

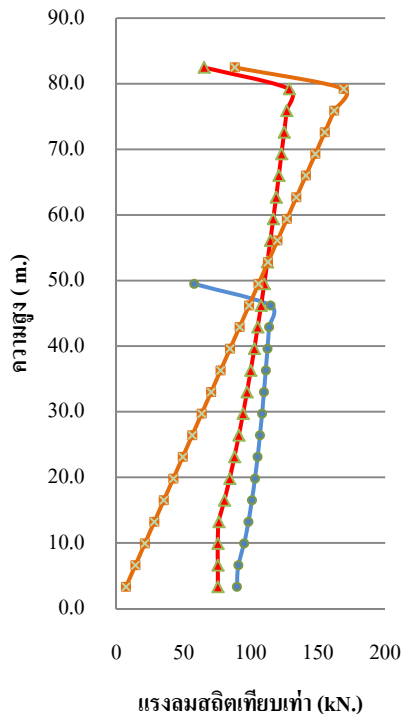
บทที่ 4 ผลการศึกษา

ผลการศึกษาสามารถจำแนกตามขั้นตอนการศึกษาได้เป็น 2 ส่วนหลัก คือผลการออกแบบและการประเมินโครงสร้าง ส่วนการออกแบบนั้นจะสร้างแบบจำลองโครงสร้างทางคณิตศาสตร์ 3 มิติ วิเคราะห์และออกแบบด้วยโปรแกรม Etabs ส่วนการประเมินจะเป็นการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 2 มิติ และวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Sap 2000 โดยพิจารณาเฉพาะผนัง P1 เท่านั้น

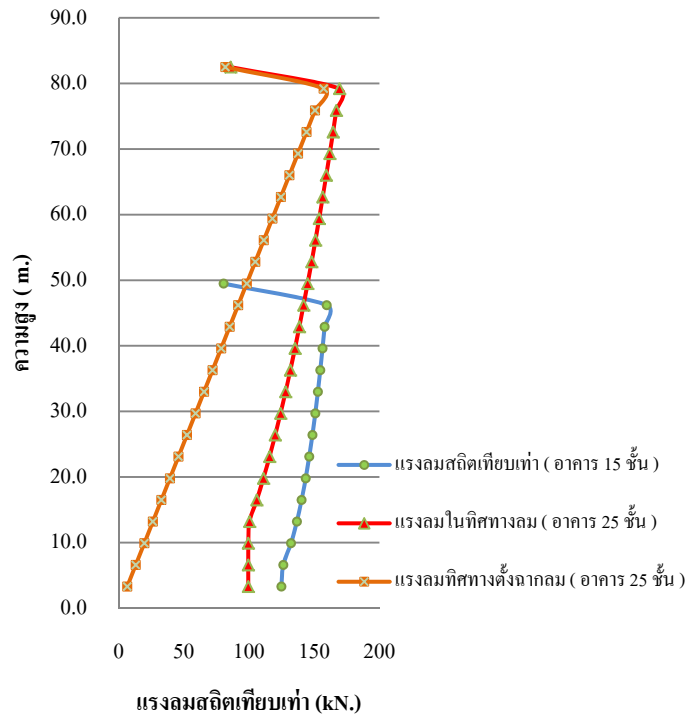
4.1 ผลการคำนวณแรงด้านข้าง

4.1.1 แรงลม

จากผลการคำนวณแรงลมโดยวิธีอย่างง่าย สำหรับอาคาร 15 ชั้น และผลการคำนวณแรงลมโดยวิธีอย่างละเอียด สำหรับอาคาร 25 ชั้น ตามมาตรฐาน มยผ.1311-50 ได้ผลตามรูปที่ 4.1 และรูปที่ 4.2



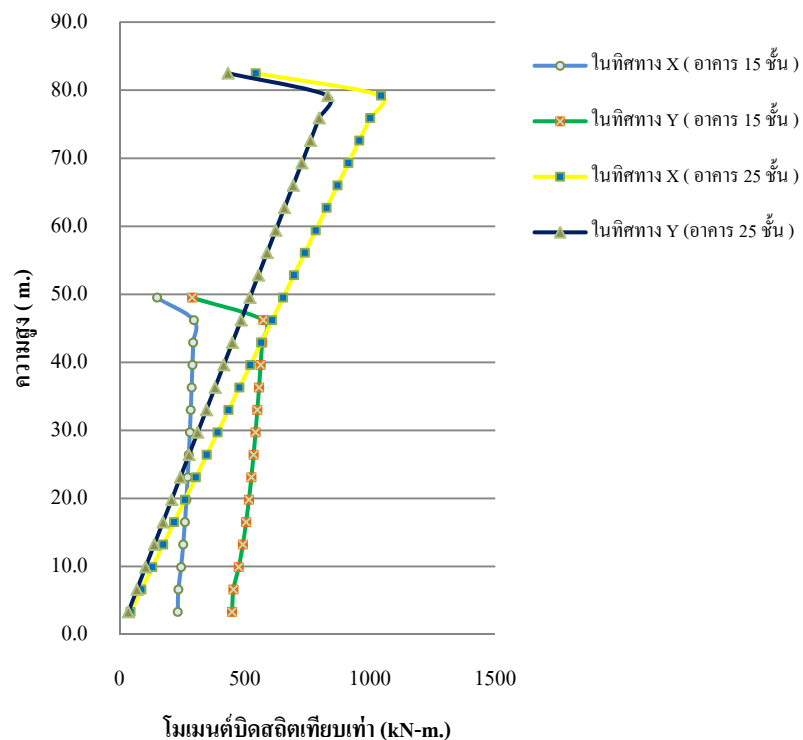
ในทิศทาง X



ในทิศทาง Y

รูปที่ 4.1 ผลการคำนวณแรงลมที่กระทำต่ออาคาร ตามมาตรฐาน มยผ.1311-50

รูปที่ 4.1 แสดงค่าแรงลมที่กระทำต่ออาคารในทิศทาง X และทิศทาง Y ซึ่งจะเห็นว่าแรงลมในทิศทาง Y มีค่าสูงกว่าแรงลมในทิศทาง X เนื่องจากพื้นที่รับลมในทิศทาง Y มากกว่าพื้นที่รับลมในทิศทาง X ส่วนค่าผลตอบแทนในทิศทางตั้งฉากกับทิศทางลม ในทิศทาง X และทิศทาง Y มีค่าใกล้เคียงกัน เนื่องจากค่าความถี่ธรรมชาติในทิศทาง X มีค่าน้อยกว่าทิศทาง Y



รูปที่ 4.2 ผลการคำนวณ โมเมนต์บิดในแต่ละทิศทาง ตามมาตรฐาน มยผ.1311-50

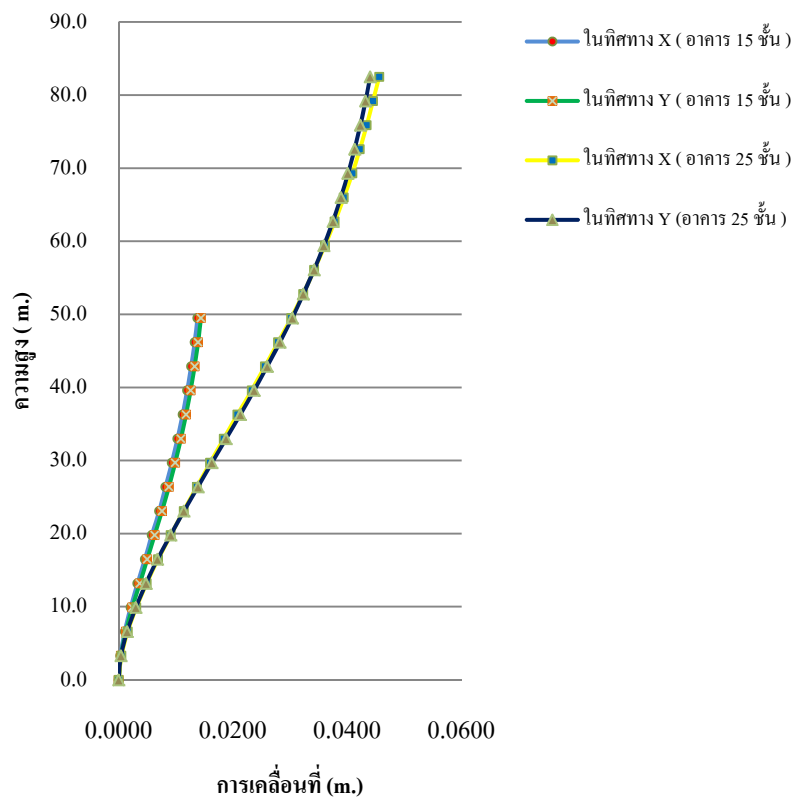
รูปที่ 4.2 แสดงโมเมนต์บิดสถิตเทียบเท่าสำหรับอาคาร 15 ชั้น ที่คำนวณโดยวิธีอย่างง่าย จะพบว่าแรงลมในทิศทาง Y จะให้ค่าโมเมนต์บิดมากกว่าแรงลมในทิศทาง X เนื่องจากความกว้างของอาคารในทิศทาง Y มากกว่าในทิศทาง X ส่วนโมเมนต์บิดสถิตเทียบเท่าสำหรับอาคาร 25 ชั้น ที่คำนวณโดยวิธีอย่างละเอียด จะพบว่าแรงลมในทิศทาง X จะให้ค่าโมเมนต์บิดมากกว่าแรงลมในทิศทาง Y เนื่องจากผลของรูปทรงของอาคาร และความถี่ธรรมชาติของอาคาร

ผลการตรวจสอบความมั่นคงของอาคารต่อแรงลม แสดงดังตารางที่ 4.1 จะพบว่าอาคารทั้งสองระดับความสูง มีอัตราแรงสูงสุดที่ยอดอาคารในทิศทางลมและทิศทางตั้งฉากกับทิศทางลมต่ำกว่ามาตรฐานที่กำหนดจึงไม่มีปัญหาเกี่ยวกับการสั่นไหวที่ยอดอาคาร ส่วนระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบที่ยอดอาคาร

ที่ปรากฏในตารางที่ 4.1 ซึ่งเป็นค่าที่ได้จากการประมาณ และค่าที่ได้จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ดังรูปที่ 4.3 ทั้งสองวิธีให้ค่าน้อยกว่า 1/500 ตามมาตรฐานกำหนด

