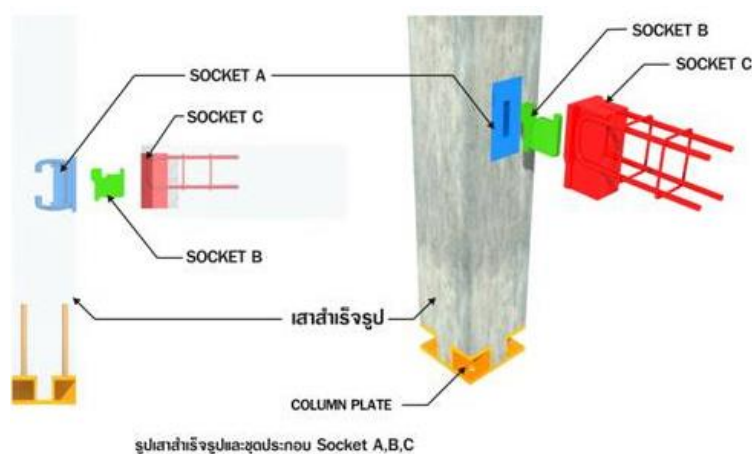
3.1.1 รายละเอียดของจุดต่อ

3.1.1.1. รายละเอียดจุดต่อระหว่างคานกับคาน และ เสากับคาน

จุดต่อระหว่างคานกับคาน และ เสากับคาน ในอาคารตัวอย่างนี้จะใช้เป็นจุดต่อแบบแห้ง (dry joint) ประเภทแผ่นเกี่ยว (socket) ซึ่งแผ่นเกี่ยวมีรูปแบบที่แตกต่างกันไปขึ้นอยู่กับน้ำหนักที่กระทำ ในอาคารตัวอย่างนี้มีแผ่นเกี่ยวทั้งหมด 4 แบบ คือ Mini , Standard , 100/15 และ 150/15 ตามลำดับ โดยองค์ประกอบของจุดต่อระหว่างเสากับคาน และ คานกับคานนั้นประกอบด้วย 3 ส่วน ดังรูปที่ 3.13

- ส่วนที่ฝังอยู่ในเสาหรือคานหลัก เรียกว่า socket A จะมีลักษณะเป็นช่องมิกกรอบ ทั้งหมด 4 ด้านสำหรับรับแผ่น socket B ภายในประกอบด้วยเหล็กตัว C พับขึ้นรูป เชื่อมติดกับเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มิลลิเมตร (DB12) สำหรับฝังในเสา มีขนาดแต่ละประเภทตามรูปที่ 3.14 และตารางที่ 3.3

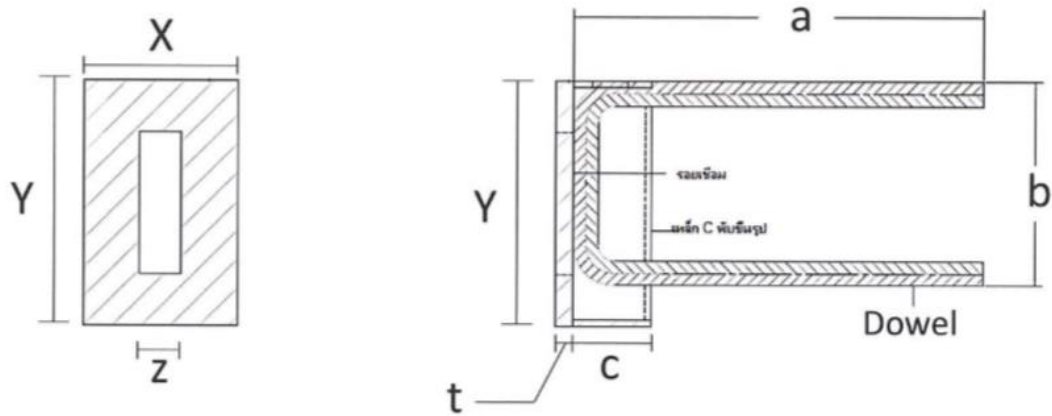
- ส่วนที่ใช้ยึดระหว่างเสาและคานมีลักษณะเป็นแผ่นรูปทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่ใช้เป็นเหล็กรูปพรรณ เรียกว่า socket B มีขนาดแต่ละประเภทตามรูปที่ 3.15 และตารางที่ 3.4
- ส่วนที่ฝังอยู่ในคาน หรือคานรอง เรียกว่า socket C จะมีลักษณะเป็นช่องมีกรอบเพียง 3 ด้านไม่มีกรอบด้านล่าง โดยจะวางบน socket B ภายในประกอบด้วยเหล็กตัว C พับขึ้นรูปเชื่อมติดกับเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มิลลิเมตร (DB12) สำหรับฝังในคาน หรือคานรอง มีขนาดในแต่ละประเภทตามรูปที่ 3.16 และตารางที่ 3.5



รูปที่ 3.13 จุดต่อระหว่างคานและเสาแบบโดยใช้แผ่นเกี่ยว

ตารางที่ 3.3 ขนาดของ socket A แต่ละรุ่น

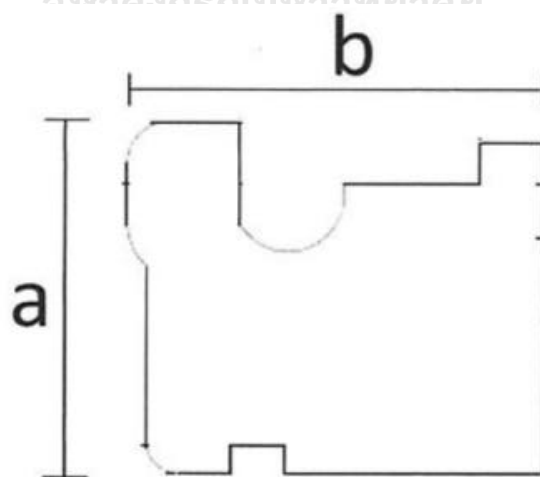
รุ่น	X	Y	Z	t	dowel	a	b	c	ขนาดรอยเชื่อม	ความหนาเหล็กซี
	มม.	มม.	มม.	มม.		มม.	มม.	มม.	มม.	มม.
Mini	75	120	20	9	DB12	200	100	35	4	1.2
Standard	75	170	25	9	DB12	200	100	40	6	3
100/15	100	170	27	15	DB12	200	100	40	6	3
150/15	150	200	30	15	DB16	250	150	45	6	3



รูปที่ 3.14 ขนาด socket A แต่ละรุ่น

ตารางที่ 3.4 ขนาดของ socket B แต่ละรุ่น

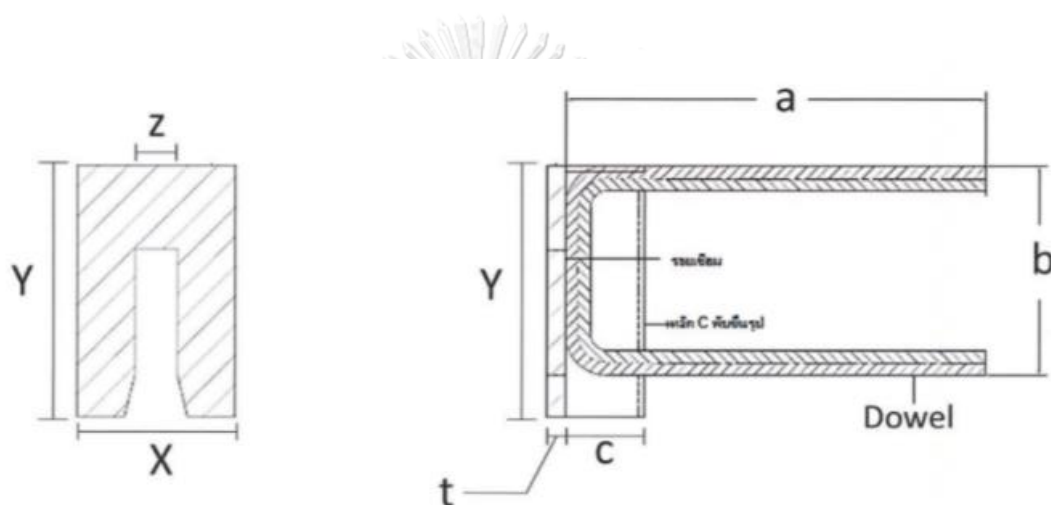
รุ่น	a	b	t
	มม.	มม.	มม.
Mini	195	510	9
Standard	235	510	12
100/15	250	645	15
150/15	280	645	15



รูปที่ 3.15 ขนาด socket B แต่ละรุ่น

ตารางที่ 3.5 ขนาดของ socket C แต่ละรุ่น

รุ่น	X	Y	Z	t	Dowel	a	b	c	ขนาดรอยเชื่อม	ความหนาเหล็กซี
	มม.	มม.	มม.	มม.		มม.	มม.	มม.	มม.	มม.
Mini	75	120	20	9	DB12	200	100	35	4	1.2
Standard	75	170	25	9	DB12	200	100	40	6	3
100/15	100	170	25	15	DB12	200	100	40	6	3
150/15	140	200	25	15	DB16	250	150	45	6	3



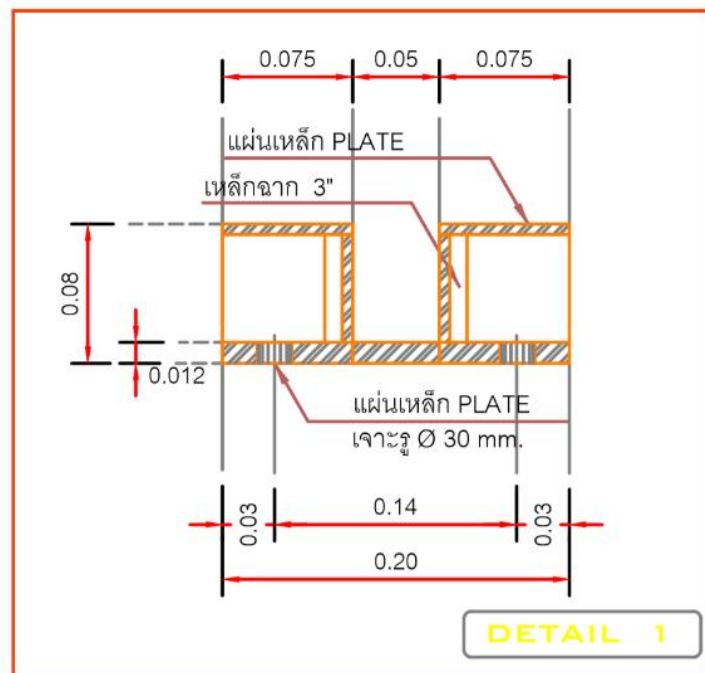
รูปที่ 3.16 ขนาด socket C แต่ละรุ่น

3.1.1.2. รายละเอียดจุดต่อระหว่างเสากับเสา

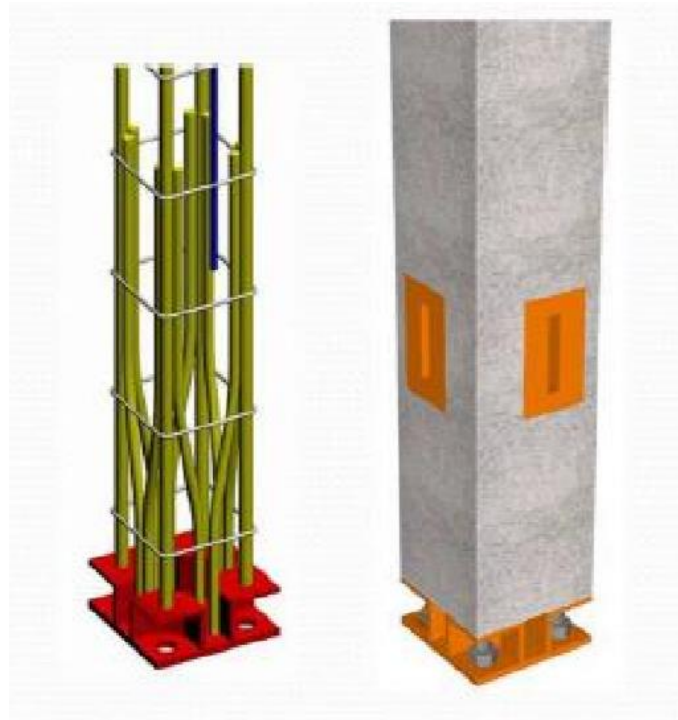
จุดต่อระหว่างเสาและเสาจะถูกใช้ในกรณีที่มีความไม่ต่อเนื่องของเสาเช่น การต่อกระระหว่างเสาชั้นที่ 1 และเสาชั้นที่ 2 โดยส่วนประกอบของจุดต่อระหว่างเสาและเสาจะแบ่งออกเป็นดังนี้

- เสาชั้นที่ 1 บริเวณโคนเสาจะมีการเชื่อมเหล็กรูปพรรณเป็นฐานเรียกว่า column shoes ดังรูปที่ 3.17 และในช่วงความยาว 800 มม. จากโคนเสาจะประกอบไปด้วยเหล็กเสริมตามแนวยาวเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มม. (DB16) เป็นเหล็กเสริมตามแนวยาวจำนวน 4 เส้น และมีเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. (DB12) เป็นเหล็กเสริมพิเศษจำนวน 4 เส้น เชื่อมติดกับ column shoes ดังรูปที่ 3.18

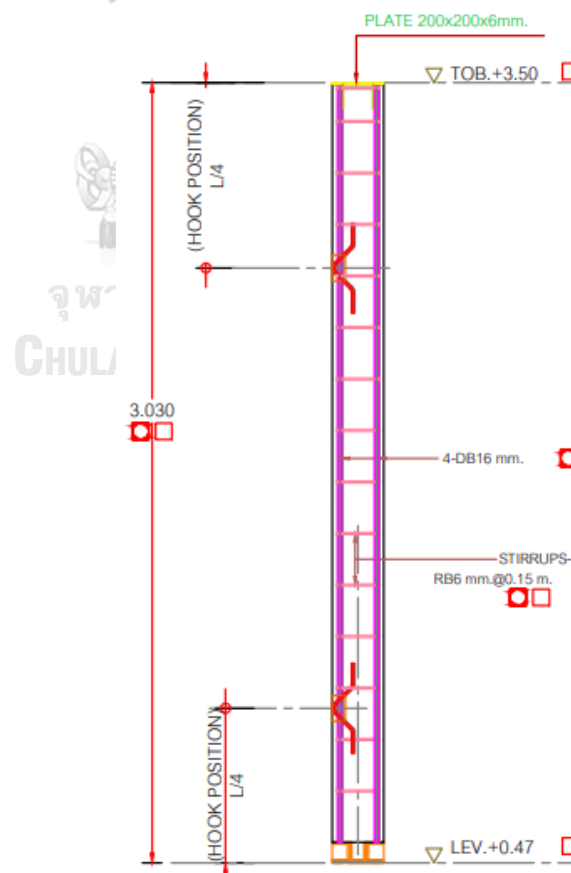
- เสาคั้งที่ 2 บริเวณโคนเสาจะมีการเชื่อมเหล็กรูปพรรณเป็นฐานเรียกว่า column shoes และในช่วงความยาว 800 มม. จากโคนเสาจะประกอบไปด้วยเหล็กเสริมตามแนวยาวเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. (DB12) เป็นเหล็กเสริมตามแนวยาวจำนวน 4 เส้น และมีเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. (DB12) เป็นเหล็กเสริมพิเศษจำนวน 4 เส้น เชื่อมติดกับ column shoes โดย column shoes ที่โคนเสาจะถูกสวมเข้ากับเหล็กที่ถูกกลึงเกลียวที่ปลายเสาคั้งที่ 1
- เสาคั้งที่ 1 ที่รับคานยื่นที่ปลายเสาจะถูกเชื่อมติดกันระหว่างแผ่นเหล็กใต้ท้องคานและแผ่นเหล็กบนหัวเสา ดังรูปที่ 3.19
- เสาคั้งที่ 2 ที่อยู่ถัดจากคานยื่นขึ้นไปจะยึดโดยฝังสมอสลักเกลียวลงไปคานยื่นและนำ column shoes ที่โคนเสาคั้งที่ 2 มาสวมเข้ากับสมอสลักเกลียวดังรูปที่ 3.20



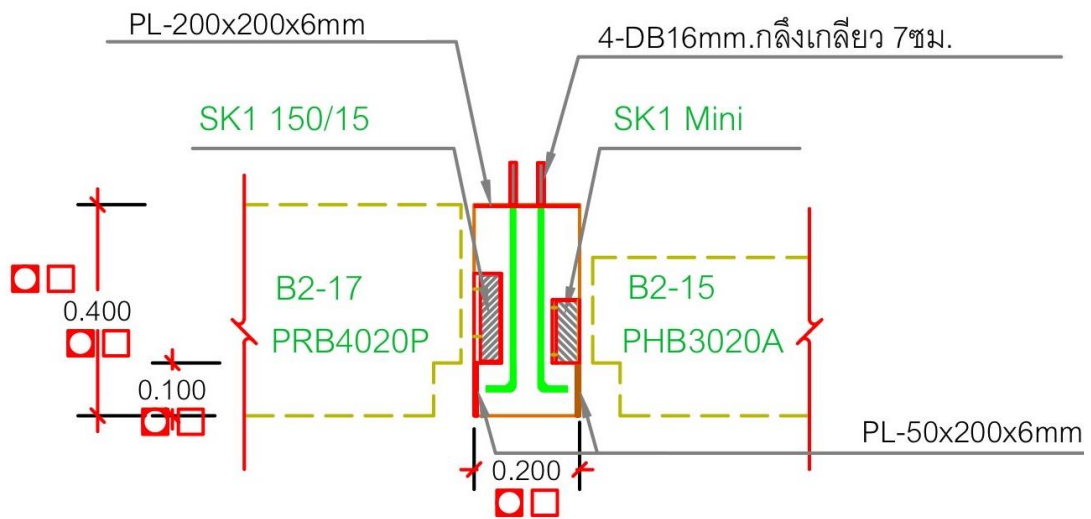
รูปที่ 3.17 รายละเอียดชุดอุปกรณ์ปลายเสาคั้ง 2



รูปที่ 3.18 การเชื่อมระหว่าง column shoe และเหล็กเสริมตามแนวยาว



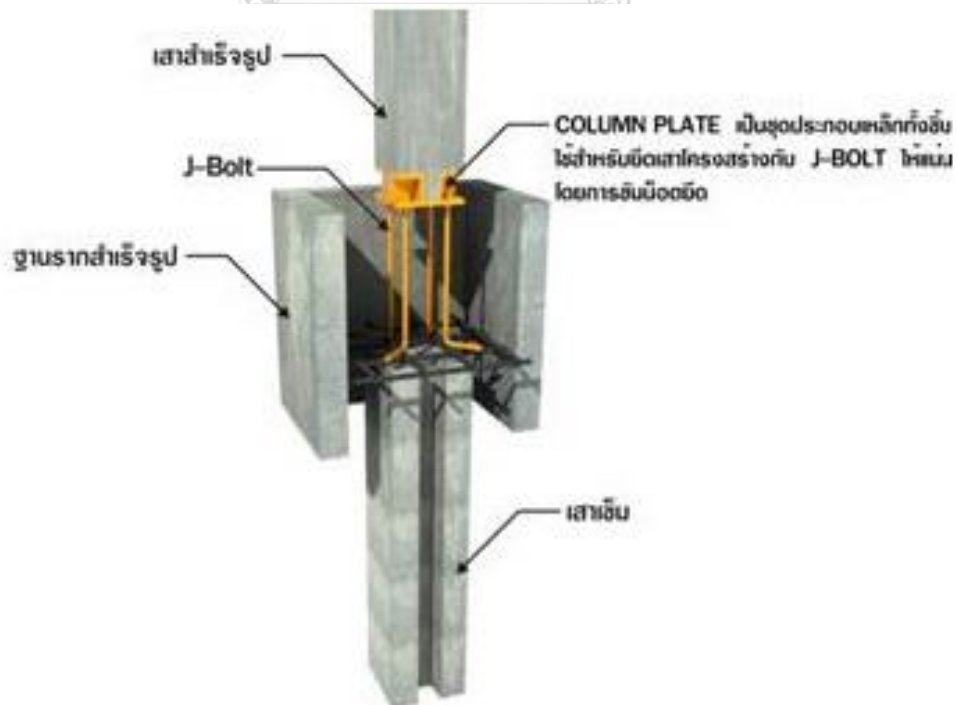
รูปที่ 3.19 แผ่นเหล็กที่ด้านบนเสาสำหรับเชื่อมติดกับท้องคานยื่น



รูปที่ 3.20 รายละเอียดการประกอบเสาเข้ากับคานยื่น

3.1.1.3. จุดต่อระหว่างเสาและฐานราก

จุดต่อระหว่างเสาและฐานรากจะมีลักษณะเหมือนกับปลายเสาด้านบนกรณีจุดต่อระหว่างเสาและเสา โดยเป็นส่วนโคนเสาสำหรับสวมเข้ากับเหล็กที่ถูกกลึงเกลียวที่เสาด้านล่าง ซึ่งจะประกอบด้วยแผ่นเหล็ก (plate) เชื่อมติดกัน เรียกว่า column shoes จากนั้นจะเชื่อมติดกับเหล็กเสริมตามแนวยาว (longitudinal reinforcement) โดยจะสวมเข้ากับเหล็กเกลียวรูปตัวเจ (J-bolt) ดังรูปที่ 3.21



รูปที่ 3.21 จุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและฐานราก

3.1.2 คุณสมบัติของวัสดุโครงสร้างอาคารตัวอย่าง

คุณสมบัติของวัสดุประเภทต่างๆที่ใช้ในอาคารตัวอย่าง ประกอบไปด้วย คอนกรีตดังตารางที่ 3.6 และคุณสมบัติของเหล็กเสริมไม่อัดแรง และลวดอัดแรงดังตารางที่ 3.7 และตารางที่ 3.8 ตามลำดับ

ตารางที่ 3.6 คุณสมบัติของวัสดุของคอนกรีต

ช่วงที่พิจารณา	กำลังอัดประลัย (เมกะปาสคาล)
กำลังประลัยที่อายุ 28 วัน	34.3

ตารางที่ 3.7 คุณสมบัติของวัสดุของเหล็กเสริมไม่อัดแรง (non-prestressed reinforcement)

ประเภท	มาตรฐาน	Class	ความต้านทาน	ความต้านทานแรง
			แรงดึงที่จุดคราก (เมกะปาสคาล)	ดึงที่จุดประลัย (เมกะปาสคาล)
เหล็กข้ออ้อย	มอก.24-2548	SD40	392.4	559
เหล็กกลม	มอก.20-2559	SR24	235.4	382.5

ตารางที่ 3.8 คุณสมบัติของวัสดุของลวดอัดแรง (prestressed wire) จากมาตรฐาน มอก. 95-2540 (สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, 2540)

เส้นผ่าน ศูนย์กลาง ระบุ	ความทน แรงดึง ระบุ	พื้นที่หน้าตัด ระบุ	มวลต่อเมตร		ค่าลักษณะเฉพาะต่ำสุด			รัศมี การ ตัด โค้ง
			ค่า ระบุ	เกณฑ์ ความคลาด เคลื่อน	แรงดึง สูงสุด	แรงดึงสูงสุด		
						ร้อยละ 0.1	ร้อยละ 0.2	
มม.	(เมกะ ปาสคาล)	มม ²	กรัม	กรัม	กิโลนิว ตัน	กิโลนิว ตัน	กิโลนิว ตัน	มม.
5	1770	19.6	154	+3.1	34.7	28.8	29.5	15

3.2 การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง

ในการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในงานวิจัยนี้จะจำลองแบบสามมิติ โดยเริ่มต้นจะเริ่มจากการสร้างแบบจำลองในโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง ETABS (Computers & Structures, 2018) ด้วยวิธีการทาง Finite Element ซึ่งในแบบจำลองนี้จะประกอบไปด้วยชิ้นส่วน เสา คาน และ

พื้น เสาและคานถูกจำลองเป็น frame element โดยในการสร้างแบบจำลองจะขึ้นอยู่กับวิธีที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นหรือไม่เชิงเส้นโดยรายละเอียดการสร้างแบบจำลองมีดังนี้

3.2.1 แบบจำลองแบบเชิงเส้น (linear model)

ในการสร้างแบบจำลองแบบเชิงเส้นจะวิเคราะห์หน้าตัดในช่วงพฤติกรรมระหว่างความเค้น (stress) และความเครียด (strain) เป็นเส้นตรงโดยจะกำหนดค่าสติฟเนสขององค์อาคารตามมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยพ.1301/1302-61 ดังตารางที่ 3.9

ตารางที่ 3.9 การกำหนดค่าสติฟเนสขององค์อาคารคอนกรีต (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561)

element	effective stiffness	
	moment of inertia	cross-sectional area
กำแพงที่มีการแตกร้าว	$0.35I_g$	$1.0A_g$
กำแพงที่ไม่แตกร้าว	$0.70I_g$	$1.0A_g$
เสา	$0.70I_g$	$1.0A_g$
คาน	$0.35I_g$	$1.0A_g$
แผ่นพื้นไร้คาน	$0.25I_g$	$1.0A_g$

1) แบบจำลองจุดต่อระหว่างเสากับคาน

ในเบื้องต้นสำหรับแบบจำลองโครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่ (CIP) จะจำลองจุดต่อให้มีพฤติกรรมแบบโครงข้อแข็ง (rigid joint) สามารถถ่ายโมเมนต์ระหว่างคานกับเสาได้ ในส่วนของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ PCB และ PCNB ที่มีจุดต่อแบบแผ่นเกี่ยวจะจำลองให้จุดต่อเป็นแบบยึดหมุน (pinned joint) ซึ่งไม่สามารถถ่ายโมเมนต์ระหว่างคานกับเสาได้ ซึ่งทำให้คานมีพฤติกรรมแบบคานช่วงเดียว (simple beam)

2) แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงของพื้น

ในงานวิจัยนี้จะกำหนดพฤติกรรมของแผ่นพื้นด้วย shell element ซึ่งมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงเชิงเส้น (linear elastic) เท่านั้น โดยการรับแรงในระนาบของแผ่นพื้นจะพิจารณาเป็นแบบไดอะแฟรมแข็ง (rigid diaphragm)

3) แบบจำลองฐานราก

ในงานวิจัยนี้จะกำหนดให้ฐานรองรับโครงสร้างอาคารตัวอย่างเป็นแบบจุดยึดแน่น (fixed support) โดยจะไม่คิดถึงปฏิสัมพันธ์ระหว่างชั้นดินและโครงสร้างของอาคาร

3.2.2 แบบจำลองแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear model)

สำหรับการสร้างแบบจำลองแบบไม่เชิงเส้นในโปรแกรม ETABS สำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีการผลักทางด้านข้าง (pushover analysis) และการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) จะใช้แบบจำลองต่างๆดังนี้

แบบจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของวัสดุจะใช้แบบจำลองอ้างอิงจาก Mander et al. (1988) สำหรับคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (unconfined concrete model) ตามหัวข้อที่ 2.4.1 ดังแสดงในรูปที่ 3.23 และใช้แบบจำลองอ้างอิงจาก Menegotto and Pinto (1973) สำหรับเหล็กเสริมตามหัวข้อที่ 2.3.2 โดยเหล็กเสริมมีคุณสมบัติตามตารางที่ 3.7 สำหรับการกำหนดค่าตัวประกอบสำหรับการแปลงค่า lower-bound ของคุณสมบัติของวัสดุไปยังค่ากำลังคาดหวังของวัสดุ (Research and Consultancy Institute of Thammasat University, 2009) ดังตารางที่ 3.10

ในการสร้างแบบจำลองแบบไม่เชิงเส้นในโปรแกรม พฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาและคานจะอยู่ในรูปแบบการรวมผลของโซนพลาสติก (lumped plasticity) ในเสาแต่ละต้น โดยมีความสัมพันธ์ระหว่าง moment-rotation ดังรูปที่ 3.24 โดยจะถูกจำลองตามวิธีการวิเคราะห์เป็น 2 แบบดังนี้

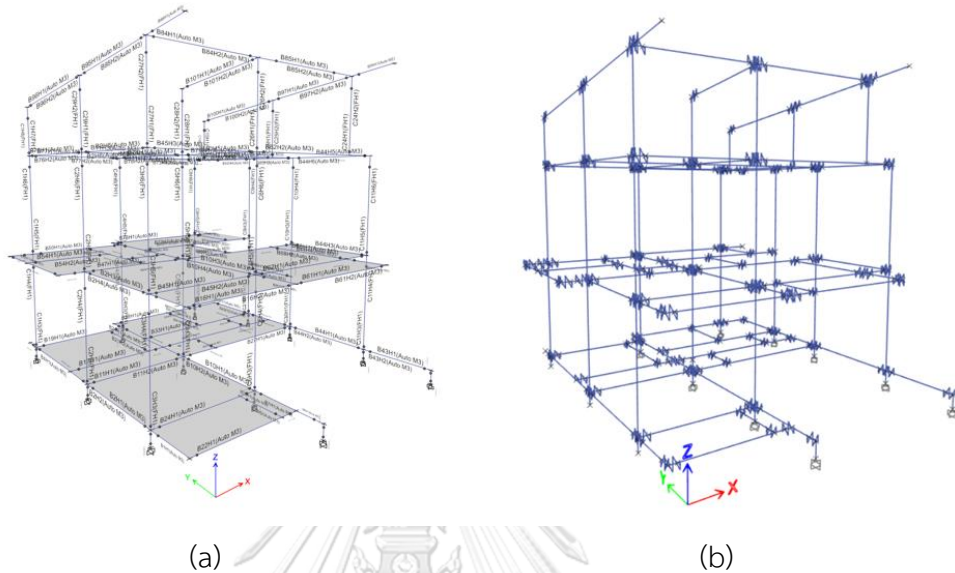
1) การวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557)

ชิ้นส่วนเสาและคานจะทำการสร้างจะจำลองพฤติกรรมการรับน้ำหนักเป็นแบบ moment-hinge rotation ที่ปลายทั้งสองด้านของชิ้นส่วนเสาและคาน ซึ่งจะกำหนดพารามิเตอร์ต่างๆตามมาตรฐาน มยผ.1303-57 สำหรับระยะของชิ้นส่วนพลาสติกค่าเท่ากับ 0.5 เท่าของระยะความลึกของหน้าตัดเสา (Paulay and Priestley, 1992) ส่วนที่เหลือจะจำลองแบบเชิงเส้นตรงโดยกำหนดค่าสติฟเนสประสิทธิผลเท่ากับ 0.7 และ 0.35 เท่าของสติฟเนสของหน้าตัดเสาและคานตามลำดับ ดังรูปที่ 3.22 (a)

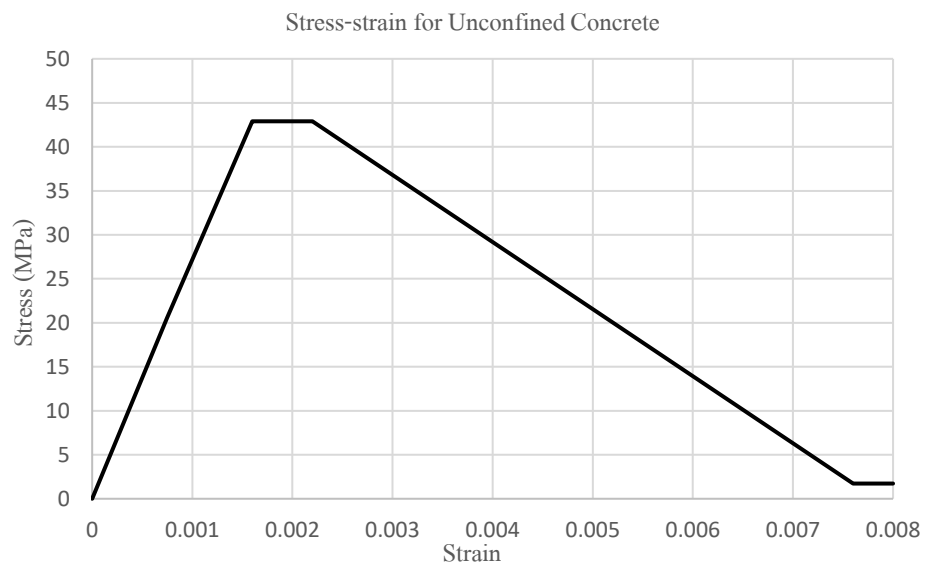
2) การวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561)

ชิ้นส่วนเสาและคานจะทำการสร้างจะจำลองพฤติกรรมการรับน้ำหนักโดยใช้ชิ้นส่วน link element ประเภท multilinear plastic เนื่องจากข้อจำกัดของโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างแบบจำลอง moment-hinge rotation ในวิธีที่ 1 ไม่สามารถวิเคราะห์ในวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลาได้ โดยใช้ชิ้นส่วน multilinear plastic จำลองที่ปลายทั้งสองด้านของชิ้นส่วนเสาและคาน โดยระยะของชิ้นส่วนพลาสติกค่าเท่ากับ 0.5 เท่าของระยะความลึกของหน้าตัดเสา (Paulay and Priestley, 1992) ซึ่งจะกำหนดพารามิเตอร์ต่างๆตามมาตรฐาน มยผ.1303-57 เหมือนกับวิธีที่

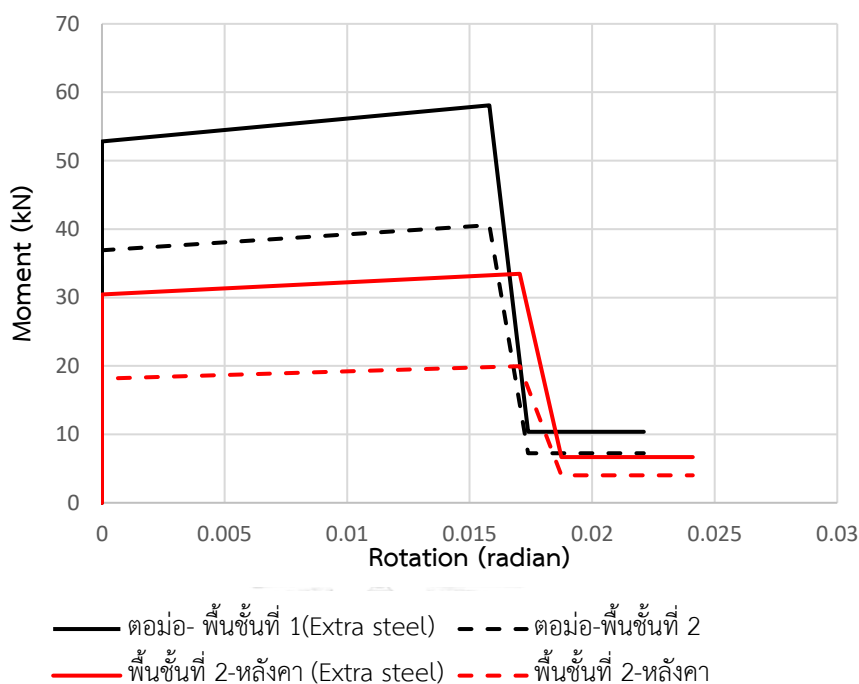
1 ทุกประการแต่มีการพิจารณาพฤติกรรมแบบวิถัจกรขององค์อาคาร ส่วนที่เหลือจะจำลองแบบเชิงเส้นตรงโดยกำหนดค่าสตีฟเนสประสิทธิภาพเท่ากับ 0.7 และ 0.35 เท่าของสตีฟเนสของหน้าตัดเสาและคานตามลำดับ ดังรูปที่ 3.22 (b)



รูปที่ 3.22 (a) การจำลองที่ปลายชิ้นส่วนเสาและคานแบบไม่เชิงเส้นด้วยชิ้นส่วน plastic hinge (b) การจำลองที่ปลายชิ้นส่วนเสาและคานแบบไม่เชิงเส้นด้วยชิ้นส่วน link element - multilinear plastic



รูปที่ 3.23 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด



รูปที่ 3.24 ความสัมพันธ์ระหว่าง Moment-Rotation ในเสา

ตารางที่ 3.10 ค่าตัวประกอบสำหรับการแปลงค่า lower-bound ของคุณสมบัติของวัสดุไปยังค่ากำลังคาคดหวังของวัสดุ (Research and Consultancy Institute of Thammasat University, 2009)

Material properties	Factor
concrete compressive strength (f'_c)	1.25
reinforcing steel yield strength	1.25
reinforcing steel tensile strength	1.18

3.3 น้ำหนักบรรทุกประเภทต่างๆ สำหรับการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหว

1. การวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองเชิงโหมมจะกำหนดน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลรวมเฉพาะน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดของอาคารไม่รวมถึงร้อยละ 25 ของน้ำหนักบรรทุกจร (หัวข้อ 2.8.2 มยพ.1301/1302-61)

2. สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลาน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างจะกำหนดค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ 100% รวม 25% ของน้ำหนักบรรทุกจร (หัวข้อ 4.4.3 มยพ.1301/1302-61)

3.4 ตำแหน่งที่ตั้งของอาคารที่นำมาศึกษา

การกำหนดที่ตั้งของอาคารที่นำมาศึกษาสมมติให้อาคารตั้งอยู่ที่ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ โดยมีเหตุผลดังนี้ จังหวัดในภาคเหนือ มีจำนวนทั้งหมด 9 จังหวัด โดยจังหวัดที่มีจำนวนประชากรมากที่สุดคือ จังหวัดเชียงใหม่ คือจำนวน 1,779,254 คน (ข้อมูลอ้างอิงจากการเคหะแห่งชาติปี 2562) รองลงมาคือ จังหวัดเชียงรายคือ 1,298,304 คน โดยในแต่ละจังหวัด อำเภอเมืองมีจำนวนประชากรมากที่สุด ดังนั้นจึงทำการเปรียบเทียบเฉพาะอำเภอเมือง ทั้ง 9 จังหวัดในภาคเหนือ เพื่อหาจังหวัดที่อาจเกิดความเสี่ยงแรงจากการเกิดแผ่นดินไหวมากที่สุด และจากการตรวจสอบค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม ในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 อ.เมือง จ.เชียงใหม่ มีค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบ 0.2 วินาทีเท่ากับ 0.963g (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561) โดยมีค่าสูงที่สุดเมื่อเทียบกับ อ.เมือง ของจังหวัดอื่นๆ ทางภาคเหนือและจังหวัดอื่นๆ ในประเทศไทย ดังตารางที่ 3.11 ดังนั้นด้วยจำนวนประชากรที่มีจำนวนมากที่สุด และมีโอกาสเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงที่สุด หากเกิดแผ่นดินไหวขึ้นอาจจะทำให้ส่งผลกระทบต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนมากที่สุด ดังนั้นจึงเลือก อ.เมือง จ.เชียงใหม่เป็นสถานที่ตั้งของอาคารที่นำมาศึกษา โดยกำหนดให้ประเภทของชั้นดินเป็นประเภท D ซึ่งมีค่าความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ยในช่วง 30 เมตรแรก 180-360 เมตร/วินาที

ตารางที่ 3.11 ค่าสเปกตรัมการตอบสนองของจังหวัดในภาคเหนือและจังหวัดกาญจนบุรี

อำเภอ	มยผ.1302-52		มยผ.1301/1302-61	
	S_s	S_1	S_s	S_1
อ.เมือง จ.แพร่	0.847	0.214	0.919	0.214
อ.เมือง จ.เชียงใหม่	0.878	0.248	0.963	0.248
อ.เมือง จ.เชียงราย	0.798	0.232	0.917	0.250
อ.เมือง จ.ลำปาง	0.738	0.177	0.835	0.177
อ.เมือง จ.ลำพูน	0.835	0.232	0.908	0.232
อ.เมือง จ.แม่ฮ่องสอน	0.860	0.226	0.962	0.227
อ.เมือง จ.น่าน	0.629	0.150	0.738	0.150
อ.เมือง จ.พะเยา	0.630	0.146	0.781	0.146
อ.เมือง จ.อุตรดิตถ์	0.596	0.138	0.579	0.139
อ.เมือง จ.ตาก	0.481	0.140	0.543	0.142
อ.เมือง จ.กาญจนบุรี	0.704	0.205	0.642	0.241

3.5 การประเมินความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

งานวิจัยนี้ทำการประเมินอาคารตัวอย่างโดยใช้วิธีเสมือนว่าเป็นการออกแบบอาคารที่ถูกก่อสร้างใหม่เพื่อตรวจสอบกำลังการรับแรงของหน้าตัดและประเมินระดับสมรรถนะของอาคารเมื่อได้รับแรงแผ่นดินไหวเมื่ออาคารตั้งอยู่ที่ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ โดยใช้วิธีวิเคราะห์โครงสร้างดังนี้

1) วิธีสเปกตรัมผลตอบสนองแบบแยกโหมด (Modal Response Spectrum Analysis)

วิธีนี้อ้างอิงวิธีการ ข้อกำหนดและพารามิเตอร์ต่างๆ จากมาตรฐานการออกแบบอาคาร ตำนานการสันสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1301/1302-61 จำลองโครงสร้างแบบเชิงเส้น โดยใช้ค่าความเร่งของแผ่นดินไหวเสมือนการออกแบบอาคารใหม่เป็นการตรวจสอบสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ (Design Basis Earthquake, DBE) โดยจะตรวจสอบอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทาน (demand) กับกำลังต้านทาน (capacity) หรือ Demand-Capacity Ratio (DCR)

2) วิธีการผลักทางข้าง (Pushover Analysis)

วิธีการนี้อ้างอิงจากมาตรฐาน มยผ.1303-57 เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวแบบสถิตไม่เชิงเส้น โดยสร้างแบบจำลองไม่เชิงเส้นระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนคาน-เสา ตามหัวข้อที่ 3.2 ในส่วนของแรงที่กระทำต่อโครงสร้างเป็นแรงที่กระจายตามแนวตั้งโดยเป็นสัดส่วนกับรูปร่างโหมดพื้นฐานของอาคารในทิศทางของแรงกระทำแนวราบที่กำลังพิจารณา โดยจะกระทำจนกระทั่งการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร (ที่จุดควบคุม) มีค่าเท่ากับหรือมากกว่าค่าการเคลื่อนที่ของเป้าหมาย (target roof displacement) จากนั้นจึงจะหยุดให้แรงกระทำ สำหรับชุดการรวมผลระหว่างแรงในแนวตั้งและแรงแผ่นดินไหวแบ่งออกเป็น 8 ชุด ดังนี้

$$1) 0.9\text{PUSH_X+} = 0.9(\text{D}+\text{SDL})+\text{F}_x$$

$$2) 0.9\text{PUSH_X-} = 0.9(\text{D}+\text{SDL})-\text{F}_x$$

$$3) 0.9\text{PUSH_Y+} = 0.9(\text{D}+\text{SDL})+\text{F}_y$$

$$4) 0.9\text{PUSH_Y-} = 0.9(\text{D}+\text{SDL})-\text{F}_y$$

$$5) 1.1\text{PUSH_X+} = 1.1(\text{DL}+\text{SDL}+0.25\text{LL})+\text{F}_x$$

$$6) 1.1\text{PUSH_X-} = 1.1(\text{DL}+\text{SDL}+0.25\text{LL})-\text{F}_x$$

$$7) 1.1\text{PUSH_Y+} = 1.1(\text{DL}+\text{SDL}+0.25\text{LL})+\text{F}_y$$

$$8) 1.1\text{PUSH_Y-} = 1.1(\text{DL}+\text{SDL}+0.25\text{LL})-\text{F}_y$$

- โดยที่ DL หมายถึง น้ำหนักบรรทุกคงที่
- SDL หมายถึง น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม เช่น พื้นกระเบื้อง เป็นต้น (100 กก/ม²)
- LL หมายถึง น้ำหนักบรรทุกจร (150 กก/ม²)
- F_x หมายถึง แผ่นดินไหวในทิศทาง X เมื่อการเคลื่อนที่ในทิศทาง X ที่จุดควบคุมเป็นไปตามค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย
- F_y หมายถึง แผ่นดินไหวในทิศทาง Y เมื่อการเคลื่อนที่ในทิศทาง Y ที่จุดควบคุมเป็นไปตามค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย

สำหรับสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการวิเคราะห์แบบสถิติไม่เชิงเส้นจะอ้างอิงตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ซึ่งเป็นการตรวจสอบสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ (Design Basis Earthquake, DBE) เสมือนการประเมินโครงสร้างอาคารที่ถูกต้องสร้างใหม่

3) การวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Analysis)

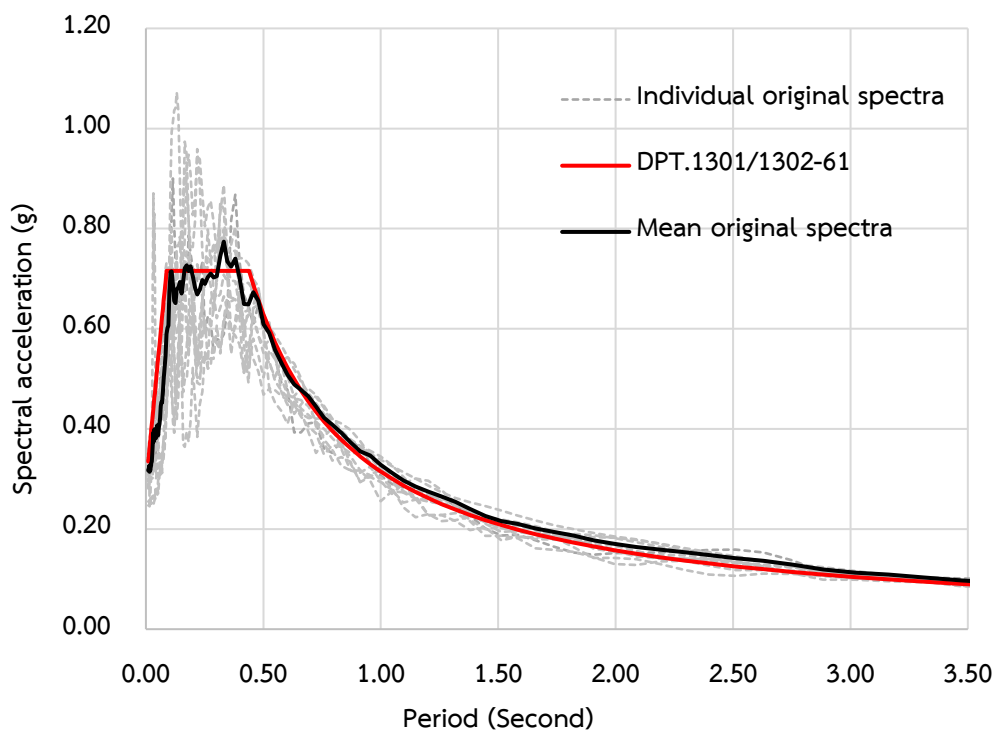
วิธีนี้ใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่อ้างอิงตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1301/1302-61 ซึ่งกำหนดให้ใช้ค่าการสั่นไหวของพื้นดินที่ถูกปรับแต่งให้มีรูปร่างสเปกตรัมสอดคล้องกับสเปกตรัมการออกแบบของอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ ประเภทของชั้นดิน D ซึ่งมีค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเท่ากับ $S_0=0.963g$ และ $S_1=0.248g$ ในช่วงคาบการสั่นระหว่าง 0.2T-1.5T โดยที่ T เป็นคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง โดยเรียกชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินในกรณีนี้ว่า Uniform Hazard Spectral (UHS) Matching Ground Motion กระทำต่ออาคารไม่น้อยกว่า 3 ชุด สำหรับการสร้างแบบจำลอง 3 มิติการสั่นไหวของพื้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์แต่ละชุดจะต้องประกอบด้วยคู่ของความเร่งพื้นพื้นดินในแนวราบสองทิศทางที่ตั้งฉากกัน ซึ่งบันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเดียวกันที่สถานีเดียวกัน

