

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์

4.1 อาคารตัวอย่างในการศึกษา

ในงานวิจัยนี้ได้คัดเลือกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารที่พักอาศัยตามแบบมาตรฐานของการเคหะแห่งชาติมาเป็นกรณีศึกษา ผังอาคารมีลักษณะสมมาตร โดยมีผังอาคารและรูปตัดด้านขวางของโครงสร้างแสดงในภาพประกอบที่ 33 และ 34 ตามลำดับ และมีรายละเอียดที่สำคัญ ดังนี้

ก. โครงสร้างอาคารเป็นระบบคาน-เสา เสาชั้นล่างสูง 3.1 เมตร และเสาชั้นถัดขึ้นไปสูง 2.8 เมตร ความสูงทั้งหมด 14.30 เมตร ภายในอาคารแต่ละชั้นมีการกันด้วยผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ

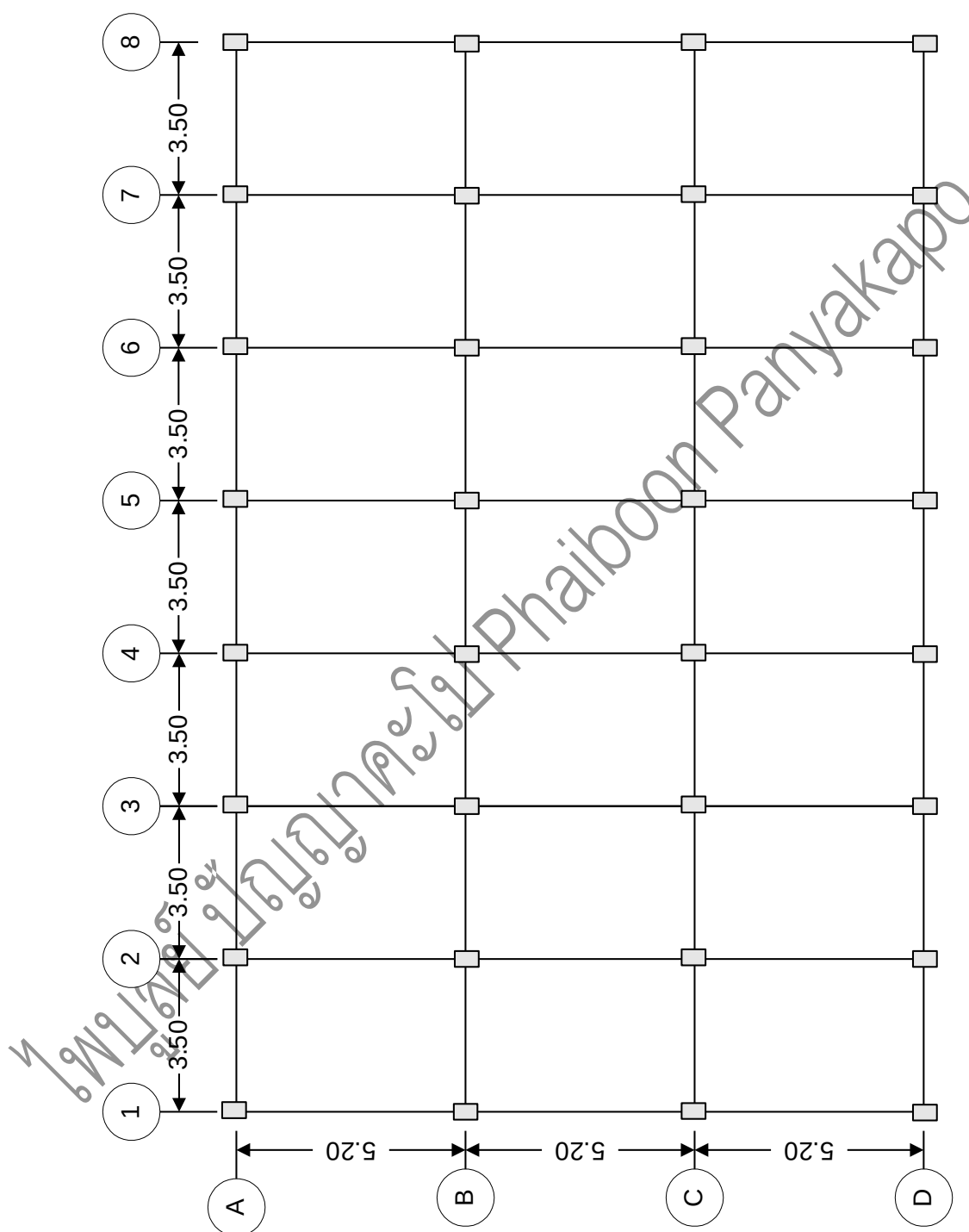
ข. ระบบพื้นและคานตั้งแต่ชั้นที่ 1-5 เป็นแผ่นพื้นและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จ โดยมีเหล็กเสริมเดือยเชื่อมต่อระหว่างจุดต่อของปลายคาน แสดงในภาพประกอบที่ 35

ค. เสามีขนาด 0.3x0.40 ม. มีรายละเอียดการเสริมเหล็กแสดงในภาพประกอบที่ 35

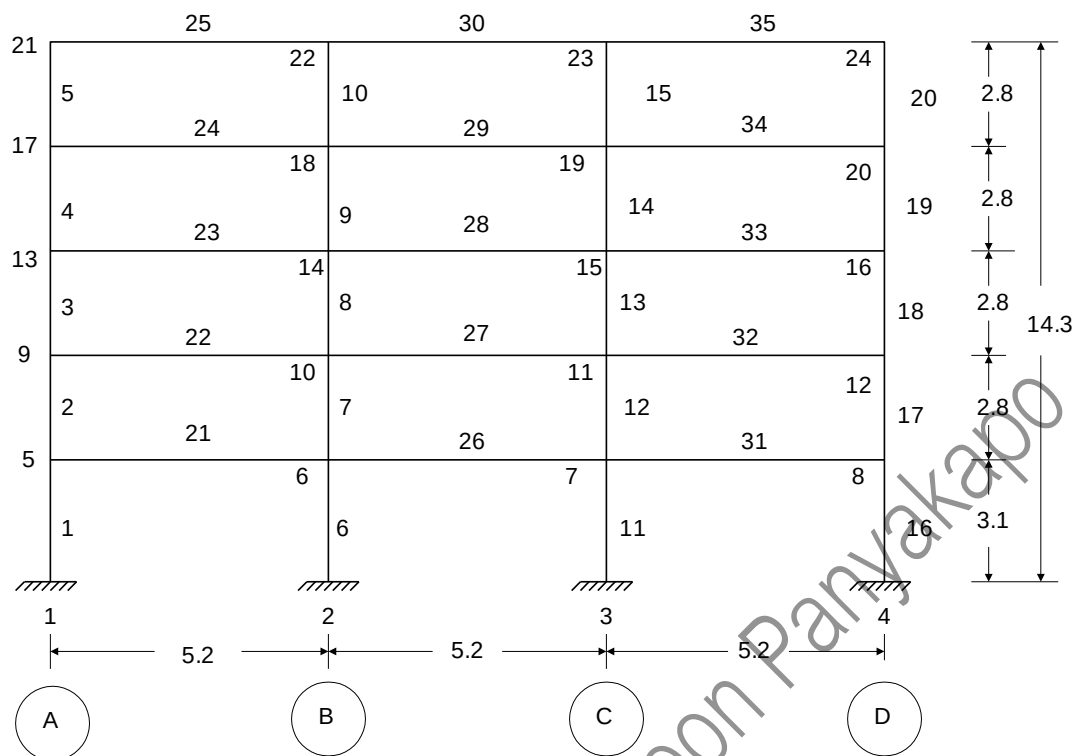
ง. คอนกรีตมีค่ากำลังอัดประลัย 240 กก./ซม.^2 เหล็กข้ออ้อยใช้เกรด SD40 เหล็กกลมใช้เกรด SR24

จ. การวิเคราะห์โครงสร้างใช้แบบจำลองโครงสร้างดังแสดงในรูปตัดขวาง จำลองพฤติกรรมการรับแรงของคานและเสาภายใต้แรงกระทำแบบวิถัจกรด้วยแบบจำลอง Wayne Steward Degrading Stiffness Hysteresis

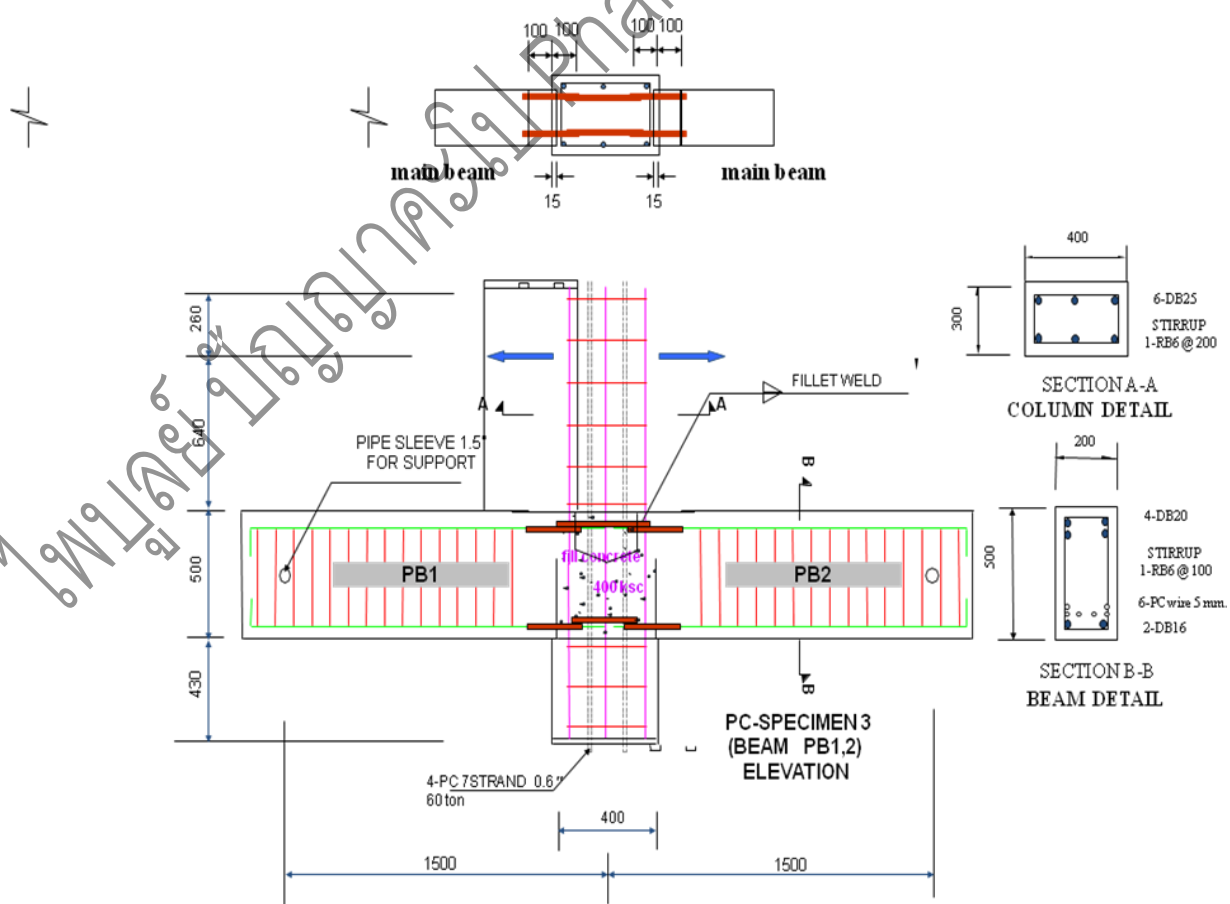
ฉ. โครงสร้างอาคารออกแบบตามข้อกำหนดมาตรฐานการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ไม่ได้มีการออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว



ภาพประกอบ 33 ผังอาคารที่พักอาศัยสูง 5 ชั้น สำหรับชั้นล่าง

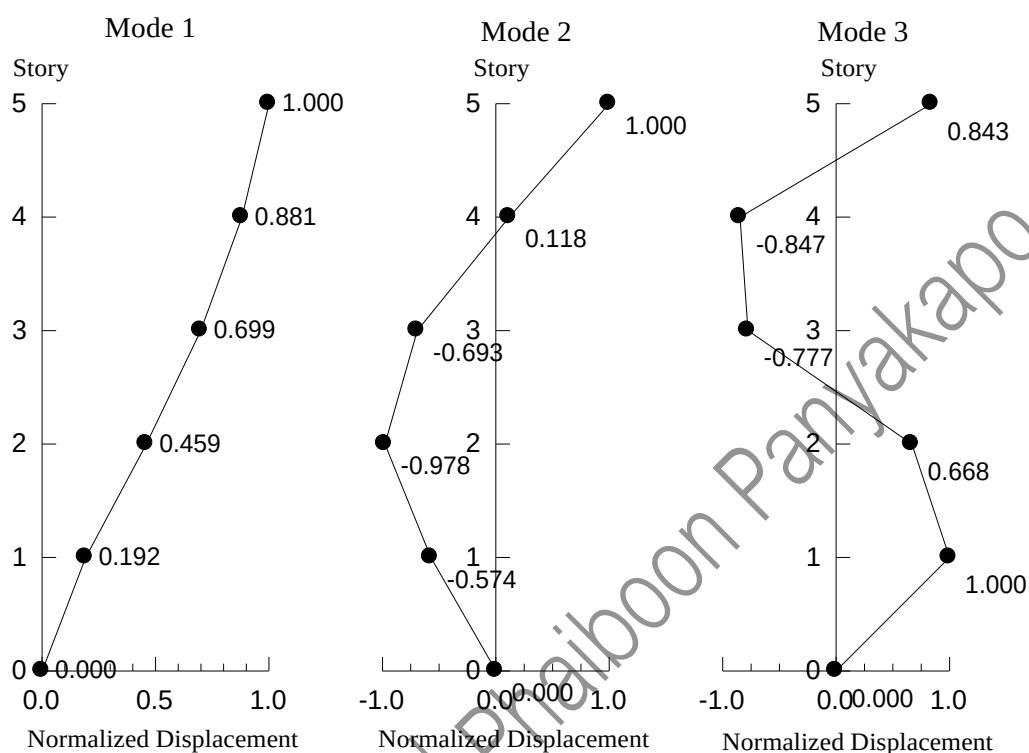


ภาพประกอบ 34 รูปตัดของอาคารเรียนสูง 5 ชั้น



ภาพประกอบ 35 รายละเอียดการเสริมเหล็กในหน้าตัดเสาและคานของอาคาร

จากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรมRUAUMOKOจะได้รูปร่างการสั่นในแต่ละรูปแบบ (mode shape) ทั้ง 3 รูปแบบ แสดงในภาพประกอบ 36



ภาพประกอบ 36 รูปร่างการสั่นในแต่ละรูปแบบ (mode shape) ทั้ง 3 รูปแบบ

ตารางที่ 7ก การวิเคราะห์แรงสำหรับการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 1 (Modal Analysis)

Level	W_i (kg)	Mode 1 $T_1 = 0.628 \text{ sec.}$			Mode 1
		ϕ_1	$\phi_1 W_i$	$\phi_1^2 W_i$	F_i
Roof	22800	1.000	22800	22800	5788
4	24300	0.881	21384	18818	5428
3	24200	0.699	16916	11824	4294
2	24200	0.459	11108	5098	2820
1	24400	0.192	4685	899	1189
Σ	119900		76892	59440	19520
PF		1.294			
α_m		0.83			
V_m		19,520 kg			19,520
W_m	99,469 kg				

ตารางที่ 7ข การวิเคราะห์แรงสำหรับการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 2

Level	W_i (kg)	Mode 2 $T_2=0.196$ sec.			Mode 2
		ϕ_2	$\phi_2 W_i$	$\phi_2^2 W_i$	F_i
Roof	22800	1	22800	22800	-2953
4	24300	0.117	2843	333	-368
3	24200	-0.693	-16771	11622	2172
2	24200	-0.978	-23667	23147	3065
1	24400	-0.574	14006	8039	1814
Σ	119900		-28800	65940	3730
PF		-0.437			
α_m		0.105			
V_m		3,730 kg			3,730
W_m		12,579 kg			

ตารางที่ 7ค การวิเคราะห์แรงสำหรับการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 3

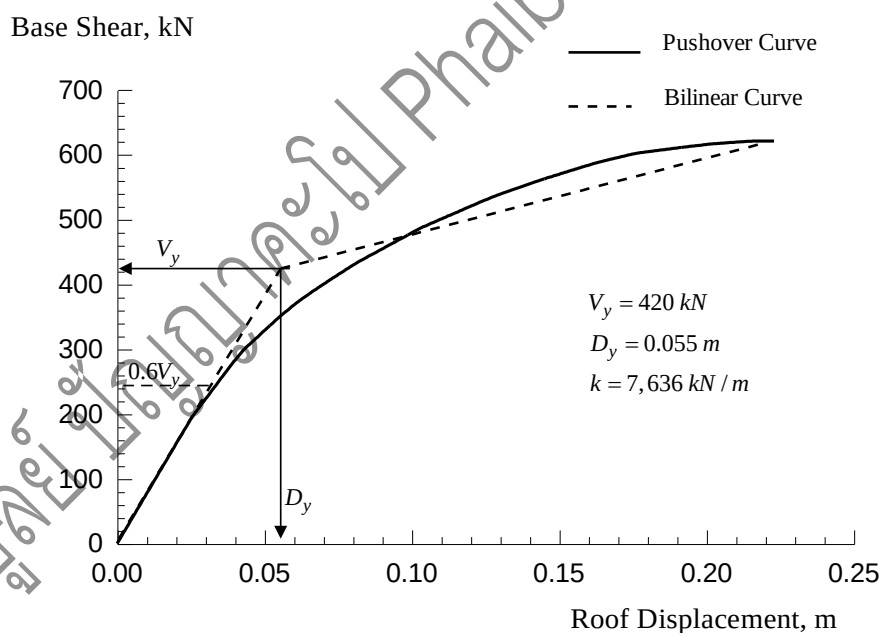
Level	W_i (kg)	Mode 3 $T_3=0.104$ sec.			Mode 3
		ϕ_3	$\phi_3 W_i$	$\phi_3^2 W_i$	F_i
Roof	22800	0.842	19197	16164	1391
4	24300	-0.846	-20558	17392	-1490
3	24200	-0.776	-18779	14573	-1361
2	24200	0.668	16165	10799	1171
1	24400	1	24400	24400	1768
Σ	119900		20426	83327	1480
PF		0.245			
α_m		0.0418			
V_m		1,480 kg			1,480
W_m		5007 kg			

4.1.1 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Modal Pushover Analysis

จากการวิเคราะห์การผลักอาคาร (Pushover Analysis) ด้วยโปรแกรม RUAUMOKO (Carr, 2006) จะได้กราฟการผลักอาคาร (Pushover Curve) ดังแสดงในภาพประกอบที่ 37 จากกราฟนี้ ดำเนินการสร้างกราฟ Bilinear Curve โดยใช้สมมุติฐานตามเอกสาร FEMA 440 ดังนี้

- ก) เส้นตรงที่ลากจากจุดกำเนิดจะตัดกราฟ Pushover Curve ที่ระยะ $0.6V_y$ โดยที่ V_y คือแรงเฉือนที่ฐานอาคารเมื่อโครงสร้างเกิดการคราก
- ข) เส้นตรงที่ลากเชื่อมระหว่างจุดครากและจุดประลัยจะแบ่งพื้นที่ใต้กราฟระหว่าง Pushover Curve และเส้นตรงนี้ เป็นพื้นที่เท่าๆกัน

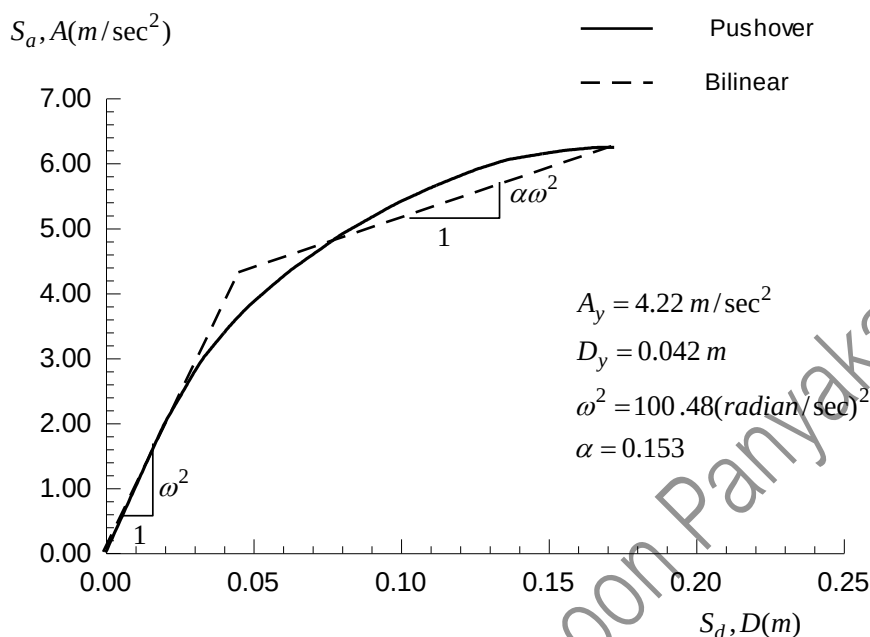
ผลการวิเคราะห์การผลักอาคารด้วยแรงผลักกระจายตาม Mode 1 จะได้กราฟ Pushover Curve และ Bilinear Curve ดังแสดงในภาพประกอบที่ 37 นี้ ได้ค่าแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก เท่ากับ 420 กิโลนิวตันและ 0.055 เมตร ตามลำดับ และได้ค่าสตีเฟนส์ ของโครงสร้างเท่ากับ 7,636 กิโลนิวตันต่อเมตร



ภาพประกอบ 37 กราฟการผลักอาคาร (Pushover Curve) Mode 1

เมื่อดำเนินการสร้างกราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum) จะได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างสเปกตรัมของความเร่ง S_d และสเปกตรัมของการเคลื่อนที่ S_d สำหรับการผลักใน Mode 1 ดังแสดงในภาพประกอบที่ 38 และเมื่อสร้างกราฟ Bilinear Curve โดยใช้สมมุติฐานตามเอกสาร FEMA 440 ดังกล่าวข้างต้น จะได้ค่าความเร่งและค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 4.22 m/sec^2