ตารางที่ 4.1 รายการตรวจสอบความมั่นคงของอาคารต่อแรงลม

รายการตรวจสอบ	อาคารสูง 15 ชั้น	อาคารสูง 25 ชั้น
ระยะเคลื่อนตัวในแนวราบ ที่ยอดอาคาร (เมตร)		
- ทิศทาง X	0.015	0.055
- ทิศทาง Y	0.016	0.056
อัตราเร่งสูงสุดที่ยอดอาคาร ในทิศทางลม เมตร/(วินาที) ²		
- ทิศทาง X	ไม่ต้องตรวจสอบ	0.075
- ทิศทาง Y	ไม่ต้องตรวจสอบ	0.094
อัตราเร่งสูงสุดที่ยอดอาคาร ในทิศตั้งฉากทางลม เมตร/(วินาที) ²		
- ทิศทาง X	ไม่ต้องตรวจสอบ	0.132
- ทิศทาง Y	ไม่ต้องตรวจสอบ	0.124
อัตราส่วนความปลอดภัย โมเมนต์ที่ทำให้เกิดการพลิกคว่ำ		
- ทิศทาง X	33.9	20.2
- ทิศทาง Y	17.5	11.0

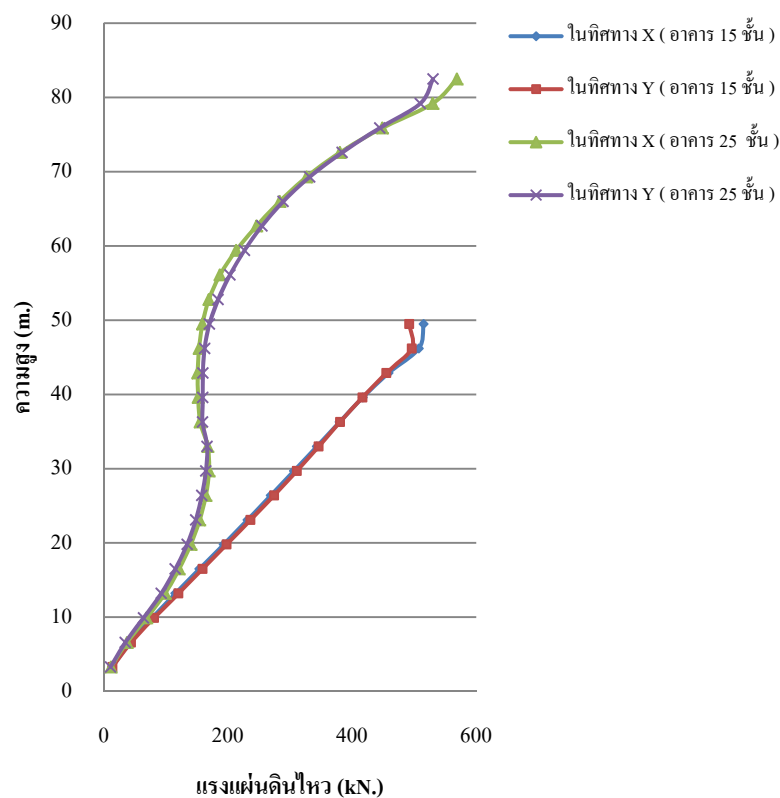


รูปที่ 4.3 แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารเนื่องจากแรงลม

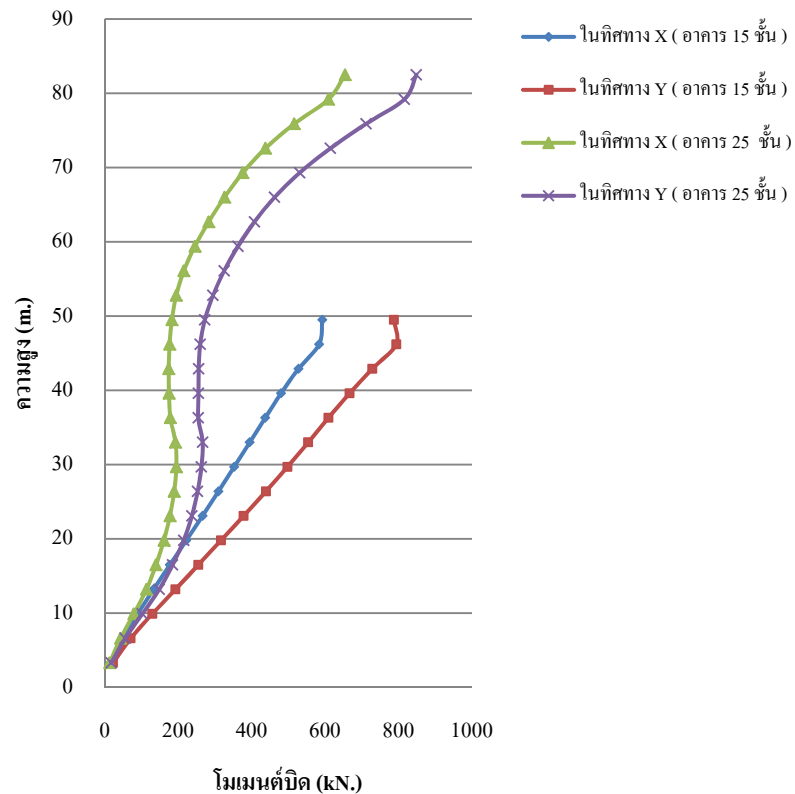
4.1.2 แรงแผ่นดินไหว

การออกแบบผนังรับแรงเฉือนในการศึกษานี้ ใช้แรงแผ่นดินไหวที่คำนวณโดยวิธีพลศาสตร์สเปกตรัม ผลตอบสนองแบบโหมค ซึ่งจะต้องมีแรงเฉือนพื้นฐานไม่น้อยกว่าร้อยละ 85 ของค่าแรงเฉือนพื้นฐานที่คำนวณโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า โดยการมีส่วนร่วมของมวลจากทุกโหมคที่พิจารณาต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของมวลอาคารทั้งหมด ซึ่งผลการคำนวณแรงแผ่นดินไหวแสดง ดังรูปที่ 4.4 และรูปที่ 4.5

จากการศึกษานี้ สามารถคำนวณค่าแรงเฉือนพื้นฐานเท่ากับ 4026 กิโลนิวตัน ในทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารสูง 15 ชั้น และได้เท่ากับ 5259 กิโลนิวตัน ในทิศทาง X และ Y สำหรับอาคารสูง 25 ชั้น ซึ่งเมื่อพิจารณาการกระจายแรงในแต่ละชั้นดังรูปที่ 4.4 และรูปที่ 4.5 จะเห็นว่าค่าแรงแผ่นดินไหวในแต่ละชั้นจากวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองแบบโหมค จะมีการกระจายแรงเข้าใกล้เส้นตรงเมื่ออาคารมีจำนวนชั้นน้อยลง



รูปที่ 4.4 ผลการคำนวณแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออาคาร ตาม มยผ.1302-52



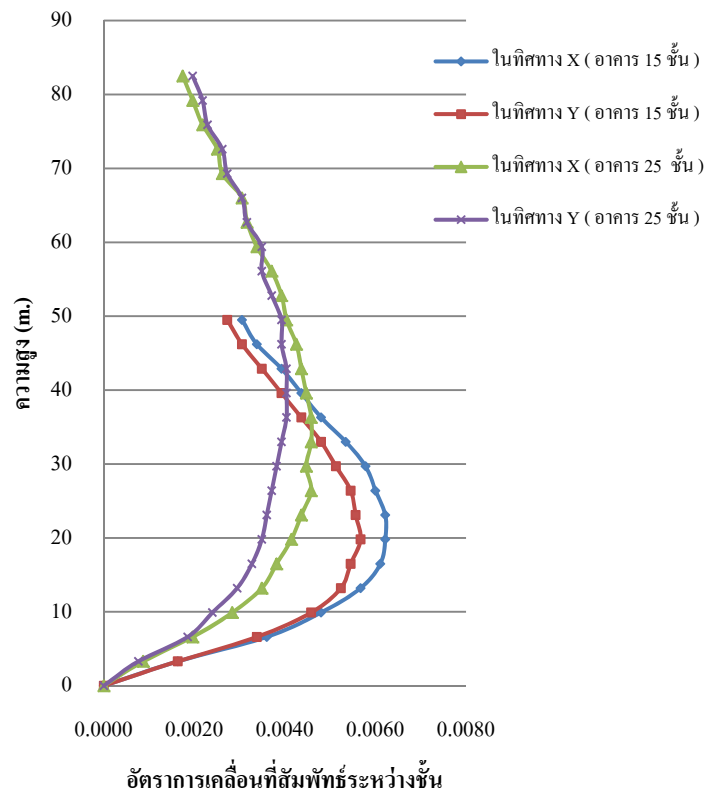
รูปที่ 4.5 ผลการคำนวณ โมเมนต์บิดโดยบังเอิญที่กระทำต่ออาคาร ตาม มยพ.1302-52

ตารางที่ 4.2 เป็นการแสดงค่าการตรวจสอบอัตราส่วนความปลอดภัยต่อโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการพลิกคว่ำของอาคารทั้งสองระดับความสูง ซึ่งพบอาคารทั้งสองมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยใกล้เคียงกัน

ตารางที่ 4.2 ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการพลิกคว่ำ จากแรงแผ่นดินไหว

ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย	อาคารสูง 15 ชั้น	อาคารสูง 25 ชั้น
วิธีสเปกตรัมผลตอบสนองแบบโหมด		
- ทิศทาง X	12.85	11.26
- ทิศทาง Y	9.28	7.98

รูปที่ 4.6 แสดงอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น เทียบกับเกณฑ์ที่ยอมให้ตามมาตรฐาน มยพ.1302-52 พบอาคารทั้งสองมีค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นน้อยกว่า 0.020 ทั้งหมด



รูปที่ 4.6 แสดงค่าอัตราการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (คูณ C_d/I แล้ว)