ดังนั้นในงานวิจัยนี้จะนำชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดิน ภควัสน์ มินชัยนันท์ (2555) ได้รวบรวมไว้จำนวน 10 คู่มาใช้ในการศึกษานี้ซึ่งมีลักษณะการเกิดแผ่นดินไหวสอดคล้องกับอำเภอเมือง ซึ่งได้เลือกมาจากรฐานข้อมูลของศูนย์วิจัยด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวแห่งแปซิฟิก (Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER) โดยมีรายละเอียดดังตารางที่ 3.12

จากนั้นทำการปรับแก้เพื่อหาค่าชุดข้อมูลการสั่นไหว Uniform Hazard Spectral (UHS) สำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) โดยเปรียบเทียบกับความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์สำหรับ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ดังรูปที่ 3.25

ตารางที่ 3.12 ชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นที่สอดคล้องกับ อ.เมือง จ.เชียงใหม่

NGA no.	Earthquake	Year	Station	Magnitude M_w	Distance (km)	V_{s30} (m/s)
30	Parkfield	1966	Cholame-Shandon Array #5	6.19	9.6	290
95	Managua-Nicaragua-01	1972	Managua-ESSO	6.24	4.1	289
147	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #2	5.74	9	271
148	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #3	5.74	7.4	350
149	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #4	5.74	5.7	222
159	Imperial Valley-06	1979	Agrarias	6.53	0.7	275
161	Imperial Valley-06	1979	Brawley Airport	6.53	10.4	209
162	Imperial Valley-06	1979	Calexico Fire Station	6.53	10.4	231
179	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #4	6.53	7	209
185	Imperial Valley-06	1979	Holtville Post Office	6.53	7.7	203



รูปที่ 3.25 ค่าเฉลี่ยเชิงสเปกตรัมที่ถูกปรับแก้เปรียบเทียบกับความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์สำหรับ อ.เมือง จ.เชียงใหม่ ตามมาตรฐาน มยพ.1301/1302-61

3.6 เกณฑ์การประเมินความปลอดภัยของโครงสร้าง (acceptance criteria)

งานวิจัยนี้จะประเมินสมรรถนะของโครงสร้างตามมาตรฐาน มยพ.1303-57 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557) โดยได้จำแนกระดับสมรรถนะของอาคารออกเป็น 3 ระดับ และเพิ่มระดับของการวิบัติเข้าไปอีกหนึ่งระดับ ดังตารางที่ 3.13 โดยเกณฑ์การจำแนกจะใช้พารามิเตอร์ดังตารางที่ 2.1 และ 2.2 สำหรับชิ้นส่วนคานและเสาคอนกรีตเสริมเหล็กตามลำดับ

ตารางที่ 3.13 เกณฑ์ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง

สีที่แสดง	ระดับสมรรถนะ	ความเสียหาย สำหรับโครงสร้าง ทั่วไป	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น
	อยู่ในเกณฑ์ของระดับเข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy)	ต่ำ (light)	- ไม่เกินร้อยละ 1 แบบชั่วคราว - การเคลื่อนที่แบบถาวรมีน้อยมาก
	อยู่ในเกณฑ์ของระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety)	ปานกลาง (moderate)	- ไม่เกินร้อยละ 2 แบบชั่วคราว - ไม่เกินร้อยละ 1 แบบถาวร
	อยู่ในเกณฑ์ของระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention)	รุนแรงมาก (severe)	- ไม่เกินร้อยละ 4 แบบชั่วคราวหรือแบบถาวร
	ไม่ผ่านเกณฑ์ระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse)		- เกินร้อยละ 4

3.7 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

งานวิจัยนี้จะเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์กับการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561) ซึ่งจะต้องมีค่าไม่เกิน 1.25 เท่าของค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้ดังตารางที่ 3.14

ตารางที่ 3.14 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561)

ลักษณะโครงสร้าง	ประเภทความสำคัญของอาคาร		
	I หรือ II	III	IV
โครงสร้างที่ไม่ใช่ผนังอิฐก่อรับแรงเฉือนและสูงไม่เกิน 4 ชั้น ซึ่งผนังภายใน ฉากกันห้อง ฝ้าเพดาน และผนังภายนอกถูกออกแบบให้สามารถทนต่อการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก	$0.025 h_{sx}$	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$
โครงสร้างกำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนแบบยื่นจากฐานรองรับ	$0.010 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$
โครงสร้างกำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนแบบอื่นๆ	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$
โครงสร้างอื่นๆทั้งหมด	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$



บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง

บทนี้จะแสดงผลการประเมินสมรรถนะของอาคารที่ถูกก่อสร้างจริงในพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ โดยจะตรวจสอบอัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทาน (demand) กับกำลังต้านทาน (capacity) หรือ Demand-Capacity Ratio (DCR) ของชิ้นส่วนเสาและคานในแบบจำลองอาคารทั้ง 3 หลังดังที่กล่าวในบทที่ 3 จากนั้นทำการตรวจสอบระดับสมรรถนะของอาคาร โดยวิธีการผลักทาง ด้านข้าง (Pushover Analysis) และ วิธีการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Analysis) โดยแบ่งระดับสมรรถนะตามมาตรฐาน มยผ.1303-57 ซึ่งถูกแบ่งออกเป็น 4 ระดับดังหัวข้อที่ 3.6 ซึ่งพบว่าบางองค์อาคารมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอจึงได้ ทดลองออกแบบหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างขึ้นใหม่เพื่อให้อาคารสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว ได้ ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ซึ่งแสดงอยู่ในภาคผนวก ค

4.1 ผลการประเมินโครงสร้างด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis) ตาม มยผ.1301/1302-61

4.1.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP)

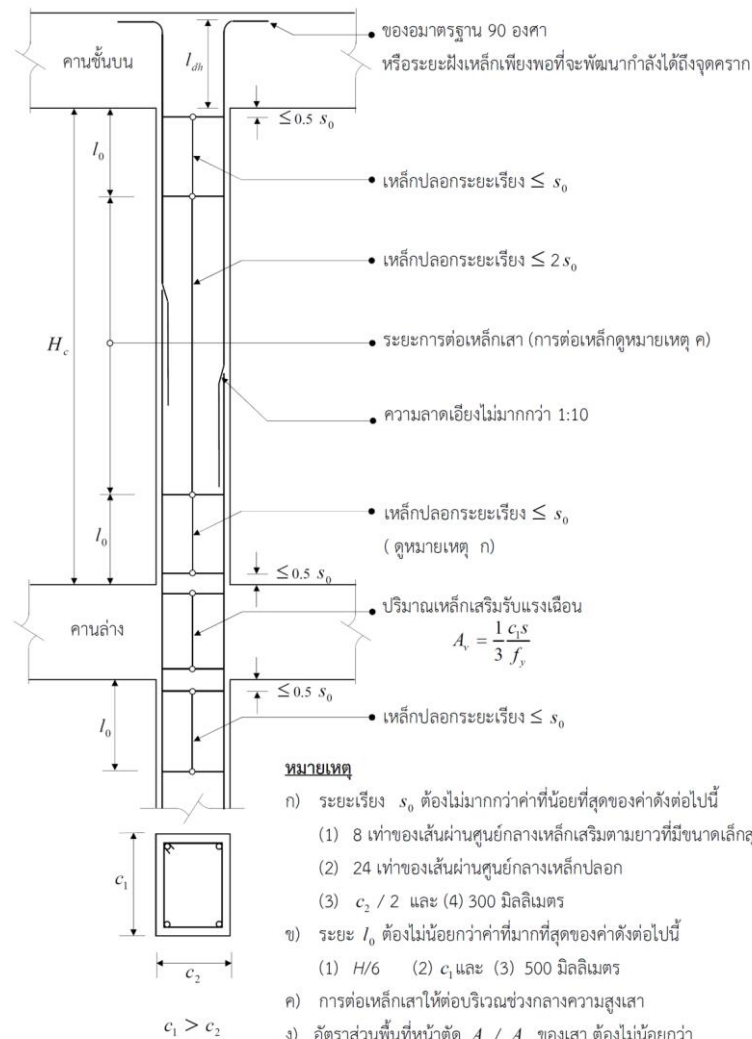
- 1) การจำแนกประเภทความสำคัญของอาคาร : ประเภท II (ตารางที่ 1.5-1 มยผ.1301/1302-61)
- 2) การจำแนกระบบโครงสร้าง : ตรวจสอบประเภทของระบบโครงสร้างจากรายละเอียดเหล็กเสริมใน อาคารตัวอย่างเพื่อจำแนกว่าอาคารตัวอย่างมีระบบการต้านทานแรงด้านข้างแบบใด ดังนี้

- การตรวจสอบรายละเอียดเหล็กเสริมในเสา : จากรายละเอียดเหล็กเสริมของอาคารตัวอย่าง สำหรับเสาระยะห่างของเหล็กปลอกจะมีค่าเท่ากับ 0.15 เมตร ตลอดความยาวเสาดังตารางที่ 3.2 โดยจะทำการเปรียบเทียบกับระยะห่างจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ดังนี้

รายละเอียดการเสริมเหล็กในโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Moment Frames) เป็นดังนี้

การเสริมเหล็กในเสา : กรณีเสา C1

$$\begin{aligned}
 \text{ระยะเรียงของเหล็กปลอกในเสา } (S_0) &\leq \min(8d_b, 24d_s, C_2/2, 300 \text{ mm}) \\
 &\leq \min(128\text{mm}, 144\text{mm}, 100\text{mm}, 300\text{mm}) \\
 &\leq 100 \text{ mm} \\
 \text{ระยะ } l_0 &\geq \max(H/6, c_1, 500\text{mm}) \\
 &\geq \max[505\text{mm}, 200\text{mm}, 500\text{mm}] \\
 &\geq 505
 \end{aligned}$$



รูปที่ 4.1 รายละเอียดเหล็กเสริมในเสาตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61

จากการคำนวณหาระยะเรียงของเหล็กปลอกพบว่าที่ระยะ I_0 จากปลายเสาจะต้องมีระยะเรียงไม่เกิน 0.10 เมตรดังรูปที่ 4.1 แต่จากระยะเรียงในอาคารตัวอย่างมีค่าเท่ากับ 0.15 เมตรตลอดความยาวเสาดังนั้นโครงสร้างอาคารนี้ตามลักษณะที่ได้ถูกก่อสร้างจริงจึงไม่จัดอยู่ในโครงสร้างต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง แต่จัดอยู่ใน **โครงสร้างต้านแรงดัดธรรมดา**

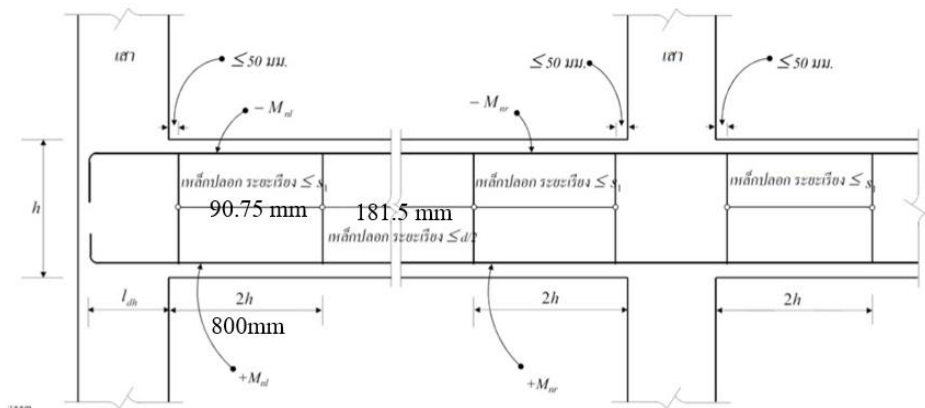
-การตรวจสอบรายละเอียดเหล็กเสริมในคาน : รายละเอียดคานในอาคารตัวอย่างมีคานทั้งหมด 3 ขนาดคือ 0.20x0.30, 0.20x0.40, 0.20x0.50 โดยมีเหล็กปลอกขนาด RB6 และ RB9 ระยะเรียงเท่ากับ 0.15 เมตรตลอดความยาวคาน สามารถตรวจสอบรายละเอียดเหล็กเสริมในคานได้ดังนี้

- รายละเอียดการเสริมเหล็กในโครงสร้างต้านแรงดัดธรรมดา (Ordinary Moment Frames, OMRF)

การเสริมเหล็กในคาน จะต้องมีการเสริมด้านทานหลักด้านทานโมเมนต์ตัดอย่างน้อย 2 เส้น ทั้งเหล็กบนและเหล็กล่างตลอดความยาวคาน โดยจะต้องมีระยะฝังที่เพียงพอที่จะทำให้เหล็กเสริมสามารถรับแรงดึงถึงจุดครากได้ : **เข้าข่าย**

- รายละเอียดการเสริมเหล็กโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Moment Frames, IMRF)

$$\begin{aligned} \text{ระยะเรียงของเหล็กปลอกคาน (S1)} &\leq \min(d/4, 8d_b, 24d_s, 300\text{mm}) \\ &\leq \min(90.75\text{mm}, 96\text{mm}, 100\text{mm}, 300\text{mm}) \\ &\leq 90.75 \text{ mm} \end{aligned}$$



รูปที่ 4.2 รายละเอียดเหล็กเสริมในคานตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61

จากการคำนวณพบว่าที่ระยะ 2h จากปลายคานระยะเรียงของเหล็กปลอกจะต้องมีค่าไม่เกิน 0.0975 เมตร ดังรูปที่ 4.2 แต่ในอาคารตัวอย่างมีค่า 0.15 เมตร ดังนั้น : **ไม่เข้าข่าย IMRF**

สรุป : อาคารตัวอย่างที่นำมาศึกษามีรายละเอียดเหล็กเสริมจัดอยู่ในประเภท โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Moment Resisting Frames, OMRF) ดังนั้นการจำแนกระบบโครงสร้างตามตารางที่ 2.3-1 มาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ซึ่งมีค่า $R = 3$, $\Omega_0 = 3$ และ $C_d = 2.5$

3) คุณสมบัติเชิงโหมดของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP)

จำนวนโหมดที่จะทำให้ผลรวมของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมด (effective modal weight) มีค่าน้อยกว่าร้อยละ 90 จากตารางที่ 4.1 พบว่าต้องใช้จำนวนโหมดทั้งหมด 26 โหมดที่ทำให้ผลรวมสะสมของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมดเกินกว่าร้อยละ 90 ทั้งสองทิศทาง

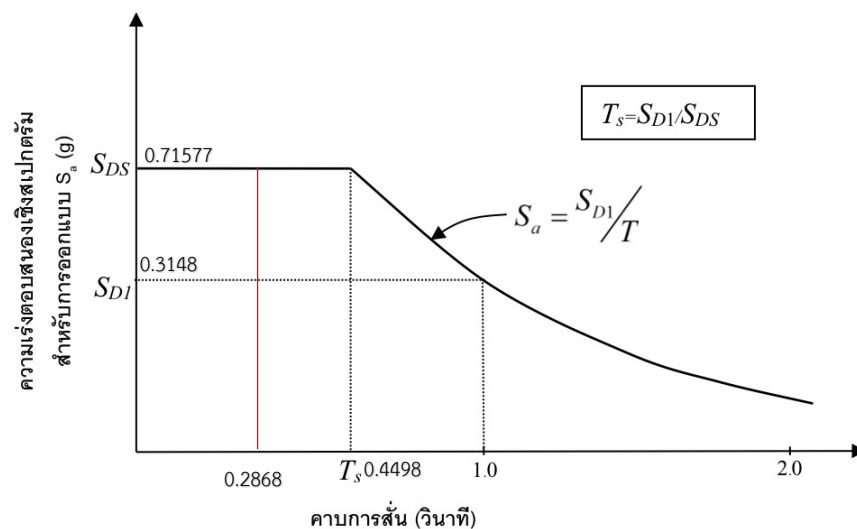
ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติเชิงโหมดของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP)

mode	period	modal participating mass		cumulative mass ratio	
	sec	UX	UY	UX	UY
1	0.95	54.11%	3.51%	1.88%	3.51%
2	0.921	6.96%	36.57%	23.07%	40.07%
3	0.723	0.27%	19.00%	39.63%	59.07%
4	0.382	2.32%	0.15%	40.77%	59.23%
5	0.374	0.36%	2.73%	52.52%	61.96%
6	0.36	0.12%	0.04%	52.95%	62.00%
7	0.32	0.03%	2.10%	54.88%	64.10%
8	0.263	0.00%	0.01%	54.88%	64.11%
9	0.228	0.00%	0.00%	54.89%	64.11%
10	0.148	0.00%	0.00%	54.89%	64.11%
11	0.141	0.00%	0.00%	54.89%	64.11%
12	0.137	0.00%	0.00%	54.89%	64.11%
13	0.128	0.00%	0.00%	54.90%	64.11%
14	0.12	0.00%	0.00%	55.31%	64.11%
15	0.112	0.00%	0.00%	55.53%	64.11%
16	0.104	0.00%	0.00%	55.56%	64.12%
17	0.098	0.00%	0.00%	55.61%	64.12%
18	0.095	0.00%	0.00%	55.78%	64.12%
19	0.088	0.00%	0.00%	55.78%	64.12%
20	0.085	0.00%	0.00%	55.78%	64.12%
21	0.073	0.00%	0.00%	55.88%	64.12%
22	0.066	0.00%	0.00%	55.88%	64.12%
23	0.063	0.00%	0.00%	55.88%	64.12%
24	0.048	0.00%	0.00%	55.88%	64.12%
25	0.039	34.91%	0.17%	56.09%	64.29%
26	0.036	0.36%	28.56%	91.11%	92.85%

4) แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Lateral Force Procedure, ELF) สำหรับอาคาร CIP กรณี R=3

คำนวณหาค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่าง (seismic base shear, V) สำหรับใช้ในการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับค่า (Scale Factor, SF) หากค่าแรงเฉือนที่ฐานจากวิธีการเชิงพลศาสตร์น้อยกว่า 85% ของค่าแรงเฉือนที่ฐานที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ดังนี้

จากการคำนวณน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (W) มีค่าเท่ากับ 1648.64 กิโลนิวตัน จากสมการที่ 3.3-1 ในมาตรฐาน มยพ.1301/1302-61 คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเท่ากับ $T=0.02H=0.02(9.56)=0.191$ วินาที และคาบการสั่นจากวิธีเชิงพลศาสตร์มีค่าเท่ากับ 0.95 วินาที ซึ่งมีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของคาบการสั่นจากสมการที่ 3.3-1 ดังนั้นกำหนดคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างเท่ากับ $1.5(0.19)=0.287$ วินาที อ่านหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบ 0.287 วินาที จากรูปที่ 4.3 ได้เท่ากับ 0.716g ทำให้ $C_s=S_a(I/R)=0.716(1/3)=0.239$ ค่าแรงเฉือนที่ฐานสำหรับวิธีแรงสถิตเทียบเท่าจะมีค่าเท่ากับ $V=C_sW=0.239(1648.64)=393.31$ กิโลนิวตัน



รูปที่ 4.3 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีสถิตเทียบเท่าสำหรับอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ ที่มีค่า $S_{D1} \leq S_{DS}$

5) แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (Response Spectrum Analysis, RSA) โครงสร้างแบบคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP) กรณี R=3

5.1) แรงเฉือนที่ฐานก่อนการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) ในทิศทาง X และทิศทาง Y

การคำนวณค่าตัวประกอบปรับค่าเพื่อให้แรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีเชิงพลศาสตร์ไม่น้อยกว่า 85% ของแรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ดังตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 ค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP) กรณี R=3

แรงเฉือนพื้นฐาน/ทิศทาง	EQX	EQY
	กิโลนิวตัน	กิโลนิวตัน
V	393.31	393.31
0.85V	334.31	334.31
V_t	145.24	120.11
SF	2.30	2.78

โดยที่ V คือ แรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

V_t คือ แรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด

SF คือ ค่าตัวประกอบปรับค่า

5.2) แรงเฉือนพื้นฐานหลังการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับแก้ค่าในทิศทาง X และ Y การคูณค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) สำหรับนำไปวิเคราะห์หาแรงภายในชิ้นส่วนดังตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 การคูณตัวคูณปรับค่าใน Load combination ของอาคารโครงสร้างแบบคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP) กรณี R=3

แรงเฉือนพื้นฐาน/ทิศทาง	EQX	EQY
	กิโลนิวตัน	กิโลนิวตัน
0.85V	334.31	334.31
$V_t \times SF$	334.31	334.31

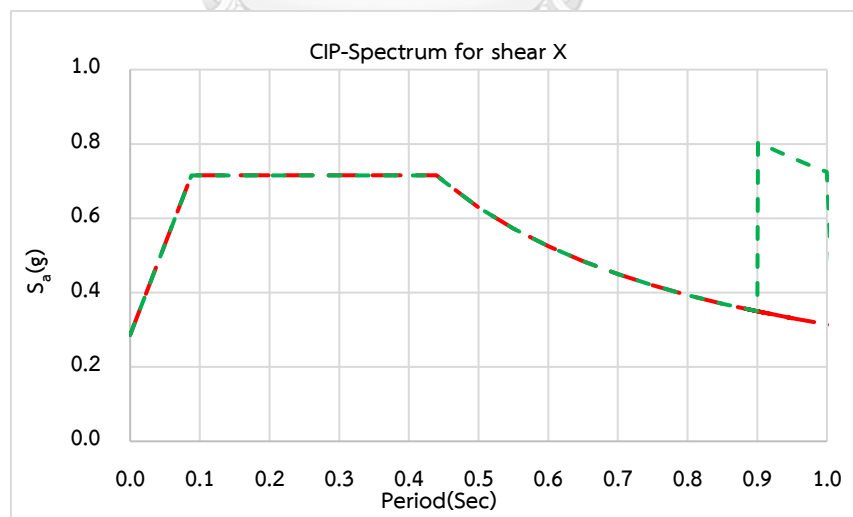
จากตารางที่ 4.3 ค่าแรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ในแกน X และ Y ($V_t \times SF$) มีค่าไม่น้อยกว่า 0.85V

6) การวิเคราะห์แรงเฉือนในองค์อาคารแนวตั้งโดยวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) สำหรับอาคาร CIP

สำหรับการหาค่าแรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งสำหรับการออกแบบรายชั้นส่วนจะต้องใช้วิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) โดยจะทำการสร้างค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมขึ้นมาอีกชุดหนึ่งแต่จะต้องทำการปรับค่าสเปกตรัมบริเวณคาบการสั่นในโหมดพื้นฐาน (Mode 1) ในแต่ละทิศทางในแนวราบโดยการคูณด้วย $SF \cdot \Omega_0 / R$ โดย SF คำนวณได้จากหัวข้อที่ 5.1) ส่วนค่า Ω_0 และ R สามารถหาได้จากการจำแนกประเภทของโครงสร้างในหัวข้อที่ 2) ในกรณีที่ต้องวิเคราะห์วิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวใน 2 ทิศทางต่ออาคารร่วมกัน (หัวข้อ 2.6.3 จาก มยผ. 1301/1302-61) สามารถใช้ข้อมูลความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชุดเดียวกันหากค่าตัวคูณปรับค่า (SF) มีค่าเท่ากันทั้งสองทิศทาง โดยทำการปรับลดค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเฉพาะบริเวณคาบการสั่นที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานในทั้งสองทิศทางในแนวราบ

6.1) การสร้างค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับวิธี MRSA ในทิศทาง X

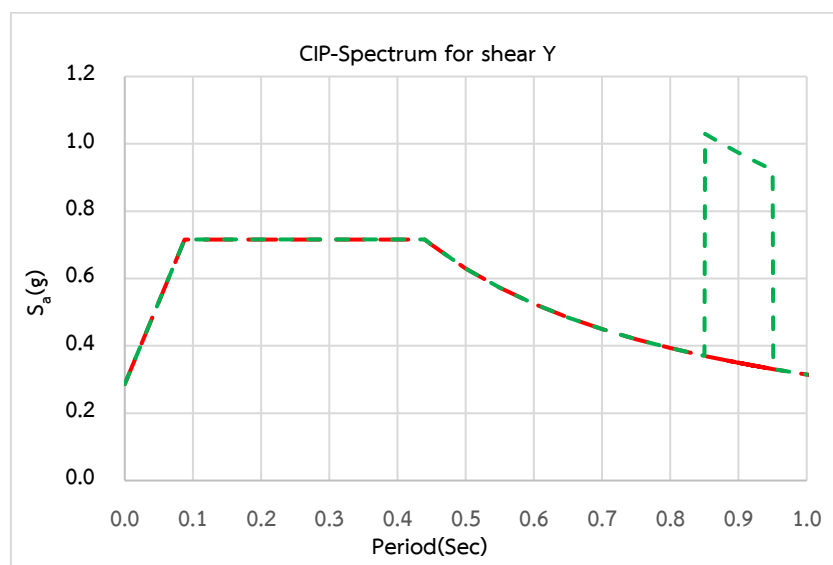
สำหรับอาคารในตัวอย่างนี้คาบการสั่นพื้นฐานในทิศทาง X เท่ากับ 0.95 วินาทีซึ่งตรงกับโหมดที่ 1 ดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งสเปกตรัมในช่วง 0.90 ถึง 1.00 วินาที เนื่องจากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างค่าคาบการสั่นที่ได้จากการวิเคราะห์ในแต่ละครั้งอาจมีการคลาดเคลื่อนไปจากเดิมดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป็นช่วงที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานโดยคูณด้วย $SF \cdot \frac{\Omega_0}{R}$ มีค่าเท่ากับ $2.3 \cdot \frac{3}{3} = 2.3$ สเปกตรัมในทิศทาง X สำหรับวิธี MRSA ในชื่อ CIP-Spectrum for Shear X กรณี R=3 ดังรูปที่ 4.4



รูปที่ 4.4 สร้าง Response Spectrum Function : CIP-Spectrum for shear X สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง X กรณี R=3

6.2) การสร้างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับวิธี MRSA ในทิศทาง Y

สำหรับอาคารในตัวอย่างนี้คาบการสั่นพื้นฐานในทิศทาง Y เท่ากับ 0.921 วินาทีซึ่งตรงกับโหมดที่ 2 ดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งสเปกตรัมในช่วง 0.85 ถึง 0.95 วินาที จากนั้นปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป็นช่วงที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานโดยคูณด้วย $SF \cdot \frac{\Omega_0}{R}$ มีค่าเท่ากับ $2.78 \cdot \frac{3}{3} = 2.78$ สเปกตรัมในทิศทาง Y สำหรับวิธี MRSA ในชื่อ CIP-Spectrum for Shear Y ดังรูปที่ 4.5



รูปที่ 4.5 สร้าง Response Spectrum Function : CIP-Spectrum for shear Y สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง Y กรณี R=3

7) คำนวณหาแรงภายในสำหรับการตรวจสอบกำลังของชิ้นส่วนในอาคารโครงสร้างแบบคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP)

สำหรับการออกแบบโดยวิธีกำลังใช้วิธีการรวมผลของแรงโดยเลือกชุดการรวมผลที่ให้ค่าแรงภายในชิ้นส่วนที่วิกฤตที่สุดของชุดการรวมผลต่อไปนี้

$$\text{Comb1} : 0.75(1.4D+1.7L)+1.0E_x+0.3E_y$$

$$\text{Comb2} : 0.75(1.4D+1.7L)+0.3E_x+1.0E_y$$

$$\text{Comb3} : 0.9D+1.0E_x+0.3E_y$$

$$\text{Comb4} : 0.9D+0.3E_x+1.0E_y$$

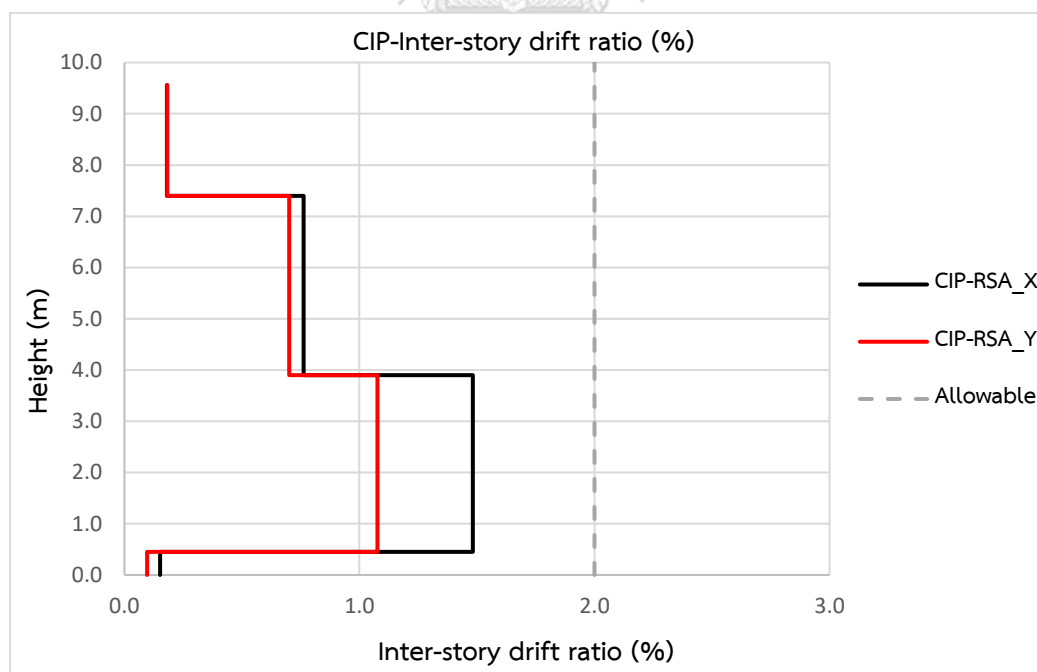
หลังจากทำการวิเคราะห์การรวมผลของแรงหลายชุดแล้วจึงนำค่าที่วิกฤตที่สุดไปใช้ในการออกแบบกำลังต้านทานขึ้นส่วนของโครงสร้างตามมาตรฐาน ACI 318-14

จากการตรวจสอบอัตราส่วนระหว่าง กำลังที่ต้องต้านทานต่อกำลังของหน้าตัด (Demand-Capacity Ratio, DCR) จากการวิเคราะห์โดยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองเชิงโหมดโดยใช้พารามิเตอร์ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 พบว่าบริเวณช่วงเสาชั้นตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2 และช่วงเสาพื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา มีค่ามากกว่า 1 ดังตารางที่ 4.4 หมายถึงหน้าตัดไม่สามารถรับแรงที่มากระทำได้

ตารางที่ 4.4 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนจากการวิเคราะห์ในชุดการรวมผลของแรง Comb1-Comb4 ในอาคาร CIP

ช่วงชั้นที่พิจารณา	โมเมนต์ดัด	แรงเฉือน
ตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2	2.53-3.70	2.68-3.72
พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา	2.18-3.25	0.27-1.45

จากการตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นดังรูปที่ 4.6 พบว่าอาคาร CIP มีค่าไม่เกินกว่าเกณฑ์ที่ยอมรับในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ทั้งทิศทาง X และ Y



รูปที่ 4.6 การตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นในอาคาร CIP

4.1.2 อาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB)

- 1) การจำแนกประเภทความสำคัญของอาคาร : ประเภท II (ตารางที่ 1.5-1 มยพ.1301/1302-61)
- 2) การจำแนกระบบโครงสร้าง : ระบบโครงสร้างแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จแบบธรรมดา
- 3) คุณสมบัติเชิงโหมดของโครงสร้างอาคารโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่พิจารณาส่วนคานยื่น (PCB)

จำนวนโหมดที่จะทำให้ผลรวมของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมด (effective modal weight) มีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 จากตารางที่ 4.5 พบว่าจะต้องใช้จำนวนโหมดทั้งหมด 26 โหมดที่ทำให้ผลรวมสะสมของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมดเกินกว่าร้อยละ 90 ทั้งสองทิศทาง



ตารางที่ 4.5 คุณสมบัติเชิงโหมดของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB)

mode	period	modal participating mass		cumulative mass ratio	
	sec	UX	UY	UX	UY
1	2.123	23.44%	6.77%	23.44%	6.77%
2	1.797	15.86%	33.20%	39.30%	39.96%
3	1.464	10.62%	10.15%	49.91%	50.11%
4	0.899	3.11%	0.29%	53.02%	50.41%
5	0.788	0.97%	1.15%	53.99%	51.56%
6	0.742	0.09%	0.96%	54.08%	52.52%
7	0.726	0.05%	1.77%	54.13%	54.29%
8	0.596	8.24%	0.57%	62.37%	54.86%
9	0.556	1.25%	9.35%	63.61%	64.21%
10	0.496	1.70%	0.86%	65.31%	65.07%
11	0.267	0.17%	0.00%	65.49%	65.07%
12	0.248	0.04%	0.00%	65.52%	65.07%
13	0.24	0.00%	0.01%	65.52%	65.09%
14	0.207	0.00%	0.00%	65.53%	65.09%
15	0.19	0.00%	0.04%	65.53%	65.12%
16	0.18	0.03%	0.00%	65.56%	65.13%
17	0.171	0.01%	0.00%	65.57%	65.13%
18	0.165	0.00%	0.06%	65.57%	65.19%
19	0.156	0.01%	0.00%	65.58%	65.19%
20	0.143	0.00%	0.00%	65.58%	65.19%
21	0.131	0.00%	0.00%	65.58%	65.19%
22	0.097	0.00%	0.00%	65.58%	65.19%
23	0.083	0.00%	0.00%	65.58%	65.19%
24	0.075	0.00%	0.00%	65.58%	65.19%
25	0.049	33.85%	0.02%	99.44%	65.21%
26	0.044	0.02%	33.71%	99.46%	98.92%

4) แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Lateral Force Procedure, ELF) สำหรับโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB)

จากการคำนวณน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (W) มีค่าเท่ากับ 1663.89 กิโลนิวตัน จากสมการที่ 3.3-1 ในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเท่ากับ $T=0.02H=0.02(9.56)=0.191$ วินาที และคาบการสั่นจากวิธีเชิงพลศาสตร์มีค่าเท่ากับ 2.123 วินาที ซึ่งมีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของคาบการสั่นจากสมการที่ 3.3-1 ดังนั้นกำหนดคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างเท่ากับ $1.5(0.191)=0.287$ วินาที ดังนั้นคำนวณหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม จากรูปที่ 4.3 เท่ากับ 0.716g ทำให้ $C_s=S_a(I/R)=0.716(1/3)=0.239$ ค่าแรงเฉือนที่ฐานสำหรับวิธีแรงสถิตเทียบเท่ามีค่าเท่ากับ $V=C_sW=0.239(1663.87)=396.94$ กิโลนิวตัน

5) แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (Response Spectrum Analysis, RSA) โครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่พิจารณาส่วนคานยื่น (PCB)

5.1) แรงเฉือนที่ฐานก่อนการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) ในทิศทาง X และ Y

การคำนวณค่าตัวประกอบปรับค่าเพื่อให้แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีเชิงพลศาสตร์ไม่น้อยกว่า 85% ของแรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ดังตารางที่ 4.6

ตารางที่ 4.6 ค่าตัวประกอบปรับค่า (Scale Factor, SF) ของอาคารโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB) กรณี R=3

แรงเฉือนที่ฐาน/ทิศทาง	EQX	EQY
	กิโลนิวตัน	กิโลนิวตัน
V	396.94	396.94
0.85V	337.40	337.40
V_t	108.50	106.94
SF	3.11	3.16

โดยที่ V คือ แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

V_t คือ แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด

SF คือ ค่าตัวประกอบปรับค่า

5.2) แรงเฉือนพื้นฐานหลังการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับค่าในทิศทาง X และ Y

การคูณค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) สำหรับนำไปวิเคราะห์หาแรงภายในชิ้นส่วนดังตารางที่ 4.7

ตารางที่ 4.7 การคูณตัวคูณปรับค่าใน Load combination ในอาคารโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จ ที่มีคานยื่น (PCB) กรณี R=3

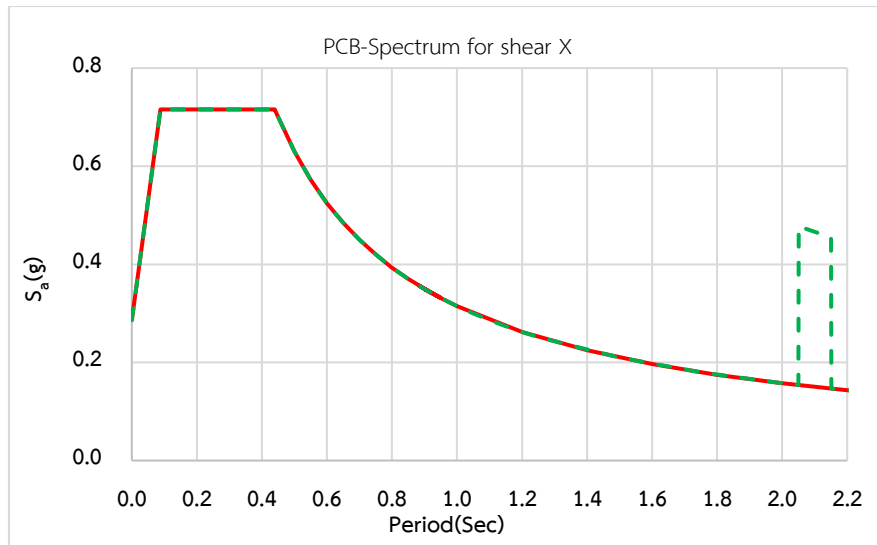
แรงเฉือนพื้นฐาน/ทิศทาง	EQX	EQY
	กิโลนิวตัน	กิโลนิวตัน
0.85V	334.31	334.31
$V_t \times SF$	334.31	334.71

จากตารางที่ 4.7 ค่าแรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ในแกน X และ Y ($V_t \times SF$) มีค่าไม่น้อยกว่า 0.85V

6) การวิเคราะห์แรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งโดยวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) สำหรับอาคาร PCB

6.1) การสร้างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับวิธี MRSA ในทิศทาง X

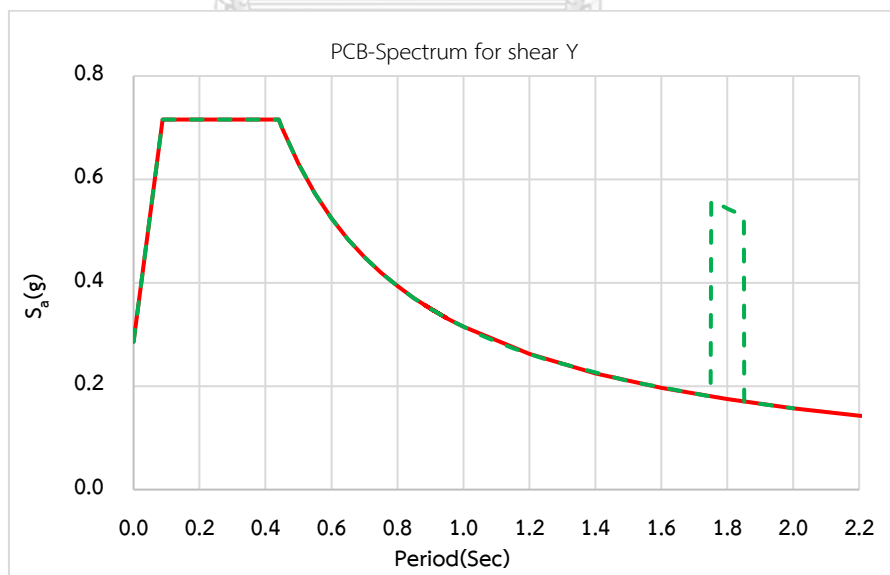
สำหรับอาคารในตัวอย่างนี้ค่าการสั่นพื้นฐานในทิศทาง X เท่ากับ 2.123 วินาทีซึ่งตรงกับโหมดที่ 1 ดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งสเปกตรัมในช่วง 2.05 ถึง 2.15 วินาที เนื่องจากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างค่าคาบการสั่นที่ได้จากการวิเคราะห์ในแต่ละครั้งอาจมีการคลาดเคลื่อนไปจากเดิมดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป็นช่วงที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานโดยคูณด้วย $SF \cdot \frac{\Omega_0}{R}$ มีค่าเท่ากับ $3.11 \cdot \frac{3}{3} = 3.11$ สเปกตรัมในทิศทาง X สำหรับวิธี MRSA ในชื่อ PCB-Spectrum for Shear X ดังรูปที่ 4.7



รูปที่ 4.7 สร้าง Response Spectrum Function : PCB-Spectrum for shear X สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง X กรณี R=3

6.2) การสร้างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับวิธี MRSA ในทิศทาง Y

สำหรับอาคารในตัวอย่างนี้คาบการสั่นพื้นฐานในทิศทาง Y เท่ากับ 1.797 วินาทีซึ่งตรงกับโหมดที่ 2 ดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งสเปกตรัมในช่วง 1.75 ถึง 1.85 วินาที จากนั้นปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป็นช่วงที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานโดยคูณด้วย $SF \cdot \frac{\Omega_0}{R}$ มีค่าเท่ากับ $3.16 \cdot \frac{3}{3} = 3.16$ สเปกตรัมในทิศทาง Y สำหรับวิธี MRSA ในชื่อ Spectrum for Shear Y ดังรูปที่ 4.8



รูปที่ 4.8 สร้าง Response Spectrum Function : PCB-Spectrum for shear Y สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง Y กรณี R=3

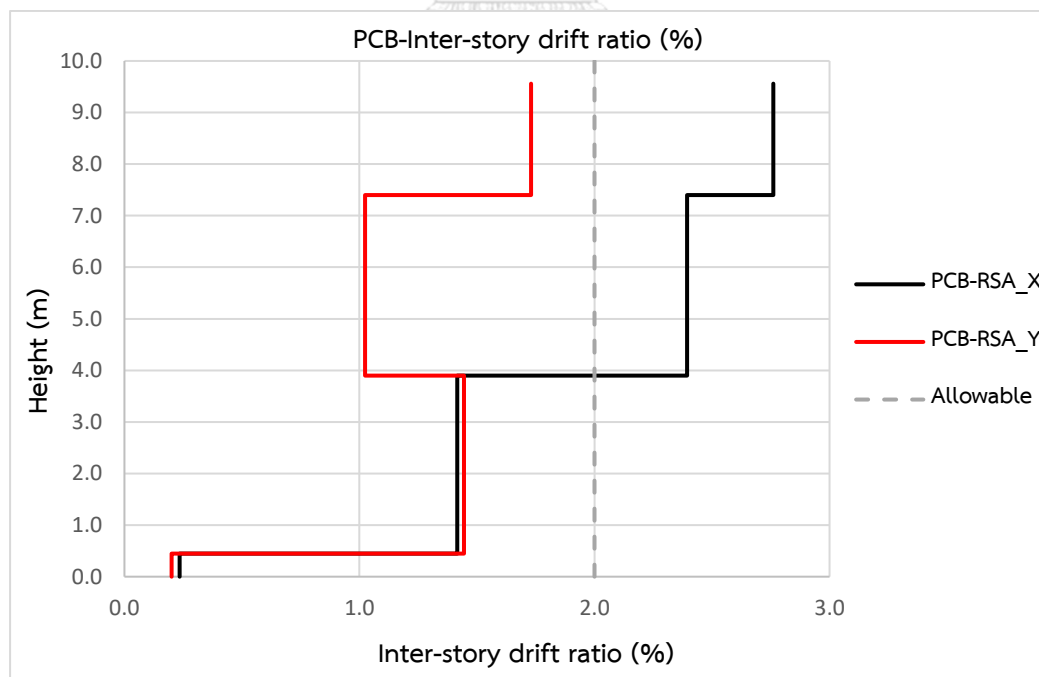
7) คำนวณหาแรงภายในสำหรับการตรวจสอบกำลังของชิ้นส่วนในอาคารโครงสร้างแบบคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อสำเร็จที่พิจารณาส่วนคานยื่น (PCB)

จากการตรวจสอบอัตราส่วนระหว่าง กำลังที่ต้องต้านทานต่อกำลังของหน้าตัด (Demand-Capacity Ratio, DCR) จากการวิเคราะห์โดยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองเชิงโหมดโดยใช้พารามิเตอร์ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 พบว่าบริเวณช่วงเสาตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2 และช่วงเสาพื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา มีค่ามากกว่า 1 ดังตารางที่ 4.8 หมายถึงหน้าตัดไม่สามารถรับแรงที่มากระทำได้

ตารางที่ 4.8 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัด และแรงเฉือนจากการวิเคราะห์ในชุดการรวมผล Comb1-Comb4 ในอาคาร PCB

ช่วงชั้นที่พิจารณา	โมเมนต์ดัด	แรงเฉือน
ตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2	1.68-2.80	0.75-3.54
พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา	1.41-4.54	0.82-1.66

จากการตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นดังรูปที่ 4.9 พบว่าอาคาร PCB ในทิศทาง X มีค่าเกินกว่าเกณฑ์ที่ยอมรับในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 แต่ทิศทาง Y มีค่าไม่เกินเกณฑ์ที่ยอมรับในมาตรฐาน



รูปที่ 4.9 การตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในอาคาร PCB

4.1.3 อาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB)

- 1) การจำแนกประเภทความสำคัญของอาคาร : ประเภท II (ตารางที่ 1.5-1 มยผ.1301/1302-61)
- 2) การจำแนกระบบโครงสร้าง : เสายื่นจากฐานรากโดยคานมาเชื่อมต่อแบบยึดหมุน (cantilevered column systems) ระบบโครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จแบบธรรมดา มาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61 และ ASCE7-16
- 3) คุณสมบัติเชิงโหมดของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB)

จำนวนโหมดที่จะทำให้ผลรวมของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมด (effective modal weight) มีค่าน้อยกว่าร้อยละ 90 จากตารางที่ 4.9 พบว่าจะต้องใช้จำนวนโหมดทั้งหมด 26 โหมดที่ทำให้ผลรวมสะสมของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมดเกินกว่าร้อยละ 90 ทั้งสองทิศทาง



ตารางที่ 4.9 คุณสมบัติเชิงโหมดของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB)

mode	period sec	modal participating mass		cumulative mass ratio	
		UX	UY	UX	UY
1	2.908	0.89%	46.85%	0.89%	46.85%
2	2.782	44.07%	1.45%	44.96%	48.29%
3	2.332	4.65%	0.54%	49.62%	48.83%
4	1.215	0.02%	0.04%	49.64%	48.87%
5	1.168	0.05%	0.15%	49.69%	49.03%
6	1.093	0.49%	0.32%	50.18%	49.34%
7	0.791	2.39%	0.15%	52.57%	49.49%
8	0.662	0.16%	12.51%	52.73%	62.00%
9	0.612	10.93%	0.05%	63.66%	62.05%
10	0.56	0.68%	2.48%	64.34%	64.53%
11	0.517	1.13%	0.91%	65.47%	65.44%
12	0.323	0.00%	0.02%	65.47%	65.46%
13	0.262	0.04%	0.00%	65.50%	65.46%
14	0.251	0.17%	0.00%	65.68%	65.47%
15	0.243	0.00%	0.16%	65.68%	65.63%
16	0.211	0.01%	0.00%	65.68%	65.63%
17	0.195	0.00%	0.09%	65.68%	65.71%
18	0.191	0.01%	0.01%	65.69%	65.72%
19	0.186	0.00%	0.00%	65.69%	65.72%
20	0.182	0.00%	0.13%	65.70%	65.85%
21	0.181	0.07%	0.00%	65.77%	65.85%
22	0.178	0.06%	0.00%	65.84%	65.85%
23	0.174	0.01%	0.00%	65.84%	65.86%
24	0.134	0.02%	0.00%	65.86%	65.86%
25	0.051	33.68%	0.02%	99.54%	65.88%
26	0.049	0.03%	30.17%	99.57%	96.04%

4) แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Lateral Force Procedure, ELF) ของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB)