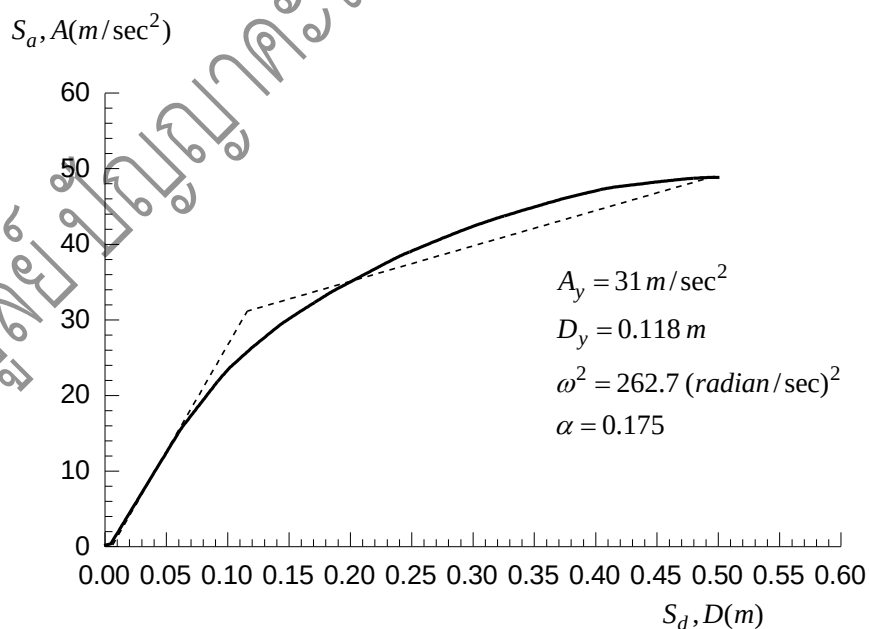
และ 0.042 เมตร ตามลำดับ และจะได้ค่า สติฟเนสในรูปของ ω^2 และสัมประสิทธิ์ α ซึ่งเป็นการลดลงของสติฟเนสหลังจากเลยจุดครากเท่ากับ 100.48 (radian/sec)² และ 0.153 ตามลำดับ



ภาพประกอบ 38 กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum)

สำหรับการผลัก Mode 1

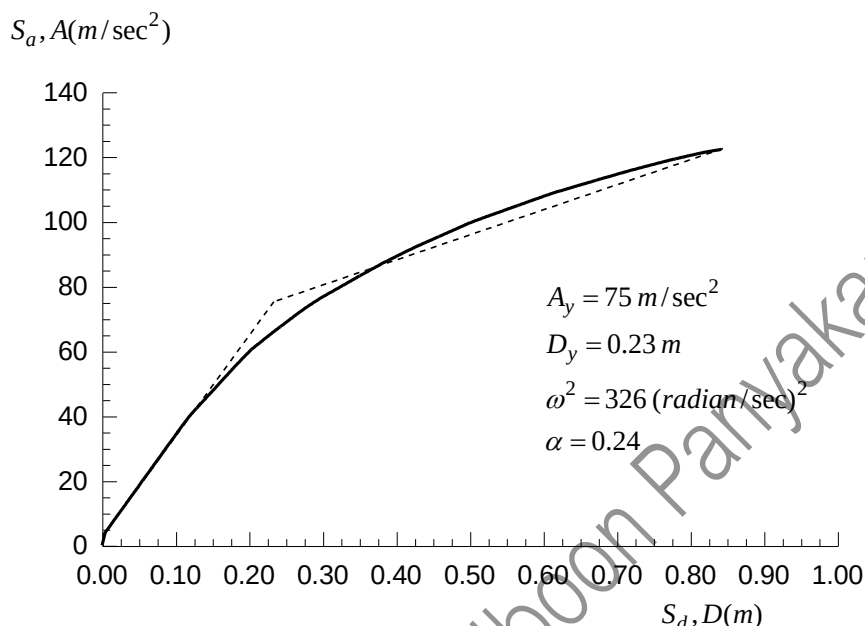
สำหรับการผลักใน Mode 2 ได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างสเปคตรัมของความเร่ง S_d และสเปคตรัมของการเคลื่อนที่ S_d สำหรับการผลักใน Mode 2 ดังแสดงในภาพประกอบที่ 39



ภาพประกอบ 39 กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum)

สำหรับการผลัก Mode 2

สำหรับการผลักใน Mode 3 ได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างสเปกตรัมของความเร่ง S_a และสเปกตรัมของการเคลื่อนที่ S_d สำหรับการผลักใน Mode 3 ดังแสดงในภาพประกอบที่ 40



ภาพประกอบ 40 กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum)

สำหรับการผลัก Mode 3

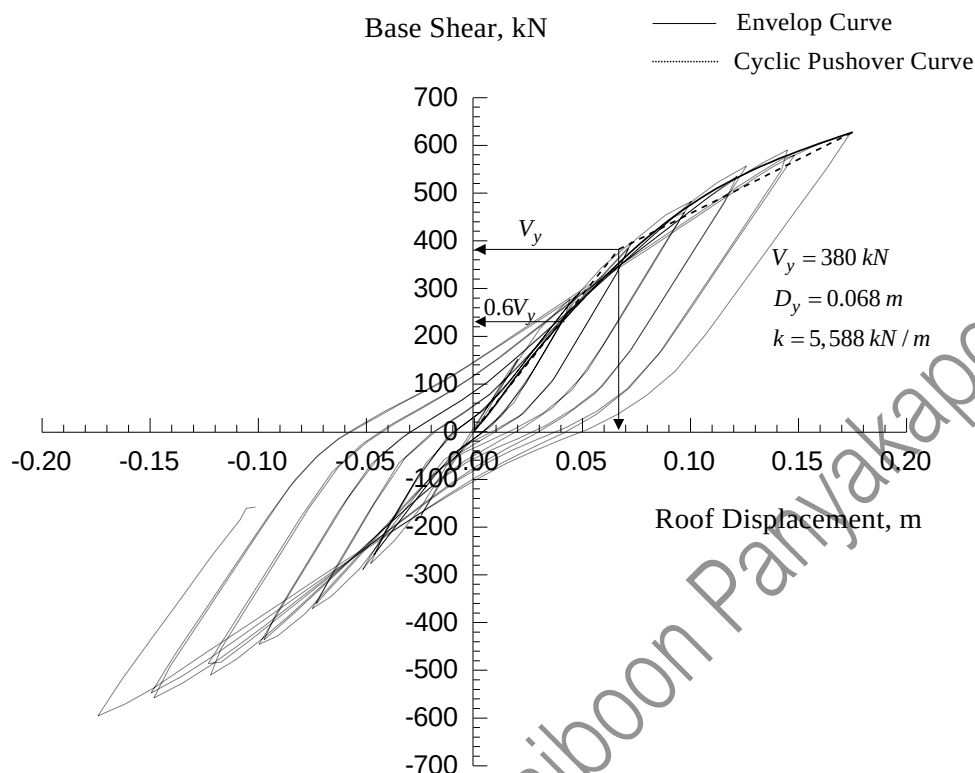
ในการคำนวณค่าสเปกตรัมของความเร่ง $S_{am} = \frac{V_m}{W\alpha_m}$ และสเปกตรัมของการ

เคลื่อนที่ $S_{dm} = \frac{\Delta_{roof}}{PF_m \phi_{m,roof}}$ ใช้ค่า $W = 119,900 \text{ kg}$ และค่าที่แสดงในตารางที่ 6 สำหรับ

ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณด้วยโปรแกรม Bispec แสดงในตารางที่ 7

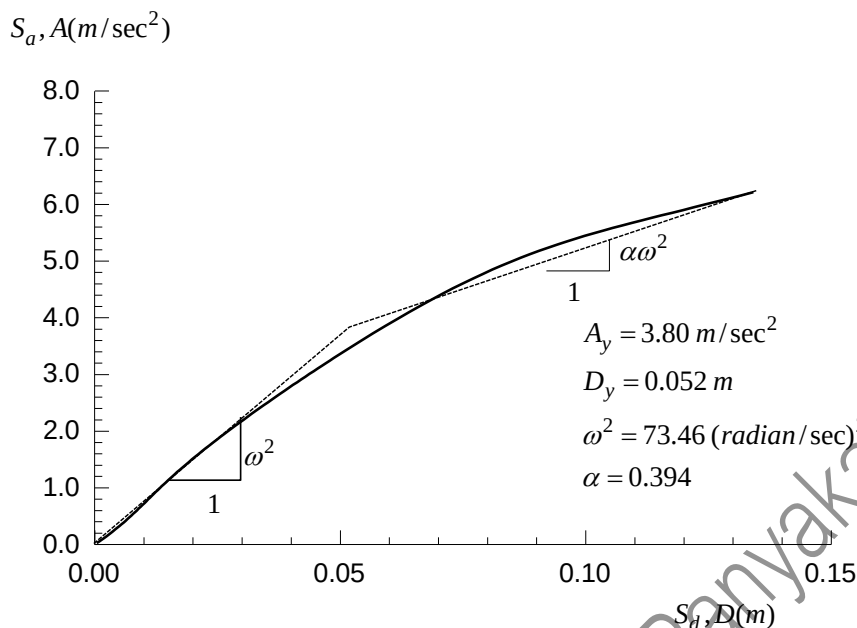
4.1.2 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Cyclic Pushover Analysis

จากการวิเคราะห์การผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis) ด้วยโปรแกรม RUAUMOKO (Carr, 2006) จะได้กราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Curve) ดังแสดงในภาพประกอบที่ 41 เมื่อสร้างเส้นโค้งขอบนอก (Envelop Curve) สำหรับกราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักรนี้ และสร้างกราฟ Bilinear Curve สำหรับเส้นโค้งขอบนอก (Envelop Curve) โดยใช้สมมุติฐานตามเอกสาร FEMA 440 ดังกล่าวข้างต้น จะได้ค่าแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ ณ จุดครากเท่ากับ 380 กิโลนิวตันและ 0.068 เมตร ตามลำดับ และได้ค่าสติฟเนสของโครงสร้างเท่ากับ 5,588 กิโลนิวตันต่อเมตร เมื่อเปรียบเทียบกับกราฟการผลักแบบเดิม (Pushover Curve) โครงสร้างมีค่าสติฟเนสที่ลดลงเนื่องจากการเสื่อมถอยภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร



ภาพประกอบ 41 กราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Curve)

เมื่อดำเนินการสร้างกราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum) จะได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างสเปกตรัมของความเร่ง S_d และสเปกตรัมของการเคลื่อนที่ S_d ดังแสดงในภาพประกอบที่ 42 และเมื่อสร้างกราฟ Bilinear Curve โดยใช้สมมุติฐานตามเอกสาร FEMA 440 ดังกล่าวข้างต้น จะได้กราฟมีลักษณะแบบ Tri-linear Curve โดยค่าความเร่งและค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 3.80 m/sec^2 และ 0.052 เมตร ตามลำดับ และจะได้ค่า สติฟเนสในรูปของ ω^2 และสัมประสิทธิ์ α ซึ่งเป็นการลดลงของสติฟเนสหลังจากเลยจุดครากเท่ากับ $73.46 \text{ (radian/sec)}^2$ และ 0.394 ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับกราฟ Bilinear Curve ที่ได้จากการผลักแบบเดิม (Pushover Curve) โครงสร้างมีค่าสติฟเนสที่ลดลงเนื่องจาก การเสื่อมถอยภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร



ภาพประกอบ 42 กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum) จากการผลักอาคารแบบวิถัจกร (Cyclic Pushover)

4.2 ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของยอดอาคาร

จากกราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum) โดยวิธีการผลักอาคารแบบต่างๆ จะได้ค่าพารามิเตอร์ ที่ใช้ในการคำนวณด้วยโปรแกรม Bispec ดังแสดงใน ตารางที่ 8 เพื่อหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของยอดอาคารในการผลักอาคาร

ตารางที่ 8 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณด้วยโปรแกรม Bispec