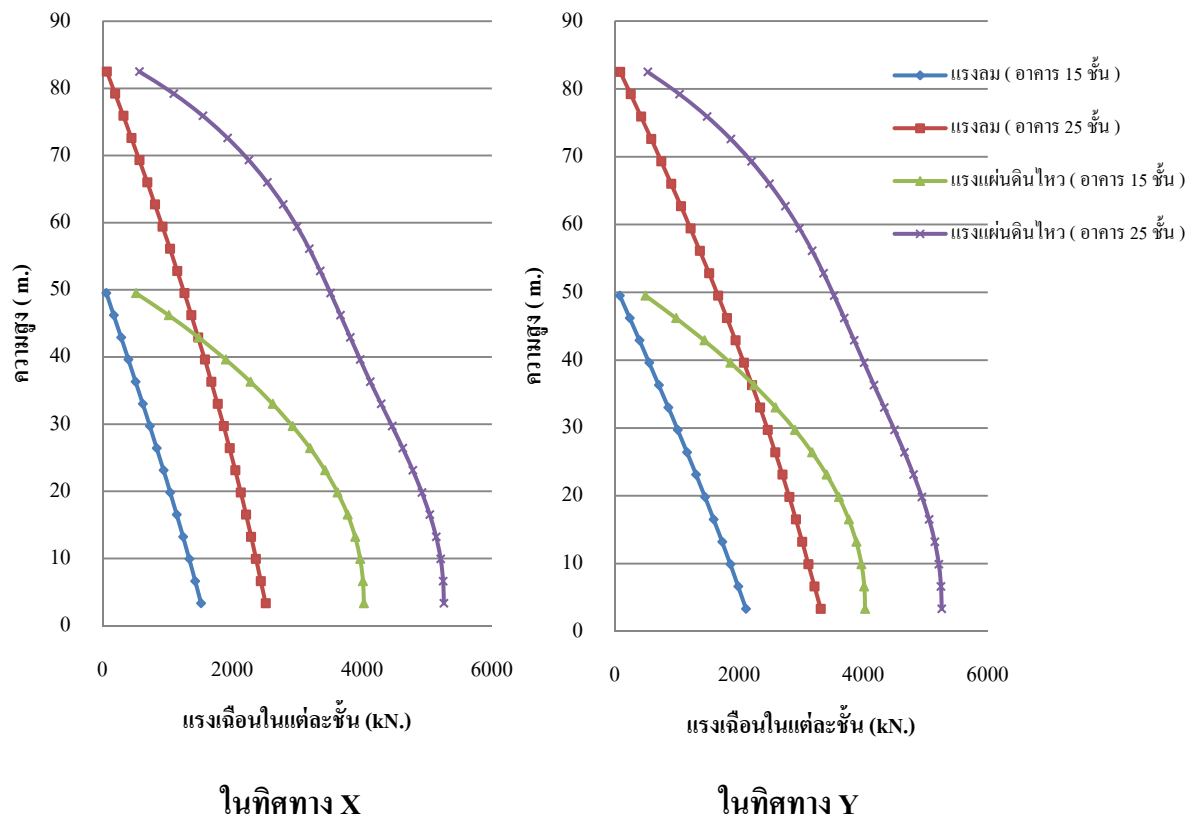
4.1.3 เปรียบเทียบแรงลมและแรงแผ่นดินไหว

ในการออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างจะพิจารณาแรงต้านข้างในรูปแบบของแรงเฉือนและโมเมนต์ในแต่ละชั้น รูปที่ 4.7 และรูปที่ 4.8 แสดงการเปรียบเทียบแรงเฉือนและโมเมนต์ในแต่ละชั้น ค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ในแต่ละชั้นใน รูปที่ 4.7 และรูปที่ 4.8 เป็นค่าที่คูณด้วยตัวคูณน้ำหนักบรรทุก 1.3 แล้วสำหรับแรงลมตามหลักการรวมแรง

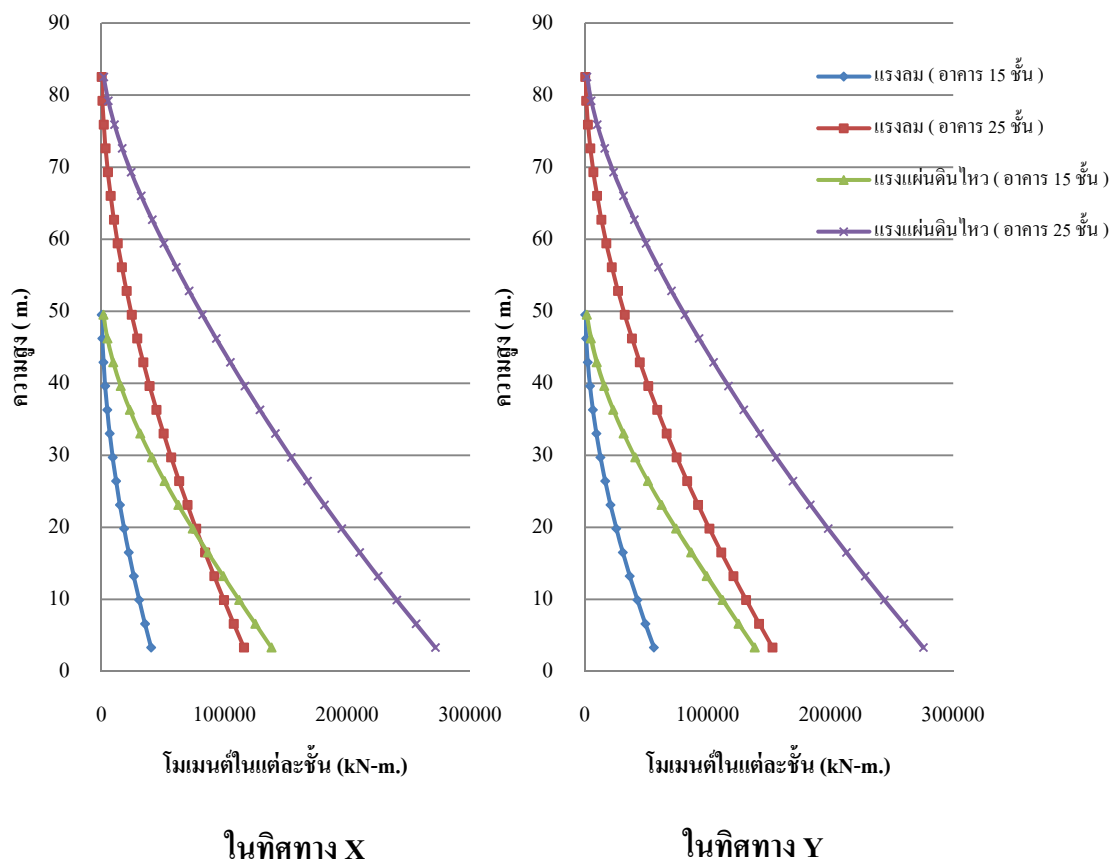
จากรูปที่ 4.7 และ 4.8 จะพบว่าแรงเฉือนและโมเมนต์ในแต่ละชั้นอันเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวมีค่ามากกว่าผลที่เกิดจากแรงลม และเนื่องจากการศึกษาี้ จะพิจารณาประเมินกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวเฉพาะผนังรับแรงเฉือน P1 จากค่าแรงเฉือนและโมเมนต์สูงสุดที่กระทำต่ออาคารในทิศทาง X โดยประมาณ แสดงดังแสดงในตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 ค่าแรงพื้นฐานและโมเมนต์พื้นฐาน ของผนังรับแรงเฉือน P1 (ที่ใช้ในการออกแบบ)

ค่าแรง		อาคารสูง 15 ชั้น	อาคารสูง 25 ชั้น
ค่าแรงเฉือนพื้นฐาน (V_u)	(kN)	4,026.00	5,260.00
ค่าโมเมนต์พื้นฐาน (M_u)	(kN.-m.)	138,353.00	271,755.00



รูปที่ 4.7 ค่าแรงเฉือนในแต่ละชั้นเนื่องจากแรงลมและแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ 4.8 ค่าโมเมนต์ในแต่ละชั้นเนื่องจากแรงลมและแรงแผ่นดินไหว

4.2 ผลการออกแบบ

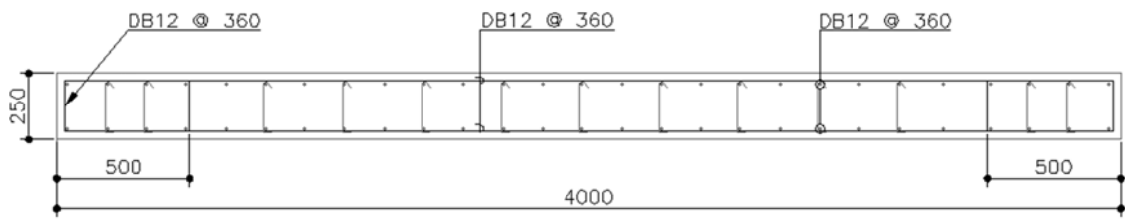
ผนังรับแรงเฉือนของอาคารทั้งสองความสูง ที่ออกแบบด้วยโปรแกรม Etabs ตามมาตรฐาน ACI 318-02 พบว่าแรงแผ่นดินไหวเป็นตัวควบคุมการออกแบบผนังรับแรงเฉือน แต่การออกแบบเพื่อรับโมเมนต์จะสัมพันธ์กับแรงในแนวแกนด้วย ซึ่งไม่ได้ขึ้นอยู่กับโมเมนต์เพียงลำพัง ในการออกแบบจึงจำเป็นต้องมีการตรวจสอบผลการออกแบบเหล็กเสริมจากแผนภาพปฏิสัมพันธ์โมเมนต์ร่วมกับแรงตามแนวแกน (Interaction diagram) ในแต่ละชั้นหน้าตัดผนังรับแรงเฉือนและรายละเอียดการเสริมเหล็กแสดงใน ตารางที่ 4.4 และ 4.5 และในรูปที่ 4.9 และ 4.10