จากการคำนวณน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (W) มีค่าเท่ากับ 1676.53 กิโลนิวตัน จากสมการที่ 3.3-1 ในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเท่ากับ $T=0.02H=0.02(9.56) = 0.191$ วินาที และคาบการสั่นจากวิธีเชิงพลศาสตร์มีค่าเท่ากับ 2.908 วินาที ซึ่งมีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของคาบการสั่นจากสมการที่ 3.3-1 ดังนั้นกำหนดคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างเท่ากับ $1.5(0.191) = 0.287$ วินาที ดังนั้นคำนวณหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมจากรูปที่ 4.3 เท่ากับ $0.716g$ ทำให้ $C_s=S_a(I/R) = 0.716(1/1) = 0.716$ ค่าแรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า $V=C_sW = 0.716(1676.53) = 1199.89$ กิโลนิวตัน

5) แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (Response Spectrum Analysis, RSA) ของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB)

5.1) แรงเฉือนที่ฐานก่อนการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับค่าในทิศทาง X และ Y

การคำนวณค่าตัวประกอบปรับค่าเพื่อให้แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีเชิงพลศาสตร์ไม่ให้น้อยกว่า 85% ของแรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ดังตารางที่ 4.10

ตารางที่ 4.10 ค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) ของอาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB) กรณี $R=1$

แรงเฉือนที่ฐาน/ทิศทาง	EQX	EQY
	กิโลนิวตัน	กิโลนิวตัน
V	1199.89	1199.89
0.85V	1019.91	1019.91
V_t	331.97	302.62
SF	3.07	3.37

โดยที่ V คือ แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

V_t คือ แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด

SF คือ ค่าตัวประกอบปรับค่า

5.2) แรงเฉือนที่ฐานหลังการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) ในทิศทาง X และ Y

การคูณค่าตัวประกอบปรับแก้ (SF) สำหรับนำไปวิเคราะห์หาแรงภายในชิ้นส่วนดังตารางที่ 4.11

ตารางที่ 4.11 การคูณตัวคูณปรับค่าใน Load combination ในอาคาร PCNB

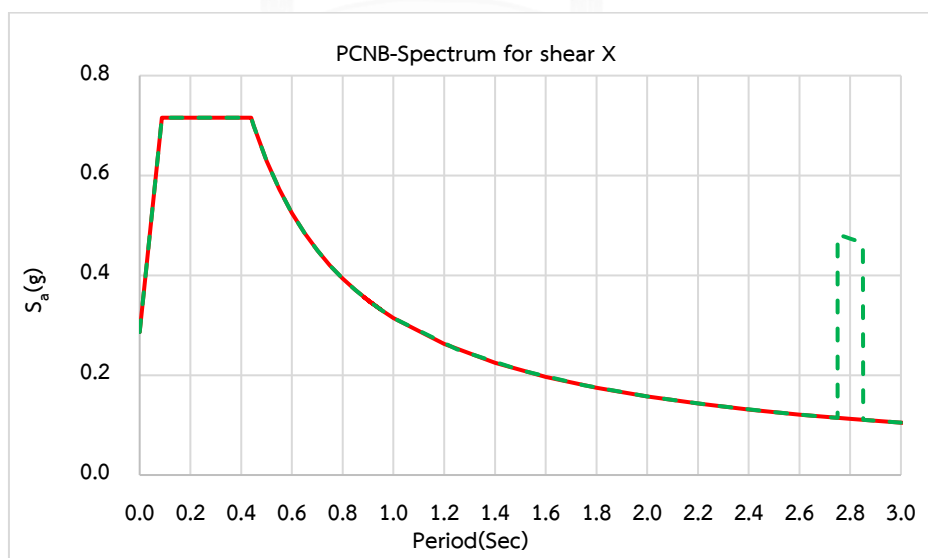
แรงเฉือนที่ฐาน/ทิศทาง	EQX	EQY
	กิโลนิวตัน	กิโลนิวตัน
0.85V	1019.91	1019.91
$V_t \times SF$	1019.91	1019.91

จากตารางที่ 4.11 ค่าแรงเฉือนที่ฐานจากวิธีการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ในแกน X และ Y ($V_t \times SF$) มีค่าไม่น้อยกว่า 0.85V

6) การวิเคราะห์แรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งโดยวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) สำหรับอาคาร PCNB

6.1) การสร้างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับวิธี MRSA ในทิศทาง X

สำหรับอาคารในตัวอย่างนี้คาบการสั่นพื้นฐานในทิศทาง X เท่ากับ 2.782 วินาทีซึ่งตรงกับโหมดที่ 2 ดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งสเปกตรัมในช่วง 2.75 ถึง 2.85 วินาที เนื่องจากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างค่าคาบการสั่นที่ได้จากการวิเคราะห์ในแต่ละครั้งอาจมีการคลาดเคลื่อนไปจากเดิมดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป็นช่วงที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานโดยคูณด้วย $SF \cdot \frac{\Omega_0}{R}$ มีค่าเท่ากับ $3.07 \cdot \frac{1.25}{1} = 3.84$ สเปกตรัมในทิศทาง X สำหรับวิธี MRSA ในชื่อ Spectrum for Shear X ดังรูปที่ 4.10

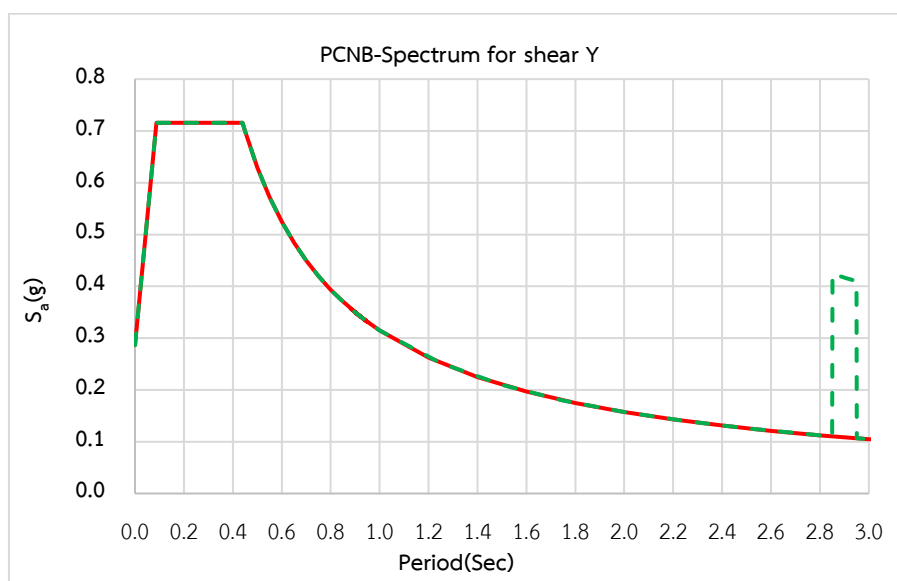


รูปที่ 4.10 สร้าง Response Spectrum Function : PCNB-Spectrum for shear X สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง X กรณี R=1

6.2) การสร้างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับวิธี MRSA ในทิศทาง Y

สำหรับอาคารในตัวอย่างนี้คาบการสั่นพื้นฐานในทิศทาง Y เท่ากับ 2.908 วินาทีซึ่งตรงกับโหมดที่ 1 ดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งสเปกตรัมในช่วง 2.85 ถึง 2.95 วินาที จากนั้นปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป็นช่วงที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานโดยคูณด้วย $SF \cdot \frac{\Omega_0}{R}$ มีค่าเท่ากับ $3.37 \cdot \frac{1.25}{1} = 4.21$ สเปกตรัมในทิศทาง Y สำหรับวิธี MRSA ในชื่อ Spectrum for Shear Y ดังรูปที่

4.11



รูปที่ 4.11 สร้าง Response Spectrum Function : PCNB-Spectrum for shear Y สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง Y กรณี R=1

CHULALONGKORN UNIVERSITY

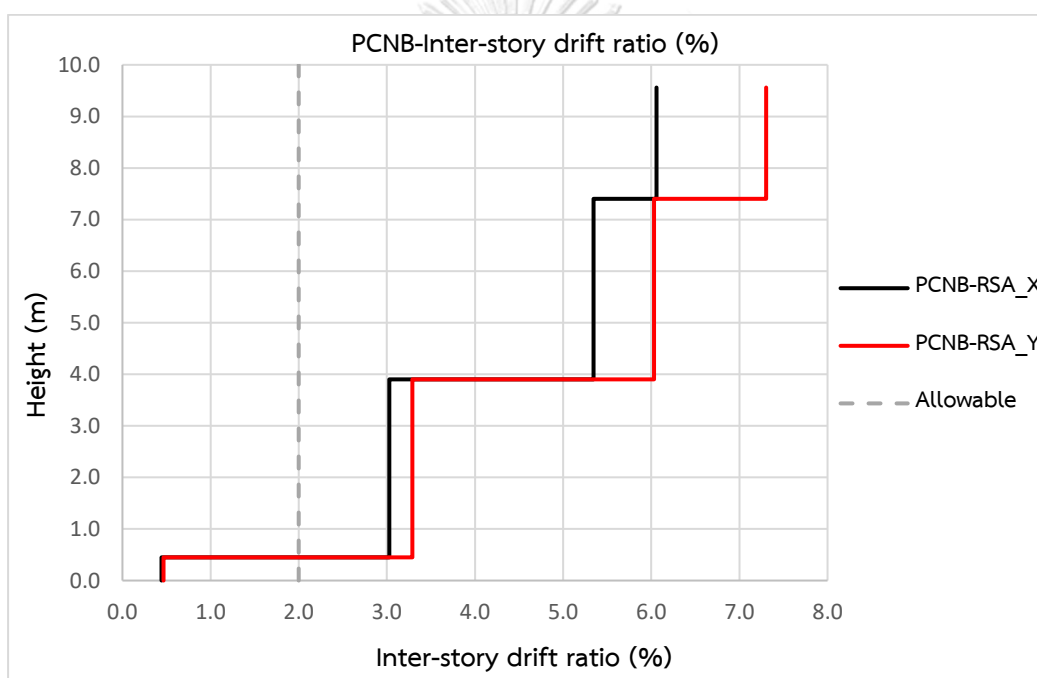
7) คำนวณหาแรงภายในสำหรับการตรวจสอบกำลังของชิ้นส่วนในอาคารของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่พิจารณาส่วนคานที่ยื่น (PCNB)

จากการตรวจสอบอัตราส่วนระหว่าง กำลังที่ต้องต้านทานต่อกำลังของหน้าตัด (Demand-Capacity Ratio, DCR) จากการวิเคราะห์โดยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองเชิงโหมดโดยใช้พารามิเตอร์ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 พบว่าบริเวณช่วงเสาตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2 และช่วงเสาพื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา มีค่ามากกว่า 1 ดังตารางที่ 4.12 หมายถึงหน้าตัดไม่สามารถรับแรงที่มากระทำได้

ตารางที่ 4.12 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัด และแรงเฉือนจากการวิเคราะห์ในชุดการรวมผล Comb1-Comb4 ในอาคาร PCNB

ช่วงชั้นที่พิจารณา	โมเมนต์ดัด	แรงเฉือน
ตอม่อ-พื้นชั้นที่ 2	7.22-9.14	1.82-3.98
พื้นชั้นที่ 2-หลังคา	4.39-7.42	0.35-1.28

จากการตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นดังรูปที่ 4.12 พบว่าอาคาร PCNB ทั้งทิศทาง X และ Y มีค่าเกินกว่าเกณฑ์ที่ยอมรับในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61



รูปที่ 4.12 การตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในอาคาร PCNB

4.2 ผลการวิเคราะห์จากวิธีการผลักทางด้านข้าง (Pushover Analysis)

4.2.1 ผลการประเมินระดับสมรรถนะจากวิธีการผลักทางด้านข้าง

ผลการประเมินระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างทั้ง 3 แบบจากวิธีการผลักทางด้านข้าง (Pushover Analysis) โดยการกำหนดจุดควบคุมที่ชั้นคานหลังคา จากนั้นทำการผลักอาคารตัวอย่างให้เคลื่อนที่เท่ากับค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย โดยคำนวณจากวิธี Linear Response Spectrum Analysis (LRSA) จากนั้นทำการประเมินระดับสมรรถนะของอาคารจากความเสียหายที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนและการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นเมื่อจุดควบคุมเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งต่างๆ โดยจะแบ่งการวิเคราะห์เป็น 2 ส่วนตามชุดการรวมผลของน้ำหนักในแนวดิ่งดังนี้

จากการวิเคราะห์ในชุดการรวมผลของแรง $0.9(D+SDL)$ พบว่าอาคาร CIP จุดควบคุมสามารถเคลื่อนที่ไปได้เท่ากับ 0.089 เมตร และ 0.07 เมตรในทิศทาง X และ Y ตามลำดับ อาคาร PCB จุดควบคุมสามารถเคลื่อนที่ไปได้เท่ากับ 0.152 เมตร และ 0.104 เมตรในทิศทาง X และ Y ตามลำดับ และอาคาร PCNB จุดควบคุมสามารถเคลื่อนที่ไปได้เท่ากับ 0.278 เมตร และ 0.311 เมตรในทิศทาง X และ Y ตามลำดับ

สำหรับชุดการรวมผลของแรง $1.1(D+SDL+0.25L)$ พบว่าอาคาร CIP จุดควบคุมสามารถเคลื่อนที่ไปได้เท่ากับ 0.099 เมตร และ 0.078 เมตรในทิศทาง X และ Y ตามลำดับ อาคาร PCB จุดควบคุมสามารถเคลื่อนที่ไปได้เท่ากับ 0.171 เมตร และ 0.117 เมตรในทิศทาง X และ Y ตามลำดับ และอาคาร PCNB จุดควบคุมสามารถเคลื่อนที่ไปได้เท่ากับ 0.311 เมตร และ 0.346 เมตรในทิศทาง X และ Y ตามลำดับ

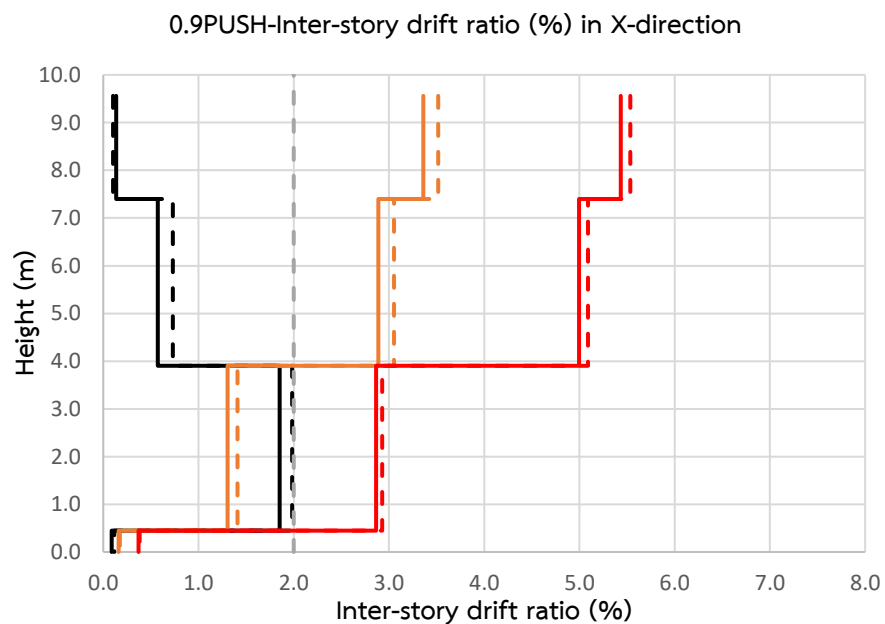
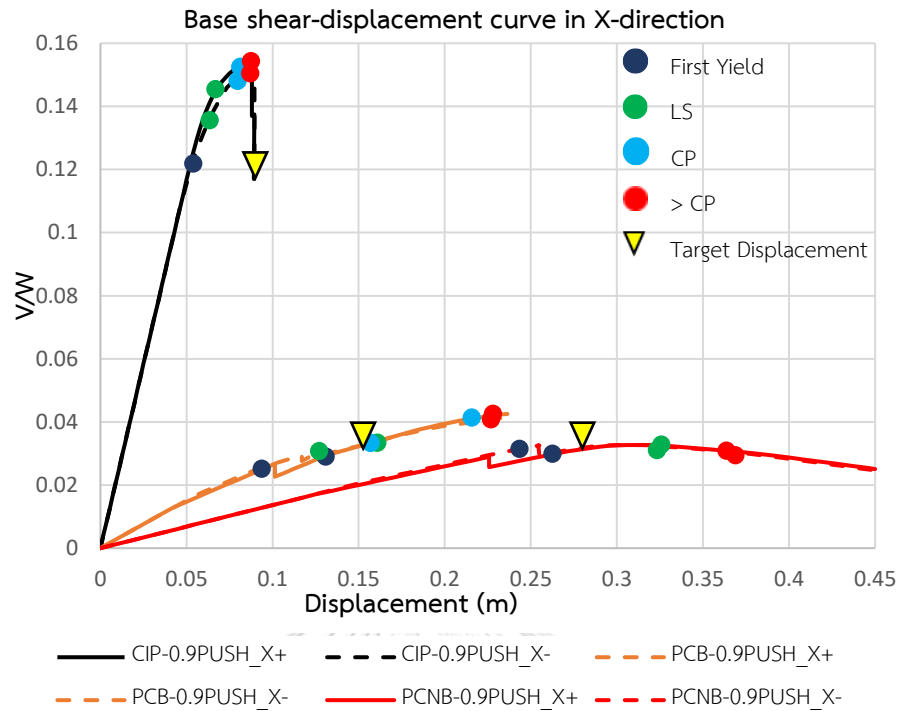
เมื่อทำการผลักทางด้านข้างอาคาร CIP พบว่าอาคารมีระดับสมรรถนะไม่ผ่านเกณฑ์ระดับป้องกันการพังทลาย ($>CP$) ก่อนที่จุดควบคุมจะเคลื่อนตัวไปถึงค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายส่งผลให้แรงเฉือนที่ฐานมีค่าน้อยลงดังรูปที่ 4.13 (a) - 4.16 (a) สำหรับการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นพบว่าอาคาร CIP มีค่ามากที่สุดชุดการรวมผลของแรง $1.1PUSH_X$ ดังรูปที่ 4.15 (b) ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 2-3% จากตารางที่ 3.13 พบว่าอาคารมีระดับสมรรถนะอยู่ในเกณฑ์ของระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention, CP) จากการตรวจสอบทั้ง 2 เงื่อนไขพบว่าอาคารมีสมรรถนะ **“ไม่ผ่านเกณฑ์ระดับป้องกันการพังทลาย ($>CP$)”**

สำหรับอาคาร PCB เมื่อผลักทางด้านข้างให้จุดควบคุมเคลื่อนที่ไปถึงค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายพบว่าอาคารมีระดับสมรรถนะอยู่ในเกณฑ์ของระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety, LS) ทั้งในทิศทาง X และ Y ซึ่งเป็นระดับที่โครงสร้างเกิดความเสียหายปานกลาง ดังรูปที่ 4.13 (a) - 4.16 (a) สำหรับการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้น พบว่าอาคาร PCB มีค่ามากที่สุดชุดการรวมผลของแรง

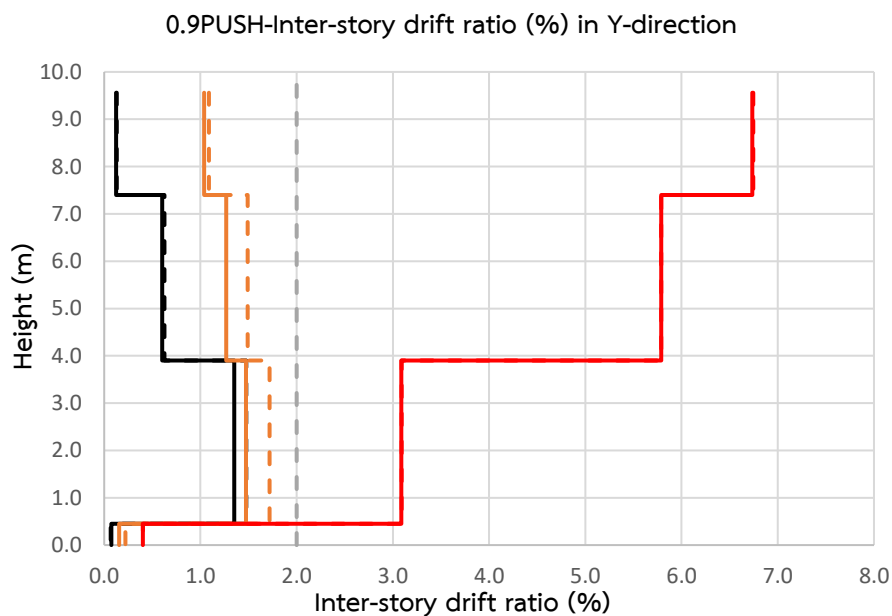
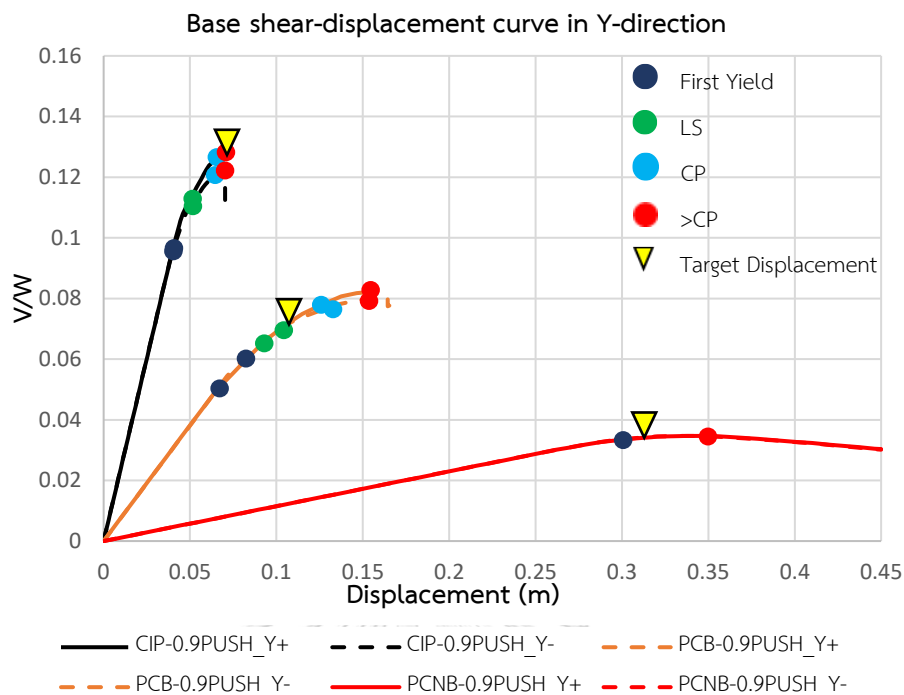
1.1PUSH_X ดังรูปที่ 4.15 (b) ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 3-4% จากตารางที่ 3.13 พบว่าอาคารมีระดับสมรรถนะอยู่ในเกณฑ์ของระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention, CP) จากการตรวจสอบทั้ง 2 เงื่อนไขพบว่าอาคารมีสมรรถนะระดับ **“อยู่ในเกณฑ์ของระดับป้องกันการพังทลาย (CP)”**

สำหรับอาคาร PCNB เมื่อผลึกทางด้านข้างให้จุดควบคุมเคลื่อนที่ไปถึงค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายพบว่าอาคารมีระดับสมรรถนะอยู่ในเกณฑ์ของระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety, LS) ทั้งในทิศทาง X และ Y ซึ่งเป็นระดับที่โครงสร้างเกิดความเสียหายปานกลาง ดังรูปที่ 4.13 (a) - 4.16 (a) สำหรับการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น พบว่าอาคาร PCNB มีค่ามากที่สุดที่ชุดการรวมผลของแรง 1.1PUSH_X ดังรูปที่ 4.16 (b) ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 7-8% จากตารางที่ 3.13 พบว่าอาคารมีระดับสมรรถนะไม่ผ่านเกณฑ์ระดับป้องกันการพังทลาย (>CP) จากการตรวจสอบทั้ง 2 เงื่อนไขพบว่าอาคารมีสมรรถนะระดับ **“ไม่ผ่านเกณฑ์ระดับป้องกันการพังทลาย (>CP)”**

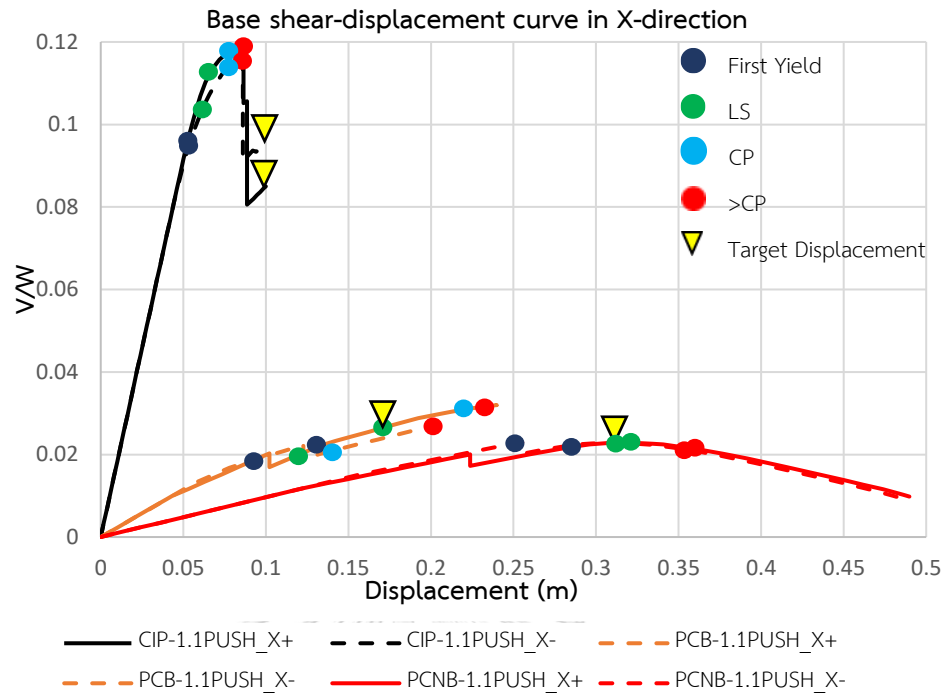
จากผลการวิเคราะห์สามารถสรุปได้ว่า ชุดการรวมผลน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งที่ต่างกันจะส่งผลต่อความสามารถในการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ต่างกัน โดยอาคารที่มีน้ำหนักมากกว่าจะสามารถเคลื่อนตัวได้มากกว่าอาคารที่มีน้ำหนักน้อย แต่ในส่วนของแรงเฉือนที่ฐานจะมีค่าน้อยกว่าอาคารที่มีน้ำหนักน้อย ในส่วนของประสิทธิภาพในการต้านทานแรงจากการผลึกทางด้านข้างที่ต่างกันในการก่อสร้างแต่ละระบบเนื่องจากอาคาร CIP มีจุดต่อแบบ Rigid joint (จุดต่อถูกหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน) ส่งผลให้มีสติเฟนสูงกว่าอาคารที่มีจุดต่อแบบ Pinned joint (จุดต่อแบบแผ่นเกี่ยว) ในอาคาร PCB และ PCNB โดยกราฟจะตั้งชันมากที่สุดซึ่งหมายถึงค่าสติเฟนสมีค่ามากที่สุด



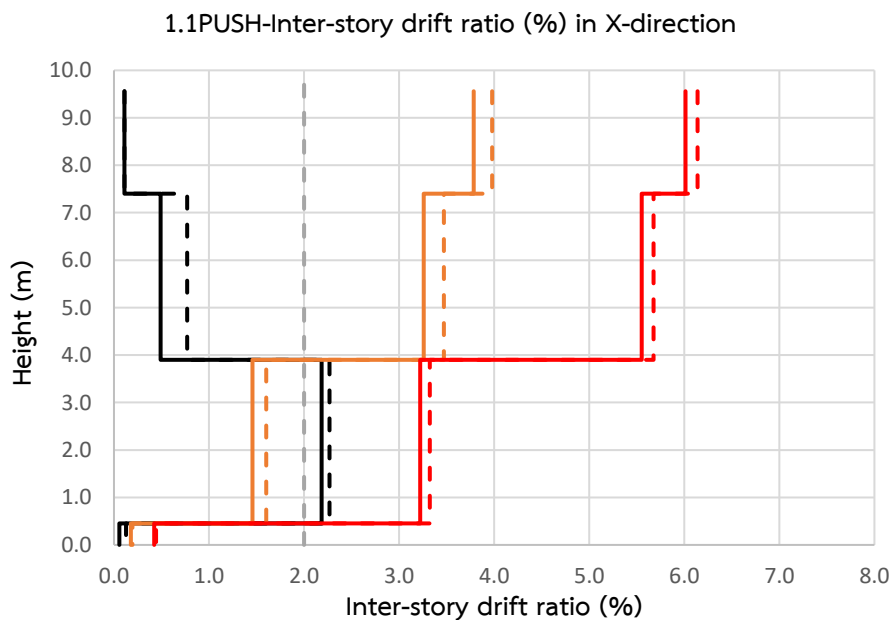
รูปที่ 4.13 (a) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดควบคุมจากชุดการรวมผลของแรง 0.9PUSH_X (b) การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นจากชุดการรวมผลของแรง 0.9PUSH_X



รูปที่ 4.14 (a) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดควบคุมจากชุดการรวมผลของแรง 0.9PUSH_Y (b) การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นจากชุดการรวมผลของแรง 0.9PUSH_Y

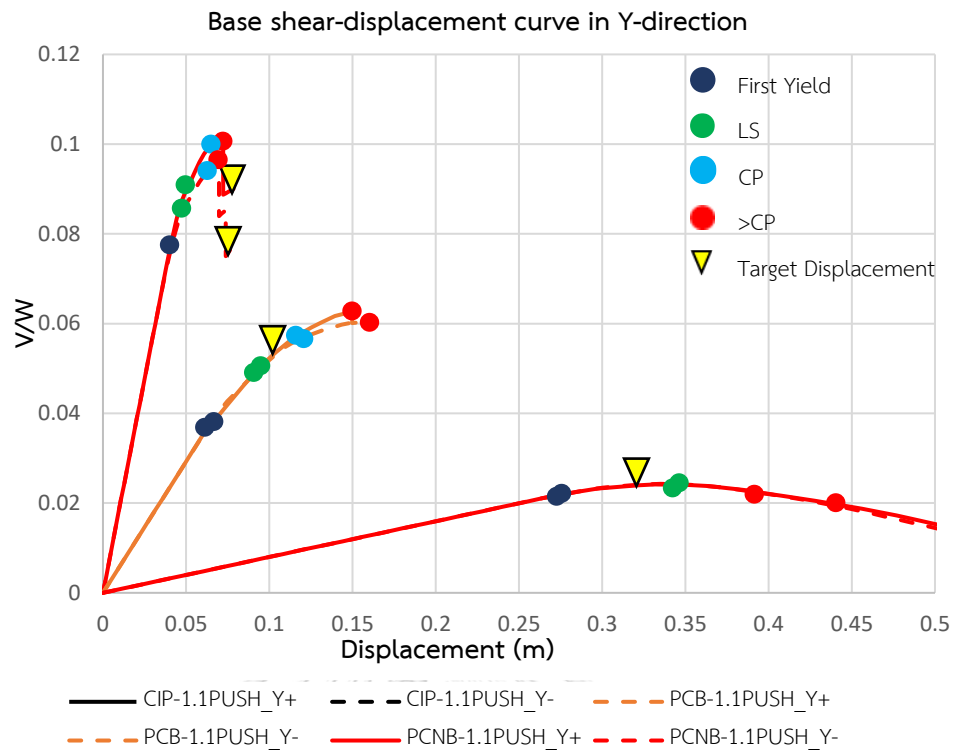


(a)

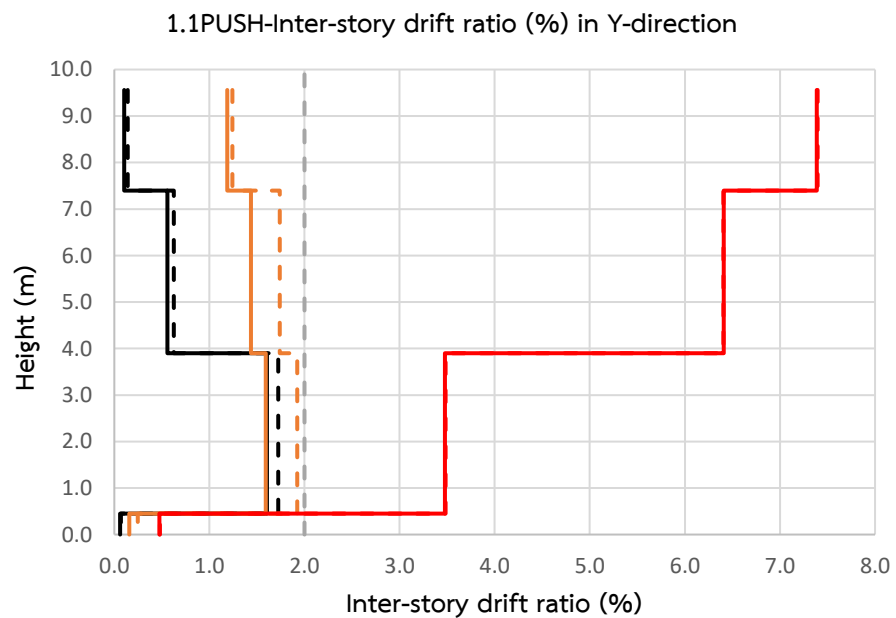


(b)

รูปที่ 4.15 (a) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดควบคุมจากชุดการรวมผลของแรง 1.1PUSH_X (b) การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นจากชุดการรวมผลของแรง 1.1PUSH_X



(a)



(b)

รูปที่ 4.16 (a) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดควบคุมจากชุดการรวมผลของแรง 1.1PUSH_Y (b) การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นจากชุดการรวมผลของแรง 1.1PUSH_Y

4.2.2 การตรวจสอบอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ต้องต้านทานกับกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด

จากการวิเคราะห์โดยวิธีการผลัดทางด้านข้าง ทำการตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเสาเมื่อทำการผลัดจุดควบคุมของอาคารไปยังค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย จากตารางที่ 4.13 และ ตารางที่ 4.14 พบว่าค่าแรงเฉือนของอาคาร CIP และ PCB มีค่ามากกว่า 1 ส่วนอาคาร PCNB มีค่าน้อยกว่า 1

ตารางที่ 4.13 อัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ต้องต้านทานต่อกำลังรับแรงเฉือนที่หน้าตัดรับได้จากชุดการรวมผลของแรง 0.9PUSH

ช่วงชั้นที่พิจารณา	DCR แรงเฉือน		
	CIP	PCB	PCNB
ตอม่อ-พื้นที่ 2	0.05-2.78	0.06-2.12	0.14-0.44
พื้นที่ 2-หลังคา	0.12-0.45	0.03-0.38	0.06-0.31

ตารางที่ 4.14 อัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ต้องต้านทานต่อกำลังรับแรงเฉือนที่หน้าตัดรับได้จากชุดการรวมผลของแรง 1.1PUSH

ช่วงชั้นที่พิจารณา	DCR แรงเฉือน		
	CIP	PCB	PCNB
ตอม่อ-พื้นที่ 2	0.11-2.98	0.12-2.38	0.10-0.35
พื้นที่ 2-หลังคา	0.08-0.46	0.02-0.39	0.02-0.31

4.3 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Analysis)

สร้างแบบจำลองเพื่อวิเคราะห์ด้วยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลาดังหัวข้อที่ 3.2.2 ของอาคารทั้งสามประเภทพบว่าอาคารแต่ละประเภทมีคุณสมบัติทางพลศาสตร์ดังต่อไปนี้

4.3.1 คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง

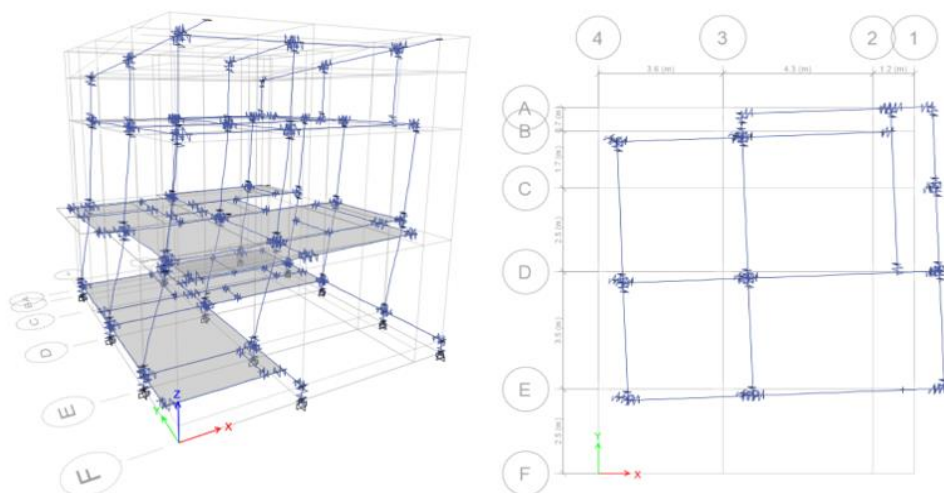
อาคารที่ถูกจำลองทั้ง 3 แบบมีคุณสมบัติเชิงโหมดดังต่อไปนี้

1) คุณสมบัติเชิงโหมดของโครงสร้างอาคารโครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่ (CIP)

จากการสร้างแบบจำลองอาคาร CIP พบว่าคุณสมบัติเชิงโหมด 3 โหมดแรกของอาคารเป็นดังตารางที่ 4.15 และรูปที่ 4.17

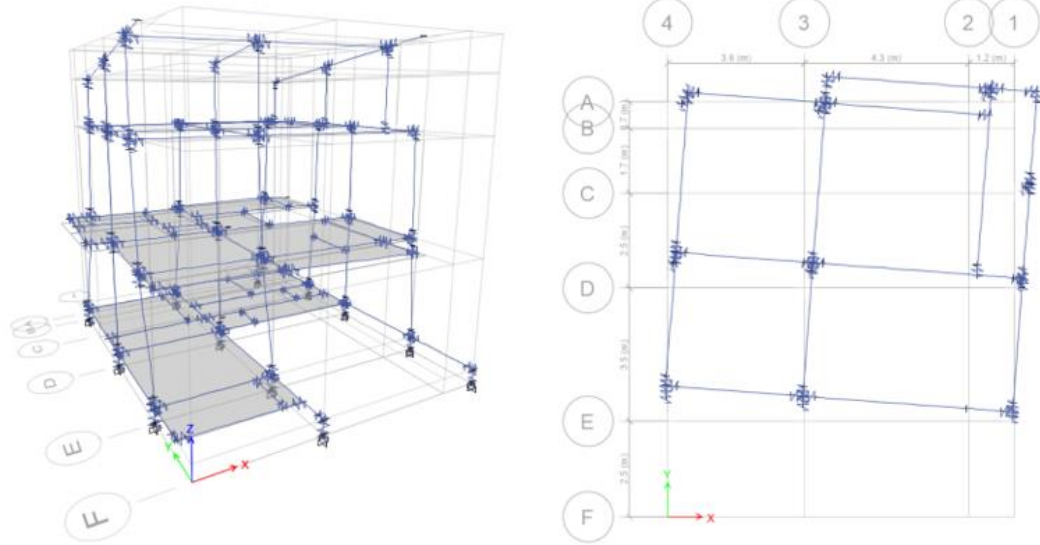
ตารางที่ 4.15 คุณสมบัติเชิงโหมดของอาคาร CIP สำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา

Mode	Period	Modal participating			Cumulative mass ratio		
	sec	UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
1	0.949	54.41%	3.07%	5.42%	54.41%	3.07%	5.42%
2	0.904	6.23%	40.61%	13.75%	60.63%	43.68%	19.17%
3	0.715	0.59%	15.92%	42.08%	61.22%	59.61%	61.25%

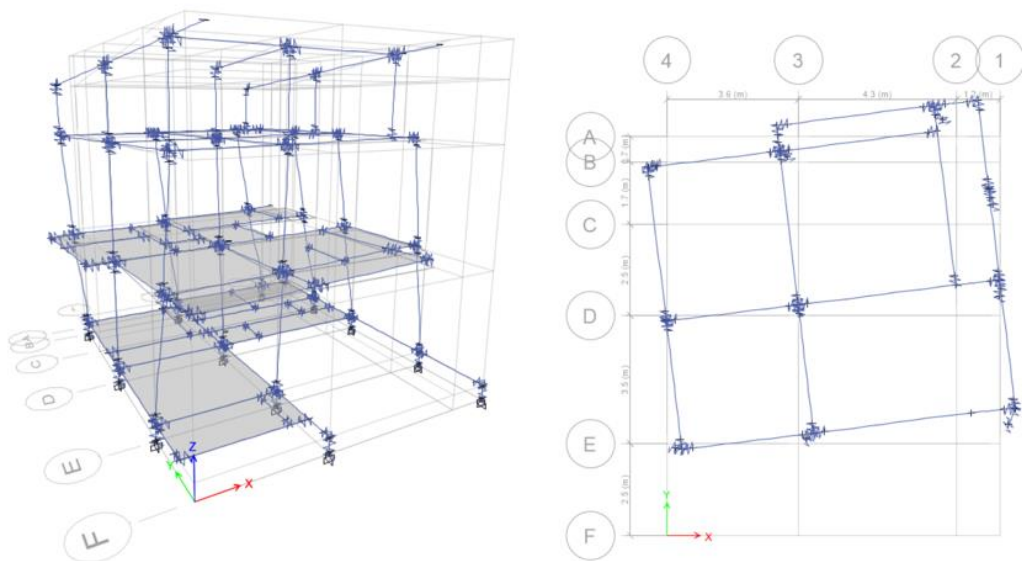


Mode 1 : T = 0.949 วินาที (X-direction)

รูปที่ 4.17 รูปแบบการสั่นไหว 3 โหมดแรกในอาคาร CIP สำหรับการเคลื่อนที่ในทิศทาง X, Y และ Z สำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา



Mode 2 : T = 0.904 วินาที (Y-direction)



Mode 3 : T = 0.715 วินาที (Z-rotation)

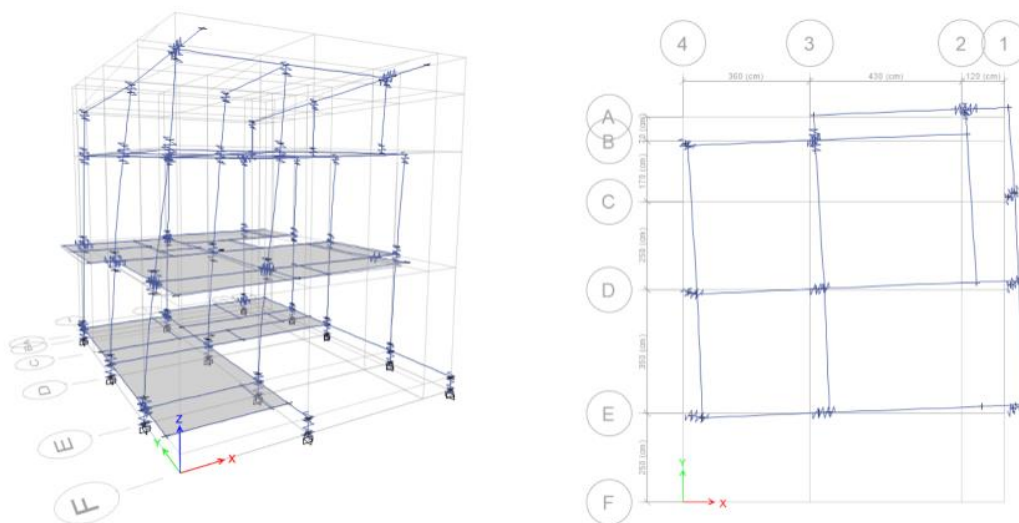
รูปที่ 4.17 รูปแบบการสั่นไหว 3 โหมดแรกในอาคาร CIP สำหรับการเคลื่อนที่ในทิศทาง X, Y และ Z สำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (ต่อ)

2 คุณสมบัติเชิงโหมดของโครงสร้างอาคารโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB)

จากการสร้างแบบจำลองอาคาร PCB พบว่าคุณสมบัติเชิงโหมด 3 โหมดแรกของอาคารเป็นดังตารางที่ 4.16 และรูปที่ 4.18

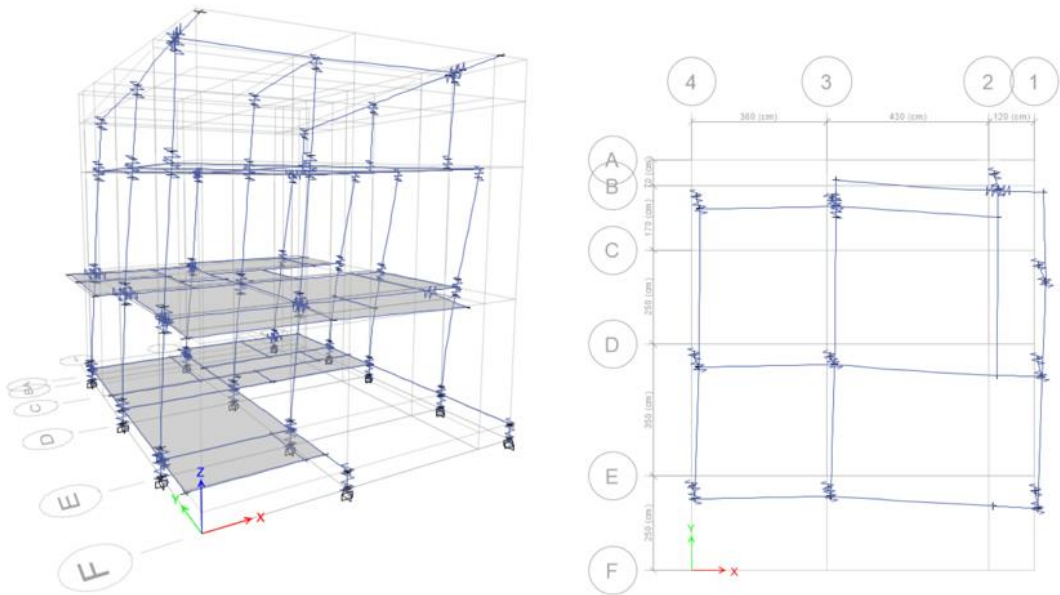
ตารางที่ 4.16 คุณสมบัติเชิงโหมดของอาคาร PCB สำหรับวิเคราะห์โดยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา

Mode	Period sec	Modal participating			Cumulative mass ratio		
		UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
1	2.214	36.48%	1.02%	16.13%	36.48%	1.02%	16.13%
2	1.77	3.41%	48.05%	1.69%	39.88%	49.07%	17.82%
3	1.491	10.98%	3.44%	34.81%	50.86%	52.51%	52.64%

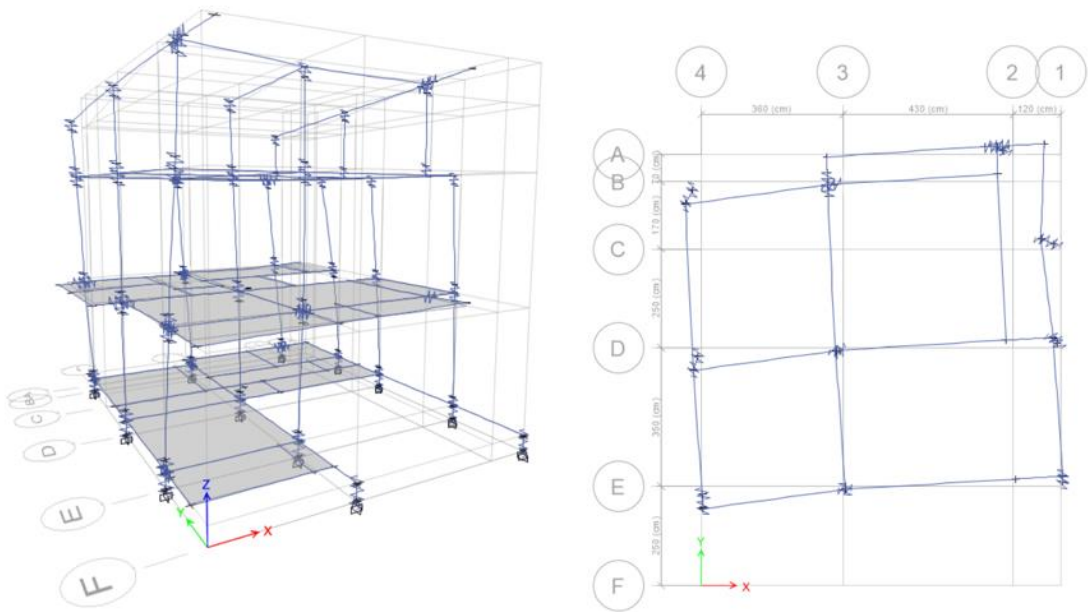


Mode 1 : T = 2.214 วินาที (X-direction)