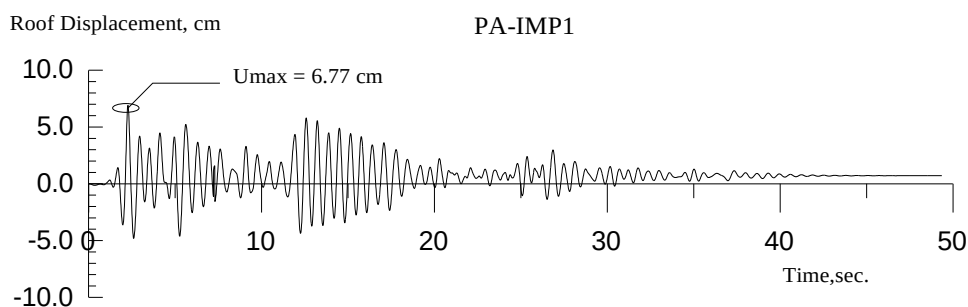
Parameters	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Cyclic Pushover
ω^2 ($radian/sec^2$)	100.48	262.7	326	73.46
m ($kip \cdot sec^2/in.$)	0.568	0.0718	0.0286	0.568
k ($kip/in.$)	57.07	18.86	9.32	41.73
F_y (kip)	94.37	87.6	84.4	85.42
Post-elastic stiffness α_e	0.153	0.175	0.24	0.394

จากการคำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ด้วยวิธี Cyclic Pushover Analysis และคำนวณเปรียบเทียบกับผลกับวิธี Modal Pushover Analysis และ วิธี Nonlinear Time History Analysis นำค่าที่ได้สำหรับแต่ละดินแผ่นดินไหวมาแสดงในตารางที่ 9

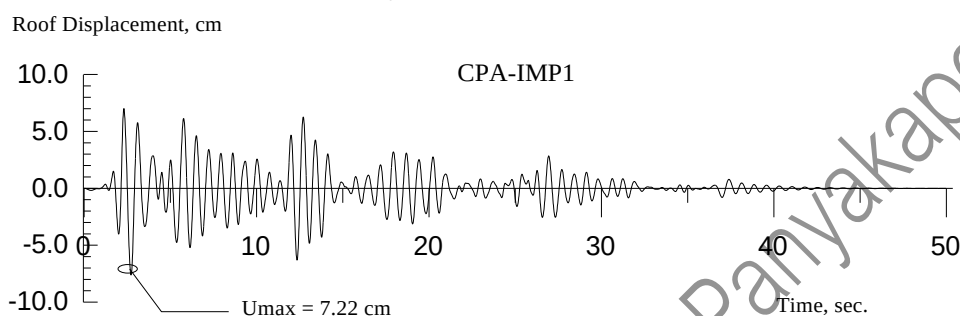
ตารางที่ 9 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร

EQ	Umax from Pushover Analysis			Cyclic Pushover Umax (cm)	Nonlinear Time History Analysis	
	Mode 1 (cm)	Mode 1+2 (cm)	Mode 1+2+3 (cm)		Umax (cm)	Scale Factor
IMP-1	6.770726	6.829286	6.836639	7.221012	6.28	0.85
IMP-2	7.286747	7.365053	7.372076	8.325363	8.06	1.25
IMP-3	6.540652	6.684817	6.701541	4.834824	4.58	1.49
IMP-4	7.38535	7.439875	7.450441	8.57187	5.9	1.44
LOMA-1	3.947399	4.273458	4.336673	4.657339	4.17	1.00
LOMA-2	3.654877	4.207546	4.264441	3.04354	2.96	0.63
LOMA-3	6.211977	6.280411	6.287659	6.405895	4.49	1.07
LOMA-4	8.446973	8.508476	8.520263	8.966281	6.15	1.17
LOMA-5	8.151165	8.20687	8.215657	13.26208	16.08	1.33
LOMA-6	8.453547	8.514206	8.522239	13.36068	15.56	1.27
MAM-1	5.39686	5.490775	5.501328	7.230872	5.44	1.08
MAM-2	6.862755	6.913063	6.920691	6.566947	4.28	1.26
NAHAN-1	5.166787	5.251626	5.269819	5.40672	4.77	6.78
NAHAN-2	3.973693	4.120478	4.16147	6.182395	5.1	9.17
NORTH-1	5.709102	5.778946	5.796981	4.325376	4.46	3.91
NORTH-2	4.381251	4.533334	4.574668	3.16515	4.3	2.96
PARK-1	3.168437	3.900212	3.980911	3.457671	3.22	1.22
PARK-2	2.639268	3.327724	3.410923	3.733759	3.55	1.79
SPI-1	7.431365	7.508004	7.525723	10.37959	9.71	1.69
SPI-2	4.216913	4.391356	4.411317	4.400971	4.47	1.50

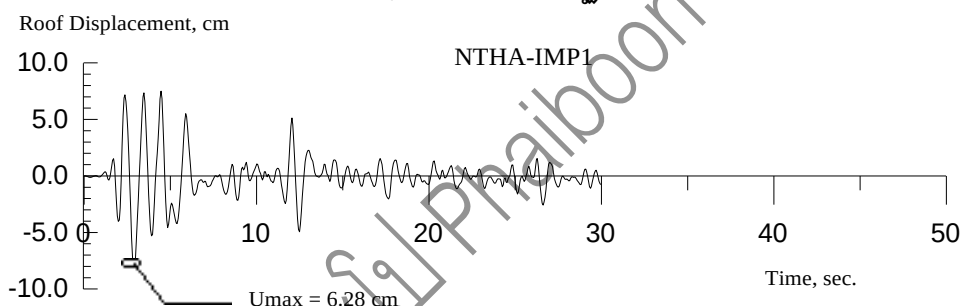
สำหรับค่าประวัติการเคลื่อนที่บนยอดอาคารตามเวลา โดยคลื่นแผ่นดินไหว IMP-1 ที่คำนวณด้วยวิธีต่างๆ แสดงในภาพประกอบที่ 43ก สำหรับ การผลักในโหมดที่ 1 และภาพประกอบที่ 43ข สำหรับการผลักแบบวิจจักร และภาพประกอบที่ 43ค สำหรับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น



ก) การผลึกในโหมดที่ 1



ข) การผลึกแบบวัฏจักร



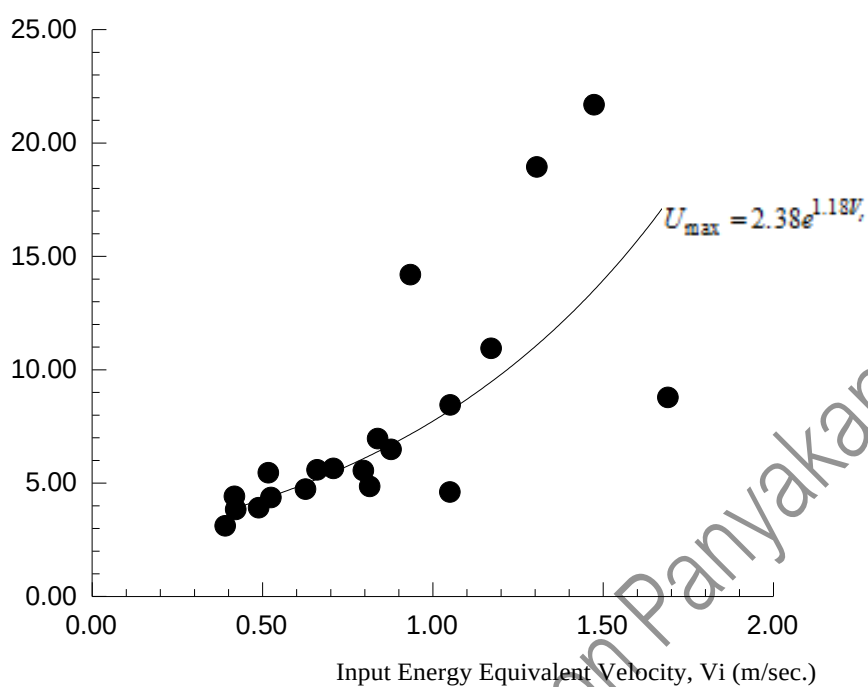
ค) วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

ภาพประกอบ 43 กราฟค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคารภายใต้แรงกระทำแบบต่างๆ

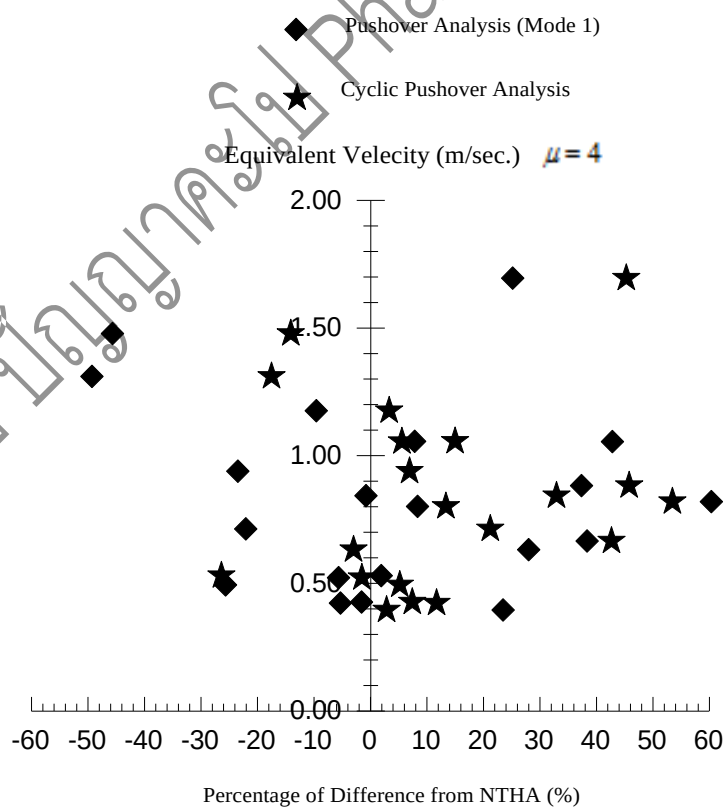
ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 10 ชุด และค่าความเร็วเทียบเท่า $V_I(\mu=4)$ แสดงในภาพประกอบ 44 ซึ่งแสดงว่าค่าการเคลื่อนที่สูงสุดมีการเพิ่มค่าเป็นสัดส่วนแบบเอ็กโพเนนเชียลกับพลังงานจากคลื่นแผ่นดินไหวในรูปแบบของความเร็วเทียบเท่า ดังนั้น จึงพิจารณาใช้ค่าความเร็วเทียบเท่า $V_I(\mu=4)$ ซึ่งคำนวณสำหรับค่าความเหนียวของโครงสร้างเท่ากับ 4 เป็นตัวประกอบเพื่อเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดเมื่อคำนวณโดยวิธีต่างๆกัน

ผลการเปรียบเทียบค่าความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดระหว่างวิธี Cyclic Pushover Analysis (CPA), Modal Pushover Analysis Mode 1 (MPA-M1), Mode 1+2 (MPA-M12), Mode 1+2+3 (MPA-M123) และวิธี Nonlinear Time History Analysis (NTHA) แสดงในภาพประกอบ 45-47 จากภาพเหล่านี้ แสดงว่า ผลการคำนวณจากวิธี CPA ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่าจากวิธี NTHA หลายจุด และผลจาก CPA มีค่ากระจายตัวในด้านที่มากกว่าค่าจาก NTHA

Maximum Displacement, U_{max} (cm)