ตารางที่ 4.4 รายละเอียดการเสริมเหล็กในผนังรับแรงเฉือน ของอาคารสูง 15 ชั้น

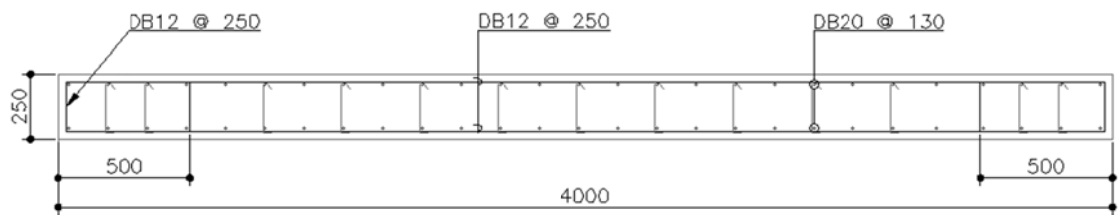
ชั้นที่	ผนัง	เหล็กเสริมแนวตั้ง		เหล็กเสริมราบ	
		ρ_l	เหล็กเสริม	ρ_t	เหล็กเสริม
4-15	P1	0.0025	DB12@0.36	0.0025	DB12@0.36
G-3		0.0195	DB20@0.13	0.0036	DB12@0.25
3-15	P2	0.0025	DB12@0.45	0.0025	DB12@0.45
G-2		0.0071	DB12@0.21	0.0041	DB12@0.36
3-15	P3	0.0025	DB12@0.45	0.0025	DB12@0.45
G-2		0.0054	DB12@0.28	0.0025	DB12@0.45
yG-15	P4	0.0025	DB12@0.45	0.0025	DB12@0.45

ตารางที่ 4.5 รายละเอียดการเสริมเหล็กในผนังรับแรงเฉือน ของอาคารสูง 25 ชั้น

ชั้นที่	ผนัง	เหล็กเสริมแนวตั้ง		เหล็กเสริมราบ	
		ρ_l	เหล็กเสริม	ρ_t	เหล็กเสริม
16-25	P1	0.0025	DB12@0.45	0.0025	DB12@0.45
11-15		0.0183	DB16@0.11	0.0025	DB12@0.45
5-10		0.0115	DB20@0.18	0.0018	DB12@0.30
G-5		0.0184	DB25@0.13	0.0028	DB12@0.20
11-25	P2	0.0025	DB12@0.45	0.0025	DB12@0.45
G-10		0.0144	DB20@0.17	0.0037	DB12@0.24
11-25	P3	0.0025	DB12@0.45	0.0025	DB12@0.45
G-10		0.0119	DB16@0.14	0.0026	DB12@0.34
11-25	P4	0.0025	DB12@0.45	0.0025	DB12@0.45
G-10		0.0089	DB16@0.18	0.0025	DB12@0.36

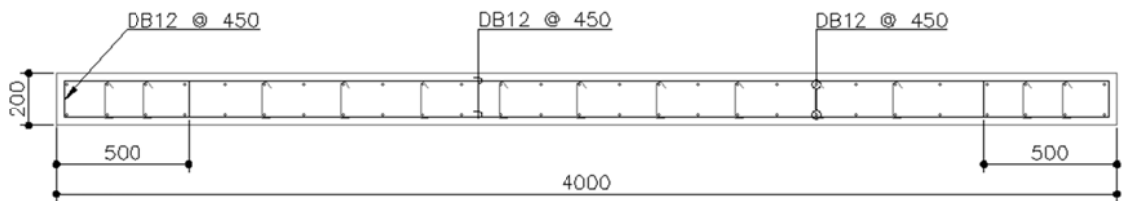


ชั้น 4-15

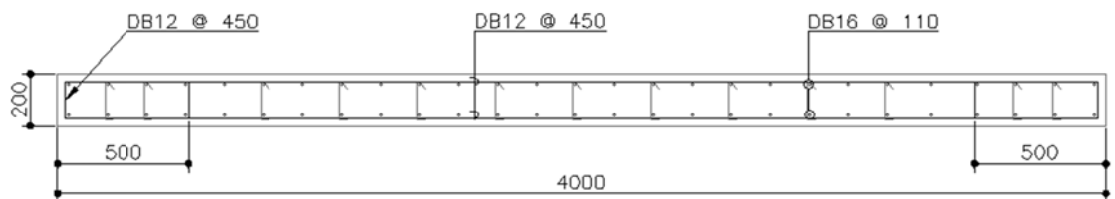


ชั้น G-3

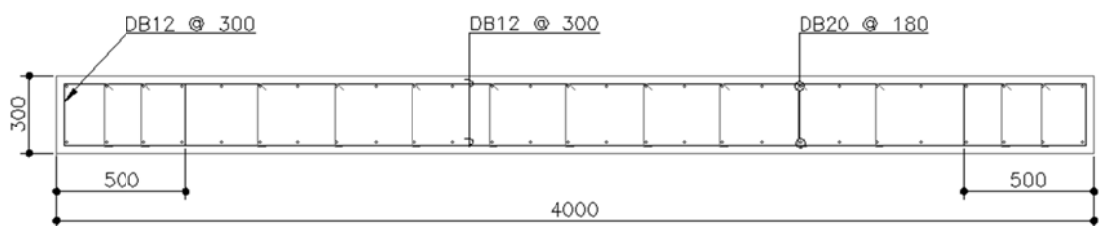
รูปที่ 4.9 รูปแบบการเสริมเหล็กผนังรับแรงเฉือน P1 ของอาคารสูง 15 ชั้น



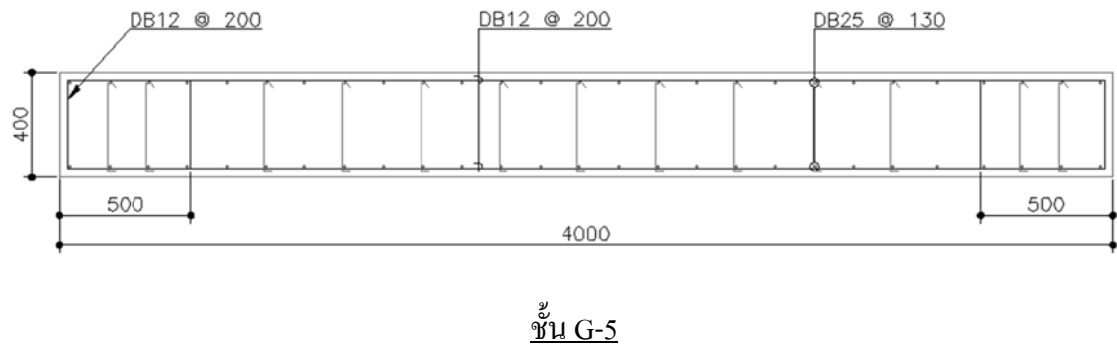
ชั้น 16-25



ชั้น 11-15



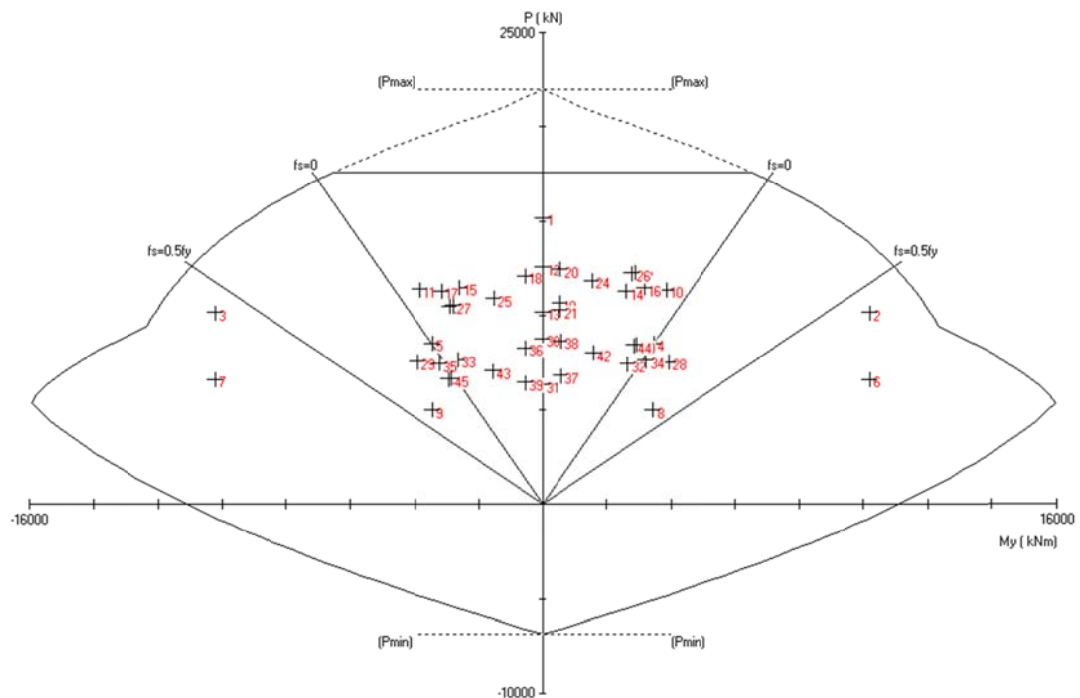
ชั้น 6-10



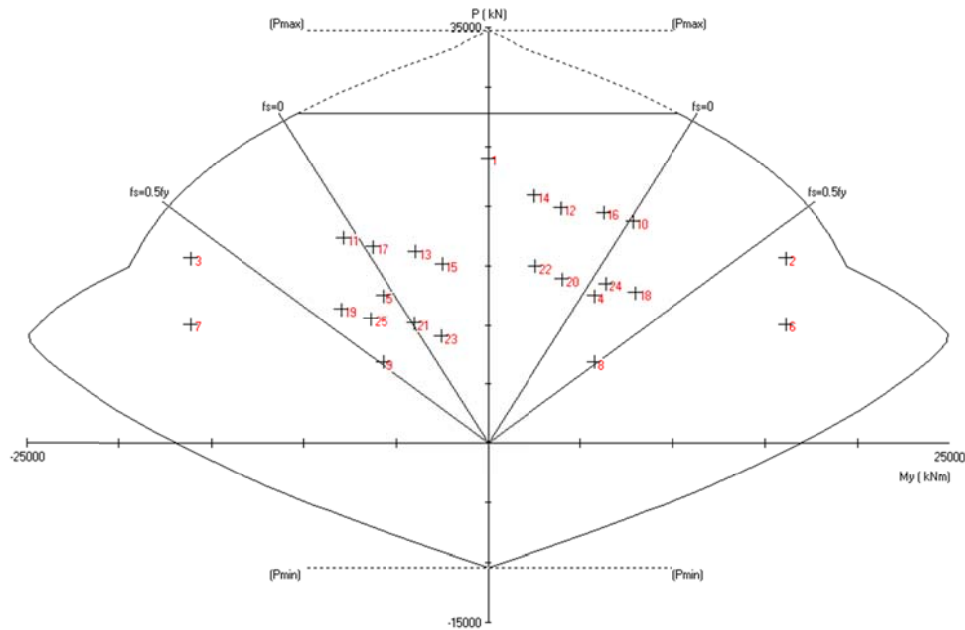
รูปที่ 4.10 รูปแบบการเสริมเหล็กผนังรับแรงเฉือน P1 ของอาคารสูง 25 ชั้น