รูปที่ 4.18 รูปแบบการสั่นไหว 3 โหมดแรกในอาคาร PCB สำหรับการเคลื่อนที่ในทิศทาง X, Y และ Z สำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา



Mode 2 : T = 1.77 วินาที (Y-direction)



Mode 3 : T = 1.491 วินาที (Z-rotation)

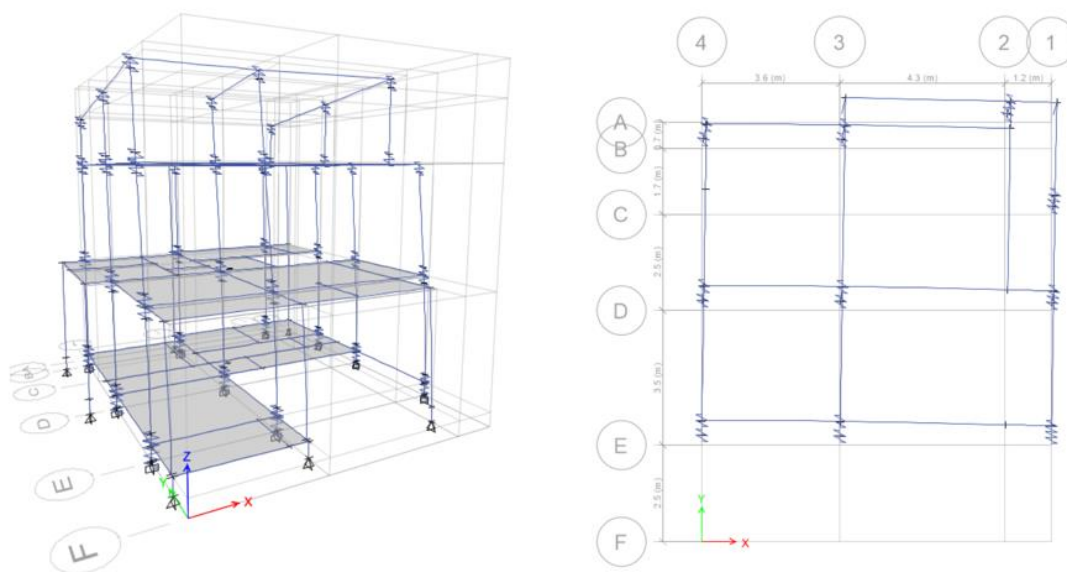
รูปที่ 4.18 รูปแบบการสั่นไหว 3 โหมดแรกในอาคาร PCB สำหรับการเคลื่อนที่ในทิศทาง X, Y และ Z สำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (ต่อ)

3) คุณสมบัติเชิงโหมดของโครงสร้างอาคารโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB)

จากการสร้างแบบจำลองอาคาร PCNB พบว่าคุณสมบัติเชิงโหมด 3 โหมดแรกของอาคารเป็นดังตารางที่ 4.17 และรูปที่ 4.19

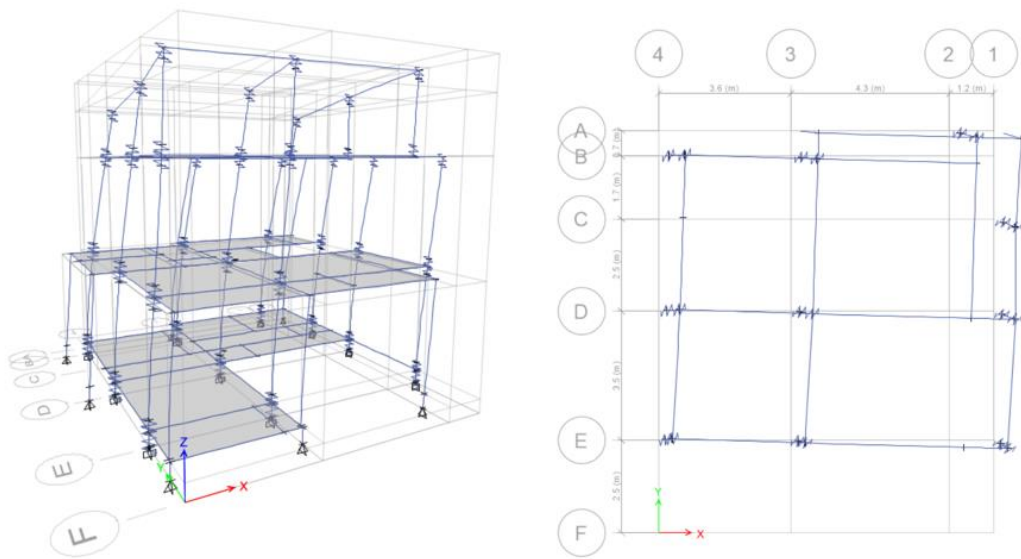
ตารางที่ 4.17 คุณสมบัติเชิงโหมดของอาคาร PCNB สำหรับการวิเคราะห์ห้วิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา

Mode	Period sec	Modal participating			Cumulative mass ratio		
		UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
1	2.884	0.68%	47.52%	0.50%	0.68%	47.52%	0.50%
2	2.765	44.83%	1.05%	2.58%	45.50%	48.57%	3.08%
3	2.296	4.22%	0.37%	46.92%	49.73%	48.94%	50.00%

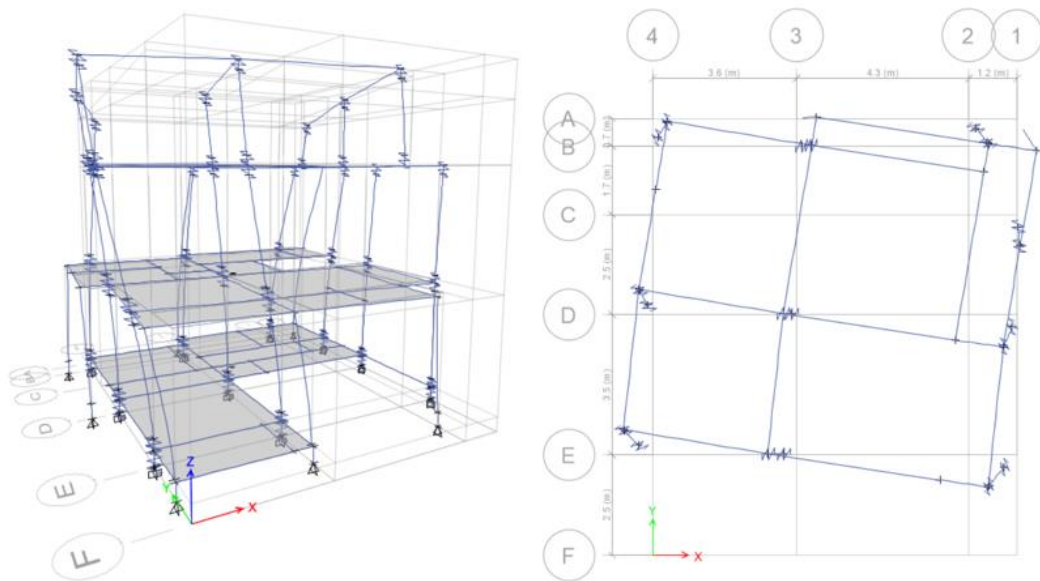


Mode 1 : T = 2.884 วินาที (Y-direction)

รูปที่ 4.19 รูปแบบการสั่นไหว 3 โหมดแรกในอาคาร PCNB สำหรับการเคลื่อนที่ในทิศทาง X, Y และ Z สำหรับการวิเคราะห์ห้โดยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา



Mode 2 : $T = 2.765$ วินาที (X-direction)



Mode 3 : $T = 2.296$ วินาที (Z-rotation)

รูปที่ 4.19 รูปแบบการสั่นไหว 3 โหมดแรกในอาคาร PCNB สำหรับการเคลื่อนที่ในทิศทาง X, Y และ Z สำหรับการวิเคราะห์โดยใช้การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (ต่อ)

4.3.2 ผลการประเมินโครงสร้างอาคารตัวอย่าง

ในการวิเคราะห์ในที่นี้ จะใช้วิธี Response Spectrum Analysis (RSA) และ Linear Response Spectrum Analysis (LRSA) ซึ่งเป็นวิธีที่นิยมใช้ในการออกแบบทั่วไปมาเปรียบเทียบกับผลการตอบสนองกับวิธี Nonlinear Response History Analysis (NLRHA) โดยอาคาร CIP ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจะมีค่าสูงที่สุดในบริเวณชั้นที่ 1 และ 2 จากนั้นจะลดลงตามความสูงที่เพิ่มมากขึ้นเนื่องจากอาคาร CIP ถูกจำลองให้อาคารก่อสร้างโดยวิธีหล่อในที่ซึ่งมีจุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบ rigid joint ทั้งทิศทาง X และ Y ส่งผลให้สติฟเนสมีค่าสูงทำให้คาบต่ำกว่าอาคารแบบอื่นๆ (คาบการสั่นไหวในทิศทาง X และ Y เท่ากับ 0.949 และ 0.904 วินาที ตามลำดับ) และพฤติกรรมการดัดในเสาอันเนื่องมาจากแรงทางด้านข้างเป็นแบบ double curvature ทำให้การเคลื่อนที่พื้นชั้นบนมีการเคลื่อนที่น้อยลง โดยมีผลการวิเคราะห์จากวิธีการวิเคราะห์ต่างๆ สำหรับอาคาร CIP มีค่าใกล้เคียงกันสำหรับการเคลื่อนที่ของพื้นและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ซึ่งทั้งหมดผ่านเกณฑ์ที่ยอมให้ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 (มีค่าไม่เกิน 2%) ในส่วนของแรงเฉือนระหว่างชั้นในทั้งสองทิศทางจะพบว่า การวิเคราะห์จากวิธี RSA และ LRSA มีค่าต่ำกว่าวิธี NLRHA สำหรับโมเมนต์พลิกคว่ำวิธี LRSA มีค่าสูงกว่าวิธี NLRHA ดังรูปที่ 4.20

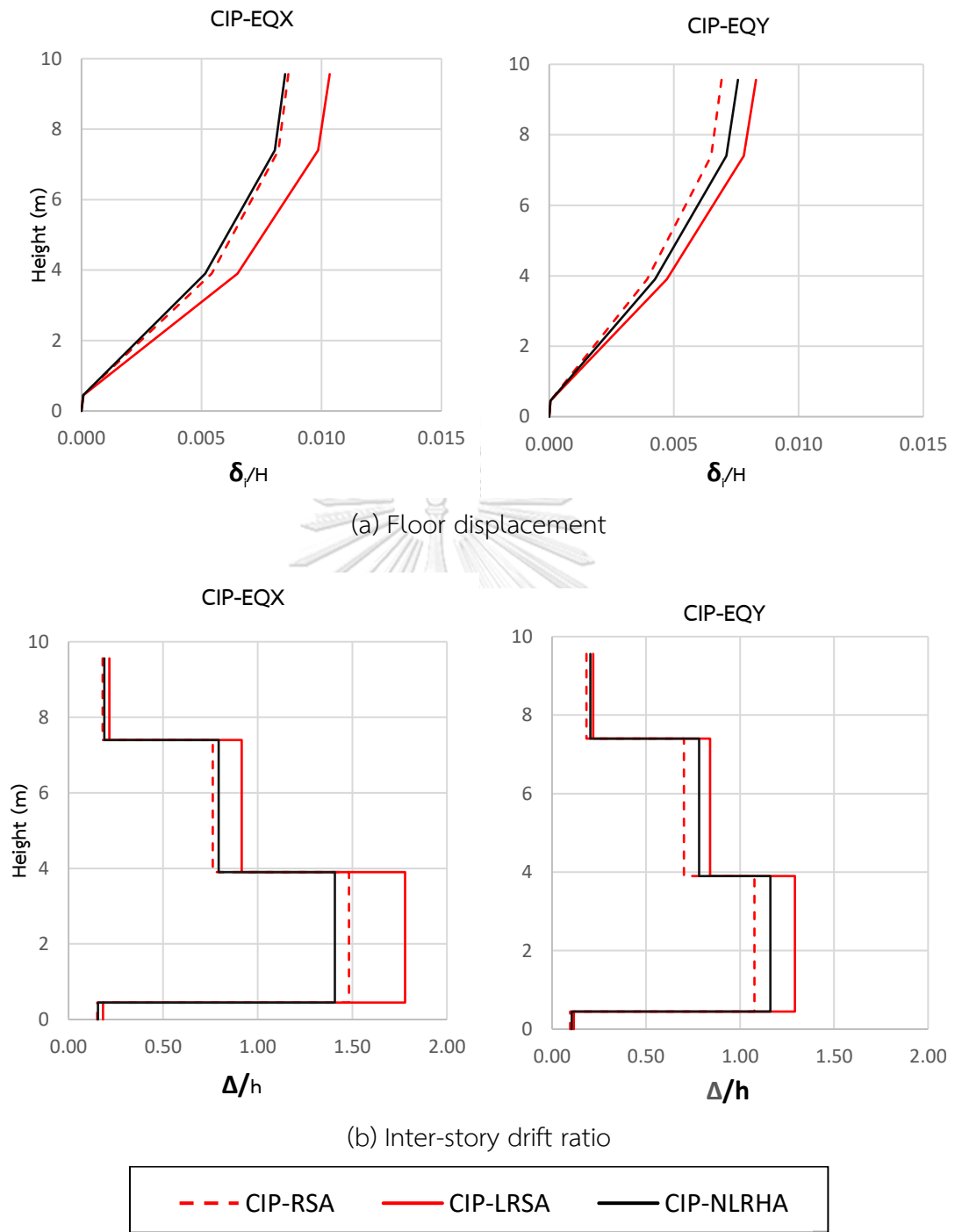
สำหรับอาคาร PCB ในทิศทาง X และทิศทาง Y มีค่าต่างกันอย่างมีนัยยะสำคัญ เป็นผลมาจากอาคาร PCB เป็นอาคารที่ถูกตั้งสมมติฐานว่าก่อสร้างด้วยระบบคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีการพิจารณาคานยื่นเป็นจุดต่อแบบ rigid joint และมีจุดต่อแบบแผ่นเกี่ยวเป็น pin joint โดยในทิศทาง Y มีส่วนยื่นของคานมากกว่าในทิศทาง X ทำให้ค่าสติฟเนสของอาคารในทิศทาง Y มีค่าสูงกว่าในทิศทาง X (คาบการสั่นไหวในทิศทาง Y เท่ากับ 1.770 วินาที ในขณะที่ทิศทาง X เท่ากับ 2.214 วินาที) ส่งผลให้การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในทิศทาง X มีค่ามากขึ้นตามระดับความสูงของอาคาร โดยมีค่ามากกว่าเกณฑ์ที่ยอมให้ตามมาตรฐาน สำหรับทิศทาง Y มีค่ามากที่สุด ที่ชั้น 2 และมีค่าลดลงตามความสูงที่เพิ่มขึ้น โดยมีค่าผ่านเกณฑ์ที่ยอมให้ตามมาตรฐาน ในส่วนของแรงเฉือนระหว่างชั้นพบว่าที่ฐานของอาคารวิธี RSA และ LRSA ให้ค่าสูงกว่าวิธี NLRHA สำหรับโมเมนต์พลิกคว่ำ การวิเคราะห์ทั้ง RSA และ LRSA ให้ค่าแรงที่ต้องต้านทานต่ำกว่าวิธี NLRHA ดังรูปที่ 4.21

สำหรับอาคาร PCNB ถูกตั้งสมมติฐานก่อสร้างด้วยระบบคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มี การพิจารณาคานยื่นซึ่งมีจุดต่อระหว่างเสาและคานเป็นแบบยึดหมุนทั้งหมดทำให้ค่าสติฟเนสของอาคารโดยรวมมีค่าน้อยที่สุด (คาบการสั่นไหวในทิศทาง X และ Y เท่ากับ 2.765 และ 2.884 วินาที ตามลำดับ) ส่งผลให้การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในทิศทาง X และ Y มีค่ามากขึ้นตามระดับความ

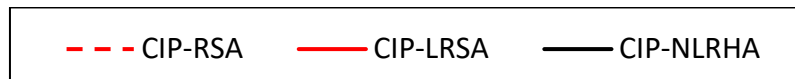
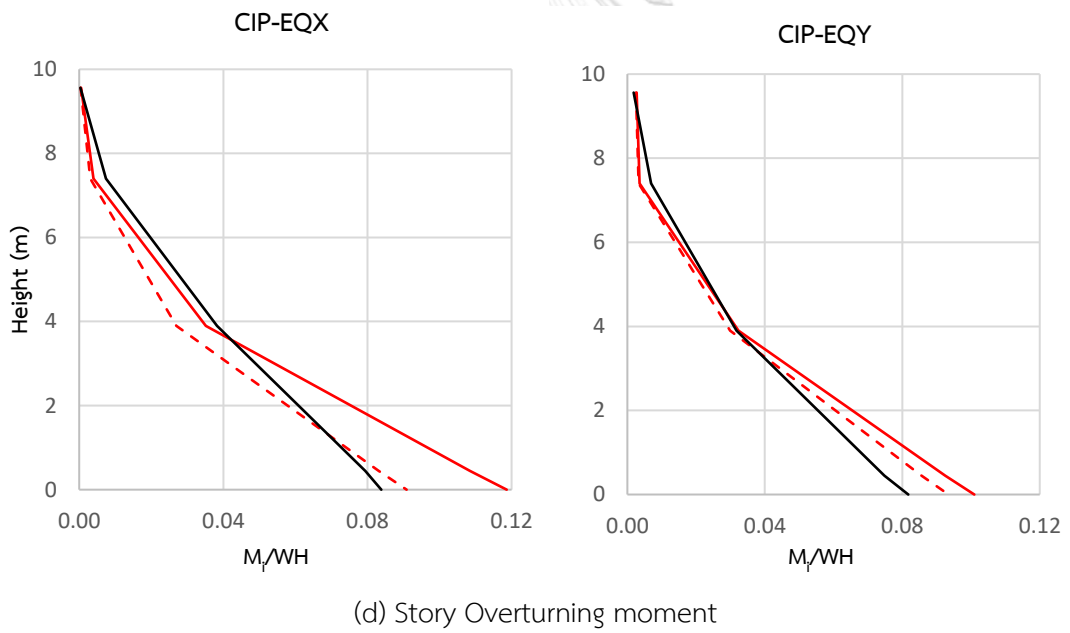
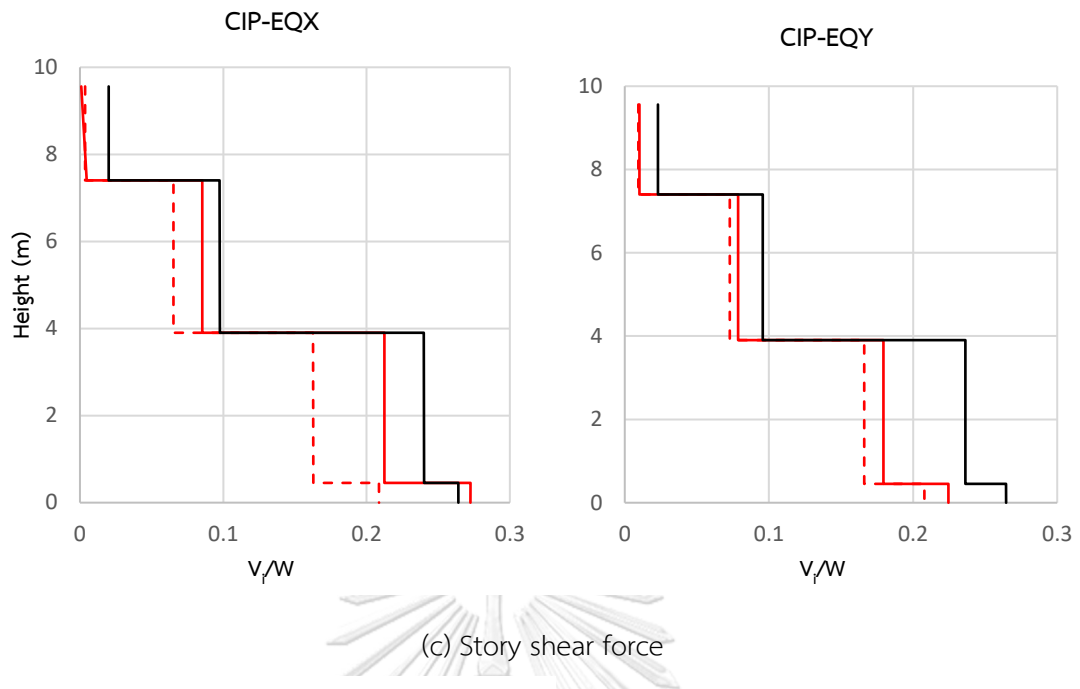
สูงของอาคาร ในส่วนของแรงเฉือนระหว่างชั้นพบว่าที่ฐานของอาคารวิธี RSA และ LRSA ให้ค่าสูงกว่าวิธี NLRHA สำหรับโมเมนต์พลิกค้ำการวิเคราะห์ทั้ง RSA และ LRSA ให้ค่าต่ำกว่าวิธี NLRHA ดังรูปที่ 4.22

สำหรับแรงที่ต้องต้านทาน (demand forces) เช่น แรงเฉือนระหว่างชั้น และโมเมนต์พลิกค้ำของอาคารพบว่าอาคารที่มีคาบการสั่นไหวน้อยจะต้องต้านทานแรงที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวมากกว่าอาคารที่มีคาบการสั่นไหวมากสำหรับอาคาร CIP และ PCB ยกเว้นอาคาร PCNB วิธี RSA มีค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) เท่ากับ 1 และเมื่อทำการเปรียบเทียบกับวิธีแรงสถิตเทียบเท่าจะถูกคูณด้วยค่าตัวประกอบปรับแก้ (SF) ส่งผลให้แรงที่ต้องต้านทานมากกว่าอาคารอื่นๆ

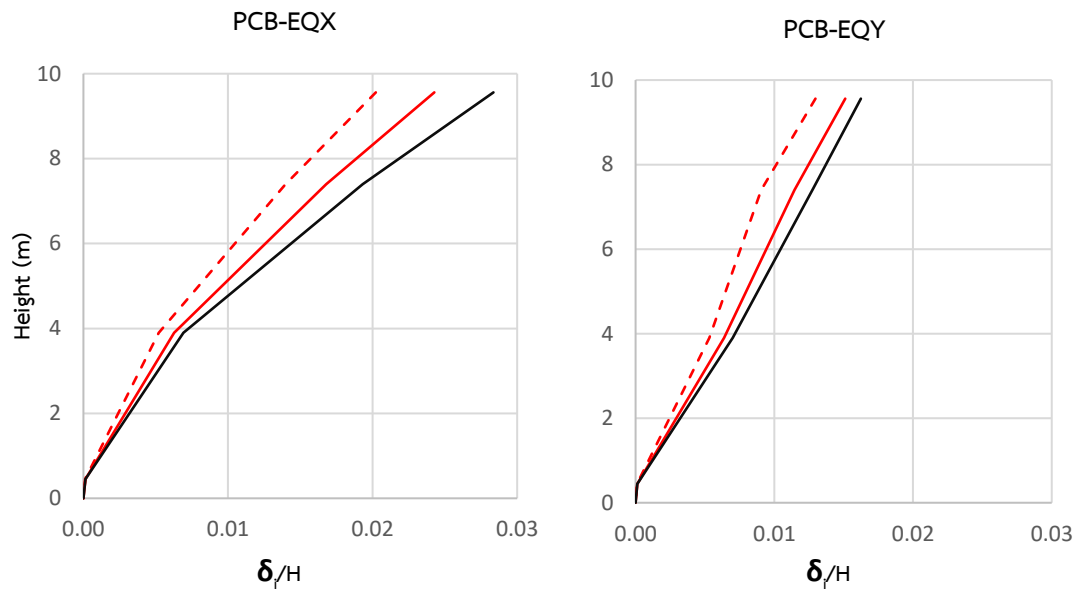




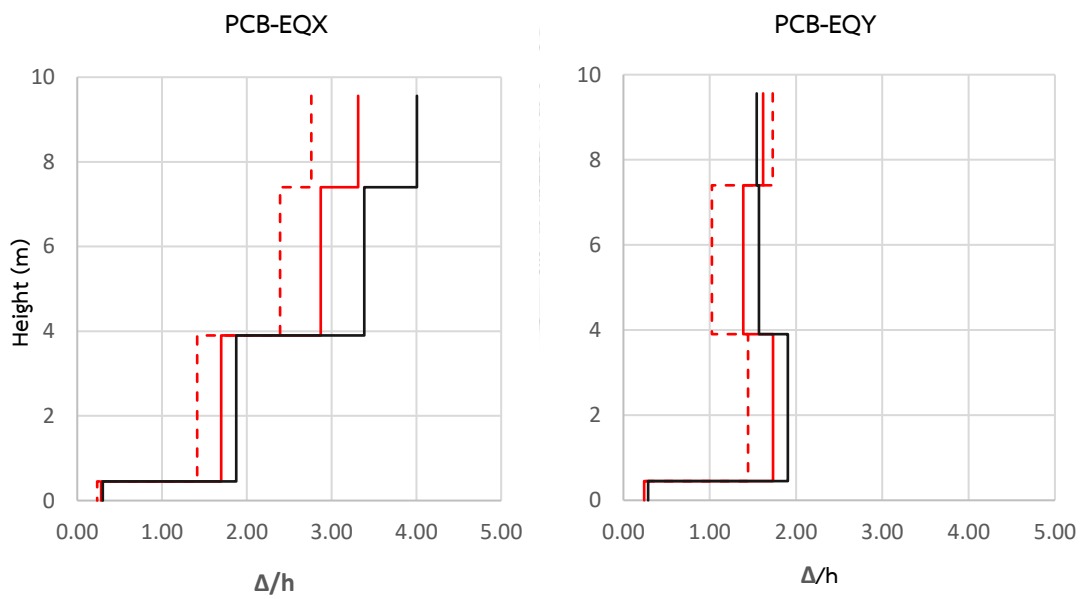
รูปที่ 4.20 ผลการตอบสนองอาคาร CIP เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA, LRSA และ NLRHA ในทิศทาง X และ Y



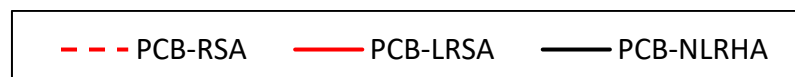
รูปที่ 4.20 ผลการตอบสนองอาคาร CIP เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA, LRSA และ NLRHA ในทิศทาง X และ Y (ต่อ)



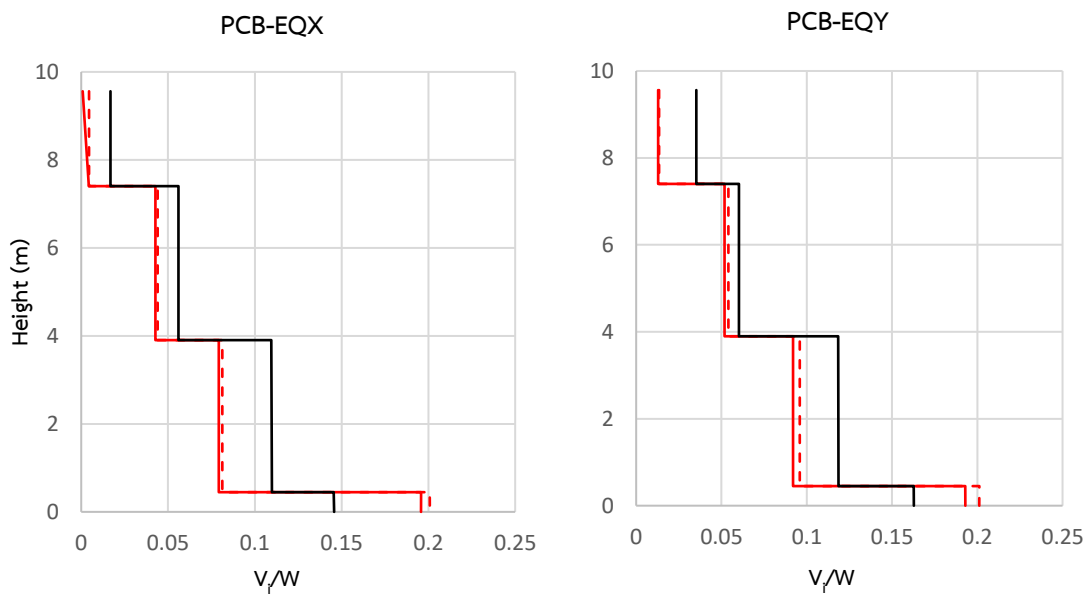
(a) Floor displacement



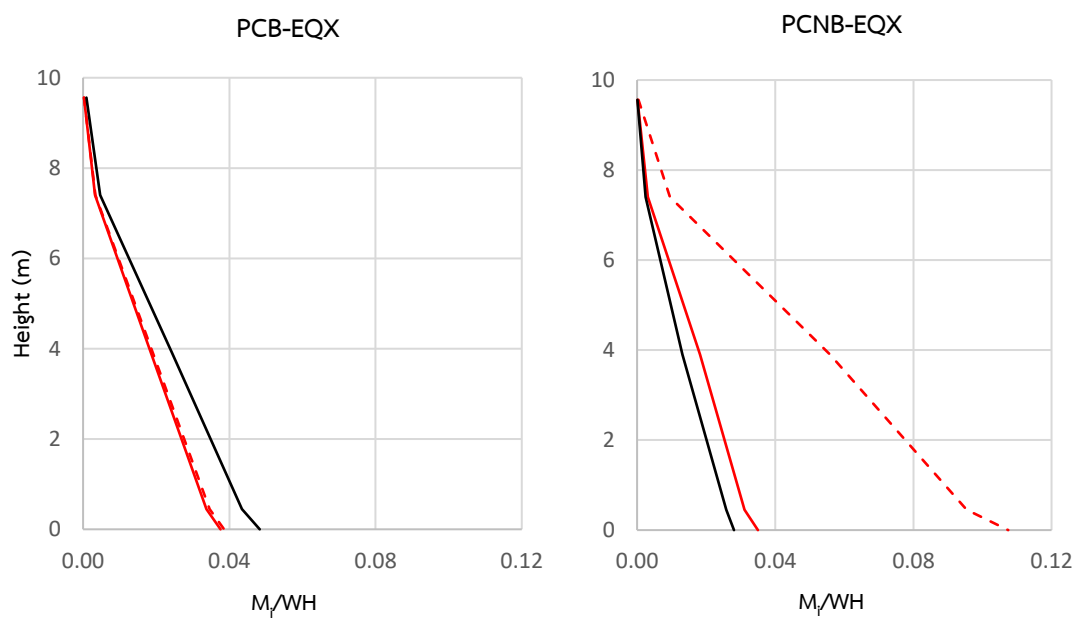
(b) Inter-story drift ratio



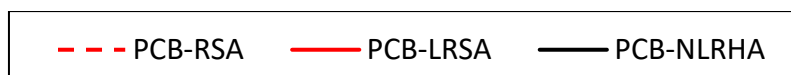
รูปที่ 4.21 ผลการตอบสนองอาคาร PCB เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA, LRSA และ NLRHA ในทิศทาง X และ Y



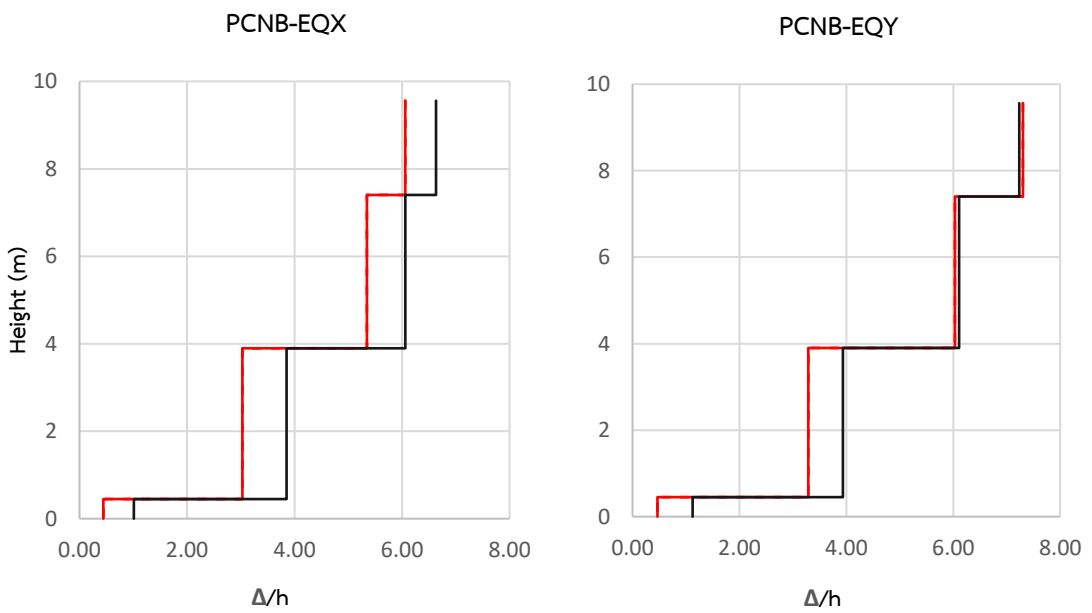
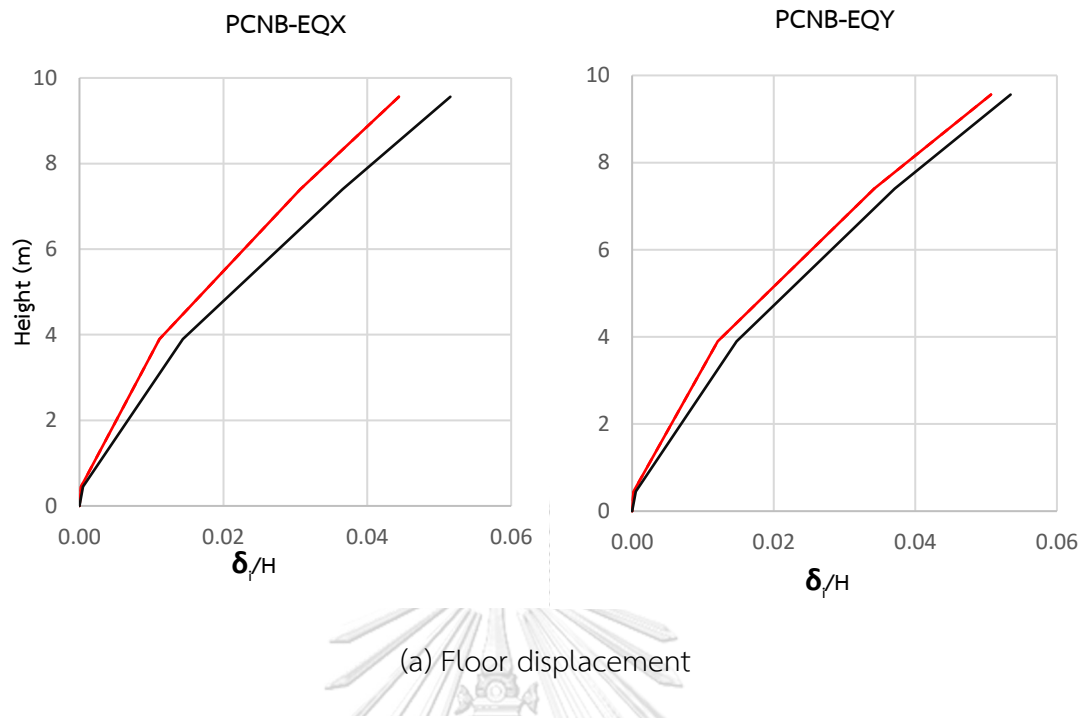
(c) Story shear force



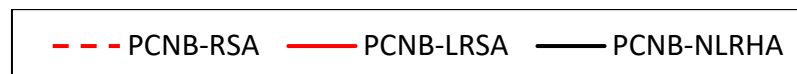
(d) Story Overturning moment



รูปที่ 4.21 ผลการตอบสนองอาคาร PCB เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA, LRSA และ NLRHA ในทิศทาง X และ Y (ต่อ)

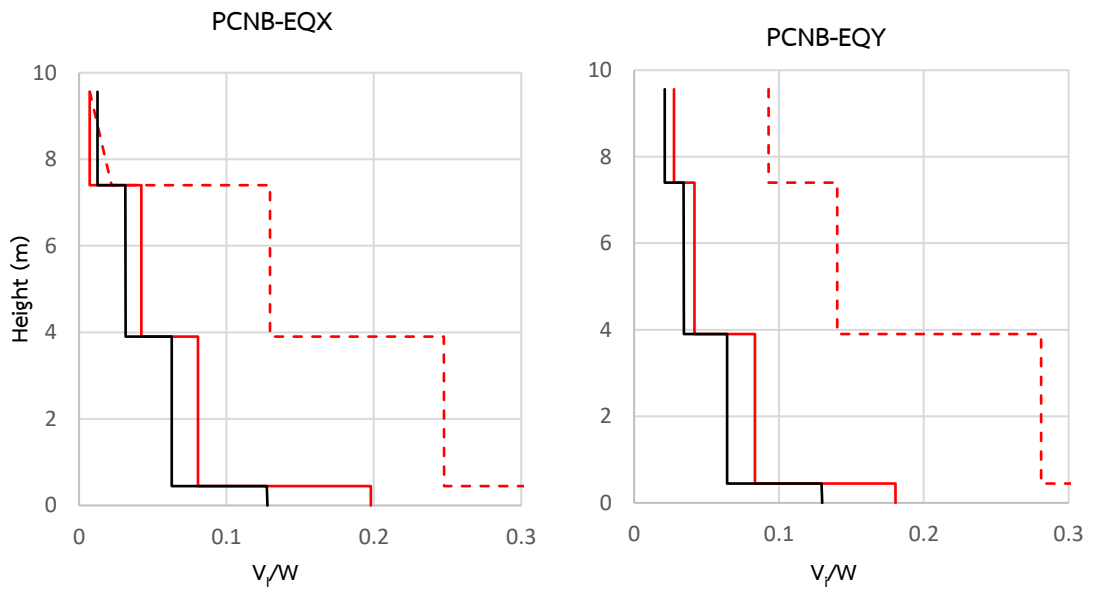


(b) Inter-story drift ratio

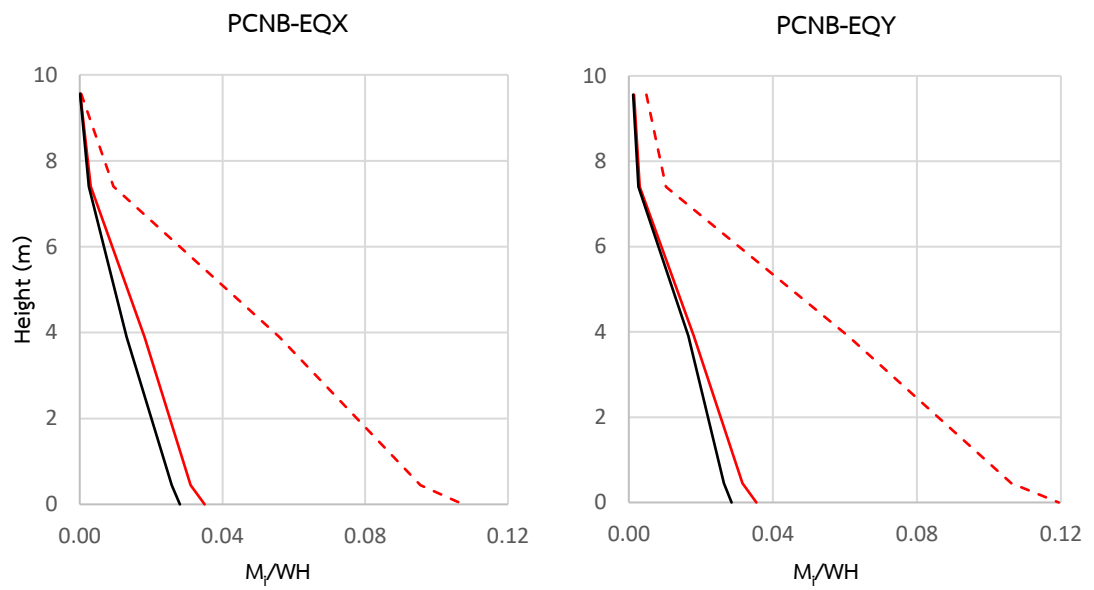


รูปที่ 4.22 ผลการตอบสนองอาคาร PCNB เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA, LRSA และ NLRHA ในทิศทาง

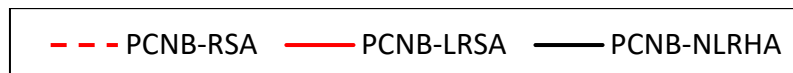
X และ Y



(c) Story shear force



(d) Story Overturning moment



รูปที่ 4.22 ผลการตอบสนองอาคาร PCNB เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA, LRSA และ NLRHA ในทิศทาง X และ Y (ต่อ)

4.3.3 การตรวจสอบอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ต้องต้านทานกับกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด

จากการวิเคราะห์โดยวิธีไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลาทำการตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเสา จากตารางที่ 4.18 พบว่าค่าแรงเฉือนของอาคาร CIP และ PCB มีค่ามากกว่า 1 ส่วนอาคาร PCNB มีค่าน้อยกว่า 1

ตารางที่ 4.18 อัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ต้องต้านทานต่อกำลังรับแรงเฉือนที่หน้าตัดรับได้จากวิธี NLRHA

ช่วงชั้นที่พิจารณา	DCR แรงเฉือน		
	CIP	PCB	PCNB
ตอม่อ-พื้นที่ 2	0.48- 3.20	0.54- 3.66	0.43-0.87
พื้นที่ 2-หลังคา	0.40-0.76	0.16-0.78	0.15-0.36

บทที่ 5

การประเมินความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร

5.1 ความเสียหายที่พบจากการวิเคราะห์วิธีการผลักทางด้านข้าง

หัวข้อนี้จะแสดงรูปแบบความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้างเสาและคาน จากชุดการรวมผลของแรงทั้งหมด 8 ชุด ดังที่กล่าวในหัวข้อที่ 3.5 โดยอ้างอิงตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะของโครงสร้าง (acceptance criteria) ตามมาตรฐาน มยผ.1303-57 ดังที่กล่าวในหัวข้อที่ 3.6

1) ความเสียหายจากชุดการรวมผลของแรง 0.9PUSH

รูปที่ 5.1 และ 5.2 แสดงรูปตัดของอาคาร CIP, PCB และ PCNB ทั้งหมด 4 หน้าตัดจากชุดการรวมผลของแรง 0.9(D+SDL) เป็นผลการผลักอาคารในทิศทาง X+ และ X- ให้จุดควบคุมเคลื่อนตัวไปยังค่าการเคลื่อนเป้าหมาย พบว่าอาคาร CIP มีความเสียหายไม่ผ่านเกณฑ์ระดับป้องกันการพังทลาย ($>CP$) ที่บริเวณชั้นที่ 1 ในรูปตัดที่ 1 ถึง 4 ของอาคารซึ่งถือว่าอาคารไม่มีความปลอดภัยเพียงพอ ส่วนอาคาร PCB และ PCNB จะพบว่าที่ชิ้นส่วนเสาและคานมีความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ของระดับเข้าใช้งานได้ทันที

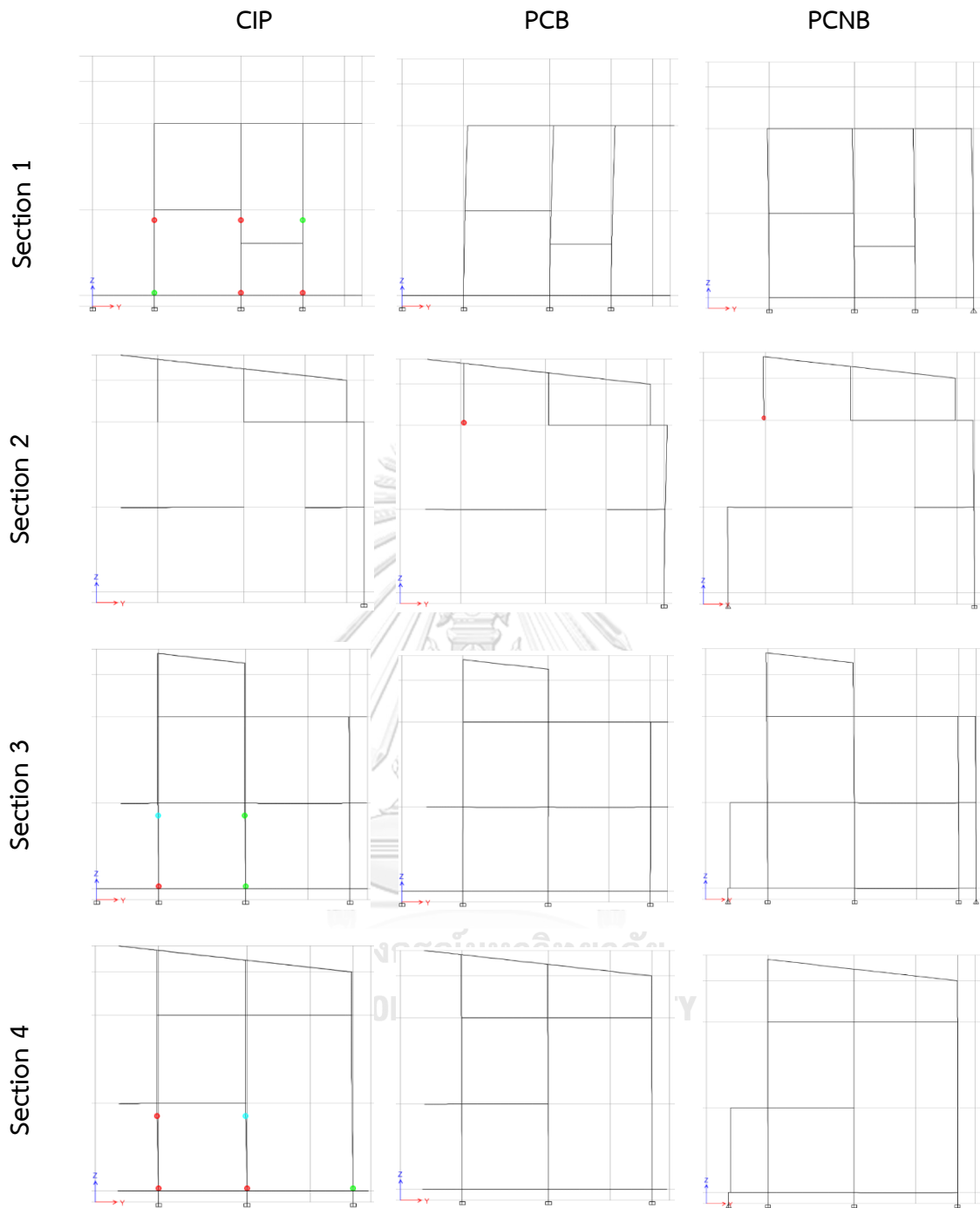
รูปที่ 5.3 และรูปที่ 5.4 แสดงรูปตัดของอาคาร CIP, PCB และ PCNB ทั้งหมด 4 หน้าตัดจากชุดการรวมผลของแรง 0.9(D+SDL) เป็นผลการผลักอาคารในทิศทาง Y+ และ Y- ให้จุดควบคุมเคลื่อนตัวไปยังค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายพบว่าอาคาร CIP มีความเสียหายไม่ผ่านเกณฑ์ระดับป้องกันการพังทลาย ($>CP$) ในรูปตัดที่ 4 ซึ่งถือว่าอาคารไม่ปลอดภัยเพียงพอ ส่วนอาคาร PCB เริ่มเกิดความเสียหายแต่ยังอยู่ในเกณฑ์ของระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ในบริเวณคานชั้นที่ 2 ซึ่งเป็นความเสียหายในระดับปานกลาง และอาคาร PCNB มีความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ระดับเข้าใช้งานได้ทันที