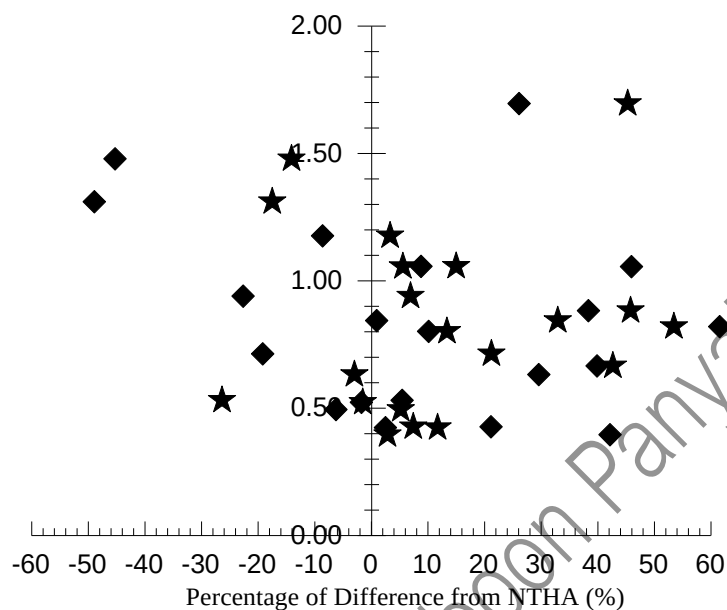
ภาพประกอบ 44 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดและค่าความเร็วเทียบเท่า $V_I (\mu = 4)$



ภาพประกอบ 45 กราฟความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดจากวิธี NTHA
สำหรับ การผลัก Pushover Mode 1

◆ Pushover Analysis (Mode 1+2)

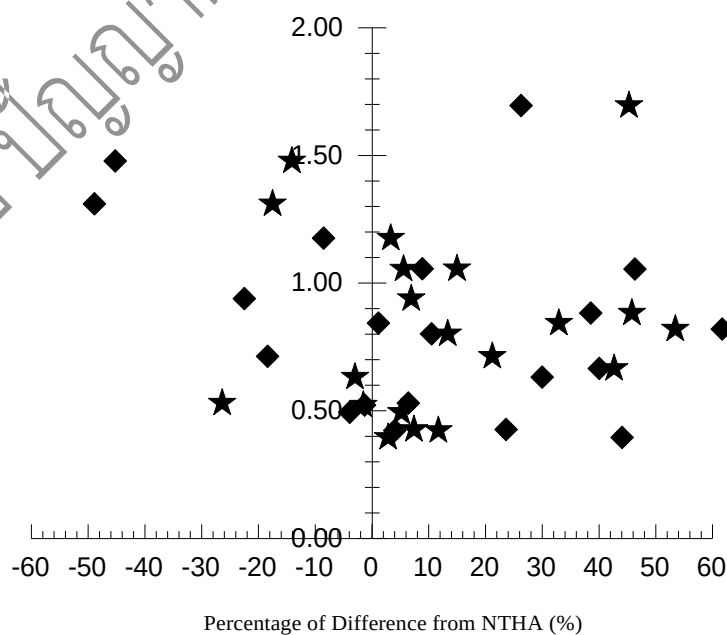
★ Cyclic Pushover Analysis

Input Energy Equivalent Velocity $\mu=4$ (m/sec.)

ภาพประกอบ 46 กราฟความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดจากวิธี NTHA
สำหรับ การผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2

◆ Pushover Analysis (Mode 1+2+3)

★ Cyclic Pushover Analysis

Equivalent Velocity (m/sec.) $\mu=4$ 

ภาพประกอบ 47 กราฟความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดจากวิธี NTHA
สำหรับ การผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2+ Mode 3

ตารางที่ 10 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA สำหรับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร

Earthquakes	Cyclic Pushover	Modal Pushover		
	% Difference	One mode % Difference	Two modes % Difference	Three modes % Difference
IMP-1	14.98	7.81	8.74	8.86
IMP-2	3.29	-9.59	-8.62	-8.53
IMP-3	5.56	42.81	45.96	46.32
IMP-4	45.29	25.18	26.10	26.28
LOMA-1	11.69	-5.33	2.48	3.99
LOMA-2	2.82	23.48	42.15	44.07
LOMA-3	42.67	38.35	39.88	40.04
LOMA-4	45.79	37.35	38.35	38.54
LOMA-5	-17.52	-49.31	-48.96	-48.91
LOMA-6	-14.13	-45.67	-45.28	-45.23
MAM-1	32.92	-0.79	0.93	1.12
MAM-2	53.43	60.34	61.52	61.7
NAHAN-1	13.35	8.31	10.10	10.48
NAHAN-2	21.22	-22.08	-19.21	-18.40
NORTH-1	-3.02	28.01	29.57	29.98
NORTH-2	-26.39	1.89	5.42	6.388
PARK-1	7.38	-1.60	21.12	23.63
PARK-2	5.17	-25.65	-6.26	-3.91
SPI-1	6.89	23.47	-22.68	-22.50
SPI-2	-1.54	-5.66	-1.759	-1.31

ตารางที่ 11 ค่าเฉลี่ยของเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA สำหรับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร

Mean	Cyclic Pushover (CP)	Modal Pushover (MP)		
		One mode	Two modes	Three modes
Mean % difference over NTHA	20.83	27.35	25.56	26.26
Mean % difference under NTHA	-12.52	-18.92	-21.82	-21.26
Mean Absolute % difference from NTHA	18.75	23.14	24.26	24.51

จากผลการคำนวณค่าความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคารเปรียบเทียบกับวิธี NTHA ดังแสดงในภาพประกอบ 45-47 และตารางที่ 10-11 จะพบว่า ผลการคำนวณโดยวิธีการผลักแบบวิญจักร (CP) ให้ค่าความแตกต่างที่น้อยกว่าวิธีการผลักแบบรวมโหมด (MP) ทั้งในด้านที่สูงกว่า

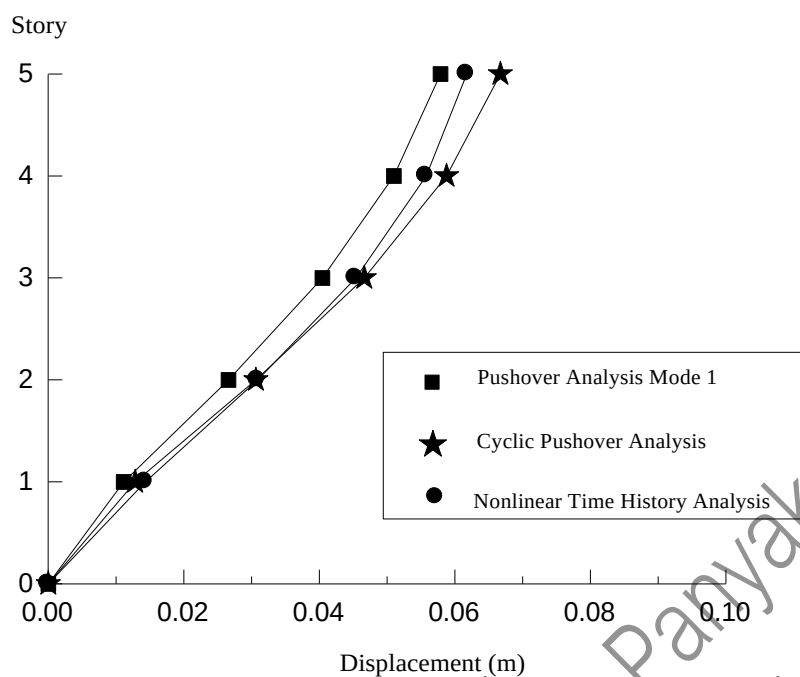
(20.83%) และด้านที่ต่ำกว่า (-12.52%) ค่าที่ได้จากวิธี NTHA โดยมีค่าเฉลี่ยสัมบูรณ์ของความแตกต่างเท่ากับ 18.75%

ในขณะที่ค่าที่คำนวณโดยวิธี MP ให้ผลที่แตกต่างมากกว่า ทั้งในด้านที่สูงกว่า (การผลักแบบ 1 โหมด = 27.35% แบบรวม 2 โหมด = 25.56% แบบรวม 3 โหมด = 26.26%) และด้านที่ต่ำกว่า (การผลักแบบ 1 โหมด = -18.92%, แบบรวม 1 โหมด = -21.82%, แบบรวม 3 โหมด = -21.26%) โดยมีค่าเฉลี่ยสัมบูรณ์ของความแตกต่าง ในการผลักแบบ 1 โหมด เท่ากับ 23.14% แบบรวม 2 โหมด = 24.26% แบบรวม 3 โหมด = 24.51% ในกรณีการผลักแบบรวมโหมด จะสังเกตได้ว่า ให้ค่าความแตกต่างเพิ่มมากขึ้นเมื่อพิจารณาโหมดที่สูงขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากการเคลื่อนที่สูงสุดที่คำนวณด้วยวิธี MP ให้ผลที่สูงกว่าค่าที่ถูกต้อง (NTHA) เป็นจำนวนมาก เมื่อรวมผลจากโหมดที่สูงขึ้น ทำให้มีค่าเพิ่มมากขึ้นเกินจากค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้นไปอีก ผลการวิเคราะห์เหล่านี้ แสดงว่า ในกรณีที่ผลที่ได้สูงกว่าค่าที่ถูกต้อง ค่าที่คำนวณด้วยวิธี MP ให้ผลที่มากเกินไป (Over-estimate) และในกรณีที่ผลที่ได้ต่ำกว่าค่าที่ถูกต้อง ค่าที่คำนวณด้วยวิธี MP ให้ผลที่น้อยกว่าค่าที่ถูกต้องไป (Under-estimate)

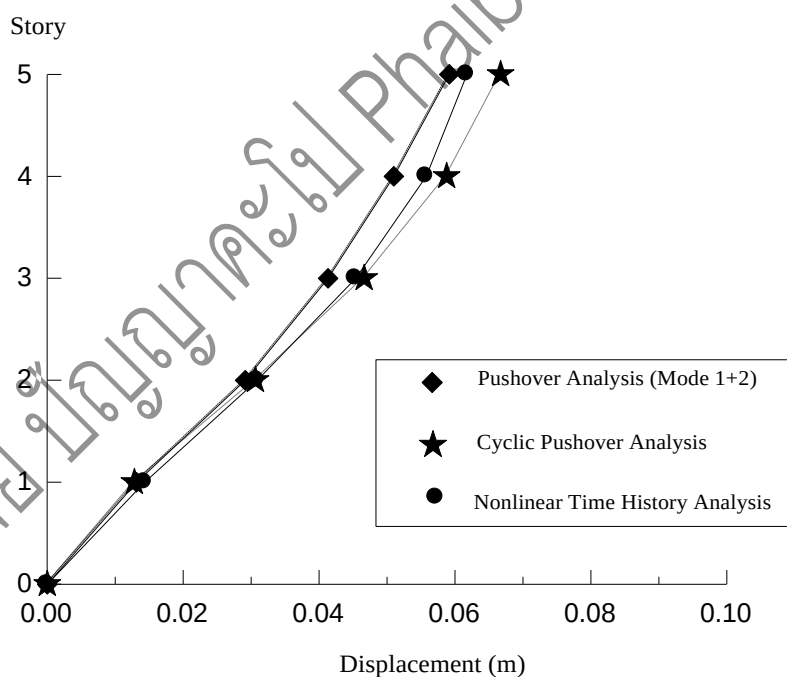
ในขณะที่ผลการคำนวณโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักรให้ผลที่ใกล้เคียงกับค่าที่ถูกต้องมากกว่า เนื่องจากโครงสร้างมีค่าสตีเฟนส์ที่ลดลงเนื่องจาก การเสื่อมถอยภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร ทำให้ความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ลดลง ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่สอดคล้องกับพฤติกรรมโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว เป็นผลทำให้ ค่าการเคลื่อนที่เข้าใกล้กับค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้น