4.2.2 การตรวจสอบผลการออกแบบด้วยแผนภาพปฏิสัมพันธ์โมเมนต์ร่วมกับแรงตามแนวแกน

แผนภาพปฏิสัมพันธ์โมเมนต์ร่วมกับแรงตามแนวแกน สร้างขึ้นจากรายละเอียดการเสริมเหล็กในข้อที่ 4.2.1 ด้วยโปรแกรม SP Column เพื่อตรวจสอบ โมเมนต์และแรงในแนวแกน ซึ่งจะทำการตรวจสอบ เช่นนี้ทุกระดับชั้น แต่เนื่องจากการศึกษานี้พบว่าระดับชั้นที่วิกฤติที่สุดคือชั้นที่ 1 จึงเลือกใช้เป็นตัวอย่างดังรูปที่ 4.11 และรูปที่ 4.12



รูปที่ 4.11 การตรวจสอบด้วยแผนภาพปฏิสัมพันธ์โมเมนต์ร่วมกับแรงตามแนวแกนของผนัง P1 ที่ระดับชั้นที่ 1 ของอาคารสูง 15 ชั้น



รูปที่ 4.12 การตรวจสอบด้วยแผนภาพปฏิสัมพันธ์โมเมนต์ร่วมกับแรงตามแนวแกนของผนัง P1 ที่ระดับชั้นที่ 1 ของอาคารสูง 25 ชั้น

รูปที่ 4.11 และรูปที่ 4.12 แสดงการตรวจสอบด้วยแผนภาพปฏิสัมพันธ์โมเมนต์กับแรงตามแนวแกนของผนัง P1 ที่ระดับชั้นที่ 1 ของอาคารทั้งสองระดับความสูง ซึ่งพบว่าคู่อันดับ โมเมนต์และแรงในแนวแกน จากทุกการรวมแรง (load combination) อยู่ภายใต้พื้นที่ที่ยอมให้ (allowable zone) ทั้งหมด ถือว่าการออกแบบนี้สามารถใช้ได้

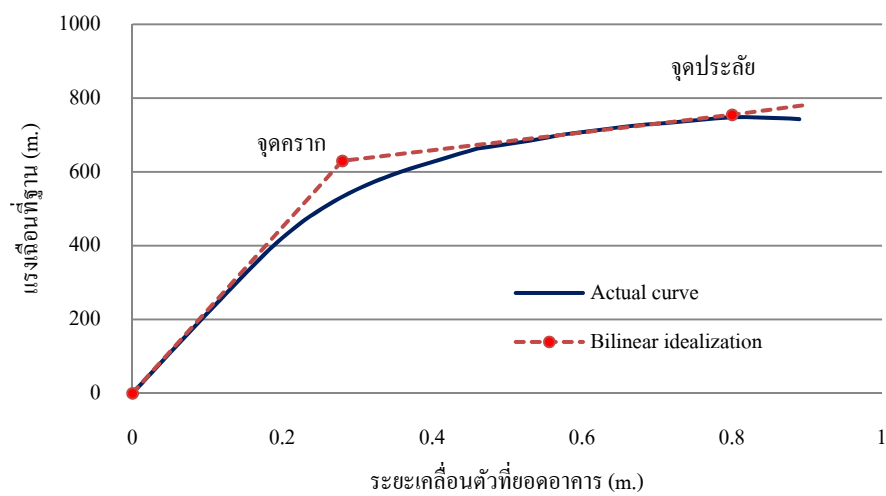
4.3 ผลตรวจสอบแบบจำลองด้วยวิธีการปลักแบบสถิตไม่เชิงเส้น

เนื่องจากการพิจารณาพฤติกรรมแบบไม่เชิงของโครงสร้าง ดังนั้นการสร้างแบบจำลองโครงสร้างทางคณิตศาสตร์ของผนังแรงเฉือน P1 จึงต้องกำหนดคุณสมบัติวัสดุ คอนกรีต และเหล็กเสริม ตามรายละเอียด ข้อ 3.3.3 รวมถึงกำหนดรายละเอียดการเสริมเหล็ก ให้แก่แต่ละส่วนประกอบ (element) ด้วยเพื่อให้ผนังรับแรงเฉือน P1 ที่พิจารณา มีคุณสมบัติใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด อย่างไรก็ตาม เนื่องจากในขั้นตอนการประเมินโครงสร้างทางคณิตศาสตร์เฉพาะผนังรับแรงเฉือน P1 เท่านั้น

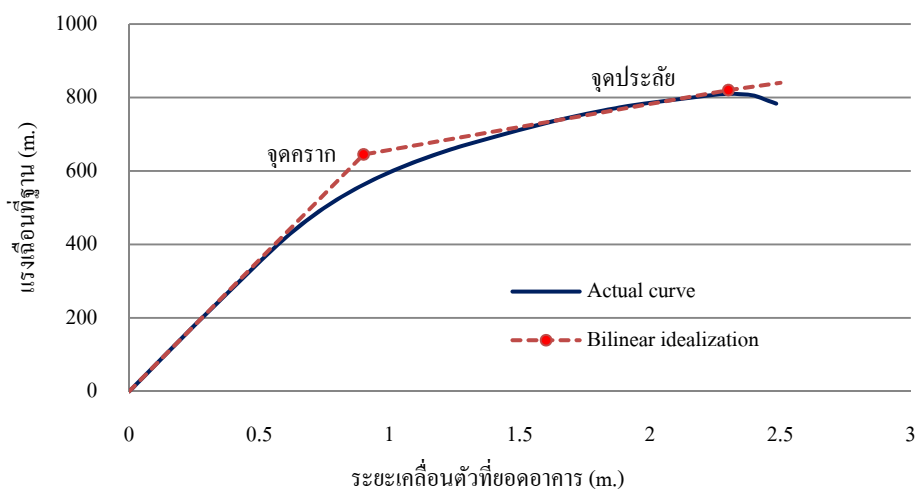
ในการศึกษา ได้กำหนดให้รูปแบบการปลักเป็นตามโหมดแรก แล้วปลักจนผนังวิบัติได้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร (Pushover curve) ตามรูปที่ 4.13 และสามารถอ่านค่าสำคัญต่างๆ ได้ ดังตาราง 4.7

ตารางที่ 4.6 ค่าสำคัญจากความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร

	อาคารสูง 15 ชั้น	อาคารสูง 25 ชั้น
แรงเฉือนที่ฐาน ณ จุดครากของระบบ (kN.)	630	645
ระยะเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร ณ จุดครากของระบบ (m.)	0.28	0.90
แรงเฉือนที่ฐาน ณ จุดประลัยของระบบ (kN.)	763	820
ระยะเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร ณ จุดประลัยของระบบ (m.)	0.80	2.30



(อาคารสูง 15 ชั้น)



(อาคารสูง 25 ชั้น)

รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร

จากความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนพื้นฐานกับการเคลื่อนตัวของยอดอาคาร ของอาคารทั้งสองความสูง จะพบว่าค่าแรงเฉือนพื้นฐาน ณ จุดวิบัติ ของผนังรับแรงเฉือน P1 มีค่าเท่ากับ 763 กิโลนิวตัน และ 825 กิโลนิวตัน สำหรับอาคารสูง 15 ชั้น และอาคารสูง 25 ชั้น ซึ่งมีค่า 85 เปอร์เซ็นต์ และ 70 เปอร์เซ็นต์ เมื่อเทียบกับค่าแรงเฉือนพื้นฐานที่ใช้ในการออกแบบ

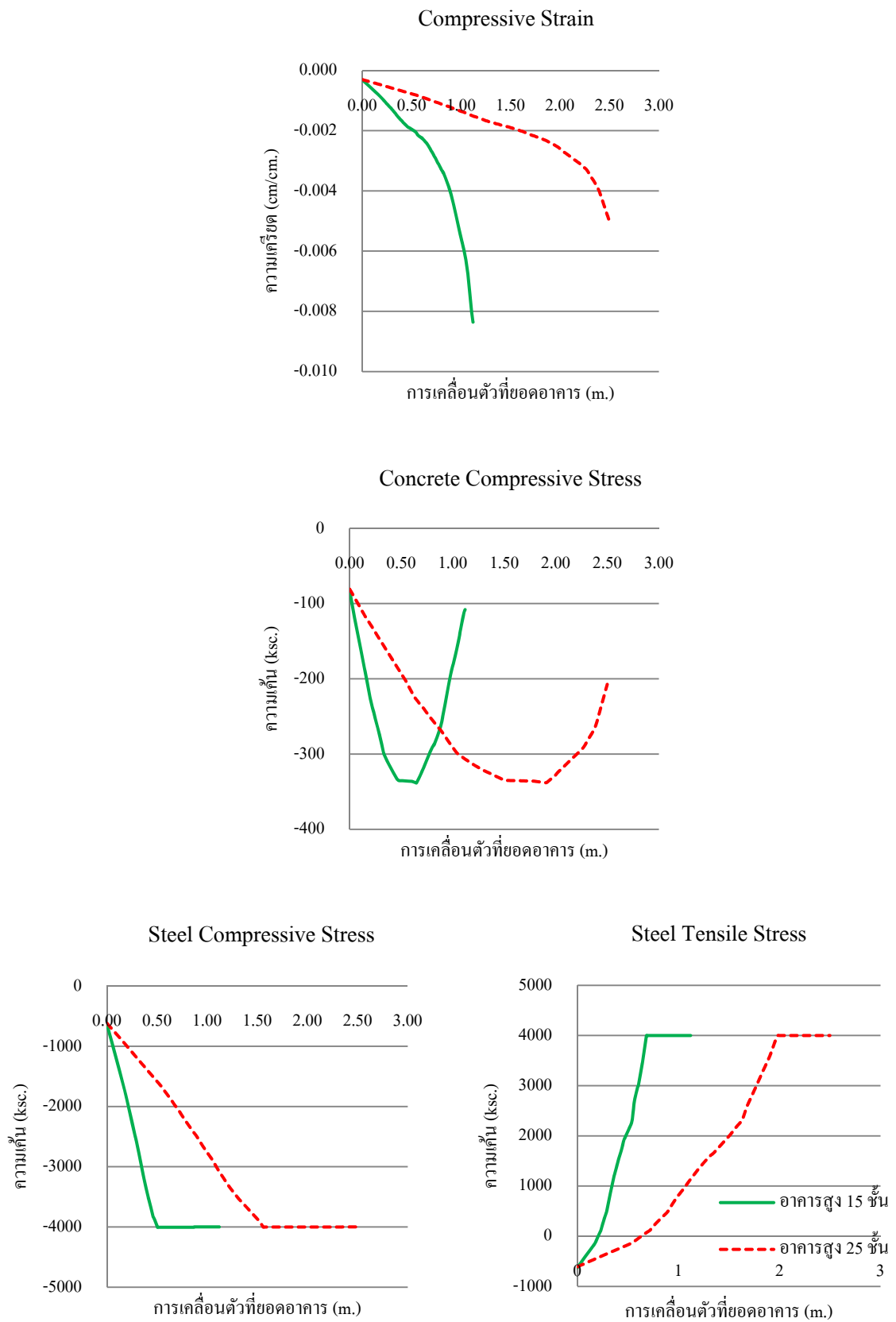
4.3.1 พิจารณาผลการปลักแบบสถิตไม่เชิงเส้น