2) ความเสียหายจากชุดการรวมผลของแรง 1.1PUSH

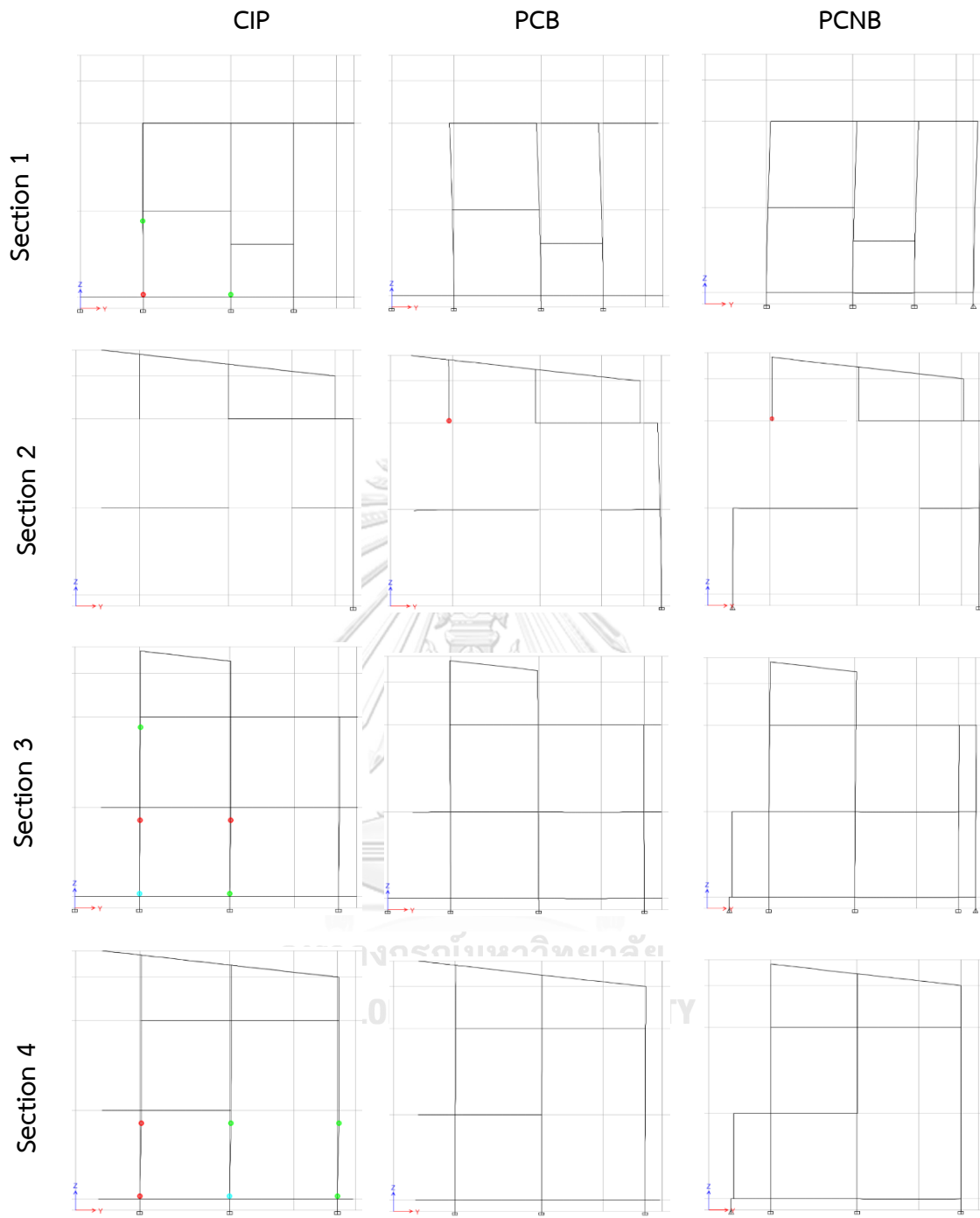
รูปที่ 5.5 และรูปที่ 5.6 แสดงรูปตัดของอาคาร CIP, PCB และ PCNB ทั้งหมด 4 หน้าตัดจากชุดการรวมผลของแรง 1.1(D+SDL+0.25L) เป็นผลการผลักอาคารในทิศทาง X+ และ X- ให้จุดควบคุมเคลื่อนตัวไปยังค่าการเคลื่อนเป้าหมาย พบว่าอาคาร CIP มีความเสียหายไม่ผ่านเกณฑ์ระดับป้องกันการพังทลาย ($>CP$) ที่บริเวณชั้นที่ 1 ในรูปตัดที่ 1 ถึง 4 ของอาคารซึ่งถือว่าอาคารไม่มีความปลอดภัยเพียงพอ ส่วนอาคาร PCB และ PCNB จะพบว่าที่ชิ้นส่วนเสาและคานมีความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ระดับเข้าใช้งานได้ทันที

รูปที่ 5.7 และรูปที่ 5.8 แสดงรูปตัดของอาคาร CIP, PCB และ PCNB ทั้งหมด 4 หน้าตัดจากชุดการรวมผลของแรง $1.1(D+SDL+0.25L)$ เป็นผลการผลักอาคารในทิศทาง Y+ และ Y- ให้จุดควบคุมเคลื่อนตัวไปยังค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายพบว่าอาคาร CIP ความเสียหายไม่ผ่านเกณฑ์ระดับป้องกันการพังทลาย ($>CP$) ในรูปตัดที่ 4 ซึ่งถือว่าอาคารไม่ปลอดภัยเพียงพอ ส่วนอาคาร PCB เริ่มเกิดความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ของระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ในบริเวณคานชั้นที่ 2 ซึ่งเป็นความเสียหายในระดับปานกลาง และอาคาร PCNB เกิดความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ของระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ในบริเวณเสาชั้นที่ 1 ซึ่งมีความเสียหายปานกลาง

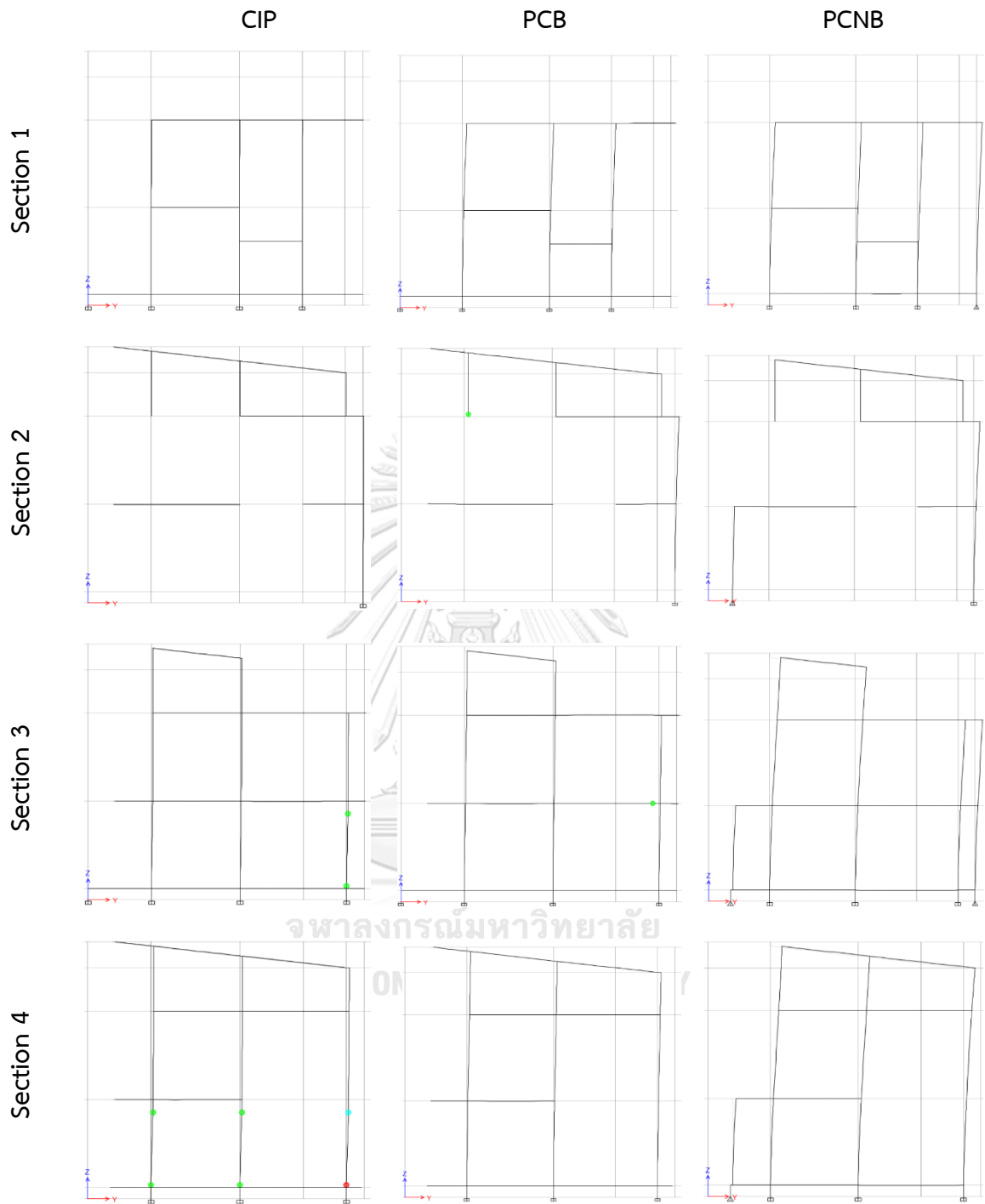




รูปที่ 5.1 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสถิติไม่เชิงเส้นกรณี 0.9PUSH_X+



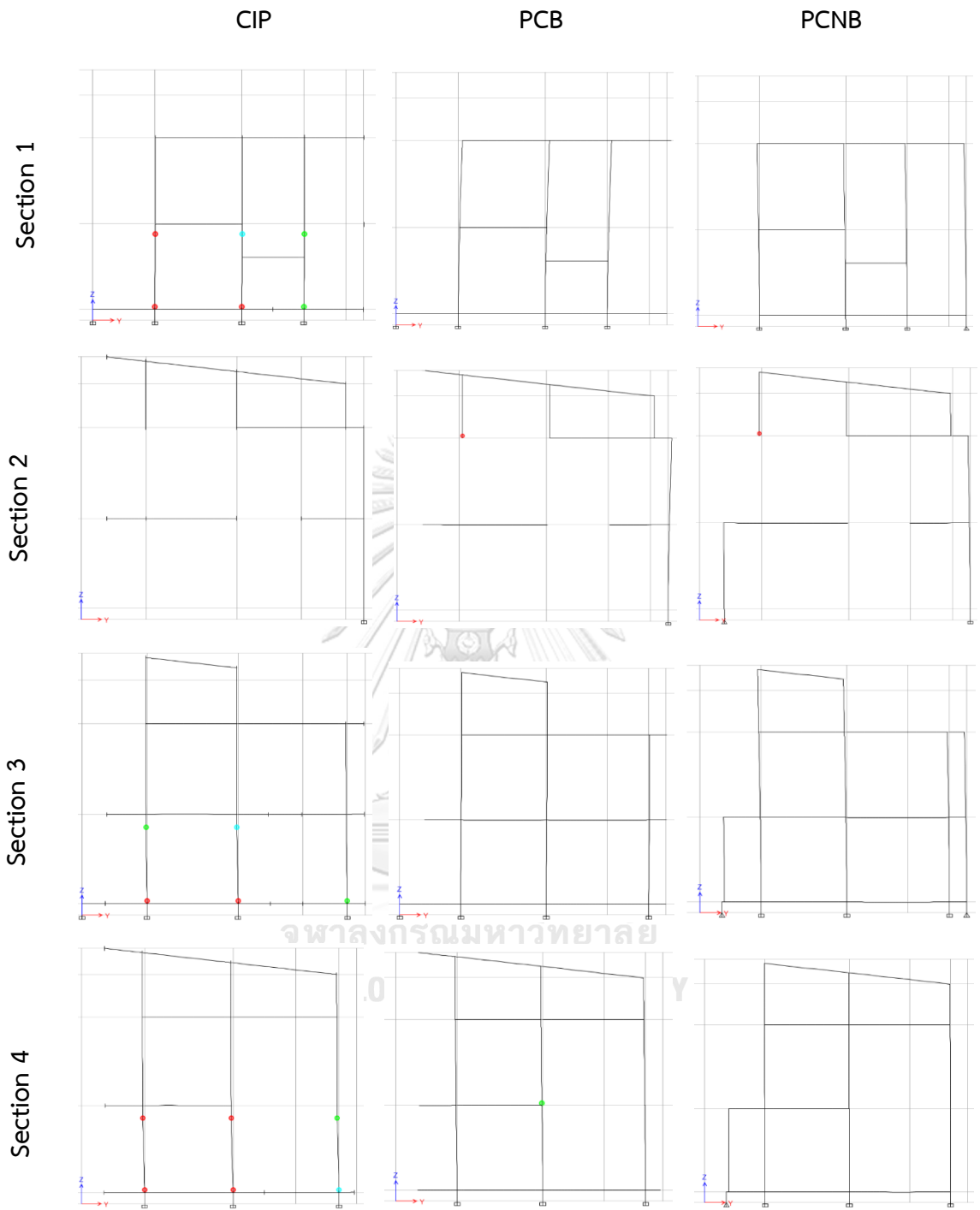
รูปที่ 5.2 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่แข็งเส้นกรณี 0.9PUSH_X-



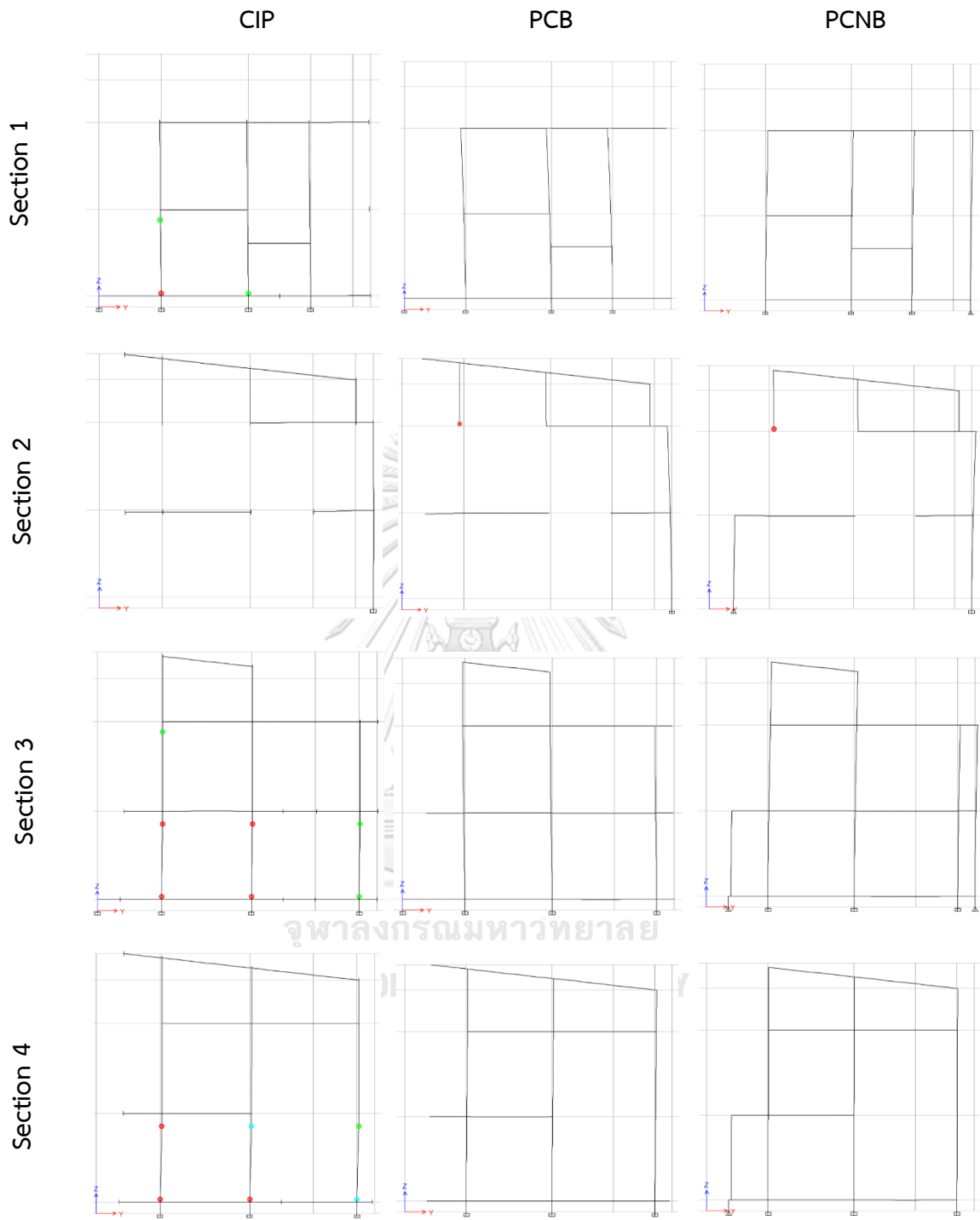
รูปที่ 5.3 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสเถิตไม่เชิงเส้นกรณี 0.9PUSH_Y+



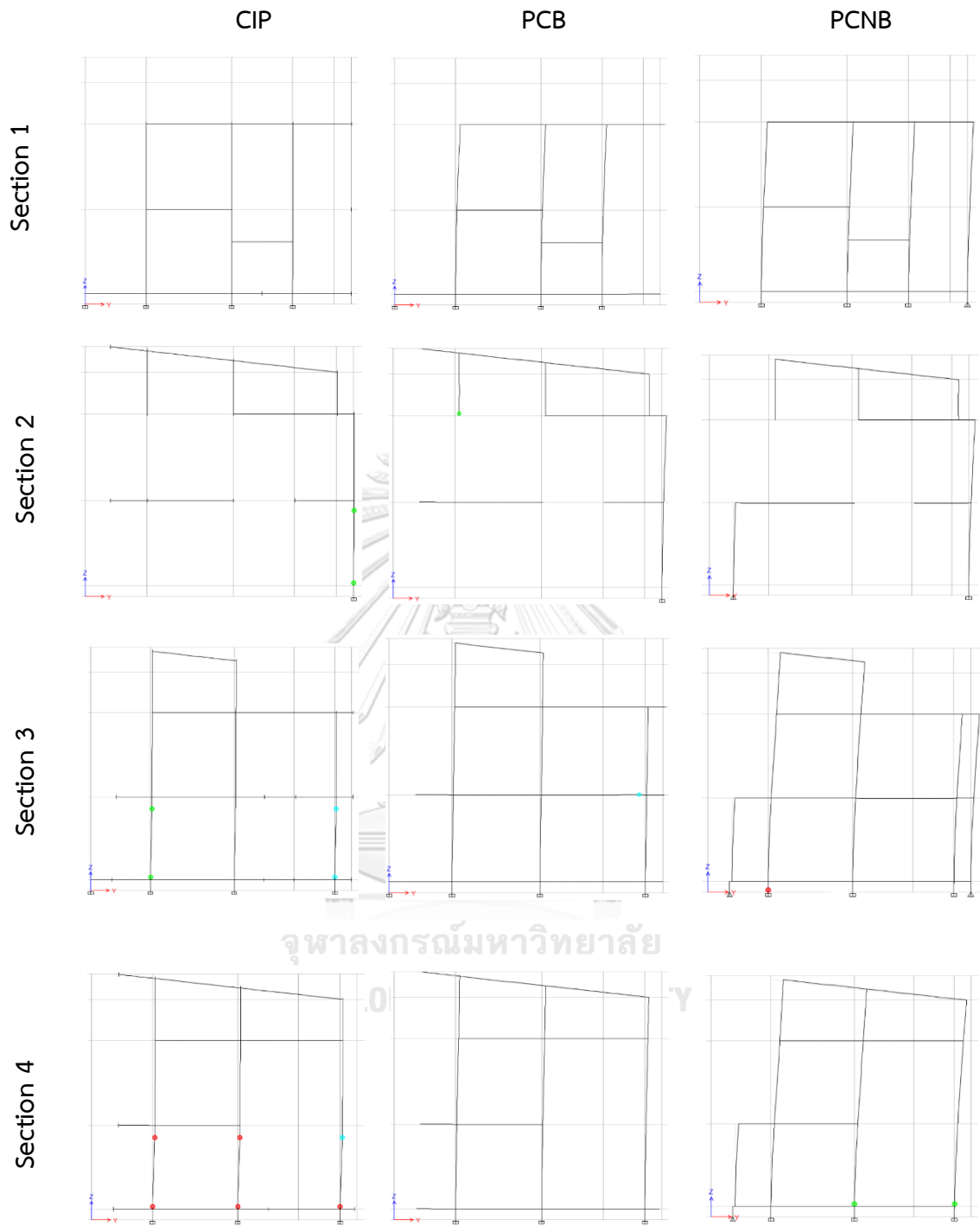
รูปที่ 5.4 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสถิติไม่เชิงเส้นกรณี 0.9PUSH_Y-



รูปที่ 5.5 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสเถิตไม่เชิงเส้นกรณี 1.1PUSH_X+



รูปที่ 5.6 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสเถิตไม่เชิงเส้นกรณี 1.1PUSH_X-



รูปที่ 5.7 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่แข็งเส้นกรณี 1.1PUSH_Y+



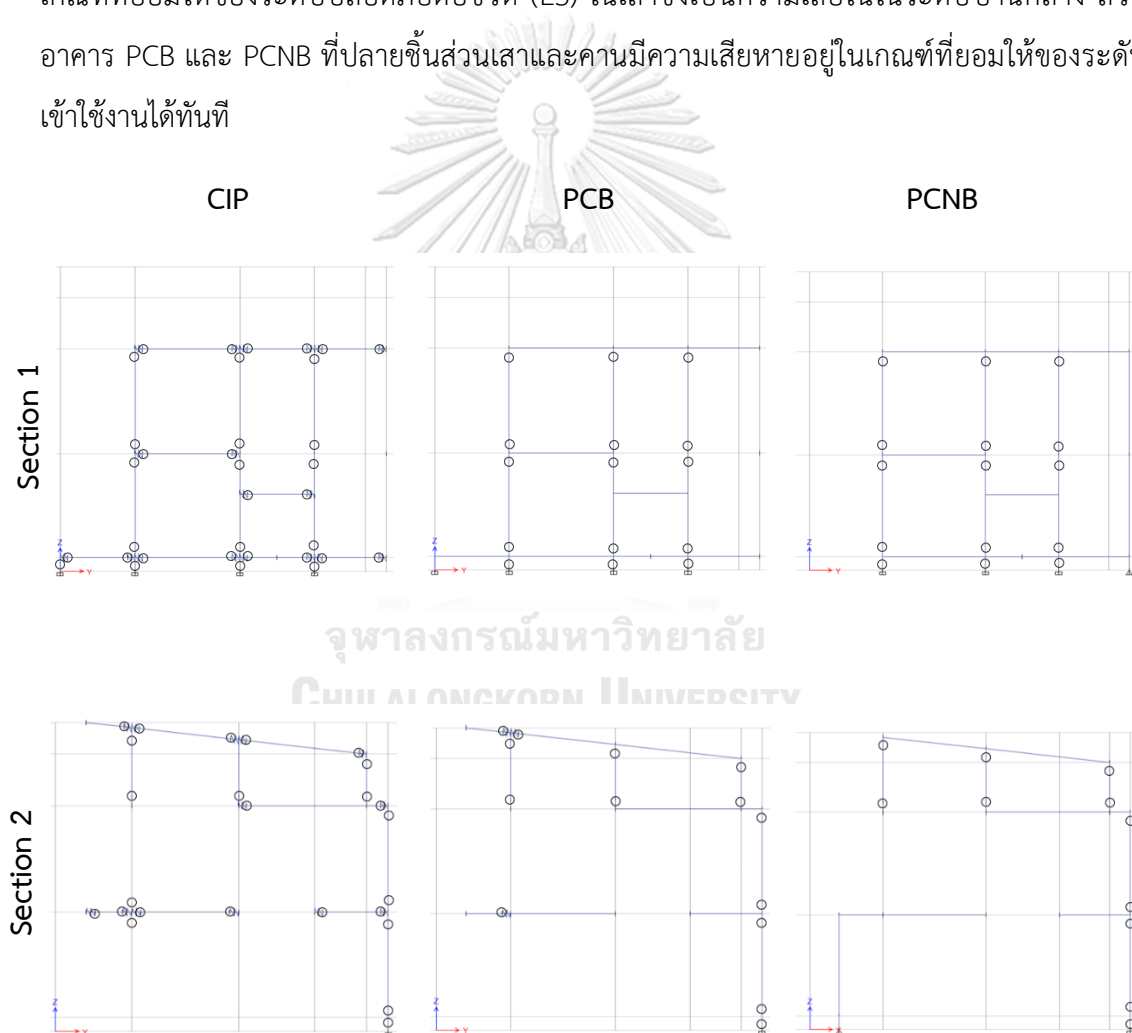
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

รูปที่ 5.8 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่แข็งเส้นกรณี 1.1PUSH_Y-

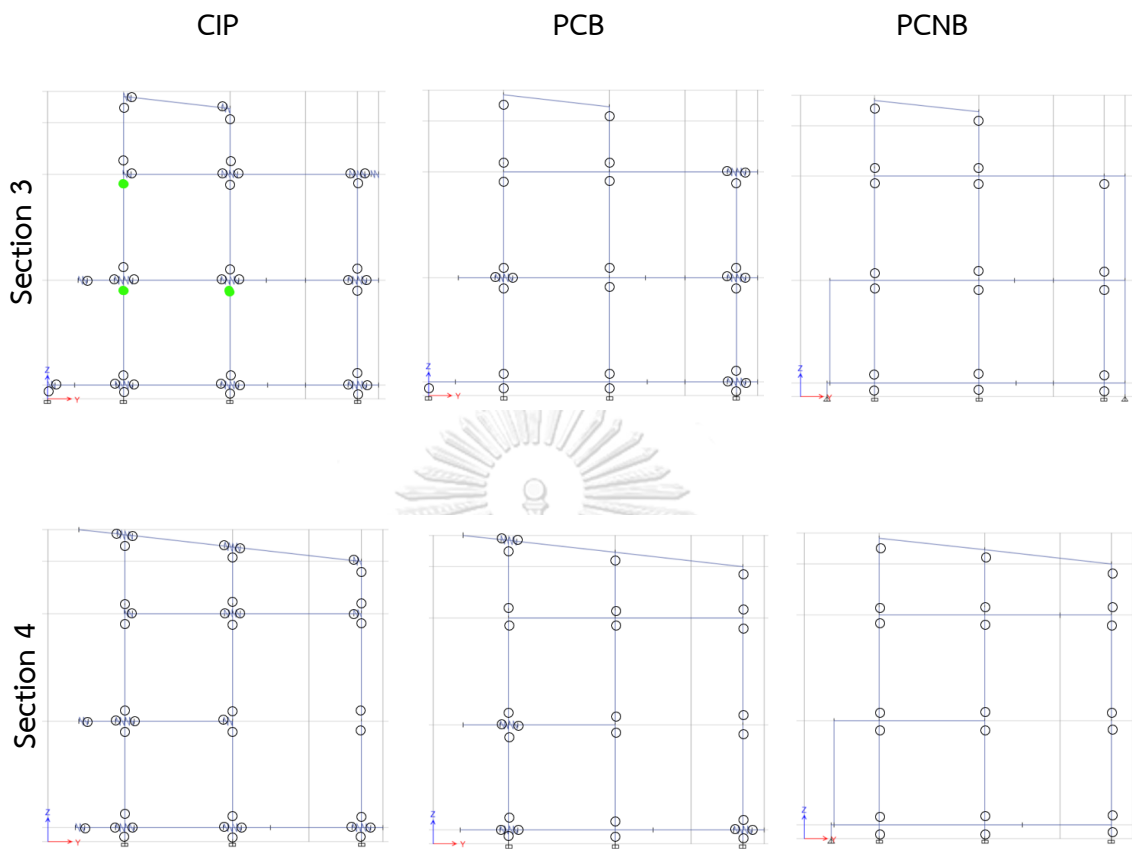
5.2 ความเสียหายที่พบจากการวิเคราะห์วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น

รายละเอียดและลักษณะของความเสียหายที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนของอาคาร จะถูกจำแนกโดยอ้างอิงจากเกณฑ์การประเมินโครงสร้างของชิ้นส่วนเสาและคาน (acceptance criteria) จากมาตรฐาน มยพ.1303-57 ดังหัวข้อ 3.6

รูปที่ 5.9 แสดงรูปตัดของอาคาร CIP, PCB และ PCNB ทั้งหมด 4 หน้าตัดสำหรับแสดงความเสียหายที่เกิดขึ้นจากการวิเคราะห์โดยวิธีการตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา ตามเกณฑ์การประเมินสมรรถนะโครงสร้างในมาตรฐาน มยพ.1303-57 พบว่าอาคาร CIP มีความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้ของระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ในเสาซึ่งเป็นความเสียหายในระดับปานกลาง ส่วนอาคาร PCB และ PCNB ที่ปลายชิ้นส่วนเสาและคานมีความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้ของระดับเข้าใช้งานได้ทันที



รูปที่ 5.9 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา



รูปที่ 5.9 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติ
เวลา (ต่อ)

บทที่ 6

สรุปผลการวิจัย

จากการศึกษาและวิจัยสามารถสรุปได้ดังนี้

1. การศึกษานี้ได้วิเคราะห์ความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร 3 รูปแบบ อาคารที่ก่อสร้างโดยระบบหล่อในที่ (CIP) โครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB) และ โครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB) จากการวิเคราะห์วิธีสเปกตรัมผลการตอบสนองเชิงโหนดตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 พบว่าอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทานต่อกำลังที่หน้าตัดรับได้ (DCR) มีค่ามากกว่า 1 หมายความว่าหน้าตัดเสาไม่สามารถต้านทานแรงที่เกิดขึ้นได้เพียงพอ โดยอาคาร CIP มีค่า DCR ต่ำที่สุด ถัดมาเป็นอาคาร PCB และอาคาร PCNB มีค่า DCR มากที่สุด ดังนั้นหากนำไปก่อสร้างในพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวจะต้องถูกออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว ส่งผลให้มีขนาดหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมเพิ่มมากขึ้น
2. พฤติกรรมของอาคาร CIP เป็นแบบระบบโครงต้านแรงดัด (Moment Resisting Frame) เนื่องจากคอนกรีตบริเวณจุดต่อถูกหล่อเป็นเนื้อเดียวกันที่ซึ่งสามารถถ่ายโมเมนต์ระหว่างชิ้นส่วนเสาและคานได้ ส่วนอาคาร PCB มีจุดต่อ 2 แบบ โดยจุดต่อระหว่างคานยื่นและเสาถือว่าเป็นจุดต่อที่สามารถถ่ายโมเมนต์ระหว่างชิ้นส่วนได้โดยจะต้องออกแบบรายละเอียดของจุดต่อและระยะฝังของเหล็กเสริมให้เพียงพอ ในส่วนของจุดต่ออื่นระหว่างเสากับคานที่เป็นแบบแผ่นเกี่ยวจะถือว่ามียุติกรรมแบบยึดหมุน และอาคาร PCNB มีจุดต่อเสาและคานที่เป็นแบบแผ่นเกี่ยวทั้งหมดซึ่งเป็นแบบจุดยึดหมุน (Pin joint) ที่ไม่สามารถถ่ายโมเมนต์ระหว่างชิ้นส่วนได้ โดยจะส่งถ่ายเพียงแรงเฉือนและแรงตามแนวแกนเท่านั้น
3. การประเมินระดับสมรรถนะของอาคารจากวิธีการผลักทางด้านข้าง (Pushover Analysis) จากความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ของจุดควบคุม พบว่าอาคาร CIP มีค่าสติฟเนสของอาคารมากที่สุด ถัดมาเป็นอาคาร PCB และ PCNB ตามลำดับ ในส่วนของการประเมินความเสียหายโดยรวมของอาคารจากความเสียหายที่เกิดขึ้นในองค์อาคารและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นพบว่าอาคาร CIP มีความเสียหายไม่ผ่านเกณฑ์ระดับป้องกันการพังทลาย (>CP) สำหรับอาคาร PCB มีความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้ของระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention) ซึ่งเป็นระดับที่มีความเสียหายรุนแรงมาก สุดท้ายอาคาร PCNB มีความเสียหายไม่ผ่านเกณฑ์ของระดับป้องกันการพังทลาย (>CP)

4. จากการวิเคราะห์โดยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis) พบว่าการเคลื่อนตัวของพื้นและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นพบว่าอาคาร CIP มีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นไม่เกินค่าที่ยอมให้ซึ่งอยู่ในเกณฑ์ของระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety, LS) ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 (ไม่เกิน 2%) แต่อาคาร PCB และ PCNB มีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากกว่าค่าที่ยอมให้ตามมาตรฐาน (มากกว่า 2%) ดังนั้นถือว่าไม่ผ่านเกณฑ์ของระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety, LS) ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ในส่วนของแรงที่ต้องต้านทาน เช่นแรงเฉือนระหว่างชั้น และโมเมนต์พลิกคว่ำ พบว่าอาคาร PCNB มีค่าแรงที่ต้องต้านทานในวิธี RSA มากที่สุดเนื่องจากต้องมีการปรับแก้ค่าแรงเฉือนที่ฐานไม่ให้ต่ำกว่าร้อยละ 85 ของค่าจากวิธี ELF ซึ่งจะถูคูณด้วยค่า SF ซึ่งมีค่าประมาณ 3 เท่าเพิ่มเข้าไปทำให้แรงภายในมีค่าเพิ่มขึ้น

5. สำหรับอาคาร PCB ในทิศทาง Y มีค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างน้อยกว่าในทิศทาง X เนื่องจากในทิศทาง Y มีคานยื่นซึ่งเป็นจุดต่อแบบ rigid joint ส่งผลให้สติฟเนสในทิศทาง Y สูงกว่าและคาบของโครงสร้างมีค่าน้อยกว่าในทิศทาง X ซึ่งสมรรถนะของอาคาร PCB ดีกว่าอาคาร PCNB เพราะมีสติฟเนสสูงกว่า และมีการเคลื่อนตัวด้านข้างน้อยกว่า ดังนั้นสำหรับอาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีจุดต่อแบบแผ่นเกี่ยวควรมีจุดต่อแบบ rigid joint บ้างซึ่งจะทำให้อาคารมีความมั่นคงมากขึ้น

บรรณานุกรม

ภาษาไทย

- กรมโยธาธิการและผังเมือง (2552). มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว. กรุงเทพมหานคร: บริษัท ดิจิตอล ออฟเซท เอเชีย แปซิฟิก จำกัด.
- กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2557). มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว. กรุงเทพมหานคร: บริษัท สหมิตรพรินติ้งแอนด์พับลิชชิ่ง จำกัด.
- กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2561). มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว. กระทรวงมหาดไทย. กรุงเทพมหานคร: บริษัท เอส.พี.เอ็ม. การพิมพ์ จำกัด.
- เพทาย อุดมการเกษตร, สกรรจ์ จำนงค์, และ เปรม จันทร์รุ่งเรือง. (2560). การออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างเสาคานสำเร็จรูปสำหรับอาคารที่พักอาศัยขนาดเล็ก, รายงานโครงการหมายเลข CE2017-06, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น. ขอนแก่น.
- ภควัสน์ มินชัยนันท์. (2555). ฐานข้อมูลแผ่นดินไหวสำหรับใช้ในการออกแบบอาคาร วิทยานิพนธ์ระดับปริญญาโทบัณฑิต จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. กรุงเทพมหานคร.
- สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. (2540). มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมลวดเหล็กกล้าสำหรับคอนกรีตอัดแรง. กรุงเทพมหานคร.
- อมร พิมาณมาศ และคณะ. (2561). การศึกษากำลังต้านแผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปและการเสริมกำลังอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านแผ่นดินไหวด้วยเส้นใยธรรมชาติ. รหัสโครงการ RDG5830008, สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.).

ภาษาอังกฤษ

- American Concrete Institute. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14). In. Farmington Hills, USA.
- Chopra A.K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (Vol. 4). Pearson Education, Inc.,.
- Computers & Structures, I. (2018). *ETABS, Integrated building design software, Version 18*.
- Elliott, K. S. (2002). *Precast concrete structure*. Butterworth-Heinemann.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.

[https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))

Menegotto M, & Pinto, E. (1973). Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending. *IABSE Symposium*, 3.

<https://doi.org/http://doi.org/10.5169/seals-13741>

Paulay, T., & Priestley, M. j. n. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, Inc.

PCI Industry Handbook Committee. (2010). *PCI Design handbook precast and prestressed concrete*.

Research and Consultancy Institute of Thammasat University. (2009). *Drafting of Thai building code project Vol.2 : Building loads, submitted to Department of Public Works and Town & Country Planning*.





ตารางที่ ก-1 รายละเอียดเหล็กเสริมในคานคอนกรีตเสริมเหล็กอาคาร CIP

คาน	ขนาด ปลาย i	ขนาด ปลาย j	มาตรฐาน	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย i	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย j	ปริมาณ เหล็กล่าง ปลาย i	ปริมาณ เหล็กล่าง ปลาย j
	(mm)	(mm)		(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)
B1-22	200x300	200x300	SD40	226	226	226	226
B1-23	200x300	200x300	SD40	226	226	226	226
B1-24	200x400	200x400	SD40	339	565	339	339
B2-01	20X40	20X40	SD40	339	339	339	339
B2-02	20X40	20X40	SD40	339	339	339	339
B2-03	20X40	20X40	SD40	226	226	452	452
B2-04	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226
B2-05	20X40	20X40	SD40	226	226	452	452
B2-06	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226
B2-07	20X40	20X40	SD40	565	565	339	339
B2-08	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226
B2-09	20X40	20X40	SD40	339	339	565	565
B2-10	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226
B2-12	20X40	20X40	SD40	402	804	402	402
B2-13	20X40	20X40	SD40	804	402	402	402
B2-14	20X40	20X40	SD40	339	339	339	339
B2-15	20X40	20X40	SD40	402	804	402	402
B2-16	20X40	20X40	SD40	565	565	339	339
B2-17(1)	20X40	20X40	SD40	804	402	402	402
B2-17(2)	20X40	20X40	SD40	339	339	226	226
B2-18	20X40	20X40	SD40	339	339	226	226
B2-19	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226
B2-20	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226
B2-21	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226

ตารางที่ ก-1 รายละเอียดเหล็กเสริมในคานคอนกรีตเสริมเหล็กอาคาร CIP (ต่อ)

คาน	ขนาด ปลาย i	ขนาด ปลาย j	มาตรฐาน	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย i	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย j	ปริมาณ เหล็กล่าง ปลาย i	ปริมาณ เหล็กล่าง ปลาย j
	(mm)	(mm)		(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)
B1-22	200x300	200x300	SD40	226	226	226	226
B1-23	200x300	200x300	SD40	226	226	226	226
B1-24	200x400	200x400	SD40	339	565	339	339
B2-01	20X40	20X40	SD40	339	339	339	339
B2-02	20X40	20X40	SD40	339	339	339	339
B2-03	20X40	20X40	SD40	226	226	452	452
B2-04	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226
B2-05	20X40	20X40	SD40	226	226	452	452
B2-06	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226
B2-07	20X40	20X40	SD40	565	565	339	339
B2-08	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226
B2-09	20X40	20X40	SD40	339	339	565	565
B2-10	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226
B2-12	20X40	20X40	SD40	402	804	402	402
B2-13	20X40	20X40	SD40	804	402	402	402
B2-14	20X40	20X40	SD40	339	339	339	339
B2-15	20X40	20X40	SD40	402	804	402	402
B2-16	20X40	20X40	SD40	565	565	339	339
B2-17(1)	20X40	20X40	SD40	804	402	402	402
B2-17(2)	20X40	20X40	SD40	339	339	226	226
B2-18	20X40	20X40	SD40	339	339	226	226
B2-19	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226
B2-20	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226
B2-21	20X30	20X30	SD40	226	226	226	226

ตารางที่ ก-1 รายละเอียดเหล็กเสริมในคานคอนกรีตเสริมเหล็กอาคาร CIP (ต่อ)

คาน	ขนาด ปลาย i	ขนาด ปลาย j	มาตรฐาน	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย i	ปริมาณ เหล็กบน ปลาย j	ปริมาณ เหล็กล่าง ปลาย i	ปริมาณ เหล็กล่าง ปลาย j
	(mm)	(mm)		(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)
RB1-01	200X300	200X300	SD40	226	339	226	226
RB1-02	200X300	200X300	SD40	226	339	226	226
RB1-03	200X300	200X300	SD40	339	226	226	226
RB1-04	200X300	200X300	SD40	339	226	226	226
RB1-05	200X300	200X300	SD40	339	339	226	226
RB1-06	200X300	200X300	SD40	226	226	226	226
RB1-07	200X300	200X300	SD40	226	226	226	226
RB1-08	200X300	200X300	SD40	226	226	226	226
RB1-09	200X300	200X300	SD40	226	339	226	226
RB1-10	200X300	200X300	SD40	339	339	226	226
RB1-11	200X300	200X300	SD40	226	339	226	226
RB1-12	200X300	200X300	SD40	226	226	226	226
RB1-13	200X400	200X400	SD40	226	339	226	226
RB1-14	200X400	200X400	SD40	339	339	339	339
RB1-15	200X300	200X300	SD40	226	226	226	226
RB1-16	200X300	200X300	SD40	226	339	226	226
RB2-01	200X300	200X300	SD40	226	226	339	339
RB2-02	200X300	200X300	SD40	226	226	339	339
RB2-03	200X300	200X300	SD40	226	226	339	339
RB2-04	200X300	200X300	SD40	226	226	226	226
RB2-05	200X300	200X300	SD40	226	226	339	339
RB2-06	200X300	200X300	SD40	226	226	226	226
RB2-07	200X300	200X300	SD40	226	226	226	226

ตารางที่ ก-2 รายละเอียดเหล็กเสริมในเสาคอนกรีตเสริมเหล็กอาคาร CIP

ชื่อเสา	ช่วงชั้น	เหล็กตามแนวยาว		เหล็กปลอก
		รายละเอียด	ปริมาณ (%)	
C1-01	ต่อม่อ-พื้นที่ 2	4-DB16	2.01	ป-RB6มม.@150มม.
C2-01	พื้นที่ 2-หลังคา	4-DB12	1.13	ป-RB6มม.@150มม.