4.3 ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

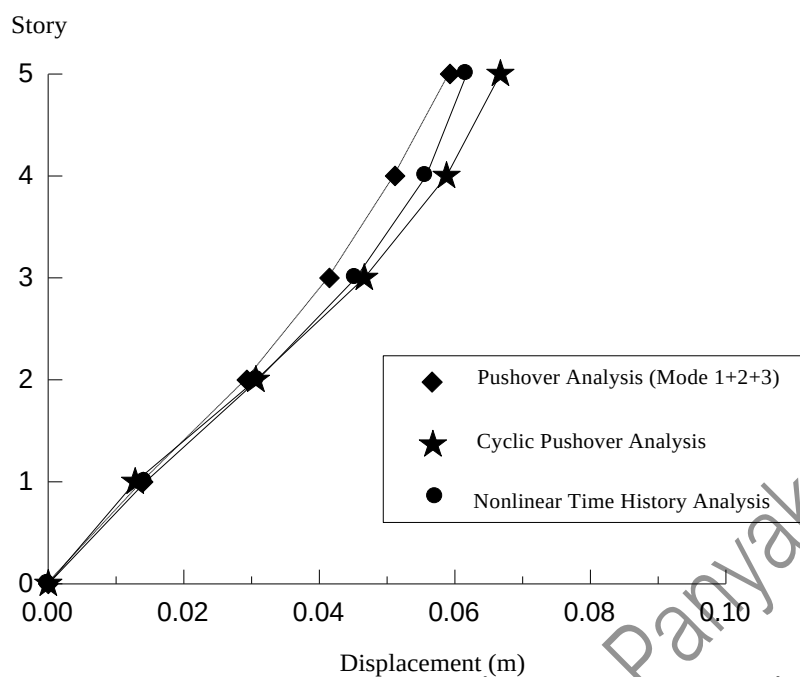
ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารสำหรับวิธีการผลักแบบวัฏจักร เปรียบเทียบกับวิธีการผลักแบบรวมโหมด และวิธีที่ถูกต้อง NTHA แสดงในภาพประกอบ 48-50



ภาพประกอบ 48 ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สูงสุดของชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด
สำหรับการผลัก Pushover Mode 1



ภาพประกอบ 49 ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สูงสุดของชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด
สำหรับการผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2



ภาพประกอบ 50 ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สูงสุดของชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด
สำหรับ การผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2+ Mode 3

ตารางที่ 12 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA
สำหรับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

Story Level	Cyclic Pushover % difference	Modal Pushover		
		One mode % difference	Two modes % difference	Three modes % difference
Roof	8.03	-6.29	-4.24	-4.01
4	5.42	-8.56	-8.52	-8.23
3	2.75	-10.88	-8.96	-8.58
2	-0.79	-13.94	-5.68	-5.10
1	-10.53	-22.40	-8.29	-2.28

ตารางที่ 13 ค่าเฉลี่ยของเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA
สำหรับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

Mean	Cyclic Pushover	Modal Pushover		
		One mode	Two modes	Three modes
Mean % difference over NTHA	5.40	-	-	-
Mean % difference under NTHA	-5.66	-12.41	-7.14	-5.64
Mean Absolute % difference from NTHA	5.50	12.41	7.14	5.64

จากภาพประกอบ 48-50 และตารางที่ 12-13 พบว่า การผลักแบบวัฏจักรประเมินค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารได้ใกล้เคียงกับวิธีที่ถูกต้อง NTHA โดยเฉพาะในส่วนชั้นที่ 2-4 แต่มีค่าที่เบี่ยงเบนไปจากค่าที่ถูกต้องที่ชั้นหลังคาและชั้นล่าง ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากผลกระทบของโหมดที่สูงขึ้นไป ทำให้ผลค่าการเคลื่อนที่จากวิธี NTHA เพิ่มขึ้นที่ 1 และชั้นบนยอดอาคารมากกว่าชั้นที่ 2-4

เมื่อพิจารณาจากผลการผลักแบบรวมโหมด เมื่อรวมโหมดที่สูงขึ้นไป ทำให้ค่าความแตกต่างลดลง ตามลำดับ เนื่องจากผลการรวมโหมดที่สูงขึ้นทำให้เพิ่มค่าการเคลื่อนที่มากยิ่งขึ้น และเนื่องจากค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนที่โดยวิธี MP นี้ ต่ำกว่าค่าที่ถูกต้อง ทำให้การเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ในส่วนของโหมดที่สูงขึ้น จึงเป็นผลให้ลดค่าความแตกต่างได้ตามลำดับ

เป็นที่น่าสังเกตว่า การผลักแบบรวมโหมดตามวิธีที่เสนอโดย Chopra and Goel (2002) สำหรับโครงสร้างนี้ ให้ผลค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนที่น้อยกว่าค่าที่ถูกต้อง NTHA ดังนั้น เมื่อรวมผลการรวมโหมดที่สูงขึ้น ทำให้ค่าการเคลื่อนที่เข้าใกล้ค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้น แต่ในกรณีที่การผลักแบบรวมโหมดให้ผลในโหมดแรกมากกว่าค่าที่ถูกต้อง การรวมในแต่ละโหมดที่สูงยิ่งขึ้นไป จะทำให้ค่าความแตกต่างเพิ่มมากขึ้นได้ ซึ่งผลการวิจัยของ Kim and Kurama (2008) ได้ศึกษาเรื่องนี้ในการผลักอาคารแบบโหมดเดียว โดยแรงกระทำเป็นสัดส่วนกับมวลของโครงสร้างในแต่ละชั้น และใช้มวลของอาคารทั้งหมดเป็นเกณฑ์

ผลการคำนวณโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักรให้ค่าใกล้เคียงกับวิธีที่ถูกต้องมากกว่าวิธีการผลักแบบรวมโหมด โดยให้ค่าความแตกต่างเพียง 5.5% เมื่อเทียบกับค่าความแตกต่างจากการผลักแบบโหมดที่ 1 = 12.41% แบบรวม 2 โหมด = 7.14% แบบรวม 3 โหมด = 5.64%

สาเหตุที่ การผลักแบบวัฏจักรนี้สำหรับโครงสร้างนี้ให้ผลการเคลื่อนที่ใกล้เคียงกับวิธีที่ถูกต้อง เนื่องจาก การผลักแบบวัฏจักรให้ผลค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนที่มากกว่าการผลักแบบรวมโหมด อันเป็น

ผลมาจากค่าสถิติเฟสที่ลดลงตามรอบการผลึกที่มากขึ้นจากการเชื่อมลัดกำลังต้านทานของโครงสร้างคอนกรีต และการผลึกแบบรวมโหนดสำหรับโครงสร้างนี้ให้ค่าเฉลี่ยที่ต่ำกว่าค่าที่ถูกต้อง

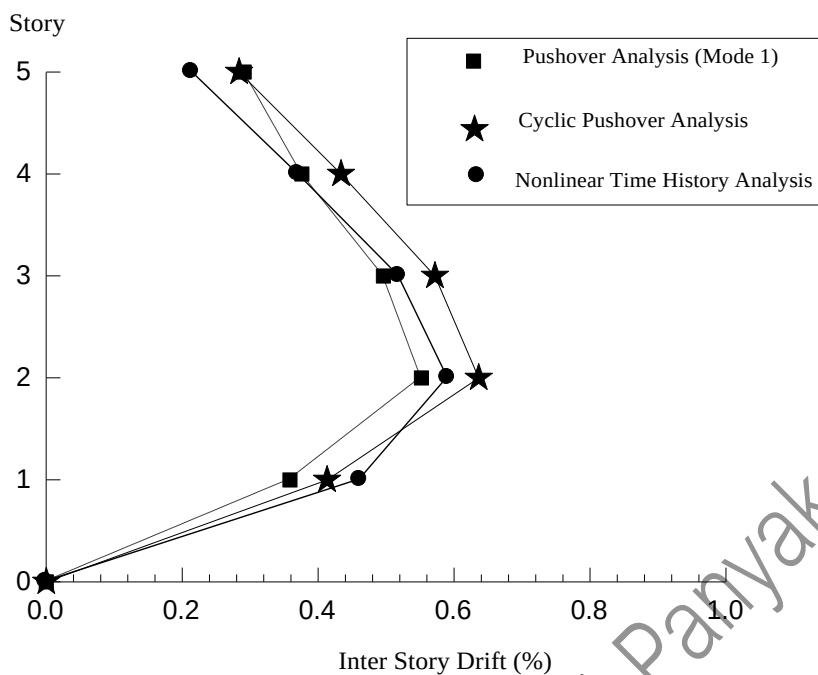
เป็นที่น่าสังเกตว่า การผลึกแบบวัฏจักรไม่ได้ให้ผลการเคลื่อนที่มากกว่าการผลึกแบบรวมโหนดสำหรับทุกๆคลื่นแผ่นดินไหว บางคลื่นแผ่นดินไหว ได้แก่ IMP-3, LOMA-2, MAM-2, NORTH-1, NORTH-2 กลับให้ผลการผลึกแบบวัฏจักรที่น้อยกว่าการผลึกแบบรวมโหนด ทั้งนี้เนื่องจาก คลื่นแผ่นดินไหว มีค่าความถี่ที่สอดคล้องกันกับค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง ที่มาจากค่าสถิติเฟสของโครงสร้างสำหรับการผลึกแบบรวมโหนดมากกว่า

อย่างไรก็ตาม การใช้เส้นโค้งขอบนอกในการพิจารณาหาค่าสถิติเฟสของโครงสร้าง ควรคำนึงพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรมากกว่า เนื่องจากเป็นพฤติกรรมที่ใกล้เคียงกับแรงแผ่นดินไหว ซึ่งเป็นผลทำให้เกิดการเชื่อมลัดกำลังและค่าสถิติเฟสของโครงสร้าง ซึ่งเป็นผลให้ค่าความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ด้านข้างลดลง พฤติกรรมนี้จะเห็นได้ชัดเจนในกรณีคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความถี่ในช่วงแบบแคบ (Narrowband ground motion) และมีระยะเวลาการสั่นยาวนาน ได้แก่ คลื่นแผ่นดินไหว LOMA-5, LOMA-6 ทำให้เกิดการสั่นในช่วงอินอีลาสติกหลายรอบ และมีค่าการเคลื่อนที่สูงเป็นผลให้ค่าการเคลื่อนที่สำหรับการผลึกแบบวัฏจักร มีค่าสูงกว่าผลของการผลึกแบบรวมโหนดมาก

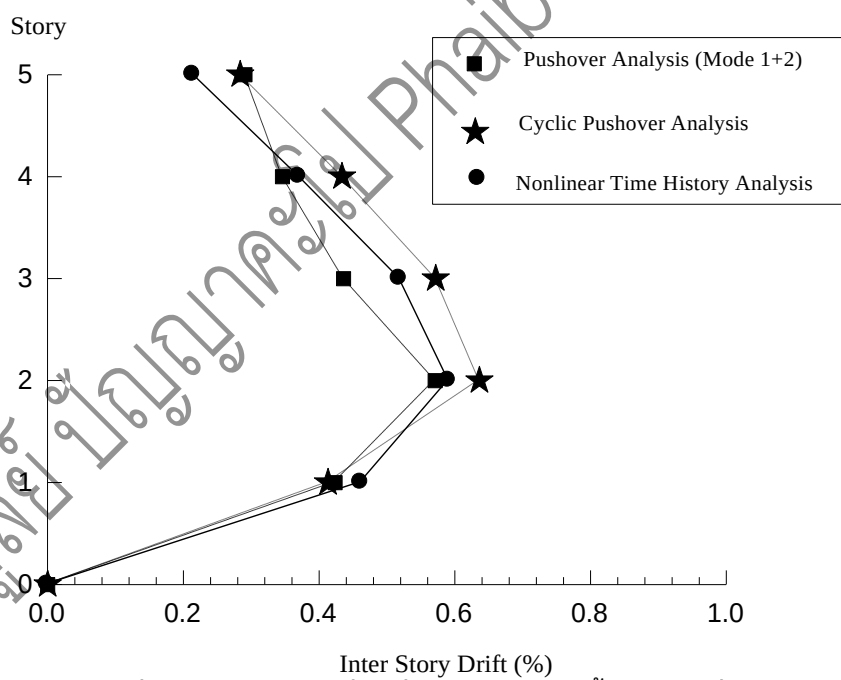
สำหรับในกรณีที่ การศึกษาในโครงสร้างอื่น อาจพบว่าการผลึกแบบรวมโหนดให้ผลค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่มากกว่าค่าเฉลี่ยที่ถูกต้องจากวิธี NTHA จะทำให้ผลที่ได้จากการผลึกแบบวัฏจักรมีแนวโน้มมากกว่าค่าเฉลี่ยที่ถูกต้องจากวิธี NTHA ด้วย