ผลการปลักแบบสถิตไม่เชิงเส้น สามารถพิจารณาพฤติกรรมของความเค้นและความเครียดของวัสดุ คอนกรีตและเหล็กเสริมเทียบกับระยะการเคลื่อนตัวของยอดอาคารได้

จากความสัมพันธ์ของแรงเฉือนพื้นฐานกับระยะการเคลื่อนตัวของยอดอาคาร พบว่าผนังรับแรงเฉือน P1 มีจุดครากที่ระยะการเคลื่อนตัวประมาณ 0.28 เมตร และ 0.90 เมตร สำหรับอาคาร 15 ชั้น และ 25 ชั้น ส่วนจุดวิบัติที่ระยะการเคลื่อนตัวประมาณ 0.80 เมตร และ 2.30 เมตร สำหรับอาคาร 15 ชั้น และ 25 ชั้น และเมื่อพิจารณาพฤติกรรมของวัสดุสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 4.8

ตารางที่ 4.7 พฤติกรรมของคอนกรีตและเหล็กเสริมจากการปลักแบบสถิตไม่เชิงเส้น

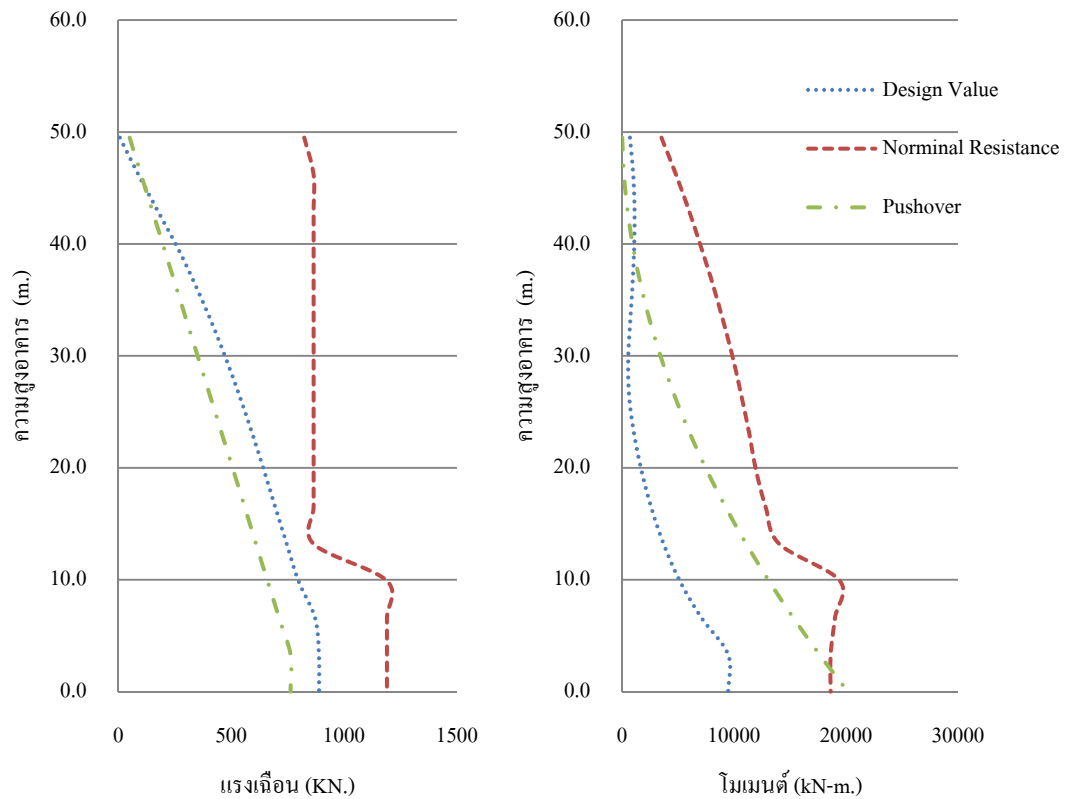
	การเคลื่อนตัวของยอดอาคาร (เมตร)	
	อาคารสูง 15 ชั้น	อาคารสูง 25 ชั้น
ด้านรับแรงอัด		
- คอนกรีตเกิดความเค้นสูงสุด	0.75	1.90
- คอนกรีตวิบัติ (ความเครียด = 0.005)	0.97	2.50
- เหล็กเสริมคราก (ความเครียด = 0.002)	0.50	1.54
ด้านรับแรงดึง		
- เหล็กเสริมคราก (ความเครียด = 0.002)	0.67	1.97



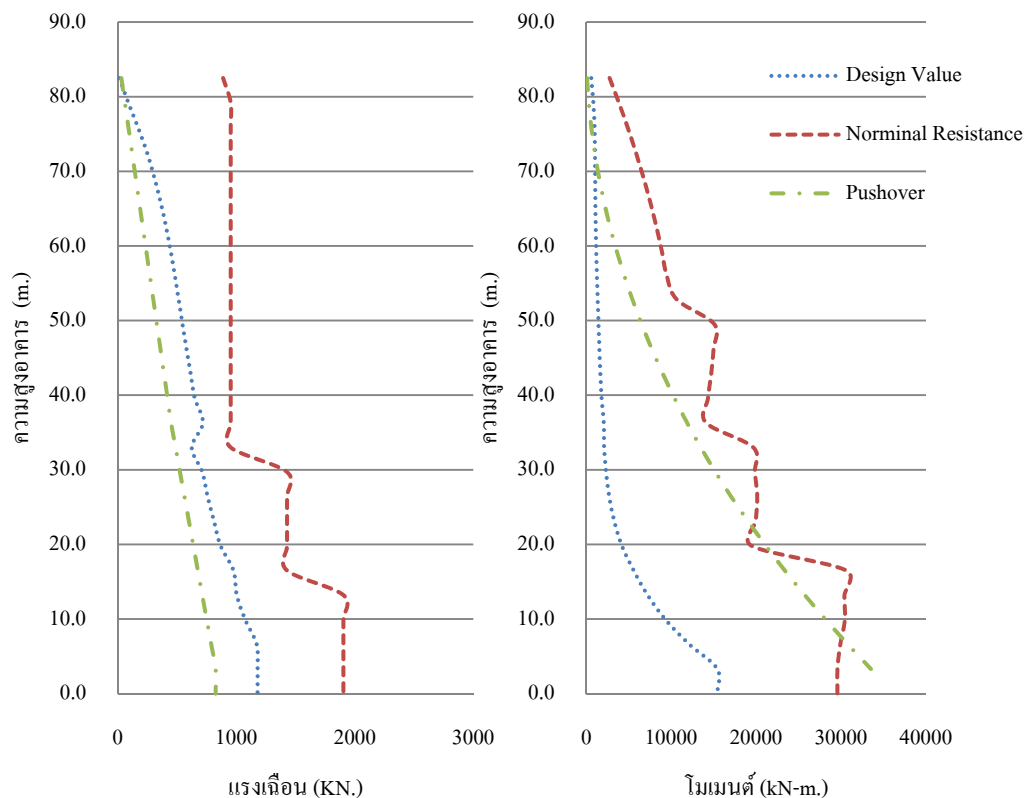
รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ความเค้นความเครียดกับระยะการเคลื่อนตัวของยอดอาคาร

4.3.2 เปรียบเทียบค่าแรงเฉือนและโมเมนต์

จากผลการปลักแบบไม่เชิงเส้น สามารถนำค่าแรงเฉือนและโมเมนต์คัตที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น ณ ขณะที่โครงสร้างเกิดการวิบัติมาเปรียบเทียบกับค่ากำลังระบุและค่าที่ใช้ออกแบบได้ดังรูปที่ 4.15 และรูปที่ 4.16