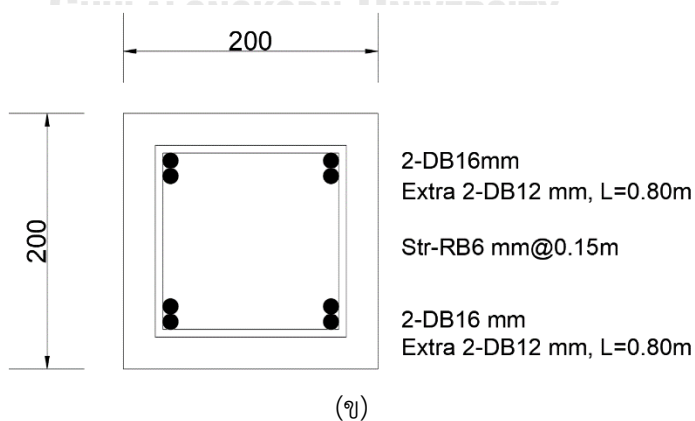
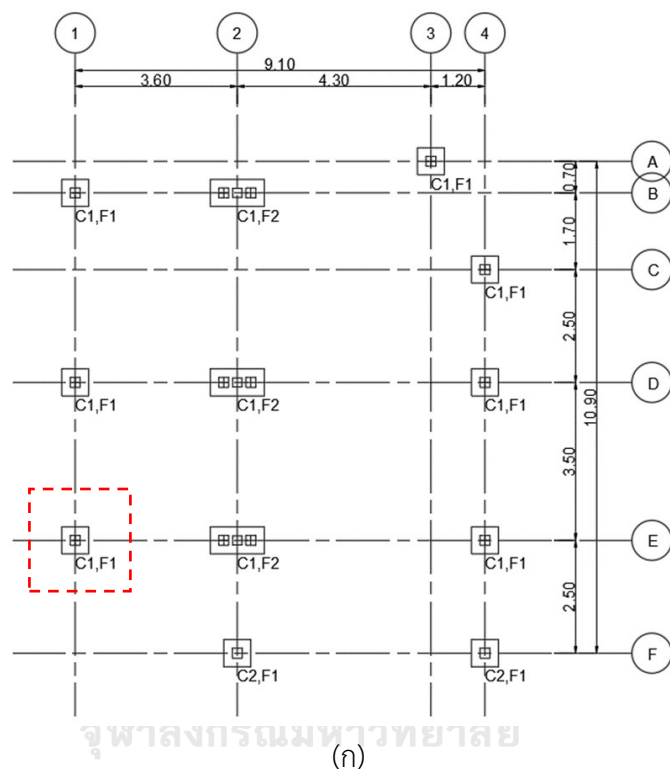
ภาคผนวก ข

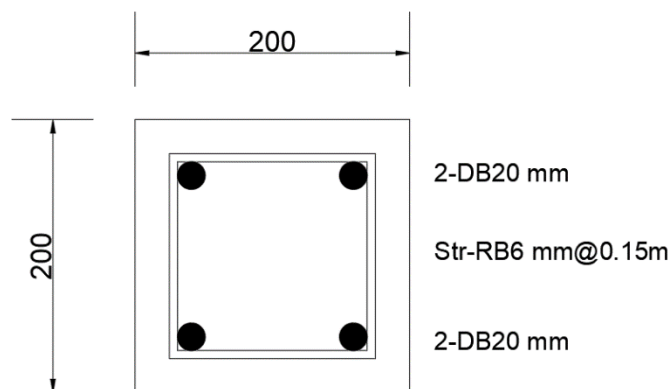
การคำนวณพารามิเตอร์ตามมาตรฐาน มยผ.1303-57

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

ข.1 ตัวอย่างการคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกของเสา

เสาดตัวอย่างที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างการคำนวณเป็นเสาชั้นที่ 1 มีตำแหน่งของเสาดตัวอย่างดังรูปที่ ข-1(ก) รายละเอียดเหล็กเสริมในอาคารจริงที่มีขนาดหน้าตัด 200x200 มม. มีเหล็กเสริมตามแนวยาว 4-DB16($A_s=804$ มม.²) และบริเวณระยะ 0.80 เมตรจากโคนเสามีการเสริมเหล็กเสริมพิเศษ 4-DB12 ($A_s=452$ มม.²) มีพื้นที่หน้าตัดรวมเท่ากับ 1256 มม.² ดังรูปที่ ข-1(ข) แต่เนื่องจากเพื่อความสะดวกในการคำนวณในงานวิจัยนี้เลือกใช้เหล็กเสริม 4-DB20 ($A_s = 1256$ มม.²) ดังรูปที่ ข-1(ค)





(ค)

รูปที่ ข-1 (ก) ตำแหน่งของเสาตัวอย่างในชั้นที่ 1 (ข) รายละเอียดเหล็กเสริมของเสาในอาคารจริง (ค)

รายละเอียดเหล็กเสริมที่ใช้ในการคำนวณ

- 1) จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่เกิดขึ้นในเสามาจากชุดรวมผล 1.1PUSH_X+
- แรงอัดตามแนวแกนอันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (P_G) = -92.62 กิโลนิวตัน (แรงอัด)
- แรงอัดตามแนวแกนอันเนื่องมาจากแรงทางด้านข้าง (P_E) = -23.64 กิโลนิวตัน (แรงอัด)
- โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_x) = 23.57 กิโลนิวตัน-เมตร
- โมเมนต์ดัดรอบแกน Y (M_y) = 45.59 กิโลนิวตัน-เมตร
- แรงเฉือนในแนวแกน X อันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (V_{GX}) = -0.78 กิโลนิวตัน
- แรงเฉือนในแนวแกน X อันเนื่องมาจากแรงทางด้านข้าง (V_{EX}) = 8.24 กิโลนิวตัน
- แรงเฉือนในแนวแกน Y อันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (V_{GY}) = -2.60 กิโลนิวตัน
- แรงเฉือนในแนวแกน Y อันเนื่องมาจากแรงทางด้านข้าง (V_{EY}) = -18.33 กิโลนิวตัน

$$\frac{P}{A_g f'_c} = \frac{116.26 \times 1000}{200^2 \times 34.3} = 0.0847$$

$$\rho = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{2 \times 28.30}{200 \times 150} = 0.001887$$

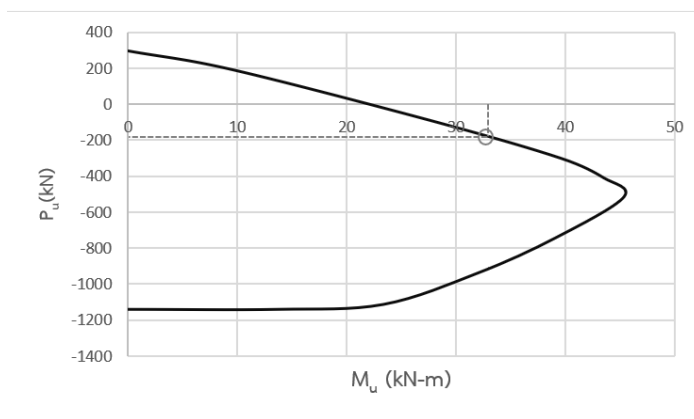
$$\frac{V_x}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{(8.24 - 0.78) \times 1000}{200 \times 159 \times \sqrt{34.3}} = 0.040$$

- 2) คำนวณพารามิเตอร์ต่างๆสำหรับสร้างความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมนูนพลาสติกในเสา

พิจารณาตาราง 7-2 ในมาตรฐาน มยผ.1303-57 สำหรับการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมนูนพลาสติกได้ดังนี้ มุมนูนพลาสติก(เรเดียน) a, b เท่ากับ 0.0170, 0.02410

ตามลำดับ และอัตราส่วนกำลังค้ำ (c) เท่ากับ 0.20 ในส่วนของเกณฑ์การยอมรับที่ระดับสมรรถนะต่างๆ IO, LS และ CP เท่ากับ 0.005, 0.01883 และ 0.02411 เรเดียนตามลำดับ

สำหรับการคำนวณหาปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและโมเมนต์ดัดของเสาตัวอย่างเป็นไปตามรูปที่ ข-2



รูปที่ ข-2 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกน และโมเมนต์ดัดครอบแกน (M_u) ของเสา

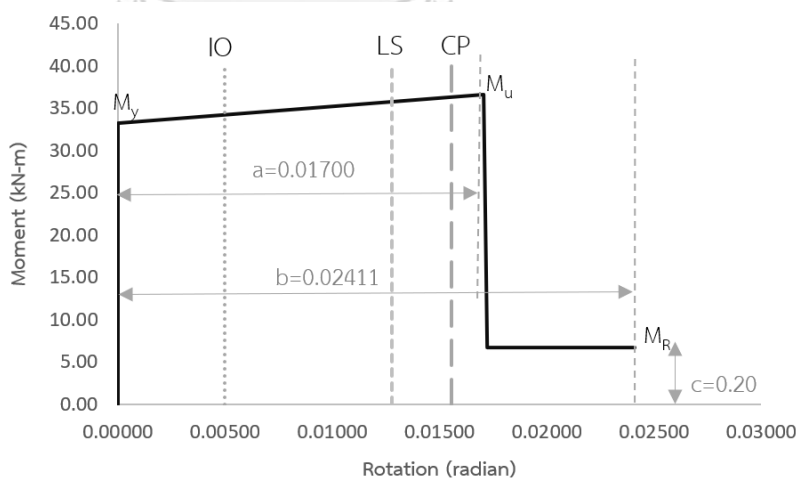
2.1 สร้างแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกในเสา

กำลังต้านทานโมเมนต์ที่จุดคราก (M_y) = 33.23 กิโลนิวตัน-เมตร

กำลังต้านทานโมเมนต์ประลัย (M_u) = $1.1 \times 33.23 = 36.55$ กิโลนิวตัน-เมตร

กำลังต้านทานโมเมนต์ค้ำ (M_R) = $0.2 \times 33.23 = 6.65$ กิโลนิวตัน-เมตร

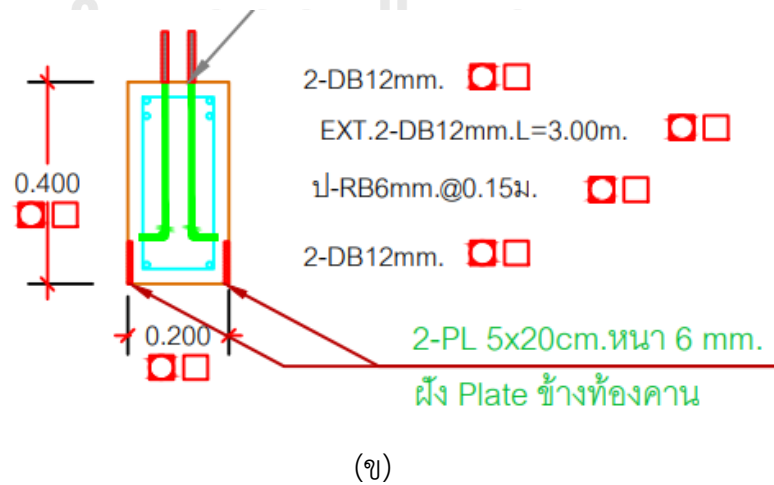
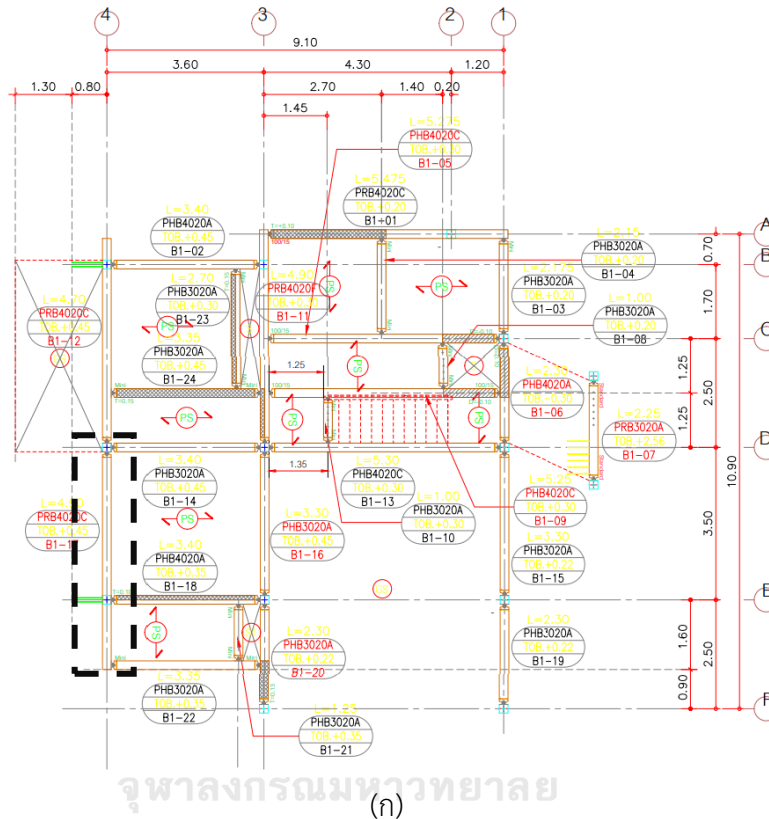
2.2 จากนั้นนำไปสร้างความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกในเสาตัวอย่างได้ดังรูป ข-3



รูปที่ ข-3 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกในเสา

ข.2 ตัวอย่างการคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกของคาน

คานตัวอย่างที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างการคำนวณเป็นคานชั้นที่ 1 มีตำแหน่งของคานตัวอย่างดังรูปที่ ข-4(ก) รายละเอียดเหล็กเสริมในอาคารจริงที่มีขนาดหน้าตัด 200x400 มม. และมีรายละเอียดเหล็กเสริมดังรูปที่ ข-4(ข)

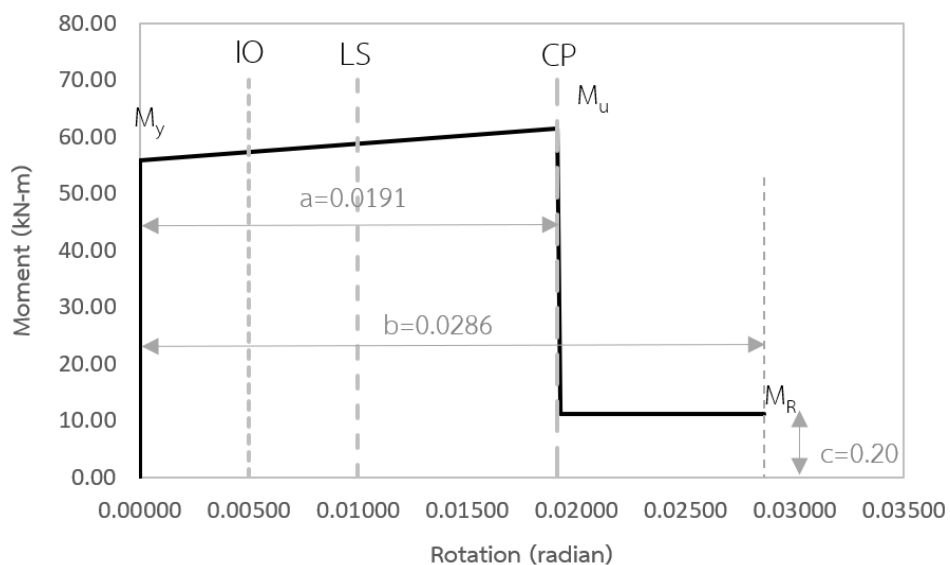


รูปที่ ข-4 (ก) แพลนแสดงตำแหน่งคาน B1-17 (ข) แบบขยายหน้าตัดคาน B1-17

- 1) จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่เกิดขึ้นในคานมาจากชุดรวมผล 1.1PUSH_X+
 แรงเฉือนในแนวตั้งอันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (V_{GX}) = -31.98 กิโลนิวตัน
 แรงเฉือนในแนวตั้งอันเนื่องมาจากแรงทางด้านข้าง (V_{EX}) = -4.41 กิโลนิวตัน
 อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง (ρ) = 0.007
 อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงอัด (ρ') = 0.005
 อัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล (ρ_b) = 0.045

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}} = \frac{(31.98+4.41) \times 1000}{200 \times 344.5 \times \sqrt{34.3}} = 0.09$$

- 2) คำนวณพารามิเตอร์ต่างๆสำหรับสร้างความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกในเสา
 พิจารณาตาราง 7.3-1 ในมาตรฐาน มยผ.1303-57 สำหรับการสร้างความสัมพันธ์ระหว่าง
 โมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกได้ดังนี้ มุมหมุนพลาสติก(เรเดียน) a, b เท่ากับ 0.0191, 0.0286
 ตามลำดับ และอัตราส่วนกำลังค้ำ (c) เท่ากับ 0.20 ในส่วนของเกณฑ์การยอมรับที่ระดับ
 สมรรถนะต่างๆ IO, LS และ CP เท่ากับ 0.005, 0.010 และ 0.0191 เรเดียนตามลำดับ ดังรูป ข-5



รูปที่ ข-5 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกในเสา



ค.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP)

จากการตรวจสอบอัตราส่วนระหว่างแรงที่กระทำต่อกำลังที่หน้าตัดรับได้ในหัวข้อที่ 4.1.1 พบว่าอาคาร CIP ไม่สามารถรับแรงที่เกิดขึ้นได้ดังนั้นจึงต้องมีการออกแบบหน้าตัดใหม่ดังนี้

- 1) การจำแนกประเภทความสำคัญของอาคาร : ประเภท II (ตารางที่ 1.5-1 มยพ.1301/1302-61)
- 2) ประเภทการออกแบบต้านแผ่นดินไหว : จากมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยพ.1301/1302-61 หัวข้อที่ 1.6 ได้มีการกำหนดให้มีการแบ่งประเภทการออกแบบต้านแผ่นดินไหวเป็น 4 ประเภทคือประเภท ก ข ค และ ง สำหรับนำไปเลือกระบบโครงสร้างโดยรวมของอาคาร ดังนั้นจึงต้องมีการตรวจสอบว่าอาคารตัวอย่างนี้อยู่ในประเภทการออกแบบต้านแผ่นดินไหวประเภทใดโดยวิธีการตรวจสอบมีดังต่อไปนี้

พิจารณาจากค่า S_{DS}

$S_{DS} = 0.7157$ ($S_{DS} > 0.50$) และประเภทความสำคัญเท่ากับ II (ปกติ) ดังนั้นประเภทการออกแบบต้านแผ่นดินไหวตรงกับ ง ดังที่แสดงในตารางที่ ค-1

พิจารณาจากค่า S_{D1}

$S_{D1} = 0.3148$ ($S_{D1} > 0.20$) และประเภทความสำคัญเท่ากับ II (ปกติ) ดังนั้นประเภทการออกแบบต้านแผ่นดินไหวตรงกับ ง ดังที่แสดงในตารางที่ ค-2

สรุป อาคารจัดอยู่ในประเภทการออกแบบต้านแผ่นดินไหวประเภท ง จะต้องออกแบบรายละเอียดเหล็กเสริมให้มีความเหนียวปานกลาง หรือความเหนียวจำกัดเป็นอย่างน้อย (ตามข้อกำหนดหัวข้อที่ 2.3.1.2 มาตรฐาน มยพ.1301/1302-61)

ตารางที่ ค-1 การแบ่งประเภทการออกแบบต้านแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า S_{DS} (จากตารางที่ 1.6-1 ใน มยพ.1301/1302-61)

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

ตารางที่ ค-2 การแบ่งประเภทการออกแบบต้านแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า S_{D1} (จากตารางที่ 1.6-2 ใน มยพ.1301/1302-61)

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

3) การจำแนกระบบโครงสร้าง

จากหัวข้อที่ผ่านมาประเภทการออกแบบต้านแผ่นดินไหวของอาคารนี้จัดอยู่ในประเภท ง. และอาคาร CIP เป็นอาคารโครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่ ดังนั้นจึงจัดให้อาคาร CIP อยู่ในระบบโครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวปานกลางหรือความเหนียวจำกัด (Intermediate RC Moment-Resisting Frame) ซึ่งมีค่าตัวประกอบ $R = 5$, $\Omega_0 = 3$ และ $C_d = 4.5$ ดังแสดงในตารางที่ ค-3

ตารางที่ ค-3 ตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response modification factor, R) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (system overstrength factor, Ω_0) และตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (deflection amplification factor, C_d) จากตารางที่ 2.3-1 ใน มยพ.1301/1302-61

ระบบโครงสร้างโดยรวม	ระบบต้านแรงด้านข้าง	ค่าตัวประกอบ			ประเภทการออกแบบ		
		R	Ω_0	C_d	ต้านทานแรงแผ่นดินไหว		
					ข	ค	ง
3. ระบบโครงสร้างแรงดัด (Moment Resisting Frame)	โครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Ductile/Special Steel Moment-Resisting Frame)	8	3	5.5	√	√	√
	โครงสร้างดัดเหล็กที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Truss Moment Frame)	7	3	5.5	√	√	√
	โครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame)	4.5	3	4	√	√	*
	โครงสร้างแรงดัดเหล็กธรรมดา (Ordinary Steel Moment Resisting Frame)	3.5	3	3	√	√	X
	โครงสร้างดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (แบบหล่อในที่ หรือ แบบหล่อสำเร็จ) (Precast or Cast-in-Place Ductile/Special Reinforced Concrete Moment Resisting Frame) ++	8	3	5.5	√	√	√
	โครงสร้างดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวปานกลางหรือความเหนียวจำกัด (Ductile RC Moment-Resisting Frame with Limited Ductility/ Intermediate RC Moment-Resisting Frame)	5	3	4.5	√	√	*
โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Moment Resisting Frame)	3	3	2.5	√	X	X	
4. ระบบโครงสร้างแบบผสมที่มีโครงสร้างดัดที่มีความเหนียวที่สามารถต้านทานแรงด้านข้างไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงที่กระทำกับอาคารทั้งหมด (Dual System with Ductile/Special Moment Resisting Frame)	ร่วมกับโครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Centrally Braced Frame)	7	2.5	5.5	√	√	√
	ร่วมกับโครงแกนเหล็กแบบเอียงศูนย์ (Steel Eccentrically Braced Frame)	8	2.5	4	√	√	√
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	7	2.5	5.5	√	√	√
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	6	2.5	5	√	√	*

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

4) แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Lateral Force Procedure, ELF) สำหรับอาคาร CIP

คำนวณค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่าง (seismic base shear, V) สำหรับใช้ในการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับค่า (Scale Factor, SF) หากค่าแรงเฉือนที่ฐานจากวิธีการเชิงพลศาสตร์น้อยกว่า 85% ของค่าแรงเฉือนที่ฐานที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ดังนี้

จากการคำนวณน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (W) มีค่าเท่ากับ 1680 กิโลนิวตัน จากสมการที่ 3.3-1 ในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเท่ากับ $T=0.02H=0.02(9.56)=0.191$ วินาที และคาบการสั่นจากวิธีเชิงพลศาสตร์มีค่าเท่ากับ 0.713 วินาที ซึ่งมีความมากกว่า 1.5 เท่าของคาบการสั่นจากสมการที่ 3.3-1 ดังนั้นกำหนดคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างเท่ากับ $1.5(0.191)=0.287$ วินาที ดังนั้นคำนวณหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมจากรูปที่ 4.3 เท่ากับ 0.716g ทำให้ $C_s=S_u(I/R)=0.716(1/5)=0.143$ ค่าแรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่าที่มีค่าเท่ากับ $V=C_sW=0.143(1680)=240$ กิโลนิวตัน

5) แรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (Response Spectrum Analysis, RSA) โครงสร้างแบบคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP)

5.1) แรงเฉือนพื้นฐานก่อนการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับ (SF) ค่าในทิศทาง X และทิศทาง Y การคำนวณค่าตัวประกอบปรับค่าเพื่อให้แรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีเชิงพลศาสตร์ไม่น้อยกว่า 85% ของแรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ค-4

ตารางที่ ค-4 ตัวประกอบปรับแก้ (SF) ของอาคาร CIP กรณี R=5

แรงเฉือนพื้นฐาน/ทิศทาง	EQX	EQY
	กิโลนิวตัน	กิโลนิวตัน
V	240	240
0.85V	204	204
V_t	102	88
SF	2.01	2.33

โดยที่ V คือ แรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

V_t คือ แรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด

SF คือ ค่าตัวประกอบปรับค่า

5.2) แรงเฉือนพื้นฐานหลังการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) ในทิศทาง X และ Y

การคูณค่าตัวประกอบปรับค่า (Scale Factor) สำหรับนำไปวิเคราะห์หาแรงภายในชิ้นส่วน ดังตารางที่ ค-5

ตารางที่ ค-5 ตัวคูณปรับค่าใน Load combination ของอาคาร CIP กรณี R=5

แรงเฉือนที่ฐาน/ทิศทาง	EQX	EQY
	กิโลนิวตัน	กิโลนิวตัน
0.85V	204	204
$V_t \times SF$	204	204

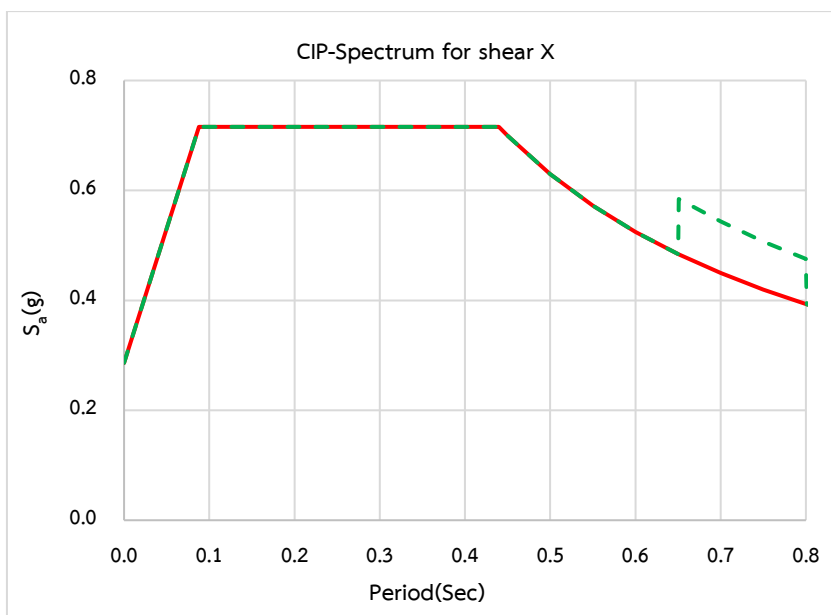
จากตารางที่ ค-5 ค่าแรงเฉือนที่ฐานจากวิธีการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ในแกน X และ Y ($V_t \times SF$) มีค่าไม่น้อยกว่า 0.85V

6) การวิเคราะห์แรงเฉือนในองค์อาคารแนวตั้งโดยวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) สำหรับอาคาร CIP

สำหรับการหาค่าแรงเฉือนในองค์อาคารแนวตั้งสำหรับการออกแบบรายชั้นส่วนจะต้องใช้วิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) โดยจะทำการสร้างค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมขึ้นมาอีกชุดหนึ่งแต่จะต้องทำการปรับค่าสเปกตรัมบริเวณคาบการสั่นที่ตรงกับคาบการสั่นในโหมดพื้นฐาน (Mode 1) ในแต่ละทิศทางในแนวราบโดยการคูณด้วย $SF \cdot \frac{\Omega_0}{R}$ โดย SF คำนวณได้จากหัวข้อที่ 5.1 ส่วนค่า Ω_0 และ R สามารถหาได้จากการจำแนกประเภทของโครงสร้างในหัวข้อที่ 1.2 ในกรณีที่ต้องวิเคราะห์วิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวใน 2 ทิศทางต่ออาคารร่วมกัน (หัวข้อ 2.6.3 จาก มยผ.1301/1302-61) สามารถใช้ข้อมูลความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมชุดเดียวกันหากค่าตัวคูณปรับค่า (SF) มีค่าเท่ากันทั้งสองทิศทาง โดยทำการปรับลดค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเฉพาะบริเวณคาบการสั่นที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานในทั้งสองทิศทางในแนวราบ

6.1) การสร้างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับวิธี MRSA ในทิศทาง X

สำหรับอาคารในตัวอย่างนี้คาบการสั่นพื้นฐานในทิศทาง X เท่ากับ 0.71 วินาทีซึ่งตรงกับโหมดที่ 1 ดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งสเปกตรัมในช่วง 0.65 ถึง 0.80 วินาที เนื่องจากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างค่าคาบการสั่นที่ได้จากการวิเคราะห์ในแต่ละครั้งอาจมีการคลาดเคลื่อนไปจากเดิมดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป็นช่วงที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานโดยคูณด้วย $SF \cdot \frac{\Omega_0}{R}$ มีค่าเท่ากับ $2.01 \cdot \frac{3}{5} = 1.21$ สเปกตรัมในทิศทาง X สำหรับวิธี MRSA ในชื่อ CIP-Spectrum for Shear X กรณี R=5 ดังรูปที่ ค-1

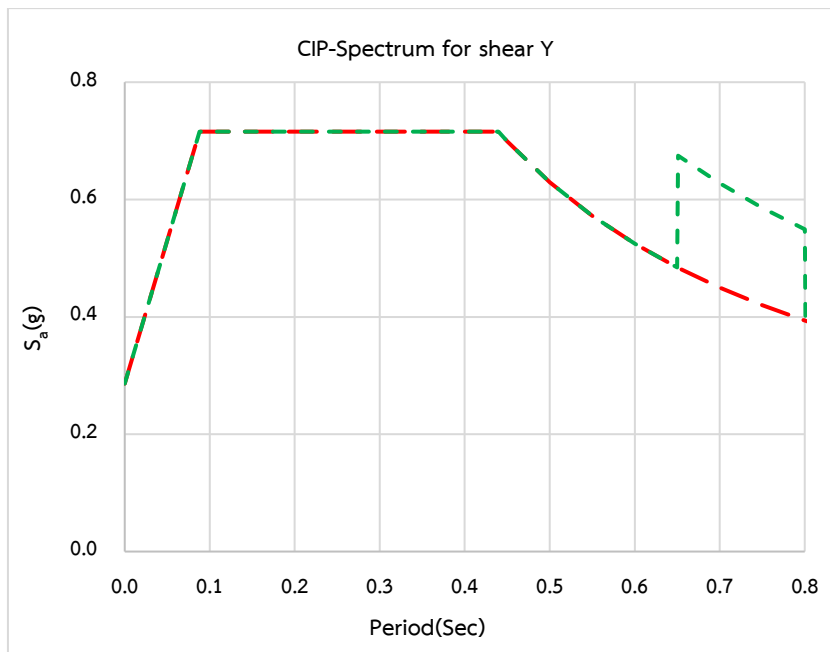


รูปที่ ค-1 สร้าง Response Spectrum Function : CIP-Spectrum for shear X สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง X กรณี R=5

6.2) การสร้างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับวิธี MRSA ในทิศทาง Y

สำหรับอาคารในตัวอย่างนี้คาบการสั่นพื้นฐานในทิศทาง Y เท่ากับ 0.69 วินาทีซึ่งตรงกับโหมดที่ 2 ดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งสเปกตรัมในช่วง 0.65 ถึง 0.80 วินาที จากนั้นปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป็นช่วงที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานโดยคูณด้วย $SF \cdot \frac{\Omega_0}{R}$ มีค่าเท่ากับ

$2.33 \cdot \frac{3}{5} = 1.40$ สเปกตรัมในทิศทาง Y สำหรับวิธี MRSA ในชื่อ CIP-Spectrum for Shear Y กรณี R=5 ดังรูปที่ ค-2



รูปที่ ค-2 สร้าง Response Spectrum Function : CIP-Spectrum for shear Y สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง Y กรณี R=5

7) คำนวณหาแรงภายในสำหรับการตรวจสอบกำลังของชิ้นส่วนในอาคารโครงสร้างแบบคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (CIP)

สำหรับการออกแบบโดยวิธีกำลังใช้วิธีการรวมผลของแรงโดยเลือกชุดการรวมผลที่ให้ค่าแรงภายในชิ้นส่วนที่วิกฤตที่สุดของชุดการรวมผลต่อไปนี้

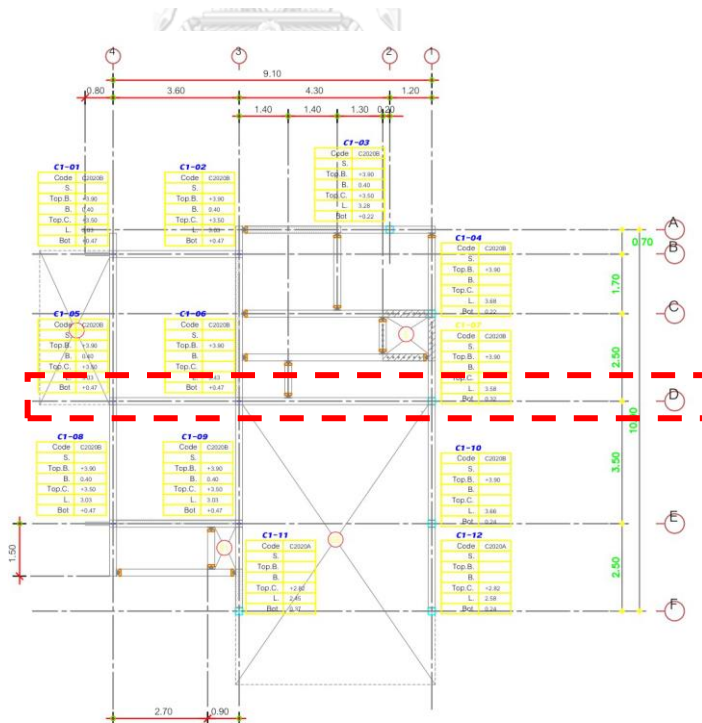
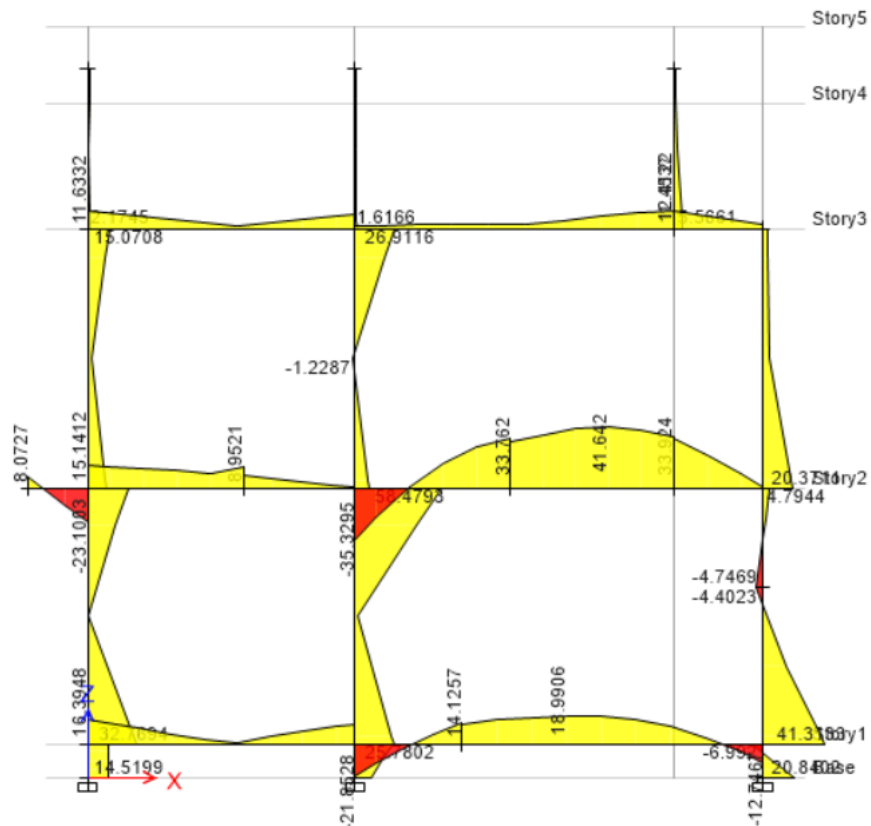
$$\text{Comb1} : 0.75(1.4D+1.7L)+1.0E_x+0.3E_y$$

$$\text{Comb2} : 0.75(1.4D+1.7L)+0.3E_x+1.0E_y$$

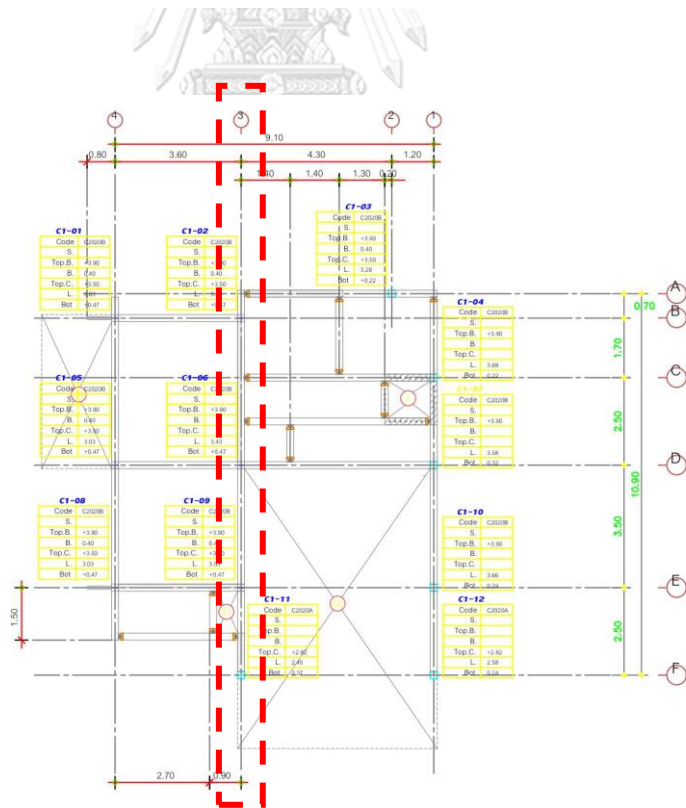
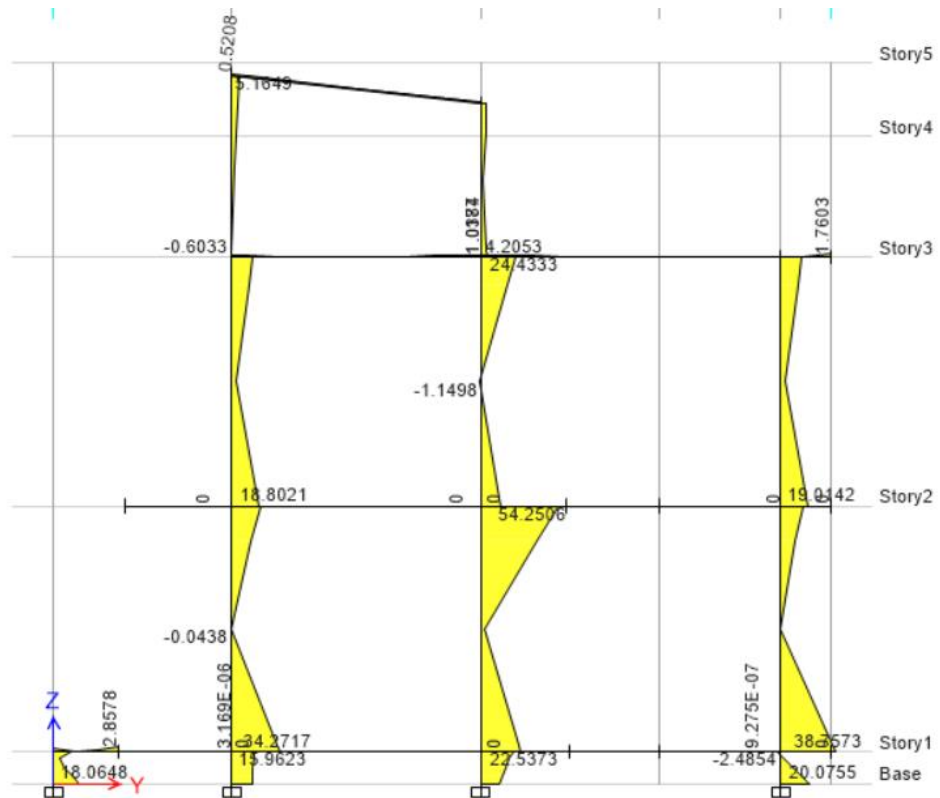
$$\text{Comb3} : 0.9D+1.0E_x+0.3E_y$$

$$\text{Comb4} : 0.9D+0.3E_x+1.0E_y$$

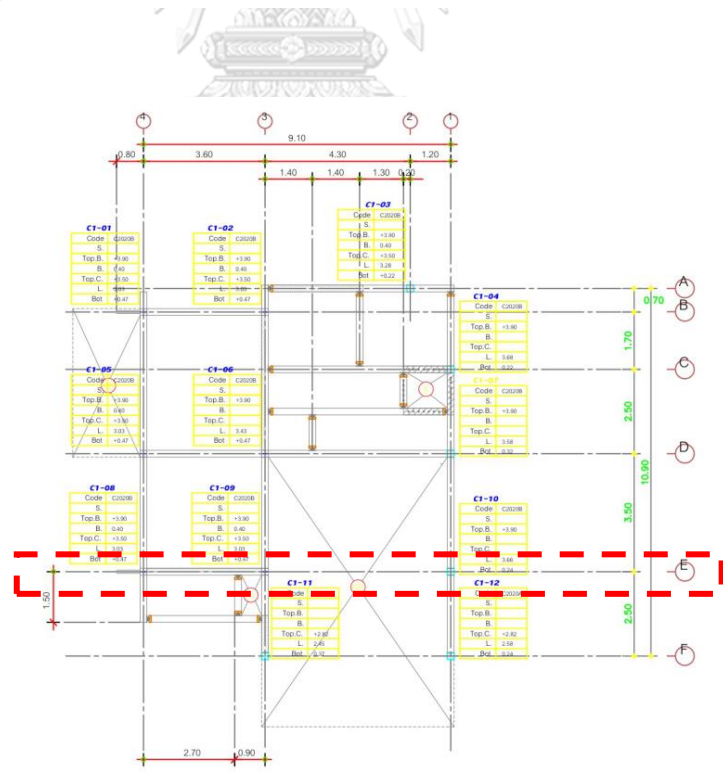
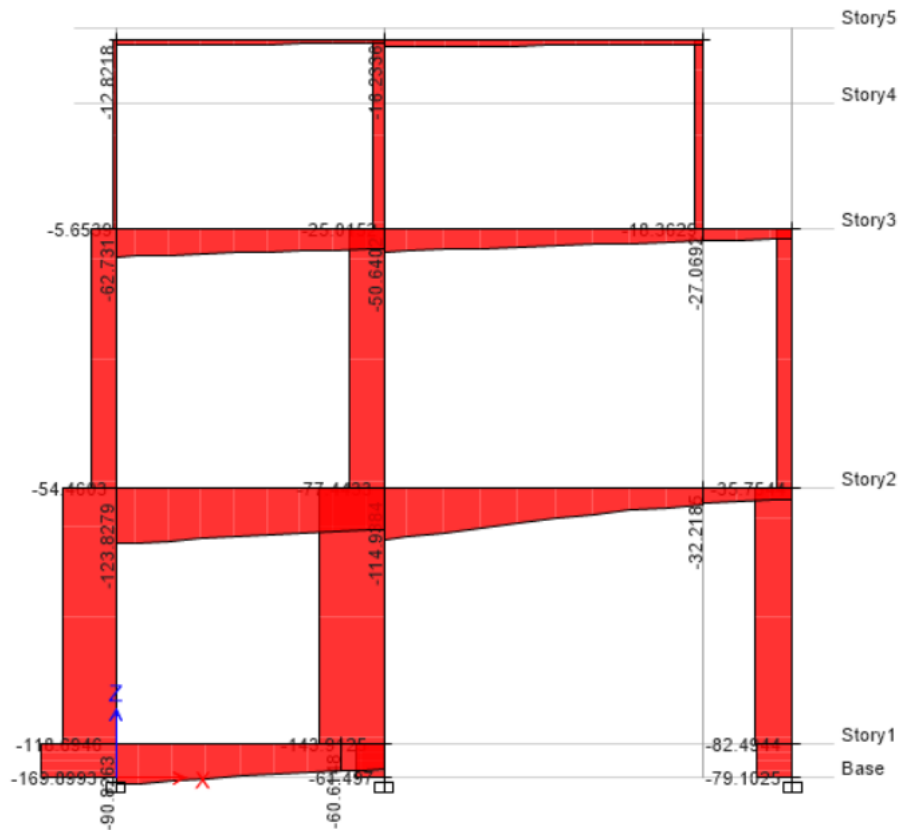
หลังจากทำการวิเคราะห์การรวมผลของแรงหลายชุดแล้วจึงนำค่าที่วิกฤตที่สุดไปใช้ในการออกแบบกำลังต้านทานชิ้นส่วนของโครงสร้างตามมาตรฐาน ACI 318-14 (American Concrete Institute, 2014) ดังรูปที่ ค-3 ถึงรูปที่ ค-5



รูปที่ ค-3 โมเมนต์ดัดในเสา Grid Line D ที่ใช้จากชุดการรวมผลของแรง Comb1 : $0.75(1.4D+1.7L)+1.0Ex+0.3Ey$ โดยให้ค่าโมเมนต์แนว M3 ในเสา C1 มากที่สุดในอาคาร CIP



รูปที่ ค-4 โมเมนต์ตัดในเสา Grid Line 3 ที่ใช้จากชุดการรวมผลของแรง Comb2 : $0.75(1.4D+1.7L)+0.3Ex+1.0Ey$ โดยให้ค่าโมเมนต์แนว M2 ในเสา C1 มากที่สุดในอาคาร CIP



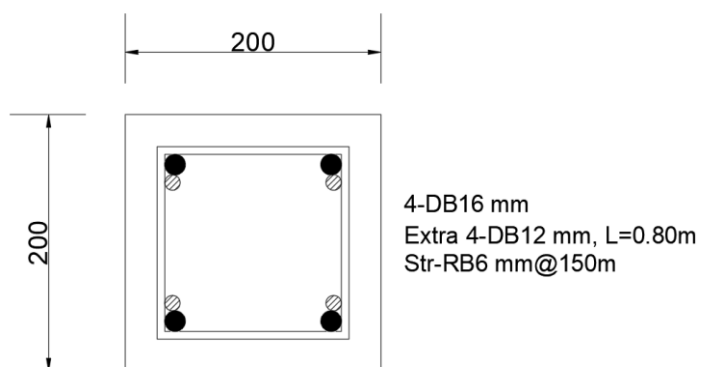
รูปที่ ค-5 แรงเฉือนในเสา Grid Line E ที่ใช้จากชุดการรวมผลของแรง Comb1 : $0.75(1.4D+1.7L)+1.0Ex+0.3Ey$ โดยให้ค่าแรงเฉือนในเสา C1 มากที่สุดในอาคาร CIP

8) การออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดในเสา CIP-C1 (ตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2)

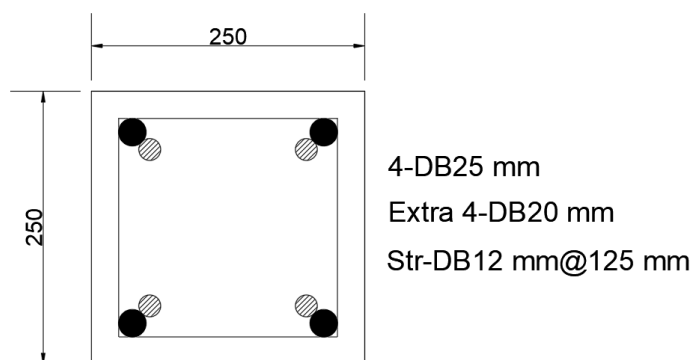
หัวข้อนี้ทำการออกแบบขนาดหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมจากการตรวจสอบแรงภายในที่เกิดขึ้นดังรูปที่ ค-3 ถึงรูปที่ ค-5 โดยจะออกแบบตั้งแต่ช่วงความยาวจากตอม่อถึงพื้นที่ชั้นที่ 2 โดยสามารถสรุปได้ดังตารางที่ ค-6 จากการตรวจสอบพบว่าจะต้องกำหนดขนาดเสาเท่ากับ 250x250 มม. เสริมเหล็ก 4-DB25+Extra 4-DB20 (5.15%) จึงจะสามารถต้านทานแรงที่เกิดขึ้นได้ดังรูปที่ ค-6 และปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด (interaction diagram) ดังรูปที่ ค-7

ตารางที่ ค-6 แรงภายในสำหรับการออกแบบเสา CIP-C1 (ตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2)

Load	Grid Line	P_u	V_u	M_{u2}	M_{u3}
		(kN)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)
Comb1	3D	169	148.9	30.2	58.5

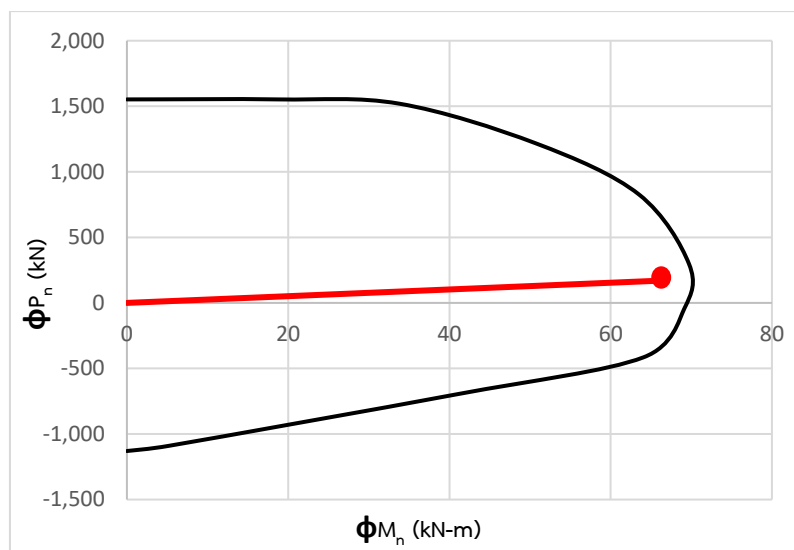


จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (a)



(b)

รูปที่ ค-6 รายละเอียดหน้าตัดเสา CIP-C1 (ตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2) (a) หน้าตัดเดิมที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแผ่นดินไหว (b) หน้าตัดเสาสำหรับการออกแบบใหม่ให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ตามมาตรฐาน



รูปที่ ค-7 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด (interaction diagram) ในเสา CIP-C1 (ตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2) ให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61

-การตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนจากการวิเคราะห์วิธี MRSA

$$\text{จาก } V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d + \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$V_n = 0.17 \left(1 + \frac{338,363}{14 \times 250 \times 250} \right) \times 1 \sqrt{34.32} \times 250 \times 197 + \frac{2 \times 113 \times 392.27 \times 197}{120}$$

$$V_n = 68,013 + 145,657$$

$$\phi V_n = 0.75(213,669) N$$

$$\phi V_n = 160,252 N (160 kN) > 149 kN \quad \text{OK}$$

-การให้รายละเอียดเหล็กเสริมในหน้าตัดเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวในเสา CIP-C1 (ตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2)

ในกรณีปลอกเดี่ยวจะต้องเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีระยะไม่มากกว่าระยะ s_0 ตลอดความยาว l_0 ที่วัดจากข้อต่อเสา โดยที่ระยะ s_0 จะต้องไม่มากกว่าค่าที่น้อยที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

(1) 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กที่สุด : $8(25)=200$ มม.

(2) 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก : $24(12)=288$ มม.

(3) ครึ่งหนึ่งของมิติที่เล็กที่สุดของหน้าตัดเสา : $250/2=125$ มม. : OK

(4) 300 มม.

และเหล็กปลอกแรกจะต้องอยู่ห่างจากขอบของข้อต่อเป็นระยะไม่มากกว่า $0.5s_0$

สำหรับความยาว l_0 จะต้องไม่น้อยกว่าค่าที่มากที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

(1) 1 ใน 6 ของความสูงจากขอบถึงขอบของเสา : $3050/6=508.33$ มม. OK

(2) มิติที่มากที่สุดของเสา : 250 มม.

(3) 500 มม.