4.4 ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

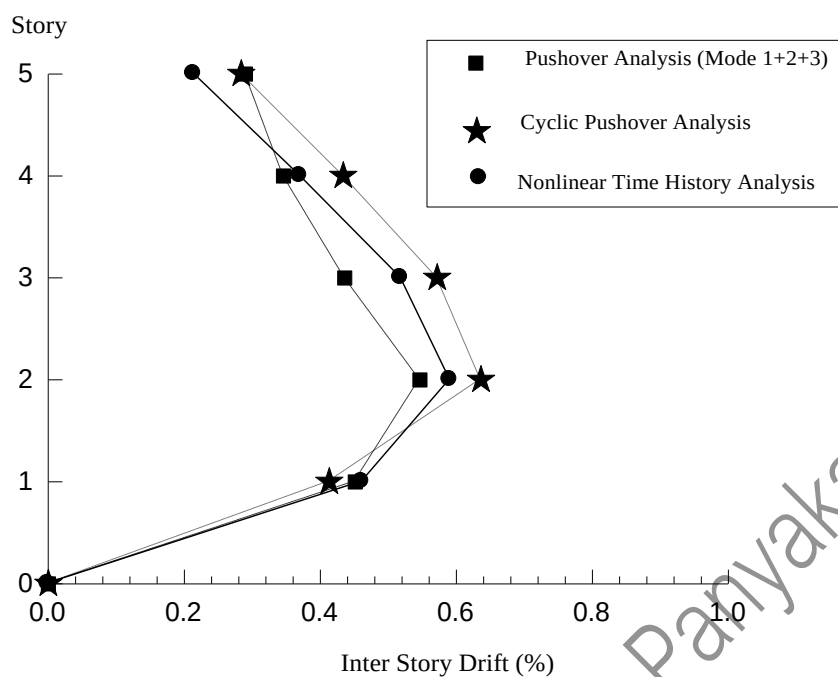
ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารสำหรับวิธีการผลึกแบบวัฏจักรเปรียบเทียบกับวิธีการผลึกแบบรวมโหนด และวิธีที่ถูกต้อง NTHA แสดงในภาพประกอบ 51-53



ภาพประกอบ 51 ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด
สำหรับการผลัก Pushover Mode 1



ภาพประกอบ 52 ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด
สำหรับการผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2



ภาพประกอบ 53 ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด
สำหรับการผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2+ Mode 3

ตารางที่ 14 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA
สำหรับค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

Story Level	Cyclic Pushover % difference	Modal Pushover		
		One mode % difference	Two modes % difference	Three modes % difference
Roof	32.35	35.80	35.64	35.24
4	17.11	1.58	-6.64	-6.70
3	10.26	-4.36	-15.93	-15.99
2	7.64	-6.63	-3.41	-7.54
1	-10.53	-22.40	-8.29	-2.28

ตารางที่ 15 ค่าเฉลี่ยของเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA
สำหรับค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

Mean	Cyclic Pushover	Modal Pushover		
		One mode	Two modes	Three modes
Mean % difference over NTHA	16.84	18.69	35.64	35.24
Mean % difference under NTHA	-10.53	-11.13	-8.57	-8.12
Mean Absolute % difference from NTHA	15.58	14.15	13.98	13.55

จากภาพประกอบ 51-53 และตารางที่ 14-15 พบว่า การผลัดแบบวิจัการประเมินค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารได้แตกต่างจากวิธีที่ถูกต้อง NTHA (15.58%) ในขณะที่การผลัดแบบรวมโหมด ให้ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารได้ใกล้เคียงกว่าวิธีที่ถูกต้อง NTHA (การผลัดแบบ 1 โหมด = 14.15% การผลัดแบบ 2 โหมด = 13.98% การผลัดแบบ 3 โหมด = 13.55%) ทั้งนี้เนื่องมาจาก การผลัดแบบวิจัการใช้รูปแบบการเคลื่อนที่เพียงโหมดเดียวในการประเมินค่าการเคลื่อนที่ ในขณะที่การผลัดแบบรวมโหมดใช้ ผลการเคลื่อนที่จากรูปแบบ 3 โหมดมารวมกัน จึงให้ผลได้ใกล้เคียงกว่า

4.5 ผลกระทบของความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหว

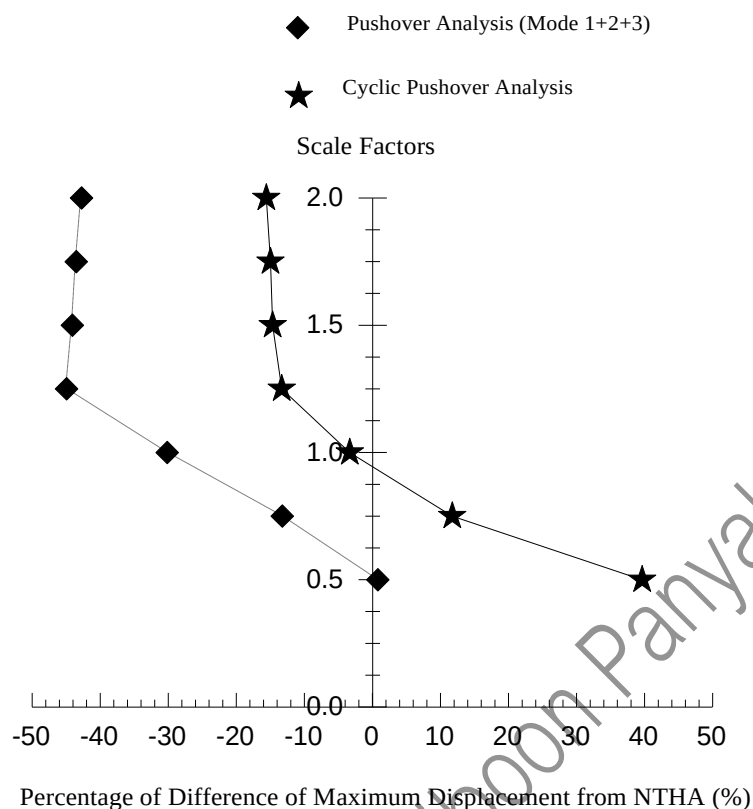
ผลกระทบของความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวต่อค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคาร โดยการปรับค่าตัวคูณปรับความรุนแรง Scale Factor ระหว่าง 0.5, 1.0, 1.25, 1.50, 1.75, 2.0 สำหรับคลื่นแผ่นดินไหว LOMA-6 แสดงในตารางที่ 16 และภาพประกอบ 54

ตารางที่ 16 ผลกระทบของค่า Scale Factors ต่อค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคารสำหรับคลื่นแผ่นดินไหว LOMA-6

Scale Factors	NTHA (cm)	PA Mode 1 (cm)	% Diff.	PA Mode 1+2(cm)	% Diff.	PA Mode 1+2+3 (cm)	% Diff.	CPA (cm)	% Diff.
0.5	4.26	4.27	0.30	4.29	0.73	4.29	0.79	5.94	39.64
0.75	7.5	6.47	-13.66	6.50	-13.29	6.50	-13.24	8.38	11.74
1.00	11.22	7.78	-30.57	7.83	-30.20	7.83	-30.16	10.84	-3.33
1.25	15.17	8.28	-45.40	8.34	-45.00	8.35	-44.95	13.14	-13.33
1.50	18.95	10.51	-44.49	10.58	-44.13	10.59	-44.09	16.17	-14.66
1.75	23.2	13.01	-43.89	13.09	-43.57	13.10	-43.53	19.72	-14.99
2.00	27.26	15.51	-43.09	15.59	-42.78	15.60	-42.74	23.00	-15.60

จากตารางที่ 10 และภาพประกอบ 54 ผลการคำนวณด้วยวิธี CPA ให้ค่าที่มากกว่าวิธี NTHA ในกรณีที่ค่า Scale Factors น้อยกว่า 1.0 แต่เมื่อค่า Scale Factors มากกว่า 1.0 ขึ้นไป ผลการคำนวณด้วยวิธี CPA ให้ค่าที่น้อยกว่าวิธี NTHA และผลการคำนวณจากวิธี CPA ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับวิธี NTHA เมื่อค่า Scale Factor ประมาณ 0.95 เมื่อเปรียบเทียบกับผลการคำนวณด้วยวิธี MPA จะเห็นได้ว่า MPA ให้ผลที่ใกล้เคียงกับวิธี NTHA เมื่อค่า Scale Factor น้อยกว่า 0.75 แต่เมื่อจะให้ผลที่น้อยกว่าค่าจากวิธี NTHA มากเมื่อค่า Scale Factors มากกว่า 0.75 ขึ้นไป

ผลการคำนวณแสดงว่า วิธี CPA ให้ผลที่ใกล้เคียงกับค่าที่ถูกต้องมากกว่าวิธี MPA เมื่อระดับความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวมากขึ้น โดยมีความแตกต่างจากวิธีที่ถูกต้องประมาณ 15% ในขณะที่วิธี MPA ให้ค่าความแตกต่างมากกว่าจากวิธีที่ถูกต้องประมาณ 45%

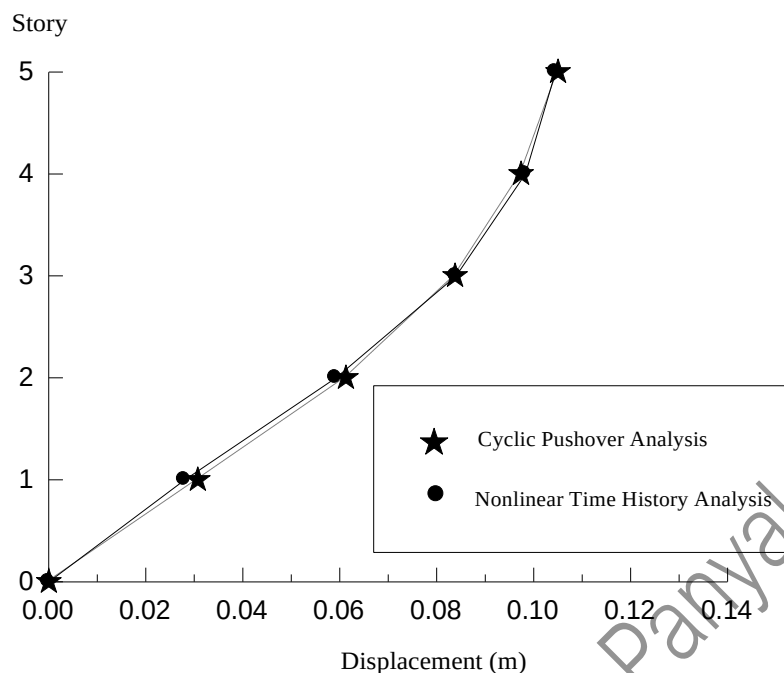


ภาพประกอบ 54 ผลกระทบของระดับความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหว LOMA-6
ต่อค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคาร

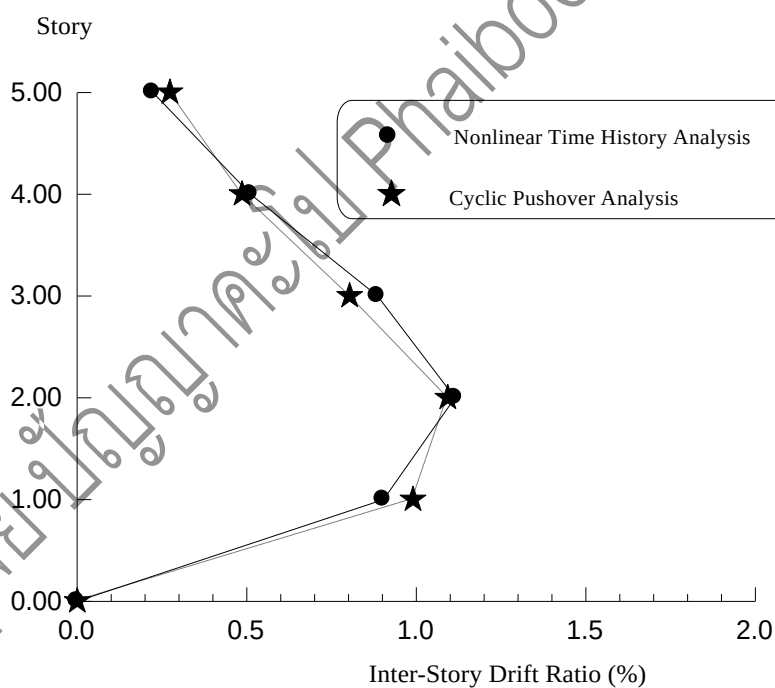
เมื่อใช้ค่า Scale Factor เท่ากับ 0.95 ปรับใช้กับคลื่นแผ่นดินไหว LOMA-6 ซึ่งเป็นผลจากภาพประกอบ 54 เพื่อให้ค่าการเคลื่อนที่สำหรับวิธี CPA เท่ากับวิธี NTHA และคำนวณค่าการเคลื่อนที่ของชั้นอาคาร และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น โดยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร ต่อแบบจำลองโครงสร้างอาคารด้วยโปรแกรม RUAUMOKO และใช้รูปแบบการผลักอาคารเป็นวงรอบ

ระหว่าง $0.125u_{\max}$, $0.25u_{\max}$, $0.375u_{\max}$, $0.50u_{\max}$, $0.625u_{\max}$, $0.75u_{\max}$,

$0.875u_{\max}$, $1.0u_{\max}$ โดยการใช้การผลัก 2 รอบต่อค่าการเคลื่อนที่หนึ่งจุด จะได้ผลค่าการเคลื่อนที่ของชั้นอาคารและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นเปรียบเทียบระหว่าง CPA และ NTHA ดังแสดงในภาพประกอบ 55-56

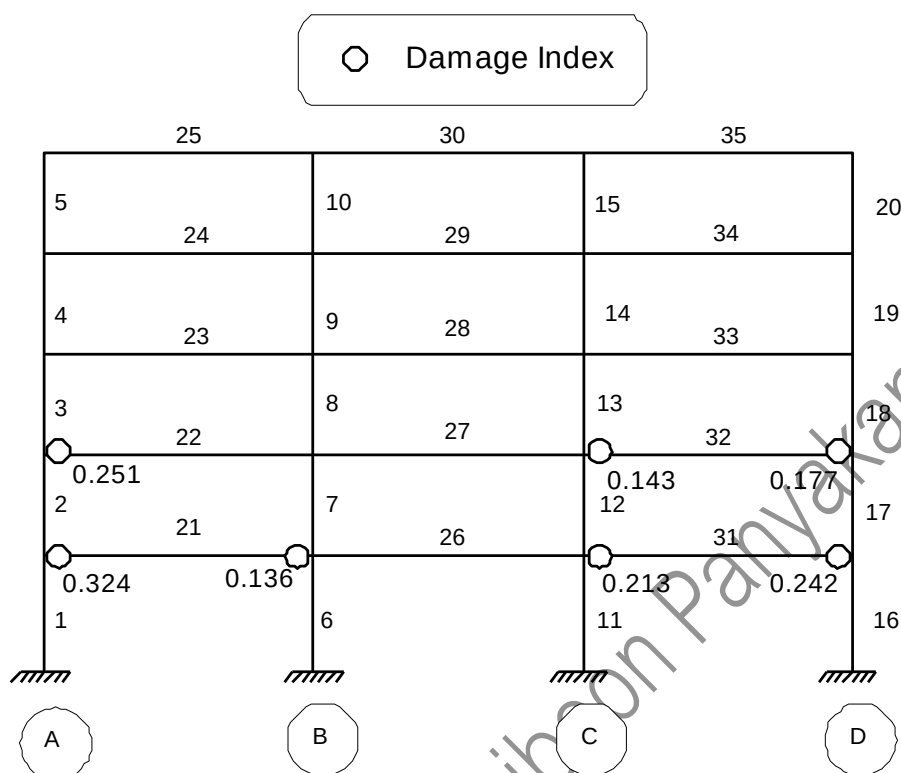


ภาพประกอบ 55 การเคลื่อนที่ของชั้นอาคารจากการผลักแบบวัฏจักร และ
วิธี Nonlinear Time History Analysis

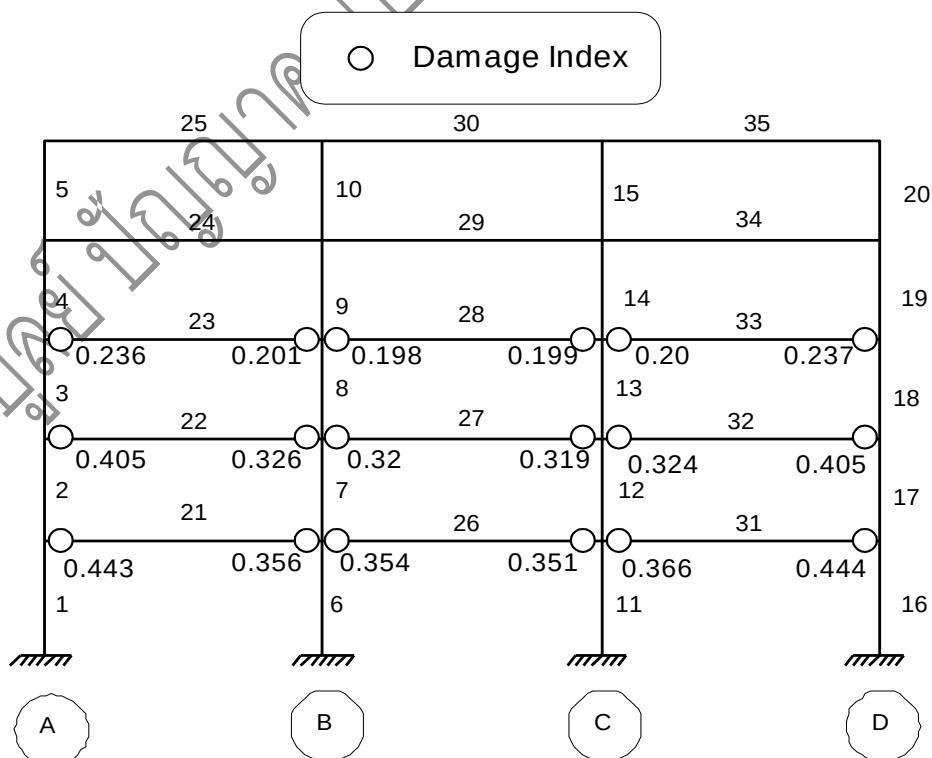


ภาพประกอบ 56 การเคลื่อนที่ของชั้นอาคารจากการผลักแบบวัฏจักร และ
วิธี Nonlinear Time History Analysis

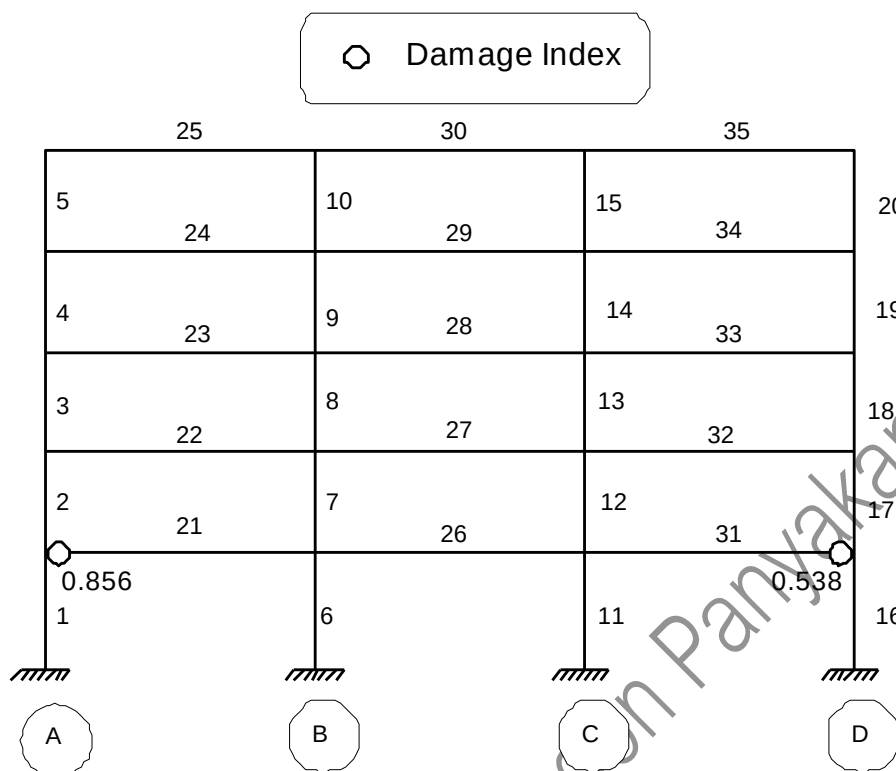
จากผลการคำนวณในภาพประกอบ 55-56 แสดงว่า ในกรณีที่กำหนดค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคารให้เท่ากับผลจากวิธี NTHA และใช้วิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักรให้เคลื่อนที่ไปเท่ากับการเคลื่อนที่ที่กำหนด จะให้ผลค่าการเคลื่อนที่ของชั้นอาคารและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นใกล้เคียงกับความเป็นจริงมาก



ภาพประกอบ 57 การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับการผลักแบบวัฏจักร
ผลักไปที่ 10.48 ซม.



ภาพประกอบ 58 การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับวิธี NTHA
(LOMA-6, Scale Factor = 0.95)



ภาพประกอบ 59 การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับการผลักแบบรวมโหมด
(Mode 1=2+3) ผลักไปที่ 7.52 ซม.

จากภาพประกอบ 57-58 แสดงเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับการผลักแบบวัฏจักรผลักไปที่ 10.48 ซม. เปรียบเทียบกับวิธี NTHA เมื่อใช้ค่า Scale Factor เท่ากับ 0.95 พบว่าตำแหน่งการเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับการผลักแบบวัฏจักรน้อยกว่าผลจากวิธี NTHA

แต่เมื่อเปรียบเทียบกับผลการผลักแบบรวมโหมด 3 โหมด โดยผลักไปให้เท่ากับค่าที่คำนวณได้สำหรับการผลักแบบรวมโหมด สำหรับคลื่น LOMA-6 ใช้ค่า Scale Factor เท่ากับ 0.95 จะได้ค่าการเคลื่อนที่ เท่ากับ 7.52 ซม. จากภาพประกอบ 59 แสดงการเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับการผลักแบบรวมโหมด ผลักไปที่ 7.52 ซม. พบว่า เกิดข้อหมุนพลาสติกเพียง 2 จุด น้อยกว่าทั้งสองวิธีแรกมาก

แสดงว่า การผลักอาคารแบบวัฏจักรสามารถทำนายการเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายได้ดีกว่าการผลักแบบรวมโหมด