รูปที่ 4.15 ผลการเปรียบเทียบแรงเฉือนและโมเมนต์ ของอาคารสูง 15 ชั้น



รูปที่ 4.16 ผลการเปรียบเทียบแรงเฉือนและโมเมนต์ ของอาคารสูง 25 ชั้น

จากรูปที่ 4.15 และ รูปที่ 4.16 จะพบว่าผนังรับแรงเฉือนของอาคารทั้งสองระดับความสูงที่ถูกผลักในรูปแบบของโหมดแรกคือทำให้เกิดการเคลื่อนที่ที่ยึดอาคาร จะเกิดการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์บริเวณฐานของผนังรับแรงเฉือน ซึ่งค่าโมเมนต์คัดสูงสุด ณ จุดวิบัติของโครงสร้างที่ได้จากการผลัก (Pushover) จะมีค่ามากกว่าโมเมนต์คัดระบุของหน้าตัด (Nominal Resistance) เนื่องจากการกำหนดการโอברัดคอนกรีตบริเวณขอบผนังและกำลังที่สูงขึ้นของเหล็กเสริมหลังเกิดการคราก (strain hardening) ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์และการวิเคราะห์แบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยวิธีไม่เชิงเส้น (Nonlinear Analysis) และเมื่อพิจารณากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดผนังรับแรงเฉือนจะเห็นว่ามีความมากกว่าค่าแรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบอยู่มาก สาเหตุเป็นเพราะผนังรับแรงเฉือนถูกควบคุมการออกแบบหน้าตัดผนังรับแรงเฉือนโดยโมเมนต์คัด ส่งผลทำให้หน้าตัดผนังรับแรงเฉือนมีขนาดใหญ่ จึงทำให้ต้องการเหล็กเสริมชั้นด้าในแนวราบตามพื้นที่ของหน้าตัดผนังรับแรงเฉือนมีปริมาณมาก เลยส่งผลทำให้ผนังรับแรงเฉือนรับแรงเฉือนได้มากตามไปด้วย

4.4 ผลการวิเคราะห์วิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น

ผลการวิเคราะห์วิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น สามารถพิจารณาในรูปของแรงเฉือน โมเมนต์ และความเครียดสูงสุด ที่เกิดในผนังรับแรงเฉือน P1 ในแต่ละชั้น เปรียบเทียบกับค่ากำลัง ระบุของผนังรับแรงเฉือนที่พิจารณา หรือพิจารณาในรูปของอัตราการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของแต่ละชั้น เปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ ตามมาตรฐาน มยผ. 1302-52

4.4.1 แรงเฉือน โมเมนต์ และความเครียด

แรงเฉือน โมเมนต์ และความเครียดสูงสุด ที่เกิดในผนังรับแรงเฉือน P1 ในแต่ละชั้น เปรียบเทียบกับ ค่ากำลังระบุ (nominal) ของผนังรับแรงเฉือนที่พิจารณา สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 4.17 และรูปที่ 4.18 สำหรับอาคารสูง 15 ชั้น และอาคารสูง 25 ชั้น

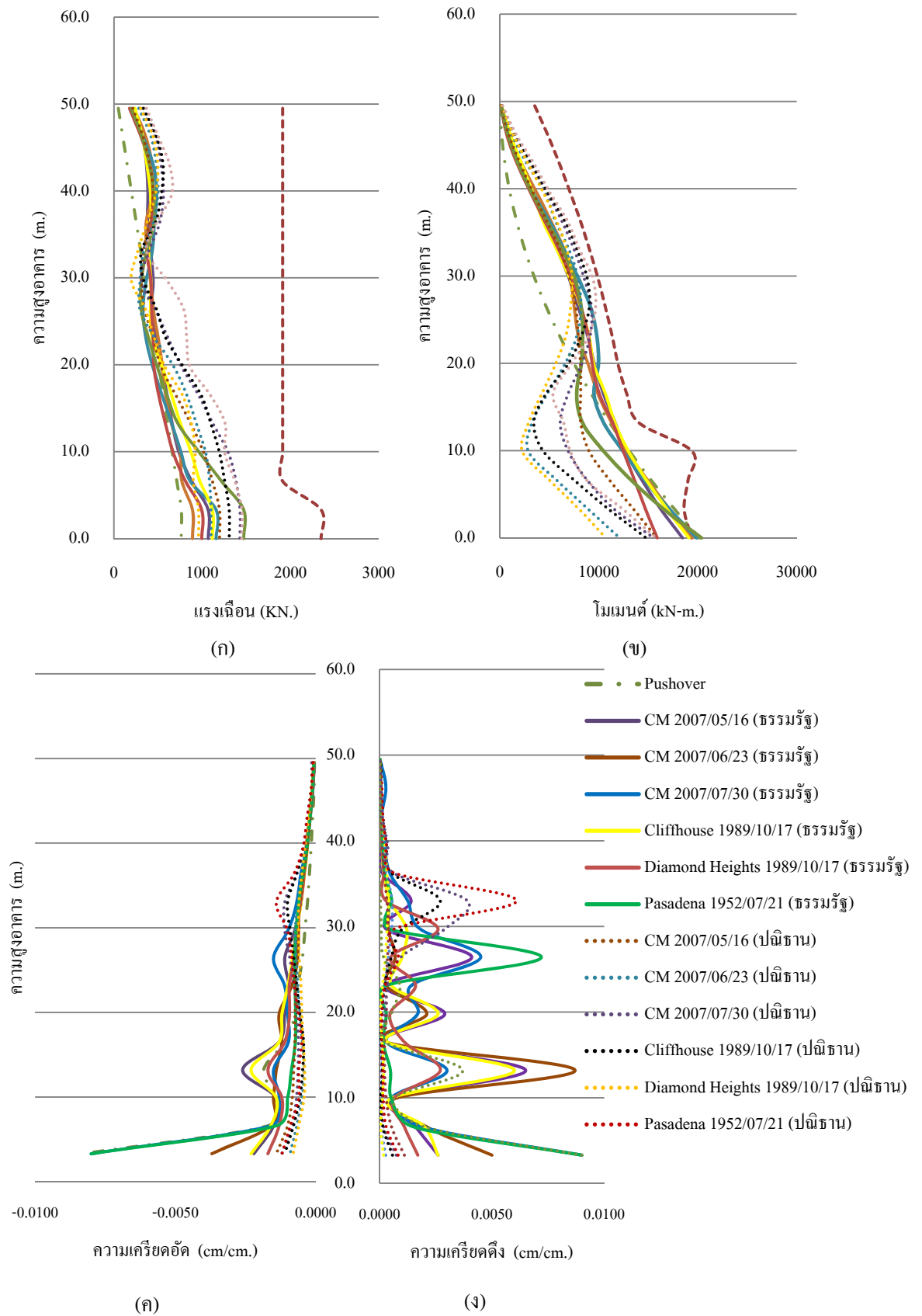
จากรูปที่ 4.17 (ก.) พบว่าผนังรับแรงเฉือน P1 ของอาคารสูง 15 ชั้น มีความแข็งแรงเพียงพอต่อแรง เฉือนเนื่องจากเคลื่อนแผ่นดินไหวทั้ง 12 คลื่น โดยมีค่าอัตราส่วนแรงต่อกำลังน้อยกว่า 1.0

จากรูปที่ 4.17 (ข.) และ (ค.) พบว่าค่าโมเมนต์เนื่องจากเคลื่อนแผ่นดินไหวและค่าโมเมนต์ระบุของผนัง รับแรงเฉือน P1 ที่ฐานมีโอกาสได้รับความเสียหายจากโมเมนต์เนื่องจากเคลื่อนแผ่นดินไหว โดย พิจารณาจำนวนคลื่นที่ทำให้เกิดความเครียดอัดสูงสุดเกิน 0.005 ซึ่งได้แก่ คลื่น CM 2007/07/30 และ BKK-Pasadena 1952/07/21 (ธรรมรัฐ, 2555) จากทั้งหมด 12 คลื่น โดยมีค่าอัตราส่วนแรงต่อกำลัง มากกว่า 1.0 เมื่อพิจารณาในระดับความสูงจากฐานขึ้นไปจะพบว่าโครงสร้างผนังรับแรงเฉือนเกิดการ คร่ากของเหล็กเสริมที่ความสูงประมาณ 13.20 เมตร โดยมีความเครียดอัดน้อยกว่า 0.005 และ ความเครียดดึงมากกว่า 0.002 ซึ่งทำให้โครงสร้างผนังบริเวณดังกล่าวเกิดการสลายพลังงานเนื่องจาก การคร่ากของเหล็กเสริมบริเวณนั้น ส่วนผนังรับแรงเฉือนที่ความสูงมากกว่า 13.20 เมตร ขึ้นไปพบว่า ความเครียดอัดน้อยกว่า 0.005 และความเครียดดึงน้อยกว่า 0.002 ซึ่งเป็นช่วงคุณสมบัติของวัสดุที่ยัง เป็นเส้นตรง

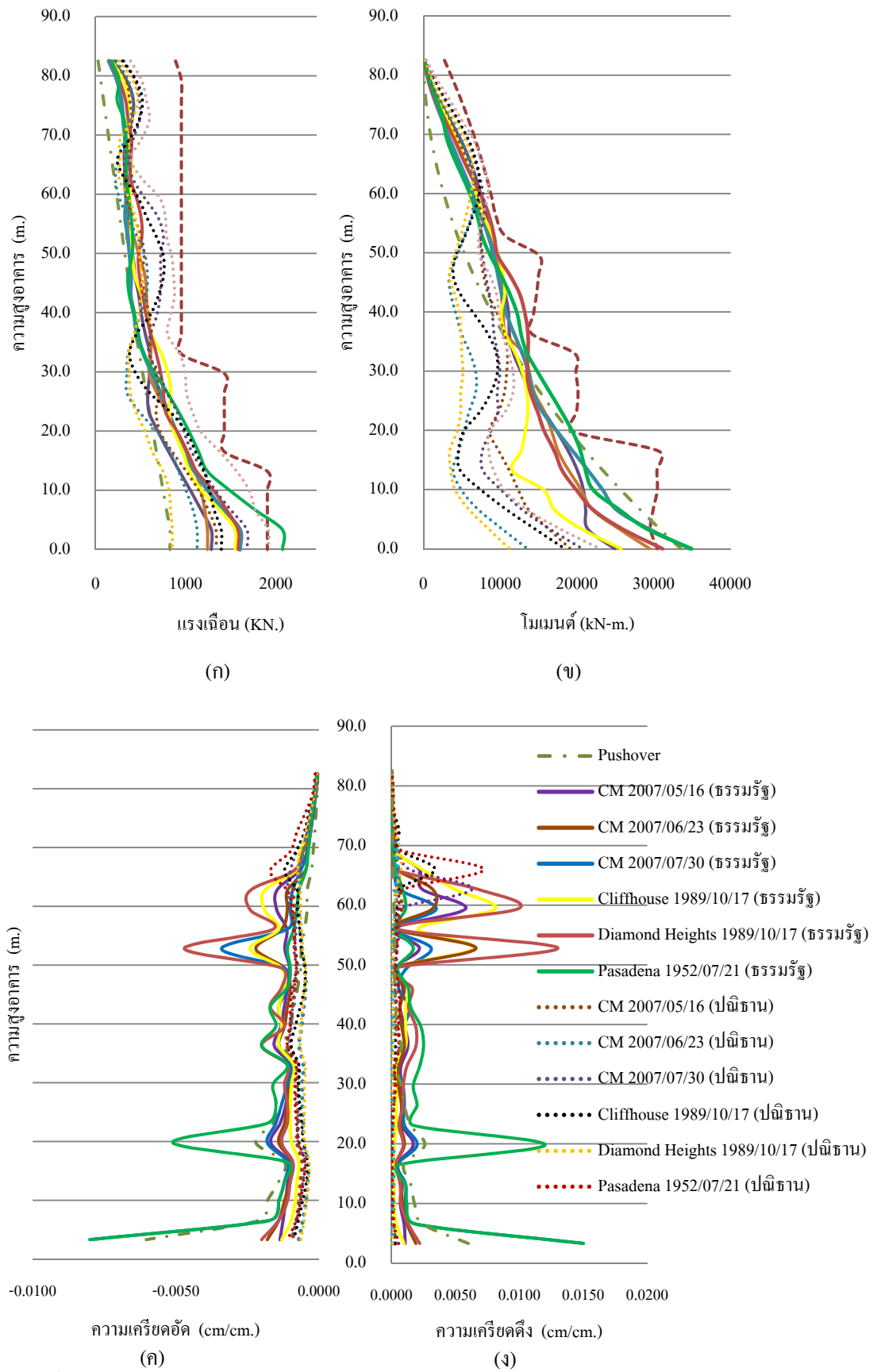
จากรูปที่ 4.18 (ก.) พบว่าผนังรับแรงเฉือน P1 ของอาคารสูง 25 ชั้น มีโอกาสได้รับความเสียหายจาก แรงเฉือนเนื่องจากเคลื่อนแผ่นดินไหว จำนวน 1 คลื่น ซึ่งได้แก่ BKK-Pasadena 1952/07/21 (ธรรมรัฐ, 2555) จากทั้งหมด 12 คลื่น โดยมีค่าอัตราส่วนแรงต่อกำลังมากกว่า 1.0