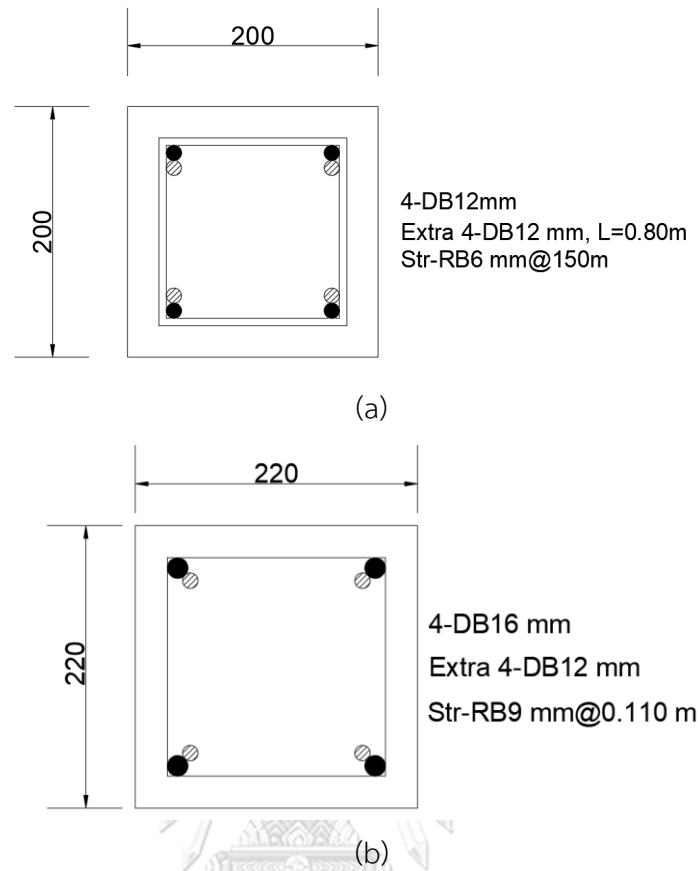
สรุป จะต้องเสริมเหล็กปลอก DB12 ในเสาโดยระยะเรียงจะต้องไม่เกิน 125 มม. ตลอดความยาวเสา

9) การออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดในเสา CIP-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

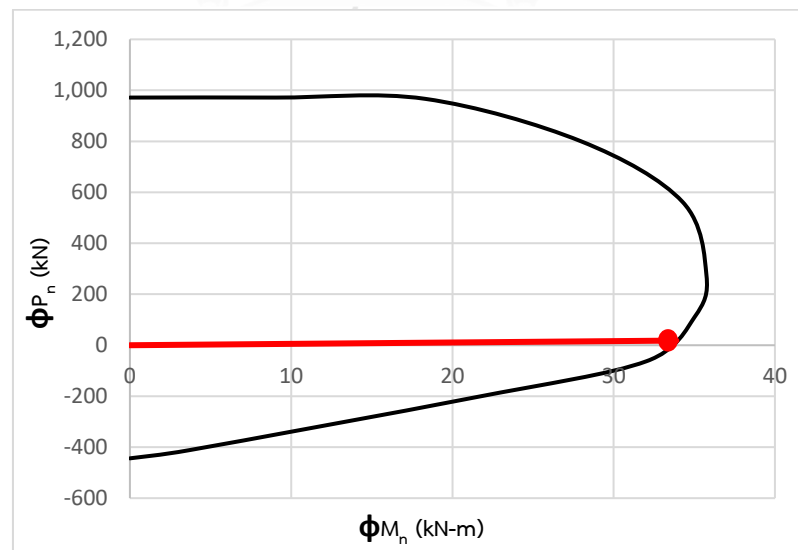
จากการตรวจสอบกำลังต้านทานโมเมนต์ที่เกิดขึ้นดังรูปที่ ค-3 ถึงรูปที่ ค-5 สามารถสรุปได้ดังตารางที่ ค-7 จากการตรวจสอบพบว่าจะต้องกำหนดขนาดเสาเท่ากับ 220×220 มม. เสริมเหล็ก 4-DB16+Extra 4-DB12 (2.60%) จึงจะสามารถต้านทานแรงที่เกิดขึ้นได้ดังรูปที่ ค-8 และปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด (interaction diagram) ดังรูปที่ ค-9

ตารางที่ ค-7 แรงภายในสำหรับการออกแบบเสา CIP-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

Load Comb	P_u	V_u	M_{u2}	M_{u3}
	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน-เมตร)	(กิโลนิวตัน-เมตร)
Comb2	18.2	66.9	-15.6	-30.1



รูปที่ ค-8 รายละเอียดหน้าตัดเสา CIP-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา) (a) หน้าตัดเดิมที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแผ่นดินไหว (b) หน้าตัดเสาสำหรับการออกแบบใหม่ให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61



รูปที่ ค-9 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด (interaction diagram) ในเสา CIP-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

-การตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนจากการวิเคราะห์วิธี MRSA

$$\text{จาก } V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d + \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$V_n = 0.17 \left(1 + \frac{47,874}{14 \times 220 \times 220} \right) \times 1 \sqrt{34.32} \times 220 \times 176 + \frac{2 \times 63.6 \times 235.4 \times 176}{110}$$

$$V_n = 41,286.3 + 47,921.6$$

$$\phi V_n = 0.75 (89,207.9) N$$

$$\phi V_n = 66,906 N (67 kN) > 66.9 kN \quad \text{OK}$$

-การให้รายละเอียดเหล็กเสริมในหน้าตัดเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวในเสา CIP-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

ในกรณีปลอกเดี่ยวจะต้องเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีระยะไม่มากกว่าระยะ s_0 ตลอดความยาว l_0 ที่วัดจากข้อต่อเสา โดยที่ระยะ s_0 จะต้องไม่มากกว่าค่าน้อยที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

(1) 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กที่สุด : $8(16)=128$ มม.

(2) 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก : $24(9)=216$ มม.

(3) ครึ่งหนึ่งของมิติที่เล็กที่สุดของหน้าตัดเสา : $220/2=110$ มม. : **OK**

(4) 300 มม.

และเหล็กปลอกแรกจะต้องอยู่ห่างจากขอบของข้อต่อเป็นระยะไม่มากกว่า $0.5s_0$

สำหรับความยาว l_0 จะต้องไม่น้อยกว่าค่าที่มากที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

(1) 1 ใน 6 ของความสูงจากขอบถึงขอบของเสา : $3050/6=508.33$ มม. **OK**

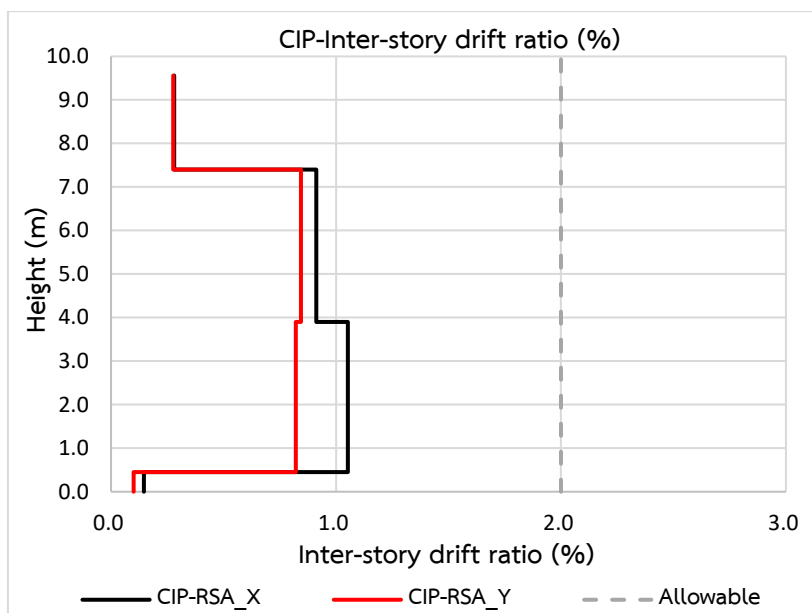
(2) มิติที่มากที่สุดของเสา : 220 มม.

(3) 500 มม.

สรุป จะต้องเสริมเหล็กปลอก RB9 ในเสาโดยระยะเรียงจะต้องไม่เกิน 110 มม. ตลอดความยาวเสา

10) การตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

จากการตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นดังรูปที่ ค-10 พบว่าอาคาร CIP มีค่าไม่เกินกว่าเกณฑ์ที่ยอมรับในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ทั้งทิศทาง X และ Y



รูปที่ ค-10 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นอาคาร CIP เมื่อถูกออกแบบตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61

11) การตรวจสอบผลของ P-Delta

สำหรับการออกแบบอาคารหาค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (stability coefficient, θ) ซึ่งคำนึงถึงผลของ P-Delta ซึ่งเกิดจากการเยื้องตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง โดยมีผลต่อแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในองค์อาคารต่างๆ และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น หากมีค่าน้อยกว่า 0.1 ไม่ต้องคำนึงถึงผลของ P-Delta สำหรับอาคาร CIP มีการคำนวณค่าในทิศทาง X และ Y ดังแสดงในตารางที่ ค-8 และ ค-9 ตามลำดับ

ตารางที่ ค-8 การคำนวณค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (stability coefficient) ในทิศทาง X

ชั้น	น้ำหนัก	น้ำหนักสะสม	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์	แรงเฉือน	θ
	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน)	(เมตร)	(กิโลนิวตัน)	
หลังคา	16.3	16.3	0.0060	2.6	0.0038
3	302.6	318.9	0.0295	82.1	0.0073
2	767.4	1086.4	0.0283	181.0	0.0109
1	593.8	1680.2	0.0005	208.6	0.0018

ตารางที่ ค-9 การคำนวณค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (stability coefficient) ในทิศทาง Y

ชั้น	น้ำหนัก	น้ำหนักสะสม	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์	แรงเฉือน	θ
	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน)	(เมตร)	(กิโลนิวตัน)	
หลังคา	16.3	16.3	0.0060	8.5	0.0012
3	302.6	318.9	0.0295	85.7	0.0070
2	767.4	1086.4	0.0283	182.7	0.0108
1	593.8	1680.2	0.0005	208.2	0.0018

ค.2 อาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีส่วนคานยื่น (PCB)

จากการตรวจสอบอัตราส่วนระหว่างแรงที่กระทำต่อกำลังที่หน้าตัดรับได้ในหัวข้อที่ 4.1.2 พบว่าอาคาร PCB ไม่สามารถรับแรงที่เกิดขึ้นได้ดังนั้นจึงต้องมีการออกแบบหน้าตัดใหม่ดังนี้

- 1) การจำแนกประเภทความสำคัญของอาคาร : ประเภท II (ตารางที่ 1.5-1 มยพ.1301/1302-61)
- 2) การจำแนกระบบโครงสร้าง : ประเภทการออกแบบต้านแผ่นดินไหวของอาคารนี้จัดอยู่ในประเภท ง. และอาคาร PCB เป็นอาคารโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จ ดังนั้นจึงจัดให้อาคาร PCB อยู่ในระบบโครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง ซึ่งมีค่าพารามิเตอร์ ดังนี้ $R=5$, Ω_0 , และ $C_d=4.5$ ดังแสดงในตารางที่ ค-10

ตารางที่ ค-10 ตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response modification factor, R) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (system overstrength factor, Ω_0) และตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (deflection amplification factor, C_d) จากตารางที่ 2.3-1 ใน มยพ.1301/1302-61 และ ASCE 7-16

ระบบโครงสร้าง โดยรวม	ระบบต้านแรงด้านข้าง	ตัวประกอบ			ประเภทการ ออกแบบ		
		R	Ω_0	C_d	ข	ค	ง
ระบบกำแพงรับ น้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง (Bearing Wall System)	กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตหล่อสำเร็จ แบบธรรมดา (ข้อ 9.3.2.1)	3	2.5	3	OK	X	X
	กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี การให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (ข้อ 9.3.2.2)	4	2.5	4	OK	OK	**
	กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี ความเหนียวพิเศษ (ข้อ 9.3.2.3)	5	2.5	5	OK	OK	50 ม.
ระบบโครงอาคาร (Building Frame System)	กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตหล่อสำเร็จ แบบธรรมดา (ข้อ 9.3.2.1)	4	2.5	4	OK	X	X
	กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี การให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (ข้อ 9.3.2.2)	5	2.5	4.5	OK	OK	**
	กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี ความเหนียวพิเศษ (ข้อ 9.3.2.3)	6	2.5	5	OK	OK	50 ม.
ระบบโครงต้านแรงดัด (Moment Resisting Frame)	โครงต้านแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จแบบ ธรรมดา (ข้อ 9.3.1.1)	3	3	2.5	OK	X	X
	โครงต้านแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี ความเหนียวปานกลาง (ข้อ 9.3.1.2)	5	3	4.5	OK	OK	X
	โครงต้านแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี ความเหนียวพิเศษ (ข้อ 9.3.1.3)	8	3	5.5	OK	OK	OK
เสี้ยนจากรานรากโดย คานมาเชื่อมต่อแบบยึด หมุน (Cantilevered Column Systems)	โครงต้านแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จแบบ ธรรมดา (ข้อ 9.3.1.1)	1	1.25	1	11 ม.	X	X
	โครงต้านแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี ความเหนียวปานกลาง (ข้อ 9.3.1.2)	1.5	1.25	1.5	11 ม.	11 ม.	X

3) แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Lateral Force Procedure, ELF) สำหรับโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB)

จากการคำนวณน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (W) มีค่าเท่ากับ 1725 กิโลนิวตัน จากสมการที่ 3.3-1 ในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเท่ากับ $T=0.02H=0.02(9.56)=0.19$ วินาที และคาบการสั่นจากวิธีเชิงพลศาสตร์มีค่าเท่ากับ 0.95 วินาที ซึ่งมีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของคาบการสั่นจากสมการที่ 3.3-1 ดังนั้นกำหนดคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างเท่ากับ $1.5(0.19)=0.29$ วินาที ดังนั้นคำนวณหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม จาก

รูปที่ 4.3 เท่ากับ 0.72g ดังนั้นค่าแรงเฉือนที่ฐานจะมีค่าเท่ากับ $C_s = S_a(I/R) = 0.72(1/5) = 0.14$ และ $V = C_s W = 0.14(1725) = 247$ กิโลนิวตัน

4) แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (Response Spectrum Analysis, RSA) โครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB)

4.1) แรงเฉือนที่ฐานก่อนการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) ในทิศทาง X และทิศทาง Y

การคำนวณค่าตัวประกอบปรับค่าดังแสดงในตารางที่ ค-11

ตารางที่ ค-11 ตัวประกอบปรับค่าของอาคาร PCB กรณี R=5

แรงเฉือนที่ฐาน/ทิศทาง	EQX	EQY
	kN	kN
V	247	247
0.85V	210	210
V_t	66	68
SF	3.18	3.10

โดยที่ V คือ แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

V_t คือ แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด

SF คือ ค่าตัวประกอบปรับค่า

4.2) แรงเฉือนที่ฐานหลังการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับค่าในทิศทาง X และ Y

การคูณค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) สำหรับนำไปวิเคราะห์หาแรงภายในชิ้นส่วนดังตารางที่ ค-12

ตารางที่ ค-12 ตัวคูณปรับค่าใน Load combination ของอาคาร PCB กรณี R=5

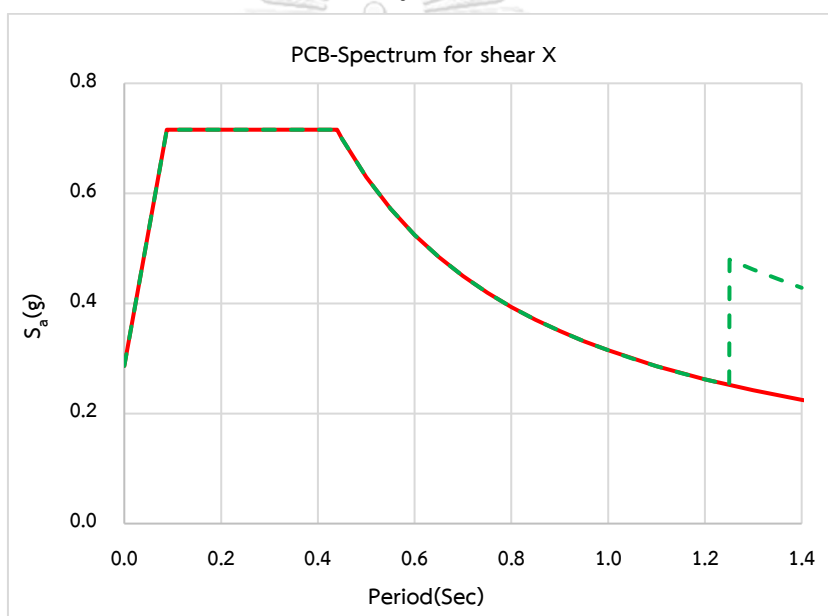
แรงเฉือนที่ฐาน/ทิศทาง	EQX	EQY
	kN	kN
0.85V	210	210
$V_t \times SF$	210	210

จากตารางที่ ค-12 ค่าแรงเฉือนที่ฐานจากวิธีวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ในแกน X และ Y ($V_t \times SF$) มีค่าไม่น้อยกว่า 0.85V

5) การวิเคราะห์แรงเฉือนในองค์อาคารแนวดิ่งโดยวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) สำหรับโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB)

5.1) การสร้างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับวิธี MRSA ในทิศทาง X

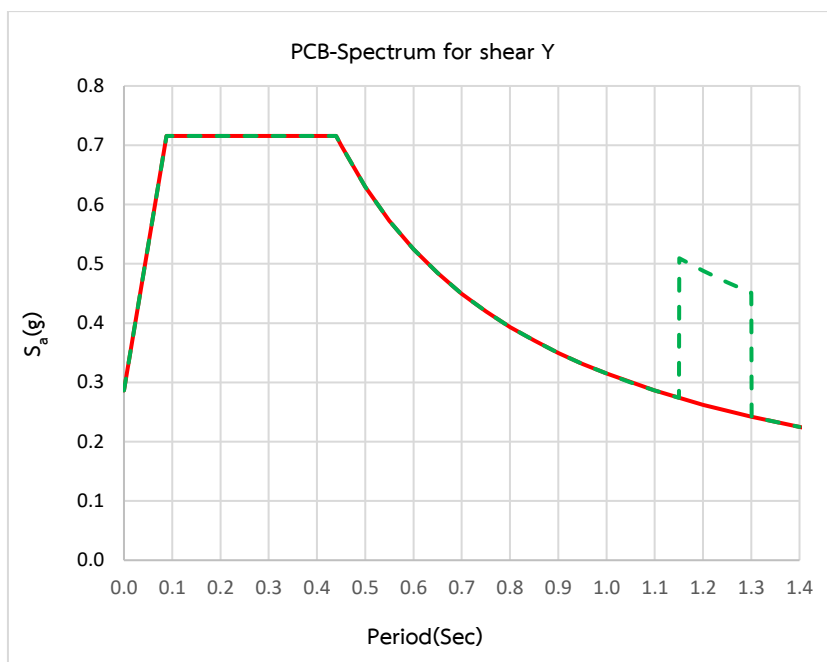
สำหรับอาคารในตัวอย่างนี้คาบการสั่นพื้นฐานในทิศทาง X เท่ากับ 1.33 วินาทีซึ่งตรงกับโหมดที่ 1 ดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งสเปกตรัมในช่วง 1.25 ถึง 1.40 วินาที เนื่องจากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างค่าคาบการสั่นที่ได้จากการวิเคราะห์ในแต่ละครั้งอาจมีการคลาดเคลื่อนไปจากเดิมดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป็นช่วงที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานโดยคูณด้วย $SF \cdot \frac{\Omega_0}{R}$ มีค่าเท่ากับ $3.18 \cdot \frac{3}{5} = 1.91$ สเปกตรัมในทิศทาง X สำหรับวิธี MRSA ในชื่อ PCB-Spectrum for Shear X ดังรูปที่ ค-11



รูปที่ ค-11 สร้าง Response Spectrum Function : PCB-Spectrum for shear X สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง X กรณี R=5

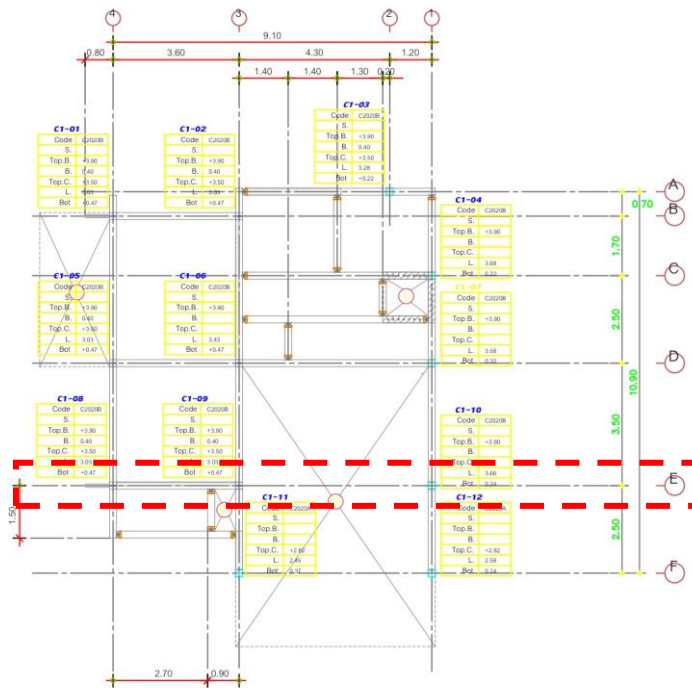
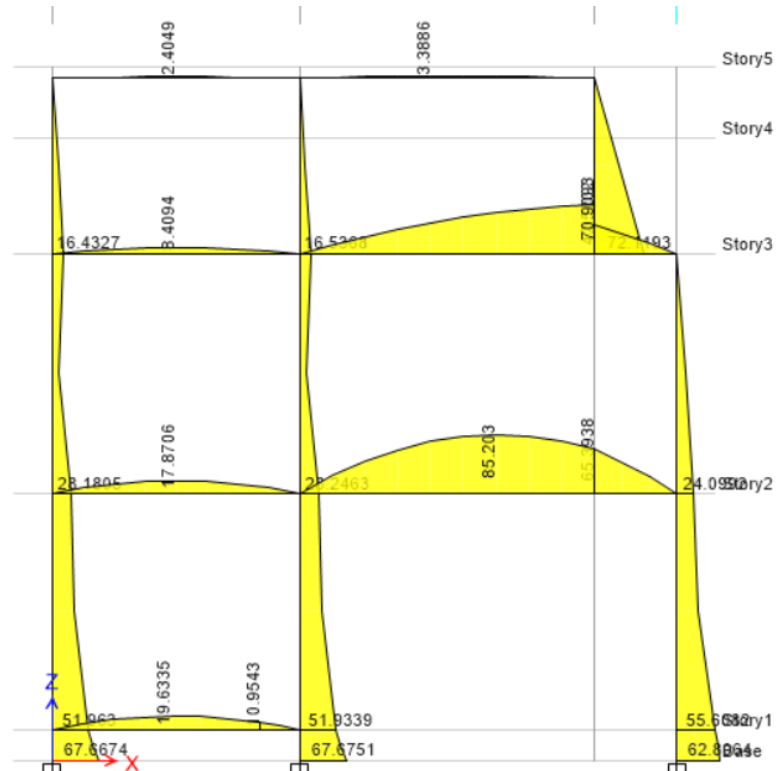
5.2) การสร้างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับวิธี MRSA ในทิศทาง Y

สำหรับอาคารในตัวอย่างนี้คาบการสั่นพื้นฐานในทิศทาง Y เท่ากับ 1.797 วินาทีซึ่งตรงกับโหมดที่ 2 ดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งสเปกตรัมในช่วง 1.75 ถึง 1.85 วินาที จากนั้นปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป็นช่วงที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานโดยคูณด้วย $SF \cdot \frac{\Omega_0}{R}$ มีค่าเท่ากับ $3.15 \cdot \frac{3}{5} = 1.89$ สเปกตรัมในทิศทาง Y สำหรับวิธี MRSA ในชื่อ Spectrum for Shear Y ดังรูปที่ ค-

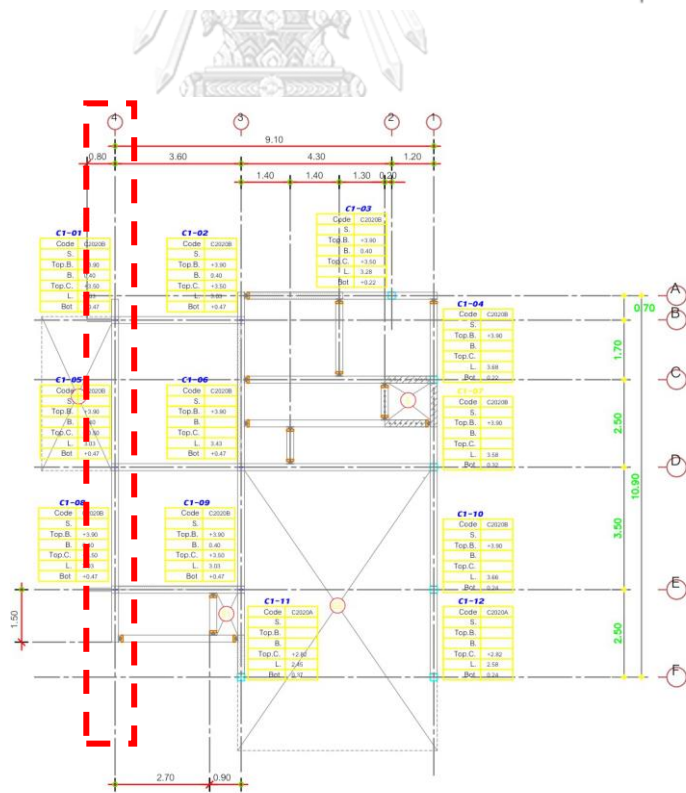
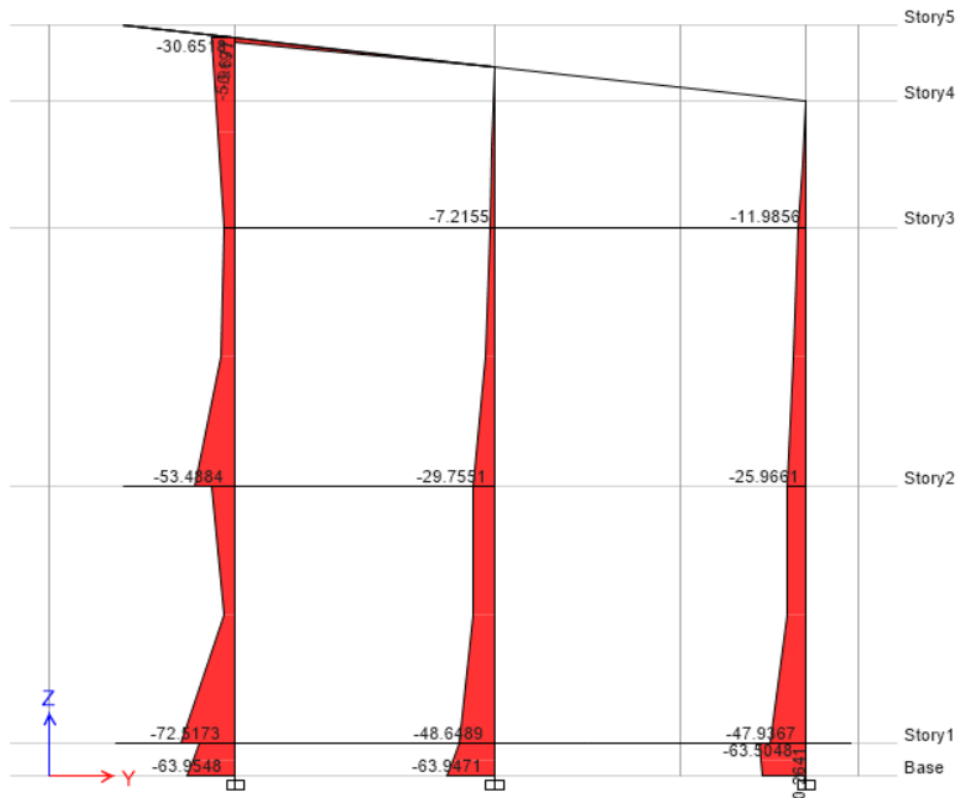


รูปที่ ค-12 สร้าง Response Spectrum Function : PCB-Spectrum for shear Y สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง Y กรณี R=5

6) คำนวณหาแรงภายในสำหรับการตรวจสอบกำลังของชิ้นส่วนในอาคารโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีคานยื่น (PCB) ดังรูปที่ ค-13 ถึงรูปที่ ค-15



รูปที่ ค-13 โมเมนต์ดัดในเสา Grid Line E ที่ได้จากชุดการรวมผลของแรง Comb1 : $0.75(1.4D+1.7L)+1.0Ex+0.3Ey$ โดยให้ค่าโมเมนต์แนว M3 ในเสา C1 มากที่สุดในอาคาร PCB



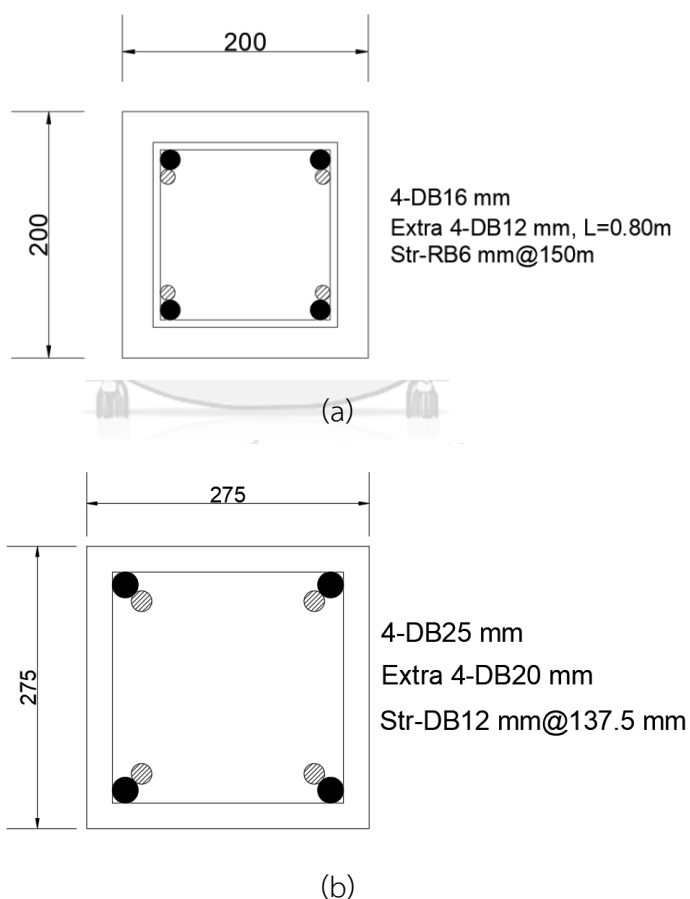
รูปที่ ค-14 โมเมนต์ดัดในเสา Grid Line 4 ที่ใช้จากชุดการรวมผลของแรง Comb2 : $0.75(1.4D+1.7L)+0.3Ex+1.0Ey$ โดยให้ค่าโมเมนต์แนว M2 ในเสา C1 มากที่สุดในอาคาร PCB

7) การออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ตัดในเสา PCB-C1 (ต่อม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2)

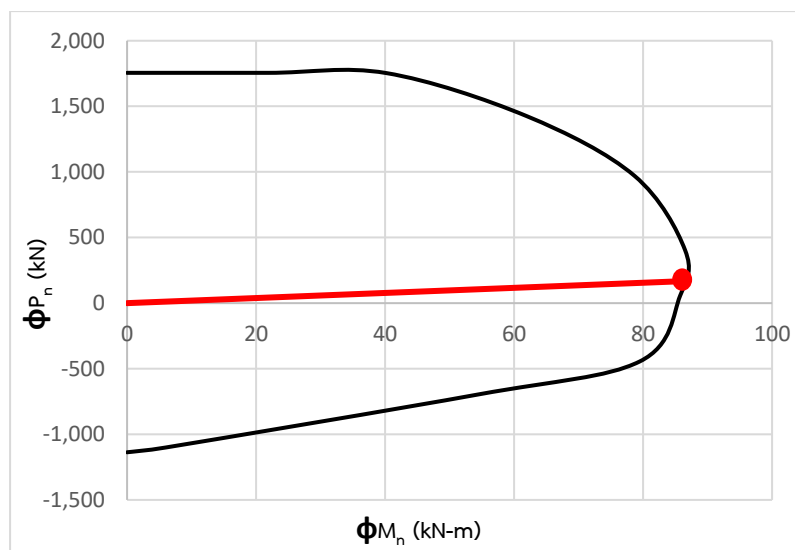
จากการตรวจสอบกำลังต้านทานโมเมนต์ที่เกิดขึ้นดังรูปที่ ค-13 ถึง รูปที่ ค-15 สามารถสรุปได้ดังตารางที่ ค-13 จากการตรวจสอบพบว่าจะต้องกำหนดขนาดเสาเท่ากับ 275x275 มม. เสริมเหล็ก 4-DB25+Extra 4-DB20 (4.26%) จึงจะสามารถต้านทานแรงที่เกิดขึ้นได้ดังรูปที่ ค-16 และปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ตัด (interaction diagram) ดังรูปที่ ค-17

ตารางที่ ค-13 แรงภายในสำหรับการออกแบบเสา PCB-C1 (ต่อม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2)

Load	Grid	P_u	V_u	M_{u2}	M_{u3}
Comb	Line	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน-เมตร)	(กิโลนิวตัน-เมตร)
Comb2	4E	168.9	87.5	-54.6	67.7



รูปที่ ค-16 รายละเอียดหน้าตัดเสา PCB-C1 (ต่อม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2) (a) หน้าตัดเดิมที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแผ่นดินไหว (b) หน้าตัดเสาสำหรับการออกแบบใหม่ให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ตามมาตรฐาน



รูปที่ ค-17 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด (interaction diagram) ในเสา PCB-C1 (ตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2)

-การตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนจากการวิเคราะห์วิธี MRSA ในเสา PCB-C1 (ตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2)

$$\text{จาก } V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d + \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$V_n = 0.17 \left(1 + \frac{299,960.3}{14 \times 275 \times 275} \right) \times 1 \sqrt{34.32} \times 275 \times 222 + \frac{2 \times 13 \times 392.27 \times 222}{137.5}$$

$$V_n = 78,023 + 143,251.2$$

$$\phi V_n = 0.75 (221,274.1) N$$

$$\phi V_n = 165,955.6 N (166 kN) > 87.5 kN \quad \text{OK}$$

-การให้รายละเอียดเหล็กเสริมในหน้าตัดเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวในเสา PCB-C1 (ตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2)

ในกรณีปลอกเดี่ยวจะต้องเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีระยะไม่มากกว่าระยะ s_0 ตลอดความยาว l_0 ที่วัดจากข้อต่อเสา โดยที่ระยะ s_0 จะต้องไม่มากกว่าค่าที่น้อยที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

(1) 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กที่สุด : $8(25)=200$

มม.

(2) 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก : $24(12)=288$ มม.

(3) ครึ่งหนึ่งของมิติที่เล็กที่สุดของหน้าตัดเสา : $275/2=137.5$ มม. : **OK**

(4) 300 มม.

และเหล็กปลอกแรกจะต้องอยู่ห่างจากขอบของข้อต่อเป็นระยะไม่มากกว่า $0.5s_0$

สำหรับความยาว l_0 จะต้องไม่น้อยกว่าค่าที่มากที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

(1) 1 ใน 6 ของความสูงจากขอบถึงขอบของเสา : $3050/6=508.33$ มม. **OK**

(2) มิติที่มากที่สุดของเสา : 275 มม.

(3) 500 มม.

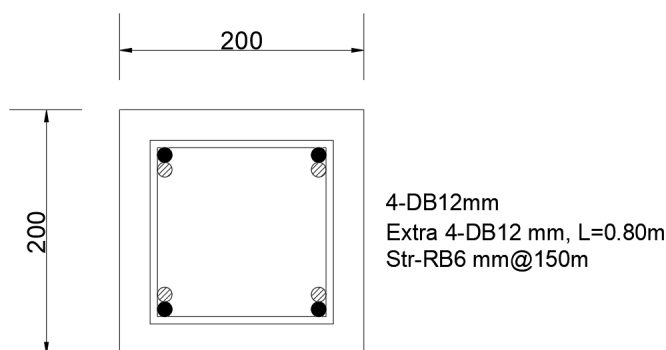
สรุป จะต้องเสริมเหล็กปลอก DB12 ในเสาโดยระยะเรียงจะต้องไม่เกิน 137.5 มม. ตลอดความยาวเสา

8) การออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดในเสา PCB-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

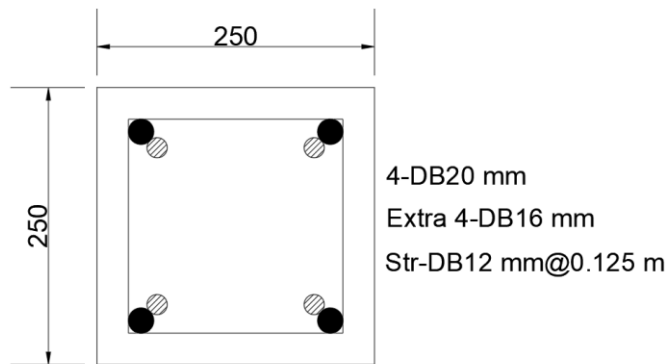
จากการตรวจสอบกำลังต้านทานโมเมนต์ที่เกิดขึ้นดังรูปที่ ค-13 ถึง รูปที่ ค-15 สามารถสรุปได้ดังตารางที่ ค-14 จากการตรวจสอบพบว่าจะต้องกำหนดขนาดเสาเท่ากับ 250×250 มม. เสริมเหล็ก 4-DB20+Extra 4-DB16 (3.30%) จึงจะสามารถต้านทานแรงที่เกิดขึ้นได้ดังรูปที่ ค-18 และปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด (interaction diagram) ดังรูปที่ ค-19

ตารางที่ ค-14 แรงภายในสำหรับการออกแบบเสา PCB-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

Load Comb	Grid Line	P_u	V_u	M_{u2}	M_{u3}
		(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน-เมตร)	(กิโลนิวตัน-เมตร)
Comb2	4E	28.4	31.7	-47.0	-30.3

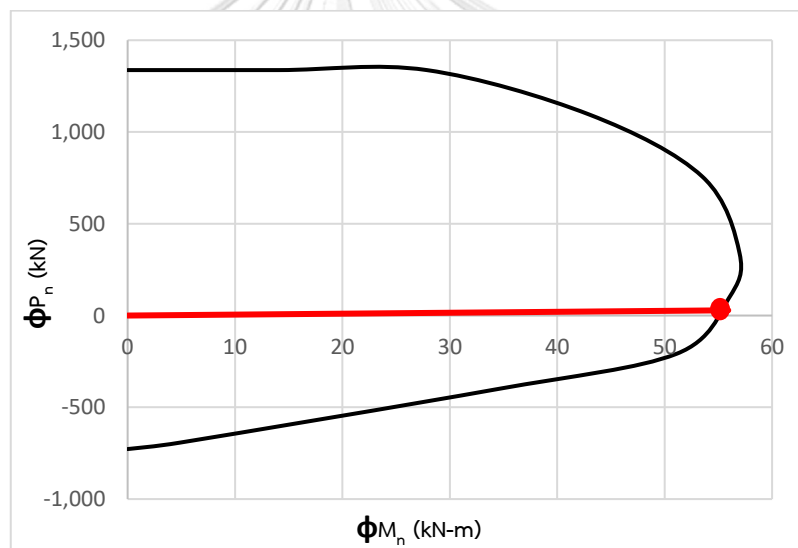


(a)



(b)

รูปที่ ค-18 รายละเอียดหน้าตัดเสา PCB-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา) (a) หน้าตัดเดิมที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแผ่นดินไหว (b) หน้าตัดเสาสำหรับการออกแบบใหม่ให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61



รูปที่ ค-19 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด (interaction diagram) ในเสา PCB-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

-การตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนจากการวิเคราะห์วิธี MRSA ในเสา PCB-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

$$\text{จาก } V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d + \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$V_n = 0.17 \left(1 + \frac{28,400}{14 \times 250 \times 250} \right) \times 1 \sqrt{34.32 \times 250 \times 197} + \frac{2 \times 113 \times 392.27 \times 197}{125}$$

$$V_n = 50,640.8 + 139,717.2$$

$$\phi V_n = 0.75(190,358) N$$

$$\phi V_n = 142,768.5 N (143 kN) > 31.7 kN \quad \text{OK}$$

-การเสริมเหล็กในเสา PCB-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

ในกรณีปลอกเดี่ยวจะต้องเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีระยะไม่มากกว่าระยะ s_0 ตลอดความยาว l_0 ที่วัดจากข้อต่อเสา โดยที่ระยะ s_0 จะต้องไม่มากกว่าค่าที่น้อยที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

- (1) 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กที่สุด : $8(20)=160$ มม.
- (2) 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก : $24(12)=288$ มม.
- (3) ครึ่งหนึ่งของมิติที่เล็กที่สุดของหน้าตัดเสา : $250/2=125$ มม. : **OK**
- (4) 300 มม.

และเหล็กปลอกแรกจะต้องอยู่ห่างจากขอบของข้อต่อเป็นระยะไม่มากกว่า $0.5s_0$

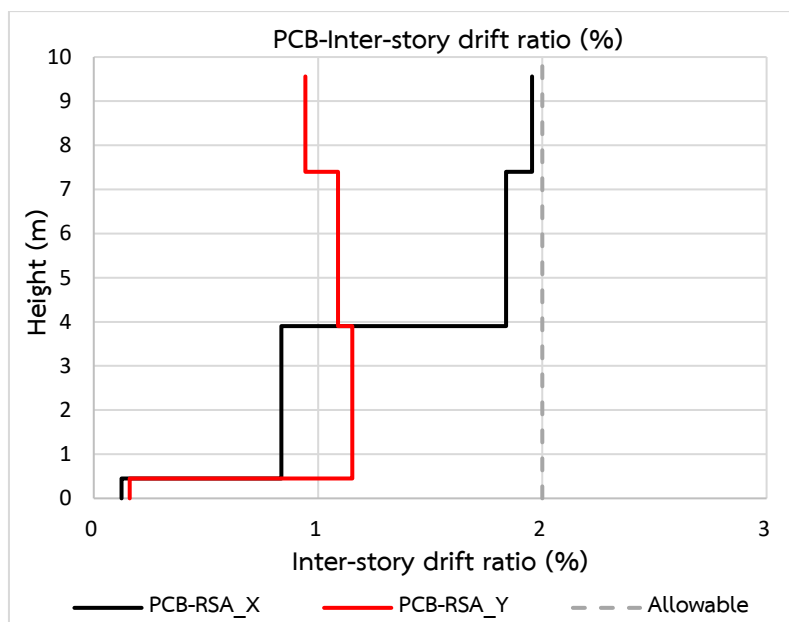
สำหรับความยาว l_0 จะต้องไม่น้อยกว่าค่าที่มากที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

- (1) 1 ใน 6 ของความสูงจากขอบถึงขอบของเสา : $3050/6=508.33$ มม. **OK**
- (2) มิติที่มากที่สุดของเสา : 250 มม.
- (3) 500 มม.

สรุป จะต้องเสริมเหล็กปลอก DB12 ในเสาโดยระยะเรียงจะต้องไม่เกิน 125 มม. ตลอดความยาวเสา

10) การตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

จากการตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นดังรูปที่ ค-20 พบว่าอาคาร PCB มีค่าไม่เกินกว่าเกณฑ์ที่ยอมรับในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ทั้งทิศทาง X และ Y



รูปที่ ค-20 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นอาคาร PCB เมื่อถูกออกแบบตามมาตรฐาน มยผ.