จากรูปที่ 4.18 (ข.) และ (ค.) พบว่าค่าโมเมนต์เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวและค่าโมเมนต์ระบุนของผนังรับแรงเฉือน P1 ที่ฐานมีโอกาสได้รับความเสียหายจากโมเมนต์เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว โดยพิจารณาจำนวนคลื่นที่ทำให้เกิดความเครียดอัดสูงสุดเกิน 0.005 ซึ่งได้แก่คลื่น CM 2007/07/30 , BKK-Diamond Heights 1989/10/17 และ BKK-Pasadena 1952/07/21 (ธรรมรัฐ, 2555) จากทั้งหมด 12 คลื่น ซึ่งค่าอัตราส่วนแรงต่อกำลังมากกว่า 1.0 เมื่อพิจารณาในระดับความสูงจากฐานขึ้นไป จะพบว่าโครงสร้างผนังรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายรุนแรงของคอนกรีตที่ความสูงประมาณ 20.00 เมตร และ 52.80 เมตร โดยมีความเครียดอัดมากกว่า 0.005 ซึ่งได้แก่คลื่น BKK-Diamond Heights 1989/10/17 และ BKK-Pasadena 1952/07/21 (ธรรมรัฐ, 2555) จากทั้งหมด 12 คลื่น ซึ่งค่าอัตราส่วนแรงต่อกำลังมากกว่า 1.0 ส่วนผนังรับแรงเฉือนที่ความสูงมากกว่า 52.80 เมตร ขึ้นไปพบว่าความเครียดอัดน้อยกว่า 0.005 และความเครียดดึงน้อยกว่า 0.002 ซึ่งเป็นช่วงคุณสมบัติของวัสดุที่ยังเป็นเส้นตรง

จากการประเมินพฤติกรรมของโครงสร้างผนังรับแรงเฉือนสำหรับอาคารสูง 15 ชั้น และ 25 ชั้น จะพบว่าผนังรับแรงเฉือนจะเกิดความเสียหายรุนแรงเนื่องจากโมเมนต์ดัด โดยมีความเครียดอัดมากกว่า 0.005 ที่ตำแหน่งฐานของผนัง และบริเวณตำแหน่งที่มีการลดขนาดหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริม



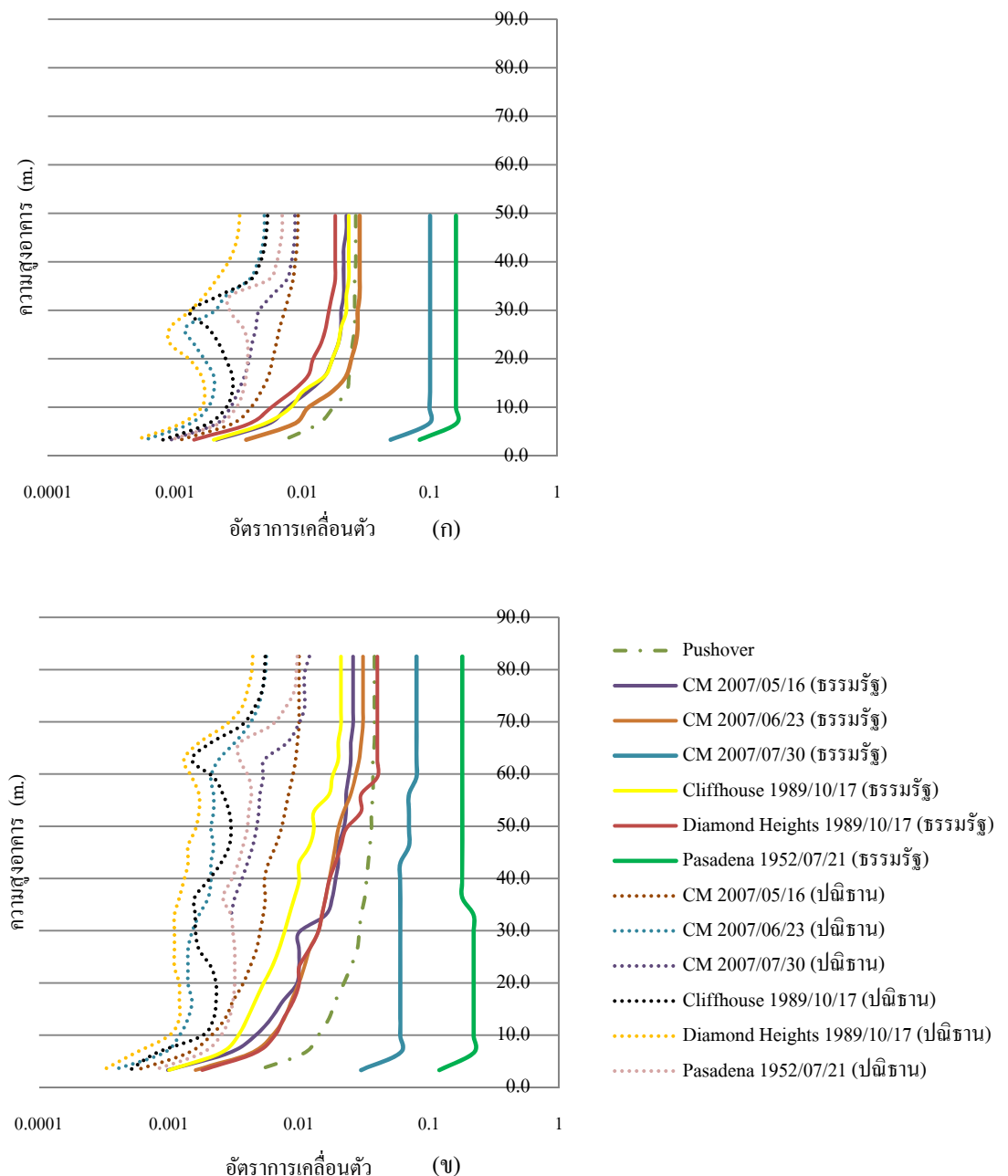
รูปที่ 4.17 ผลการวิเคราะห์วิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น อาคารสูง 15 ชั้น



รูปที่ 4.18 ผลการวิเคราะห์วิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น อาคารสูง 25 ชั้น

4.4.2 อัตราการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

อัตราการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 4.19 ซึ่งเมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับเกณฑ์ที่ยอมให้ตามมาตรฐาน มยผ.1302-52 (สำหรับอาคารประเภทสำคัญปกติ เท่ากับ 0.020) พบว่ามี 2 คลื่นที่ส่งผลให้อัตราการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงกว่าเกณฑ์ที่ยอมให้ คือ BKK-CM 2007/07/30 (ธรรมรัฐ, 2555) และ BKK-Pasadena 1952/07/21 (ธรรมรัฐ, 2555) ทั้งสองระดับความสูง



รูปที่ 4.19 อัตราการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (ก) อาคารสูง 15 ชั้น (ข) อาคารสูง 25 ชั้น

การพิจารณาความเสียหายจากอัตราการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น สามารถใช้อัตราการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นขณะวัดจากการผลัดไม้เชิงเส้นเป็นเกณฑ์พิจารณาได้ โดยตั้งสมมติฐานว่าหากค่าอัตราการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว สูงกว่าหรือเท่ากับค่าที่ได้จากการผลัดแบบสถิติไม้เชิงเส้น ถือว่าผนังรับแรงเฉือนนั้นมีโอกาสเกิดความเสียหายสูงได้

ด้วยสมมติฐานข้างต้น สามารถพิจารณารูปที่ 4.19 สรุปได้ว่าผนังรับแรงเฉือน P1 ของอาคารทั้งสองระดับความสูงมีโอกาสได้รับความเสียหายสูงจากคลื่นแผ่นดินไหว 3 คลื่น คือ CM 2007/07/30, BKK Diamond Heights 1989/10/17 และ BKK-Pasadena 1952/07/21 (ธรรมรัฐ, 2555) ซึ่งสอดคล้องกับการพิจารณาในข้อ 4.4.1 และมีโอกาสได้รับความเสียหายจนถึงขั้นพังทลายสำหรับ 2 คลื่น เนื่องจากมีค่าอัตราการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้น 1 สูงมาก