1301/1302-61

11) การตรวจสอบผลของ P-Delta

สำหรับการออกแบบอาคารหากค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (stability coefficient, θ) ซึ่งคำนึงถึงผลของ P-Delta ซึ่งเกิดจากการเยื้องตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง โดยมีผลต่อแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในองค์อาคารต่างๆ และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น หากมีค่าน้อยกว่า 0.1 ไม่ต้องคำนึงถึงผลของ P-Delta สำหรับอาคาร PCB มีการคำนวณค่าในทิศทาง X และ Y ดังแสดงในตารางที่ ค-15 และ ค-16 ตามลำดับ

ตารางที่ ค-15 การคำนวณค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (stability coefficient) ในทิศทาง X ในอาคาร PCB

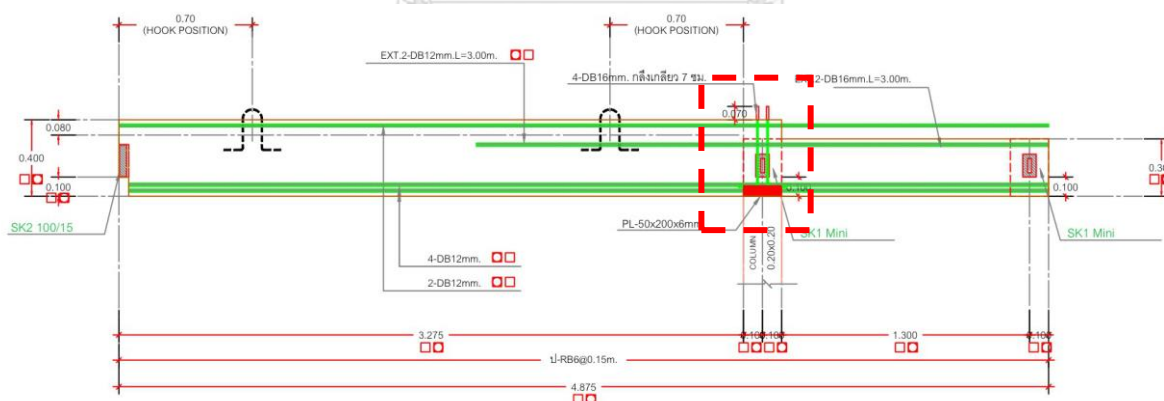
ชั้น	น้ำหนัก	น้ำหนักสะสม	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์	แรงเฉือน	θ
	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน)	(เมตร)	(กิโลนิวตัน)	
หลังคา	17.1	17.1	0.0204	3.7	0.0098
3	326.8	343.9	0.0381	70.3	0.0118
2	786.5	1130.4	0.0398	137.7	0.0210
1	594.8	1725.2	0.0007	209.9	0.0029

ตารางที่ ค-16 การคำนวณค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (stability coefficient) ในทิศทาง Y ในอาคาร PCB

ชั้น	น้ำหนัก	น้ำหนักสะสม	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์	แรงเฉือน	θ
	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน)	(เมตร)	(กิโลนิวตัน)	
หลังคา	17.1	17.1	0.0204	20.6	0.0017
3	326.8	343.9	0.0381	79.5	0.0105
2	786.5	1130.4	0.0398	152.6	0.0190
1	594.8	1725.2	0.0007	209.9	0.0029

9) การคำนวณระยะฝังของสมอสลักเกลียวของเสาที่ตั้งอยู่บนคานยื่น

สำหรับเสาที่ต่อขึ้นไปจากคานที่เป็นคานยื่นเช่นเสาที่อยู่ตั้งแต่พื้นชั้นที่ 2 ไปจนถึงชั้นหลังคาจะถูกต่อโดยการฝังเหล็กข้ออ้อยขนาด DB16 ฝังแบบ standard hook กลึงเกลียว 7 เซนติเมตรที่ปลายด้านที่เชื่อมต่อกับ column shoe โดยคานยื่นจะมีขนาดเท่ากับ 0.20x0.40 เมตรดังรูปที่ ค-21 โดยทำการตรวจสอบระยะฝังจากมาตรฐาน ACI 318M-14 (American Concrete Institute, 2014) ได้ดังนี้



รูปที่ ค-21 สมอสลักเกลียวที่ฝังอยู่ในคานยื่นสำหรับต่อกับ column shoes

Development length of standard hooks in tension (l_{dh})

Diameter of reinforment bar	d_b	=	16.00	mm
Concrete compressive strength	f'_c	=	34.30	MPa
Yielding strength of reinforcement bar	F_y	=	392.40	MPa
Epoxy coated factor	ψ_e	=	1.00	
Cover	ψ_c	=	1.00	
Confining reinforcement	ψ_t	=	1.00	
Light weight concrete factor	λ	=	1.00	
Development length of standard hooks in tension	(a)	=	$\left(\frac{0.24 f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	
		=	257.28	mm
	(b)	$8d_b$	=	128.00 mm
	(c)		=	150.00 mm
l_{dh} shall be greater than (a) through (c)	l_{dh}	=	257.28	mm

จากการคำนวณพบว่าระยะฝังมีค่าเท่ากับ 0.257 เมตร และระยะฝังในโครงสร้างจริงมีค่าเท่ากับ 0.35 เมตร ดังนั้นระยะฝังเพียงพอ : ผ่าน

ค.3 อาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB)

จากการตรวจสอบอัตราส่วนระหว่างแรงที่กระทำต่อกำลังที่หน้าตัดรับได้ในหัวข้อที่ 4.1.3 พบว่าอาคาร PCNB ไม่สามารถรับแรงที่เกิดขึ้นได้ดังนั้นจึงต้องมีการออกแบบหน้าตัดใหม่ดังนี้

- 1) การจำแนกประเภทความสำคัญของอาคาร : ประเภท II (ตารางที่ 1.5-1 มยพ.1301/1302-61)
- 2) การจำแนกระบบโครงสร้าง : ประเภทการออกแบบต้านแผ่นดินไหวของอาคารนี้จัดอยู่ในประเภท ง. และอาคาร PCB เป็นอาคารโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จ ดังนั้นจึงจัดให้อาคาร PCNB อยู่ในระบบเสาเอ็นจากฐานรากโดยคานมาเชื่อมต่อบนยึดหมุนที่มีความเหนียวปานกลาง ซึ่งมีค่าตัวประกอบ $R=5$, $\Omega_0=1.25$, และ $C_d=1.5$ ดังแสดงในตารางที่ ค-17

ตารางที่ ค-17 ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response modification factor, R) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (system overstrength factor, Ω_0) และตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (deflection amplification factor, C_d) จากตารางที่ 2.3-1 ใน มยพ.1301/1302-61 และ ASCE 7-16

ระบบโครงสร้าง โดยรวม	ระบบต้านแรงด้านข้าง	ตัวประกอบ			ประเภทการ ออกแบบ		
		R	Ω_0	C_d	ข	ค	ง
ระบบกำแพงรับ น้ำหนักบรรทุกแนวตั้ง (Bearing Wall System)	กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตหล่อสำเร็จ แบบธรรมดา (ข้อ 9.3.2.1)	3	2.5	3	OK	X	X
	กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี การให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (ข้อ 9.3.2.2)	4	2.5	4	OK	OK	**
	กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี ความเหนียวพิเศษ (ข้อ 9.3.2.3)	5	2.5	5	OK	OK	50 ม.
ระบบโครงอาคาร (Building Frame System)	กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตหล่อสำเร็จ แบบธรรมดา (ข้อ 9.3.2.1)	4	2.5	4	OK	X	X
	กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี การให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (ข้อ 9.3.2.2)	5	2.5	4.5	OK	OK	**
	กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี ความเหนียวพิเศษ (ข้อ 9.3.2.3)	6	2.5	5	OK	OK	50 ม.
ระบบโครงต้านแรงดัด (Moment Resisting Frame)	โครงต้านแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จแบบ ธรรมดา (ข้อ 9.3.1.1)	3	3	2.5	OK	X	X
	โครงต้านแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี ความเหนียวปานกลาง (ข้อ 9.3.1.2)	5	3	4.5	OK	OK	X
	โครงต้านแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี ความเหนียวพิเศษ (ข้อ 9.3.1.3)	8	3	5.5	OK	OK	OK
เสายื่นจากฐานรากโดย คานมาเชื่อมต่อแบบยึด หมุน (Cantilevered Column Systems)	โครงต้านแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จแบบ ธรรมดา (ข้อ 9.3.1.1)	1	1.25	1	11 ม.	X	X
	โครงต้านแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มี ความเหนียวปานกลาง (ข้อ 9.3.1.2)	1.5	1.25	1.5	11 ม.	11 ม.	X

3) แรงเฉือนที่ฐานจากวิธีแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Lateral Force Procedure, ELF) ของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB)

จากการคำนวณน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (W) มีค่าเท่ากับ 1915 กิโลนิวตัน จากสมการที่ 3.3-1 ในมาตรฐาน มยพ.1301/1302-61 คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเท่ากับ $T=0.02H=0.02(9.56)=0.191$ วินาที และคาบการสั่นจากวิธีเชิงพลศาสตร์มีค่าเท่ากับ 0.730

วินาที ซึ่งมีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของคาบการสั่นจากสมการที่ 3.3-1 ดังนั้นกำหนดคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างเท่ากับ $1.5(0.191) = 0.287$ วินาที ดังนั้นคำนวณหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมจากรูปที่ 4.3 เท่ากับ $0.716g$ ดังนั้นค่าแรงเฉือนพื้นฐานจะมีค่าเท่ากับ $C_s = S_a(I/R) = 0.716(1/1.5) = 0.477$ และ $V = C_s W = 0.477(1915) = 914$ กิโลนิวตัน

4) แรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (Response Spectrum Analysis, RSA) ของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB)

4.1) แรงเฉือนพื้นฐานก่อนการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) ในทิศทาง X และ Y

การคำนวณค่าตัวประกอบปรับค่าเพื่อให้แรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีเชิงพลศาสตร์ไม่น้อยกว่า 85% ของแรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ดังตารางที่ ค-18

ตารางที่ ค-18 ตัวประกอบปรับค่า (SF) ของอาคาร PCNB กรณี $R=1.5$

แรงเฉือนพื้นฐาน/ทิศทาง	EQX	EQY
	กิโลนิวตัน	กิโลนิวตัน
V	914	914
0.85V	776	776
V_t	297	325
SF	2.61	2.39

โดยที่ V คือ แรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

V_t คือ แรงเฉือนพื้นฐานจากวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด

SF คือ ค่าตัวประกอบปรับค่า

4.2) แรงเฉือนพื้นฐานหลังการปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับแก้ค่าตัวประกอบปรับค่าในทิศทาง X และ Y

การคูณค่าตัวประกอบปรับค่า (SF) สำหรับนำไปวิเคราะห์หาแรงภายในชิ้นส่วนดังตารางที่ ค-19

ตารางที่ ค-19 ตัวคูณปรับค่าใน Load combination ในอาคาร PCNB กรณี R=1.5

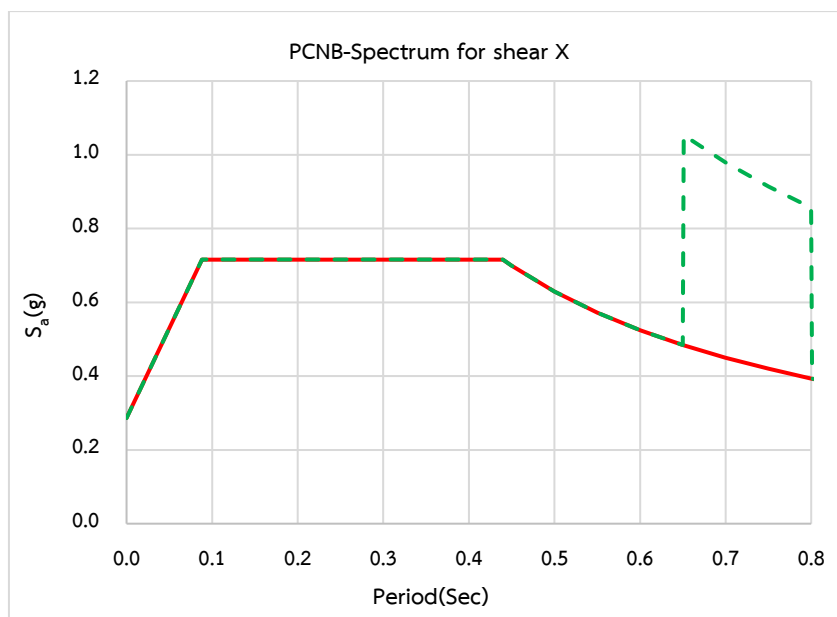
แรงเฉือนที่ฐาน/ทิศทาง	EQX	EQY
	กิโลนิวตัน	กิโลนิวตัน
0.85V	776	776
$V_t \times SF$	776	776

จากตารางที่ ค-19 ค่าแรงเฉือนที่ฐานจากวิธีการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ในแกน X และ Y ($V_t \times SF$) มีค่าไม่น้อยกว่า 0.85V

5) การวิเคราะห์แรงเฉือนในองค์อาคารแนวตั้งโดยวิธี Modified Response Spectrum Analysis (MRSA) สำหรับอาคาร PCNB

5.1) การสร้างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับวิธี MRSA ในทิศทาง X

สำหรับอาคารในตัวอย่างนี้ค่าการสั่นพื้นฐานในทิศทาง X เท่ากับ 0.73 วินาทีซึ่งตรงกับโหมดที่ 1 ดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งสเปกตรัมในช่วง 0.65 ถึง 0.80 วินาที เนื่องจากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างค่าคาบการสั่นที่ได้จากการวิเคราะห์ในแต่ละครั้งอาจมีการคลาดเคลื่อนไปจากเดิมดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป็นช่วงที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานโดยคูณด้วย $SF \cdot \frac{\Omega_0}{R}$ มีค่าเท่ากับ $2.61 \cdot \frac{1.25}{1.5} = 2.18$ สเปกตรัมในทิศทาง X สำหรับวิธี MRSA จะถูกแสดงในชื่อ Spectrum for Shear X ดังรูปที่ ค-22



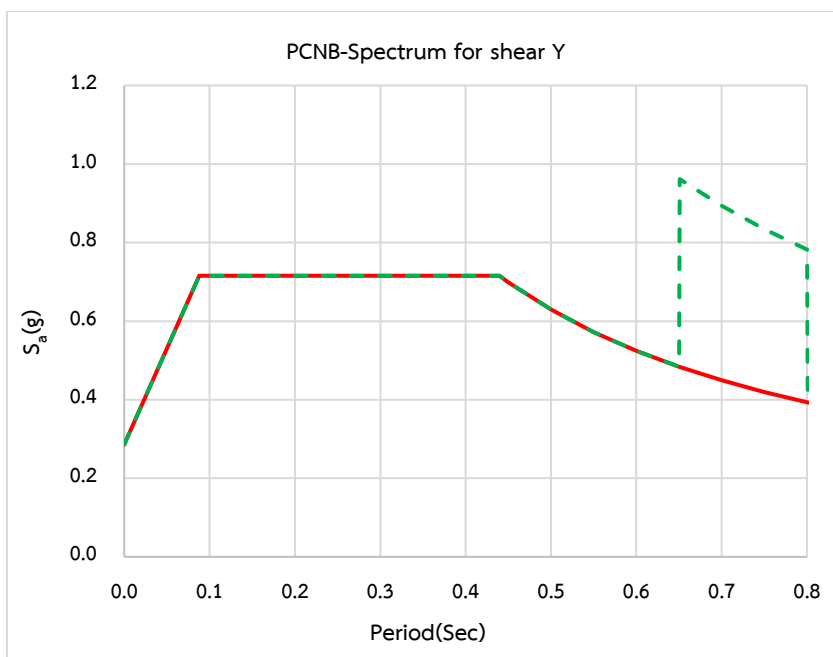
รูปที่ ค-22 สร้าง Response Spectrum Function : PCNB-Spectrum for shear X สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง X กรณี R=1.5

5.2) การสร้างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับวิธี MRSA ในทิศทาง Y

สำหรับอาคารในตัวอย่างนี้คาบการสั่นพื้นฐานในทิศทาง Y เท่ากับ 0.71 วินาทีซึ่งตรงกับโหมดที่ 2 ดังนั้นจึงปรับค่าความเร่งสเปกตรัมในช่วง 0.65 ถึง 0.80 วินาที จากนั้นปรับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเป็นช่วงที่ครอบคลุมคาบการสั่นพื้นฐานโดยคูณด้วย $SF \cdot \frac{\Omega_0}{R}$ มีค่าเท่ากับ

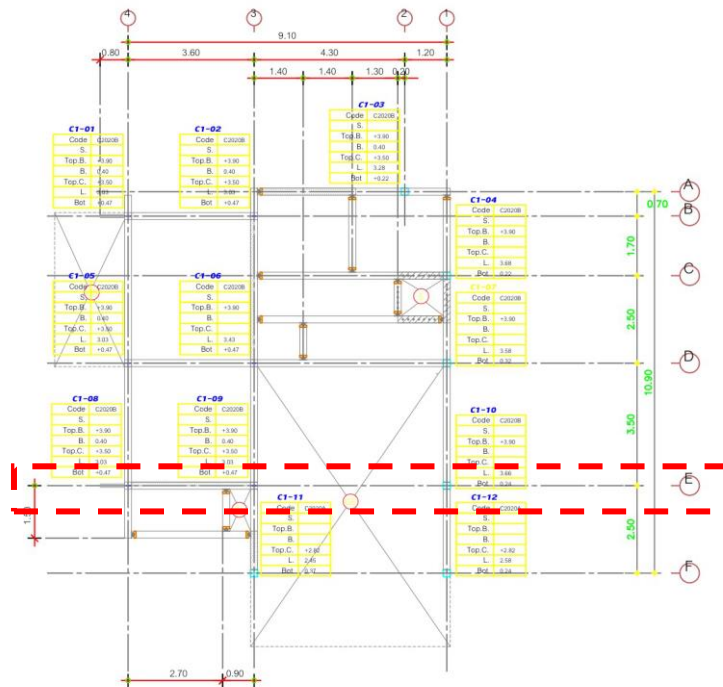
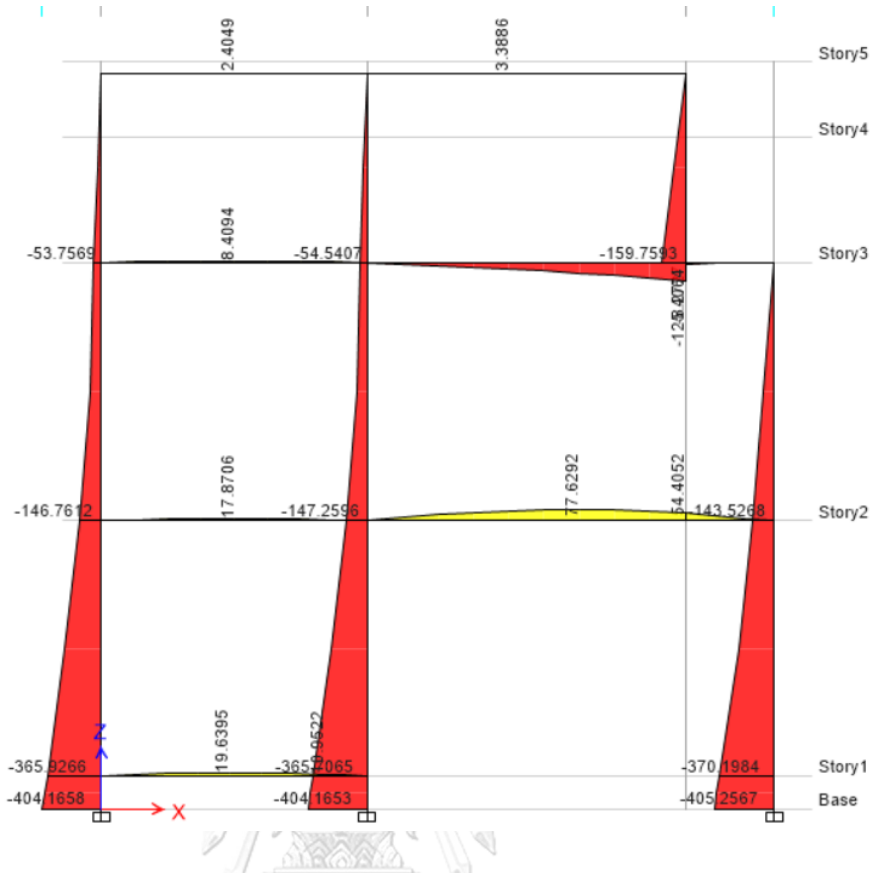
$$2.39 \cdot \frac{1.25}{1.5} = 1.99 \text{ สเปกตรัมในทิศทาง Y สำหรับวิธี MRSA จะถูกแสดงในชื่อ Spectrum for Shear Y}$$

ดังรูปที่ ค-23

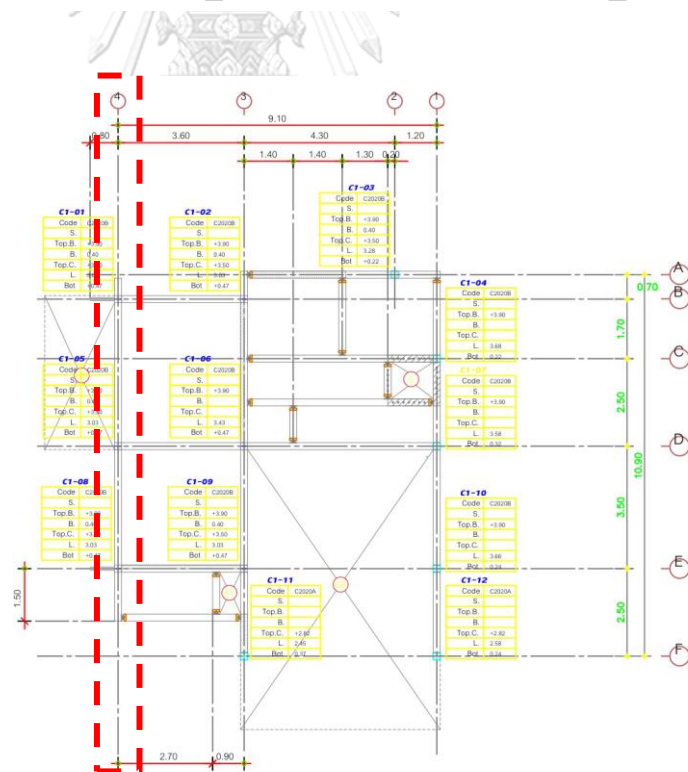
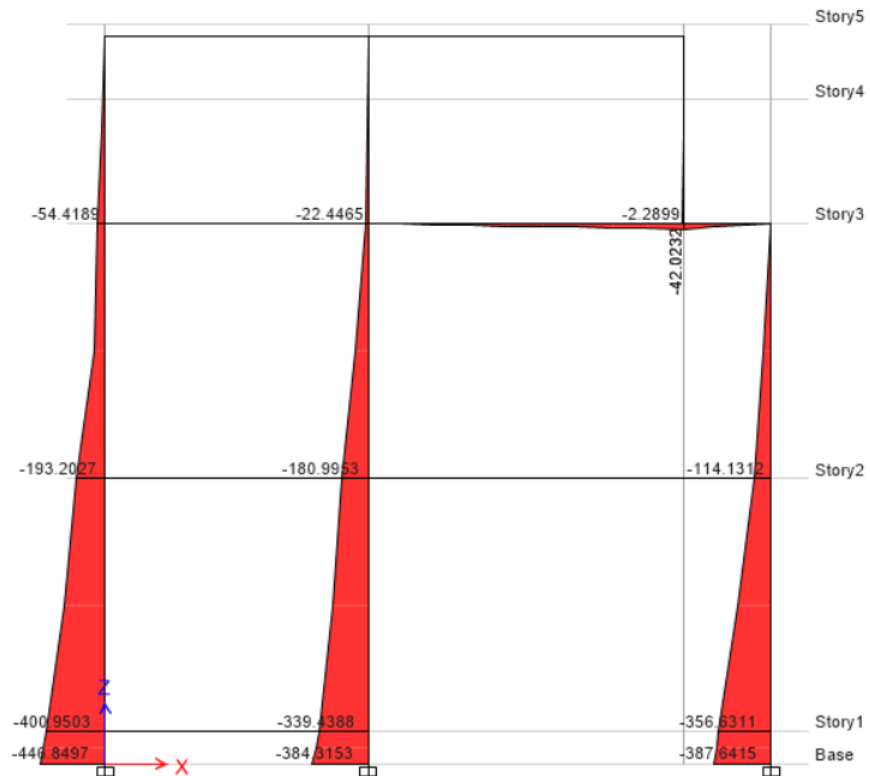


รูปที่ ค-23 สร้าง Response Spectrum Function : PCNB-Spectrum for shear Y สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MRSA ในทิศทาง Y กรณี R=1.5

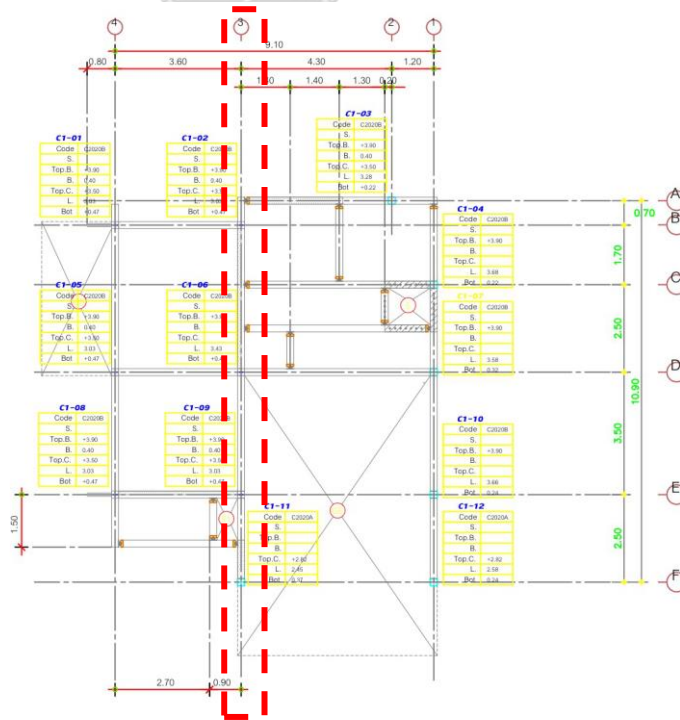
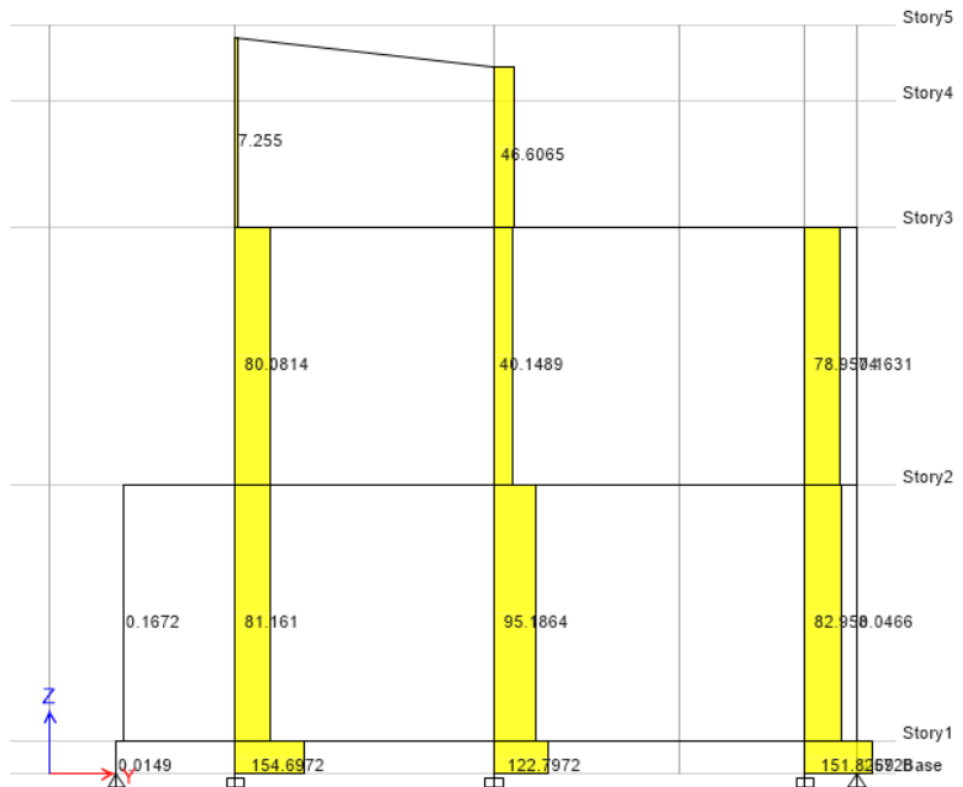
6) คำนวณหาแรงภายในสำหรับการตรวจสอบกำลังของชิ้นส่วนในอาคารโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ไม่มีคานยื่น (PCNB) ดังรูปที่ ค-24 ถึงรูปที่ ค-26



รูปที่ ค-24 โมเมนต์ดัดในเสา Grid Line E ที่ใช้จากชุดการรวมผลของแรง Comb1 : $0.75(1.4D+1.7L)+1.0E_x+0.3E_y$ โดยให้ค่าโมเมนต์แนว M3 ในเสา C1 มากที่สุดใอาคาร PCNB



รูปที่ ค-25 โมเมนต์ดัดในเสา Grid Line 4 ที่ใช้จากชุดการรวมผลของแรง Comb 2 : $0.75(1.4D+1.7L)+0.3Ex+1.0Ey$ โดยให้ค่าโมเมนต์แนว M2 ในเสา C1 มากที่สุดในอาคาร PCNB



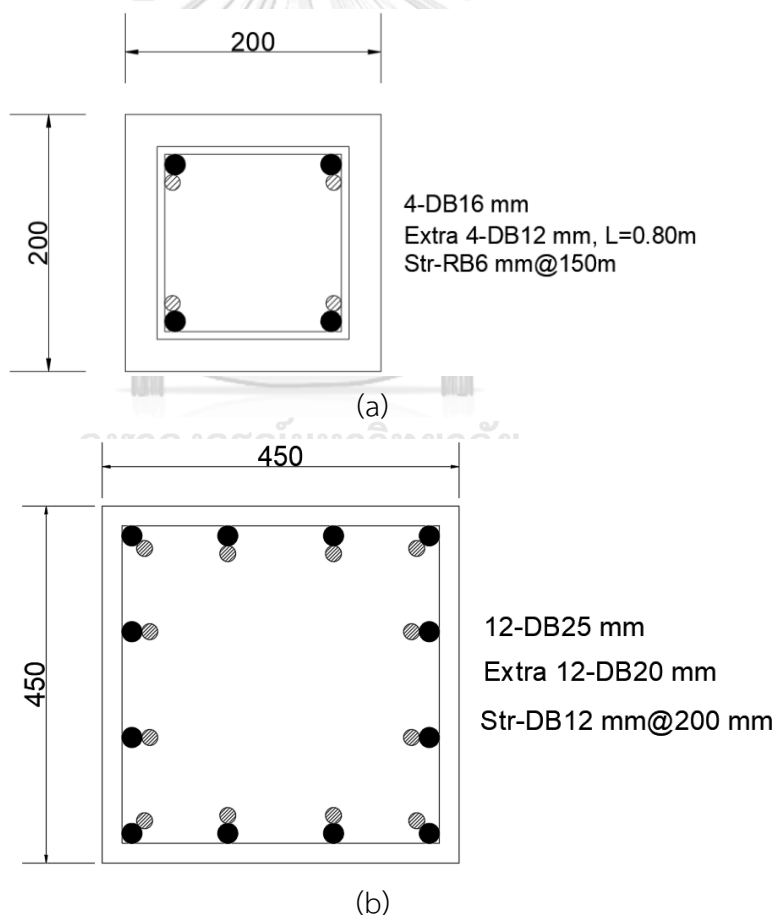
รูปที่ ค-26 แรงเฉือนในเสา Grid Line 3 ที่ใช้จากชุดการรวมผลของแรง Comb2 : $0.75(1.4D+1.7L)+0.3Ex+1.0Ey$ โดยให้ค่าแรงเฉือนมากที่สุดใอาคาร PCNB

7) การออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดในเสา PCNB-C1 (ต่อม่อ-พื้นที่ 2)

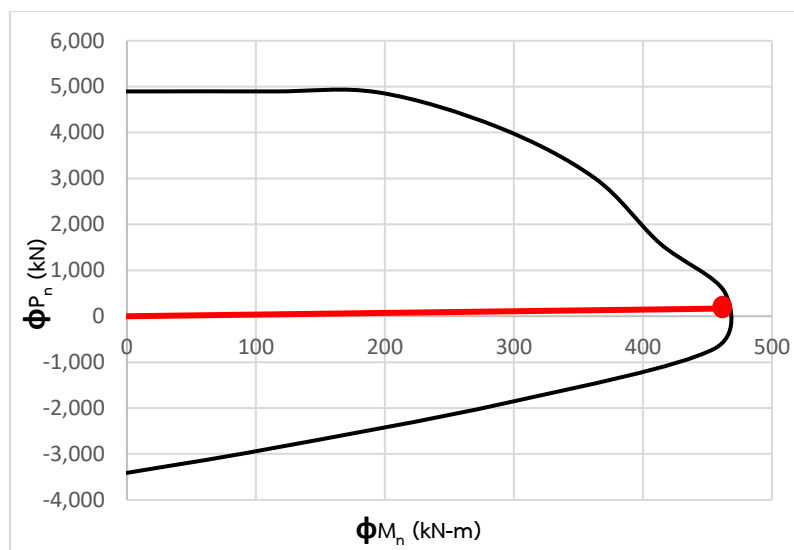
จากการตรวจสอบกำลังต้านทานโมเมนต์ที่เกิดขึ้นดังรูปที่ ค-24 ถึงรูปที่ ค-26 สามารถสรุปได้ดังตารางที่ ค-20 จากการตรวจสอบพบว่าจะต้องกำหนดขนาดเสาเท่ากับ 450x450 มม. เสริมเหล็ก 12-DB25+Extra 12-DB20 (4.77%) < 6% OK จึงจะสามารถต้านทานแรงที่เกิดขึ้นได้ดังรูปที่ ค-27 และปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด (interaction diagram) ดังรูปที่ ค-28

ตารางที่ ค-20 แรงภายในสำหรับการออกแบบเสา PCNB-C1 (ต่อม่อ-พื้นที่ 2)

Load	Grid	P_u	V_u	M_{u2}	M_{u2}
Comb	Line	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน-เมตร)	(กิโลนิวตัน-เมตร)
Comb2	4E	168.7	154.7	231.4	-404.2



รูปที่ ค-27 รายละเอียดหน้าตัดเสา PCNB-C1 (ต่อม่อ-พื้นที่ 2) (a) หน้าตัดเดิมที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแผ่นดินไหว (b) หน้าตัดเสาสำหรับการออกแบบใหม่ให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ตามมาตรฐาน



รูปที่ ค-28 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด (interaction diagram) ในเสา PCNB-C1 (ตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2)

- การตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนในเสา PCNB-C1 (ตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2)

$$\text{จาก } V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d + \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$V_n = 0.17 \left(1 + \frac{266,972.8}{14 \times 450 \times 450} \right) \times 1 \sqrt{34.32} \times 450 \times 397 + \frac{2 \times 113 \times 392.27 \times 397}{225}$$

$$V_n = 194,670.2 + 176,123.4$$

$$\phi V_n = 0.75(370,793.6) N$$

$$\phi V_n = 278,095.2 N (278.1 kN) > 154.7 kN \quad \text{OK}$$

- การให้รายละเอียดเหล็กเสริมในหน้าตัดเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวในเสา PCNB-C1 (ตอม่อ-พื้นที่ชั้นที่ 2)

ในกรณีปลอกเดี่ยวจะต้องเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีระยะไม่มากกว่าระยะ s_0 ตลอดความยาว l_0 ที่วัดจากข้อต่อเสา โดยที่ระยะ s_0 จะต้องไม่มากกว่าค่าที่น้อยที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

(1) 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางกลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กที่สุด : $8(25)=200$

มม.

(2) 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางกลางของเหล็กปลอก : $24(12)=288$ มม.

(3) ครึ่งหนึ่งของมิติที่เล็กที่สุดของหน้าตัดเสา : $450/2=225$ มม. : **OK**

(4) 300 มิลลิเมตร

และเหล็กปลอกแรกจะต้องอยู่ห่างจากขอบของข้อต่อเป็นระยะไม่มากกว่า $0.5s_0$

สำหรับความยาว l_0 จะต้องไม่น้อยกว่าค่าที่มากที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

(1) 1 ใน 6 ของความสูงจากขอบถึงขอบของเสา : $3050/6=508.33$ มม. **OK**

(2) มิติที่มากที่สุดของเสา : 450 มม.

(3) 500 มม.

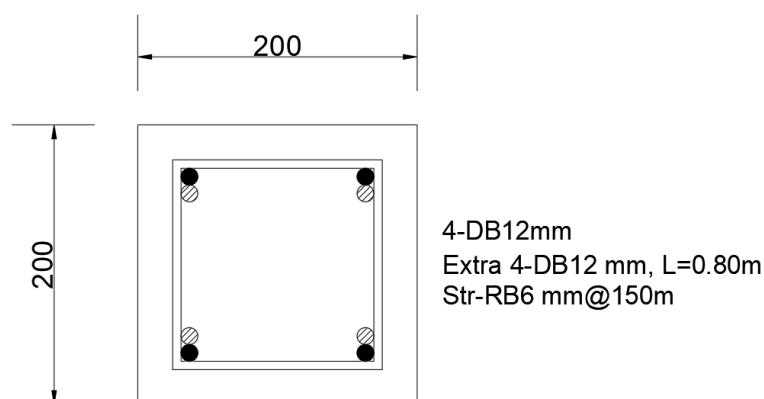
สรุป จะต้องเสริมเหล็กปลอก DB12 ในเสาโดยระยะเรียงจะต้องไม่เกิน 200 มม. ตลอดความยาวเสา

8) การออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดในเสา PCNB-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

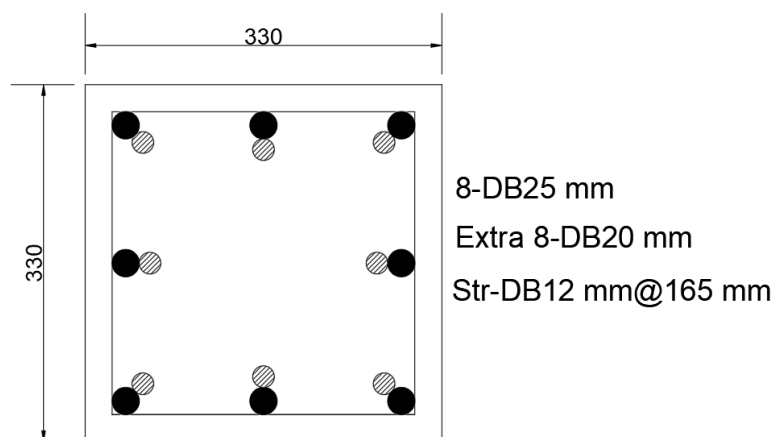
จากการตรวจสอบกำลังต้านทานโมเมนต์ที่เกิดขึ้นดังรูปที่ 4.57-รูปที่ 4.59 สามารถสรุปได้ดังตารางที่ ค-21 จากการตรวจสอบพบว่าจะต้องกำหนดขนาดเสาเท่ากับ 300×300 มม. เสริมเหล็ก 8-DB20+Extra 8-DB16 ($4.58\% < 6\%$) **OK** จึงจะสามารถต้านทานแรงที่เกิดขึ้นได้ดังรูปที่ ค-29 และปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด (interaction diagram) ดังรูปที่ ค-30

ตารางที่ ค-21 แรงภายในสำหรับการออกแบบเสา PCNB-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

Load	Grid	P_u	V_u	M_{u2}	M_{u3}
Comb	Line	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน-เมตร)	(กิโลนิวตัน-เมตร)
Comb2	4E	42.2	105.3	110.2	-146.8

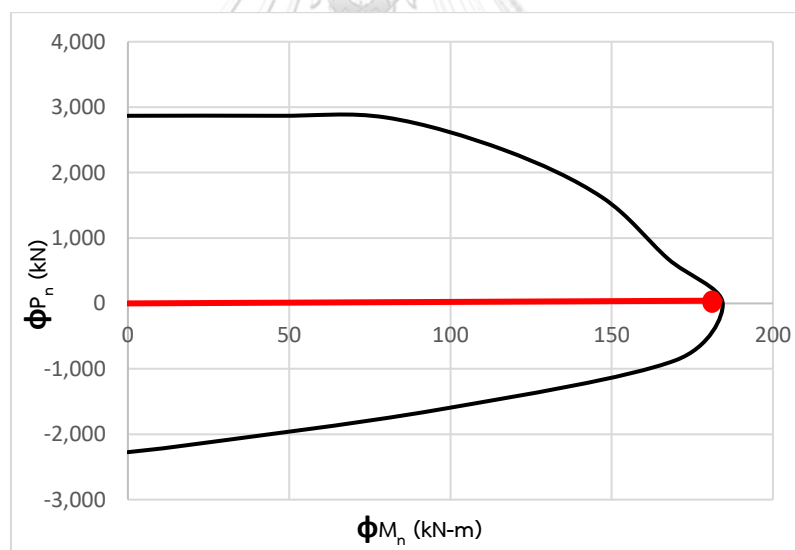


(a)



(b)

รูปที่ ค-29 เสา C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา) อาคาร PCNB (a) หน้าตัดเดิมที่ไม่ได้ออกแบบให้รับ
แผ่นดินไหว (b) หน้าตัดเสาสำหรับการออกแบบใหม่ให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ตามมาตรฐาน
มยพ.1301/1302-61



รูปที่ ค-30 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด (interaction diagram) ในเสา
PCNB-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

-การตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนในเสา PCNB-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

$$\text{จาก } V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d + \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$V_n = 0.17 \left(1 + \frac{44,041.2}{14 \times 330 \times 330} \right) \times 1 \sqrt{34.32} \times 330 \times 277 + \frac{2 \times 113 \times 392.27 \times 277}{165}$$

$$V_n = 93,663 + 148,952.4$$

$$\phi V_n = 0.75 (242,615.5) N$$

$$\phi V_n = 181,961.6 N (182.0 kN) > 105.3 kN \quad \text{OK}$$

-การให้รายละเอียดเหล็กเสริมในหน้าตัดเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวในเสา PCB-C1 (พื้นที่ชั้นที่ 2-หลังคา)

ในกรณีปลอกเดี่ยวจะต้องเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีระยะไม่มากกว่าระยะ s_0 ตลอดความยาว l_0 ที่วัดจากข้อต่อเสา โดยที่ระยะ s_0 จะต้องไม่มากกว่าค่าที่น้อยที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

- (1) 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กที่สุด : $8(25)=200$ มม.
- (2) 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก : $24(12)=288$ มม.
- (3) ครึ่งหนึ่งของมิติที่เล็กที่สุดของหน้าตัดเสา : $330/2=165$ มม. : **OK**
- (4) 300 มม.

และเหล็กปลอกแรกจะต้องอยู่ห่างจากขอบของข้อต่อเป็นระยะไม่มากกว่า $0.5s_0$

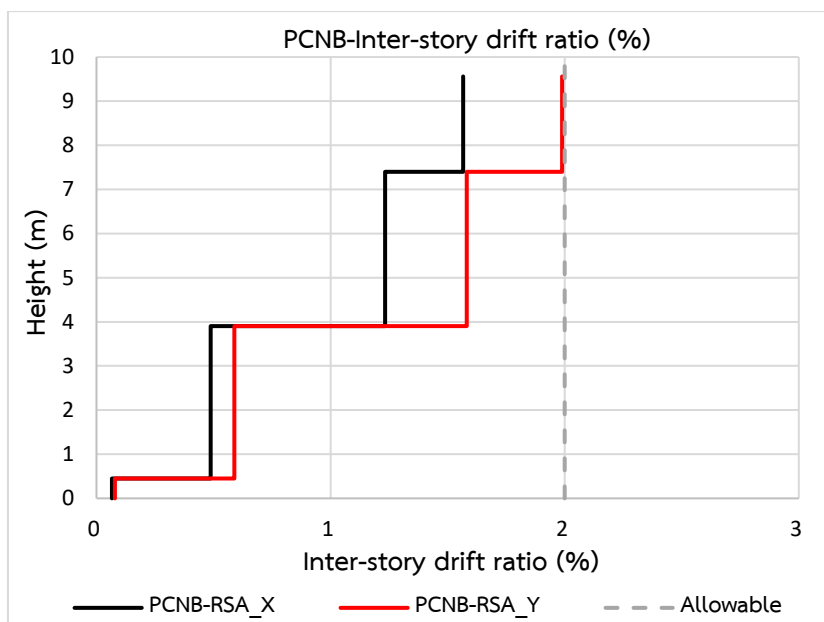
สำหรับความยาว l_0 จะต้องไม่น้อยกว่าค่าที่มากที่สุดของค่าดังต่อไปนี้

- (1) 1 ใน 6 ของความสูงจากขอบถึงขอบของเสา : $3050/6=508.33$ มม. **OK**
- (2) มิติที่มากที่สุดของเสา : 275 มม.
- (3) 500 มม.

สรุป จะต้องเสริมเหล็กปลอก DB12 ในเสาโดยระยะเรียงจะต้องไม่เกิน 165 มม. ตลอดความยาวเสา

10) การตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

จากการตรวจสอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นดังรูปที่ ค-31 พบว่าอาคาร CIP มีค่าไม่เกินกว่าเกณฑ์ที่ยอมรับในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ทั้งทิศทาง X และ Y



รูปที่ ค-31 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นอาคาร PCNB เมื่อถูกออกแบบตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61

11) การตรวจสอบผลของ P-Delta

สำหรับการออกแบบอาคารหาค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (Stability Coefficient, θ) ซึ่งคำนึงถึงผลของ P-Delta ซึ่งเกิดจากการเยื้องตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง โดยมีผลต่อแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในองค้ออาคารต่างๆ และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น หากมีค่าน้อยกว่า 0.1 ไม่ต้องคำนึงถึงผลของ P-Delta สำหรับอาคาร CIP มีการคำนวณค่าในทิศทาง X และ Y ดังแสดงในตารางที่ ค-22 และ ค-23 ตามลำดับ

ตารางที่ ค-22 การคำนวณค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (stability coefficient) ในทิศทาง X ในอาคาร PCNB

ชั้น	น้ำหนัก	น้ำหนักสะสม	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์	แรงเฉือน	θ
	(กิโลนิวตัน)	(กิโลนิวตัน)	(เมตร)	(กิโลนิวตัน)	
หลังคา	14.7	14.7	0.0430	29.4	0.0066
3	389.0	403.6	0.0554	343.0	0.0124
2	907.6	1311.2	0.0203	657.5	0.0078
1	603.4	1914.6	0.0004	769.8	0.0013

ตารางที่ ค-23 การคำนวณค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (Stability Coefficient) ในทิศทาง X ในอาคาร PCNB

ชั้น	น้ำหนัก	น้ำหนักสะสม	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์	แรงเฉือน	θ
	(กิโลนิวตัน)	(P_x) (กิโลนิวตัน)	(P_x) (เมตร)	(V_x) (กิโลนิวตัน)	
หลังคา	14.7	14.7	0.0430	83.0	0.0023
3	389.0	403.6	0.0554	357.9	0.0119
2	907.6	1311.2	0.0203	676.0	0.0076
1	603.4	1914.6	0.0004	769.8	0.0013

4.4.4 การเปรียบเทียบขนาดหน้าตัดขององค์อาคารที่ออกแบบใหม่กับขนาดเดิม

จากการวิเคราะห์วิธีสเปกตรัมการตอบสนองเชิงโหมดสามารถสรุปการเลือกใช้ระบบโครงสร้างและรายละเอียดหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมได้ดังตารางที่ ค-24

ตารางที่ ค-25 และตารางที่ ค-26 แสดงรายละเอียดขนาดหน้าตัด ปริมาณเหล็กเสริมตามยาว และปริมาณเหล็กปลอกในชิ้นส่วนเสาเมื่อถูกออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ได้

ตารางที่ ค-24 การจำแนกระบบโครงสร้างเมื่อเปรียบเทียบระหว่างรายละเอียดเหล็กเสริมในอาคารที่ถูกก่อสร้างจริงและการจำแนกระบบโครงสร้างตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61

อาคาร	ประเภท	ระบบโครงสร้าง	R	Ω_0	C_d
CIP	อาคารเดิม	โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Moment-Resisting Frame)	3	3	2.5
	อาคารใหม่	โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate RC-Moment-Resisting Frame)	5	3	4.5
PCB	อาคารเดิม	โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีความเหนียวแบบธรรมดา	3	3	2.5
	อาคารใหม่	โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีความเหนียวปานกลาง	5	3	4.5
PCNB	อาคารเดิม	เสายื่นจากฐานรากโดยคานมาเชื่อมต่อแบบยึดหมุนที่มีความเหนียวแบบธรรมดา	1	1.25	1
	อาคารใหม่	เสายื่นจากฐานรากโดยคานมาเชื่อมต่อแบบยึดหมุนที่มีความเหนียวปานกลาง	1.5	1.25	1.5

หมายเหตุ

- 1) อาคารเดิม หมายถึง อาคารที่ไม่ได้ถูกออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว
- 2) อาคารใหม่ หมายถึง อาคารที่ถูกออกแบบโดยคำนึงถึงแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61
- 3) ค่าพารามิเตอร์ในตารางที่ 4.32 สำหรับอาคารเดิมใช้สำหรับประเมินอาคารเสมือนอาคารถูกก่อสร้างใหม่

ตารางที่ ค-25 ขนาดหน้าตัดและปริมาณเหล็กยื่นเมื่อออกแบบตามมาตรฐานมยพ.1301/1302-61

อาคาร	เสา	อาคารเดิม			อาคารใหม่		
		ขนาดหน้าตัด	รายละเอียดเหล็กเสริม	ปริมาณ	ขนาดหน้าตัด	รายละเอียดเหล็กเสริม	ปริมาณ
		mm		%	mm		%
CIP	ตอม่อ-พื้นที่2	200	4-DB16+Extra 4-DB12	3.14	250	4-DB25+Extra 4-DB20	5.15
	พื้นที่2-หลังคา	200	4-DB12+Extra 4-DB12	2.26	220	4-DB16+Extra 4-DB12	2.60
PCB	ตอม่อ-พื้นที่2	200	4-DB16+Extra 4-DB12	3.14	275	4-DB25+Extra 4-DB20	4.26
	พื้นที่2-หลังคา	200	4-DB12+Extra 4-DB12	2.26	250	4-DB20+Extra 4-DB16	3.30
PCNB	ตอม่อ-พื้นที่2	200	4-DB16+Extra 4-DB12	3.14	450	12-DB25+Extra 12-DB20	4.77
	พื้นที่2-หลังคา	200	4-DB12+Extra 4-DB12	2.26	330	8-DB25+Extra 8-DB20	5.91

ตารางที่ ค-26 รายละเอียดเหล็กปลอกเมื่อออกแบบตามมาตรฐานมยพ.1301/1302-61

อาคาร	เสา	อาคารเดิม	อาคารใหม่
CIP	ตอม่อ-พื้นที่2	ป.RB6@150mm	ป.DB12@125mm
	พื้นที่2-หลังคา		ป.RB9@110mm
PCB	ตอม่อ-พื้นที่2		ป.DB12@137.5mm
	พื้นที่2-หลังคา		ป.DB12@125mm
PCNB	ตอม่อ-พื้นที่2		ป.DB12@225mm
	พื้นที่2-หลังคา		ป.DB12@165mm

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-สกุล	ณัฐวุฒิ ชวตฉิม
วัน เดือน ปี เกิด	21 กุมภาพันธ์ 2540
สถานที่เกิด	ราชบุรี
วุฒิการศึกษา	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต, วศ.บ. (2558-2562) คณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขา วิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, วศ.ม. (2562-กำลังศึกษา) คณะ วิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ที่อยู่ปัจจุบัน	60/15 หมู่ที่ 15 หมู่บ้านเดอะคอนเน็ค 1 ต.ราชาเทวะ อ.บางพลี จ. สมุทรปราการ 10540



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY