

การประเมินวิธีวิเคราะห์แบบแรงกระทำด้านข้างแอกโทมดที่ถูกปรับปรุง
โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน



นาย อมรชัย ใจงศ์

สถาบันวิทยบริการ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2548

ISBN 974-17-5599-6

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

EVALUATION OF MODIFIED MODAL PUSHOVER ANALYSIS
USING NEAR-FAULT GROUND MOTIONS

Mr. Amornchai Jaiyong

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2005

อมรชัย ไชยงค์ : การประเมินวิธีวิเคราะห์แบบแรงกระทำด้านข้างแยกโหมดที่ถูกปรับปรุงโดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน. (EVALUATION OF MODIFIED MODAL PUSHOVER ANALYSIS USING NEAR-FAULT GROUND MOTIONS) อ. ที่ปรึกษา: อ. ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี, 171 หน้า. ISBN 974-17 -5599 -6.

การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น เพื่อหาผลตอบสนองต่อคลื่นแผ่นดินไหวที่ถือว่ามีความถูกต้องที่สุดคือ วิธีการหาผลตอบสนองเชิงเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NL-RHA) ซึ่งมีความยุ่งยากและซับซ้อนในการคำนวณ ดังนั้นเพื่อให้ทำการวิเคราะห์ได้สะดวกและรวดเร็วขึ้น โดยยังคงความถูกต้องของผลการวิเคราะห์ในระดับที่เพียงพอสำหรับประยุกต์ในงานทางวิศวกรรมโยธา งานวิจัยนี้จึงศึกษาและประเมินความถูกต้องของวิธีการวิเคราะห์เชิงสถิตแบบแรงกระทำด้านข้างแยกโหมดที่ถูกปรับปรุง (Modified Modal Pushover Analysis, MMPA) ซึ่งมีสมมติฐานว่าการตอบสนองของโครงสร้างสามารถคำนวณแบบแยกโหมดได้และผลตอบสนองในโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐานอยู่ในช่วงยืดหยุ่น ส่วนการตอบสนองในโหมดพื้นฐานคำนวณได้จากวิธีเชิงสถิตแบบแรงกระทำด้านข้าง

งานวิจัยนี้ประเมินความถูกต้องของวิธีการวิเคราะห์เชิงสถิตโดยเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณได้จากวิธีเชิงสถิตกับค่าที่ได้จากวิธี NL-RHA ซึ่งถือเป็นค่าที่ถูกต้อง โดยแสดงความคลาดเคลื่อนในรูปของอัตราส่วนระหว่างค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ได้จากวิธีเชิงสถิตและ NL-RHA และการกระจายของความคลาดเคลื่อนในรูปของการกระจายของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น การศึกษานี้วิเคราะห์โครงสร้างที่มีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ทั้งแบบ 1 และ 2 ช่วงเสา ทั้งลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ และเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง โดยออกแบบให้มีค่าระดับความแข็งแรงต่างๆ ซึ่งสอดคล้องกับระบบที่มีระดับชั้นความเร็วที่มีอัตราส่วนความเหนียวของการตอบสนองเท่ากับ 1, 1.5, 2, 4, และ 6 และได้รับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหวกรณีต่างๆ คือ คลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน คลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลรอยเลื่อน (large-magnitude small-distance, LMSR) และคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อน

ผลการศึกษาความคลาดเคลื่อนและการกระจายของความคลาดเคลื่อนที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA และ MPA พบว่า (1) โดยส่วนใหญ่ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณด้วยวิธี MMPA มีค่ามากกว่าค่าที่คำนวณด้วยวิธี MPA และต่างมีแนวโน้มความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนคล้ายกัน (2) วิธี MMPA มีความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนสูงในโครงสร้างที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรงถึงแม้ว่าจะมีความสูงเพียง 3 ชั้น เนื่องจากมีความคลาดเคลื่อนในการประมาณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่บริเวณยอดอาคาร (3) โครงสร้างที่มี 2 ช่วงเสามีความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนสูงกว่าโครงสร้างที่มี 1 ช่วงเสาอย่างมีนัยสำคัญ (4) ความคลาดเคลื่อนของวิธี MMPA เมื่อโครงสร้างได้รับคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน มีแนวโน้มคล้ายกับเมื่อได้รับคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกล LMSR แต่มีการประมาณค่าสูงกว่าค่าแท้จริงน้อยลง และ (5) เมื่อโครงสร้างได้รับคลื่นแผ่นดินไหวชั้นดินอ่อน วิธี MMPA มีความคลาดเคลื่อนมากกว่าเมื่อได้รับคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกล (LMSR) อย่างมีนัยสำคัญ

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อนิสิต.....
สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....

ปีการศึกษา 2548

4670589521 : MAJOR CIVIL ENGINEERING


KEY WORD: MODIFIED MODAL PUSHOVER ANALYSIS / NEAR-FAULT GROUND MOTIONS

AMORNCHAI JAIYONG : EVALUATION OF MODIFIED MODAL PUSHOVER ANALYSIS USING
NEAR-FAULT GROUND MOTIONS. THESIS ADVISOR : CHATPAN CHINTANAPAKDEE, Ph.D.
171 pp. ISBN 974-17-5599-6.

While nonlinear response history analysis (NL-RHA) is the most rigorous procedure to estimate seismic demands for buildings, it is not yet practical for use by regular engineers. Thus, the static pushover analysis, which is simpler, but however is an approximate method, has been improved and a modified modal pushover analysis (MMPA) has recently been proposed with an assumption that structural responses can be estimated by superposition of modes and the responses in higher modes remain elastic. The response in the fundamental mode can be computed by nonlinear static analysis.

The study evaluates the accuracy of MMPA and MPA procedures by comparing the story drift demands estimated by MMPA and MPA to those computed by NL-RHA, which is regarded as the exact value. The bias is shown by the ratio of story drifts computed by MMPA or MPA and by NL-RHA and dispersion of the story drift ratios were also examined. The evaluation has been performed on a wide range of frame buildings with heights varying from 3, 6, 9, 12, 15, to 18 stories, having one or two bays, designed by both strong-column weak-beam and weak-column strong-beam philosophy and having different strength levels corresponding to systems with ductility factors equal to 1, 1.5, 2, 4, and 6. The structures were subjected to three types of ground motions: 15 near-fault ground motions both fault-normal and fault-parallel components, 20 large-magnitude small-distance (LMSR) far-fault ground motions, and 3 ground motions recorded on soft-soil sites.

The following results have been found: (1) the MMPA procedure generally provides story drift demand estimates that are larger than MPA, while their trends of bias and dispersion are similar, (2) the bias and dispersion of MMPA procedure in weak-column strong-beam frames are significantly larger than in strong-column weak-beam frames, even in 3-story frames, largely because of inaccurate target roof displacements in pushover analysis, (3) the bias and dispersion of MMPA procedure in two-bay frames are significantly larger than in one-bay frames, (4) the bias of MMPA procedure in frames subjected to near-fault ground motions is similar to when subjected to LMSR (far-fault) ground motions, but with less tendency to over-estimate story drift demands, and (5) the bias of MMPA procedure in frames subjected to ground motions recorded on soft-soil sites is significantly different from when subjected to LMSR ground motions.

Department..... Civil Engineering Student's signature..... 

Field of study..... Civil Engineering Advisor's signature..... 

Academic year 2005

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยความช่วยเหลืออย่างดียิ่งของอาจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ซึ่งท่านได้ให้คำแนะนำและข้อคิดเห็น ในการวิจัยมาโดยตลอด นอกจากนั้นผู้วิจัย ยังขอขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และผู้ช่วย ศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัชมี กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่ได้ให้คำแนะนำและข้อคิดเห็นต่างๆ เพื่อให้ วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ผู้วิจัยต้องขอขอบพระคุณอาจารย์ทุกท่านที่กรุณาอบรมสั่งสอนมา และที่สำคัญผู้วิจัยขอขอบพระคุณ คุณพ่อคุณแม่ รวมทั้งญาติมิตรพี่น้องที่สนับสนุนในการศึกษาและให้กำลังใจ จนเป็นแรงผลักดันให้สามารถเป็น ดั่งวันนี้ได้



สถาบันวิทย์บริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ญ
สารบัญภาพ.....	ฎ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 งานวิจัยในอดีต.....	2
1.2 วัตถุประสงค์.....	5
1.3 ขอบเขตการศึกษา.....	5
1.4 ประโยชน์ที่ได้รับ.....	6
บทที่ 2 การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว.....	7
2.1 ระบบอาคารหลายชั้นที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic Multistory Buildings).....	7
2.1.1 การวิเคราะห์หามลตบสนองเชิงเวลา (Response History Analysis, RHA).....	7
2.1.2 การวิเคราะห์หามลตบสนองเชิงสเปกตรัม (Response Spectrum Analysis, RSA).....	10
2.1.3 การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแยกโหมด (Modal Pushover Analysis, MPA).....	10
2.2 ระบบอาคารหลายชั้นที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น (Inelastic Multistory Buildings).....	11
2.2.1 การวิเคราะห์หามลตบสนองที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นเชิงเวลา (Nonlinear Response History Analysis, NL-RHA).....	11
2.2.2 การวิเคราะห์หามลตบสนองเชิงเวลาโดยแยกโหมดเป็นอิสระ (Uncoupled Modal Response History Analysis, UMRHA).....	12
2.2.3 การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแยกโหมด (Modal Pushover Analysis, MPA).....	18
2.2.4 การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแยกโหมดที่ถูกปรับปรุง (Modified Modal Pushover Analysis, MMPA).....	18
2.3 การวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างตามรูปแบบการกระจายแรงของ FEMA-356.....	19

บทที่ 3 แบบจำลองโครงข้อแข็งตัวอย่าง คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษาและการประมวลผลเชิงสถิติ	26
3.1 แบบจำลองโครงข้อแข็ง.....	26
3.2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา	28
3.3 กรณีศึกษาและการประมวลผลเชิงสถิติ.....	29
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งตัวอย่างที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ.....	54
4.1 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA	54
4.1.1 อาคารที่มีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วง.....	54
4.1.2 อาคารที่มีจำนวนช่วงเสา 2 ช่วง.....	55
4.2 อัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA	55
4.2.1 อาคารที่มีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วง.....	56
4.2.2 อาคารที่มีจำนวนช่วงเสา 2 ช่วง.....	56
4.3 การกระจายของอัตราส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA	57
4.3.1 อาคารที่มีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วง.....	58
4.3.2 อาคารที่มีจำนวนช่วงเสา 2 ช่วง.....	58
บทที่ 5 ผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งตัวอย่างที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง	102
5.1 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA	102
5.2 อัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA	103
5.3 การกระจายของอัตราส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA	104
บทที่ 6 การเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายของอัตราส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ ระหว่างชั้นของโครงสร้างที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง.....	124
6.1 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA.....	124
6.2 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA.....	125
บทที่ 7 การเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายของอัตราส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA เมื่อโครงสร้างได้รับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหวกรณีต่างๆ.....	151
7.1 โครงสร้างที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ.....	151
7.2 โครงสร้างที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง.....	152

บทที่ 8 สรุปผลและข้อเสนอแนะ	167
8.1 สรุปผล	167
8.2 ข้อเสนอแนะ.....	168
รายการอ้างอิง.....	169
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	171



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

ตาราง	หน้า
ตารางที่ 3.1 คาบธรรมชาติของการสั่นประจำโหมดต่างๆ (T_n) ของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา และ 2 ช่วงเสา.....	33
ตารางที่ 3.2(ก) อัตราส่วนความหน่วงประจำโหมดต่างๆของโครงข้อแข็งที่มีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วง.....	34
ตารางที่ 3.2(ข) อัตราส่วนความหน่วงประจำโหมดต่างๆของโครงข้อแข็งที่มีจำนวนช่วงเสา 2 ช่วง.....	35
ตารางที่ 3.3 รายการความเร่ง ความเร็ว การกระจัดสูงสุดของพื้นดินในทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อน เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน (NFFN).....	36
ตารางที่ 3.4 รายการความเร่ง ความเร็ว การกระจัดสูงสุดของพื้นดินในทิศทางขนานกับรอยเลื่อน เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน (NFFP)	37
ตารางที่ 3.5 รายการความเร่ง ความเร็ว การกระจัดสูงสุดของพื้นดิน เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อน (Soft Soil)	38



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญภาพ

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 2.1 รูปร่างโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรก ของอาคารตัวอย่าง 6 ชั้น	21
รูปที่ 2.2 การกระจายรูปร่างโหมดของแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลสำหรับอาคารตัวอย่าง 6 ชั้น	21
รูปที่ 2.3(ก) แนวคิดการวิเคราะห์เชิงเวลาโดยรูปร่างโหมดของระบบยึดหยุ่น ความอิสระหลายชั้น (Elastic MDF systems): การวิเคราะห์เชิงสถิตของระบบโครงสร้าง	21
รูปที่ 2.3(ข) แนวคิดการวิเคราะห์เชิงเวลาโดยรูปร่างโหมดของระบบยึดหยุ่นความอิสระหลายชั้น (Elastic MDF systems): การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ของระบบที่มีระดับชั้นความเร็ว เท่ากับหนึ่ง.....	21
รูปที่ 2.4(ก) การเคลื่อนที่ตามโหมดรูปร่างที่ชั้นสูงสุดของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 6 ชั้น สำหรับโครงสร้างระบบยึดหยุ่น เมื่อมีแรง $\mathbf{p}_{eff,1}(t) = -\mathbf{s}_1 \ddot{u}_g(t)$ และ $\mathbf{p}_{eff,2}(t) = -\mathbf{s}_2 \ddot{u}_g(t)$ ที่ถูกกระตุ้นโดยคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่ตั้งฉากกับรอยเลื่อน ลำดับที่ 4 (Hyogo-Ken-Nanbu, KB95kobj)	22
รูปที่ 2.4(ข) การเคลื่อนที่ตามโหมดรูปร่างที่ชั้นสูงสุดของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 6 ชั้น สำหรับโครงสร้างระบบไม่ยึดหยุ่น เมื่อมีแรง $\mathbf{p}_{eff,1}(t) = -\mathbf{s}_1 \ddot{u}_g(t)$ และ $\mathbf{p}_{eff,2}(t) = -\mathbf{s}_2 \ddot{u}_g(t)$ ที่ถูกกระตุ้นโดยคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่ตั้งฉากกับรอยเลื่อน ลำดับที่ 4 (Hyogo-Ken-Nanbu, KB95kobj)	22
รูปที่ 2.5(ก) แนวคิดการวิเคราะห์เชิงเวลาโดยกระจายรูปร่างโหมดของระบบไม่ยึดหยุ่น ที่มีดีกรีความอิสระมากกว่าหนึ่ง (Elastic MDF systems): การวิเคราะห์เชิงสถิต ของระบบโครงสร้าง	23
รูปที่ 2.5(ข) แนวคิดการวิเคราะห์เชิงเวลาโดยกระจายรูปร่างโหมดของระบบไม่ยึดหยุ่น ที่มีดีกรีความอิสระมากกว่าหนึ่ง (Elastic MDF systems): การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ ของระบบไม่ยึดหยุ่นที่มีดีกรีความอิสระเท่ากับหนึ่ง	23
รูปที่ 2.6(ก) เส้นความสัมพันธ์แรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) และเส้นความความสัมพันธ์ เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) ที่โหมดที่ n : เส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Idealized Pushover Curve)	23
รูปที่ 2.6(ข) เส้นความสัมพันธ์แรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) และเส้นความความสัมพันธ์ เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) ที่โหมดที่ n : ความสัมพันธ์ระหว่าง $F_{sn}/L_n - D_n$	23
รูปที่ 2.7 เส้นความสัมพันธ์แรงกระทำด้านข้าง (Pushover curves) และคุณสมบัติในแต่ละโหมด (3 โหมดแรก) สำหรับอาคารตัวอย่าง 6 ชั้น	24

รูปที่ 2.8(ก) การเคลื่อนที่ที่ขึ้นบนสุดของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ
 ความสูง 6 ชั้น มีค่า $\mu = 6$ และ $T_1 = T_L$ ถูกกระทำด้วย แรง $p_{eff,n}(t) = -s_n \ddot{u}_g(t)$,
 $n = 1, 2,$ และ 3 เมื่อ $\ddot{u}_g(t)$ เป็นคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่ตั้งฉากกับรอยเลื่อน
 หมายเลข 4(Hyoko-Ken-Nanbu, KB95kobj) โดยวิเคราะห์ด้วยวิธีผลตอบสนองเชิงเวลา
 แบบไม่เชิงเส้นซึ่งผลตอบสนองที่แท้จริงและวิเคราะห์ด้วยวิธี UMRHA 25

รูปที่ 2.8(ข) การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ขึ้นบนสุดของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ
 ความสูง 6 ชั้น มีค่า $\mu = 6$ และ $T_1 = T_L$ ถูกกระทำด้วย แรง $p_{eff,n}(t) = -s_n \ddot{u}_g(t)$,
 $n = 1, 2,$ และ 3 เมื่อ $\ddot{u}_g(t)$ เป็นคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่ตั้งฉากกับรอยเลื่อน
 หมายเลข 4(Hyoko-Ken-Nanbu, KB95kobj) โดยวิเคราะห์ด้วยวิธีผลตอบสนองเชิงเวลา
 แบบไม่เชิงเส้นซึ่งผลตอบสนองที่แท้จริงและวิเคราะห์ด้วยวิธี UMRHA 25

รูปที่ 2.9(ก) รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างตามข้อกำหนดของ FEMA-356 สำหรับอาคารสูง 9 ชั้น
 โดยการกระจายตามลักษณะของโหมดพื้นฐาน(โหมดที่หนึ่ง)..... 26

รูปที่ 2.9(ข) รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างตามข้อกำหนดของ FEMA-356 สำหรับอาคารสูง 9 ชั้น
 โดยการกระจายตามลักษณะของแรงด้านข้างเทียบเท่า..... 26

รูปที่ 2.9(ค) รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างตามข้อกำหนดของ FEMA-356 สำหรับอาคารสูง 9 ชั้น
 โดยการกระจายตามลักษณะของรากที่สองของผลรวมของกำลังสอง..... 26

รูปที่ 2.9(ง) รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างตามข้อกำหนดของ FEMA-356 สำหรับอาคารสูง 9 ชั้น
 โดยการกระจายตามลักษณะของแรงกระจายคงที่..... 26

รูปที่ 3.1 โครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ใช้ในการศึกษา..... 39

รูปที่ 3.2 คาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดพื้นฐาน $T_L=0.028H^{0.8}$ และ $T_U=0.045H^{0.8}$ ซึ่งเท่ากับ
 ค่าเฉลี่ยลบค่า เบียงเบนมาตรฐานเป็นค่าที่ขอบเขตล่าง และค่าเฉลี่ยบวกค่าเบียงเบนมาตรฐาน
 เป็นค่าที่ขอบเขตบน..... 39

รูปที่ 3.3(ก) ตำแหน่งของจุดหมุนพลาสติกในโครงข้อแข็งแบบเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ 40

รูปที่ 3.3(ข) ตำแหน่งของจุดหมุนพลาสติกในโครงข้อแข็งแบบเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง 40

รูปที่ 3.4(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์ดัดและมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกเป็นแบบ
 แข็งเกร็ง-พลาสติก (rigid-plastic) โดยมีค่าสติฟเนสหลังจากการคราก (k_p)
 เท่ากับ 3 เปอร์เซ็นต์ของสติฟเนสยืดหยุ่น (k_e)..... 41

รูปที่ 3.4(ข) สติฟเนสยืดหยุ่นของการหมุนที่ปลายคานภายใต้โมเมนต์ดัดแบบปฏิสมมาตร..... 41

รูปที่ 3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความหน่วง (ζ_n) แบบเรย์เลย์ (Rayleigh damping)
 ของแต่ละโหมดของโครงข้อแข็ง 6 ชั้น ที่มีค่า $T_1 = T_U$ กับความถี่ธรรมชาติ
 ประจำโหมด ω_n 41

รูปที่ 3.6 ความเร่งที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่ตั้งฉากกับรอยเลื่อน (NFFN)..... 42

รูปที่ 3.7 ความเร็วที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่ตั้งฉากกับรอยเลื่อน (NFFN)..... 43

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 3.8 การกระจัดที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่ตั้งฉากกับรอยเลื่อน (NFFN).....	44
รูปที่ 3.9 ความเร่งที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่ขนานกับรอยเลื่อน (NFFP)	45
รูปที่ 3.10 ความเร็วที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่ขนานกับรอยเลื่อน (NFFP)	46
รูปที่ 3.11 การกระจัดที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่ขนานกับรอยเลื่อน (NFFP)	47
รูปที่ 3.12(ก) สเปกตรัมความเร่งเสมือนที่จุดครากที่ทำให้การตอบสนองของระบบ SDF ต่อคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อน (NFFN) มีค่า อัตราส่วนความเหนียวคงที่ μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 ระบบ SDF มีอัตราส่วนสตีเฟนส หลังการคราก $\alpha = 3\%$ และอัตราส่วนความหน่วง $\zeta = 5\%$ สำหรับแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว.....	48
รูปที่ 3.12(ข) สเปกตรัมความเร่งเสมือนที่จุดครากที่ทำให้การตอบสนองของระบบ SDF ต่อคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อน (NFFN) มีค่า อัตราส่วนความเหนียวคงที่ μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 ระบบ SDF มีอัตราส่วนสตีเฟนส หลังการคราก $\alpha = 3\%$ และอัตราส่วนความหน่วง $\zeta = 5\%$ สำหรับค่ามัธยฐานและ เปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 16 และ 84.....	48
รูปที่ 3.13(ก) สเปกตรัมความเร่งเสมือนที่จุดครากที่ทำให้การตอบสนองของระบบ SDF ต่อคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางขนานกับรอยเลื่อน (NFFP) มีค่า อัตราส่วนความเหนียวคงที่ μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 ระบบ SDF มีอัตราส่วนสตีเฟนส หลังการคราก $\alpha = 3\%$ และอัตราส่วนความหน่วง $\zeta = 5\%$ สำหรับแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว.....	49
รูปที่ 3.13(ข) สเปกตรัมความเร่งเสมือนที่จุดครากที่ทำให้การตอบสนองของระบบ SDF ต่อคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางขนานกับรอยเลื่อน (NFFP) มีค่า อัตราส่วนความเหนียวคงที่ μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 ระบบ SDF มีอัตราส่วนสตีเฟนส หลังการคราก $\alpha = 3\%$ และอัตราส่วนความหน่วง $\zeta = 5\%$ สำหรับค่ามัธยฐานและ เปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 16 และ 84.....	49
รูปที่ 3.14(ก) สเปกตรัมการกระจัดที่จุดครากที่ทำให้การตอบสนองของระบบ SDF คลื่นแผ่นดินไหว ระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อน (NFFN) มีค่าอัตราส่วนความเหนียวคงที่ μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 ระบบ SDF มีอัตราส่วนสตีเฟนสหลังการคราก $\alpha = 3\%$ และ อัตราส่วนความหน่วง $\zeta = 5\%$ สำหรับแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว.....	50
รูปที่ 3.14(ข) สเปกตรัมการกระจัดที่จุดครากที่ทำให้การตอบสนองของระบบ SDF คลื่นแผ่นดินไหว ระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อน (NFFN) มีค่าอัตราส่วนความเหนียวคงที่ μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 ระบบ SDF มีอัตราส่วนสตีเฟนสหลังการคราก $\alpha = 3\%$ และ อัตราส่วนความหน่วง $\zeta = 5\%$ สำหรับค่ามัธยฐานและเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 16 และ 84	50

รูปที่ 3.15(ก) สเปกตรัมการกระจัดที่จุดครากที่ทำให้การตอบสนองของระบบ SDF คลื่นแผ่นดินไหว ระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางขนานกับรอยเลื่อน (NFFP) มีค่าอัตราส่วนความเหนียวคงที่ μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 ระบบ SDF มีอัตราส่วนสติเฟนสหลังการคราก $\alpha = 3\%$ และ อัตราส่วนความหน่วง $\zeta = 5\%$ สำหรับแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว.....	51
รูปที่ 3.15(ข) สเปกตรัมการกระจัดที่จุดครากที่ทำให้การตอบสนองของระบบ SDF คลื่นแผ่นดินไหว ระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางขนานกับรอยเลื่อน (NFFP) มีค่าอัตราส่วนความเหนียวคงที่ μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 ระบบ SDF มีอัตราส่วนสติเฟนสหลังการคราก $\alpha = 3\%$ และ อัตราส่วนความหน่วง $\zeta = 5\%$ สำหรับค่ามัธยฐานและเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 16 และ 84	51
รูปที่ 3.16(ก) การเปรียบเทียบสเปกตรัมความเร่งเสมือนของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน (NFFN) หมายเลข 4 (Hyogo-Ken-Nanbu, 1995) กับคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน (LMSR) หมายเลข 1 (Loma Prieta, 1989).....	52
รูปที่ 3.16(ข) การเปรียบเทียบสเปกตรัมความเร็วเสมือนของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน (NFFN) หมายเลข 4 (Hyogo-Ken-Nanbu, 1995) กับคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน (LMSR) หมายเลข 1 (Loma Prieta, 1989).....	52
รูปที่ 3.16(ค) การเปรียบเทียบสเปกตรัมการเสียรูปของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน (NFFN) หมายเลข 4 (Hyogo-Ken-Nanbu, 1995) กับคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน (LMSR) หมายเลข 1 (Loma Prieta, 1989).....	52
รูปที่ 3.17 ความเร่ง ความเร็วและการกระจัดที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อน	53
รูปที่ 4.1 มัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ที่ทำการ วิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับ คลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐาน เท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)	60
รูปที่ 4.2 มัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ที่ทำการ วิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับ คลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐาน เท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)	61
รูปที่ 4.3 มัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ที่ทำการ วิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับ คลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐาน เท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)	62

รูปที่ 4.10 มัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$) 69

รูปที่ 4.11 มัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$) 70

รูปที่ 4.12 มัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$) 71

รูปที่ 4.13 มัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสาและโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสาและมี $\mu = 6$ ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA มีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$) 72

รูปที่ 4.14 มัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสาและโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสาและมี $\mu = 6$ ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA มีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$) 73

รูปที่ 4.15 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีช่วงเสา 1 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$) 74

รูปที่ 4.16 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีช่วงเสา 1 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$) 75

- รูปที่ 7.4 การกระจายความคลาดเคลื่อนค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (δ_{MMPA}) ของ
 โครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับ
 แผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$
 และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)..... 157
- รูปที่ 7.5 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Δ_{MMPA}^*) ของโครงข้อแข็งที่มี
 ลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ประกอบด้วย
 โครงข้อแข็งที่ได้รับกลุ่มคลื่น LMSR และโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวที่บ้านทีกได้
 บนชั้นดินอ่อนกรณีคลื่น ROMANIA, SCTS00E และ BYK โดยมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$
 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$) 158
- รูปที่ 7.6 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Δ_{MMPA}^*) ของโครงข้อแข็งที่มี
 ลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ประกอบด้วย
 โครงข้อแข็งที่ได้รับกลุ่มคลื่น LMSR และโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวที่บ้านทีกได้
 บนชั้นดินอ่อนกรณีคลื่น ROMANIA, SCTS00E และ BYK โดยมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$
 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)..... 159
- รูปที่ 7.7 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Δ_{MMPA}^*) ของโครงข้อแข็งที่มี
 ลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหว
 กลุ่มคลื่น LMSR NFFP และ NFFN โดยมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และมีคาบการสั่นไหวในโหมด
 พื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$) 160
- รูปที่ 7.8 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Δ_{MMPA}^*) ของโครงข้อแข็งที่มี
 ลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหว
 กลุ่มคลื่น LMSR NFFP และ NFFN โดยมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และมีคาบการสั่นไหวในโหมด
 พื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)..... 161
- รูปที่ 7.9 การกระจายความคลาดเคลื่อนค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (δ_{MMPA}) ของ
 โครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับ
 คลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า
 $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหว
 ที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$) 162
- รูปที่ 7.10 การกระจายความคลาดเคลื่อนค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (δ_{MMPA}) ของ
 โครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับ
 คลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า
 $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหว
 ที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$) 163

- รูปที่ 7.11 ความเร่งจำลองที่พื้นดิน (Idealized pulse acceleration) ที่มีลักษณะของการกระตุกโดยมีความการสั่นประจำคลื่นเท่ากับ 1 วินาที..... 164
- รูปที่ 7.12 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และมีค่า $\mu = 6$ ภายหลังจากได้รับคลื่นแผ่นดินไหว NR94rrs และคลื่นแผ่นดินไหวจำลองที่มีลักษณะของการกระตุก (Pulse) ซึ่งทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA โดยมีความการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ชอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$) 165
- รูปที่ 7.13 อัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Δ_{MPA}^*) ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหว NR94rrs ซึ่งเป็นคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อนและคลื่นแผ่นดินไหวจำลองที่มีลักษณะของการกระตุก (Pulse) และมีความการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ชอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$) 166



บทที่ 1

บทนำ

การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารเพื่อคำนวณหาผลตอบสนองต่อคลื่นแผ่นดินไหวที่ถือว่ามีความถูกต้องที่สุด คือ การวิเคราะห์หาผลตอบสนองเชิงเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NL-RHA) เนื่องจากสามารถจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างที่เกิดความเสียหายซึ่งมีการตอบสนองอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น (inelastic) และสามารถหาการตอบสนองของโครงสร้างได้ที่ทุกขณะเวลา แต่วิธีนี้ค่อนข้างมีความยุ่งยากและซับซ้อนในการคำนวณ โดยเฉพาะอย่างยิ่งโครงสร้างอาคารทั่วไปมักมีระดับขั้นความเสรี (degree of freedom) ค่อนข้างมาก การวิเคราะห์ด้วยวิธีนี้จะต้องใช้เวลาในการคำนวณค่อนข้างนาน ดังนั้น เพื่อให้สามารถทำการวิเคราะห์ได้สะดวกและรวดเร็วขึ้น โดยยังคงความถูกต้องของผลการวิเคราะห์ในระดับที่เพียงพอสำหรับประยุกต์ในงานทางวิศวกรรมโยธา จึงได้มีการพัฒนาวิธีการวิเคราะห์ ที่เรียกว่า การวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างเชิงสถิต (Static Pushover Analysis) ซึ่งทำโดยพิจารณาให้มีแรงทางด้านข้างที่มีรูปแบบการกระจายแบบต่างๆ กระทำกับโครงสร้าง โดยรูปแบบการกระจายแรงด้านข้างที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบันคือรูปแบบการกระจายแรงที่เสนอโดย Federal Emergency Management Agency (FEMA-356; ASCE, 2001) Chopra และ Goel (2002) ได้พัฒนาและเสนอวิธีวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด (Modal Pushover Analysis, MPA) และต่อมา Chopra และคณะ (2004) ได้เสนอวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดที่ถูกปรับปรุง (Modified Modal Pushover Analysis, MMPA) ซึ่งประยุกต์จากวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดอีกชั้นหนึ่ง โดยมีสมมติฐานที่เหมือนกันคือ (1) ผลตอบสนองของระบบที่มีหลายระดับขั้นความเสรี (multi-degree of freedom, MDOF) ที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น สามารถแปลงให้อยู่ในรูปของผลตอบสนองของระบบที่มีระดับขั้นความเสรีเดียว (single degree of freedom, SDOF) ได้ โดยถือเสมือนว่าผลตอบสนองเนื่องจากความเกี่ยวโยงกันระหว่างโหมดมีค่าน้อย

งานวิจัยนี้ศึกษาผลตอบสนองของโครงสร้างแข็ง ที่ถูกออกแบบให้มีการกระจายสติเฟเนสและความแข็งแรงของชิ้นส่วนตามมาตรฐานการออกแบบ International Building Code (International Code Council, 2000) โดยทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี MPA และ MMPA ซึ่งเป็นการวิเคราะห์แบบประมาณ แล้วนำผลการวิเคราะห์ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (story drift) ที่ได้มาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA เพื่อเป็นการตรวจสอบความแม่นยำของผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีการวิเคราะห์แบบประมาณทั้งสองวิธี โดยแสดงความคลาดเคลื่อนในวิธี MPA และ MMPA ด้วยอัตราส่วนของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ได้จากวิธี MPA หรือ MMPA กับค่าที่ได้จากวิธี NL-RHA แล้วประมวลผลเชิงสถิติโดยใช้ค่ามัธยฐานและการกระจายของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น นอกจากนี้ยังเปรียบเทียบกับความคลาดเคลื่อนในวิธีแรงกระทำด้านข้างที่ใช้การกระจายแรงตามข้อกำหนดของ FEMA-356 ซึ่งถูกใช้อย่างแพร่หลายในปัจจุบัน โดยในการศึกษานี้ทดลองใช้คลื่นแผ่นดินไหวกรณีต่างๆ ได้แก่ คลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน คลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลรอยเลื่อน และ คลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อน

1.1 งานวิจัยในอดีต

การประเมินผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีวิเคราะห์เชิงสถิตได้มีการศึกษามากมายแล้วในต่างประเทศไม่ว่าจะเป็นการประเมินผลการวิเคราะห์ที่ได้จากการใช้รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างของ FEMA หรือจากวิธี MPA ซึ่งต่างให้ผลการวิเคราะห์ที่มีความถูกต้องในระดับหนึ่ง และจากงานวิจัยในอดีตโดยส่วนใหญ่พบว่า การวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA จะให้ผลการวิเคราะห์ที่มีความถูกต้องสูงกว่าการวิเคราะห์ด้วยรูปแบบการกระจายแรงด้านข้างของ FEMA โดยในงานวิจัยนี้ได้รวมการประเมินผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MMPA ซึ่งเป็นวิธีวิเคราะห์เชิงสถิตที่ได้มีการศึกษาเมื่อไม่นานมานี้ โดยการสมมติให้ผลตอบสนองในโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐานมีการตอบสนองอยู่ในช่วงยืดหยุ่น ซึ่งยังมีการศึกษาค่อนข้างน้อย โดยผลงานวิจัยต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับการประเมินวิธีวิเคราะห์เชิงสถิตทั้งการใช้รูปแบบแรงด้านข้างของ FEMA และการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA รวมถึง วิธี MMPA จะได้นำเสนอต่อไป

1.1.1 งานวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้วิธีแรงกระทำด้านข้าง (Pushover Analysis)

Krawinkler และ Seneviratna (1998) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของโครงข้อแข็งเหล็กความสูง 2, 5, 10, 20, 30 และ 40 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยโครงสร้างถูกออกแบบให้มีความแข็งแรงระดับต่างๆ เพื่อให้ตอบสนองที่ค่าความเหนียวตั้งแต่ 2 ถึง 8 และทำการศึกษาโครงข้อแข็งเหล็กความสูง 4 ชั้น (ที่ได้รับเสียหายจากการเกิดแผ่นดินไหว Northridge) โดยนำมากระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 9 คลื่น จากผลการศึกษาพบว่า การวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างโดยใช้รูปแบบการกระจายแรงตามข้อกำหนดของ FEMA-273 จะให้ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่มีความถูกต้องสูงในกรณีอาคารมีความสูงไม่เกิน 5 ชั้น แต่สำหรับอาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 5 ชั้นขึ้นไปจะพบว่า ผลตอบสนองที่ได้มีความคลาดเคลื่อนมากขึ้น ซึ่งเป็นผลมาจากการตอบสนองในโหมดที่สูงที่เด่นชัดขึ้นในอาคารที่มีความสูงมากกว่า 5 ชั้น

Williams และ Albermani (2003) ได้ทำการศึกษาผลตอบสนองของโครงข้อแข็งด้านทานแรงดัดที่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานและไม่ติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงาน โดยโครงข้อแข็งที่ใช้ศึกษามีความสูง 3, 6 และ 10 ชั้น ทำการวิเคราะห์โครงสร้างโดยคำนึงถึงพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น โดยทำการวิเคราะห์ทั้งวิธีวิเคราะห์เชิงสถิตแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Procedure, NSP) ซึ่งใช้รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างของ FEMA-356 และรูปแบบการกระจายแรงด้านข้างตามรูปร่างโหมด (วิธี MPA) เพื่อเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA ซึ่งถือว่าเป็นวิธีที่ให้ผลตอบสนองที่แท้จริง โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อเปรียบเทียบผลตอบสนองที่เกิดขึ้นระหว่างโครงสร้างอาคารที่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานกับอาคารที่ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานโดยวิธีหาผลตอบสนองโดยการประมาณ จากการศึกษาพบว่า ค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นและข้อมูลของจุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นซึ่งได้จากการวิเคราะห์ด้วยแรงกระทำด้านข้างแบบ FEMA-356 และวิธี MPA ต่างให้ผลตอบสนองที่มีความถูกต้องสูงเมื่อทำการวิเคราะห์กับอาคารทั่วไปที่ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานและมีความสูงไม่มาก โดยวิธี MPA จะให้ผลการวิเคราะห์ที่มีความถูกต้องสูงกว่าวิธีวิเคราะห์ที่ใช้แรงกระทำด้านข้างตามรูปแบบของ FEMA-356 แต่สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานกลับพบว่า ผล

การวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นที่ได้มีความคลาดเคลื่อนเพิ่มมากขึ้นโดยวิธีแรงกระทำด้านข้างเชิงสถิต ให้ผลการวิเคราะห์ในลักษณะให้ค่าน้อยกว่าผลตอบสนองที่แท้จริงที่วิเคราะห์ได้จากวิธี NL-RHA

1.1.2 งานวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้วิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมด (Modal Pushover Analysis, MPA)

Chintanapakdee และ Chopra (2003) ได้ทำการศึกษาค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นและค่าการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งเหล็กด้านทานแรงดัดที่มีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น โดยออกแบบให้มีความแข็งแรงระดับต่างๆ เพื่อให้ตอบสนองที่ความเหนียวเท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 เมื่อได้รับแผ่นดินไหวระยะไกลรอยเลื่อน (ระยะห่างจากรอยเลื่อนระหว่าง 13 ถึง 30 กิโลเมตร) จำนวน 20 คลื่น โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA แล้วนำผลการวิเคราะห์ที่ได้มาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA ซึ่งถือว่าเป็นค่าแท้จริง โดยแสดงความคลาดเคลื่อนในรูปของค่ามัธยฐานของอัตราส่วนระหว่างผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MPA กับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA จากการศึกษาพบว่า ถ้าพิจารณาผลตอบสนองของโครงสร้างที่รวมผลของ 2 หรือ 3 โหมดแรก จะได้ผลการวิเคราะห์สอดคล้องกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA โดยความคลาดเคลื่อนและการกระจายของความคลาดเคลื่อนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อความสูงของโครงข้อแข็งและระดับความเหนียวของการตอบสนองเพิ่มขึ้น ซึ่งเป็นผลมาจากการตอบสนองของโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐานมีส่วนร่วมเพิ่มขึ้นเมื่อโครงข้อแข็งมีความสูงเพิ่มขึ้น (คาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเพิ่มขึ้น) นอกจากนี้ยังพบว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response Spectrum Analysis, RSA) สำหรับโครงข้อแข็งที่มีพฤติกรรมยืดหยุ่น (elastic) มักจะให้ผลการวิเคราะห์ที่น้อยกว่าค่าแท้จริงที่ได้จากการวิเคราะห์เชิงเวลา (Response History Analysis, RHA) และความคลาดเคลื่อนยังมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐาน (หรือความสูง) ที่เพิ่มขึ้น ในขณะที่ความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนในการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดของระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมในช่วงไม่ยืดหยุ่นจะมีค่ามากกว่าระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมยืดหยุ่น

Goel และ Chopra (2004) ได้ทำการศึกษาผลตอบสนองของอาคารโครงสร้างเหล็กที่ใช้ในโครงการศึกษาของกลุ่ม Structural Engineers Association of California (SEAO), the Applied Technology Council (ATC), และ Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREE) หรือ SAC (Gupta และ Krawinkler, 1999) ซึ่งประกอบด้วยโครงข้อแข็งเหล็กที่มีความสูง 9 ชั้นและ 20 ชั้น ออกแบบตามเทศบัญญัติของเมืองลอสแอนเจลิส ซีแอตเติล และ บอสตัน ประเทศสหรัฐอเมริกา โดยให้อาคารได้รับคลื่นแผ่นดินไหวจากแหล่งที่สอดคล้องกับเมืองนั้น และแบ่งเป็น 2 กรณีสำหรับความน่าจะเป็นที่จะเกิดคลื่นที่รุนแรงเทียบเท่าหรือสูงกว่าไม่เกิน 2 และ 10 เปอร์เซ็นต์ในรอบ 50 ปี หรือมีคาบย้อนกลับ 2475 และ 475 ปี ตามลำดับ (Somerville และคณะ, 1997) ในแต่ละกรณีใช้กลุ่มคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มละ 20 คลื่น ซึ่งการศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อ ประเมินความถูกต้องและความเหมาะสมของวิธี MPA โดยเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้กับวิธี NL-RHA และกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างโดยใช้รูปแบบการกระจายแรงของ FEMA-356 จากการศึกษาค่าการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MPA โดยพิจารณาเฉพาะ 3 โหมดแรก พบว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้มีความถูกต้องสูง และเมื่อเปรียบเทียบกับความคลาดเคลื่อนในวิธีแรงกระทำด้านข้างตาม

รูปแบบการกระจายแรงของ FEMA-356 พบว่าวิธี MPA ให้ผลการวิเคราะห์ที่มีความถูกต้องสูงกว่าวิธีของ FEMA-356

Yu และคณะ (2004) ได้ทำการประเมินความถูกต้องของการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงสถิตแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Procedure, NSP) ซึ่งอาคารที่ใช้ทำการศึกษาเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 13 ชั้น โดยรอบอาคารประกอบด้วยโครงข้อแข็งเหล็กด้านทานแรงคัต (SMRF) โดยโครงข้อแข็งมีคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดที่หนึ่ง สอง และสาม เท่ากับ 3.05 1.06 และ 0.63 วินาที รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างของอาคารตัวอย่างใช้ตามข้อกำหนดของ FEMA-356 และวิธี MPA โดยนำผลการวิเคราะห์ที่ได้จากทั้งสองวิธีมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA ซึ่งถือว่าเป็นผลตอบสนองที่แท้จริง โดยให้โครงสร้างได้รับคลื่นแผ่นดินไหว จำนวน 20 คลื่น ซึ่งผลตอบสนองที่พิจารณาได้แก่ การหมุนของจุดหมุนพลาสติก การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น และการเคลื่อนที่ของพื้นที่ชั้นต่างๆ จากผลการศึกษาพบว่า ผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MPA มีความถูกต้องสูงกว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้จากรูปแบบการกระจายแรงของ FEMA-356

Goel (2004) ได้ทำการศึกษาผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 13 ชั้น ที่ได้รับความเสียหายจากคลื่นแผ่นดินไหว Northridge เมื่อปี ค.ศ.1994 โดยมีการบันทึกค่าการเคลื่อนที่ของพื้นที่ชั้นที่ 1 ชั้นที่ 6 และชั้นที่ 12 ซึ่งเป็นข้อมูลที่บันทึกได้จริงขณะอาคารได้รับคลื่นแผ่นดินไหว Northridge โดยใช้ข้อมูลที่บันทึกได้นี้เป็นผลตอบสนองที่แท้จริงเพื่อเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากแบบจำลอง โดยการนำอาคารตัวอย่างดังกล่าวมาวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตโดยใช้รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างตามข้อกำหนดของ FEMA-356 และวิธี MPA โดยพิจารณารวมผลตอบสนองของอาคารตัวอย่างเฉพาะ 3 โหมดแรก จากการศึกษาพบว่าผลตอบสนองต่างๆ ที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี MPA เช่น ค่าการเคลื่อนที่ของพื้นที่ชั้น ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น และการหมุนของจุดหมุนพลาสติก มีการตอบสนองอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น ซึ่งเป็นสภาวะที่อาคารเกิดความเสียหายตรงกับข้อมูลที่เกิดขึ้นจริง และยังพบอีกว่าการประมาณค่าการเคลื่อนที่ของพื้นที่และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณได้จากวิธีแรงกระทำด้านข้างตามรูปแบบแรงของ FEMA-356 และวิธี MPA ให้ผลตอบสนองใกล้เคียงกับค่าที่บันทึกได้ระหว่างเกิดแผ่นดินไหวจริง การเปรียบเทียบผลที่ได้นี้แสดงให้เห็นว่า วิธีการวิเคราะห์ทั้งสองรูปแบบให้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นจริง ทั้งนี้เป็นผลมาจากอาคารตัวอย่างมีการตอบสนองในโหมดหนึ่งเป็นหลัก โดยมีผลจากโหมดอื่นเป็นสัดส่วนน้อยมาก

1.1.3 งานวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้วิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมดที่ถูกปรับปรุง (Modified Modal Pushover Analysis, MMPA)

Chopra และคณะ (2004) ได้ทำการศึกษาผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง SAC ที่มีความสูง 9 ชั้น และ 20 ชั้นและโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสาที่มีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งถูกออกแบบให้มีความแข็งแรงระดับต่างๆ เพื่อให้ตอบสนองที่ความเหนียว (μ) เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 โดยให้โครงสร้างได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกรณี Large Magnitude Small distance Record (LMSR) ที่มีความรุนแรงขนาด 6.6 ถึง 6.9 จำนวน 20 คลื่น โดยทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี MPA และ MMPA แล้วนำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA ซึ่งถือเป็นผลการวิเคราะห์ที่แท้จริง โดยประเมินความถูกต้องของผลการวิเคราะห์

ด้วยหลักการทางสถิติ จากการศึกษาพบว่า ความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA มีแนวโน้มคล้ายกับความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MPA โดยค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA จะมีค่ามากกว่าค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MPA โดยความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MPA และ MMPA ต่างมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามความสูงของและคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานของโครงข้อแข็งที่เพิ่มขึ้น รวมทั้งเมื่อโครงข้อแข็งมีค่า μ เพิ่มขึ้น (ความแข็งแรงของโครงข้อแข็งลดลง)

1.2 วัตถุประสงค์

1. ประเมินความถูกต้องและการกระจายของความคลาดเคลื่อนของวิธี MPA และ MMPA เมื่อโครงสร้างได้รับคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน
2. เปรียบเทียบความถูกต้องของวิธี MPA และ MMPA กรณีที่โครงสร้างมีลักษณะเสาแข็ง-คานอ่อนกับกรณีเสาอ่อน-คานแข็ง
3. ประเมินความถูกต้องของวิธี MPA และ MMPA โดยใช้โครงข้อแข็งสมมติที่มี 1 และ 2 ช่วงเสา เพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับจำนวนช่วงเสาที่เพิ่มขึ้น
4. ประเมินความถูกต้องของวิธี MPA และ MMPA เมื่อโครงสร้างได้รับคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อน (แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน)

1.3 ขอบเขตการศึกษา

งานวิจัยนี้ต้องการศึกษาความถูกต้องและความน่าเชื่อถือของผลการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงกระทำอันเนื่องมาจากคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน ทิศทางตั้งฉากและขนานกับรอยเลื่อน โดยมีระยะห่างจากรอยเลื่อนไม่เกิน 15 กิโลเมตร กลุ่มละ 15 คลื่น และคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลรอยเลื่อนกรณีคลื่น LMSR จำนวน 20 คลื่น รวมถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อนจำนวน 3 คลื่น ทำการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารด้วยวิธี MPA และวิธี MMPA ซึ่งในงานวิจัยนี้จะพิจารณาเป็นโครงข้อแข็งแบบ 2 มิติ ที่มีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น โดยออกแบบให้มีค่า μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 และมีคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง (T_L) และคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน (T_U) โดยไม่คำนึงผลของการบิดของโครงสร้าง โดยโครงข้อแข็งเหล่านี้ถูกออกแบบให้มีการกระจายสถิติเฟสที่ทำให้ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีค่าเท่ากันทุกชั้นเมื่อถูกกระทำด้วยแรงด้านข้างที่มีรูปแบบการกระจายแรงตามข้อเสนอของ International Building Code (IBC 2000)

งานวิจัยนี้ได้นำไปโปรแกรมคอมพิวเตอร์ DRAIN 2DX มาช่วยในการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของโครงสร้างเมื่อได้รับคลื่นแผ่นดินไหวซึ่งสามารถวิเคราะห์ได้ทั้งวิธีแรงกระทำด้านข้าง (Pushover analysis) และวิธีผลตอบสนองเชิงเวลาแบบไม่เชิงเส้น (NL-RHA) ซึ่งเป็นผลการวิเคราะห์ที่ถือว่าเป็นคำตอบแท้จริง

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาผลตอบสนองของโครงข้อแข็งเมื่อได้รับแรงแผ่นดินไหวกรณีแตกต่างกัน โดยกำหนดให้โครงข้อแข็งที่ใช้ทำการศึกษา มีความสูงและความแข็งแรง (μ) แตกต่างกัน โดยเน้นไปที่คลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน (Near-fault ground motions) ซึ่งเป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่มีการกระตุก (Pulse) อย่างรุนแรง เพื่อเป็นการตรวจสอบความถูกต้องของผลการวิเคราะห์ รวมถึงข้อจำกัดต่างๆ ของวิธี MPA และวิธี MMPA เพื่อให้เกิดความเข้าใจถึงขั้นตอนและสมมติฐานของวิธีการวิเคราะห์ที่ให้ค่าโดยประมาณ และความเหมาะสมในการเลือกใช้วิธี MPA และ MMPA ในการวิเคราะห์โครงสร้างเมื่อได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกรณีที่แตกต่างกัน นอกจากนี้ยังได้ศึกษาผลการวิเคราะห์โครงสร้างเมื่อได้รับคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อน เพื่อให้ทราบถึงแนวโน้มความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่ตั้งอยู่ในบริเวณที่เป็นชั้นดินอ่อนเช่น พื้นที่ในเขตกรุงเทพมหานคร



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 2

การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

การวิเคราะห์หาค่าผลตอบสนองเชิงเวลา (Response History Analysis, RHA) ของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic) และไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) เป็นการวิเคราะห์โดยตรงจากสมการเคลื่อนที่ของโครงสร้างเมื่อได้รับคลื่นแผ่นดินไหวโดยอยู่ในรูปสมการเชิงอนุพันธ์ การวิเคราะห์จึงเกี่ยวข้องกับการหาปริพันธ์ (Integration) ของเวลาซึ่งมีความยุ่งยากซับซ้อนและใช้เวลาคำนวณนานหากโครงสร้างมีขนาดใหญ่ ทำให้มีการศึกษาและพัฒนาหาวิธีวิเคราะห์แบบประมาณที่สะดวกและง่ายขึ้น โดยพิจารณาให้แรงแผ่นดินไหวที่มากระทำกับโครงสร้างเป็นแรงสถิต ซึ่งในปัจจุบันวิธีการวิเคราะห์ดังกล่าวนิยมใช้กันอย่างแพร่หลายได้แก่ วิธีแรงสถิตเทียบเท่าโดยใช้รูปแบบการกระจายแรงของ FEMA และวิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมด (Modal pushover analysis, MPA) โดยเมื่อไม่นานมานี้ได้มีการศึกษาวิธีการวิเคราะห์เชิงสถิตรูปแบบใหม่คือ วิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมดที่ถูกรับปรุง (Modified modal pushover analysis, MMPA) ซึ่งในบทนี้จะกล่าวถึงทฤษฎีต่างๆที่เกี่ยวข้องโดยมีเนื้อหาดังต่อไปนี้

2.1 ระบบอาคารหลายชั้นที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic Multistory Buildings)

2.1.1 การวิเคราะห์หาค่าผลตอบสนองเชิงเวลา (Response History Analysis, RHA)

สมการการเคลื่อนที่เชิงอนุพันธ์สำหรับอาคารหลายชั้นโดยมีความเร่งที่พื้นดิน $\ddot{u}_g(t)$

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

โดยที่ \mathbf{u} เป็น เวกเตอร์การเคลื่อนที่ด้านข้างทั้งหมด N ชั้น เทียบกับพื้นดิน \mathbf{m} , \mathbf{c} , \mathbf{k} และ \mathbf{t} เป็นเมทริกซ์มวล เมทริกซ์ตัวหน่วงแบบคลาสสิก สติฟเนสเมทริกซ์ และอินฟลูเอนซ์เวกเตอร์ตามลำดับ

ด้านขวาของสมการที่ 2.1 เป็นแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลที่กระทำกับระบบโครงสร้าง ซึ่งสามารถเขียนอยู่ในรูปของแรงภายนอกได้ดังนี้

$$\mathbf{p}_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.2)$$

ขนาดของแรงแผ่นดินไหวในแต่ละชั้นมีค่าเท่ากับเวกเตอร์มวลชั้น $\mathbf{s} = \mathbf{m}\mathbf{1}$ คูณกับความเร่งที่พื้นดิน $\ddot{u}_g(t)$ ซึ่งกระจายอยู่ในรูปผลรวมของแรงเฉื่อย \mathbf{s}_n ตามโหมดต่างๆดังนี้

$$\mathbf{m}\mathbf{1} = \sum_{n=1}^N \mathbf{s}_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n \quad (2.3)$$

โดยที่ ϕ_n เป็นโหมดรูปร่างของคาบการสั่นไหวที่ n (รูปที่ 2.1 และ 2.2) และ

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad L_n = \phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{1} \quad M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n \quad (2.4)$$

ดังนั้น แรงประสิทธิผลของแผ่นดินไหวสามารถเขียนเป็น

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{p}_{\text{eff},n}(t) = \sum_{n=1}^N -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.5)$$

โดยค่า s_n และ $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$ ตามโหมดต่างๆมีค่าเท่ากับ

$$s_n = \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n \quad (2.6 \text{ ก})$$

$$\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t) = -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.6 \text{ ข})$$

ดังนั้นผลตอบสนองของระบบที่มีระดับชั้นความเสริมากกว่าหนึ่ง (MDF) ตามสมการที่ 2.1 สามารถจัดรูปใหม่ได้ดังนี้

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = -\mathbf{s}_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.7)$$

แทนค่า \mathbf{u} จากสมการที่ 2.8 ลงในสมการที่ 2.7 และ เวกเตอร์ของการเคลื่อนที่ \mathbf{u} สามารถแสดงให้อยู่ในรูปของพิกัดโหมดและโหมดรูปร่างได้ดังนี้

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{u}_n(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2.8)$$

อาศัยคุณสมบัติของออร์โทโกแนลลิตี จะได้พิกัดโหมด (Modal coordinate, $q_n(t)$) อยู่ในรูปของสมการ

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.9)$$

โดยที่ ω_n เป็นความถี่ธรรมชาติเชิงมุม (Angular natural frequency) และ ζ_n เป็นอัตราส่วนความหน่วง (Modal damping ratio) ในโหมดที่ n

จากสมการที่ 2.9 เมื่อนำค่า Γ_n มารวมโดยตลอดจะได้สมการที่อยู่ในรูปสมการความเร่งดังนี้

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.10)$$

โดยที่ $q_n(t) = \Gamma_n D_n(t)$ (2.11)

นำสมการที่ 2.11 แทนลงในสมการที่ 2.8 จะได้ค่าการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นที่ N เท่ากับ

$$\mathbf{u}_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (2.12)$$

ซึ่งผลตอบสนองต่างๆ $r(t)$ เช่น การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story drift) หรือแรงภายในโครงสร้าง สามารถคำนวณได้โดย

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (2.13)$$

โดยที่ r_n^{st} เป็นผลตอบสนองเชิงสถิตของโหมดที่ n เมื่อมีแรงภายนอก s_n มากระทำโดยมีความเร่งเท่ากับ

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (2.14)$$

โดยที่ $A_n(t)$ เป็นความเร่งเสมือน (Pseudo-acceleration) ของระบบที่มีระดับชั้นความถี่เท่ากับหนึ่ง (SDF) ในโหมดที่ n ซึ่งแสดงในรูปที่ 2.3

สมการที่ 2.12 และ 2.13 ให้นำค่าผลตอบสนองของระบบที่มีระดับชั้นความถี่มากกว่าหนึ่ง (MDF) โดยเสมือนถูกกระทำโดยแรงภายนอก $\mathbf{p}_{eff,n}(t)$ ดังนั้น ผลตอบสนองทั้งหมดของโครงสร้างจะหาได้จากการรวมผลตอบสนองเนื่องจากแรง $\mathbf{p}_{eff}(t)$ ของทุกโหมดดังนี้

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{u}_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (2.15)$$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (2.16)$$

สมการที่กล่าวมาเป็นการวิเคราะห์โดยวิธีผลตอบสนองเชิงเวลา ที่แยกตามโหมดต่างๆ โดยสมการที่ 2.9 เป็นสมการการเคลื่อนที่ของแต่ละโหมด สมการที่ 2.12 และ 2.13 เป็นการหาผลตอบสนองของโหมดที่ n สมการที่ 2.15 และ 2.16 เป็นการรวมผลตอบสนองของโหมดทุกโหมด เพื่อหาผลตอบสนองรวมเนื่องจากผลของโหมดต่างๆ

โดยหลักการพื้นฐานของการกระจายโหมดตามที่กล่าวมานี้ ได้นำมาใช้ประยุกต์กับวิธีวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองโดยการประมาณ ซึ่งเรียกว่า วิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมด (Modal pushover analysis, MPA) ซึ่งจะได้กล่าวต่อไป

2.1.2 การวิเคราะห์หาผลตอบสนองเชิงสเปกตรัม (Response Spectrum Analysis, RSA)

ผลตอบสนองสูงสุด r_o ของระบบโครงสร้างที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหว สามารถประมาณได้จากวิธีผลตอบสนองเชิงสเปกตรัม โดยมีจุดประสงค์เพื่อลดความยุ่งยากจากวิธีผลตอบสนองเชิงเวลา วิธีนี้เป็นการหาผลตอบสนองสูงสุดในแต่ละโหมดจากเส้นผลตอบสนอง ดังสมการ

$$r_{no} = r_n^{ff} A_n \quad (2.17)$$

โดยที่ A_n เป็นความเร่งเสมือน (Pseudo-acceleration) ของระบบที่มีระดับชั้นความเร็วเท่ากับหนึ่งในโหมดที่ n ซึ่งขึ้นอยู่กับ คาบการสั่นธรรมชาติ ($T_n = 2\pi / \omega_n$) และอัตราส่วนความหน่วง (ζ_n) โดยผลตอบสนองรวมสูงสุดคำนวณได้จากการรวมผลตอบสนองของทุกโหมดด้วยวิธีรากที่สองของผลรวมของกำลังสอง (Square-Root-of-Sum-of-Squares, SRSS) หรือ CQC (Complete quadratic combination) ซึ่งในงานวิจัยนี้จะใช้วิธี SRSS ซึ่งเป็นวิธีที่ให้ตอบสนองรวมใกล้เคียงผลตอบสนองที่แท้จริงและไม่ยุ่งยากซับซ้อน โดยมีรูปสมการดังนี้

$$r_o \approx \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (2.18)$$

2.1.3 การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแยกโหมด (Modal Pushover Analysis, MPA)

วิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมดคล้ายกับวิธีผลตอบสนองเชิงสเปกตรัม โดยอาศัยหลักการเดียวกันคือการวิเคราะห์ผลตอบสนองโดยพิจารณาแยกตามโหมดต่างๆ ซึ่งวิธีการวิเคราะห์ทั้งสองวิธีนี้สามารถวิเคราะห์หาผลตอบสนองสูงสุดได้โดยให้โครงสร้างถูกกระทำด้วยแรงสถิต

$$\mathbf{f}_{no} = \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n A_n \quad (2.19)$$

ซึ่งจะทำให้ได้ผลตอบสนองสูงสุดในโหมดที่ n (r_{no}) ที่มีค่าเท่ากับผลตอบสนองสูงสุดที่ได้จากสมการที่ 2.17 หรือสามารถหาผลตอบสนองสูงสุดในโหมดที่ n ได้จากการกำหนดให้มีแรงด้านข้างกระทำตลอดความสูงของอาคารซึ่งมีค่าเท่ากับ

$$\mathbf{s}_n^* = \mathbf{m} \phi_n \quad (2.20)$$

โดยโครงสร้างจะถูกผลักดันด้วยแรง s_n^* จนกระทั่งค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นสูงสุดมีค่าเท่ากับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในโหมดที่ n (u_{rno}) ซึ่งจากสมการที่ 2.12 จะได้ค่าการเคลื่อนที่ของชั้นสูงสุดในโหมดที่ n มีค่าเท่ากับ

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_n D_n \quad (2.21)$$

โดยที่ $D_n = A_n / \omega_n^2$ ซึ่งค่า A_n และ D_n สามารถหาได้จากเส้นผลตอบแทนของเชิงสเปกตรัม

การหาผลตอบแทนสูงสุดของทั้งระบบ สามารถหาได้จากการวิเคราะห์ผลตอบแทนสูงสุดในแต่ละโหมด (r_{no}) ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมด และรวมผลตอบแทนของแต่ละโหมดเข้าด้วยกันด้วยสมการที่ 2.18

2.2 ระบบอาคารหลายชั้นที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น (Inelastic Multistory Buildings)

2.2.1 การวิเคราะห์หาผลตอบแทนที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นเชิงเวลา (Nonlinear Response History Analysis, NL-RHA)

เมื่อมีแรงด้านข้างมากกระทำกับโครงสร้างอาคาร เส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับการเคลื่อนที่ในช่วงเริ่มต้นจะมีลักษณะเป็นเส้นตรงซึ่งจะมีการตอบสนองอยู่ในช่วงยืดหยุ่น แต่หลังจากมีการเพิ่มแรงผลักดันจนกระทั่งระบบโครงสร้างอาคารเกิดการคราก ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับการเคลื่อนที่จะมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรงและหากแรงมีการเปลี่ยนทิศทางในการเคลื่อนที่แบบกลับไปกลับมา จะพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับการเคลื่อนที่จะมีลักษณะเป็นวงรอบ ซึ่งแรงด้านการเสียรูปนี้จะขึ้นอยู่กับ การเคลื่อนที่ในขณะเวลาที่ผ่านมาและทิศทางของความเร็ว ดังนั้นแรงด้านการเสียรูปจึงเป็นฟังก์ชันไม่เชิงเส้นของการเคลื่อนที่ (\mathbf{u}) และทิศทางของความเร็ว ($\text{sign } \dot{\mathbf{u}}$)

$$\mathbf{f}_s = \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \text{sign } \dot{\mathbf{u}}) \quad (2.22)$$

แทนค่าสมการที่ 2.22 ในสมการของการเคลื่อนที่ (สมการที่ 2.1) จะได้

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \text{sign } \dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2.23)$$

โดยการหาผลตอบแทนที่ได้จากการแก้สมการที่ 2.23 ซึ่งเป็นสมการที่มีความเกี่ยวโยงกันจะได้ผลตอบแทนที่แท้จริง (Exact response)

ถึงแม้การวิเคราะห์แบบแยกโหมดจะไม่สามารถนำมาใช้กับระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นได้ แต่ก็สามารถใช้เป็นแนวทางในการจัดรูปสมการที่ 2.23 ให้อยู่ในรูปของพิกัดโหมดเช่นเดียวกับระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นได้ เมื่อระบบโครงสร้างถูกกระตุ้นให้มีการสั่นสะเทือนขนาดเล็ก (การตอบสนองอยู่

ในช่วงยืดหยุ่น) คุณสมบัติพื้นฐานของการสั่นสะเทือนเช่น ค่าสถิติเนต ระบบมวล และความหน่วงของทั้งสองระบบโครงสร้างต่างยังคงมีค่าเท่ากัน ซึ่งสามารถจัดให้อยู่ในรูปพิกัดโหมดได้โดยกำหนดให้

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2.24)$$

นำสมการที่ 2.24 แทนลงในสมการที่ 2.23 และคูณตลอดด้วย ϕ_n^T พร้อมทั้งจัดรูปใหม่โดยอาศัยคุณสมบัติออร์โทโกเนลลิตี (Orthogonality) จะได้

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (2.25)$$

โดยที่
$$F_{sn} = F_{sn}(\mathbf{q}, \text{sign } \dot{\mathbf{q}}) = \phi_n^T \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \text{sign } \dot{\mathbf{u}}) \quad (2.26)$$

ซึ่งสมการที่ 2.25 เป็นสมการการเคลื่อนที่ในรูปของพิกัดโหมดที่ n ของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นซึ่งยังคงประกอบไปด้วยตัวแปรในรูปของพิกัดโหมดจำนวน N ตัวแปร เนื่องจากยังคงมีความเกี่ยวข้องกัน (Coupled) ในส่วนของแรงต้านทาน ดังนั้นการหาค่า $\mathbf{u}(t)$ โดยการแก้สมการที่ 2.25 เพื่อหาค่า $q_n(t)$ แล้วแทนค่า $q_n(t)$ นี้ลงในสมการที่ 2.24 จะยังคงได้ผลตอบสนองของ $\mathbf{u}(t)$ เหมือนกับค่า $\mathbf{u}(t)$ ที่ได้จากการแก้สมการที่ 2.23 โดยตรง

2.2.2 การวิเคราะห์หาผลตอบสนองเชิงเวลาโดยแยกโหมดเป็นอิสระ (Uncoupled Modal Response History Analysis, UMRHA)

พิจารณาสมการที่ 2.25 หากสมมติให้ผลตอบสนองในโหมดอื่นๆ เนื่องจากความเกี่ยวข้องกันมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับผลตอบสนองในโหมดที่ n แล้ว การหาผลตอบสนองในรูปพิกัดโหมดอาจสมมติให้ไม่ต้องคำนึงถึงผลของความเกี่ยวข้องกันของพิกัดโหมดอื่นๆที่ไม่ใช่พิกัดโหมดที่ n ซึ่งจะนำไปสู่วิธีการหาผลตอบสนองที่แต่ละโหมดแยกเป็นอิสระจากกันและจะทำให้สมการที่ 2.25 ซึ่งมีจำนวน N ตัวแปรเหลือตัวแปรเพียง 1 ตัวคือ q_n โดยจะเรียกวิธีนี้ว่า การวิเคราะห์หาผลตอบสนองเชิงเวลาโดยแยกโหมดเป็นอิสระ (UMRHA)

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(\mathbf{u}, \text{sign } \dot{\mathbf{u}}) = -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.27)$$

หากโครงสร้างมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น การตอบสนองต่อแรงกระทำ s_n ตามสมการที่ 2.27 จะตอบสนองอยู่ในโหมดที่ n เท่านั้น แต่หากมีการตอบสนองเกินขีดจำกัดยืดหยุ่นแล้ว การตอบสนองต่อแรงภายนอกที่มีรูปแบบ s_n จะมีผลตอบสนองในโหมดอื่นๆด้วย ทั้งนี้เนื่องจากความเกี่ยวข้องกันของโครงสร้างในสภาวะที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น

วิธี UMRHA มีสมมติฐานว่า ระบบสมการทั้ง n สมการนั้นไม่มีความเกี่ยวข้องกัน ทำให้การตอบสนองต่อแรงภายนอก s_n สามารถพิจารณาได้โดยคำนวณการตอบสนองของระบบที่มีระดับขึ้นความเร็วเท่ากับหนึ่งที่มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น สำหรับโหมดที่ n

รูปที่ 2.4(ก) และ 2.4(ข) แสดงค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นที่ยื่นบนสุดของโครงข้อแข็งความสูง 6 ชั้น เมื่อได้รับคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ทิศตั้งฉากกับรอยเลื่อน โดยออกแบบให้โครงสร้างเป็นแบบยืดหยุ่นและแบบที่มีค่า μ เท่ากับ 6 โดยมีค่า $T_1 = T_L$ (วิธีการออกแบบจะกล่าวต่อไปในบทที่ 3) ทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี NL-RHA (สมการที่ 2.27) โดยทำการแยกผลตอบสนองที่ได้ออกเป็นโหมดต่างๆ จากการวิเคราะห์พบว่า เมื่อโครงข้อแข็งที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นได้รับแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลประจำโหมด $p_{eff,1}(t)$ และ $p_{eff,2}(t)$ ผลตอบสนองที่เกิดขึ้นจะปรากฏเฉพาะในโหมดเดียวกันกับโหมดของแรงที่กระทำเท่านั้น ดังรูปที่ 2.4(ก) ซึ่งแสดงถึงความไม่เกี่ยวเนื่องกันตามคุณสมบัติของออร์โทโกแนลิตี แต่สำหรับผลตอบสนองของโครงข้อแข็งที่ถูกออกแบบให้มีค่า μ เท่ากับ 6 ดังรูปที่ 2.4(ข) จะพบว่า เมื่อโครงสร้างได้รับแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลประจำโหมด $p_{eff,1}(t)$ ผลตอบสนองที่เกิดขึ้นจะปรากฏในโหมดที่หนึ่ง โหมดที่สอง และ โหมดที่สาม ทั้งนี้เนื่องจากโครงสร้างเกิดการครากขึ้น ส่งผลให้มีความเกี่ยวข้องกันของผลตอบสนองในโหมดต่างๆ ซึ่งไม่สามารถใช้คุณสมบัติออร์โทโกแนลิตีได้ โดยเมื่อสังเกตรูปที่ 2.4(ข) จะพบว่าค่าสูงสุดของการเคลื่อนที่ที่พื้นที่ยื่นบนสุดในโหมดที่สองและโหมดที่สามเมื่อเทียบกับในโหมดที่หนึ่งมีค่าเท่ากับ 2.5 เปอร์เซ็นต์ และ 0.26 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ ในทำนองเดียวกันเมื่อโครงสร้างได้รับแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลประจำโหมด $p_{eff,2}(t)$ ก็จะมีผลให้โครงสร้างเกิดการครากขึ้น ทำให้เกิดการตอบสนองในโหมดที่หนึ่งและโหมดที่สาม โดยมีค่าสูงสุดของการเคลื่อนที่ที่พื้นที่ยื่นบนสุดในโหมดที่หนึ่งและโหมดที่สามเมื่อเทียบกับในโหมดที่สองมีค่าเท่ากับ 56 เปอร์เซ็นต์ และ 12 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ

การประมาณผลตอบสนองของโครงสร้างที่ถูกกระตุ้นด้วยแรง $p_{eff,n}(t)$ ในสมการที่ 2.25 และ 2.26 อาจทำได้โดยสมมติให้ผลตอบสนองเนื่องจากความเกี่ยวข้องกันในโหมดอื่นๆที่ไม่ใช่โหมดที่ n มีค่าน้อยมาก (ดังตัวอย่างในรูปที่ 2.4) และไม่ต้องคำนึงถึงผลของความเกี่ยวเนื่องนี้ จะทำให้มีตัวแปรในสมการที่ 2.25 และ 2.26 เพียง 1 ตัวแปรคือ q_n ซึ่งสามารถจัดรูปตัวแปรในสมการที่ 2.26 ได้เป็น

$$F_{sn} = F_{sn}(q_n, \text{sign } \dot{q}_n) = \phi_n^T \mathbf{f}_s(q_n, \text{sign } \dot{q}_n) \quad (2.28)$$

โดยการแปลงสมการที่ 2.25 ให้อยู่ในพจน์ $D_n(t)$ ด้วยสมการที่ 2.11 จะได้

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.29)$$

และ

$$F_{sn} = F_{sn}(D_n, \text{sign } \dot{D}_n) = \phi_n^T \mathbf{f}_s(D_n, \text{sign } \dot{D}_n) \quad (2.30)$$

สมการที่ 2.29 เป็นสมการของการเคลื่อนที่ในโหมดใดๆของระบบที่มีระดับชั้นความถี่เท่ากับหนึ่งที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นซึ่งประกอบด้วย (1) ความถี่ธรรมชาติ (ω_n) และอัตราส่วนความหน่วง (ζ_n) ที่โหมดใดๆ (2) ระบบมวลประจำโหมด และ (3) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทาน (F_m / L_n) กับพิกัดโหมดรูปร่าง (D_n) ซึ่งหาได้จากสมการที่ 2.30

จะสังเกตว่าสมการที่ 2.25 เป็นสมการที่ใช้หามลตบสนองของระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นได้โดยตรงแต่การหามลตบสนองด้วยสมการที่ 2.29 จะให้ความสะดวกกว่าเพราะสมการที่ 2.29 เป็นสมการที่ใช้หามลตบสนองสูงสุดของค่า $D_n(t)$ ของระบบที่มีระดับชั้นความถี่เท่ากับหนึ่ง (SDF) เมื่อได้รับคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความเร่งที่พื้นดินเท่ากับ $\ddot{u}_g(t)$ ซึ่งอาจคำนวณได้โดยการใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ หรือจากสเปกตรัมผลตบสนองของระบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic Response Spectrum)

ค่า $D_n(t)$ ที่ได้จากสมการที่ 2.29 เป็นค่าการเคลื่อนที่ของระบบที่มีระดับชั้นความถี่เท่ากับหนึ่งที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นซึ่งเป็นฟังก์ชันของเวลา และเมื่อแทนลงในสมการที่ 2.12 จะได้ค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นของระบบโครงสร้างอาคารในโหมดที่ n ที่ช่วงเวลาใดๆ สำหรับค่าการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้น และผลตบสนองอื่นๆ สามารถหาได้จากสมการที่ 2.13 และ 2.14 โดย $A_n(t)$ ที่ปรากฏในสมการที่ 2.13 และ 2.14 เป็นความเร่งเสมือนของระบบที่มีระดับชั้นความถี่เท่ากับหนึ่งที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น ซึ่งสมการที่ 2.13 และ 2.14 นี้แสดงถึงผลตบสนองของระบบที่มีระดับชั้นความถี่มากกว่าหนึ่งและมีพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่น (Inelastic MDF system) ที่ถูกกระทำด้วยแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลประจำโหมดที่ n ($p_{eff,n}(t)$) ดังนั้นผลตบสนองรวมของระบบจะหาได้จากการแทนผลตบสนองที่ได้จากสมการที่ 2.13 ลงในสมการที่ 2.15 และ 2.16 ซึ่งวิธีนี้เรียกว่า การวิเคราะห์ผลตบสนองเชิงเวลาแบบแยกโหมดโดยสมมติให้โหมดเป็นอิสระต่อกัน (UMRHA)

คุณสมบัติของระบบไม่ยืดหยุ่นที่มีระดับชั้นความถี่เท่ากับหนึ่ง (Inelastic SDF system)

การหาค่า $F_m / L_n - D_n$ ในสมการที่ 2.29 ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่าง แรงต้านข้าง (f_s) กับการเคลื่อนที่ (D_n) ในสมการที่ 2.30 หาได้โดยการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นภายใต้แรงกระทำแบบสถิต (Nonlinear static analysis) เหมือนกับโครงสร้างเกิดการเคลื่อนที่ภายใต้ค่า $\mathbf{u} = D_n \phi_n$ ด้วยการเพิ่มค่า D_n ไปถึงอย่างไรก็ตามโปรแกรมที่ใช้วิเคราะห์โครงสร้างตามท้องตลาดโดยส่วนใหญ่ไม่สามารถหาค่าแรงจากการกำหนดการเคลื่อนที่ (Displacement controlled) ดังนั้นอีกวิธีหนึ่งที่สามารถวิเคราะห์ได้คือ วิธีกำหนดด้วยแรง (Force controlled) โดยให้แรงต้านข้างกระจายตลอดความสูงของอาคารตามสมการที่ 2.20 แล้วทำการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด เพื่อนำมาสร้างรูปความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) ที่พิกัดโหมด n ดังแสดงในรูปที่ 2.6(n) โดย V_{bn} เป็นค่าแรงเฉือนที่ฐานและ u_{bn} เป็นค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด

ความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_m) สามารถแปลงให้เป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือน (F_{sn} / L_n) กับการเคลื่อนที่ (D_n) ของระบบที่มีระดับชั้นความเสีร้เท่ากับหนึ่งที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นด้วยสมการดังต่อไปนี้

$$F_{sn} = \frac{V_{bn}}{\Gamma_n} \quad D_n = \frac{u_m}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (2.31)$$

และที่สภาวะเกิดการคราก

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \quad D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (2.32)$$

โดยที่ $M_n^* = L_n \Gamma_n$ เป็นมวลประสิทธิผลประจำโหมด (Effective modal mass) และจากสมการที่ 2.32 จะได้ความสัมพันธ์ระหว่าง F_{sny} / L_n กับ D_{ny} ดังนี้

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \omega_n^2 D_{ny} \quad (2.33)$$

จากสมการที่ 2.32 และ 2.33 นำมาแสดงเป็นความสัมพันธ์ตามรูปที่ 2.6(ข) จะได้ว่า ความชันช่วงเริ่มต้นคือ ω_n^2 และคาบการสั่นไหวธรรมชาติ (T_n) ในแต่ละโหมดคำนวณได้จาก

$$T_n = 2\pi \left(\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right)^{1/2} \quad (2.34)$$

โดย T_n ที่ได้จากสมการที่ 2.34 จะมีค่าต่างจากคาบการสั่นไหวธรรมชาติในระบบยืดหยุ่น ซึ่งโดยทั่วไปจะใช้ค่า T_n ที่ได้จากสมการที่ 2.29 และคุณสมบัติต่างๆของระบบที่มีระดับชั้นความเสีร้เท่ากับหนึ่งที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น สามารถคำนวณได้จากเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) ประจำโหมด ดังตัวอย่างเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้างของอาคารตัวอย่างสูง 6 ชั้นซึ่งแสดงในรูปที่ 2.7

มูลฐานของสมมติฐานและความละเอียดถูกต้อง

เมื่อทำการวิเคราะห์โครงข้อแข็งความสูง 6 ชั้นและมีค่า μ เท่ากับ 6 ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ทิศทางตั้งจากกับรอยเลื่อนด้วยวิธี UMRHA และนำมาเปรียบเทียบกับผลตอบสนองที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA ซึ่งถือเป็นผลตอบสนองที่แท้จริง โดยรูปที่ 2.8(ก) แสดงค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดและรูปที่ 2.8(ข) แสดงค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้นบนสุด โดยจะพบว่าความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี UMRHA มีค่าน้อยกว่าความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วย

วิธีเดียวกัน โดยความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นเป็นผลมาจากข้อสมมติฐานดังต่อไปนี้คือ (1)ความเกี่ยวโยงกันระหว่างพิกัดโหนดรูปร่าง $q_n(t)$ ที่เกิดจากสภาวะครากของระบบซึ่งไม่ได้นำมาพิจารณาในที่นี้ และ (2)การรวมผลตอบสนองเนื่องจากแรง $\mathbf{p}_{ext,n}(t)$ ตามโหมดต่างๆดังสมการที่ 2.15 ซึ่งจะให้ได้อย่างถูกต้องเฉพาะระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น และ(3)การประมาณเส้นความสัมพันธ์ค่าแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ $(F_{sn}/L_n - D_n)$ ด้วยความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Bilinear curve) เพื่อให้เกิดความสะดวกในการวิเคราะห์ด้วยวิธี UMRHA



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ขั้นตอนการวิเคราะห์ผลตอบสนองเชิงเวลาโดยโหมดรูปร่างที่เป็นอิสระต่อกัน (UMRHA)

การวิเคราะห์หาค่าผลตอบสนองที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) ของอาคาร N ชั้น ที่มีลักษณะสมมาตรรอบแกนตั้งฉากกับทิศของคลื่นแผ่นดินไหวและสามารถวิเคราะห์ได้ด้วยวิธี UMRHA โดยมีขั้นตอนการวิเคราะห์ดังต่อไปนี้

1. คำนวณค่าความถี่ธรรมชาติ (ω_n) และโหมดรูปร่าง (ϕ_n) ของอาคารที่มีการสั่นไหวในช่วงยืดหยุ่น
2. สร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_{nn}) ที่โหมดที่ n สำหรับรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง s_n^* ดังสมการที่ 2.20
3. แปลงเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดในข้อ 2 เป็นเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) ซึ่งมีอัตราส่วนของค่าสตีเฟนสหลังเกิดการครากคือ α_n (ดังรูปที่ 2.6(ก)) โดยมีหลักเกณฑ์คือพื้นที่ใต้เส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงต้องเท่ากับพื้นที่ใต้เส้นความสัมพันธ์ที่ได้ในข้อ 2 และแนวเส้นตรงในช่วงเริ่มต้นต้องตัดกับเส้นความสัมพันธ์ในข้อ 2 ที่พิทช์ 60 เปอร์เซ็นต์ของค่าแรงเฉือนที่ฐานที่ทำให้โครงสร้างเกิดการคราก
4. แปลงเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงของ $F_{nn} / L_n - D_n$ ด้วยสมการที่ 2.32 ดังรูปที่ 2.6(ข)
5. หาค่าการเคลื่อนที่ $D_n(t)$ และความเร่งเสมือน (Pseudo-acceleration, $A_n(t)$) ของระบบที่มีระดับชั้นความเร็วเท่ากับหนึ่งที่มีพฤติกรรมในช่วงไม่ยืดหยุ่น ดังรูปที่ 2.5(ข) ด้วยเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับการเคลื่อนที่ดังรูปที่ 2.6(ข)
6. คำนวณผลตอบสนองอื่นๆเชิงเวลาจากสมการที่ 2.12 และ 2.13
7. ทำซ้ำตามขั้นตอนที่ 2 ถึง 6 ในโหมดอื่นๆ ที่เป็นส่วนประกอบของผลตอบสนองอย่างมีนัยสำคัญ
8. หาผลตอบสนองรวมของระบบโครงสร้างโดยใช้สมการที่ 2.15 และ 2.16
9. คำนวณผลตอบสนองสูงสุด r_o ของผลตอบสนองรวม $r(t)$ จากขั้นตอนที่ 8

2.2.3 การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแยกโหมด (Modal Pushover Analysis, MPA)

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมดเป็นวิธีวิเคราะห์หาผลตอบสนองสูงสุด (r_{no}) ของโครงสร้างโดยวิธีประมาณจากระบบไม่ยืดหยุ่นที่มีดักริความอิสระหลายชั้นเมื่อได้รับแรงแผ่นดินไหว $P_{eff,n}(t)$ โดยให้แรงด้านข้าง (s_n^*) จากสมการที่ 2.20 กระทำกับโครงสร้าง โดยผลักให้โครงสร้างมีค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดเท่ากับ u_{rno} ซึ่งค่า u_{rno} คำนวณได้จากสมการที่ 2.21 โดยที่ D_n เป็นค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของ $D_n(t)$ ดังที่กล่าวในหัวข้อที่ 2.2.2 หรือจากสเปกตรัมผลตอบสนองของระบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic response spectrum) เมื่อเพิ่มแรง s_n^* ผลักโครงสร้างไปจนถึง u_{rno} แล้วก็สามารถหาผลตอบสนองอื่นๆได้ เช่น การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (Story drift) การหมุนของจุดต่อ และการหมุนของจุดหมุนพลาสติก โดยมีขั้นตอนดังต่อไปนี้ (ขั้นตอนที่ 1-4 ดูได้จากวิธี UMRHA)

5. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_n) ของระบบที่มีระดับชั้นความถี่เท่ากับหนึ่งในโหมดที่ n ที่มีพฤติกรรมเป็นแบบไม่ยืดหยุ่น (ดังรูปที่ 2.5(ข)) ด้วยความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ตามรูปที่ 2.6(ข) ซึ่งคำนวณด้วยสมการที่ 2.29 หรือจากเส้นผลตอบสนองของระบบไม่ยืดหยุ่น
6. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคาร (u_{rno}) ในโหมดที่ n ด้วยสมการที่ 2.21
7. คำนวณผลตอบสนองต่างๆของอาคารโดยเพิ่มแรงกระทำด้านข้าง s_n^* ผลักอาคารจนกระทั่งการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดมีค่าเท่ากับ u_{rno}
8. ทำซ้ำขั้นตอนที่ 3 ถึง 7 ในโหมดต่างๆที่มีส่วนร่วมอย่างมีนัยสำคัญในการตอบสนองรวม
9. คำนวณผลตอบสนองรวมโดยการรวมผลตอบสนองในแต่ละโหมดด้วยวิธี SRSS ตามสมการที่ 2.18 สำหรับการหมุนของจุดหมุนพลาสติกสามารถคำนวณได้จากผลตอบสนองรวมของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกด้วยวิธี SRSS ลบด้วยค่าการหมุนของจุดหมุน ณ สภาวะคราก

2.2.4 การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแยกโหมดที่ถูกรับปรุง (Modified Modal Pushover Analysis, MMPA)

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมดที่ถูกรับปรุง (MMPA) มีหลักการเช่นเดียวกับวิธี MPA จะแตกต่างกันตรงที่วิธี MMPA สมมติให้โครงสร้างมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นเมื่อมีการตอบสนองของโหมดที่สูงกว่าโหมดที่หนึ่ง ทั้งนี้เพื่อให้การวิเคราะห์กระทำได้ง่ายขึ้น

1. คำนวณค่าความถี่ธรรมชาติ (ω_n) และโหมดรูปร่าง (ϕ_n) อาคารที่มีการสั่นไหวในช่วงยืดหยุ่น

2. สำหรับโหมดที่หนึ่ง สร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{b1}) และการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_{r1}) ด้วยรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง $s_1^* = m\phi$
3. แปลงเส้นความสัมพันธ์ $V_{b1} - u_{r1}$ จากขั้นตอนที่ 2 ให้เป็นเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) โดยอยู่ในรูป $F_{r1} / L_1 - D_1$ ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบที่มีระดับชั้นความเสริเท่ากับหนึ่งที่มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น
4. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_1) ในโหมดที่ 1 จากระบบที่มีระดับชั้นความเสริเท่ากับหนึ่งที่มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นดังรูปที่ 2.6(ข) โดยการแก้สมการที่ 2.29 หรือ อ่านค่า D_1 จากเส้นผลตอบสนองของระบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic response spectrum)
5. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคาร (u_{r1}) ของระบบที่มีระดับชั้นความเสริเท่ากับหนึ่งที่มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นในโหมดที่ 1 ตามสมการที่ 2.21
6. หาค่าการตอบสนองต่างๆในโหมดที่ 1 โดยให้เพิ่มแรงด้านข้าง s_1^* ผลักโครงสร้างอาคารให้เคลื่อนที่จนค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดมีค่าเท่ากับ u_{r1}
7. คำนวณผลตอบสนองของโหมดที่สูงกว่าโหมดที่ 1 (โหมดพื้นฐาน) โดยสมมติให้ระบบโครงสร้างมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยที่ค่า D_n หาได้จากสเปกตรัมผลตอบสนองของระบบที่มีระดับชั้นความเสริเท่ากับหนึ่งที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นหรือจากเส้นผลตอบสนองของระบบยืดหยุ่น (Elastic response spectrum)
8. คำนวณผลตอบสนองรวมของโครงสร้างโดยการรวมผลของโหมดที่ 1 (r_1) ซึ่งมีพฤติกรรมในช่วงไม่ยืดหยุ่น กับผลตอบสนองของโหมดที่สูงกว่าโหมดที่หนึ่งที่สมมติให้มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นด้วยวิธี SRSS ดังสมการที่ 2.18

2.3 การวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างตามรูปแบบการกระจายแรงของ FEMA-356

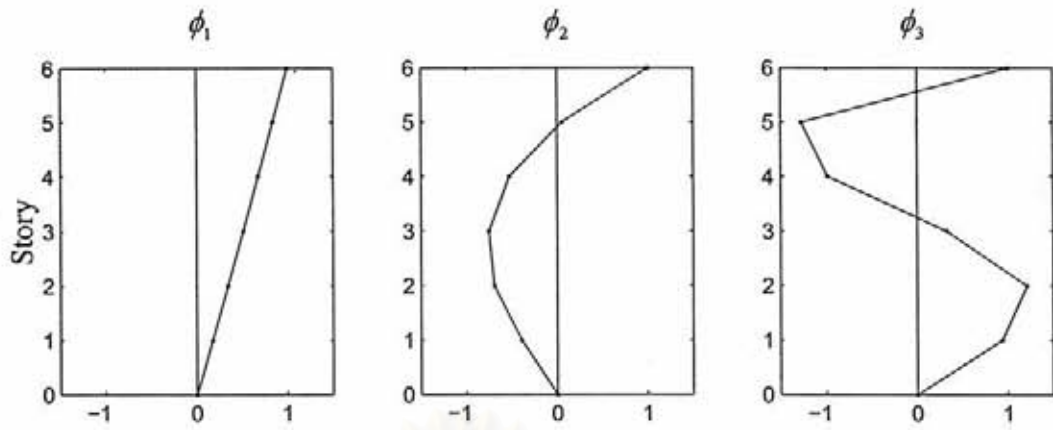
การวิเคราะห์โครงสร้างเชิงสถิตแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear static procedure, NSP) โดยใช้รูปแบบการกระจายแรงของ FEMA-356 เป็นวิธีที่นิยมใช้อย่างแพร่หลายในการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของโครงสร้างเมื่อต้องรับแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยในงานวิจัยนี้ได้นำวิธีวิเคราะห์เชิงสถิตโดยใช้รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างของ FEMA มาศึกษาเปรียบเทียบกับวิธี MPA และวิธี MMPA เพื่อเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของผลตอบสนองที่ได้จากรูปแบบการกระจายแรงที่ใช้วิเคราะห์ดังกล่าว

ในการใช้รูปแบบการกระจายแรงของ FEMA-356 จำเป็นต้องพิจารณารูปแบบการกระจายแรงอย่างน้อยสองรูปแบบเพื่อให้ผลการวิเคราะห์ที่ได้ครอบคลุมผลตอบสนองจริงที่จะเกิดขึ้นกับโครงสร้าง โดยรูปแบบแรกจะเลือกจากรูปแบบการกระจายแรงรูปแบบใดรูปแบบหนึ่งจากรูปแบบต่อไปนี้คือ

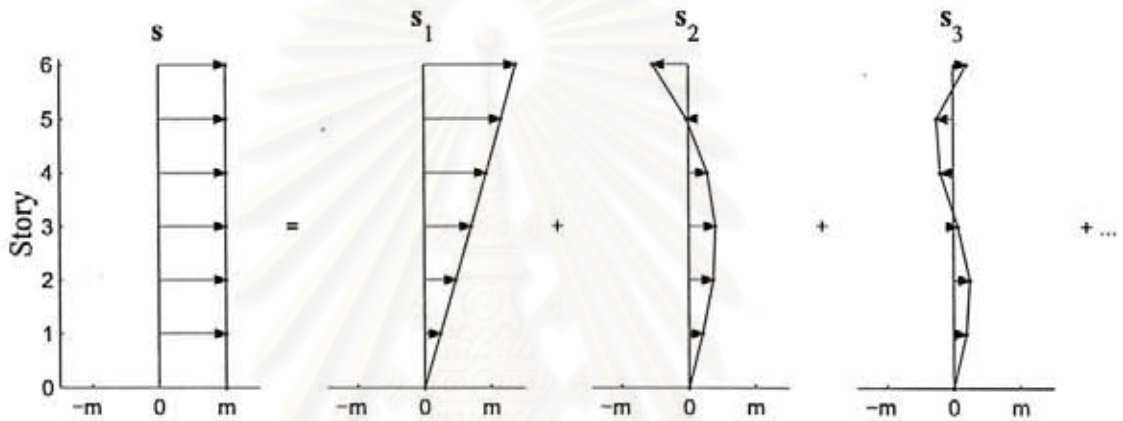
1. การกระจายแรงตามลักษณะของโหมดพื้นฐาน (โหมดที่หนึ่ง) หรือ S_1 ที่ได้จากสมการที่ 2.20
2. การกระจายแรงตามลักษณะของแรงด้านข้างเทียบเท่า (Equivalent lateral force, ELF) ตามข้อกำหนดของ International building code 2000 (IBC2000) ดังสมการที่ 3.2
3. การกระจายแรงที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับของค่าแรงเฉือนที่ชั้นต่างๆโดยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA) และรวมผลของโหมดต่างๆด้วยวิธีรากที่สองของผลรวมของกำลังสอง (SRSS) โดยจะพิจารณารวมผลตอบสนองตามจำนวนโหมดที่เหมาะสม โดยกำหนดให้ผลตอบสนองต้องครอบคลุมไม่น้อยกว่า 90 เปอร์เซ็นต์ ของมวลประสิทธิผลประจำโหมดทั้งหมดของโครงสร้าง

และรูปแบบที่สองที่ต้องนำมาพิจารณาคือ รูปแบบการกระจายแรงเนื่องจากความเร่งแบบสม่ำเสมอ (Uniform) ซึ่งการวิเคราะห์เชิงสถิตโดยใช้รูปแบบการกระจายแรงของ FEMA-356 ดังที่กล่าวมานี้ จะกำหนดให้แรงแต่ละรูปแบบแรงกระทำกับโครงสร้างจนทำให้โครงสร้างเกิดการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดเท่ากับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ทั้งนี้เพื่อต้องการศึกษาความถูกต้องของผลการวิเคราะห์ตามรูปแบบการกระจายด้านข้างที่กำหนดไว้ใน FEMA-356

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.1 รูปร่างโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรก ของอาคารตัวอย่าง 6 ชั้น



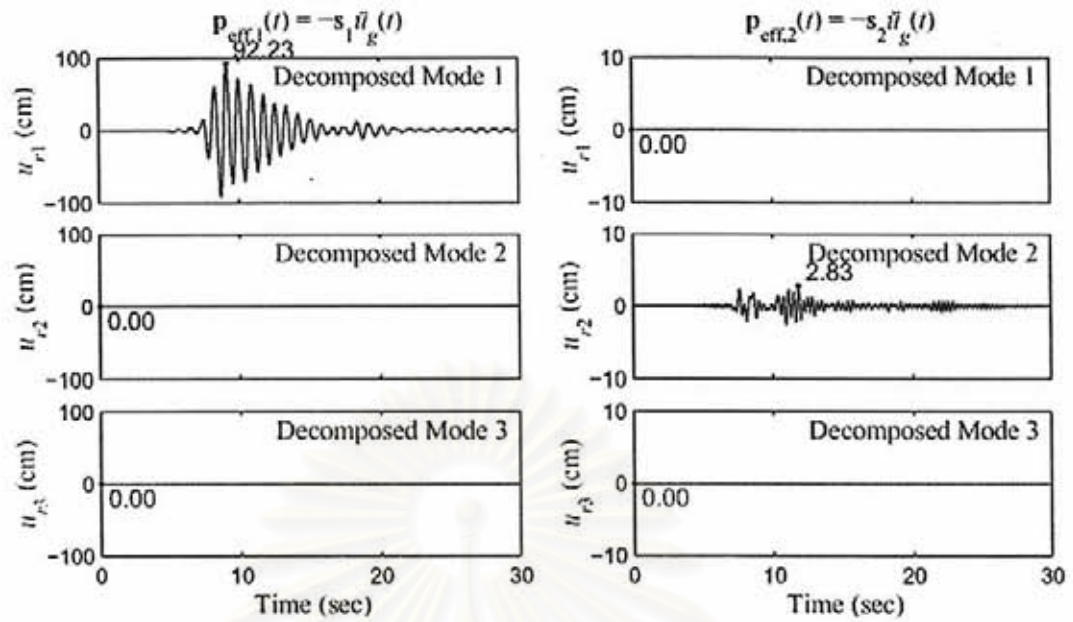
รูปที่ 2.2 การกระจายรูปร่างโหมดของแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลสำหรับอาคารตัวอย่าง 6 ชั้น ($m =$ มวลชั้น)



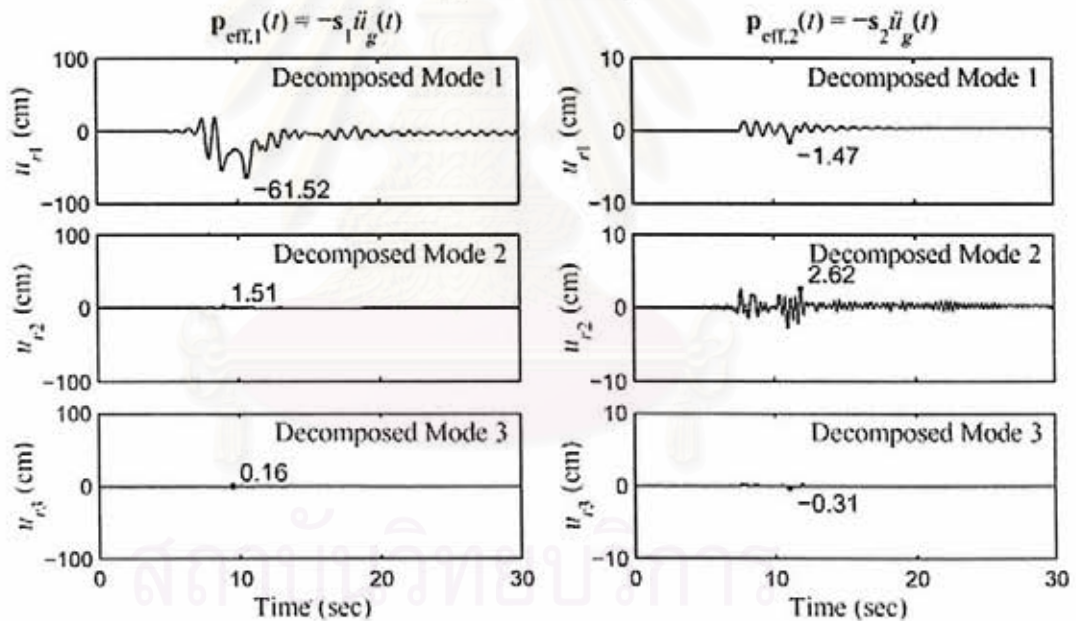
(ก) การวิเคราะห์เชิงสถิติของระบบโครงสร้าง (ข) การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ของระบบที่มีระดับชั้นความเร็วเท่ากับหนึ่ง

รูปที่ 2.3 แนวคิดการวิเคราะห์เชิงเวลาโดยรูปร่างโหมดของระบบยืดหยุ่นความมอิสระหลายชั้น (Elastic MDF systems)

(ก) ระบบยึดหยุ่น

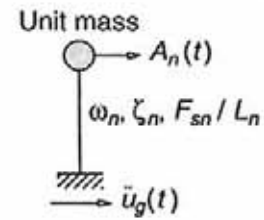
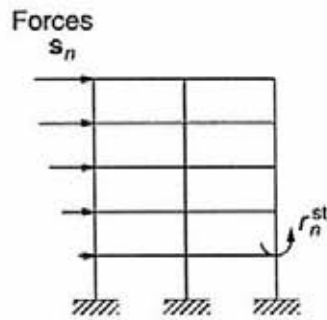


(ข) ระบบไม่ยึดหยุ่น



รูปที่ 2.4 การเคลื่อนที่ตามโหมดรูปร่างที่ขึ้นบนสุดของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 6 ชั้น สำหรับ (ก) โครงสร้างระบบยึดหยุ่น (ข) โครงสร้างระบบไม่ยึดหยุ่น เมื่อมีแรง $p_{\text{eff},1}(t) = -s_1 \ddot{u}_g(t)$ และ $p_{\text{eff},2}(t) = -s_2 \ddot{u}_g(t)$ ที่ถูกกระตุ้นโดยคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่คิดตั้งจากกับรอยเลื่อนลำดับที่ 4 (Hyogo-Ken-Nanbu, KB95kobj)

(Hyogo-Ken-Nanbu, KB95kobj)

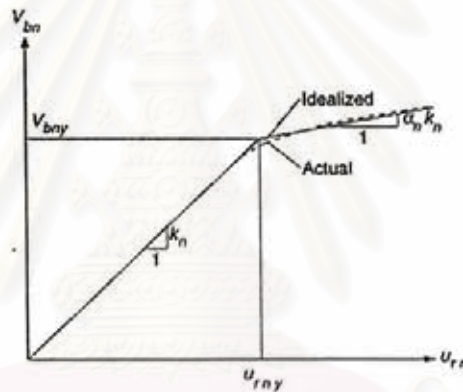


(ก) การวิเคราะห์เชิงสถิตของระบบโครงสร้าง

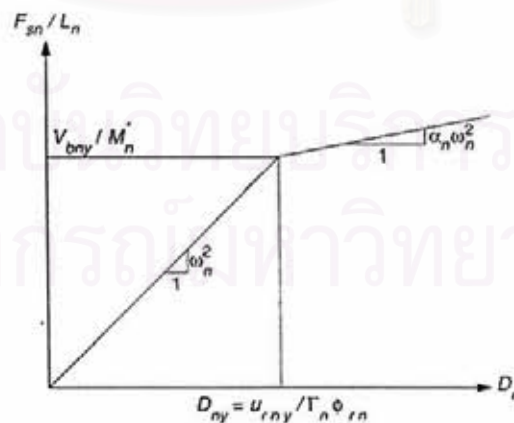
(ข) การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ของระบบไม่ยึดหยุ่นที่มีระดับชั้นความเร็วเท่ากับหนึ่ง

รูปที่ 2.5 แนวคิดการวิเคราะห์เชิงเวลาโดยกระจายรูปร่างโหมดของระบบไม่ยึดหยุ่นที่มีดีกรีความอิสระมากกว่าหนึ่ง (Elastic MDF systems)

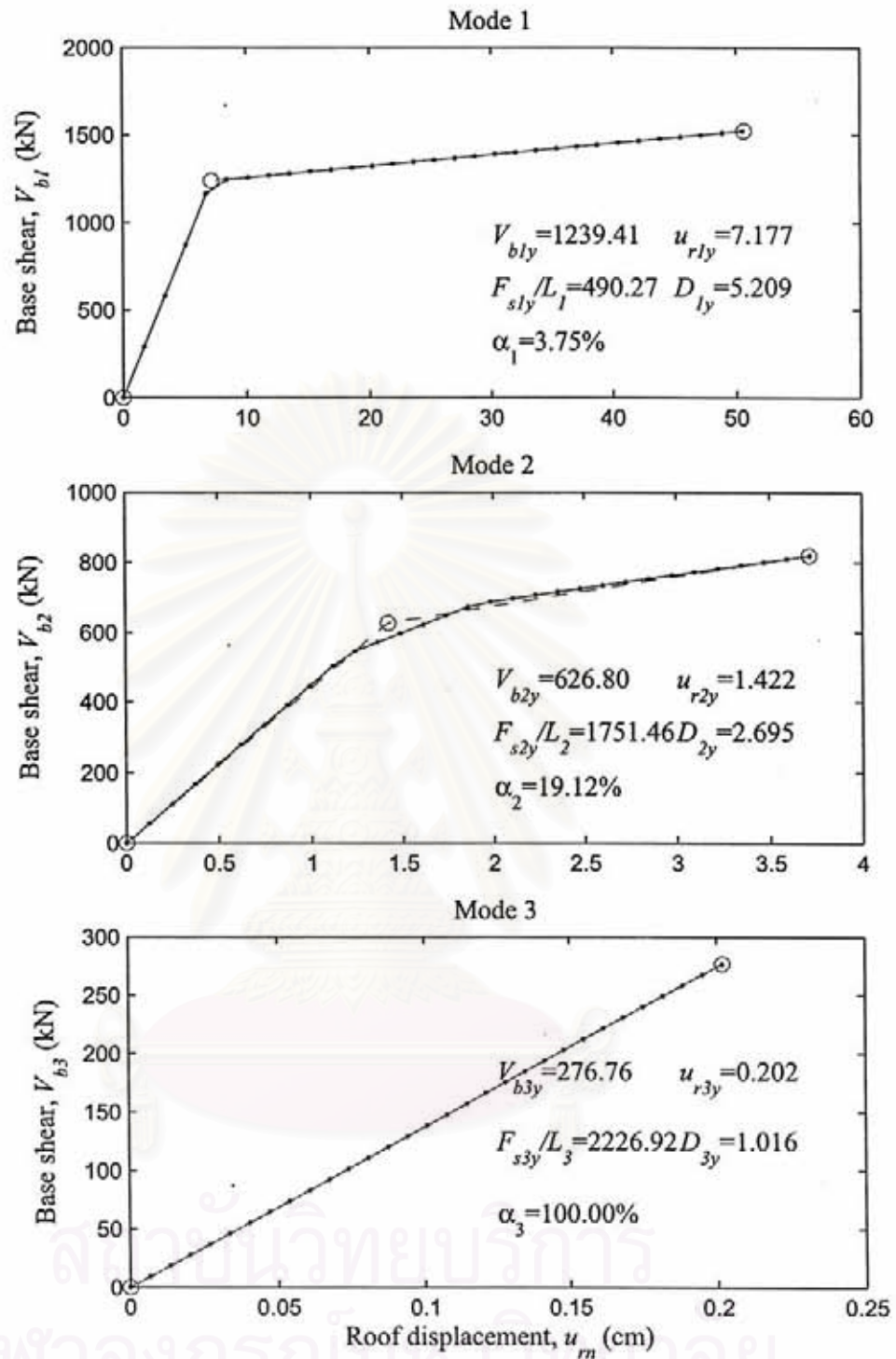
(ก) เส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Idealized Pushover Curve)



(ข) ความสัมพันธ์ระหว่าง \$F_{sn}/L_n - D_n\$

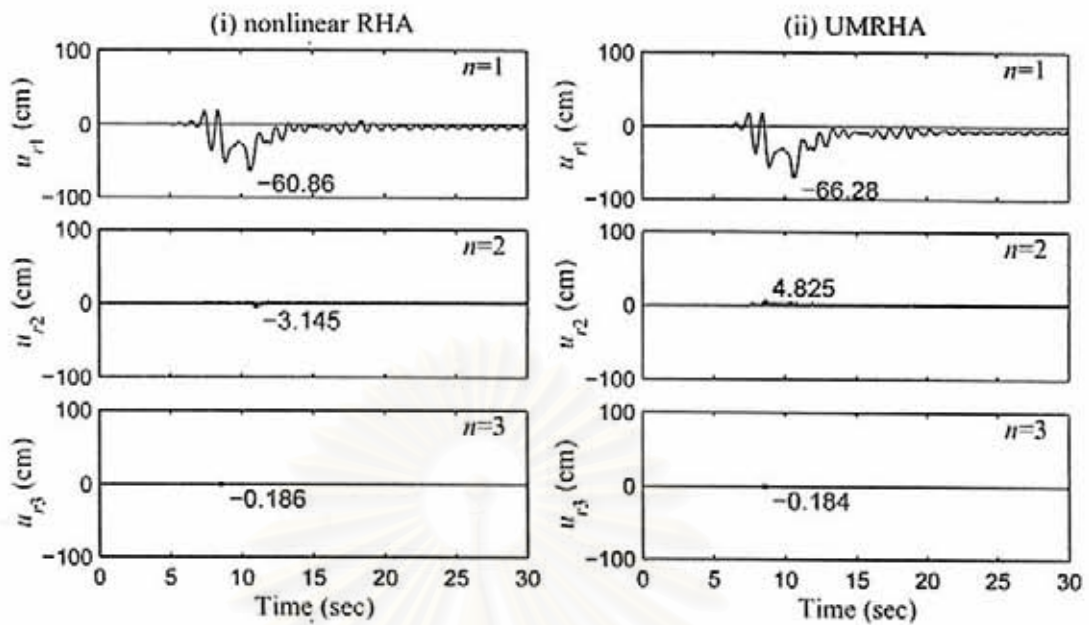


รูปที่ 2.6 เส้นความสัมพันธ์แรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) และเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) ที่โหมดที่ n

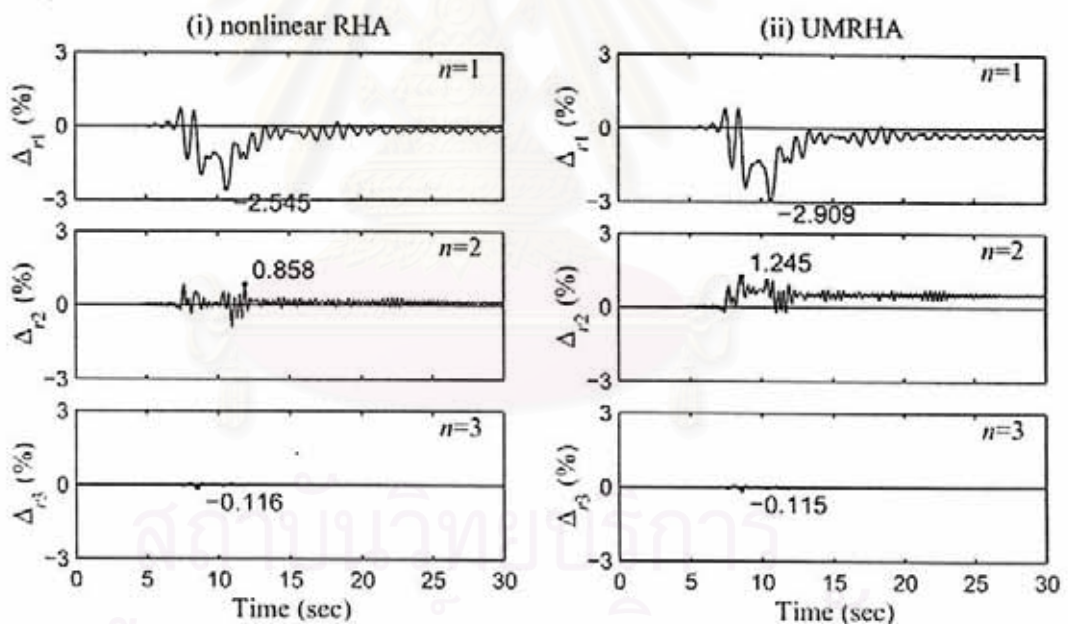


รูปที่ 2.7 เส้นความสัมพันธ์แรงกระทำด้านข้าง (Pushover curves) และคุณสมบัติในแต่ละโหมด (3 โหมดแรก)
 สำหรับอาคารตัวอย่าง 6 ชั้น

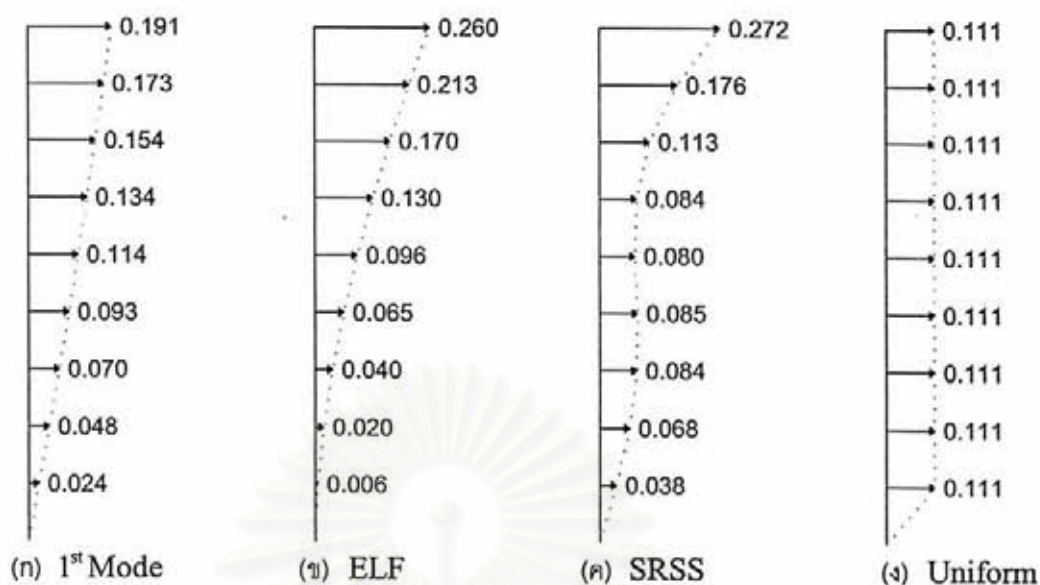
(ก) การเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด



(ข) การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้นบนสุด



รูปที่ 2.8 (ก) การเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด และ (ข) การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้นบนสุดของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 6 ชั้น มีค่า $\mu = 6$ และ $T_1 = T_L$ ถูกกระทำด้วยแรง $P_{eff,n}(t) = -s_n \ddot{u}_g(t)$, $n = 1, 2$, และ 3 เมื่อ $\ddot{u}_g(t)$ เป็นคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่ตั้งฉากกับรอยเลื่อนหมายเลข 4 (Hyoko-Ken-Nanbu, KB95kobj) โดย (i) วิเคราะห์ด้วยวิธีผลตอบสนองเชิงเวลาแบบไม่เชิงเส้น ซึ่งเป็นผลตอบสนองที่แท้จริง และ (ii) วิเคราะห์ด้วยวิธี UMRHA



รูปที่ 2.9 รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างตามข้อกำหนดของ FEMA-356 สำหรับอาคารสูง 9 ชั้นโดยที่ (ก) การกระจายตามลักษณะของโหมดพื้นฐาน(โหมดที่หนึ่ง) (ข) การกระจายตามลักษณะของแรงด้านข้างเทียบเท่า (ค) การกระจายตามลักษณะของรากที่สองของผลรวมของกำลังสองและ (ง) การกระจายตามลักษณะของแรง

กระจายคงที่ → *สม่ำเสมอ.*

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

แบบจำลองอาคารตัวอย่าง คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา กรณีศึกษาและการ
ประมวลผลเชิงสถิติ

งานวิจัยนี้ต้องการศึกษาความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของผลตอบสนองใน
โครงข้อแข็ง 2 มิติ ที่วิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมด (MPA) และที่ถูกปรับปรุง (MMPA) ซึ่งโครงข้อ
แข็งที่นำมาศึกษาถูกออกแบบตามข้อกำหนดของ International Building Code 2000 (International Code
Council, 2000) โดยมีการกระจายของมวลชั้นและสติฟเนสอย่างสม่ำเสมอ ซึ่งการศึกษานี้จะให้โครงข้อแข็ง
ดังกล่าวได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกรณีต่างๆ ได้แก่ คลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางตั้งฉากกับรอย
เลื่อน (near-fault fault-normal component, NFFN) และในทิศทางขนานกับรอยเลื่อน (near-fault fault-
parallel component, NFFP) รวมทั้งคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อนอีกจำนวน 3 คลื่น ซึ่งเป็นคลื่น
แผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นได้ในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล ผลการวิเคราะห์ที่ได้จะถูกนำไปเปรียบเทียบกับ
กับกรณีคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะใกล้ (large-magnitude small-distance, LMSR) แต่ไกลรอยเลื่อน ซึ่ง
ได้มีการศึกษาไว้แล้วโดย Chintanapakdee และ Chopra (2003) ผลการวิเคราะห์ที่ได้ทั้งหมดจะถูก
ประมวลผลเชิงสถิติด้วยวิธีซึ่งอ้างอิงตาม Benjamin และ Cornell (1970)

3.1 แบบจำลองโครงข้อแข็ง

ระบบโครงข้อแข็งสมมติที่ใช้ในการวิจัยนี้ประกอบด้วยโครงข้อแข็งเหล็กด้านทานแรงดัดที่มีจำนวนช่วง
เสา 1 และ 2 ช่วง และมีความสูงแตกต่างกัน 6 แบบ ได้แก่ โครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น โดย
แต่ละรูปแบบความสูงจะมีความการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดพื้นฐานเท่ากับ

$$T_L = 0.028H^{0.8} \quad \text{หรือ} \quad T_U = 0.045H^{0.8} \quad (3.1)$$

โดยที่ T_L เป็นคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดพื้นฐานที่ขอบเขตล่างมีค่าเท่ากับค่าเฉลี่ยลบด้วยค่าเบี่ยงเบน
มาตรฐาน (Mean-minus-one-standard-deviation) และ T_U เป็นคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดพื้นฐานที่
ขอบเขตบนมีค่าเท่ากับค่าเฉลี่ยบวกค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Mean-plus-one-standard-deviation) ซึ่งได้จาก
การรวบรวมข้อมูลทางสถิติของโครงข้อแข็งเหล็กด้านทานโมเมนต์ดัด (steel moment resisting frame, SMRF)
โดย Goel และ Chopra (1997) ซึ่งหาความสัมพันธ์ระหว่างคาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดพื้นฐานกับความ
สูงของอาคาร โดย H เป็นความสูงทั้งหมดของโครงข้อแข็งมีหน่วยเป็นฟุต

ค่าสติฟเนสของโครงข้อแข็งในแต่ละชั้นถูกออกแบบโดยใช้เกณฑ์กำหนดให้โครงข้อแข็งมีค่าการ
เคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (story drift) เท่ากันทุกชั้น ภายใต้แรงกระทำด้านข้างตามรูปแบบการกระจายแรง
ของ IBC 2000 คือ

$$F_i = V_b \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^N w_j h_j^k} \quad (3.2)$$

$$\text{เมื่อ } k = \begin{cases} 1 & T_1 \leq 0.5 \text{ sec} \\ (T_1 + 1.5) / 2 & 0.5 < T_1 < 2.5 \text{ sec} \\ 2 & T_1 \geq 2.5 \text{ sec} \end{cases} \quad (3.3)$$

โดย F_i คือ แรงกระทำด้านข้างที่ชั้นที่ i , w_i คือ น้ำหนักบรรทุกถาวรของชั้นที่ i , h_i คือ ความสูงของชั้นที่ i , N คือ จำนวนชั้นทั้งหมดของอาคาร, V_b คือ แรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้าง และ T_1 คือ คาบธรรมชาติของการสั่นไหวในโหมดพื้นฐาน

โครงข้อแข็งที่ใช้ในการศึกษานี้ถูกกำหนดให้มีน้ำหนักบรรทุกถาวรในแต่ละชั้นเท่ากับ 889.6 กิโลนิวตัน (200 kips) ความสูงระหว่างชั้นเท่ากับ 3.658 เมตร (12 ฟุต) และความยาวระหว่างหนึ่งช่วงเสาเท่ากับ 7.315 เมตร (24 ฟุต) โดยสมมติให้ค่าโมเมนต์อันดับสองของพื้นที่หน้าตัด (second moment of cross-sectional area) ของคานมีค่าเท่ากับค่าโมเมนต์อันดับสองของพื้นที่หน้าตัดของเสาที่รองรับคานชั้นนั้น โดยให้มีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานตามสมการที่ 3.1 ซึ่งมีความสัมพันธ์กับความสูงของโครงสร้างดังรูปที่ 3.2 โดยคาบการสั่นไหวของโครงข้อแข็งในโหมดต่างๆ แสดงไว้ในตารางที่ 3.1

โครงข้อแข็งที่ใช้ในการศึกษานี้ถูกออกแบบตามหลักการเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ (strong-column weak-beam) และหลักการเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ดังนั้น จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinges) ที่เกิดขึ้นในกรณีเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ จะเกิดเฉพาะที่ปลายคานทั้งสองด้านและที่ฐานของเสาชั้นล่างสุดดังรูปที่ 3.3(n) เท่านั้น ในขณะที่ จุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นในกรณีเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรงจะเกิดเฉพาะที่ปลายเสาทั้งสองด้านดังรูปที่ 3.3(ข) เท่านั้น โดยจะสมมติให้ชิ้นส่วนเสาหรือคานที่ไม่ต้องการให้เกิดจุดหมุนพลาสติกมีความแข็งแรงสูงมากซึ่งจะทำให้ชิ้นส่วนดังกล่าวมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ติดกับการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเป็นแบบแข็งเกร็ง-พลาสติก (Rigid-plastic) แสดงไว้ดังรูปที่ 3.4(n) และมีค่าสลิปเฟสหลังเกิดการครากเท่ากับ 3 เปอร์เซ็นต์ของค่าสลิปเฟสในช่วงยืดหยุ่นภายใต้โมเมนต์กระทำภายนอกตามรูปที่ 3.4(ข) ซึ่งกำลังต้านทานโมเมนต์ที่จุดครากของจุดหมุนพลาสติกในโครงสร้างถูกออกแบบให้เกิดการครากพร้อมกันทั้งโครงสร้างภายใต้รูปแบบแรงกระทำด้านข้างของ IBC 2000 (สมการที่ 3.2)

โครงข้อแข็งที่ใช้ในการศึกษานี้ถูกออกแบบให้มีความแข็งแรงระดับต่างๆ ซึ่งสอดคล้องกับกำลังครากของระบบที่มีระดับชั้นความเสริเท่ากับหนึ่ง ที่มีอัตราส่วนความเหนียวของการตอบสนอง μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4, และ 6 กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ฐานที่จุดครากของโครงข้อแข็งกำหนดโดย $V_{by} = (A_y / g)W$ เมื่อ W เป็นน้ำหนักทั้งหมดของโครงสร้าง และ A_y เป็นค่ามีธยฐานของความเร่งเสมือน (Pseudo-acceleration) ที่จุดครากของระบบที่มีระดับชั้นความเสริเท่ากับหนึ่ง ที่มีอัตราส่วนความเหนียวของการตอบสนอง μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4, และ 6 เมื่อได้รับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหวที่กำลังพิจารณา

เมทริกซ์ความหน่วงของโครงข้อแข็งที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นแบบความหน่วงเรย์เลย์ (Rayleigh damping, c) โดยกำหนดให้มีค่าอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 5 เปอร์เซ็นต์ในโหมดที่หนึ่งและโหมดที่ j ซึ่ง j หาได้จากการทดลองแทนค่าอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 5 เปอร์เซ็นต์ในโหมดที่ j และเปลี่ยนค่า j จนกระทั่งทำให้ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนความหน่วง (ถ่วงน้ำหนักโดยมวลประสิทธิภาพผลประจำโหมด) มีค่าใกล้เคียงกับ 5 เปอร์เซ็นต์มากที่สุด ค่าอัตราส่วนความหน่วงในโหมดต่างๆ แสดงไว้ในตารางที่ 3.2(ก) และ 3.2(ข) ซึ่งสามารถสังเกตค่า j ได้จากโหมดที่มีอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 5 เปอร์เซ็นต์

3.2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษานี้ ได้แก่ กลุ่มคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน (Near-fault earthquake ground motions) โดยแบ่งตามทิศทางของการเคลื่อนที่ของพื้นดินที่จุดตรวจวัดเป็น 2 ทิศทาง คือ ทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อน (near-fault fault-normal component, NFFN) จำนวน 15 คลื่น และทิศทางขนานกับรอยเลื่อน (near-fault fault-parallel component, NFFP) จำนวน 15 คลื่น โดยแผ่นดินไหวมีขนาดความรุนแรงระหว่าง 6.2 ถึง 6.9 และเป็นคลื่นที่บันทึกได้ที่ระยะห่างจากรอยเลื่อนไม่เกิน 13 กิโลเมตร โดยรูปที่ 3.6-3.8 แสดงค่าความเร่ง ความเร็ว และการกระจัดที่ผิวดินของกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหว NFFN ที่บันทึกได้ ในขณะที่รูปที่ 3.9-3.11 แสดงค่าความเร่ง ความเร็ว และการกระจัดที่ผิวดินของกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหว NFFP รายการของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อนแสดงอยู่ในตารางที่ 3.3 และ 3.4

นอกจากนี้ยังได้ทำการศึกษาค้นคว้าของโครงข้อแข็งเมื่อได้รับคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลรอยเลื่อน (far-fault earthquake ground motions) ซึ่งเป็นกรณีที่แผ่นดินไหวมีขนาดใหญ่และระยะไม่ไกลมาก (large-magnitude small-distance record, LMSR) ซึ่งมีขนาดความรุนแรงระหว่าง 6.6 ถึง 6.9 และบันทึกที่ระยะห่างจากแหล่งกำเนิดคลื่นระหว่าง 13 ถึง 30 กิโลเมตร จำนวน 20 คลื่น ซึ่งเป็นข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษาของ Chopra และคณะ (2004) เพื่อเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA และ MMPA เมื่อโครงข้อแข็งได้รับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหวในกรณีที่แตกต่างกัน

สำหรับข้อมูลความเร่งที่ผิวดินที่แสดงในรูปที่ 3.6 และ 3.9 จะถูกนำมาวิเคราะห์หาสเปกตรัมความเร่งเสมือนที่จุดคราก และการกระจัดที่จุดครากของระบบที่มีระดับชั้นความเสริเท่ากับหนึ่ง ที่มีค่า μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4, และ 6 ดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.12-3.15 และคำนวณหาค่ามีฐานของความเร่งเสมือนที่จุดครากเพื่อใช้ออกแบบความแข็งแรงของโครงข้อแข็งที่มีความสูงและระดับความแข็งแรงต่างๆ ที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 3.1 โดยระบบที่มีระดับชั้นความเสริเท่ากับหนึ่ง มีค่าสติฟเนส หลังจากราก (post-yield stiffness) เท่ากับ 3 เปอร์เซ็นต์ของค่าสติฟเนสเริ่มต้น (Initial stiffness) รูปที่ 3.12(ข)-3.13(ข) แสดงค่ามีฐานและค่าที่ 16 และ 84 เปอร์เซ็นต์โทลส์ของความเร่งเสมือนที่จุดครากของระบบที่มีระดับชั้นความเสริเท่ากับหนึ่ง เมื่อตอบสนองต่อกลุ่มคลื่น NFFN และ NFFP ตามลำดับ ส่วนรูปที่ 3.14(ข)-3.15(ข) แสดงค่ามีฐานและค่าที่ 16 และ 84 เปอร์เซ็นต์โทลส์ของการกระจัดที่จุดครากของระบบที่มีระดับชั้นความเสริเท่ากับหนึ่ง เมื่อตอบสนองต่อกลุ่มคลื่น NFFN และ NFFP ตามลำดับ

ลักษณะสำคัญของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อนที่แตกต่างจากคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลรอยเลื่อนคือ คลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อนจะมีการกระตุก (Pulse) อย่างรุนแรง และมีคาบเวลาของการกระตุกยาวกว่าคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลรอยเลื่อน สังเกตได้จากรูปที่ 3.6-3.11 และจากสเปกตรัมผลตอบสนองของความเร่งเสมือน ความเร็วเสมือน และการกระจัด ในรูปที่ 3.16 จะสังเกตได้ว่าสเปกตรัมของคลื่นระยะใกล้รอยเลื่อนมีค่าเด่นชัด (ค่าสูงสุด) ที่คาบธรรมชาติที่ยาวกว่า

นอกจากนี้เพื่อศึกษาคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นในบริเวณกรุงเทพมหานครซึ่งมีลักษณะเป็นชั้นดินอ่อน คล้ายกับกรุงเม็กซิโกซิตี ซึ่งเกิดแผ่นดินไหวเมื่อปี 1985 และมีการขยายคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลบนชั้นดินอ่อน การศึกษานี้จึงใช้คลื่นที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อนด้วย 3 คลื่น ได้แก่ คลื่น SCT-85 S00E (ทิศใต้) จากแผ่นดินไหวที่กรุงเม็กซิโกซิตี เมื่อปี 1985 คลื่น ROMANIA จากแผ่นดินไหวที่ประเทศโรมาเนียเมื่อปี 1977 และคลื่น BYK-95 ที่บันทึกได้ที่ฐานของอาคารไบนอก 1 ซึ่งตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร จากแผ่นดินไหวที่ประเทศพม่า เมื่อปี 1995 บันทึกความเร่ง ความเร็ว และการกระจัดที่ผิวดิน ของคลื่นทั้ง 3 แสดงไว้ในรูปที่ 3.17 และค่าสูงสุดแสดงอยู่ในตารางที่ 3.5

3.3 กรณีศึกษาและการประมวลผลเชิงสถิติ

ในงานวิจัยนี้จะเน้นศึกษาค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (story drift) ของโครงข้อแข็ง ซึ่งเป็นผลตอบสนองที่สามารถบ่งชี้ความเสียหายของอาคารได้ดี และสามารถนำไปคำนวณหาแรงภายใน เช่น ค่าแรงเฉือน และโมเมนต์ดัดได้ โดยจะทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีผลตอบสนองเชิงเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) ซึ่งถือเป็นผลตอบสนองที่แท้จริง แทนด้วยสัญลักษณ์ Δ_{NL-RHA} และวิธีผลตอบสนองเชิงสถิตแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear static procedure, NSP) ได้แก่ วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด (Modal pushover analysis, MPA) และวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดที่ถูกปรับปรุง (Modified modal pushover analysis, MMPA) นอกจากนี้ยังได้พิจารณาถึงการวิเคราะห์หาผลตอบสนองโดยใช้รูปแบบของแรงกระทำด้านข้างที่เสนอโดย FEMA-356 (ASCE, 2000) ซึ่งการวิเคราะห์ด้วยวิธีทั้งหมดดังที่กล่าวมานี้จะใช้โปรแกรม DRAIN-2DX ที่พัฒนาโดย Allahabadi และ Powell (1988) มาช่วยในการวิเคราะห์ โดยไม่คำนึงถึงผลที่ตามมาเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกและการเซของโครงสร้าง ($P-\Delta$ effects) ซึ่งค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MPA, MMPA และรูปแบบแรงกระทำด้านข้างของ FEMA-356 จะแทนด้วยสัญลักษณ์ Δ_{MPA} , Δ_{MMPA} และ Δ_{FEMA} ตามลำดับ จากผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีเชิงสถิตินี้ จะนำมาคำนวณหาอัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นเพื่อทำการศึกษาความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นในแต่ละวิธีการวิเคราะห์โดยมีค่าเท่ากับ $\Delta_{MPA}^* = \Delta_{MPA} \div \Delta_{NL-RHA}$, $\Delta_{MMPA}^* = \Delta_{MMPA} \div \Delta_{NL-RHA}$ และ $\Delta_{FEMA}^* = \Delta_{FEMA} \div \Delta_{NL-RHA}$ สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA MMPA และ FEMA-356 ตามลำดับ ซึ่งเมื่ออัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีค่าน้อยกว่าหนึ่งแสดงว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีเชิงสถิตินั้นมีค่าน้อยกว่าค่าผลการวิเคราะห์แท้จริง (Underestimate) ที่คำนวณได้จากวิธี NL-RHA ในทำนองเดียวกันเมื่ออัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีค่ามากกว่าหนึ่งแสดงว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้มีค่ามากกว่าผลการวิเคราะห์แท้จริง (Overestimate)

ผลการวิเคราะห์จากหลายคลื่นแผ่นดินไหวในแต่ละกลุ่มคลื่น จะถูกประมวลเชิงสถิติด้วยวิธีซึ่งอ้างอิงตาม Benjamin และ Cornell (1970) โดยอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นซึ่งแสดงความคลาดเคลื่อนของผลการวิเคราะห์เชิงสถิติแบบไม่เชิงเส้นจะถูกนำเสนอในรูปของค่ามัธยฐาน (Median, \hat{x}) นอกจากนี้งานวิจัยนี้ยังได้ทำการศึกษาการกระจายของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น เพื่อตรวจสอบการกระจายของความคลาดเคลื่อน โดยค่าการกระจาย (Dispersion, δ) ของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น แทนด้วยสัญลักษณ์ δ_{MPA} , δ_{MMPA} และ δ_{FEMA} สำหรับการกระจายของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นซึ่งวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA MMPA และ FEMA-356 ค่ามัธยฐานและการกระจายดังกล่าวคำนวณได้ตามสมการ

$$\hat{x} = \exp \left[\frac{\sum_{i=1}^n \ln x_i}{n} \right] \quad \text{และ} \quad \delta = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \ln \hat{x})^2}{n-1} \right]^{1/2} \quad (3.4)$$

โดยค่ามัธยฐานตามสมการที่ 3.4(n) เรียกว่า ค่าเฉลี่ยเรขาคณิต (Geometric mean) ค่ามัธยฐานและค่าการกระจาย ตามสมการที่ 3.4 เป็นพารามิเตอร์ของการกระจายของความน่าจะเป็นที่เรียกว่า การกระจายแบบล็อกปกติ (Lognormal probability distribution) ซึ่งเป็นลักษณะการกระจายของผลตอบสนองของโครงสร้างที่ถูกกระตุ้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหว (Benjamin และ Cornell, 1970)

จุดเด่นของการใช้ค่าเฉลี่ยเรขาคณิต เป็นตัวประมาณค่ามัธยฐานคือ อัตราส่วนระหว่างค่ามัธยฐานของผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีแรงกระทำด้านข้างกับค่ามัธยฐานของผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA จะมีค่าเท่ากับค่ามัธยฐานของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น ดังนั้นไม่ว่าจะคำนวณค่ามัธยฐานของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น ด้วยวิธีใดก็จะได้ค่าที่สอดคล้องกัน

ในงานวิจัยนี้ ข้อมูลความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนที่ได้จากการวิเคราะห์โครงข้อแข็งตัวอย่างด้วยวิธีเชิงสถิติแบบไม่เชิงเส้น จะถูกพิจารณาแยกเป็นกรณีศึกษาตามบทต่างๆดังนี้

ในบทที่ 4 จะเป็นการศึกษาผลการวิเคราะห์ค่า Δ_{NL-RHA} , Δ_{MPA} , Δ_{MMPA} และ Δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ซึ่งออกแบบให้มีค่า μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 รวมถึงระบบที่มีการตอบสนองในช่วงยืดหยุ่น และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง (T_L) และขอบเขตบน (T_U) โดยแบ่งเป็น โครงข้อแข็งที่มีจำนวนช่วงเสา 1 และ 2 ช่วง ได้รับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้และไกลรอยเลื่อน โดยถือว่าผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{NL-RHA} เป็นค่าที่แท้จริง เพื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณได้จากวิธี MPA, MMPA และ FEMA-356 โดยจะทำการเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นระหว่างโครงข้อแข็งที่มีช่วงเสา 1 ช่วง กับ โครงข้อแข็งที่มีช่วงเสา 2 ช่วง

ในบทที่ 5 จะเป็นการศึกษาผลการวิเคราะห์ค่า Δ_{NL-RHA} , Δ_{MPA} , Δ_{MMPA} และ Δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ซึ่งออกแบบให้มีค่า μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 รวมถึงระบบที่มีการตอบสนองในช่วงยืดหยุ่น และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง (T_L) และขอบเขตบน (T_U) โดยผลการวิเคราะห์ค่า Δ_{NL-RHA} จะถือเป็นผลการวิเคราะห์ที่แท้จริงเพื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณได้จากวิธี MPA, MMPA และ FEMA-356 โดยจะทำการเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นเฉพาะโครงข้อแข็งที่ช่วงเสา 1 ช่วงเท่านั้น

ในบทที่ 6 จะเป็นการเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นระหว่างโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ กับโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ซึ่งมีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วง ในกรณีนี้ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA และกรณีนี้ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA

ในบทที่ 7 จะเป็นการเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่ได้รับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหวในกรณีที่แตกต่างกัน ซึ่งทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA โดยแยกเป็นกรณีของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ และกรณีของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง

จำนวนโหมดที่ใช้ในการหาผลตอบสนองด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด

การหาผลตอบสนองของวิธี MPA และ MMPA โดยใช้การรวมผลตอบสนองในแต่ละโหมดแบบ SRSS จำเป็นที่จะต้องพิจารณาถึงจำนวนโหมดที่จะทำการวิเคราะห์เพื่อให้ได้คำตอบที่มีความถูกต้องและไม่ทำให้การวิเคราะห์ใช้ระยะเวลาอันยาวนานและซับซ้อนจนเกินไป ในการศึกษาครั้งนี้จะใช้จำนวนโหมดที่ให้ผลรวมของตัวประกอบของการมีส่วนร่วมประจำโหมด (modal contribution factors) ของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่ชั้นบนสุดในกรณีนี้ที่โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น มีค่าไม่น้อยกว่า 95 เปอร์เซ็นต์ (Chopra, 2001) ซึ่งจำนวนโหมดดังกล่าวสำหรับโครงข้อแข็งในงานวิจัยนี้ คือ สองโหมดสำหรับอาคารสูง 3 ชั้น สามโหมดสำหรับอาคารสูง 6 ชั้น สี่โหมดสำหรับอาคารสูง 9 และ 12 ชั้น และห้าโหมดสำหรับอาคารสูง 15 และ 18 ชั้น

ตัวประกอบของการมีส่วนร่วมประจำโหมด (Modal contribution factors)

ตัวประกอบของการมีส่วนร่วมประจำโหมด \bar{r}_n มีค่าเท่ากับ

$$\bar{r}_n = \frac{r_n^{st}}{r^{st}} \quad (3.5)$$

โดยที่ r_n^{st} เป็นผลตอบสนองเชิงสถิติของโครงสร้างประจำโหมดที่ n เนื่องจากแรงภายนอก $s_n = \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n$ และ r^{st} เป็นผลตอบสนองเชิงสถิติของของโครงสร้างเนื่องจากแรงภายนอก $\mathbf{s} = \mathbf{m} \mathbf{u} = \sum_{n=1}^N \mathbf{s}_n$ ซึ่งสำหรับระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น $r^{st} = \sum_{n=1}^N r_n^{st}$ และ $\sum_{n=1}^N \bar{r}_n = 1$



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.1 คาบธรรมชาติของการสั่นประจำโหมดต่างๆ (T_n) ของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสาและ 2 ช่วงเสา

(ก) $T_1 = T_L$							(ข) $T_1 = T_U$					
โหมด	คาบการสั่นโหมด, T_n (วินาที)						คาบการสั่นโหมด, T_n (วินาที)					
	จำนวนชั้น						จำนวนชั้น					
	3	6	9	12	15	18	3	6	9	12	15	18
1	0.492	0.857	1.186	1.492	1.784	2.064	0.791	1.377	1.905	2.398	2.867	3.317
2	0.164	0.323	0.458	0.580	0.693	0.799	0.262	0.512	0.723	0.912	1.094	1.271
3	0.074	0.178	0.268	0.348	0.422	0.491	0.118	0.282	0.423	0.548	0.667	0.782
4		0.109	0.177	0.238	0.294	0.346		0.173	0.280	0.375	0.465	0.551
5		0.073	0.125	0.174	0.219	0.261		0.117	0.198	0.274	0.346	0.415
6		0.054	0.092	0.132	0.169	0.205		0.086	0.145	0.208	0.268	0.326
7			0.071	0.103	0.135	0.165			0.112	0.163	0.214	0.264
8			0.057	0.083	0.110	0.136			0.091	0.131	0.174	0.217
9			0.047	0.068	0.091	0.114			0.075	0.108	0.144	0.182
10				0.058	0.077	0.097				0.092	0.122	0.155
11				0.049	0.066	0.083				0.079	0.105	0.133
12				0.043	0.057	0.073				0.069	0.092	0.116
13					0.051	0.064					0.081	0.102
14					0.045	0.057					0.072	0.091
15					0.041	0.051					0.065	0.082
16						0.046						0.074
17						0.042						0.068
18						0.039						0.063

ตารางที่ 3.2(ก) อัตราส่วนความหน่วงประจำโหมดต่างๆของโครงข้อแข็งที่มีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วง

โหมด	(a) $T_1 = T_L$						(b) $T_1 = T_U$					
	อัตราส่วนความหน่วงโหมด (%)						อัตราส่วนความหน่วงโหมด (%)					
	จำนวนชั้น						จำนวนชั้น					
	3	6	9	12	15	18	3	6	9	12	15	18
1	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
2	5.0	3.8	3.4	3.4	3.5	3.5	5.0	3.8	4.0	3.4	3.5	3.5
3	8.9	5.0	3.9	4.0	4.0	4.0	8.9	5.0	5.0	4.0	4.0	4.0
4		7.3	5.0	5.0	5.0	5.0		7.3	6.8	5.0	5.0	5.0
5		10.4	6.6	6.4	6.3	6.2		10.4	9.2	6.4	6.3	6.2
6		14.0	8.8	8.2	7.9	7.7		13.9	12.2	8.2	7.9	7.7
7			11.2	10.3	9.7	9.3			15.6	10.3	9.7	9.3
8			13.8	12.7	11.7	11.2			19.3	12.7	11.7	11.2
9			16.7	15.3	14.1	13.2			23.3	15.2	14.1	13.2
10				18.0	16.6	15.5				17.9	16.6	15.5
11				21.0	19.3	18.0				20.7	19.2	17.9
12				24.1	22.1	20.6				23.6	22.0	20.6
13					25.1	23.3					24.9	23.3
14					28.1	26.1					27.8	26.1
15					31.2	29.1					30.7	29.0
16						32.1						31.9
17						35.2						34.9
18						38.2						37.8

ตารางที่ 3.3 รายการความเร่ง ความเร็ว การกระจัด สูงสุดของพื้นดินในทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อนเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน (NFFN)

ลำดับ	ชื่อคลื่นแผ่นดินไหว	ความรุนแรง	สถานที่ตั้ง	ชื่อที่บันทึก	R* (km)	\ddot{u}_{go} (cm/s/s)	\dot{u}_{go} (cm/s)	u_{go} (cm)
1	1992 Erzincan	6.9	Erzincan Station	EZ92erzi	2.0	424	119.2	42.3
2	1979 Imperial Valley	6.5	El Centro Array 6	IV79ar06	1.2	424	109.9	57.8
3	1980 Imperial Valley	6.5	Meloland	IV79melo	0.0	372	117.4	43.6
4	1995 Hyogo-Ken-Nanbu	6.9	Kobe Station	KB95kobj	3.4	1067	160.2	40.1
5	1995 Hyogo-Ken-Nanbu	6.9	Port Island	KB95kapl	6.6	426	100.3	49.7
6	1995 Hyogo-Ken-Nanbu	6.9	Takatori Station	KB95tato	4.3	771	173.8	56.0
7	1989 Loma Prieta	6.9	Lexington Dam	LP89lex	6.3	673	178.6	56.8
8	1989 Loma Prieta	6.9	Los Gatos	LP89lgpc	3.5	704	172.8	65.1
9	1984 Morgan Hill	6.2	Anderson Dam	MH84andd	4.5	436	26.6	3.7
10	1984 Morgan Hill	6.2	Coyote Dam	MH84clyd	0.1	712	70.1	10.2
11	1994 Northridge	6.7	Newhall, LA County Fire Station	NR94newh	7.1	709	119.1	34.1
12	1994 Northridge	6.7	Rinaldi Receiving Station	NR94rrs	7.5	873	174.8	39.8
13	1994 Northridge	6.7	Sylmar Converter Station	NR94scs	?	577	130.9	65.4
14	1994 Northridge	6.7	Sepulveda	NR94spva	8.9	715	62.6	16.0
15	1994 Northridge	6.7	Sylmar County Hospital	NR94sylim	6.4	718	122.2	31.0

* ระยะห่างจากรอยเลื่อน

ตารางที่ 3.4 รายการความเร่ง ความเร็ว การกระจัด สูงสุดของพื้นดินในทิศทางขนานกับรอยเลื่อนเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน (NFFP)

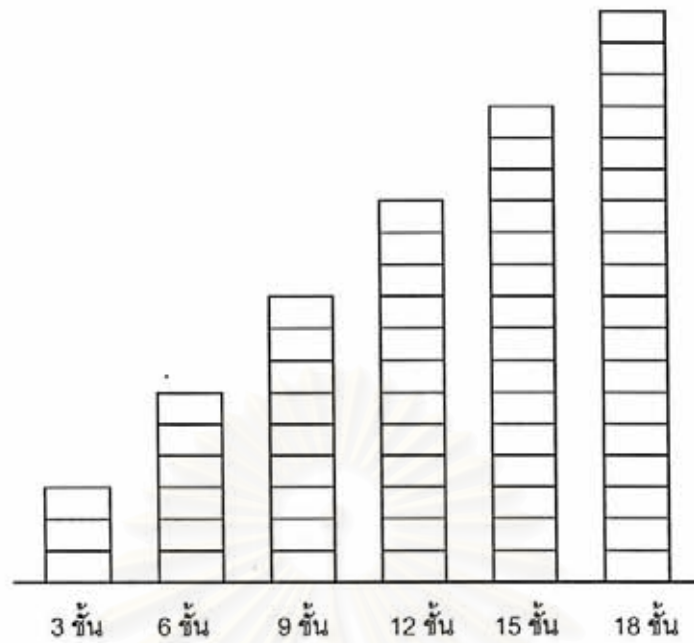
ลำดับ	ชื่อแผ่นดินไหว	ความรุนแรง	สถานที่ตั้ง	ชื่อที่บันทึก	R* (km)	\ddot{u}_{go} (cm/s/s)	\dot{u}_{go} (cm/s)	u_{go} (cm)
1	1992 Erzincan	6.9	Erzincan Station	EZ92erzi	2.0	448	58.1	29.5
2	1979 Imperial Valley	6.5	El Centro Array 6	IV79ar06	1.2	343	63.3	27.9
3	1980 Imperial Valley	6.5	Meloland	IV79melo	0.0	262	27.7	16.2
4	1995 Hyogo-Ken-Nanbu	6.9	Kobe Station	KB95kobj	3.4	564	72.4	15.9
5	1995 Hyogo-Ken-Nanbu	6.9	Port Island	KB95kapl	6.6	136	25.3	10.0
6	1995 Hyogo-Ken-Nanbu	6.9	Takatori Station	KB95tato	4.3	416	63.7	23.3
7	1989 Loma Prieta	6.9	Lexington Dam	LP89lex	6.3	363	68.6	25.4
8	1989 Loma Prieta	6.9	Los Gatos	LP89lgpc	3.5	449	91.1	36.7
9	1984 Morgan Hill	6.2	Anderson Dam	MH84andd	4.5	275	28.1	4.9
10	1984 Morgan Hill	6.2	Coyote Dam	MH84clyd	0.1	844	78.3	15.5
11	1994 Northridge	6.7	Newhall, LA County Fire Station	NR94newh	7.1	638	49.6	15.3
12	1994 Northridge	6.7	Rinaldi Receiveng Station	NR94rrs	7.5	381	59.6	21.6
13	1994 Northridge	6.7	Sylmar Converter Station	NR94scs	?	641	103.8	36.8
14	1994 Northridge	6.7	Sepulveda	NR94spva	8.9	696	69.9	15.6
15	1994 Northridge	6.7	Sylmar County Hospital	NR94sylim	6.4	584	53.9	9.0

* ระยะห่างจากรอยเลื่อน

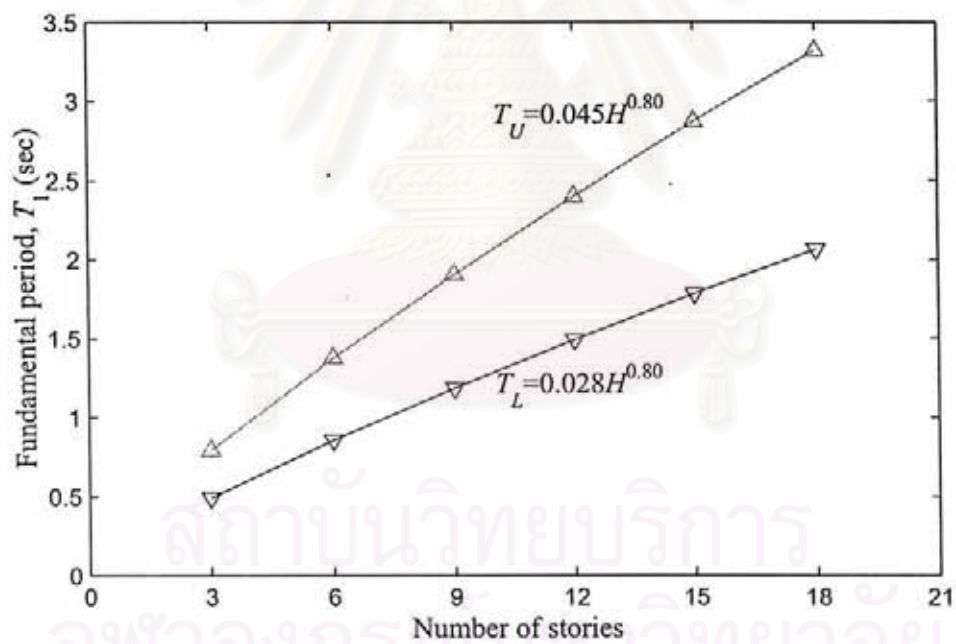
ตารางที่ 3.5 รายการความเร่ง ความเร็ว การกระจัดสูงสุดเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อน(Soft Soil)

ลำดับ	ชื่อแผ่นดินไหว	ความรุนแรง	สถานที่ตั้ง	ชื่อที่บันทึก	R*	\ddot{u}_{go} (cm/s/s)	\dot{u}_{go} (cm/s)	u_{go} (cm)
1	1977 Romania	7.5	Bucharest-Building Research Institute	Romania	161	197.6	72.8	21.6
2	1985 SCT	8.1	Mexico City	SCT_S00E	350	98.0	38.7	19.1
3	1995 Berma	-	Basement of Biyok Tower-Bangkok	BYK-95	850	2.2	0.7	0.3

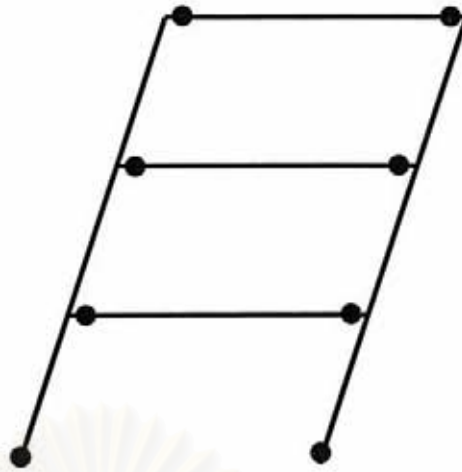
* ระยะห่างจากรอยเลื่อน



รูปที่ 3.1 โครงข้อแข็งช่วงเสาเดียวความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ใช้ในการศึกษานี้



รูปที่ 3.2 คาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดพื้นฐาน $T_L=0.028H^{0.8}$ และ $T_U=0.045H^{0.8}$ ซึ่งเท่ากับค่าเฉลี่ยลบค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเป็นค่าที่ขอบเขตล่าง และค่าเฉลี่ยบวกค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเป็นค่าที่ขอบเขตบน

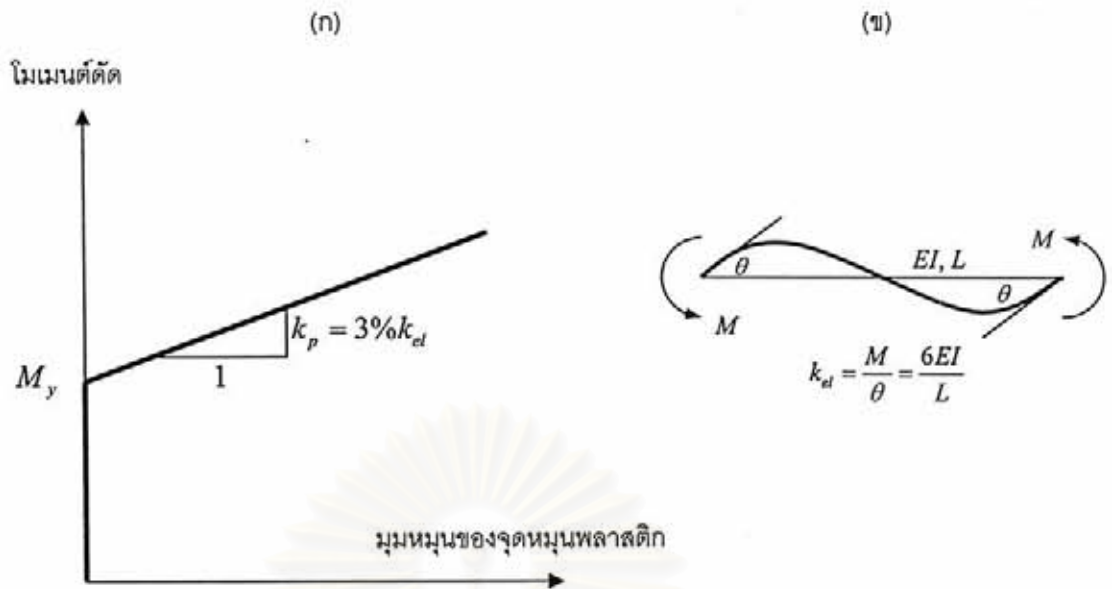


(ก) โครงข้อแข็งแบบเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ

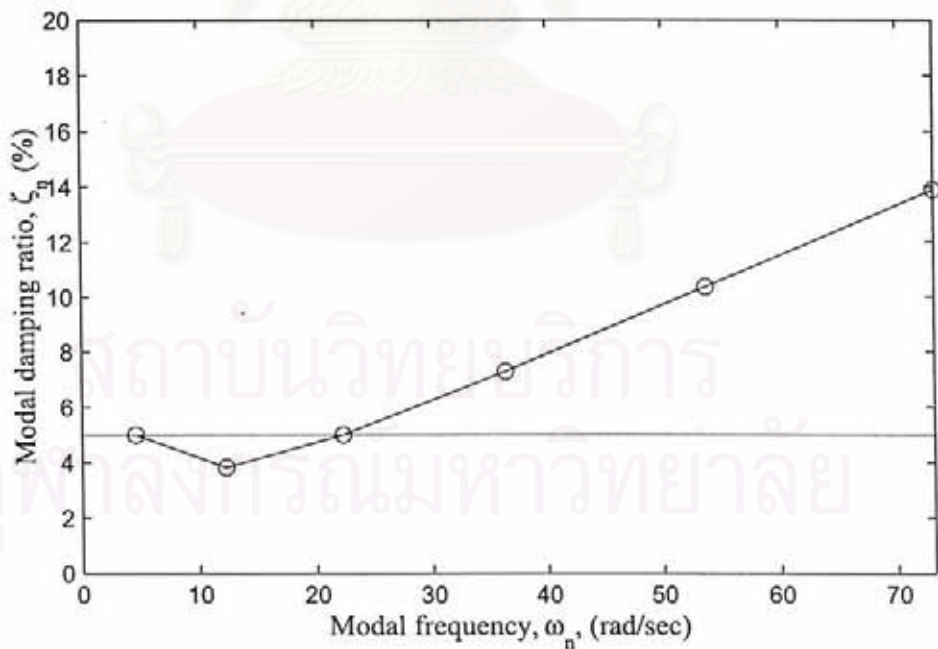


(ข) โครงข้อแข็งแบบเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง

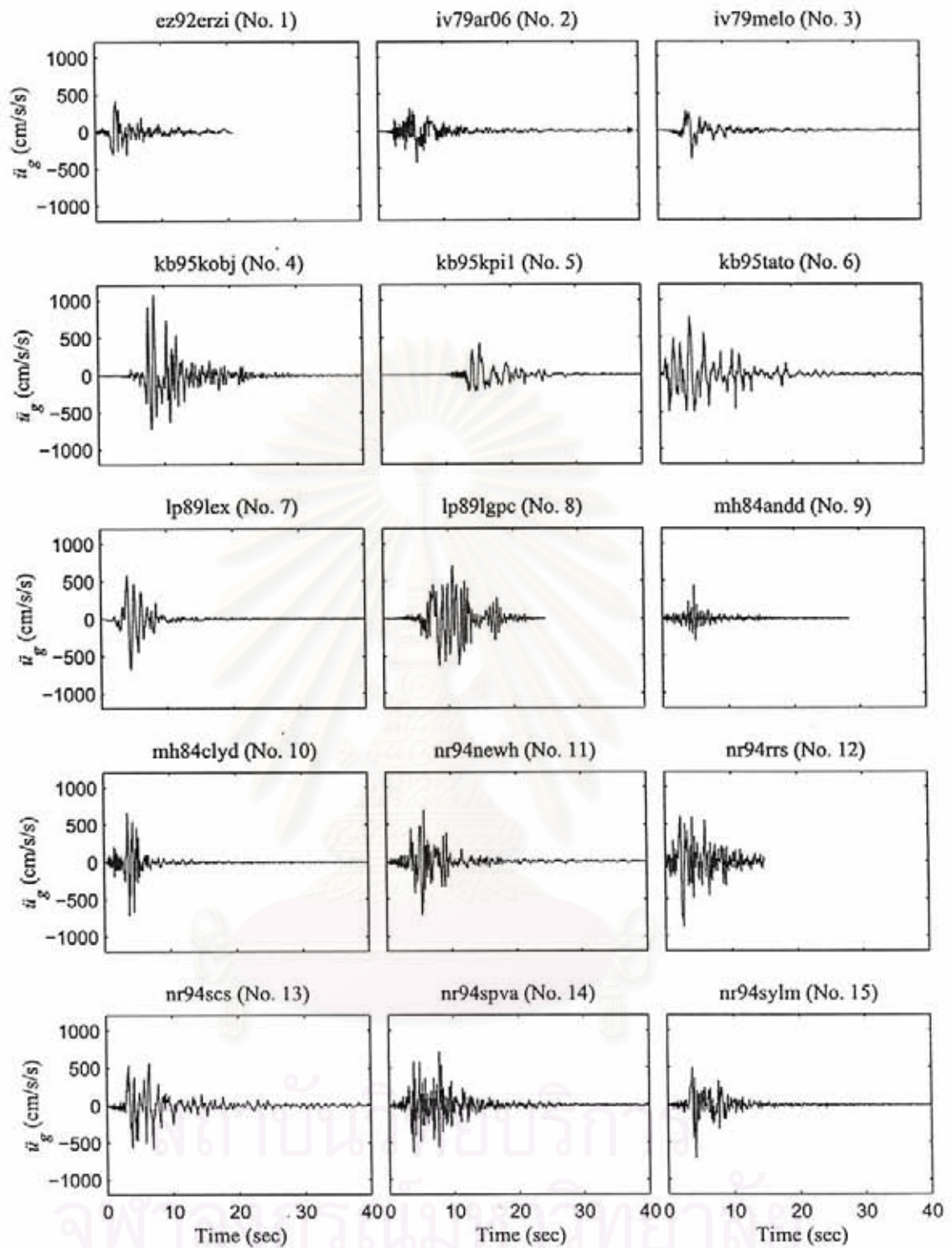
สถาบันวิทยบริการ
รูปที่ 3.3 ตำแหน่งของจุดหมุนพลาสติก
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



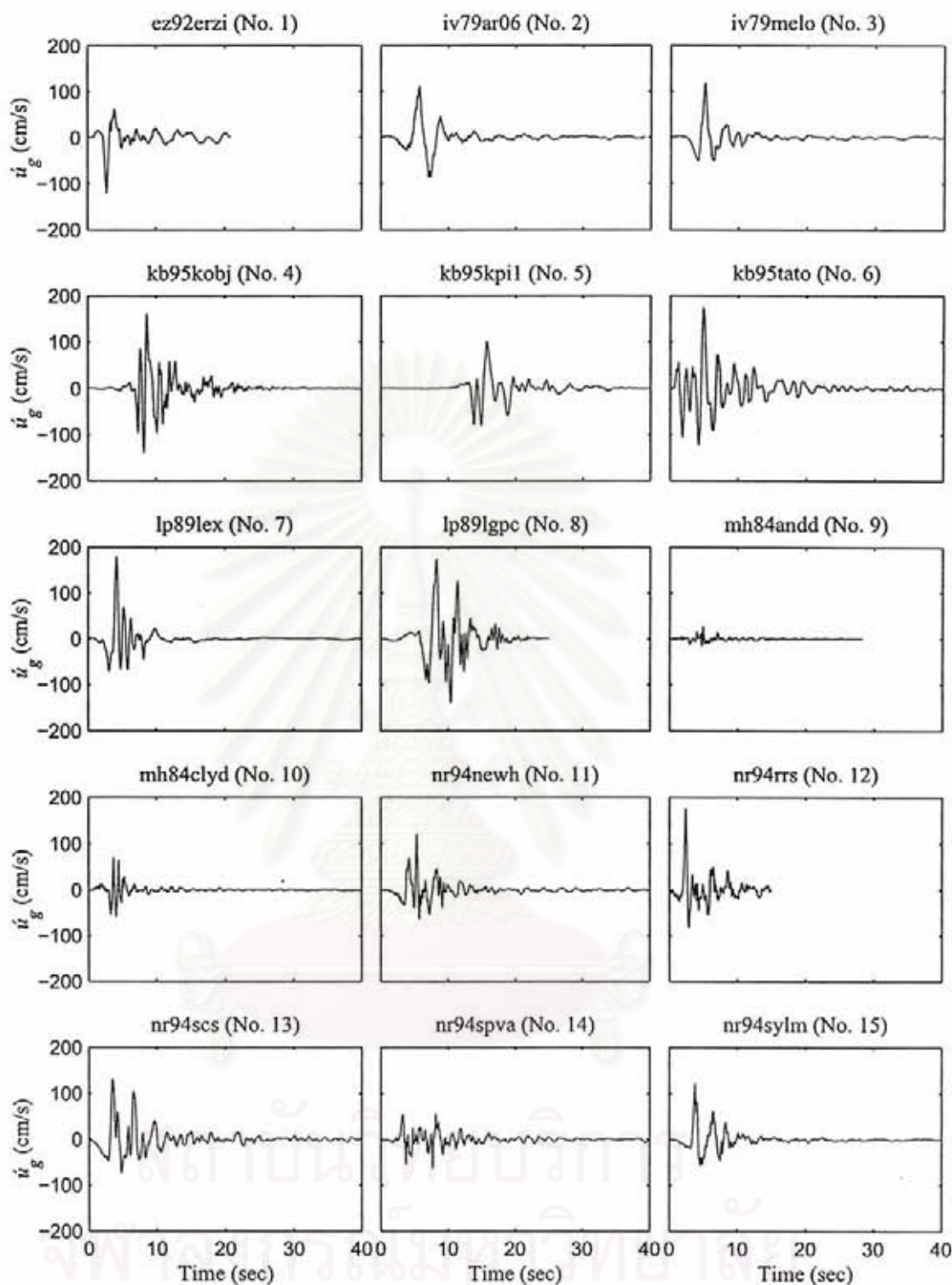
รูปที่ 3.4 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์ยึดและมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกเป็นแบบแข็งเกร็ง-พลาสติก (rigid-plastic) โดยมีค่าสตีฟเนสหลังจากการคราก (k_p) เท่ากับ 3 เปอร์เซ็นต์ของสตีฟเนสยืดหยุ่น (k_{el})
 (ข) สตีฟเนสยืดหยุ่นของการหมุนที่ปลายคานาภายใต้โมเมนต์ยึดแบบปฏิสมมาตร



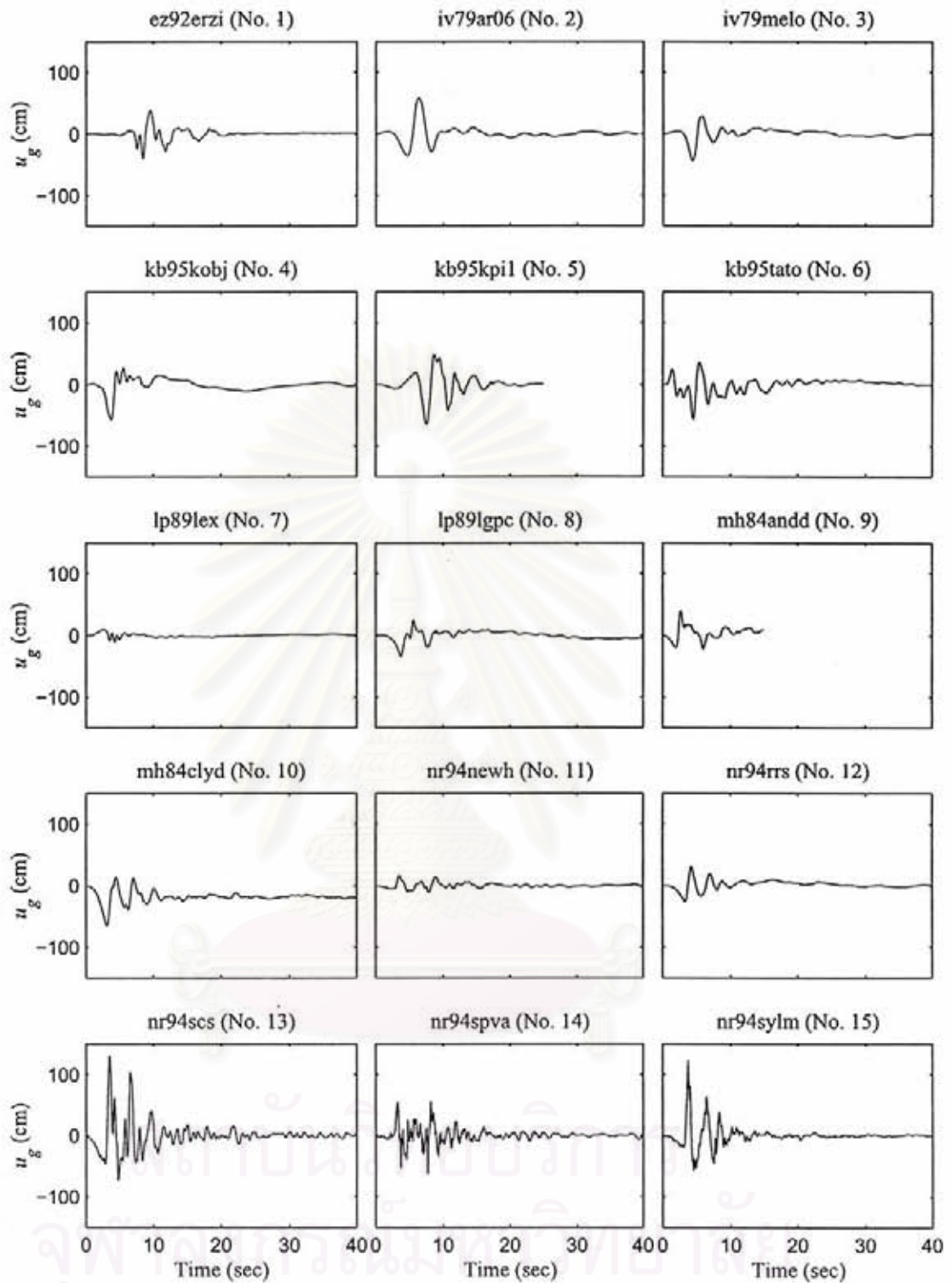
รูปที่ 3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความหน่วง (ζ_n) แบบเรย์เล่ (Rayleigh damping) ของแต่ละโหมดของโครงข้อแข็ง 6 ชั้น ที่มีค่า $T_1 = T_U$ กับความถี่ธรรมชาติประจำโหมด ω_n



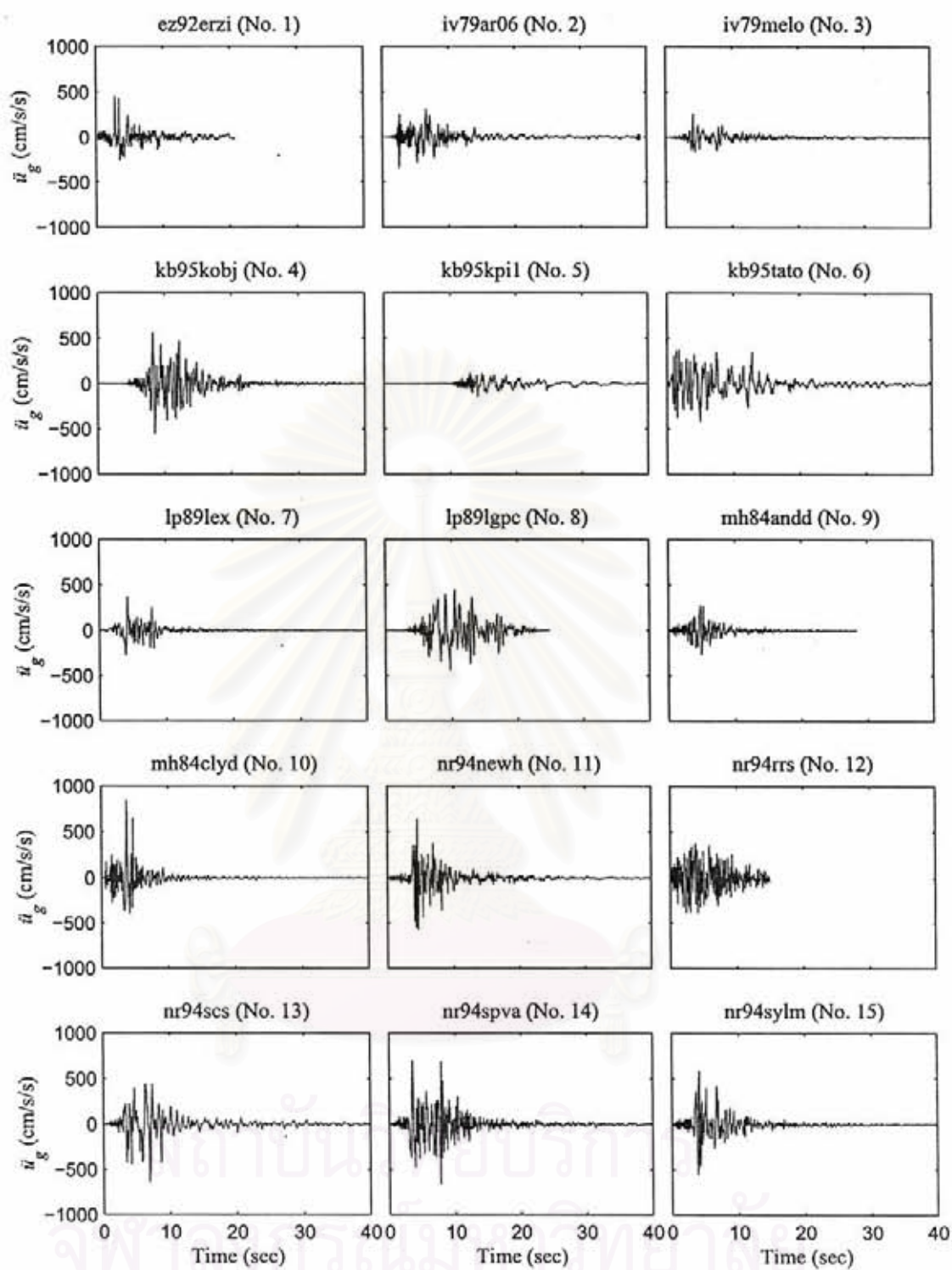
รูปที่ 3.6 ความเร่งที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อน (NFFN)



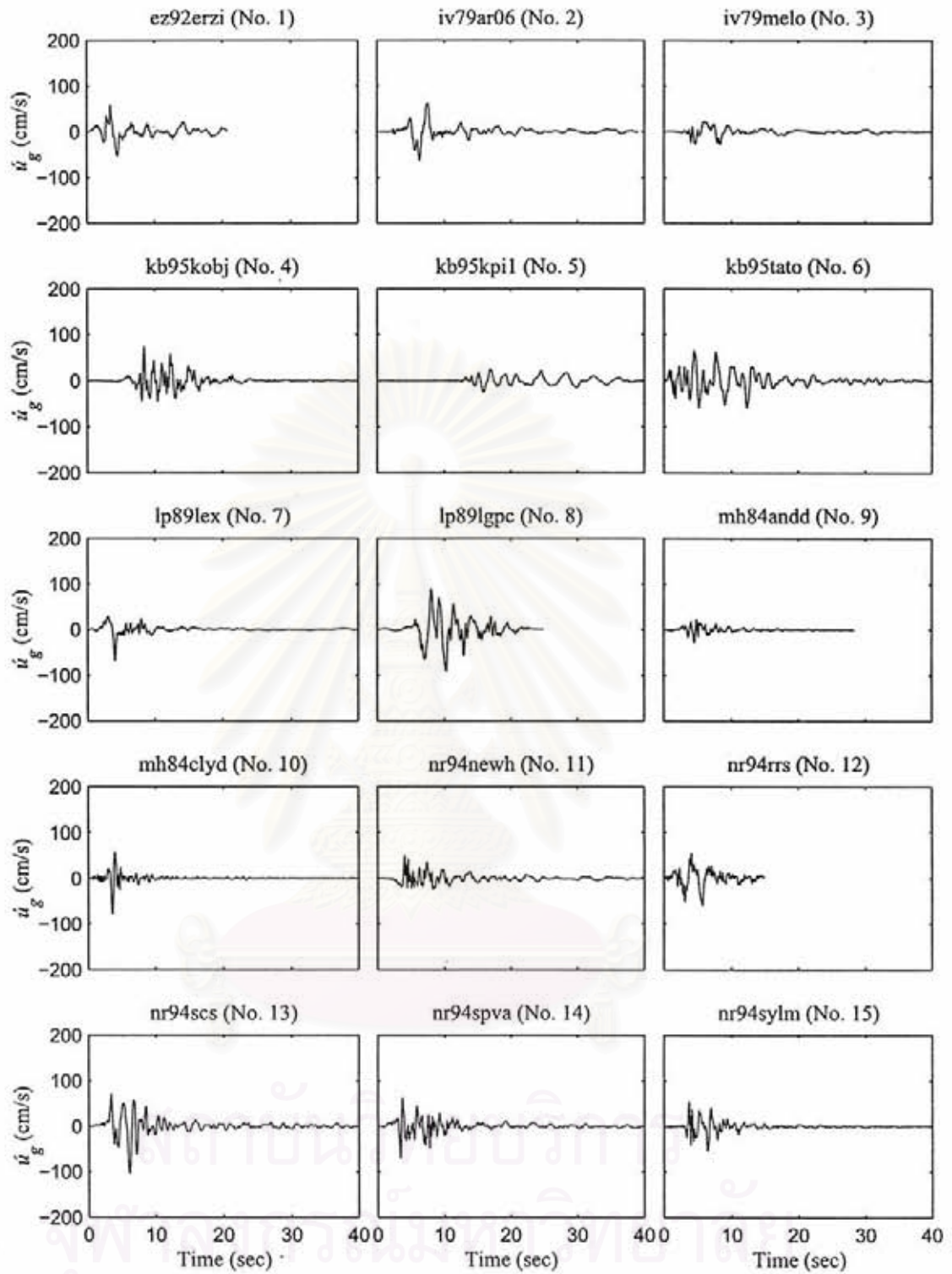
รูปที่ 3.7 ความเร็วที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อน (NFFN)



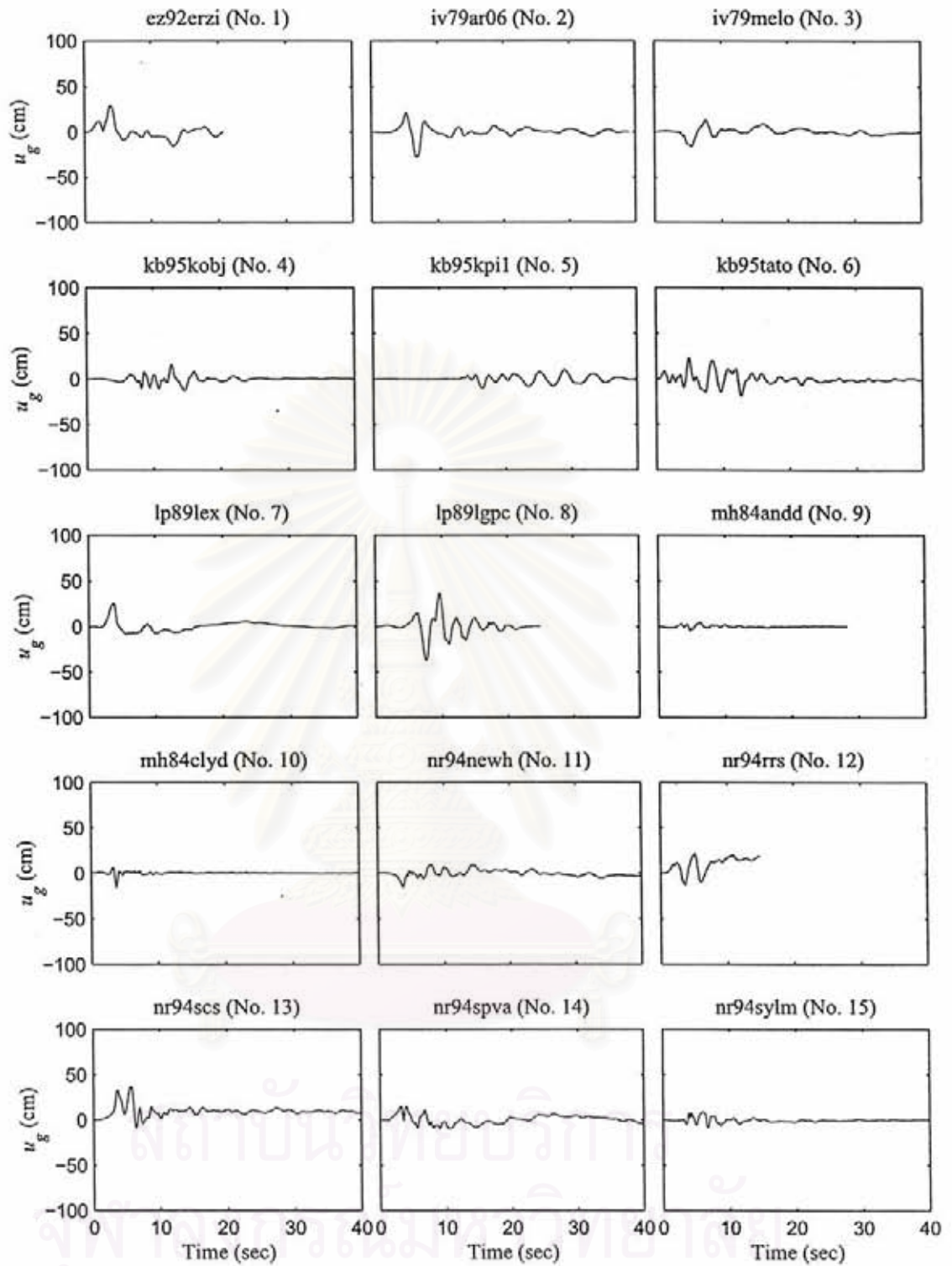
รูปที่ 3.8 การกระจัดที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อน (NFFN)



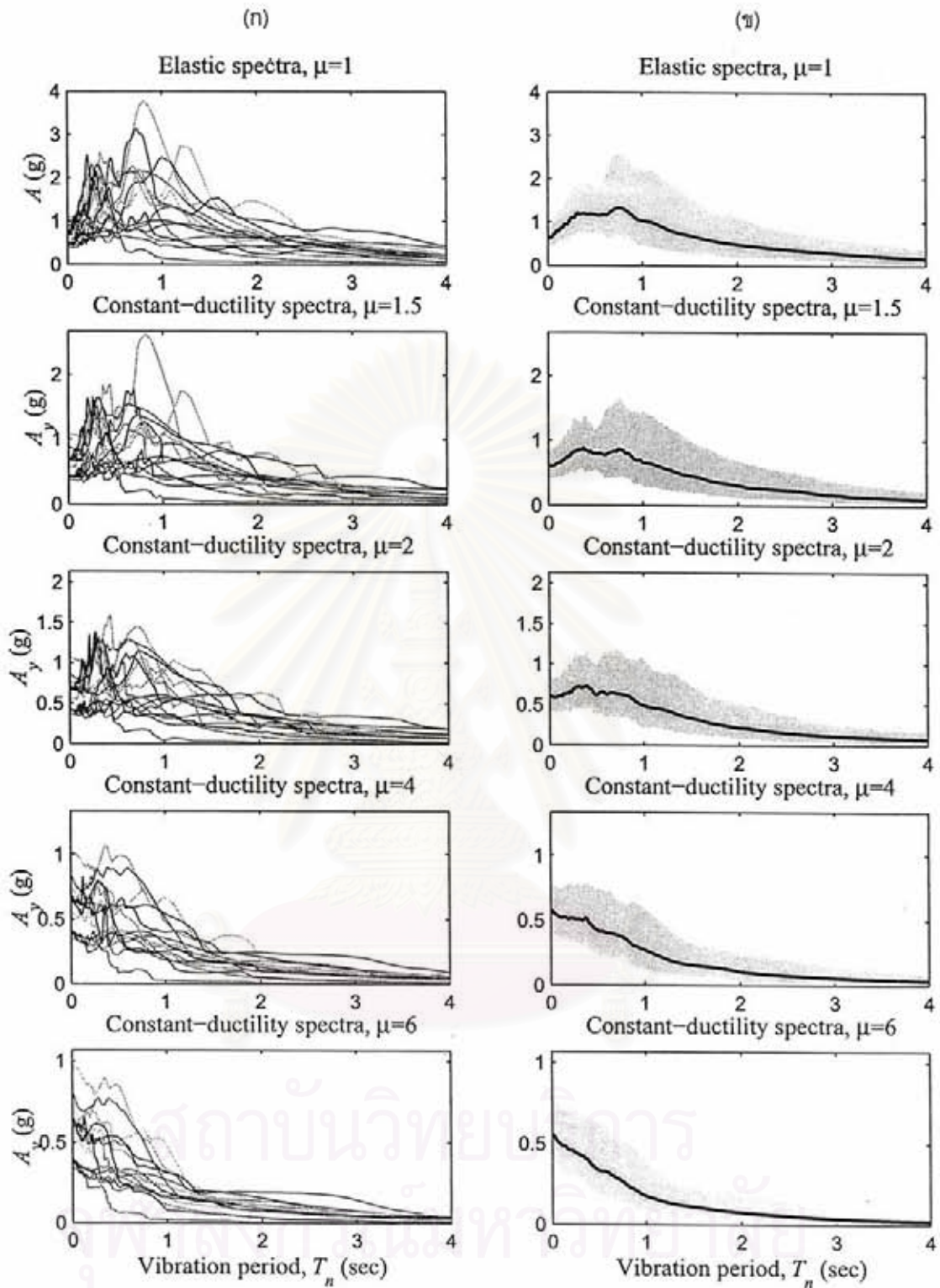
รูปที่ 3.9 ความเร่งที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางขนานกับรอยเลื่อน (NFFP)



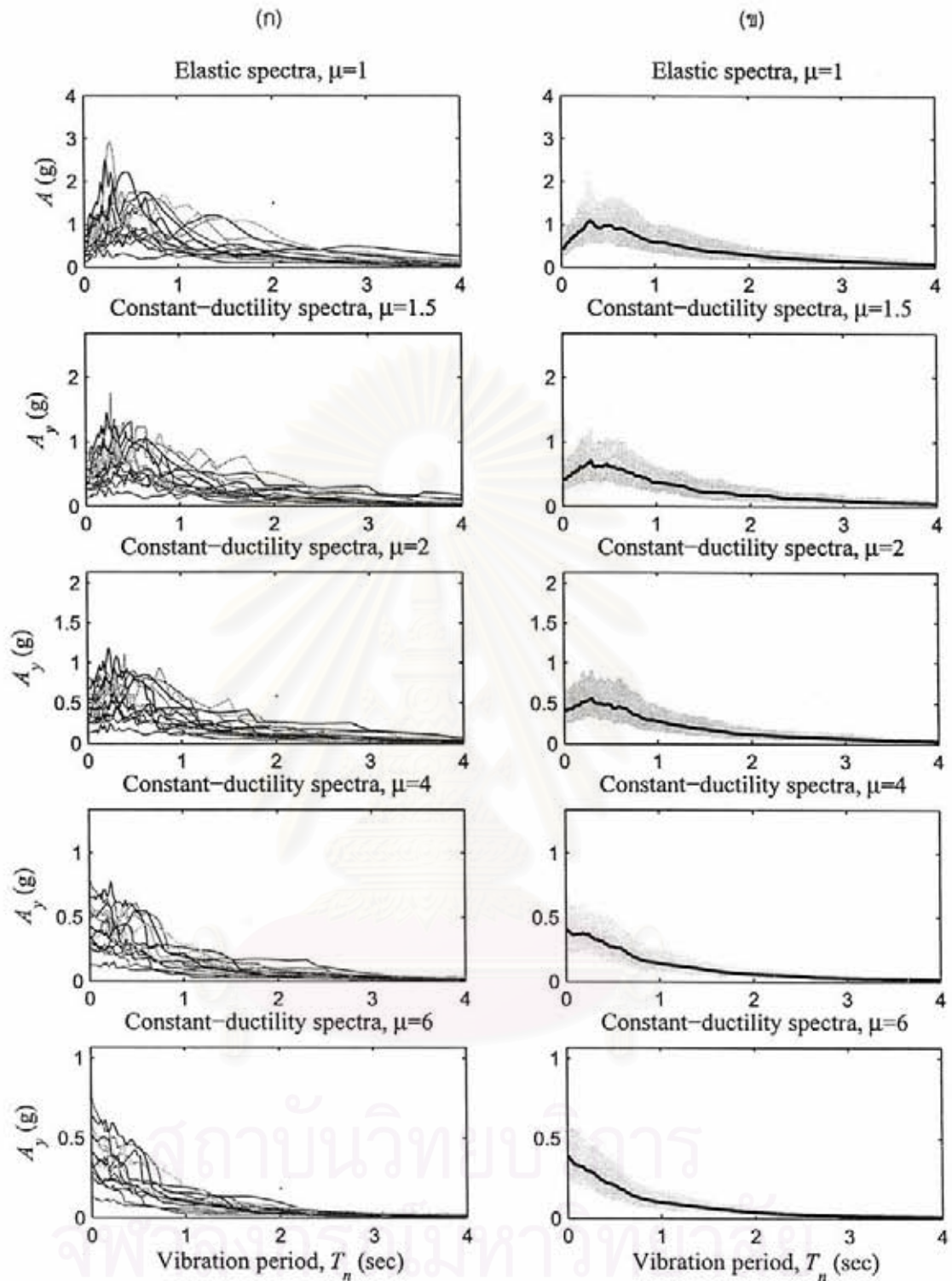
รูปที่ 3.10 ความเร็วที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางขนานกับรอยเลื่อน (NFFP)



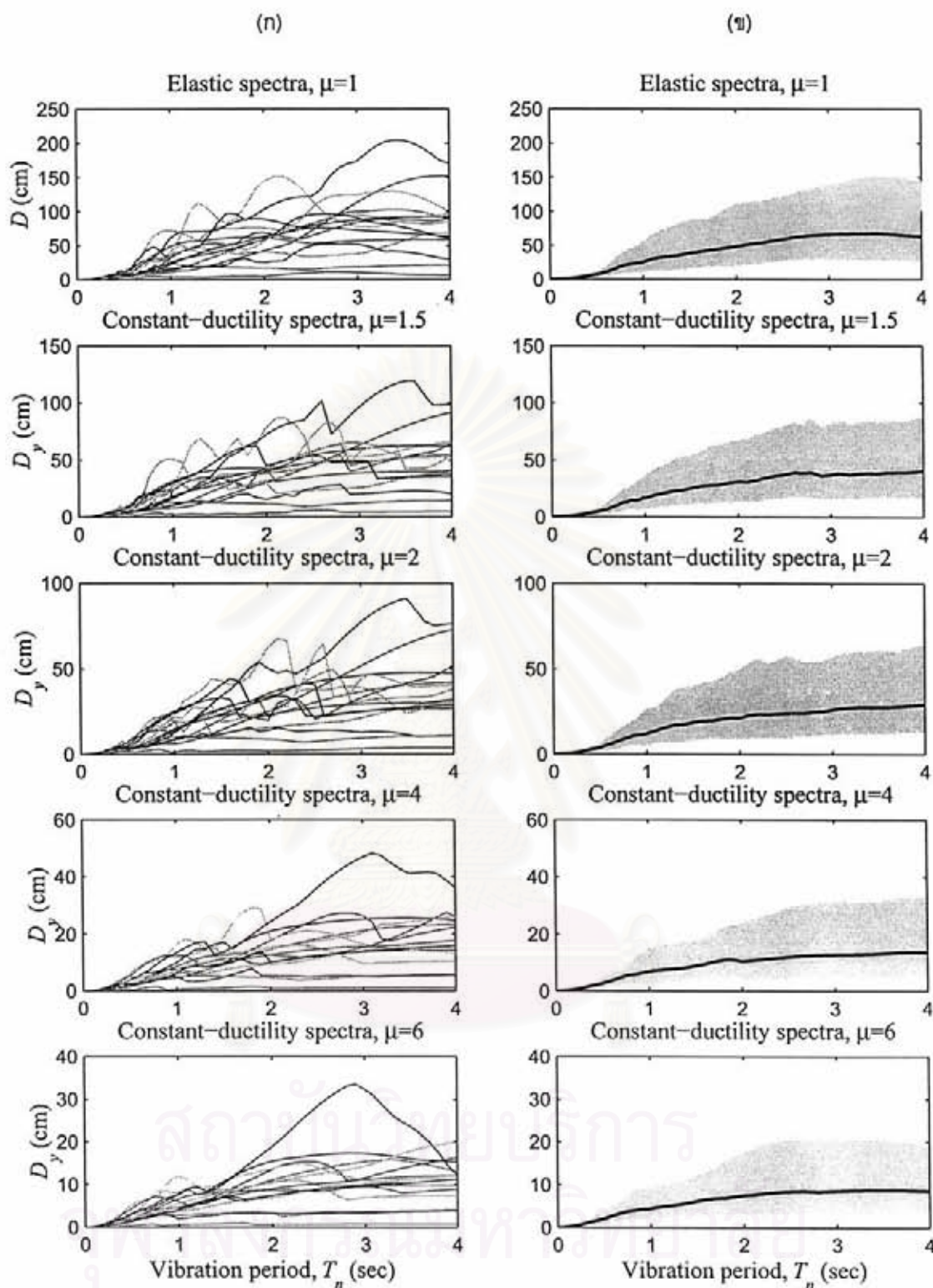
รูปที่ 3.11 การกระจัดที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางขนานกับรอยเลื่อน (NFFP)



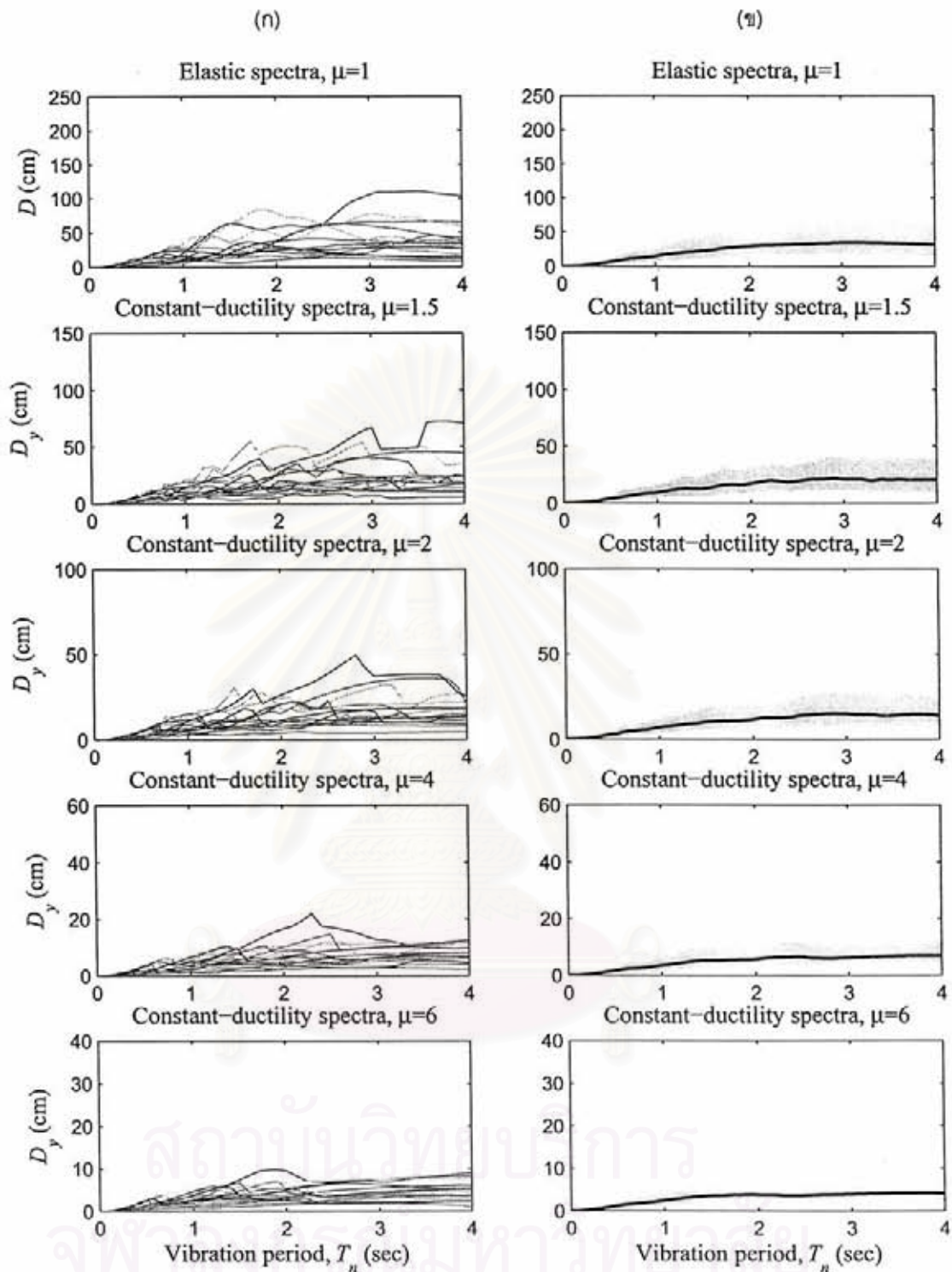
รูปที่ 3.12 สเปกตรัมความเร่งเสมือนที่จุดครากที่ทำให้การตอบสนองของระบบ SDF ต่อคลื่นแผ่นดินไหว ระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อน (NFFN) มีค่าอัตราส่วนความเหนียวคงที่ μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 ระบบ SDF มีอัตราส่วนสติเฟนสหลังการคราก $\alpha = 3\%$ และอัตราส่วนความหน่วง $\zeta = 5\%$ (ก) สำหรับแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และ (ข) ค่ามัธยฐานและเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 16 และ 84



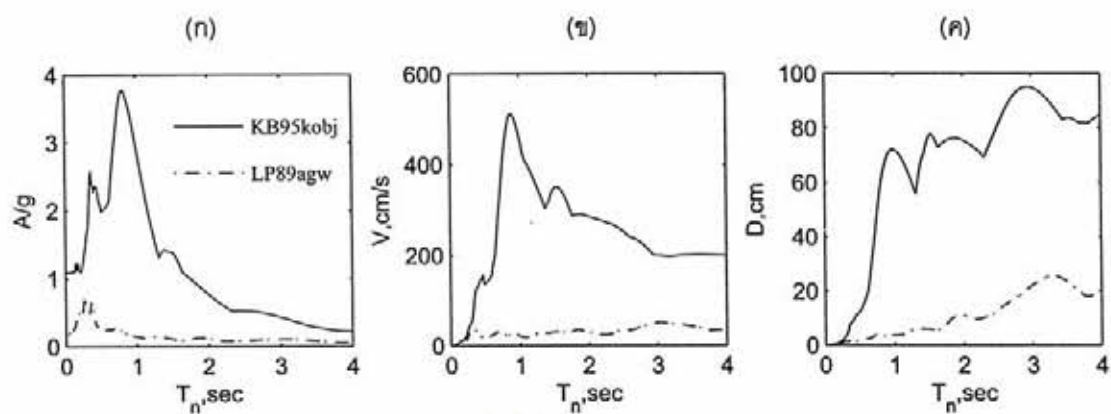
รูปที่ 3.13 สเปกตรัมความเร่งเสมือนที่จุดครากที่ทำให้การตอบสนองของระบบ SDF ต่อคลื่นแผ่นดินไหว ระยะไกลร่อยเลือน ในทิศทางขนานกับรอยเลื่อน (NFFP) มีค่าอัตราส่วนความเหนียวคงที่ μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 ระบบ SDF มีอัตราส่วนสตีเฟนสหลังการคราก $\alpha = 3\%$ และอัตราส่วนความหน่วง $\zeta = 5\%$ (ก) สำหรับแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และ (ข) ค่ามัธยฐานและเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 16 และ 84



รูปที่ 3.14 สเปกตรัมการกระจัดที่จุดครากที่ทำให้การตอบสนองของระบบ SDF คลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้รอยเลื่อน ในทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อน (NFFN) มีค่าอัตราส่วนความเหนียวคงที่ μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 ระบบ SDF มีอัตราส่วนสติเฟนสหลังการคราก $\alpha=3\%$ และอัตราส่วนความหน่วง $\zeta=5\%$ (n) สำหรับแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และ (w) ค่ามัธยฐานและเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 16 และ 84

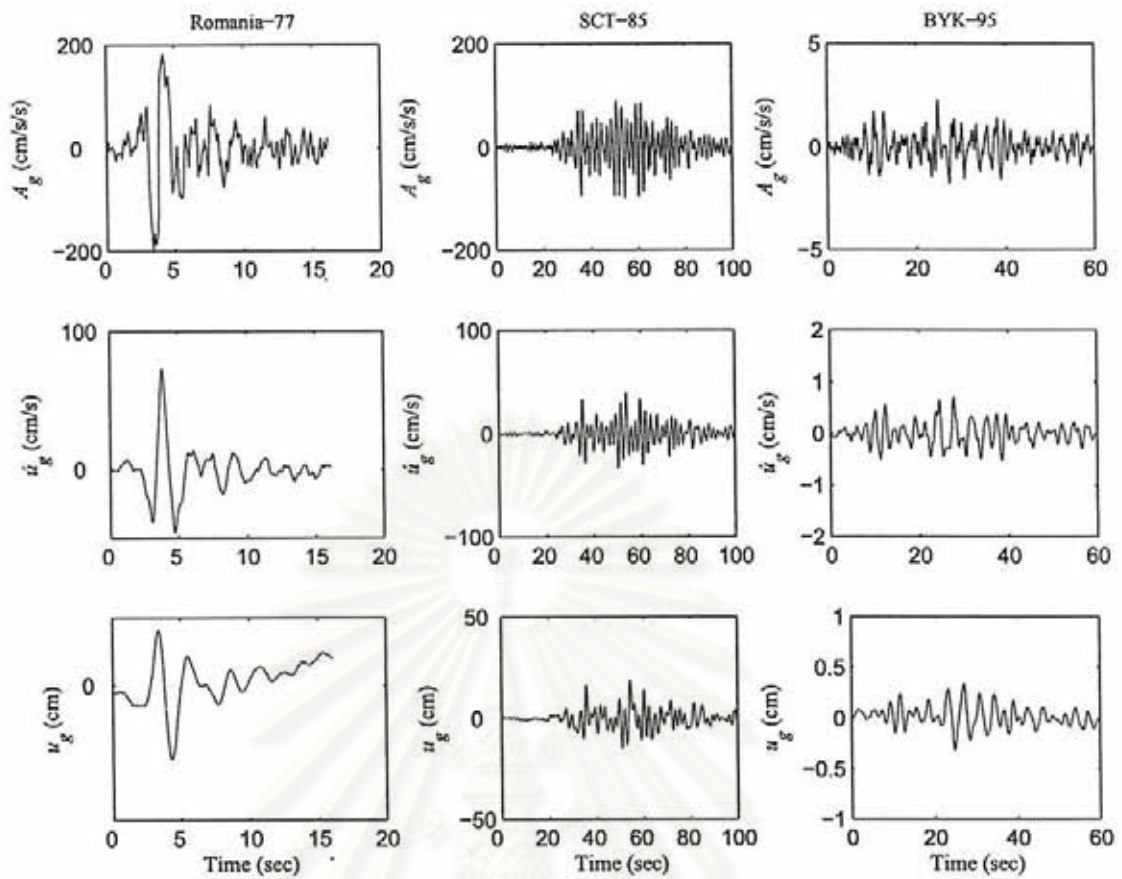


รูปที่ 3.15 สเปกตรัมการกระจัดที่จุดครากที่ทำให้การตอบสนองของระบบ SDF ต่อคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ รอยเลื่อน ในทิศทางขนานกับรอยเลื่อน (NFFP) มีค่าอัตราส่วนความเหนียวคงที่ μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 ระบบ SDF มีอัตราส่วนสติฟเนสหลังการคราก $\alpha = 3\%$ และอัตราส่วนความหน่วง $\zeta = 5\%$ (ก) สำหรับแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และ (ข) ค่ามัธยฐานและเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 16 และ 84



รูปที่ 3.16 การเปรียบเทียบสเปกตรัมผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลรอยเลื่อน (NFFN) หมายเลข 4 (Hyogo-Ken-Nanbu, 1995) กับคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลรอยเลื่อน (LMSR) หมายเลข 1 (Loma Prieta, 1989) (ก) ความเร่งเสมือน (ข) ความเร็วเสมือน และ (ค) การเสียรูป

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.17 ความเร่ง ความเร็วและการกระจัดที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อน (Soft soil)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งตัวอย่างที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ

วัตถุประสงค์ในบทนี้เพื่อศึกษาผลการวิเคราะห์อัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการกระจายของอัตราส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นซึ่งแสดงถึงความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนที่ได้จากการวิเคราะห์โครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ด้วยวิธี MMPA, MPA และ FEMA-356 โดยจะแบ่งเป็น 2 กรณีศึกษา คือ กรณีที่โครงข้อแข็งมีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วง และ กรณีที่โครงข้อแข็งมีจำนวนช่วงเสา 2 ช่วง และจะทำการเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของทั้งสองกรณีศึกษาร่วมกัน โดยในหัวข้อที่ 4.1 จะเป็นการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งตัวอย่างที่มีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วง และ จำนวนช่วงเสา 2 ช่วง ด้วยวิธี NL-RHA (Δ_{NL-RHA}) เพื่อนำไปเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MPA, MMPA และ รูปแบบแรงกระทำด้านข้างของ FEMA-356 แทนด้วยสัญลักษณ์ Δ_{MPA} , Δ_{MMPA} และ Δ_{FEMA} ตามลำดับ ซึ่งจะทำการศึกษาในหัวข้อที่ 4.2 โดยจะแสดงอยู่ในรูปของอัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นโดยแทนด้วยสัญลักษณ์ Δ_{MPA}^* , Δ_{MMPA}^* และ Δ_{FEMA}^* พร้อมทั้งศึกษาการกระจายความคลาดเคลื่อนจากผลการวิเคราะห์ข้างต้นในหัวข้อ 4.3 โดยจะแสดงอยู่ในรูป δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} และในตอนท้ายบทจะได้ทำการประเมินความถูกต้องของการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งด้วยวิธี MMPA และ MPA

4.1 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA

ในหัวข้อนี้เป็นการวิเคราะห์ค่า Δ_{NL-RHA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและมีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วงและ 2 ช่วง โดยในแต่ละโครงข้อแข็งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN โดยประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีความสูงต่างกัน 6 รูปแบบความสูงคือ 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งในแต่ละรูปแบบความสูงจะมีค่า μ ต่างกัน 5 ค่าคือ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 รวมทั้งโครงสร้างที่มีผลตอบสนองอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยแต่ละโครงสร้างจะมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง (T_L) และคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน (T_U) รวมทั้งสิ้นจะมีโครงข้อแข็งที่ใช้ทำการศึกษาทั้งหมด 360 รูปแบบอาคาร

4.1.1 อาคารที่มีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วง

รูปที่ 4.1 ถึง 4.6 แสดงค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง ความแข็งแรงและคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ต่างกัน โดยในแต่ละโครงข้อแข็งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่า Δ_{NL-RHA} ของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวทุกกลุ่มคลื่นมีแนวโน้มคล้ายกัน โดยโครงข้อแข็งที่ได้รับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหว LMSR จะมี ค่าเข้าใกล้ 1 เปอร์เซนต์ (Chintanapakdee และ Chopra, 2003) ในขณะที่โครงข้อแข็งที่ได้รับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหว NFFP และ NFFN จะมีค่าเข้าใกล้ 2 เปอร์เซนต์ และ 4 เปอร์เซนต์ ตามลำดับ ซึ่งค่า Δ_{NL-RHA} จะมีค่าค่อนข้างคงที่ใน

โครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น และมีค่าโมดูลที่ตามความสูงของโครงข้อแข็งที่มีค่าเพิ่มขึ้น รวมทั้งโครงข้อแข็งที่มีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ขอบเขตบนก็จะมีแนวโน้มที่ค่า Δ_{NL-RHA} จะมีรูปแบบโมดูลที่มากขึ้นกว่าโครงข้อแข็งที่มีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ขอบเขตล่าง เมื่อพิจารณาว่า Δ_{NL-RHA} ตามค่า μ ในแต่ละโครงข้อแข็งจะพบว่า ค่า Δ_{NL-RHA} ที่ขึ้นเดียวกันมีค่าลดลงเมื่อโครงข้อแข็งมีความสูงเพิ่มขึ้น ในขณะที่บริเวณฐานอาคารจะมีค่า Δ_{NL-RHA} เพิ่มขึ้นตามความสูงของโครงข้อแข็งที่เพิ่มขึ้น ทั้งนี้จะสังเกตว่า Δ_{NL-RHA} ที่ฐานของโครงข้อแข็งที่มีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ขอบเขตล่าง (T_L) และขอบเขตบน (T_L) จะมีค่าแตกต่างกันไม่มากนักในโครงข้อแข็งที่ได้รับกลุ่มคลื่น LMSR แต่จะแตกต่างกันชัดเจนในกรณีที่โครงข้อแข็งได้รับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหว NFFP และ NFFN

4.1.2 อาคารที่มีจำนวนช่วงเสา 2 ช่วง

รูปที่ 4.7 ถึง 4.12 แสดงค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็ง 2 ช่วงเสา ที่มีความสูง ความแข็งแรงและคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ต่างกัน โดยในแต่ละโครงข้อแข็งได้รับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหว LMSR NFFP และ NFFN จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่า Δ_{NL-RHA} ของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวทุกกลุ่มคลื่นยังคงมีแนวโน้มคล้ายกันกับค่า Δ_{NL-RHA} ของโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา โดยค่า Δ_{NL-RHA} จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามค่า μ ที่เพิ่มขึ้น(ความแข็งแรงลดลง) และตามความสูงของโครงข้อแข็งที่เพิ่มขึ้นซึ่งตรงข้ามกับค่า Δ_{NL-RHA} ในบริเวณชั้นบนของอาคารที่มีค่าลดลง

จากผลการวิเคราะห์ในรูปที่ 4.13 และ 4.14 ซึ่งเป็นการเปรียบเทียบค่า Δ_{NL-RHA} ระหว่างโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา กับโครงข้อแข็ง 2 ช่วงเสาที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN จากผลการวิเคราะห์พบว่า โครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา และ 2 ช่วงเสา ซึ่งมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ขอบเขตล่าง จะมีค่า Δ_{NL-RHA} ตลอดความสูงของอาคารใกล้เคียงกันมาก ในขณะที่โครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา และ 2 ช่วงเสา ซึ่งมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ขอบเขตบนจะมีค่า Δ_{NL-RHA} ต่างกันอย่างชัดเจน โดยเฉพาะอาคารความสูง 15-18 ชั้น ซึ่งโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา จะมีค่า Δ_{NL-RHA} มากกว่าโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา โดยจะมีค่าต่างกันสูงสุดที่บริเวณฐานของอาคารประมาณ 1 เปอร์เซ็นต์ และความแตกต่างของค่า Δ_{NL-RHA} ระหว่างโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา กับโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา จะมีค่าค่อยๆ ลดลงในชั้นที่สูงขึ้นไป

4.2 อัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์วิธี MMPA

ในหัวข้อนี้จะเป็นการศึกษาความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งตัวอย่าง เมื่อทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA , MPA และ รูปแบบแรงกระทำด้านข้างของ FEMA-356 โดยนำมาเปรียบเทียบกับค่า Δ_{NL-RHA} (ในหัวข้อที่ 4.1) ซึ่งถือเป็นค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่แท้จริง โดยจะแสดงในรูปของอัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นซึ่งแทนด้วยสัญลักษณ์ Δ_{MMPA}^* และ Δ_{MPA}^* สำหรับวิธี MMPA และ MPA ตามลำดับ ในส่วนของความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์

ระหว่างชั้นที่ทำการวิเคราะห์ด้วยรูปแบบแรงกระทำด้านข้างของ FEMA-356 จะแทนด้วยสัญลักษณ์ Δ_{FEMA}^* โดยจะแสดงอยู่ในรูปพื้นที่แรงภาคลอบคลุมผลการวิเคราะห์ของทั้งสี่รูปแบบแรงด้านข้าง

4.2.1 อาคารที่มีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วง

รูปที่ 4.15 ถึง 4.20 แสดงค่า Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR NFFP และ NFFN ตามลำดับ จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA ให้ผลการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับวิธี MPA เมื่อทำการวิเคราะห์กับอาคารสูง 3 ชั้น และ 6 ชั้น โดยต่างให้ผลการวิเคราะห์ที่มีความถูกต้องสูงซึ่งมีความคลาดเคลื่อนสูงสุดไม่เกิน 10 เปอร์เซ็นต์ สำหรับอาคาร 3 ชั้น และ ไม่เกิน 20 เปอร์เซ็นต์ สำหรับอาคาร 6 ชั้น และเมื่อทำการวิเคราะห์กับอาคารที่สูงขึ้นจะพบว่า ผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MMPA จะมีค่าแตกต่างกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MPA อย่างชัดเจน ซึ่งเป็นผลมาจากการตอบสนองของโหมดสูงที่เด่นชัดขึ้น ทำให้ความคลาดเคลื่อนที่เกิดจากสมมติฐานการตอบสนองของโหมดสูงที่เป็นแบบยึดหยุ่นมีค่าเพิ่มขึ้น

สำหรับค่ามัธยฐานของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีความสูงตั้งแต่ 6 ชั้นขึ้นไปพบว่า โครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA และ MMPA จะมีรูปแบบและแนวโน้มของความคลาดเคลื่อนคล้ายกัน โดยในบริเวณช่วงล่างของโครงข้อแข็งต่างให้ผลการวิเคราะห์มากกว่าค่าแท้จริงซึ่งผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MPA จะมีความคลาดเคลื่อนน้อยกว่าวิธี MMPA ในขณะที่ผลการวิเคราะห์บริเวณช่วงบนของอาคารจะมีค่าน้อยกว่าค่าแท้จริง โดยผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MMPA จะมีความคลาดเคลื่อนน้อยกว่าวิธี MPA และแนวโน้มความคลาดเคลื่อนระหว่างวิธี MPA และ MMPA จะมีค่าต่างกันอย่างชัดเจน ในโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 โดยค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณด้วยวิธี MMPA (Δ_{MMPA}^*) จะมีค่ามากกว่าค่าที่แท้จริงที่ได้จากวิธี NL-RHA (Δ_{NL-RHA}^*) และมีความคลาดเคลื่อนมากกว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MPA โดยความคลาดเคลื่อนเนื่องจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA จะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อโครงข้อแข็งมีความสูงเพิ่มขึ้นและมีแนวโน้มที่สูงกว่าการวิเคราะห์ด้วยรูปแบบแรงด้านข้างของ FEMA-356 นอกจากนี้เมื่อพิจารณาความคลาดเคลื่อนของโครงข้อแข็งที่มีความสูงเท่ากันจะพบว่า ความคลาดเคลื่อนของวิธี MMPA และ MPA มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อโครงข้อแข็งมีความแข็งแรงลดลง (μ เพิ่มขึ้น) ทั้งนี้เป็นผลมาจากโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงน้อยจะมีการตอบสนองในช่วงไม่ยึดหยุ่นมากกว่าโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงมาก ทำให้การใช้สมมติฐานของวิธีวิเคราะห์แบบแยกโหมดมีความผิดพลาดมากขึ้น ส่งผลให้ค่า Δ_{MMPA}^* และ Δ_{MPA}^* มีความคลาดเคลื่อนเพิ่มยิ่งขึ้น

4.2.2 อาคารที่มีจำนวนช่วงเสา 2 ช่วง

รูปที่ 4.21 ถึง 4.26 แสดงค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR NFFP และ NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA MPA และ วิธีเชิงสถิตโดยใช้รูปแบบแรงกระทำด้านข้างตามข้อกำหนดของ FEMA-356 เทียบกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA ซึ่งแทนด้วยสัญลักษณ์ Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ตามลำดับ จากผลการวิเคราะห์จะพบว่า ค่าการเคลื่อนที่

สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA ให้ผลการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับวิธี MPA เมื่อทำการวิเคราะห์กับอาคารสูง 3 ชั้น และ 6 ชั้น โดยต่างให้ผลการวิเคราะห์ที่มีความถูกต้องสูงซึ่งมีความคลาดเคลื่อนสูงสุดไม่เกิน 10 เปอร์เซ็นต์ สำหรับอาคาร 3 ชั้น และ ไม่เกิน 20 เปอร์เซ็นต์ สำหรับอาคาร 6 ชั้น และเมื่อทำการวิเคราะห์กับอาคารที่สูงขึ้นจะพบว่า ผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MMPA จะมีค่าแตกต่างกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MPA ชัดเจนขึ้น ซึ่งเป็นผลมาจากการตอบสนองของโหนดสูงที่เด่นชัด ทำให้ความคลาดเคลื่อนที่เกิดจากสมมติฐานการตอบสนองของโหนดสูงที่เป็นแบบยึดหยุ่นมีค่าเพิ่มขึ้นและเมื่อพิจารณาโครงข้อแข็งความสูง 9-18 ชั้น จะพบว่า โครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 จะมีค่า Δ_{MMPA} ที่ยอดอาคารน้อยกว่าค่า Δ_{NL-RHA} โดยมีความคลาดเคลื่อนสูงสุดไม่เกิน 30 เปอร์เซ็นต์ ส่วนโครงข้อแข็งที่ถูกออกแบบให้มีค่า $\mu = 4$ และ 6 โดยส่วนใหญ่จะมีค่า Δ_{MMPA} ที่ขึ้นบนมากกว่าค่า Δ_{NL-RHA} โดยเฉพาะโครงข้อแข็งความสูง 18 ชั้น ที่มีค่า $\mu = 6$ จะมีความคลาดเคลื่อนสูงกว่า 40 เปอร์เซ็นต์

เมื่อพิจารณาความคลาดเคลื่อนของโครงข้อแข็งที่มีความสูงเท่ากันจะพบว่า ความคลาดเคลื่อนของวิธี MMPA และ MPA มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อโครงข้อแข็งมีความแข็งแรงลดลง (μ เพิ่มขึ้น) ทั้งนี้เป็นผลมาจากโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงน้อยจะมีการตอบสนองในช่วงไม่ยึดหยุ่นมากกว่าโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงมาก ทำให้การใช้สมมติฐานของวิธีวิเคราะห์แบบแยกโหนดมีความผิดพลาดมากขึ้น ส่งผลให้ค่า Δ_{MMPA} และ Δ_{MPA} มีความคลาดเคลื่อนเพิ่มขึ้น

รูปที่ 4.27 และ 4.28 แสดงการเปรียบเทียบค่าความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา และโครงข้อแข็ง 2 ช่วงเสา ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA จากผลการวิเคราะห์พบว่า ความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA สำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา และ 2 ช่วงเสา ที่มีความสูงไม่เกิน 12 ชั้น จะมีค่าไม่ต่างกันมากนัก ในขณะที่โครงข้อแข็งที่มีความสูง 15-18 ชั้น จะมีความคลาดเคลื่อนต่างกันอย่างชัดเจน ซึ่งแสดงให้เห็นว่า จำนวนช่วงเสาของโครงข้อแข็งที่เพิ่มขึ้นมีผลกระทบต่อระดับความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นอย่างมีนัยสำคัญ โดยผลกระทบต่อระดับความคลาดเคลื่อนจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อโครงข้อแข็งมีความสูงเพิ่มขึ้นและมีความแข็งแรงลดลง (μ สูงขึ้น) ซึ่งอาจเป็นผลมาจากผลตอบสนองในโหนดสูงที่มีส่วนร่วมมากขึ้น รวมถึงการตอบสนองในช่วงไม่ยึดหยุ่นมีค่ามากขึ้นทำให้การใช้สมมติฐานของวิธีวิเคราะห์แบบแยกโหนดของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา มีความผิดพลาดมากขึ้น ซึ่งการที่จำนวนช่วงเสามีผลกระทบต่อระดับความคลาดเคลื่อนของผลการวิเคราะห์อย่างมีนัยสำคัญนี้ จำเป็นที่จะต้องทำการศึกษาเพิ่ม ในกรณีที่มีจำนวนช่วงเสามากกว่านี้เพื่อให้ทราบถึงแนวโน้มที่แท้จริงของความคลาดเคลื่อนเมื่อโครงข้อแข็งมีจำนวนช่วงเสามากขึ้น

4.3 การกระจายของอัตราส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA

ในหัวข้อนี้เป็นการศึกษาการกระจายของอัตราส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น หรือการกระจายความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วง และ 2 ช่วง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN ซึ่งทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA MPA และด้วยรูปแบบแรงกระทำด้านข้างของ FEMA-356 โดยแสดงในรูปของ δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ซึ่งผลการ

วิเคราะห์ที่ได้จากรูปแบบแรงด้านข้างของ FEMA-356 จะแสดงอยู่ในรูปพื้นที่แรงกอลอบคลุมผลการวิเคราะห์ของทั้งสี่รูปแบบแรง

4.3.1 อาคารที่มีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วง

รูปที่ 4.29 และ 4.30 แสดงการกระจายอัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA, MPA และ วิธีเชิงสถิตโดยใช้รูปแบบแรงกระทำด้านข้างตามข้อกำหนดของ FEMA-356 ซึ่งแทนด้วยสัญลักษณ์ δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ตามลำดับ จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่า δ_{MMPA} จะมีค่าใกล้เคียงกับ δ_{MPA} ในทุกกรณีโครงข้อแข็ง โดยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 จะมีค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} ค่อนข้างคงที่ ในขณะที่โครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 มีแนวโน้มว่าค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} มีค่าเพิ่มขึ้นตามความสูงของอาคารที่เพิ่มขึ้น

สำหรับการกระจายอัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP และ NFFN ดังรูปที่ 4.31 ถึง 4.34 จะมีแนวโน้มคล้ายกับในกรณีโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ซึ่งสังเกตได้ว่า ค่า δ_{MMPA} จะมีค่าใกล้เคียงกับ δ_{MPA} ในทุกกรณีโครงข้อแข็ง โดยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 จะมีค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} ค่อนข้างคงที่ ในขณะที่โครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 มีแนวโน้มว่าค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} มีค่าเพิ่มขึ้นตามความสูงของอาคารที่เพิ่มขึ้น

4.3.2 อาคารที่มีจำนวนช่วงเสา 2 ช่วง

รูปที่ 4.35 และ 4.36 แสดงค่า δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่า δ_{MMPA} มีค่าใกล้เคียงกับ δ_{MPA} ทุกโครงข้อแข็งที่ทำการวิเคราะห์และโดยส่วนใหญ่ค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} จะมีค่าน้อยกว่า δ_{FEMA} โดยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 จะมีค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} ค่อนข้างคงที่ในขณะที่โครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 มีแนวโน้มว่าค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} มีค่าเพิ่มขึ้นตามความสูงของอาคารที่เพิ่มขึ้น

สำหรับค่า δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงสร้างที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP และ NFFN ดังรูปที่ 4.37 ถึง 4.40 จะมีแนวโน้มคล้ายกับในกรณีโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ซึ่งสังเกตได้ว่า ค่า δ_{MMPA} ยังคงมีค่าใกล้เคียงกับ δ_{MPA} ทุกโครงข้อแข็งที่ทำการวิเคราะห์และโดยส่วนใหญ่ค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} จะมีค่าน้อยกว่า δ_{FEMA} โดยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 จะมีค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} ค่อนข้างคงที่ในขณะที่โครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 มีแนวโน้มว่าค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} มีค่าเพิ่มขึ้นตามความสูงของอาคารที่เพิ่มขึ้น

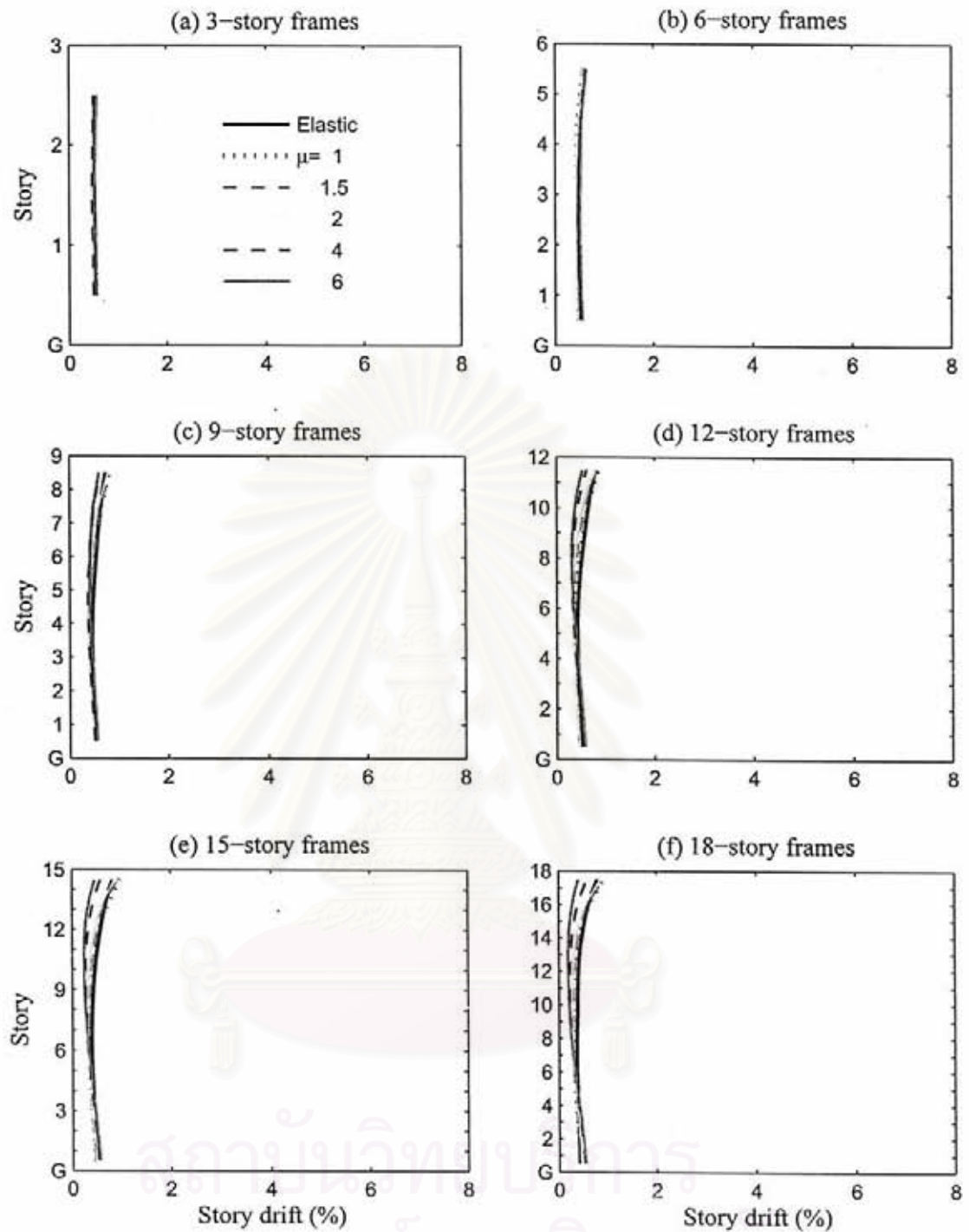
รูปที่ 4.41 และ 4.42 แสดงการเปรียบเทียบค่า δ_{MMPA} ของโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา และโครงข้อแข็ง 2 ช่วงเสา ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN จากผลการวิเคราะห์จะพบว่า โดยส่วนใหญ่ค่า δ_{MMPA} ของโครงข้อแข็ง 2 ช่วงเสา มีค่ามากกว่าค่า δ_{MMPA} ของโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา และค่า δ_{MMPA} ของโครงข้อแข็งที่มี 2

ช่วงเสา จะยิ่งมีค่ามากกว่าค่า δ_{MMPA} ของโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสาเพิ่มมากขึ้น เมื่อโครงข้อแข็งมีความสูงเพิ่มขึ้น ซึ่งแสดงให้เห็นว่า จำนวนช่วงเสาของโครงข้อแข็งที่เพิ่มขึ้นมีผลกระทบต่อกระจายความคลาดเคลื่อนอย่างมีนัยสำคัญ โดยระดับความคลาดเคลื่อนจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อโครงข้อแข็งมีความสูงเพิ่มขึ้นและมีความแข็งแรงลดลง (μ สูงขึ้น) ซึ่งเป็นผลมาจากผลตอบสนองในโหมดสูงที่มีส่วนร่วมมากขึ้น รวมถึงการตอบสนองในช่วงไม้อัดหยุ่นที่เพิ่มขึ้นทำให้ค่า δ_{MMPA} ของโครงข้อแข็ง 2 ช่วงเสามีค่าเพิ่มขึ้น และเพื่อให้ได้ข้อสรุปที่ชัดเจนจึงจำเป็นต้องทำการศึกษาค่า δ_{MMPA} ในกรณีที่มีจำนวนช่วงเสามากกว่านี้ เพื่อให้ทราบถึงแนวโน้มที่แท้จริงของค่า δ_{MMPA} เมื่อโครงข้อแข็งมีจำนวนช่วงเสามากขึ้น

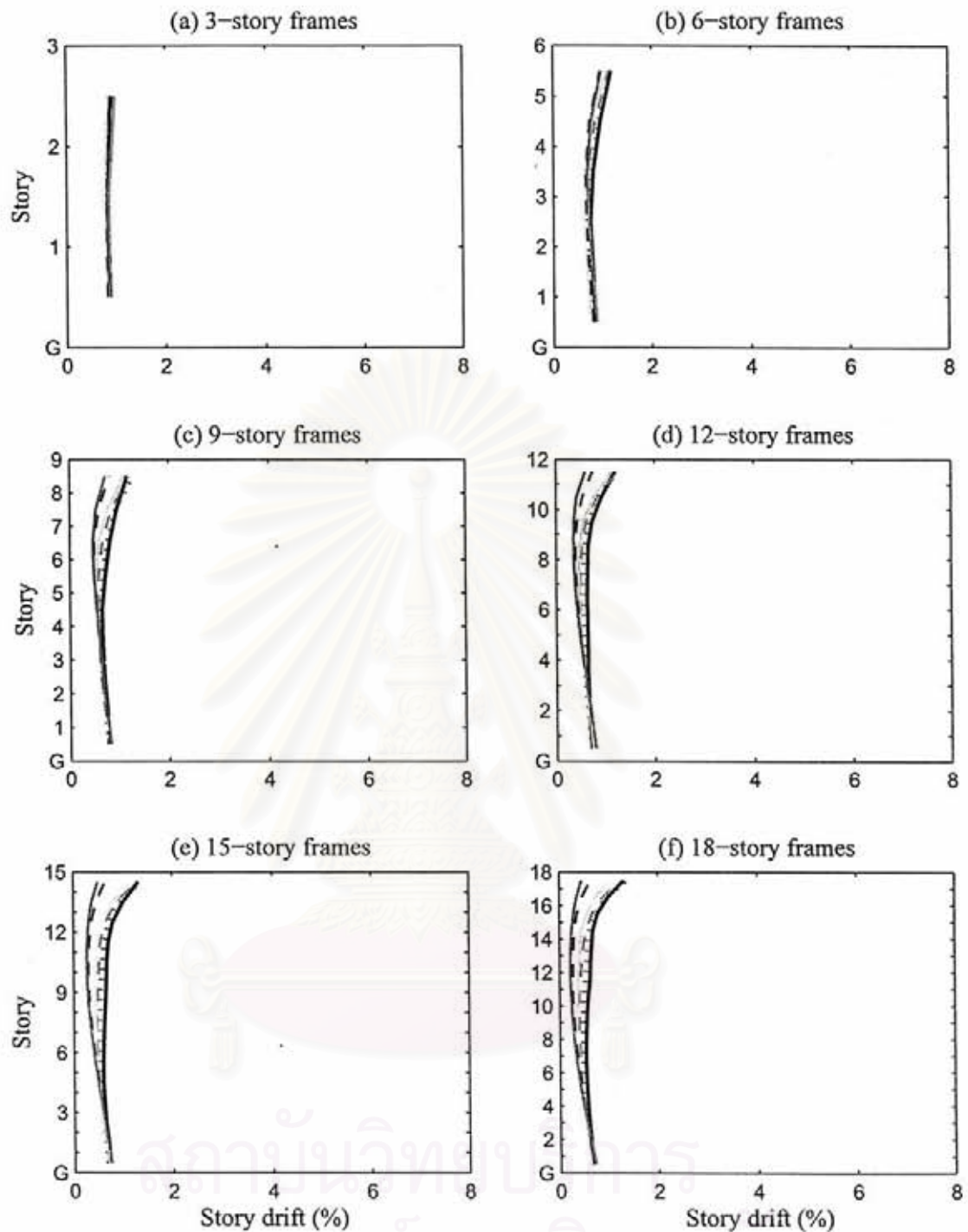
จากผลการวิเคราะห์อัตราส่วนของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการกระจายความคลาดเคลื่อนของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ด้วยวิธี MMPA และ MPA ดังที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 4.2 และ 4.3 แสดงให้เห็นว่า การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ด้วยวิธี MMPA และ MPA ไม่ควรนำมาใช้ทำการวิเคราะห์กับโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงน้อย (ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้แก่โครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6) เนื่องจาก โครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงน้อยจะมีการตอบสนองในช่วงไม้อัดหยุ่นสูง ทำให้การใช้สมมติฐานของวิธีวิเคราะห์แบบแยกโหมดมีความผิดพลาดมาก ส่งผลให้ค่า Δ_{MMPA} และ Δ_{MPA} ที่ได้มีความคลาดเคลื่อนสูง และไม่ควรทำการวิเคราะห์กับโครงข้อแข็งที่มีความสูงเกินกว่า 12 ชั้น เนื่องจาก โครงข้อแข็งที่มีความสูงเกิน 12 ชั้น จะมีผลการตอบสนองในโหมดสูงเป็นส่วนประกอบที่เด่นชัด ซึ่งจากการศึกษาที่ผ่านพบว่า ผลตอบสนองในโหมดสูงมีนัยสำคัญกับความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้น ซึ่งความคลาดเคลื่อนจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามความสูงของอาคารที่เพิ่มขึ้น



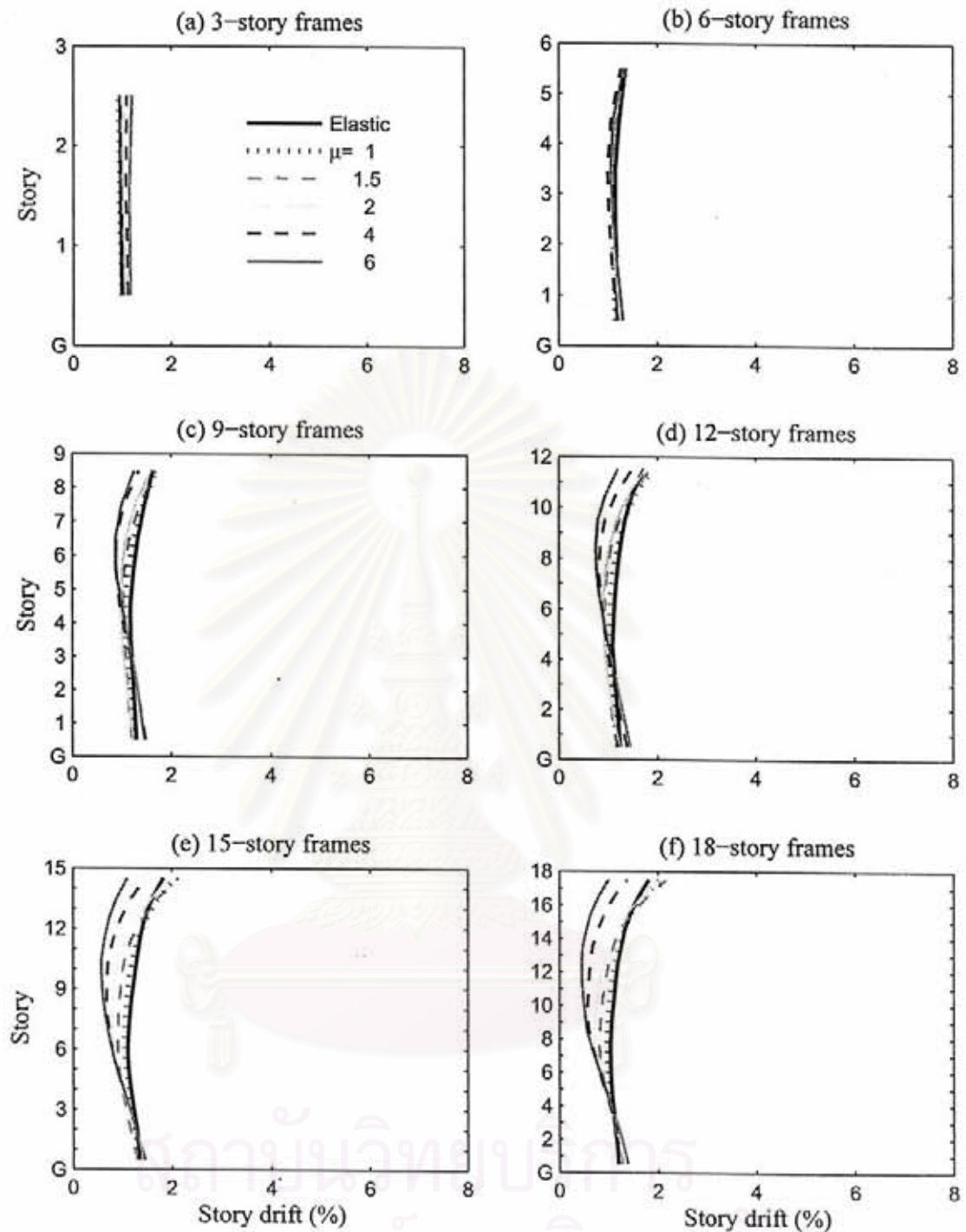
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



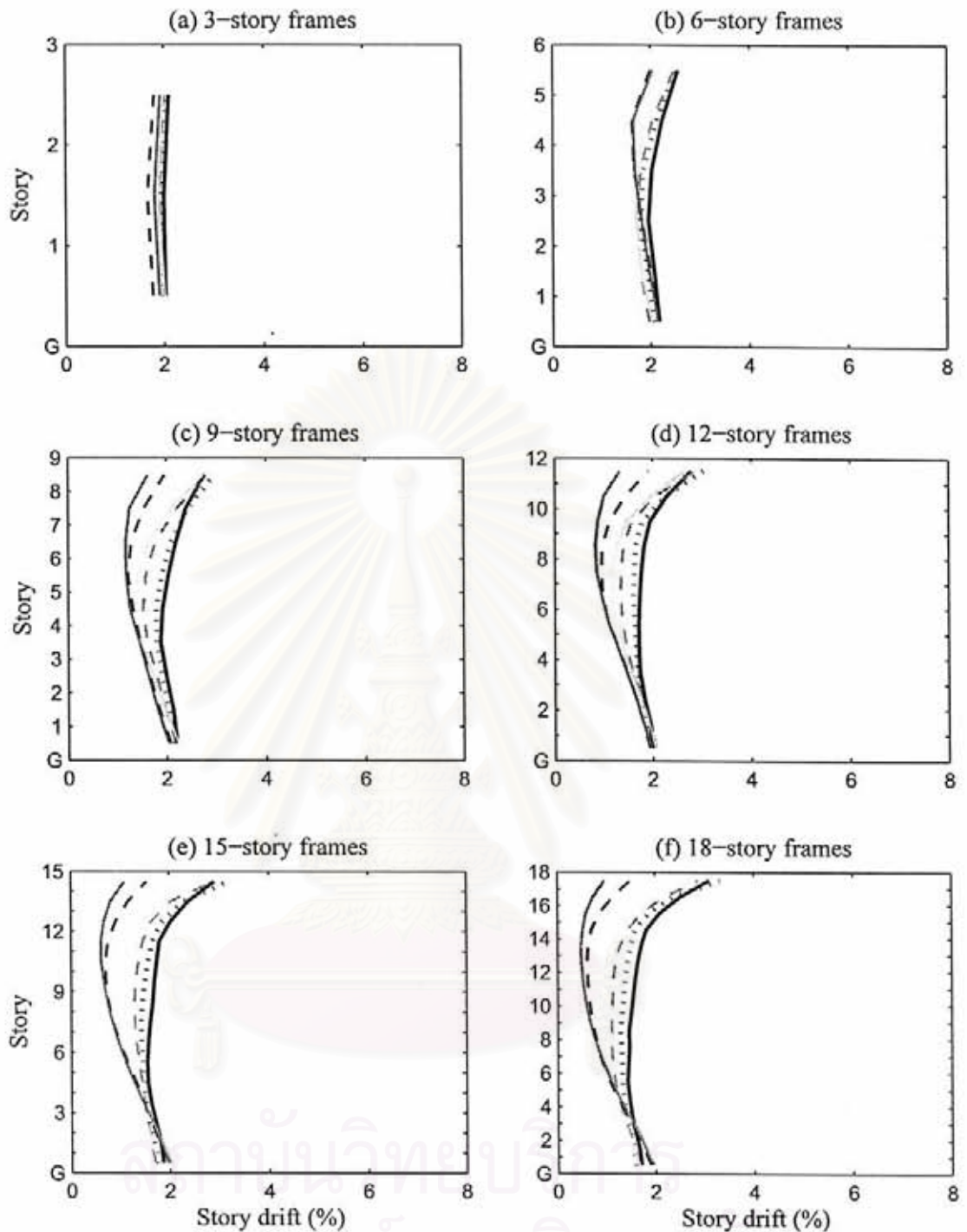
รูปที่ 4.1 มัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



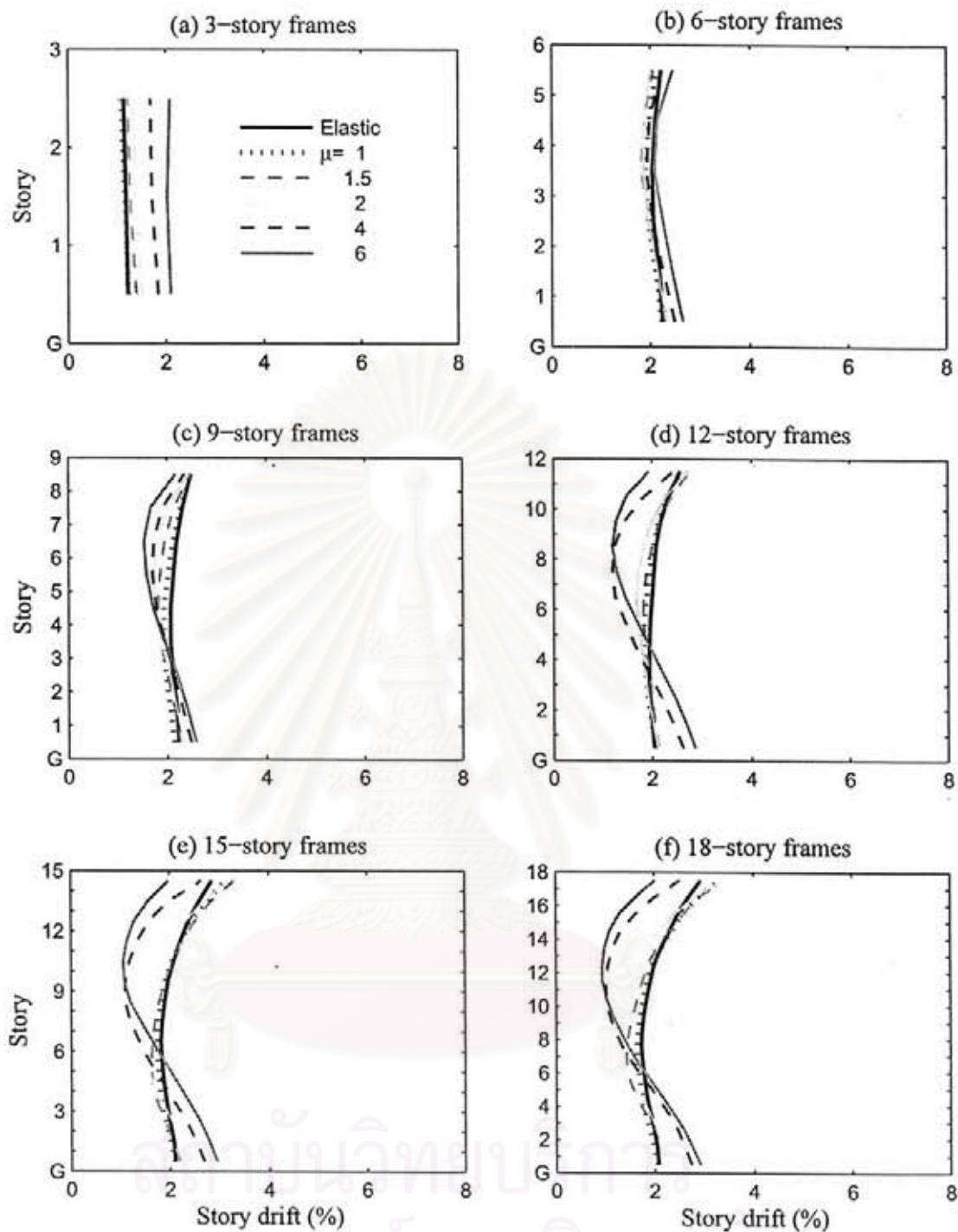
รูปที่ 4.2 มีขยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



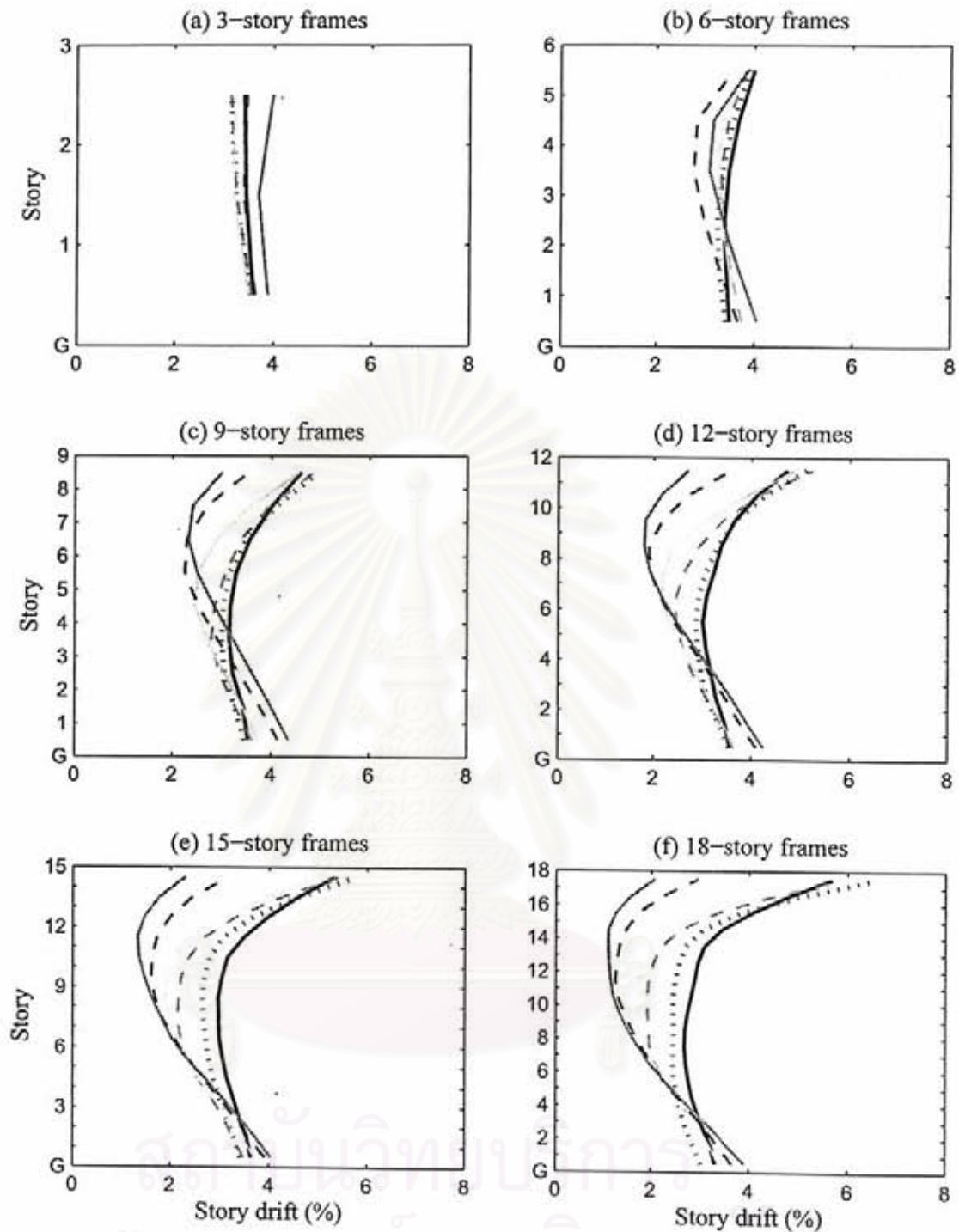
รูปที่ 4.3 มีอยู่ฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีความการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



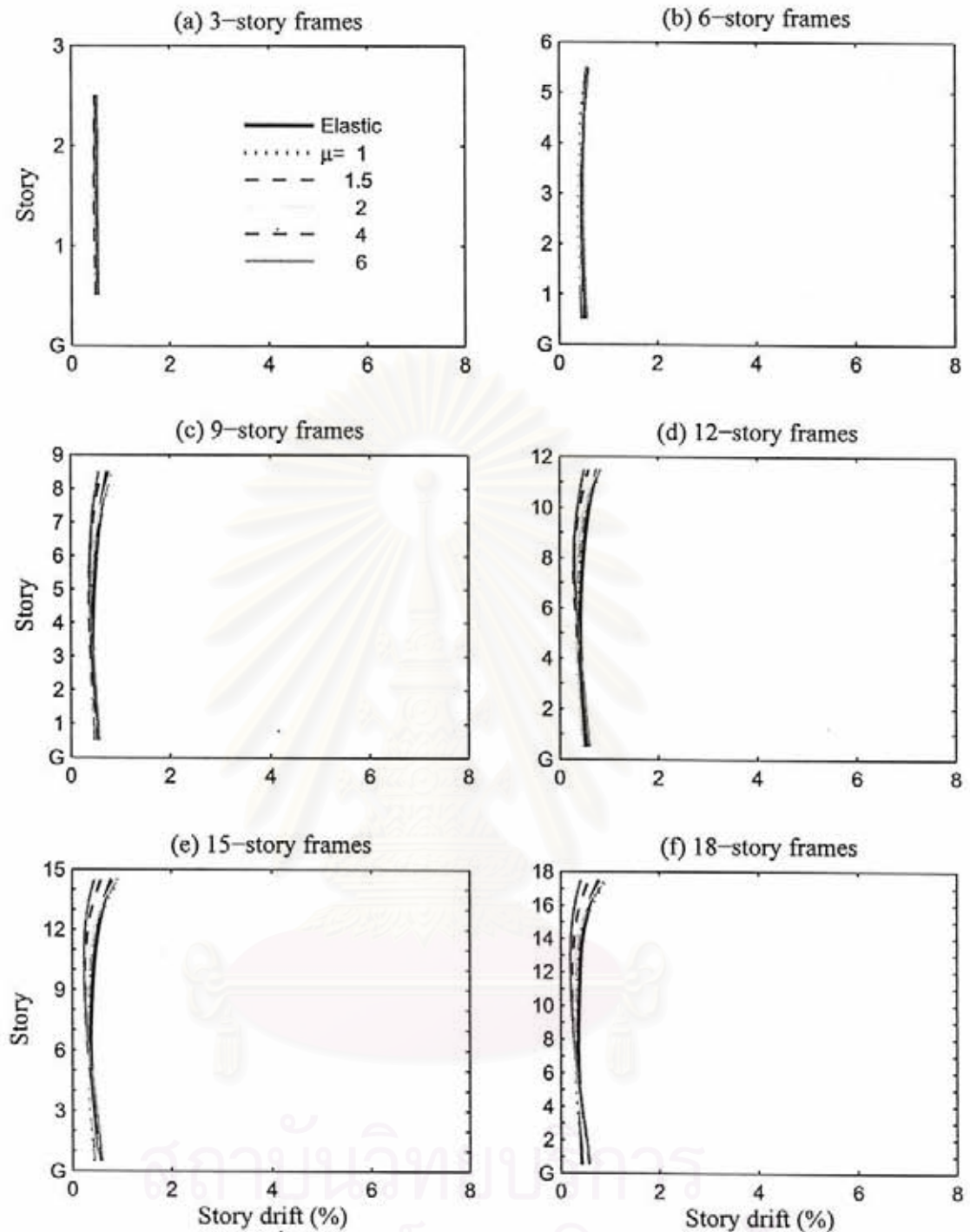
รูปที่ 4.4 มีรยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



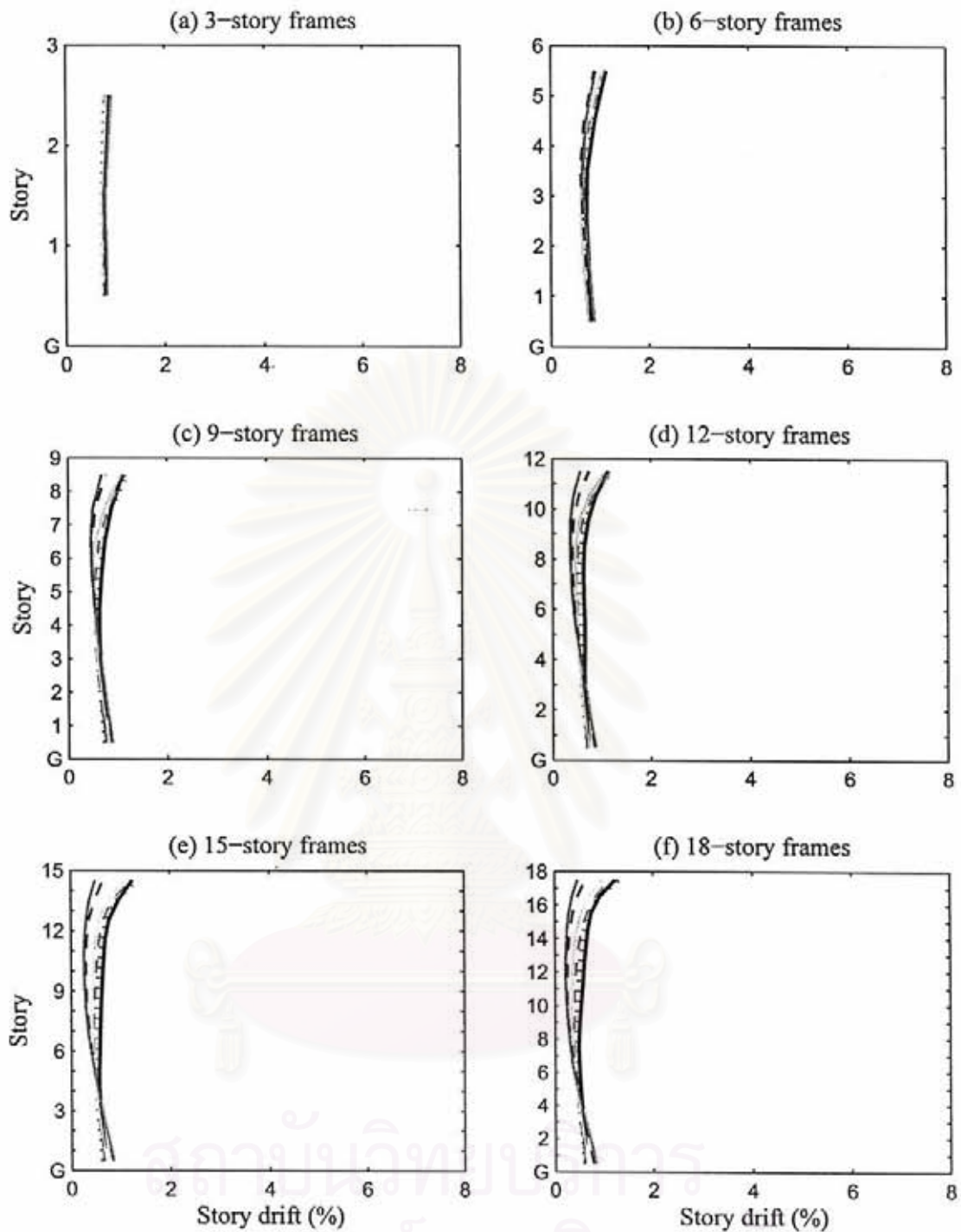
รูปที่ 4.5 มัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีความการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



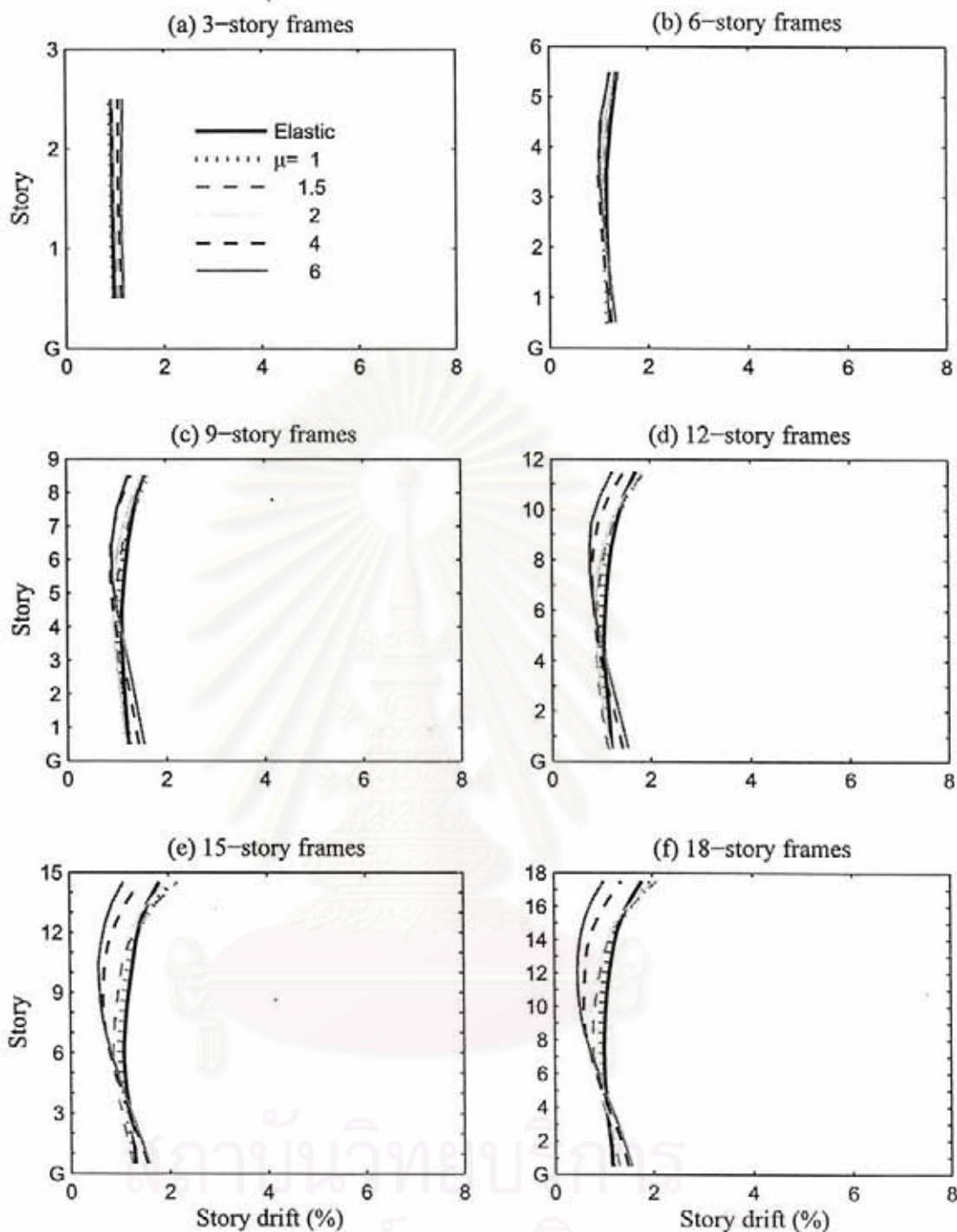
รูปที่ 4.6 มีรยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



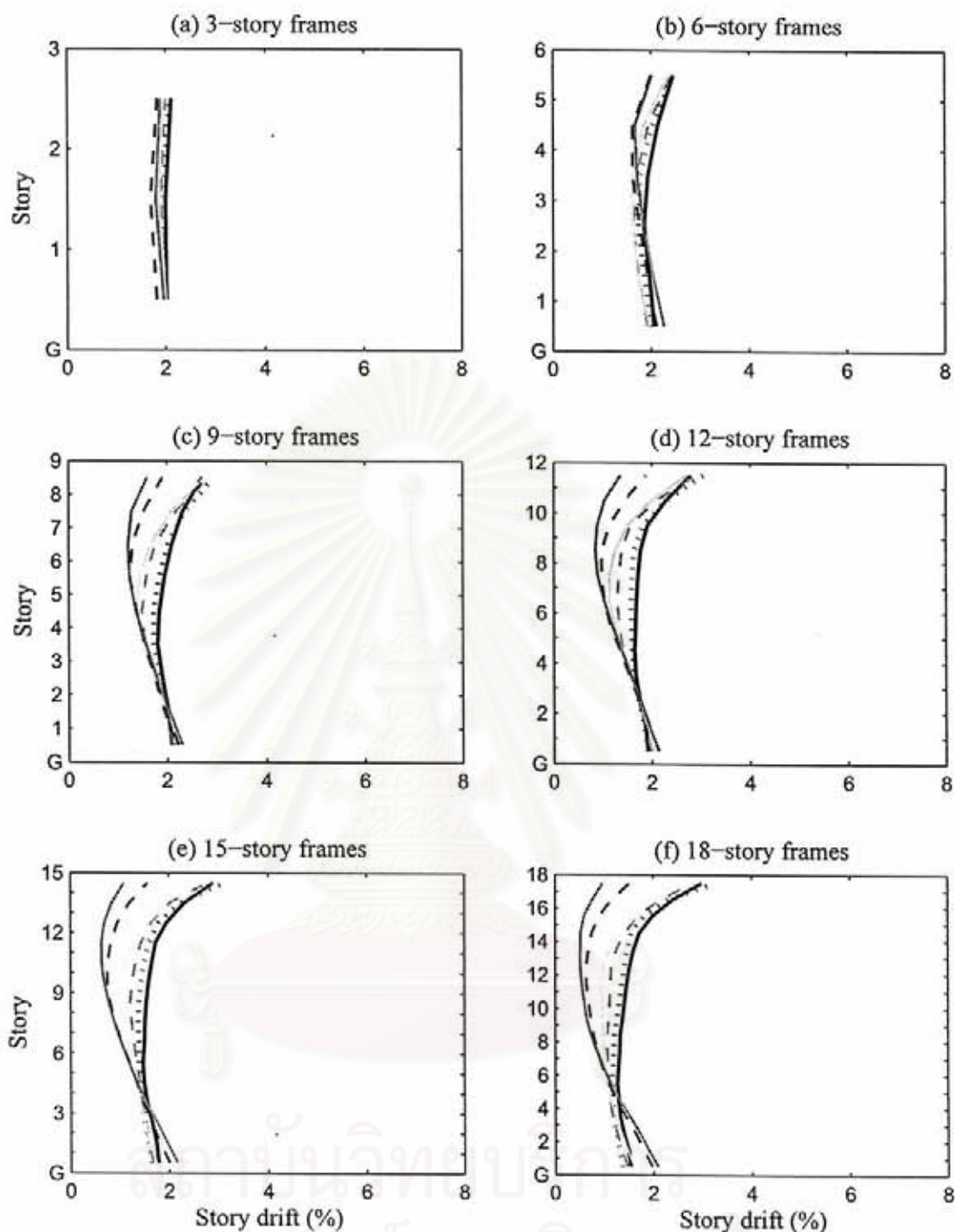
รูปที่ 4.7 มีรยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



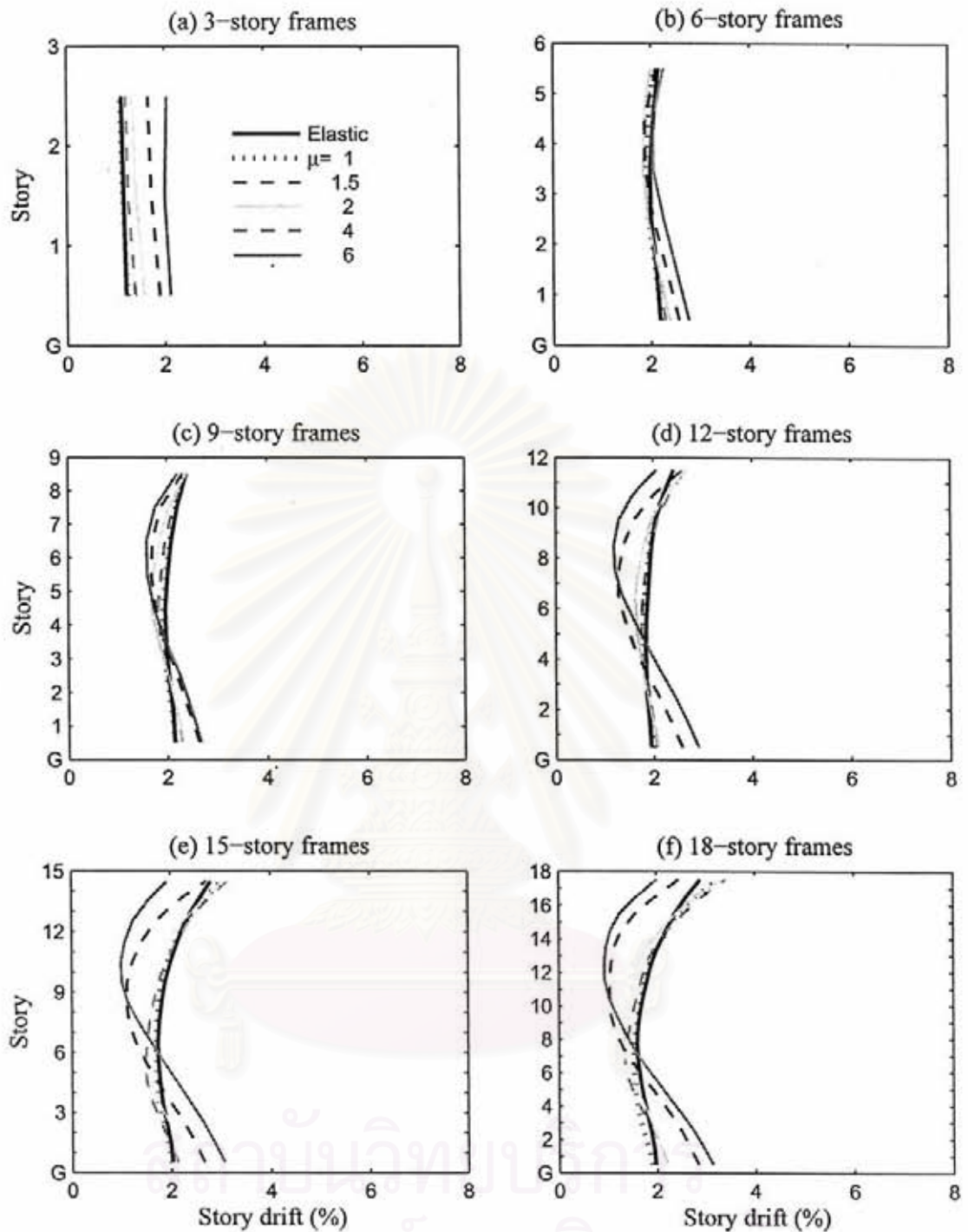
รูปที่ 4.8 มัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



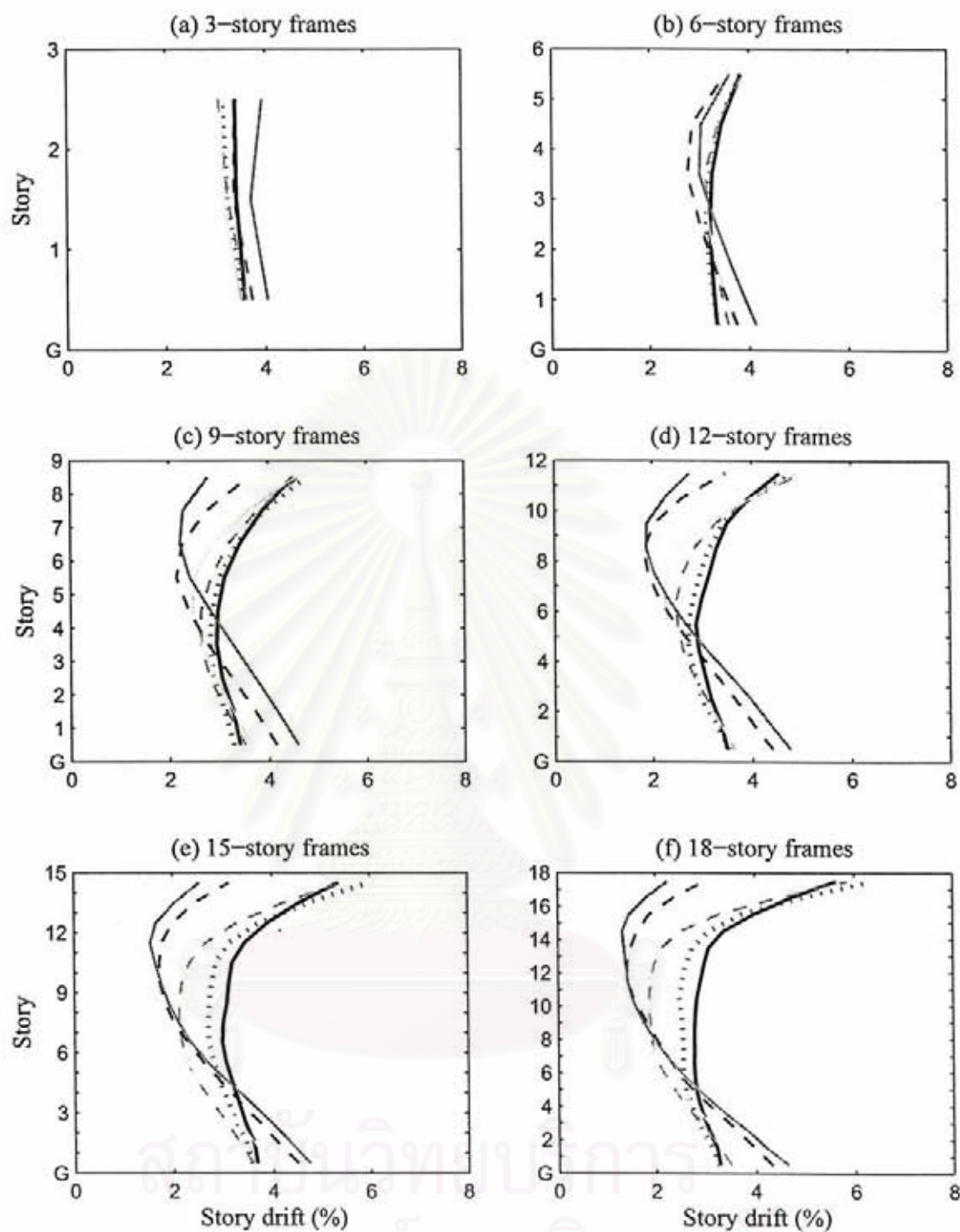
รูปที่ 4.9 มีอยู่ฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



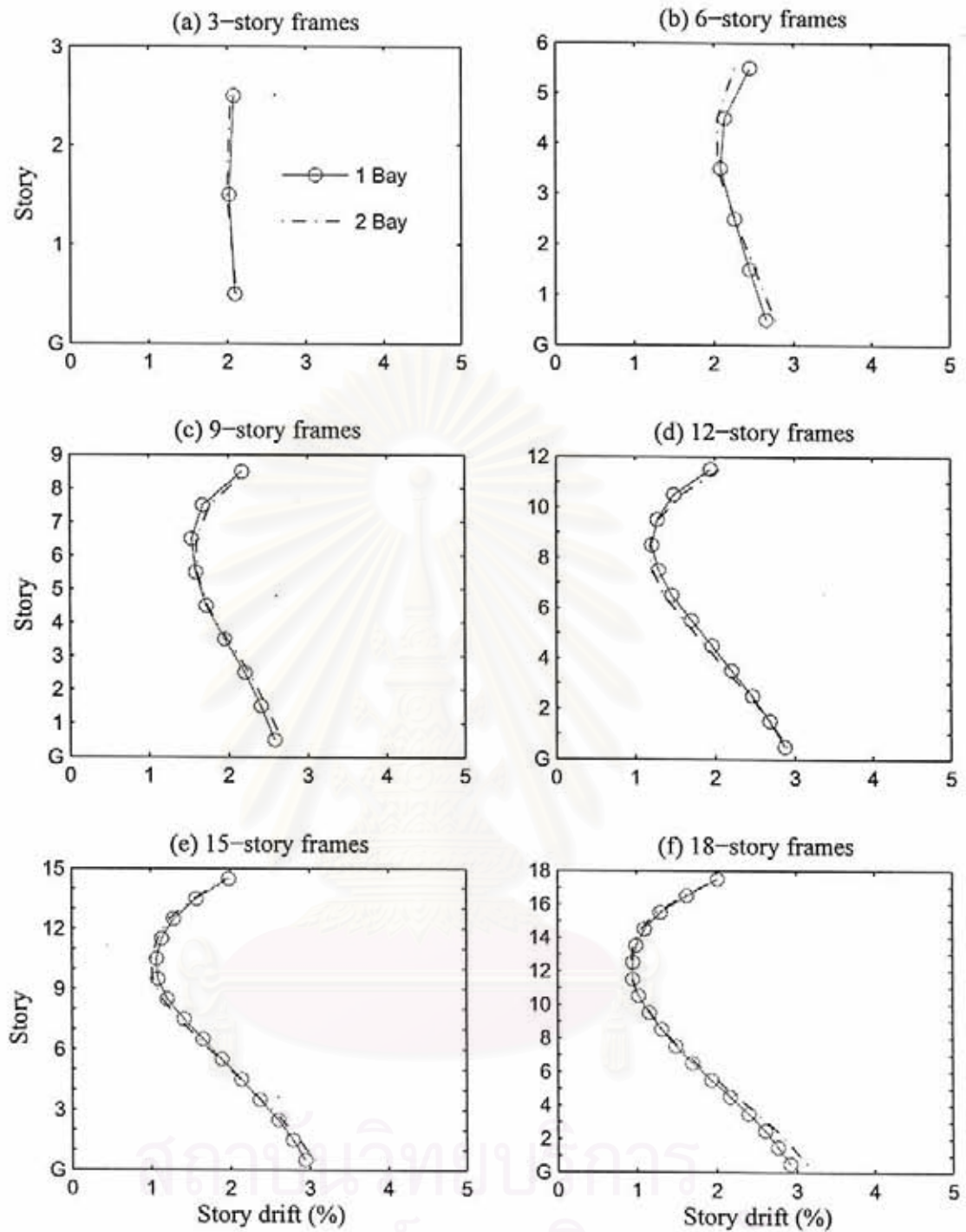
รูปที่ 4.10 มัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



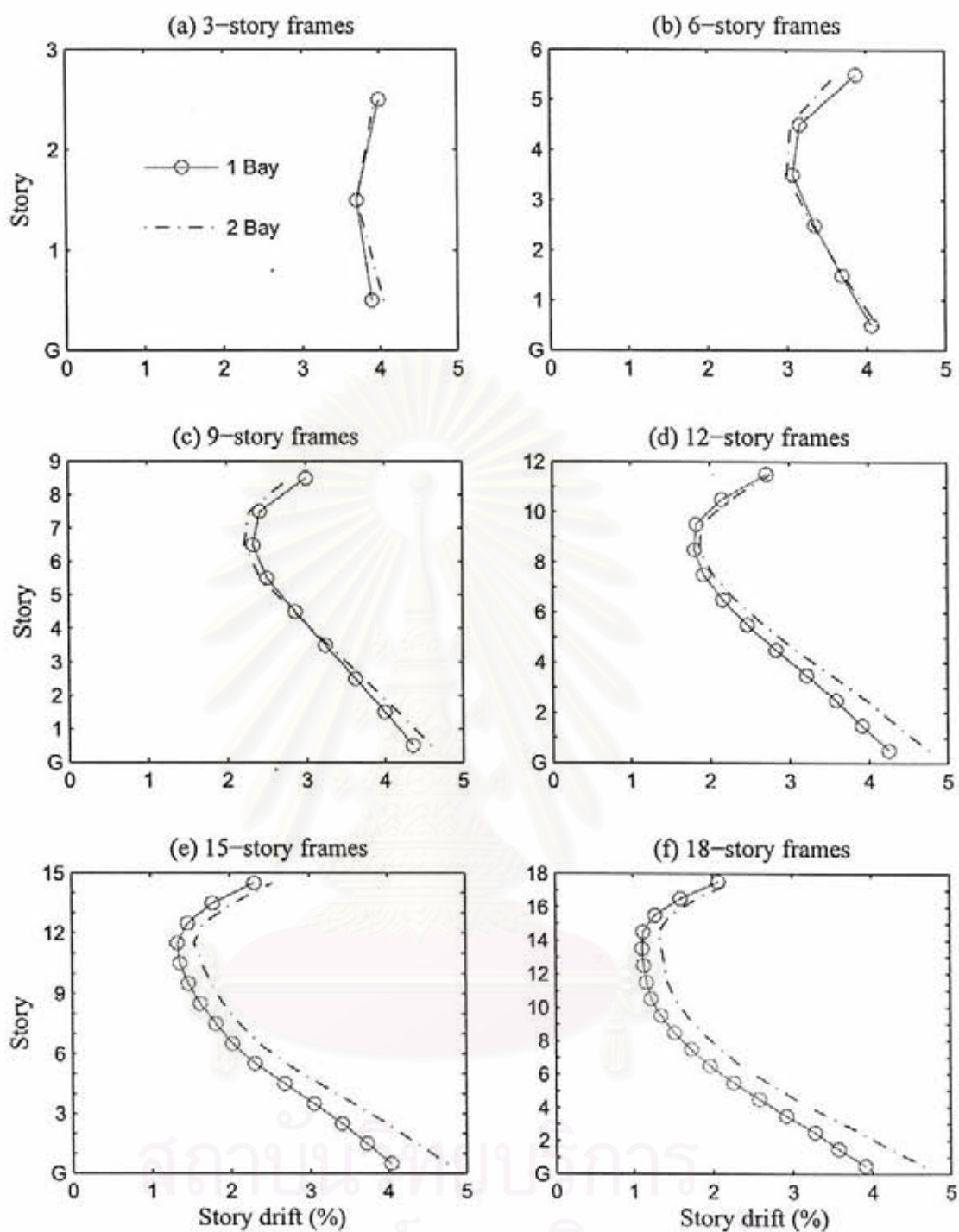
รูปที่ 4.11 มีรยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



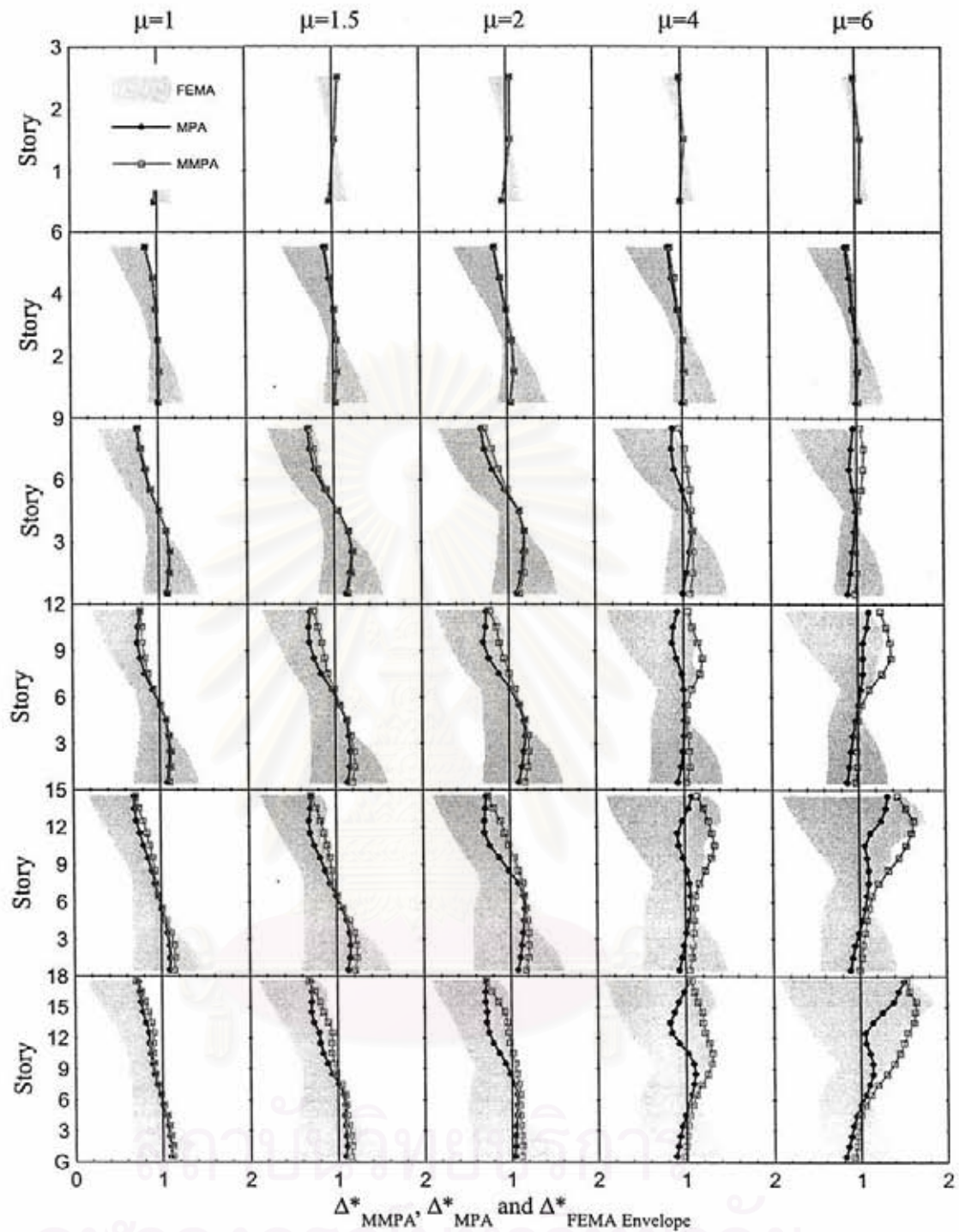
รูปที่ 4.12 มีขั้วฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA โดยมีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยมีความการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับค่าการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



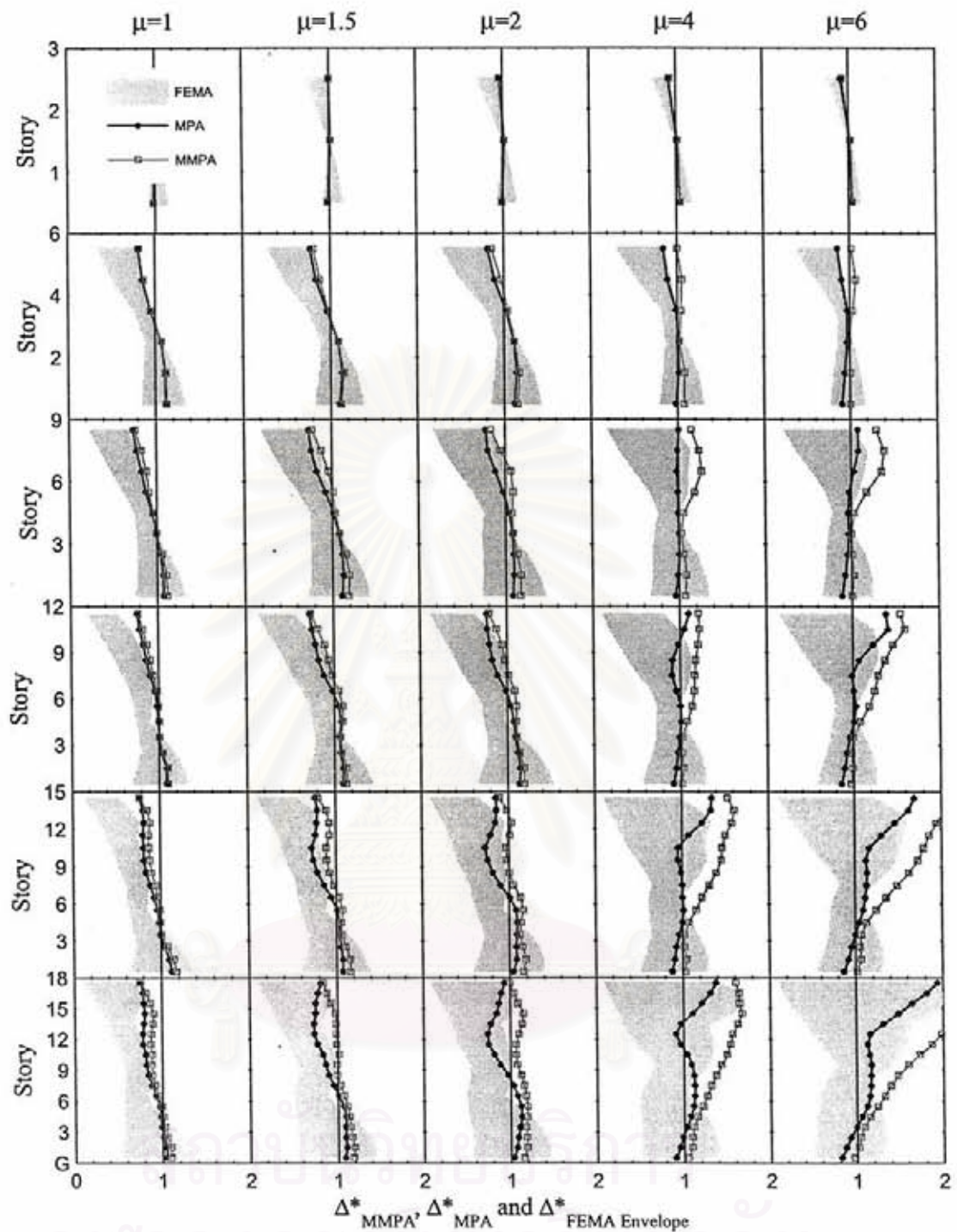
รูปที่ 4.13 มีพื้นฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสาและโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสาและมี $\mu = 6$ ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA มีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



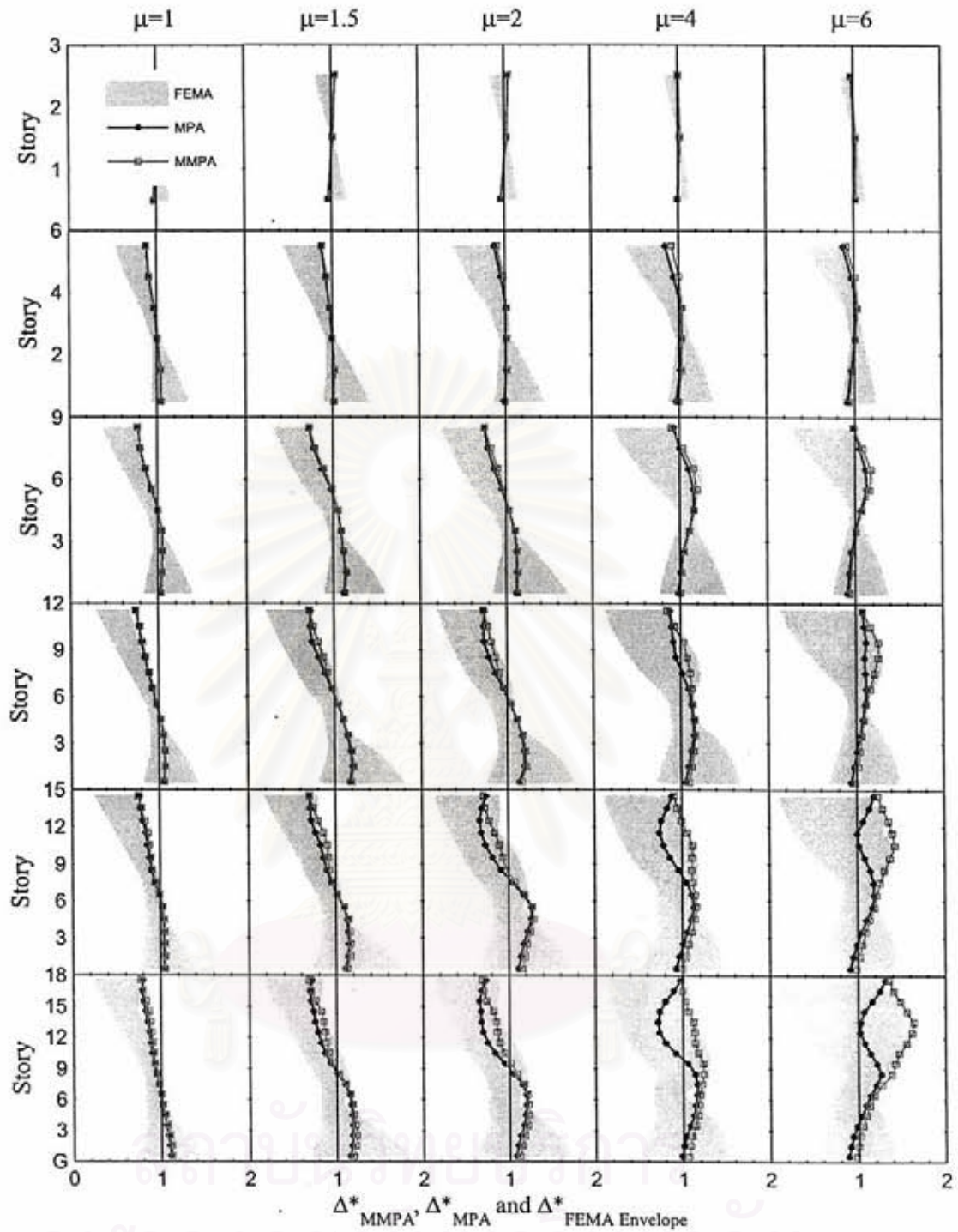
รูปที่ 4.14 มีพื้นฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสาและโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสาและมี $\mu = 6$ ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA มีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



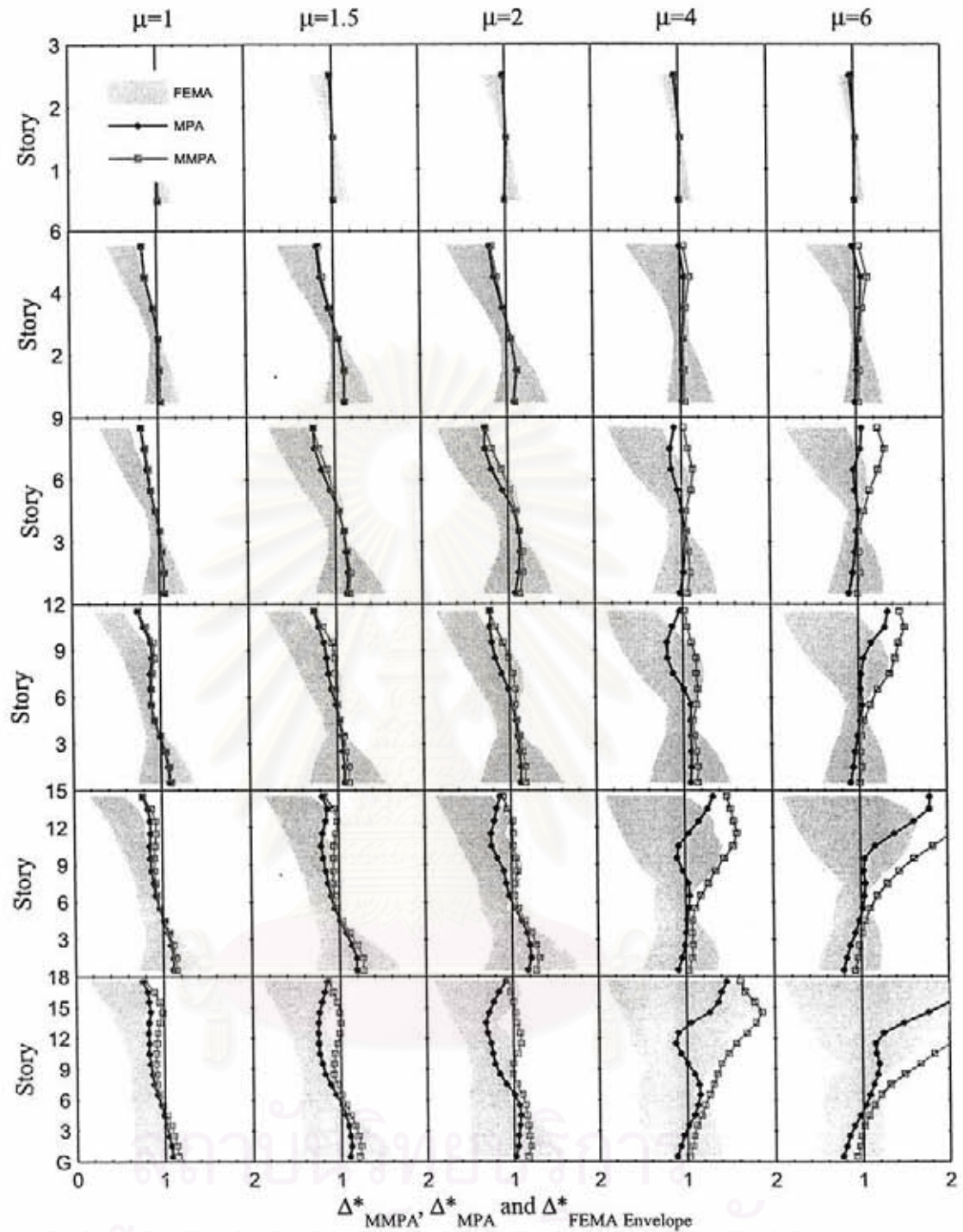
รูปที่ 4.15 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครง
 ข้อแข็งที่มีช่วงเสา 1 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR
 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการ
 สั่นที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



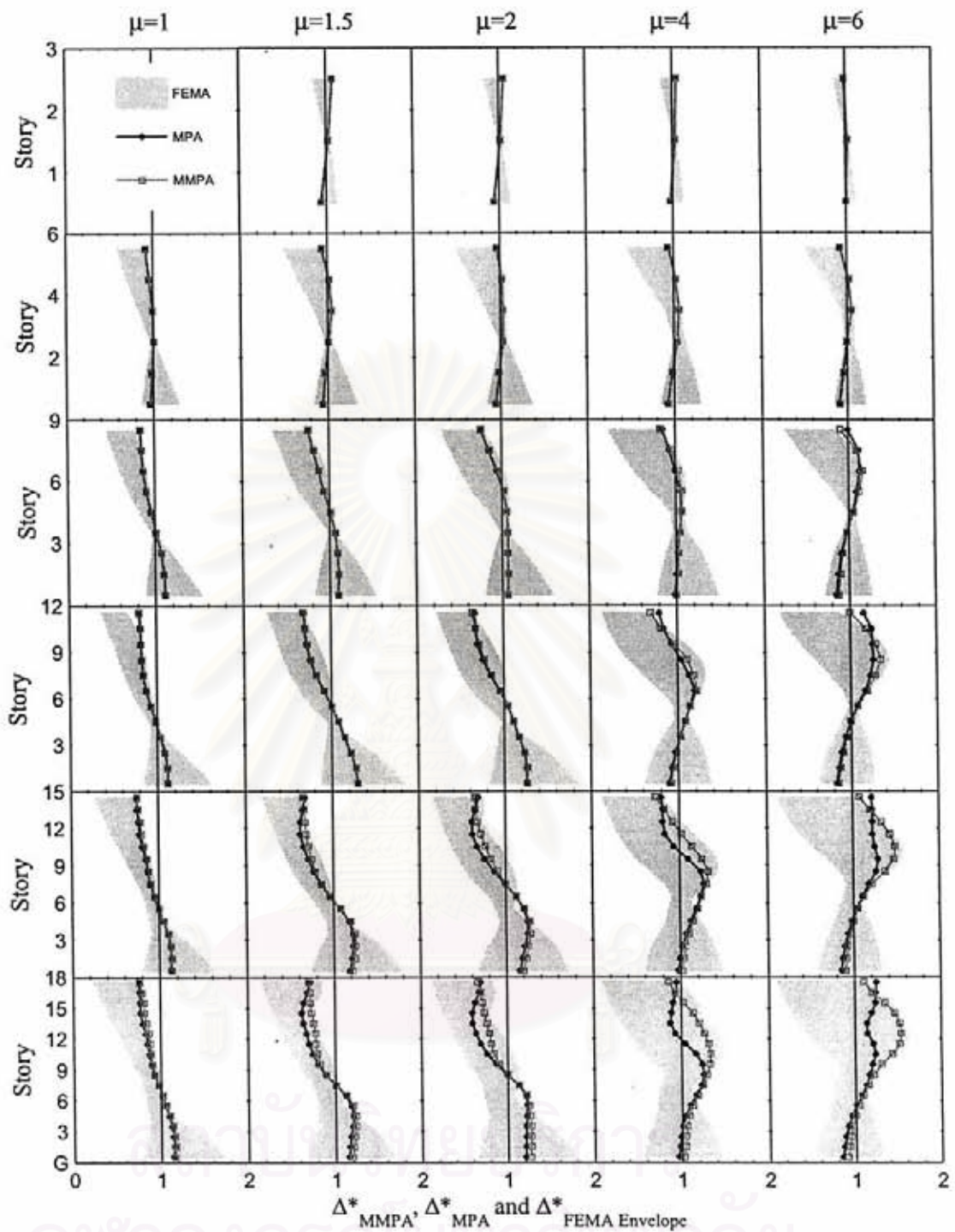
รูปที่ 4.16 อัตราส่วนของค่ามื่อยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ^*_{MMPA} , Δ^*_{MPA} และ Δ^*_{FEMA} ของโครง
 ข้อแข็งที่มีช่วงเสา 1 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR
 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการ
 สั่นที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



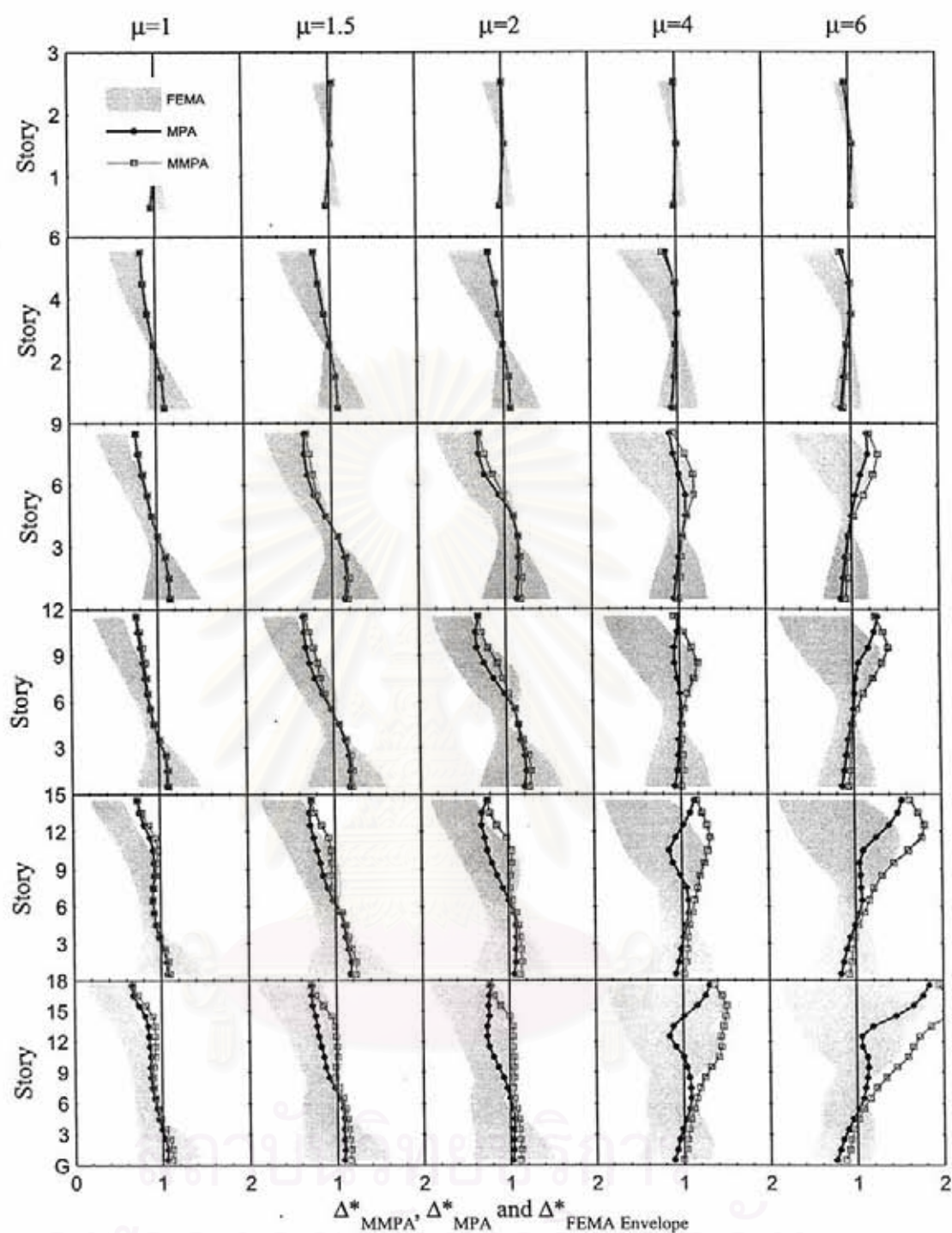
รูปที่ 4.17 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครง
 ข้อแข็งที่มีช่วงเสา 1 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP
 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการ
 สั่นที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



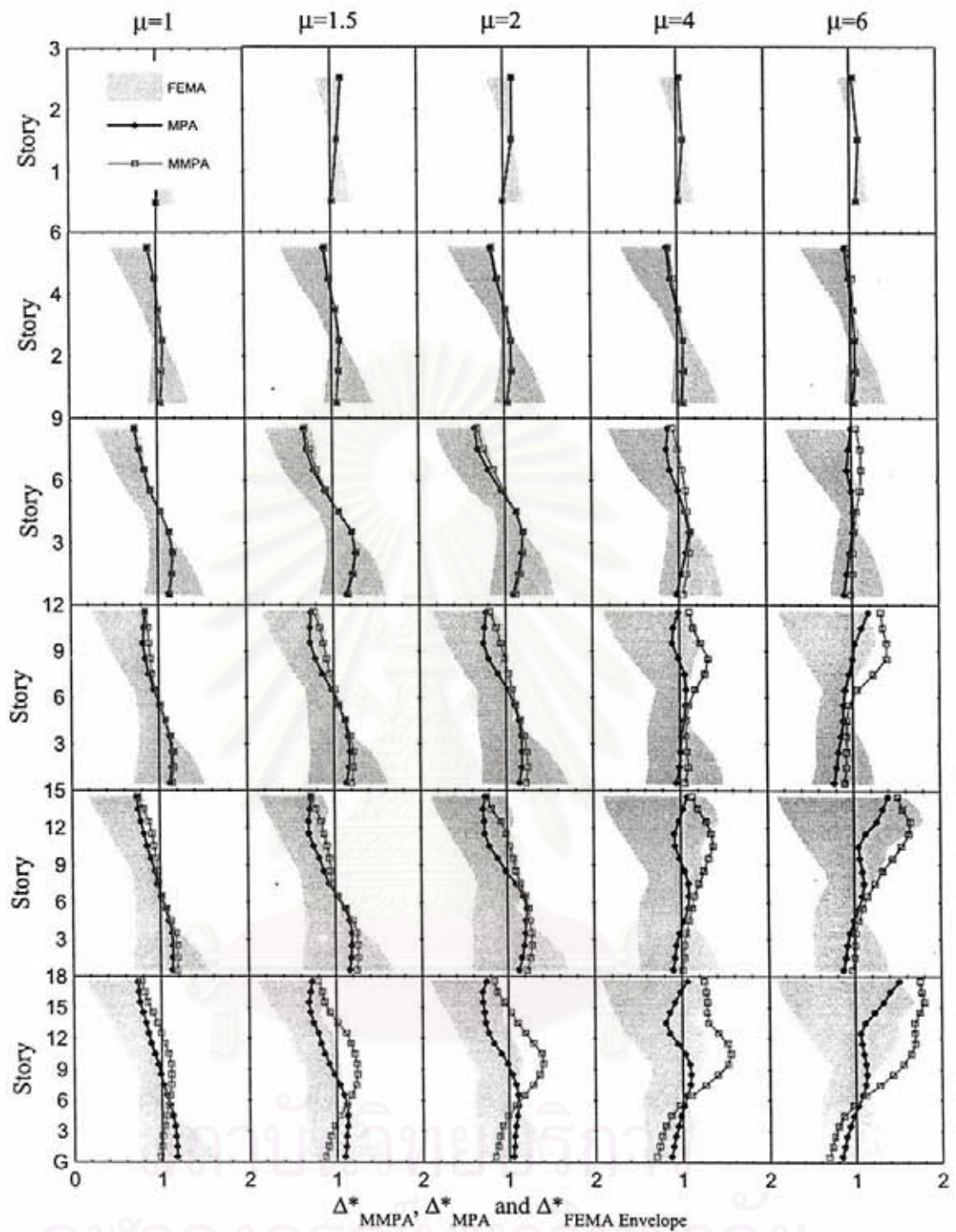
รูปที่ 4.18 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครง
 ช้อแข็งที่มีช่วงเสา 1 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP
 ประกอบด้วยโครงช้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการ
 สั่นที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



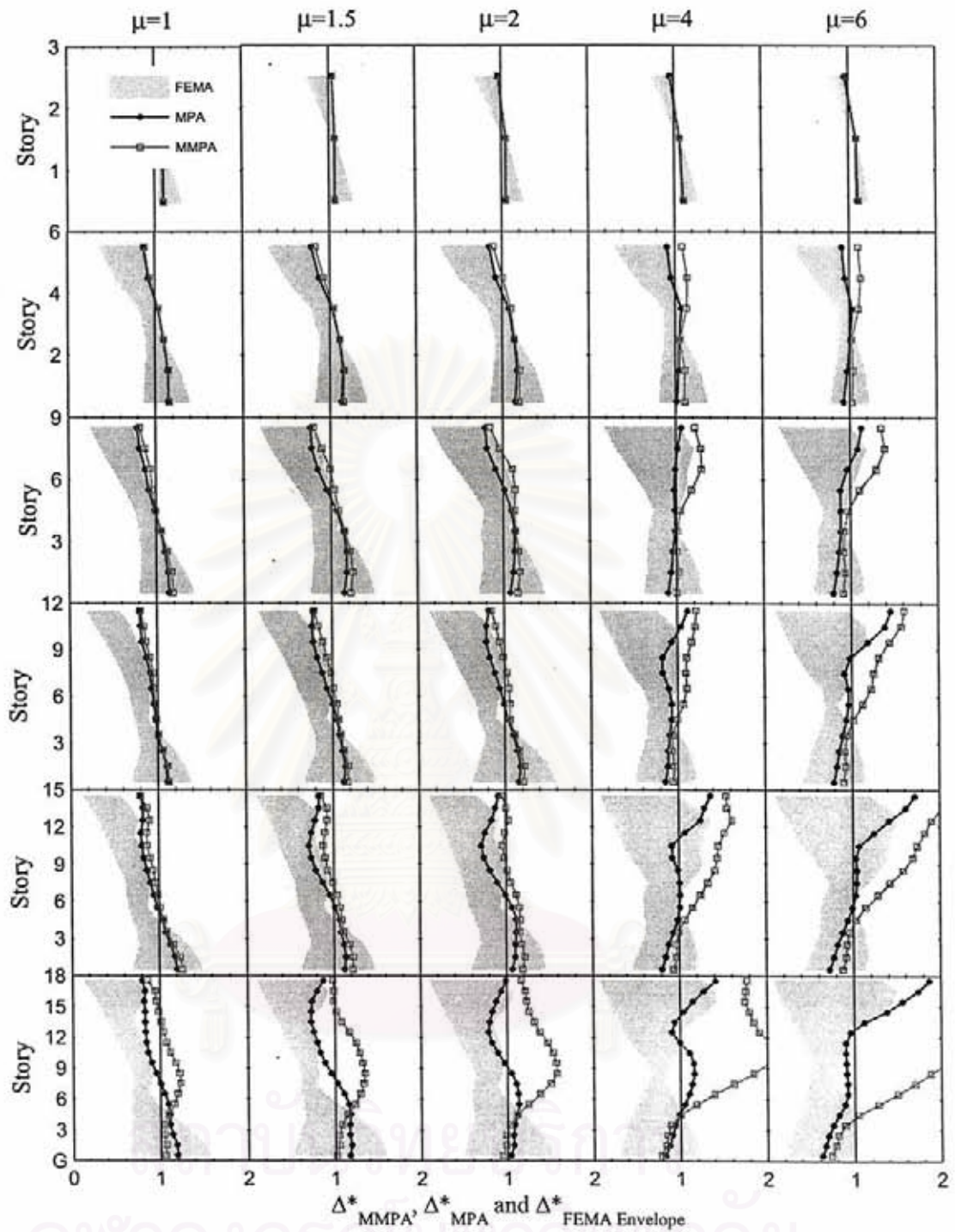
รูปที่ 4.19 อัตราส่วนของค่ามีมาตรฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีช่วงเสา 1 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



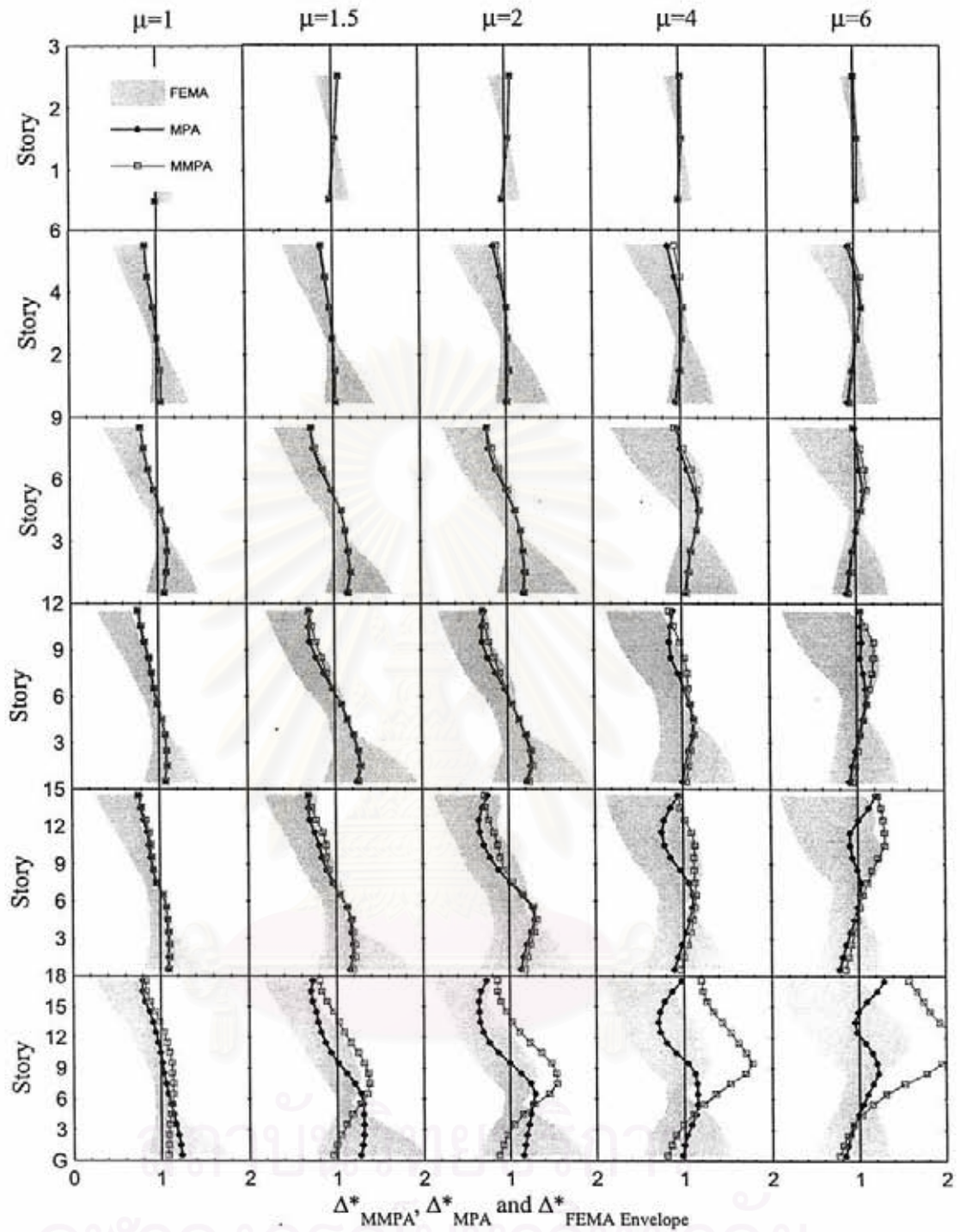
รูปที่ 4.20 อัตราส่วนของค่ามียฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครง
 ข้อแข็งที่มีช่วงเสา 1 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN
 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการ
 สั่นที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



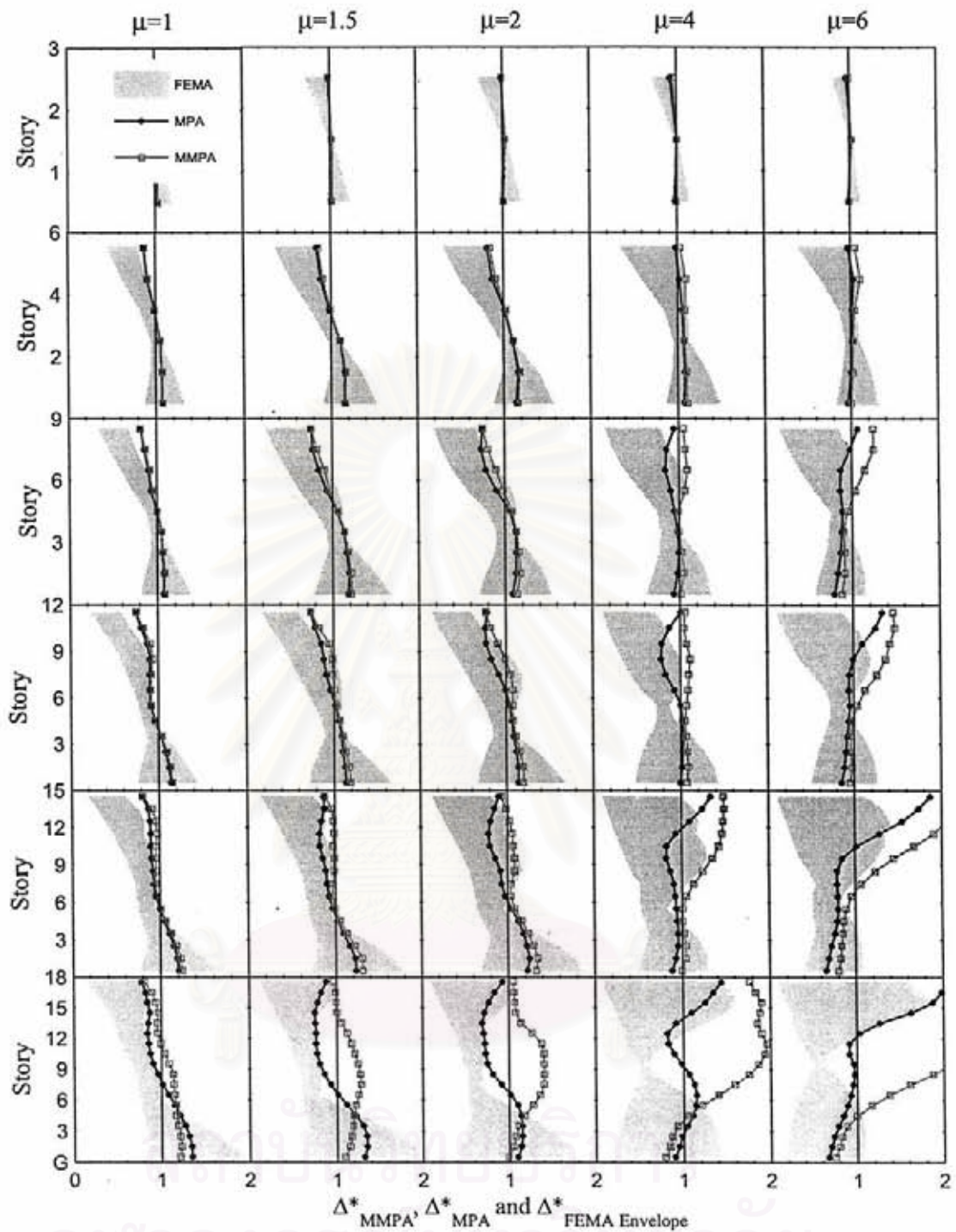
รูปที่ 4.21 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีช่วงเสา 2 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



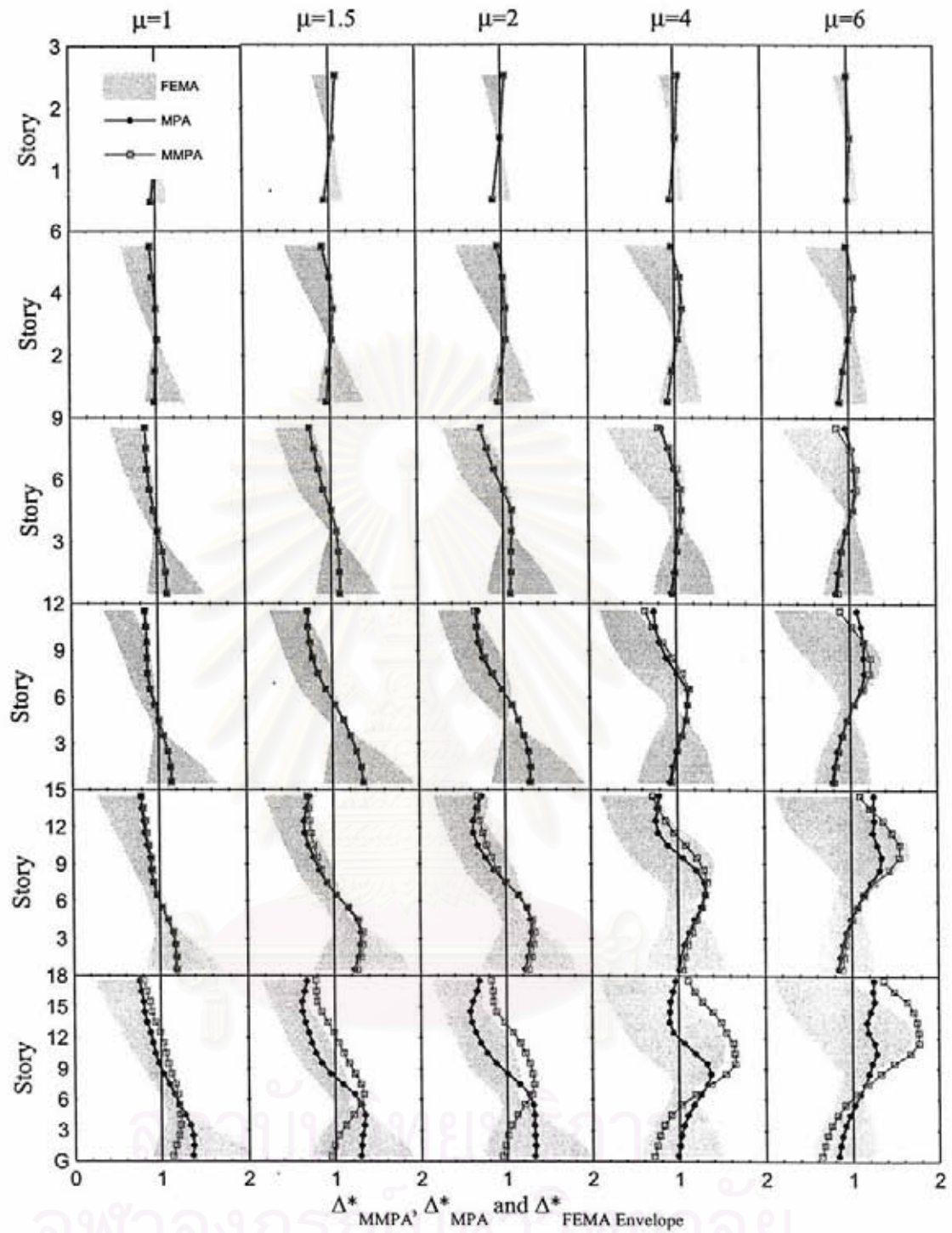
รูปที่ 4.22 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ^*_{MMPA} , Δ^*_{MPA} และ Δ^*_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มีช่วงเสา 2 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



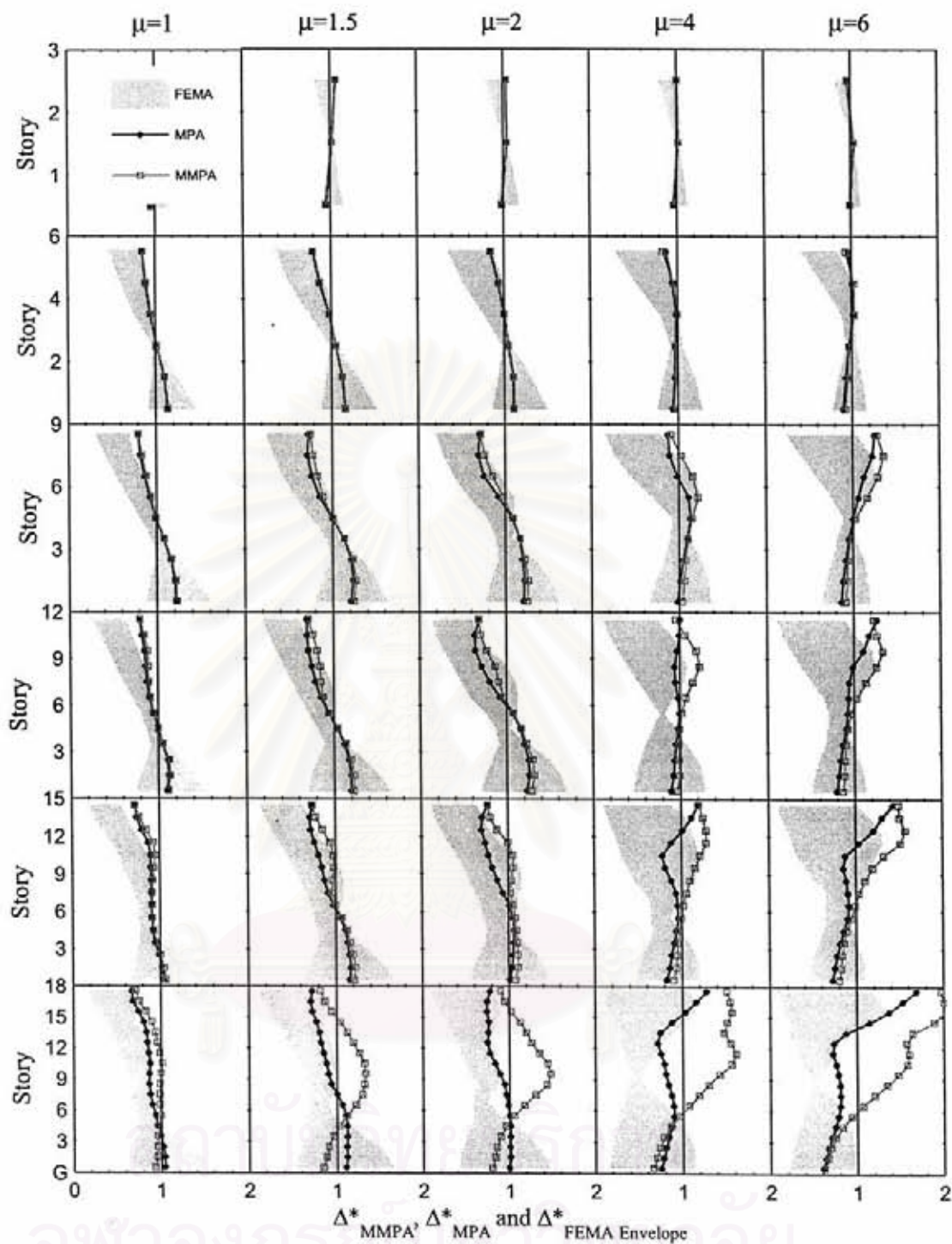
รูปที่ 4.23 อัตราส่วนของค่ามื่อยฐานการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้น Δ^*_{MMPA} , Δ^*_{MPA} และ Δ^*_{FEMA} ของโครง
 ช้อแข็งที่มีช่วงเสา 2 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP
 ประกอบด้วยโครงช้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการ
 สั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



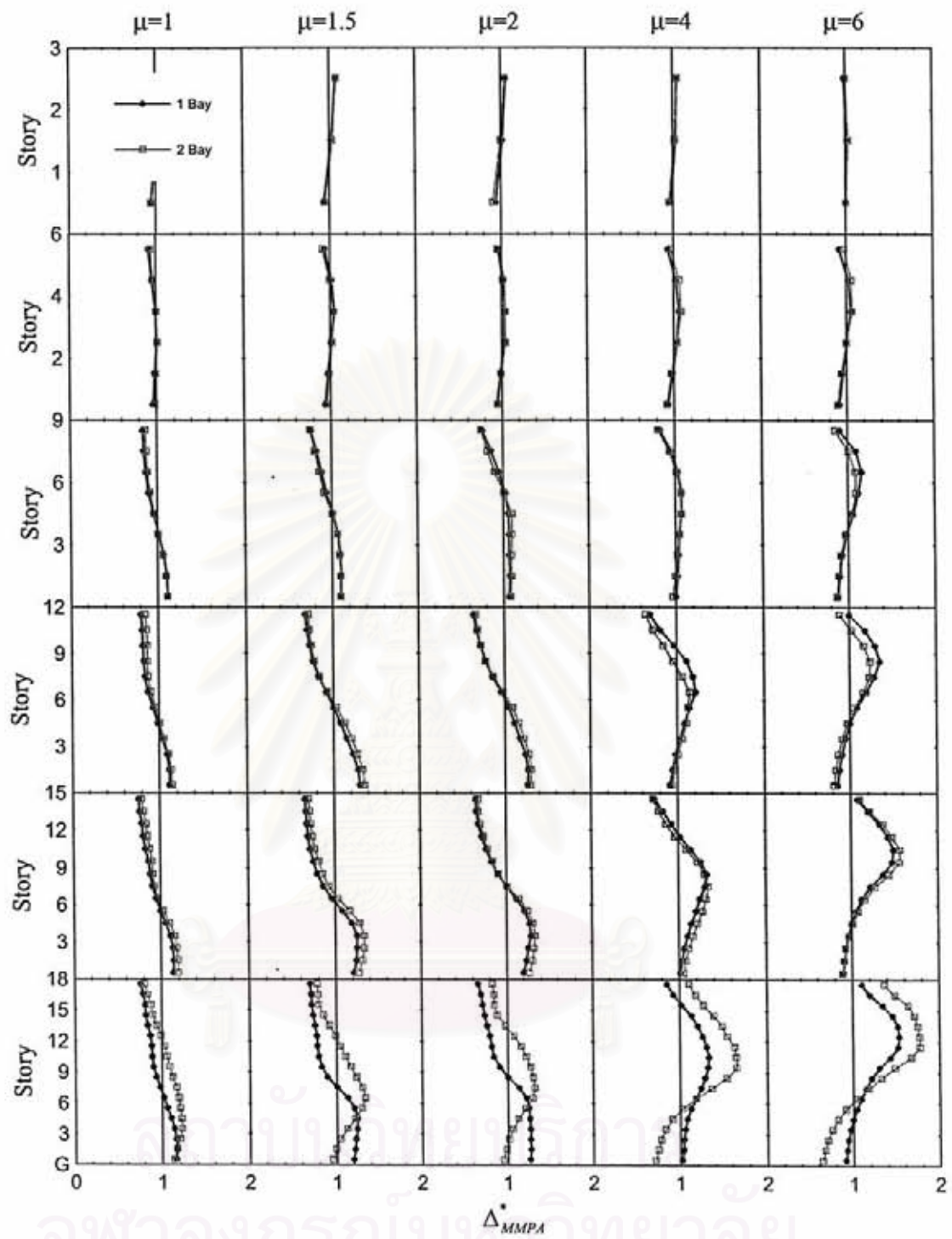
รูปที่ 4.24 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครง
 ข้อแข็งที่มีช่วงเสา 2 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP
 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการ
 สั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



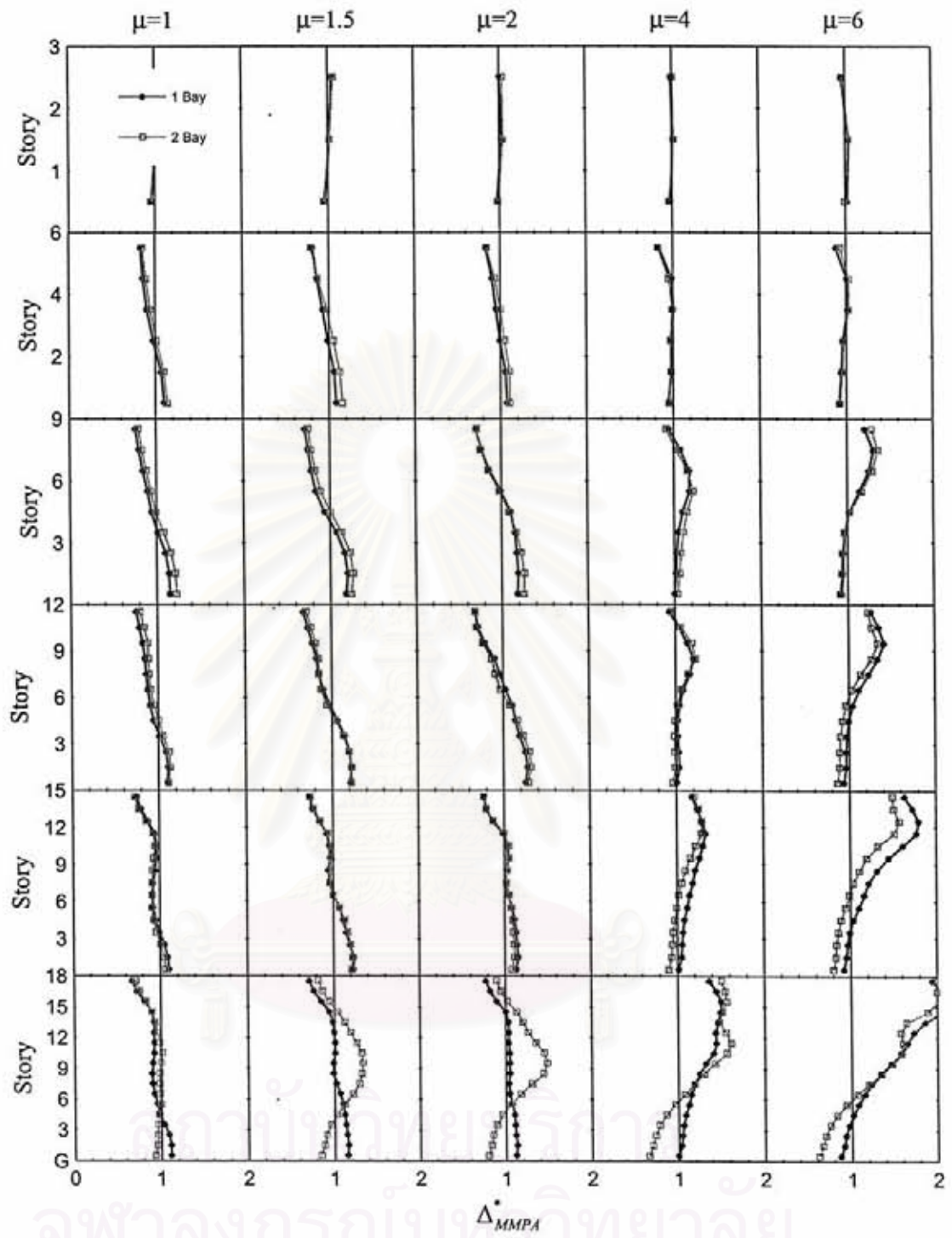
รูปที่ 4.25 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ^*_{MMPA} , Δ^*_{MPA} และ Δ^*_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มีช่วงเสา 2 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



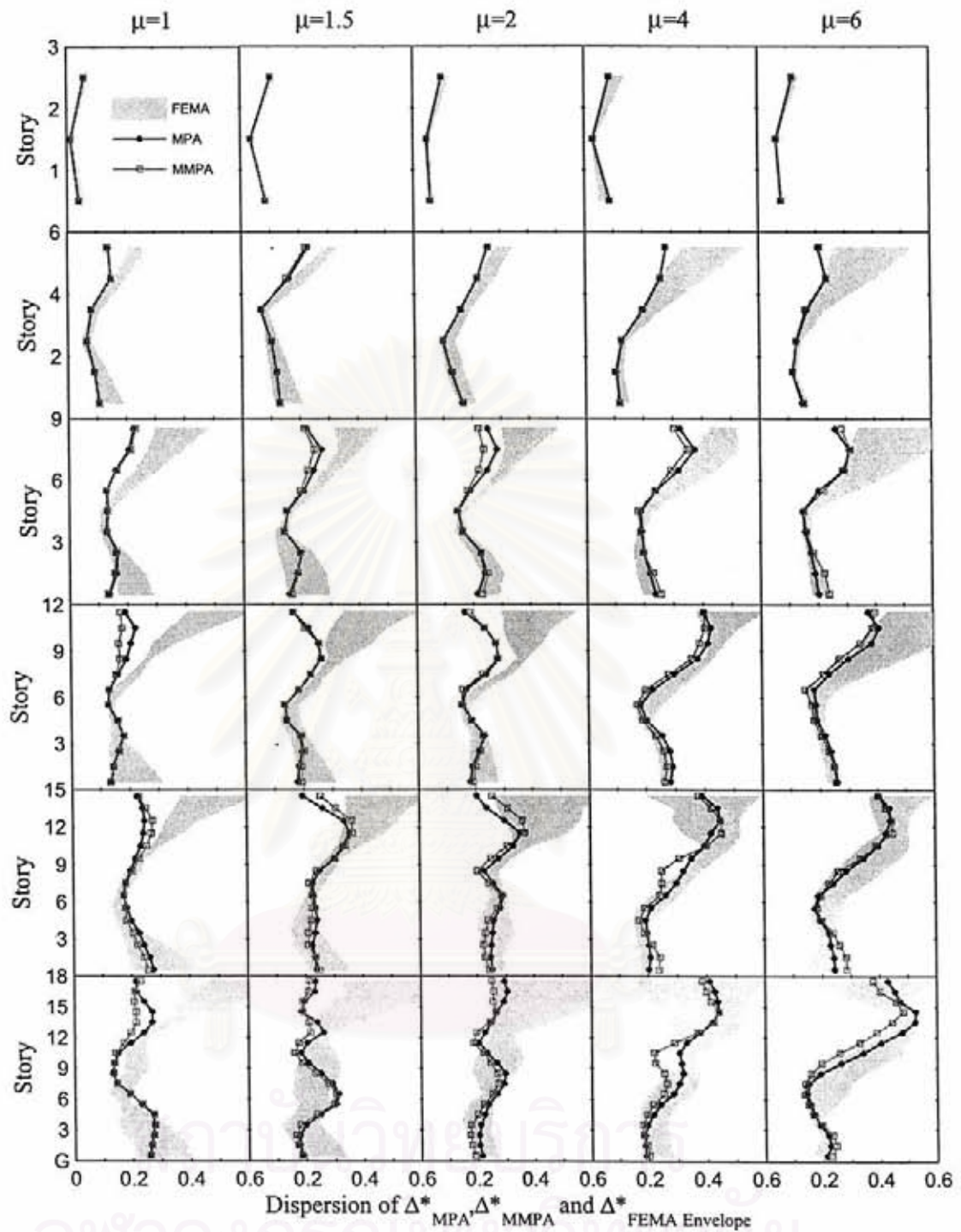
รูปที่ 4.26 อัตราส่วนของค่ามรรยฐานการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีช่วงเสา 2 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



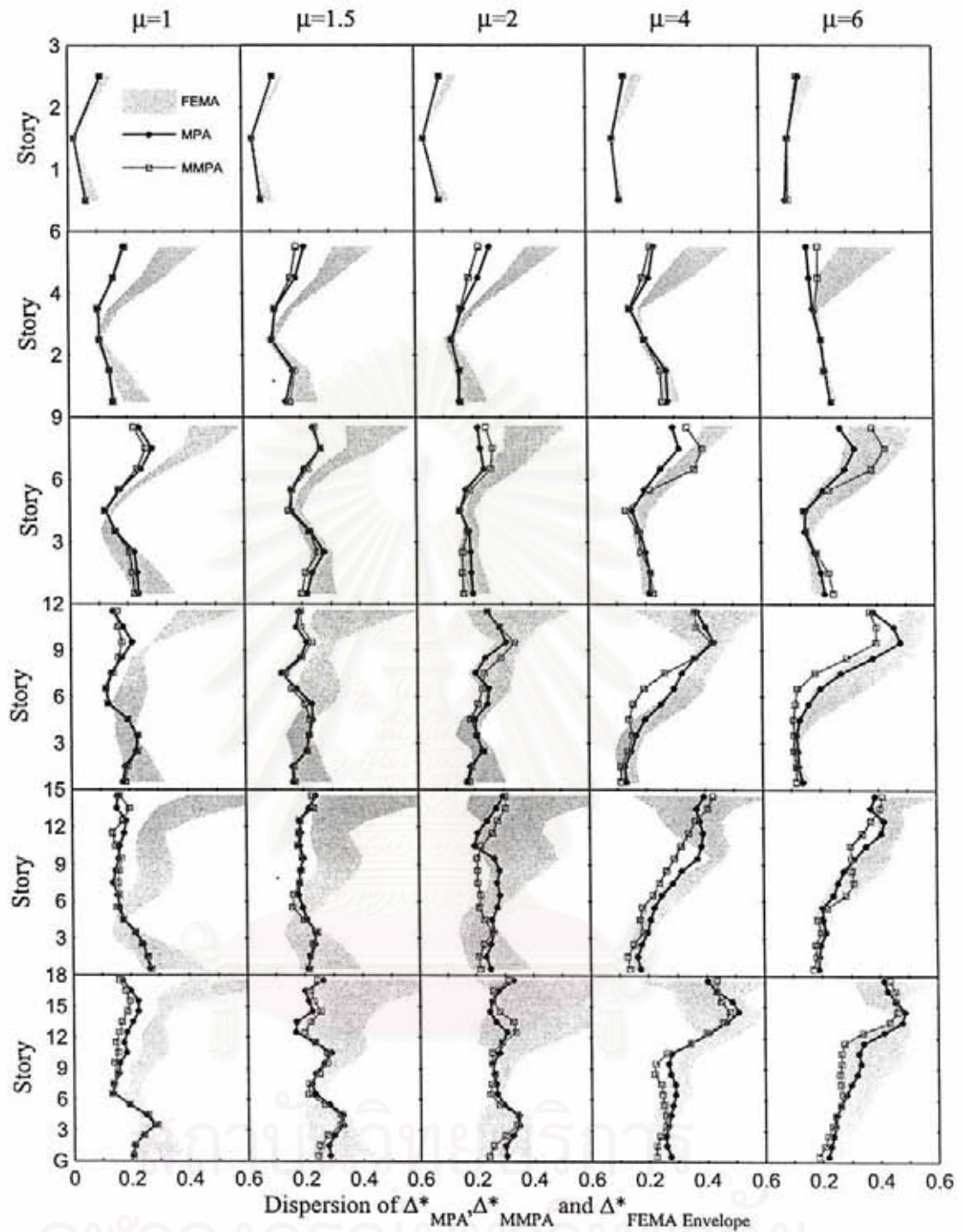
รูปที่ 4.27 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* ของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา และ โครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



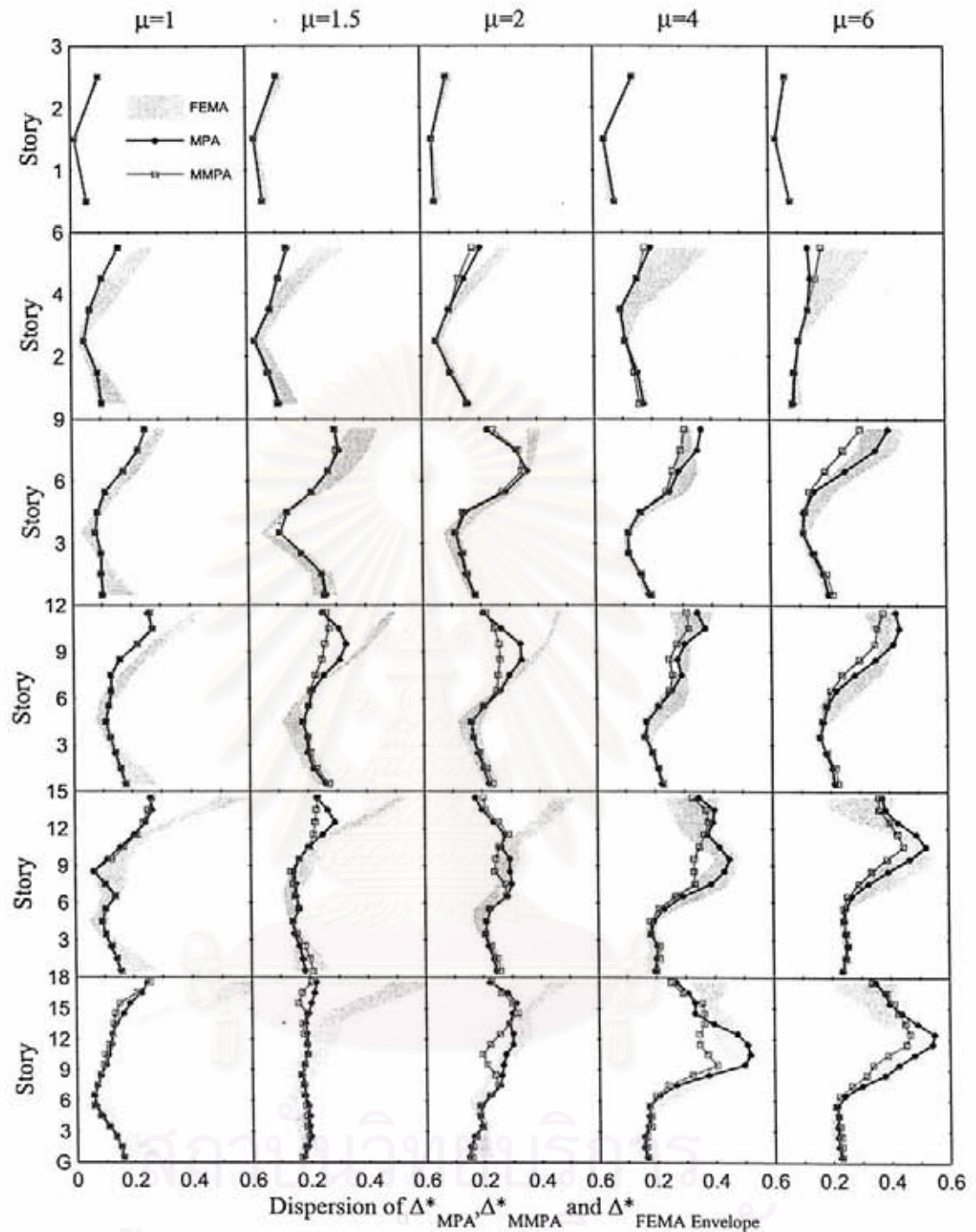
รูปที่ 4.28 อัตราส่วนของค่ามีอยู่ฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* ของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสาและโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



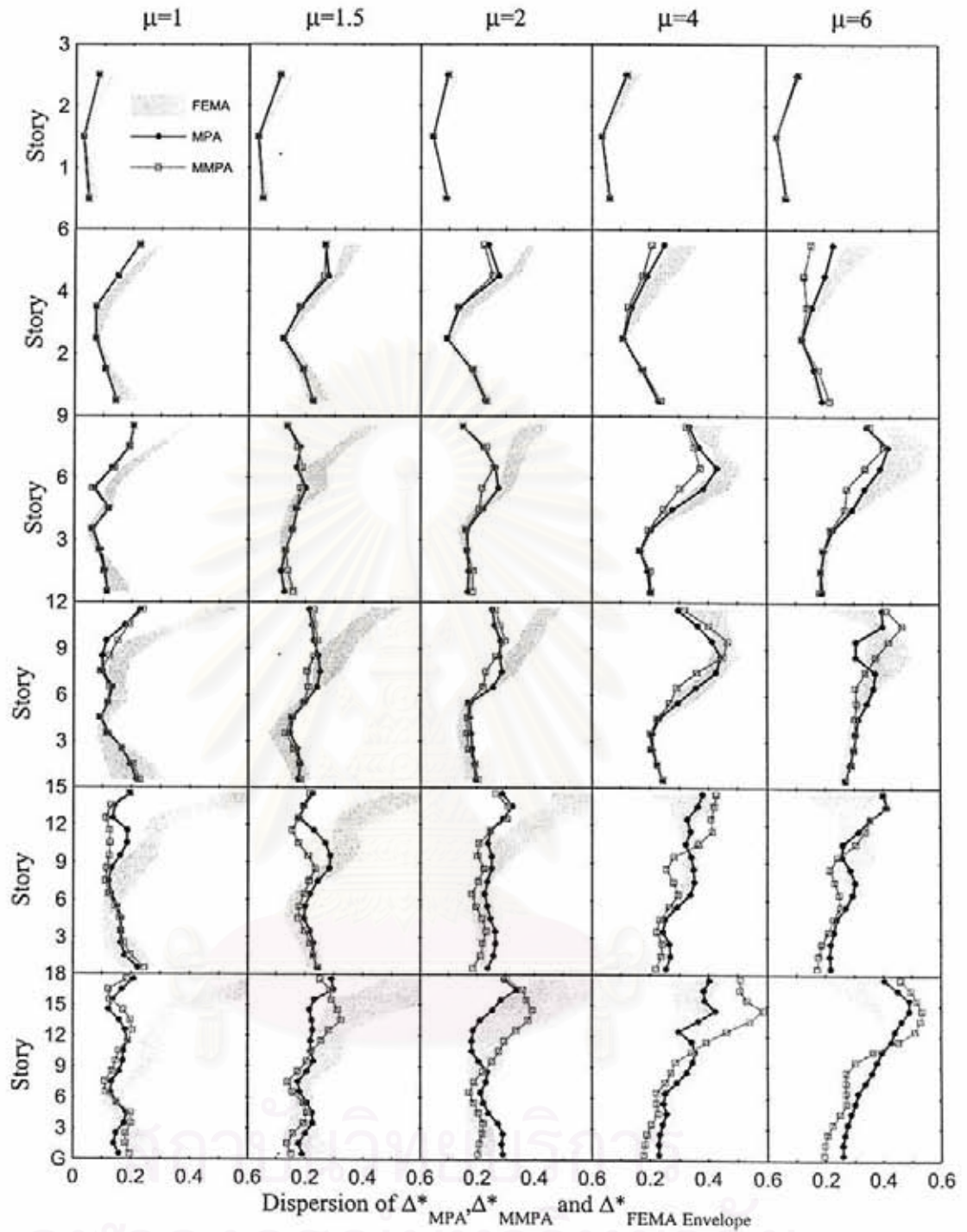
รูปที่ 4.29 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของ โครง
 ข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR
 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการ
 สั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



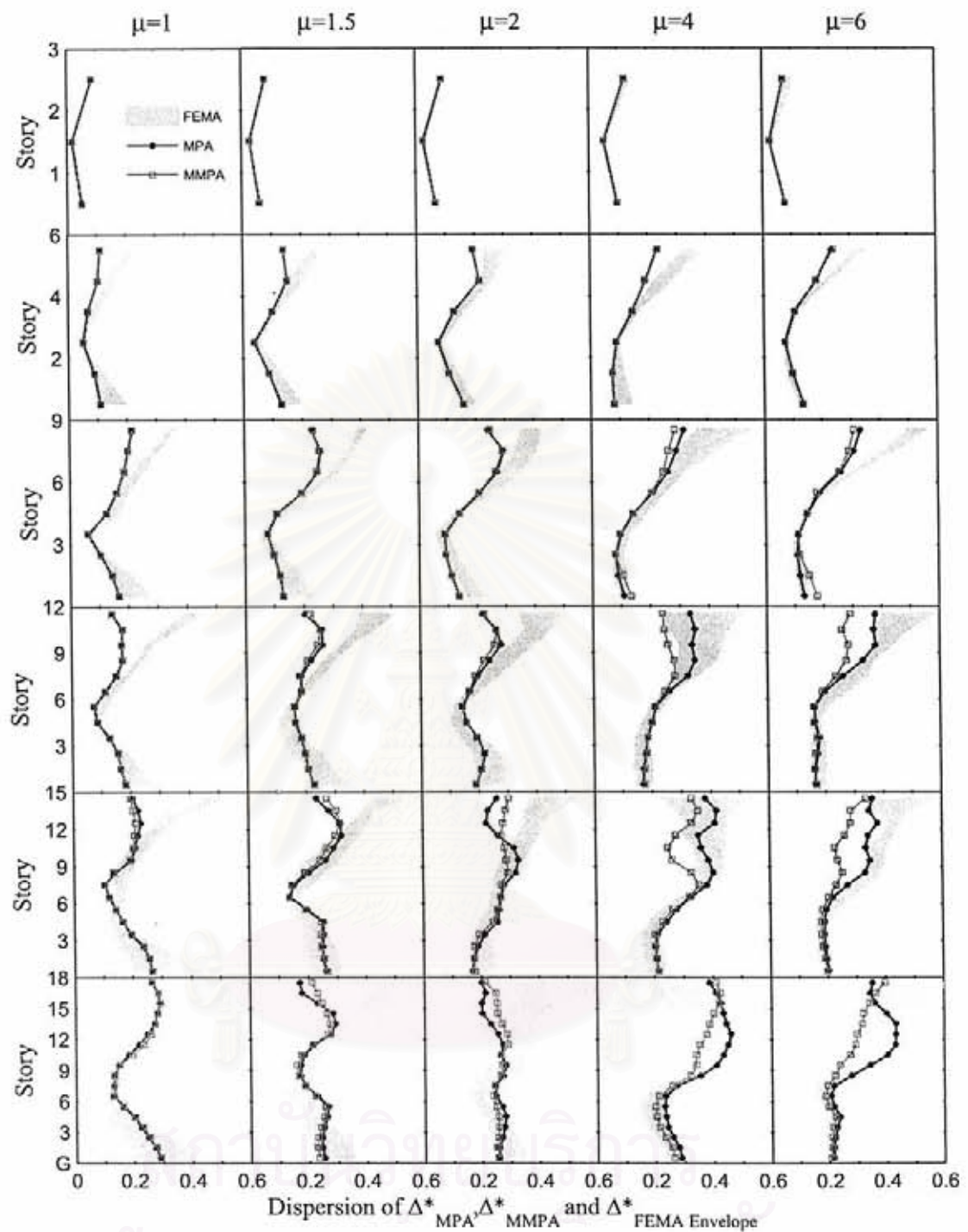
รูปที่ 4.30 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



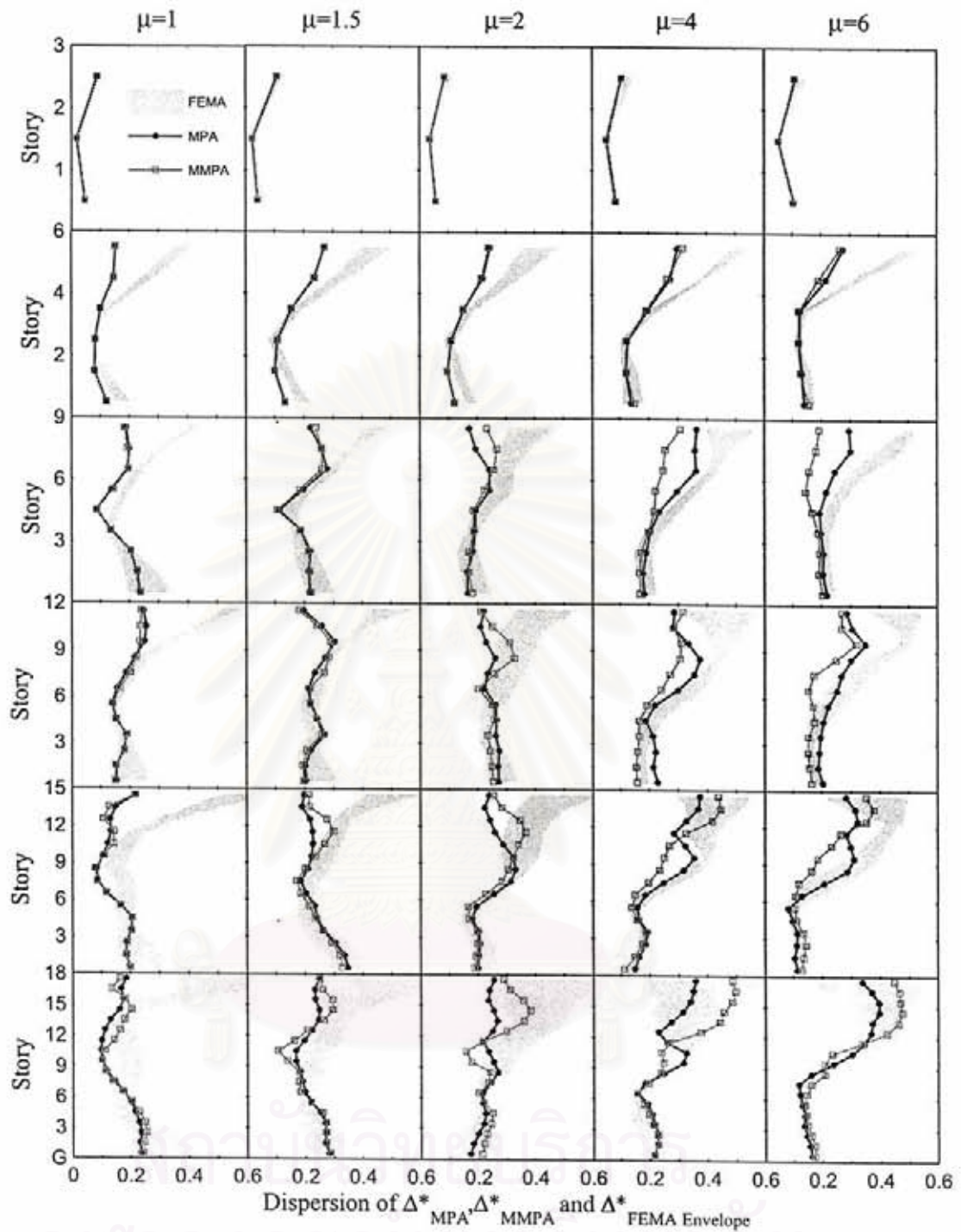
รูปที่ 4.31 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



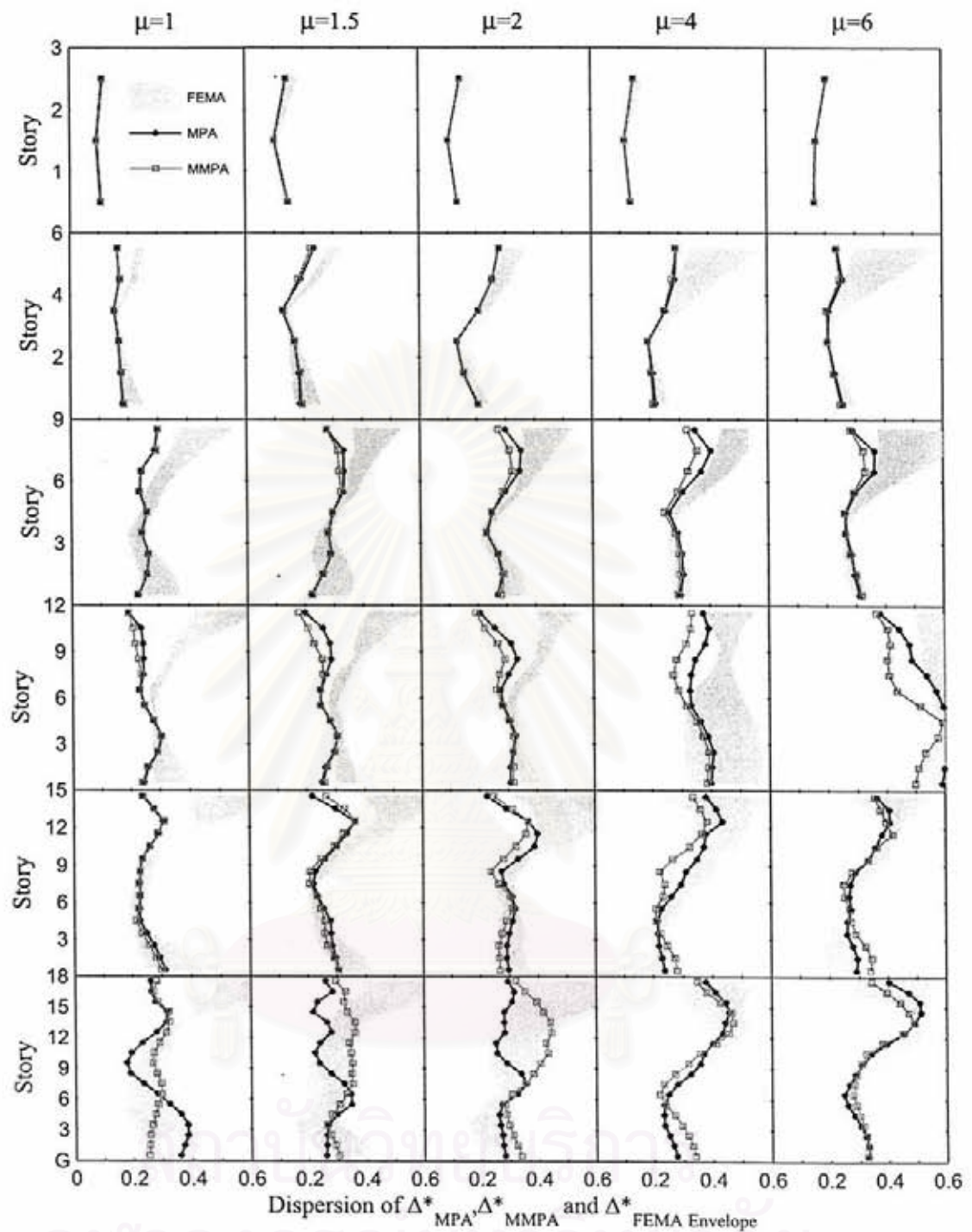
รูปที่ 4.32 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



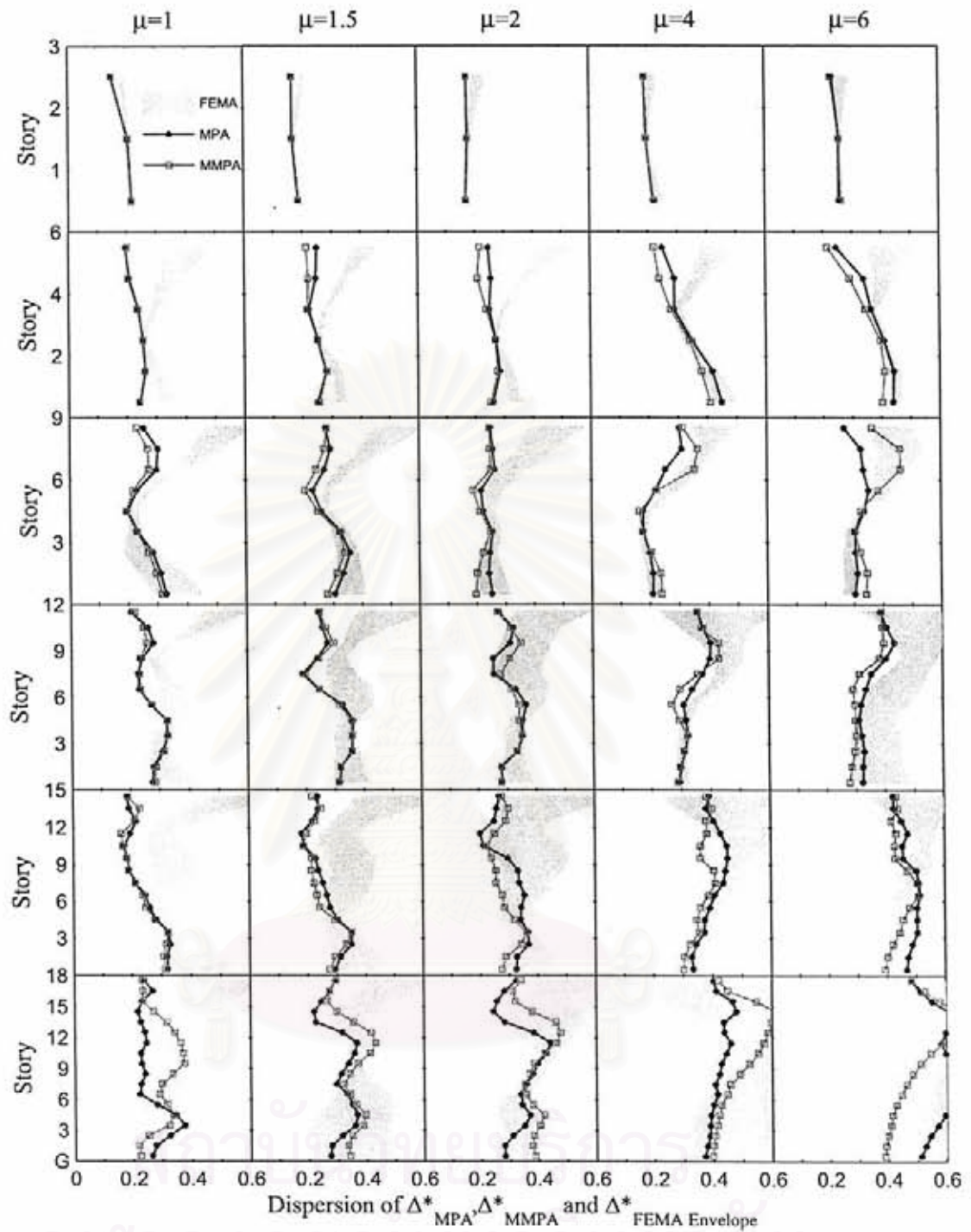
รูปที่ 4.33 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



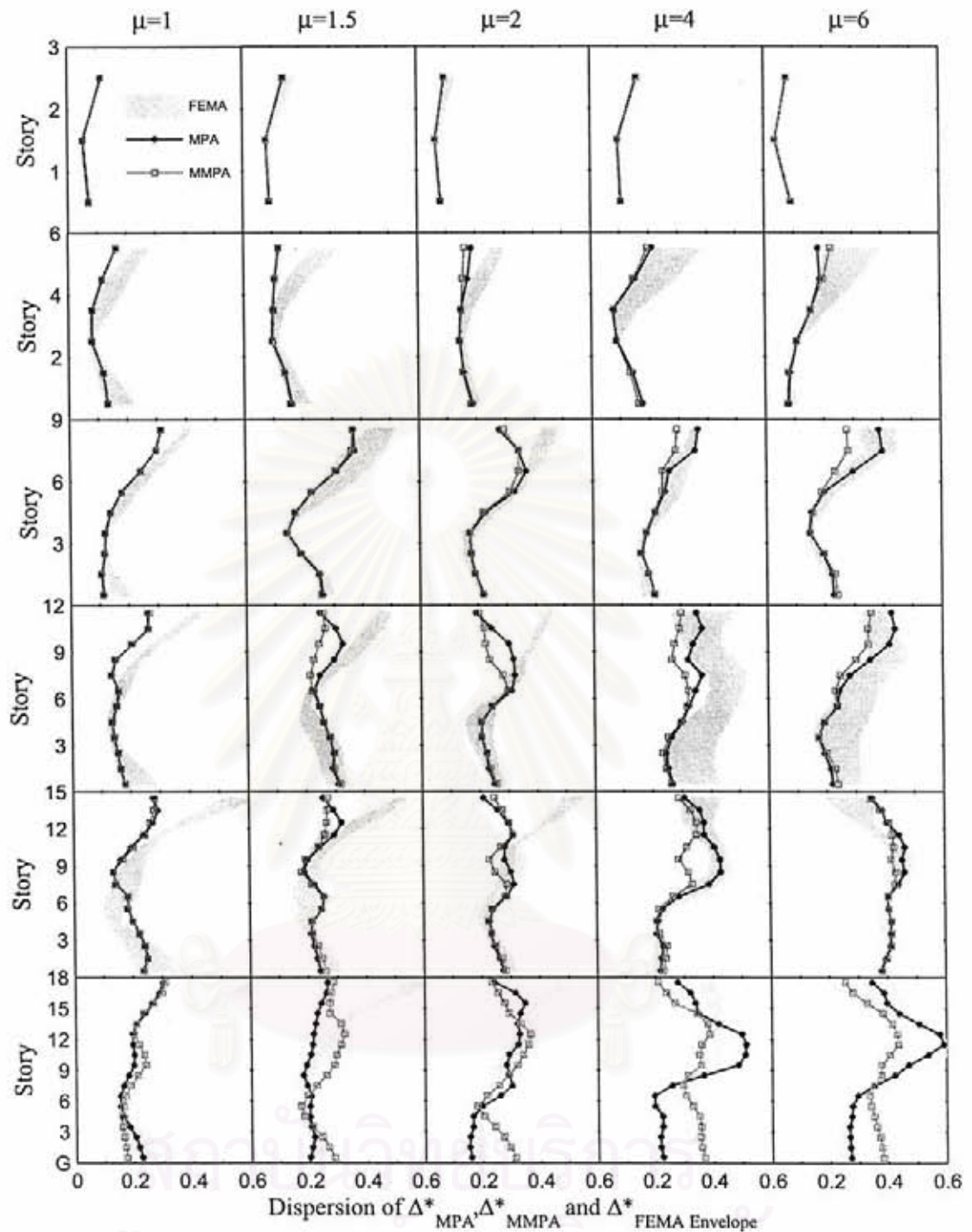
รูปที่ 4.34 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



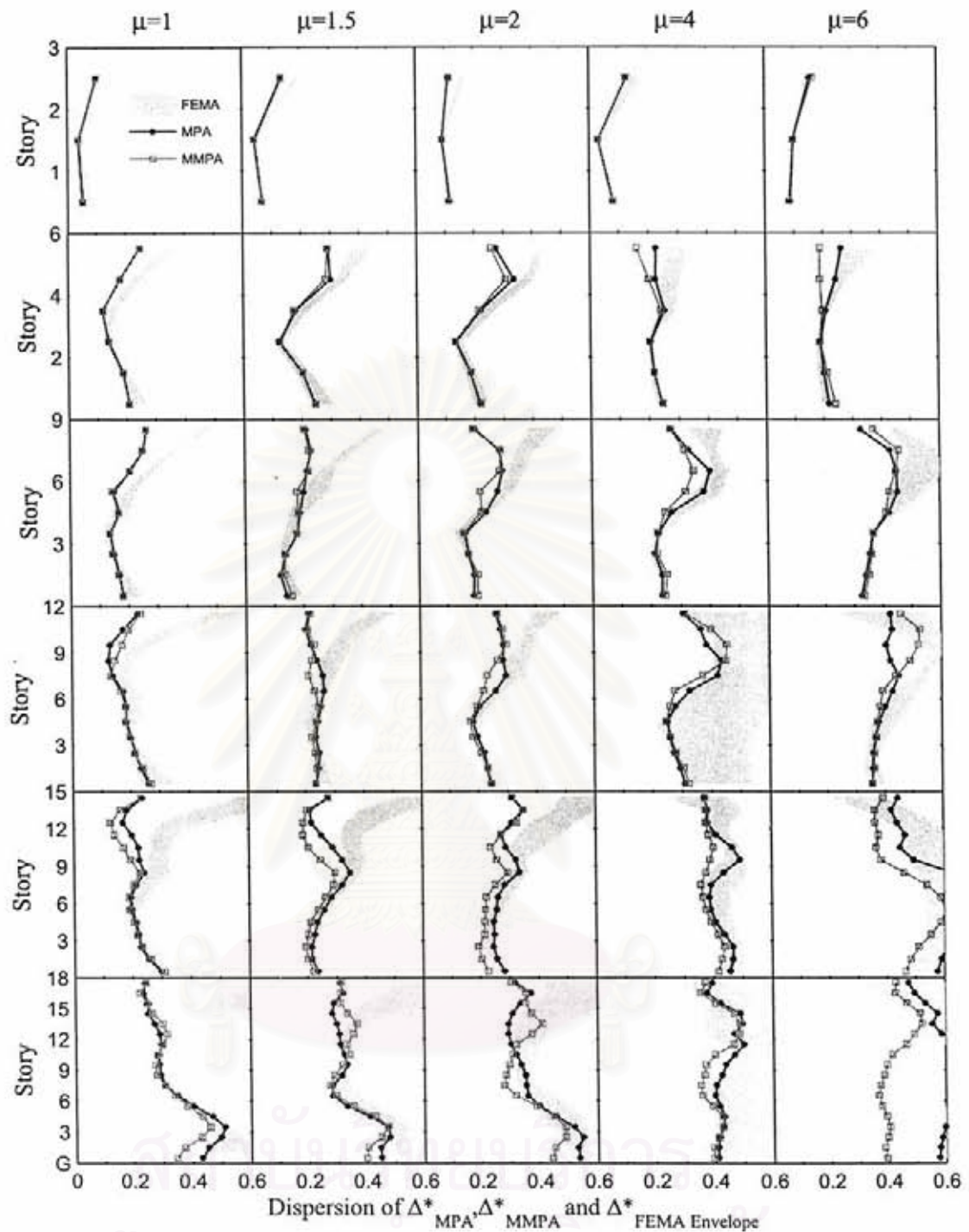
รูปที่ 4.35 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



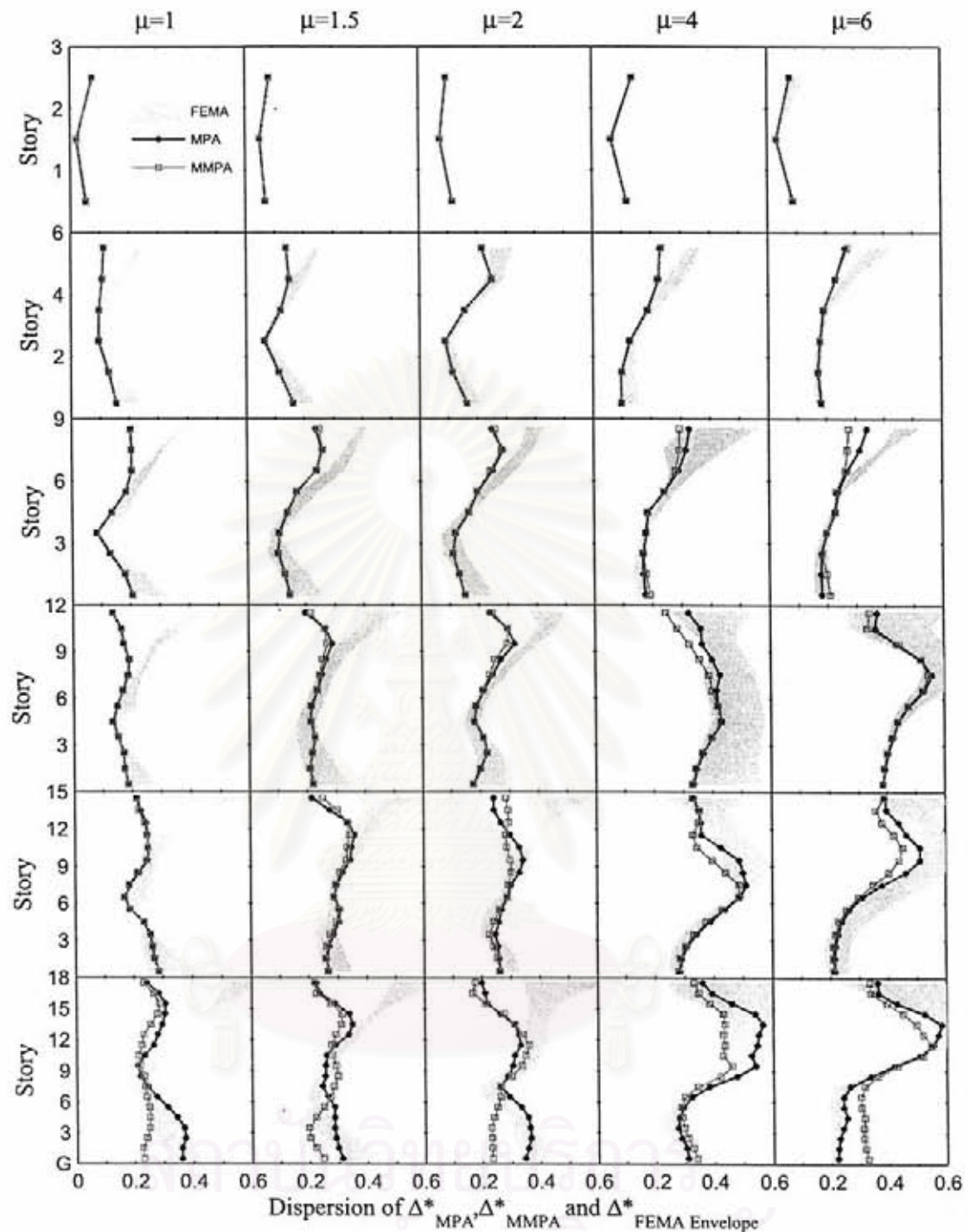
รูปที่ 4.36 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงสร้างแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงสร้างแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



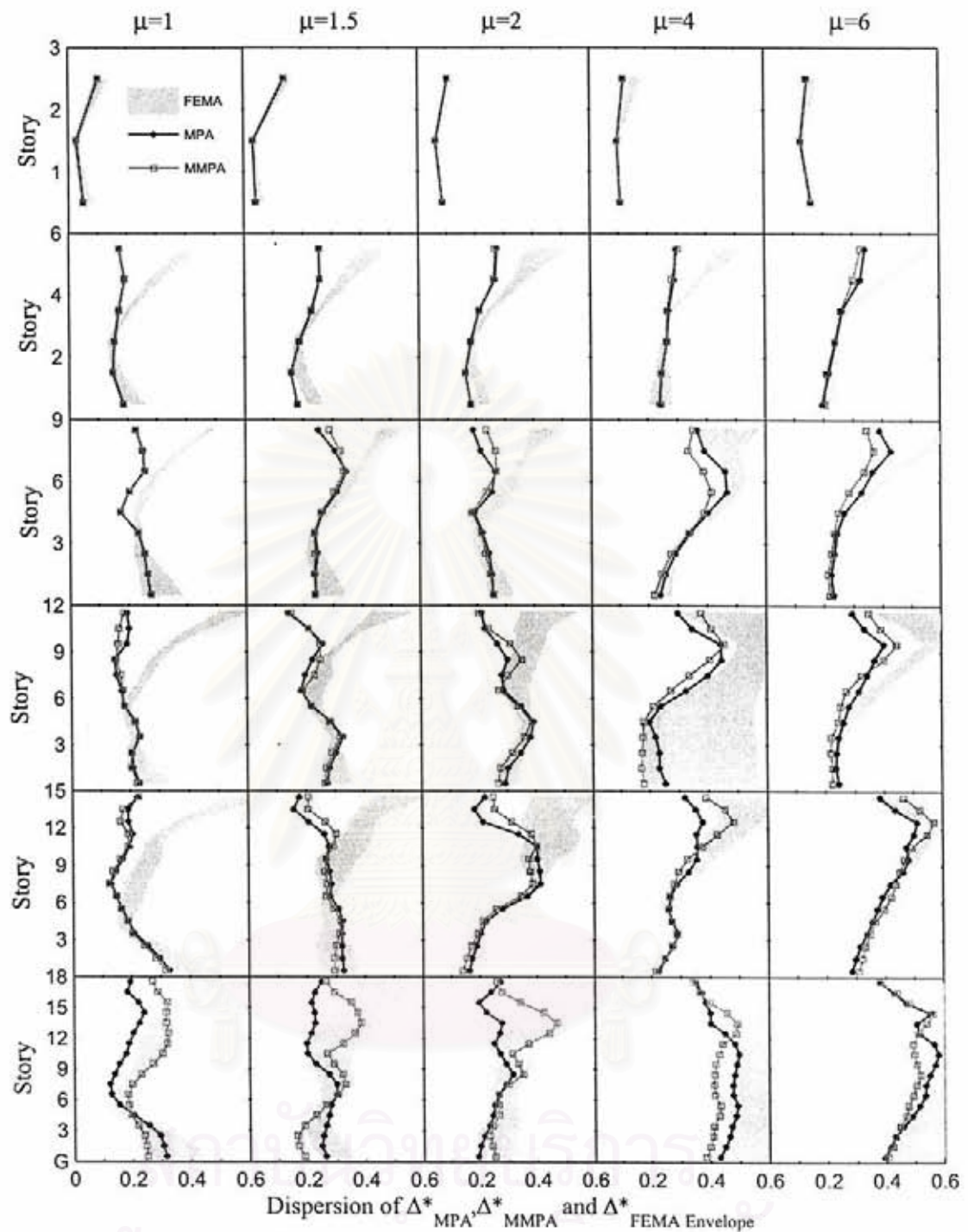
รูปที่ 4.37 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



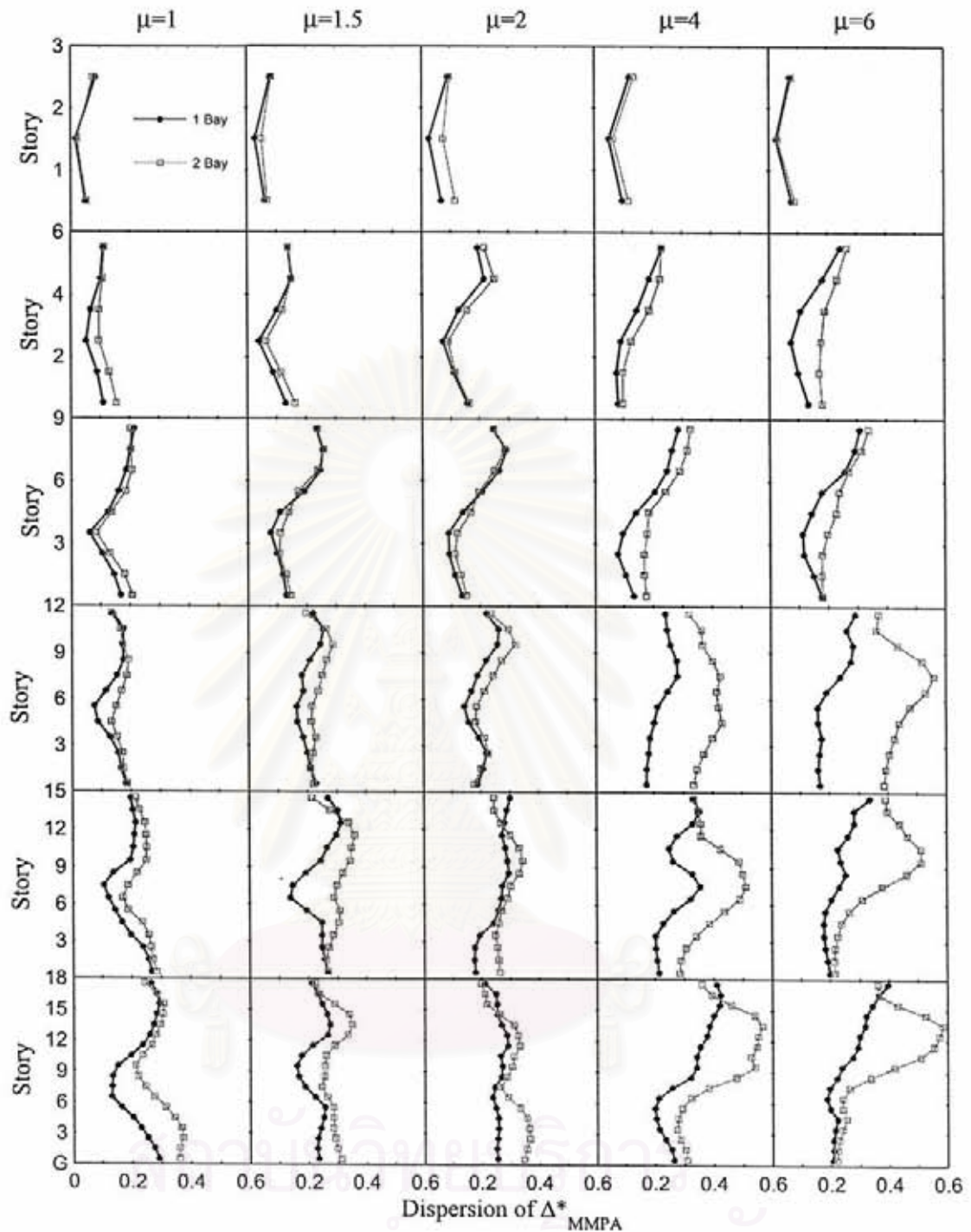
รูปที่ 4.38 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



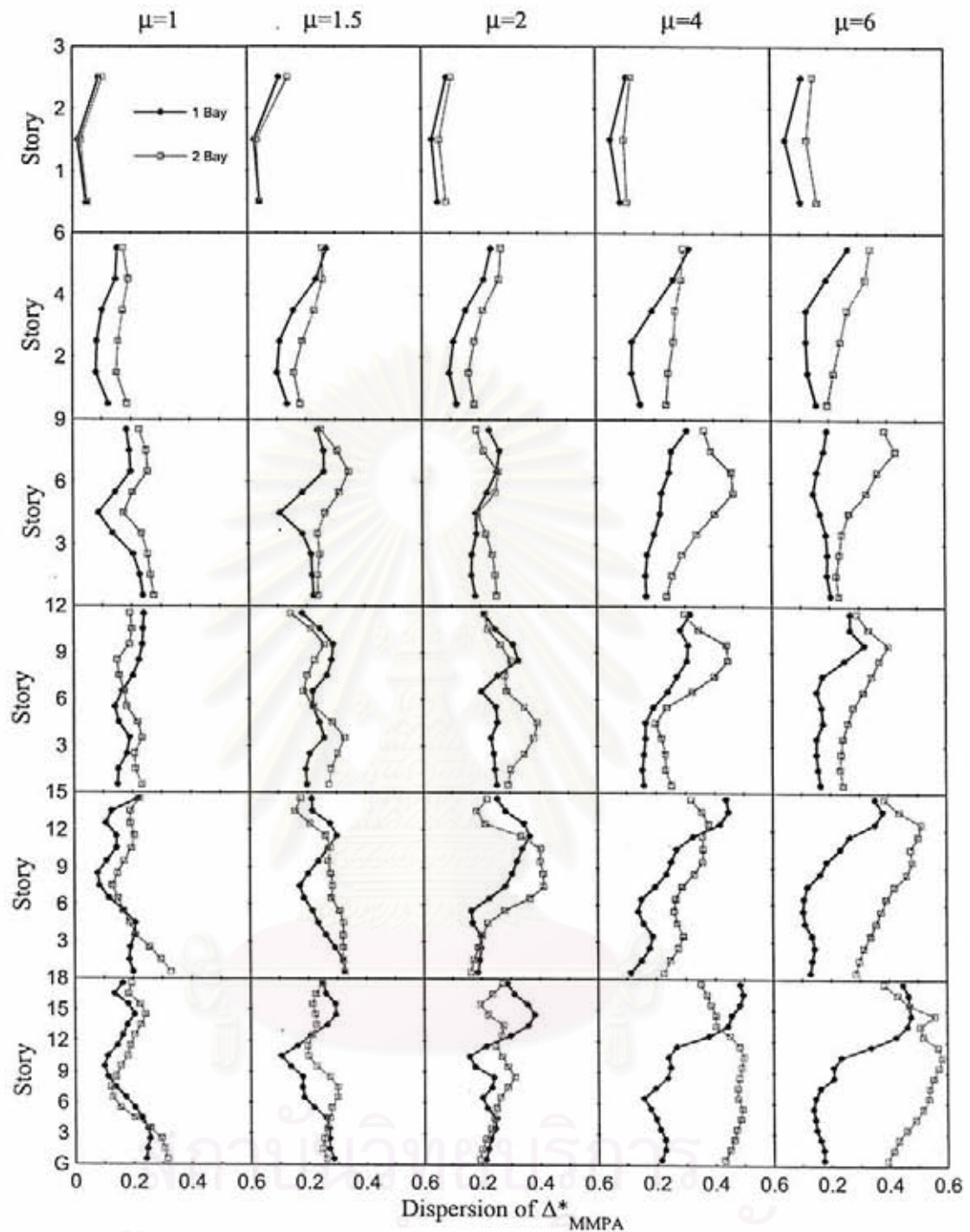
รูปที่ 4.39 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



รูปที่ 4.40 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของ โครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วงเสา ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการ สั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



รูปที่ 4.41 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} ของ โครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสาและโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



รูปที่ 4.42 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} ของ โครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสาและโครงข้อแข็งที่มี 2 ช่วง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)

ผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งตัวอย่างที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง

วัตถุประสงค์ในบทนี้เพื่อศึกษาผลการวิเคราะห์อัตราส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการกระจายของอัตราส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นซึ่งแสดงถึงความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนที่ได้จากการวิเคราะห์โครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา ด้วยวิธี MMPA, MPA และ FEMA-356 โดยกำหนดให้โครงข้อแข็งที่ใช้ทำการศึกษาที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง โดยในหัวข้อที่ 5.1 เป็นการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งตัวอย่างที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN ด้วยวิธี NL-RHA ซึ่งเป็นผลตอบสนองที่แท้จริง เพื่อนำไปเปรียบเทียบกับผลตอบสนองที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงสถิติในหัวข้อที่ 5.2 ได้แก่วิธี MMPA, MPA และการวิเคราะห์ด้วยรูปแบบแรงด้านข้างของ FEMA โดยจะแสดงอยู่ในรูปของอัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น แทนด้วยสัญลักษณ์ Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ตามลำดับ และทำการวิเคราะห์การกระจายของอัตราส่วนค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น ซึ่งแทนด้วยสัญลักษณ์ δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} โดยในตอนท้ายบทจะนำผลการวิเคราะห์ที่ได้จากหัวข้อที่ 5.2 และ 5.3 มาประเมินรูปแบบของโครงข้อแข็งที่ไม่ควรใช้วิธี MMPA และ MPA ในการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น

5.1 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA

ในหัวข้อนี้เป็นการวิเคราะห์หาค่า Δ_{NL-RHA} ของโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสาและ มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง โดยแต่ละโครงข้อแข็งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR , NFFP และกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีความสูงต่างกัน 6 รูปแบบความสูงคือ 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งในแต่ละรูปแบบความสูงจะมีค่า μ (ความแข็งแรง) ต่างกัน 5 ค่าคือ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 รวมทั้งโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น โดยแต่ละโครงข้อแข็งจะมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตล่าง (T_L) และคาบการสั่นที่ขอบเขตบน (T_U) รวมทั้งสิ้นจะมีโครงข้อแข็งที่ใช้ทำการศึกษาทั้งหมด 180 รูปแบบอาคาร

รูปที่ 5.1 ถึง 5.6 แสดงค่า Δ_{NL-RHA} ของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่า Δ_{NL-RHA} ที่ชั้นล่างของโครงข้อแข็งความสูง 3-6 ชั้น จะมีค่ามากกว่าค่า Δ_{NL-RHA} ที่ชั้นอื่นๆ ทั้งนี้เนื่องจาก โครงข้อแข็งเกิดการครากขึ้นที่บริเวณฐานเสาและหัวเสาบริเวณชั้นหนึ่ง ทำให้สัดส่วนการหมุนของจุดหมุนพลาสติกที่บริเวณชั้นหนึ่ง มีค่ามากกว่าในชั้นอื่นๆ ดังนั้นจึงทำให้ ค่า Δ_{NL-RHA} ที่ชั้นล่างมีค่ามากกว่าชั้นบน ในขณะที่ค่า Δ_{NL-RHA} ที่ชั้นบนของโครงข้อแข็งความสูงเกิน 6 ชั้น จะเริ่มมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนและมีแนวโน้มที่จะมีค่ามากกว่าค่า Δ_{NL-RHA} ที่ชั้นล่าง ซึ่งเป็นผลมาจากผลตอบสนองในโหมดสูงมีส่วนร่วมมากขึ้นจึงทำให้เกิดการครากและการหมุนของจุดหมุนพลาสติกในบริเวณชั้นบนมีค่าเพิ่มขึ้น ส่งผลให้ค่า Δ_{NL-RHA} ที่บริเวณชั้นบนมีค่าเพิ่มขึ้น

เมื่อพิจารณาค่า Δ_{NL-RHA} ที่บริเวณชั้นล่างของโครงข้อแข็งที่มีความสูงเท่ากันแต่มีค่า μ ต่างกัน (ความแข็งแรงต่างกัน) จะพบว่า โครงข้อแข็งที่มีค่า μ มาก (ความแข็งแรงน้อย) จะมีค่า Δ_{NL-RHA} มากกว่า โครงข้อแข็งที่มีค่า μ น้อย (ความแข็งแรงมาก) ซึ่งเป็นผลมาจาก โครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงน้อยจะมีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่จุดครากน้อย ทำให้เกิดมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกมากกว่าโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงมาก ส่งผลให้ค่า Δ_{NL-RHA} ของโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงน้อยมีค่ามากกว่าโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงมาก ในขณะที่ค่า Δ_{NL-RHA} ในชั้นอื่นๆ ของโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงน้อยจะมีค่าน้อยกว่าโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงมาก ซึ่งเป็นผลมาจาก การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ชั้นหนึ่งของโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงน้อยมีค่ามากกว่าโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงมาก ส่งผลให้ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นในบริเวณชั้นบนถูกลดทอนลงจนมีค่าน้อยกว่าในโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงมาก

จากค่า Δ_{NL-RHA} ของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสามกลุ่มคลื่นจะพบว่า ค่า Δ_{NL-RHA} ของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN จะมีค่าสูงสุดประมาณ 4 เปอร์เซ็นต์ โดยมีค่ามากกว่าในโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP และ LMSR ซึ่งมีค่าสูงสุดประมาณ 2 เปอร์เซ็นต์ และ 1 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่า ค่า Δ_{NL-RHA} มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญตามลักษณะของกลุ่มคลื่นที่ใช้ทำการศึกษา ซึ่งอาจเป็นผลมาจาก องค์ประกอบความถี่ เป็นต้น

5.2 อัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA

ในหัวข้อนี้จะเป็นการศึกษาความคลาดเคลื่อนของผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN ซึ่งทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA, MPA โดยแสดงในรูป Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และด้วยรูปแบบแรงกระทำด้านข้างของ FEMA-356 โดยผลการวิเคราะห์ที่ได้จากรูปแบบแรงด้านข้างของ FEMA-356 จะแทนด้วยสัญลักษณ์ Δ_{FEMA}^* ซึ่งแสดงอยู่ในรูปพื้นที่แรงกอลอบคลุมผลการวิเคราะห์ของทั้งสี่รูปแบบแรง

รูปที่ 5.7 ถึง 5.12 แสดงค่า Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่า Δ_{MMPA}^* และ Δ_{MPA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 มีแนวโน้มแตกต่างจากโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 อย่างชัดเจน โดยค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณด้วยวิธี MMPA (Δ_{MMPA}^*) และ MPA (Δ_{MPA}^*) ในช่วงครึ่งล่างของโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 จะมีค่ามากกว่าค่า Δ_{NL-RHA} ในขณะที่ค่า Δ_{MMPA}^* และ Δ_{MPA}^* ในช่วงครึ่งบนของโครงข้อแข็งจะมีค่าน้อยกว่าค่า Δ_{NL-RHA}

โดยส่วนใหญ่ค่า Δ_{MMPA}^* และ Δ_{MPA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 จะมีค่ามากกว่าค่า Δ_{NL-RHA} และค่า Δ_{MMPA}^* และ Δ_{MPA}^* จะมีค่าใกล้เคียงกันมากเมื่อโครงข้อแข็งที่ทำการวิเคราะห์มีความสูงไม่เกิน 6 ชั้น จากนั้นค่า Δ_{MMPA}^* และ Δ_{MPA}^* จะมีความแตกต่างที่ชัดเจนขึ้น เมื่อโครงข้อแข็งที่ทำการวิเคราะห์มีความสูงเกิน 6 ชั้น ซึ่งเป็นผลมาจากการตอบสนองในโหมดสูงแบบยืดหยุ่นตามสมมติฐานของวิธี MMPA ที่เด่นชัดขึ้นในโครงข้อแข็งที่มีความสูงตั้งแต่ 6 ชั้นขึ้นไป ทำให้ผลการวิเคราะห์ที่ได้มีความแตกต่างกัน

ค่า Δ_{MMPA} ในบริเวณครึ่งล่างของโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 จะมีค่ามากกว่าค่า Δ_{NL-RHA} และมีความคลาดเคลื่อนสูงกว่าค่า Δ_{MPA} แต่ยังคงมีค่าน้อยกว่าความคลาดเคลื่อนสูงสุดของค่า Δ_{FEMA} โดยจะมีความคลาดเคลื่อนสูงที่สุดไม่เกิน 30 เปอร์เซ็นต์ของผลตอบสนองที่แท้จริง ในขณะที่ค่า Δ_{MMPA} บริเวณช่วงบนของโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 จะมีค่าน้อยกว่าค่า Δ_{NL-RHA} และมีความคลาดเคลื่อนน้อยกว่าค่า Δ_{MPA} และ Δ_{FEMA} โดยจะมีความคลาดเคลื่อนสูงที่สุดไม่เกิน 30 เปอร์เซ็นต์ สำหรับโครงข้อแข็งมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ขอบเขตล่าง และไม่เกิน 40 เปอร์เซ็นต์ สำหรับโครงข้อแข็งมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ขอบเขตบน และเมื่อพิจารณาความคลาดเคลื่อนของโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 จะพบว่า โดยส่วนใหญ่ค่า Δ_{MMPA} จะมีค่ามากกว่า Δ_{NL-RHA} และมีความคลาดเคลื่อนสูงกว่าค่า Δ_{MPA} ยกเว้นที่บริเวณยอดอาคาร ซึ่งค่า Δ_{MMPA} จะมีความคลาดเคลื่อนน้อยกว่าค่า Δ_{MPA} โดยความคลาดเคลื่อนของค่า Δ_{MMPA} และ Δ_{MPA} จะมีแนวโน้มสูงขึ้นเมื่อโครงข้อแข็งมีค่า μ เพิ่มขึ้น (ความแข็งแรงลดลง)

สำหรับค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ได้จากวิธีแรงกระทำด้านข้างของ FEMA-356 จะให้ผลการวิเคราะห์ครอบคลุมผลตอบสนองที่แท้จริงตลอดความสูงของอาคารเมื่อโครงข้อแข็งที่ทำการวิเคราะห์มีค่า $\mu = 4$ และ 6 ในขณะที่ วิธีแรงกระทำด้านข้างของ FEMA-356 จะให้ผลครอบคลุมผลตอบสนองที่แท้จริงเป็นบางส่วนเมื่อทำการวิเคราะห์กับโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 โดยผลการวิเคราะห์ในบริเวณชั้นบนของอาคารที่ได้จากวิธีแรงกระทำด้านข้างของ FEMA-356 จะให้ผลการวิเคราะห์น้อยกว่าผลตอบสนองที่แท้จริง (Underestimate)

5.3 การกระจายของอัตราส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA

ในหัวข้อนี้เป็นการศึกษาการกระจายของอัตราส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นหรือการกระจายความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA, MPA และด้วยรูปแบบแรงกระทำด้านข้างของ FEMA-356 โดยแสดงในรูปของ $\delta_{MMPA}, \delta_{MPA}$ และ δ_{FEMA} ซึ่งผลการวิเคราะห์ที่ได้จากรูปแบบแรงด้านข้างของ FEMA-356 จะแสดงอยู่ในรูปพื้นที่แรเงาครอบคลุมผลการวิเคราะห์ของทั้งสี่รูปแบบแรง

รูปที่ 5.13 และ 5.14 แสดงการกระจายของอัตราส่วนค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA, MPA และ วิธีเชิงสถิติโดยใช้รูปแบบแรงกระทำด้านข้างตามข้อกำหนดของ FEMA-356 ซึ่งแทนด้วยสัญลักษณ์ $\delta_{MMPA}, \delta_{MPA}$ และ δ_{FEMA} ตามลำดับ จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่า δ_{MMPA} จะมีค่าใกล้เคียงกับ δ_{MPA} ในทุกกรณีโครงข้อแข็ง โดยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 จะมีค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} ค่อนข้างคงที่ ในขณะที่ค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} ของโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามความสูงของอาคารที่เพิ่มขึ้น

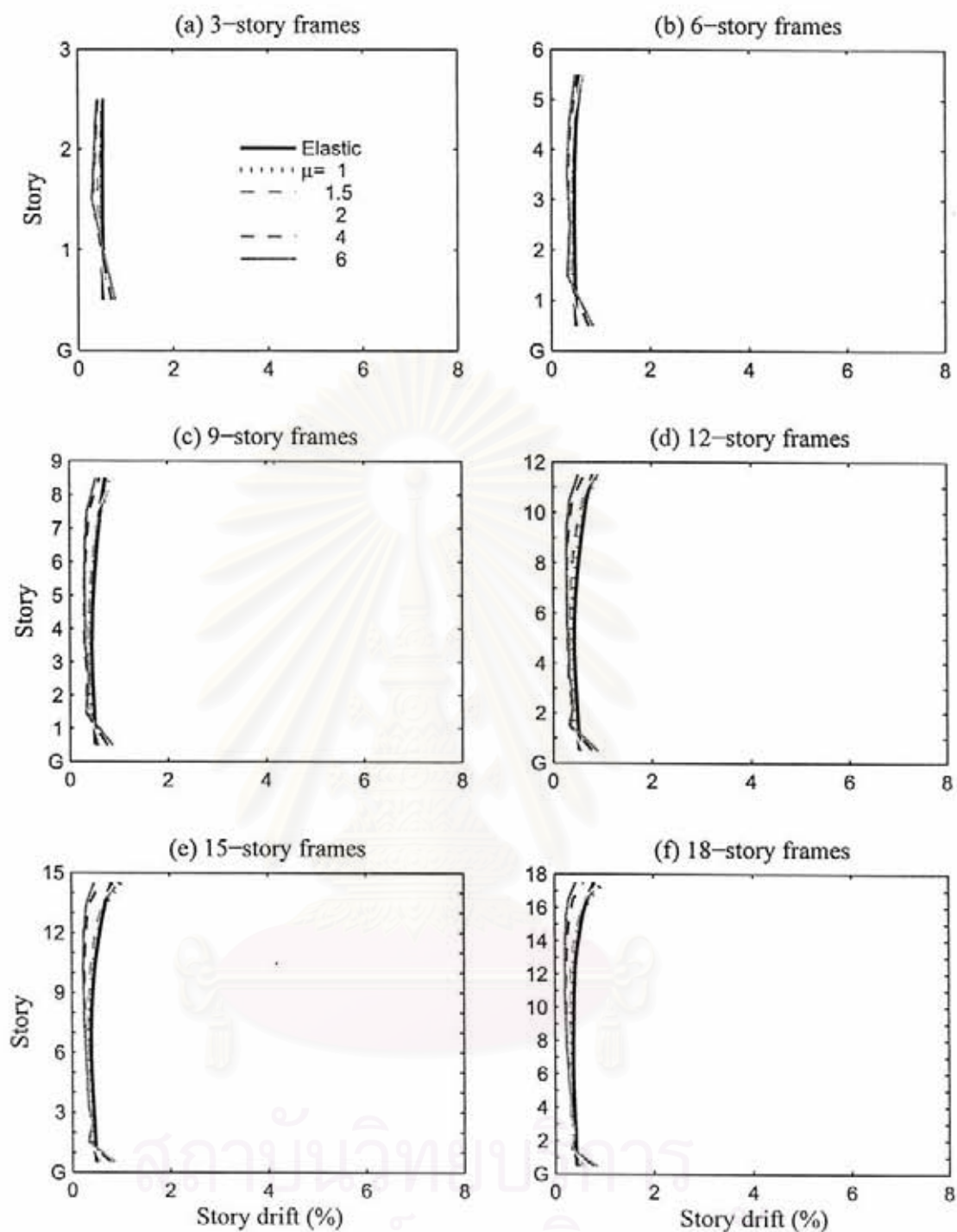
สำหรับการกระจายอัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP และ NFFN ดังรูปที่ 5.15 ถึง 5.18 จะมีแนวโน้มคล้ายกับในกรณีโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ซึ่งสังเกตได้ว่า ค่า δ_{MMPA} จะมีค่าใกล้เคียงกับ δ_{MPA} ในทุกกรณีโครง

ข้อแข็ง โดยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 จะมีค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} ค่อนข้างคงที่ ในขณะที่โครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 มีแนวโน้มว่าค่า δ_{MMPA} และ δ_{MPA} มีค่าเพิ่มขึ้นตามความสูงของอาคารที่เพิ่มขึ้น

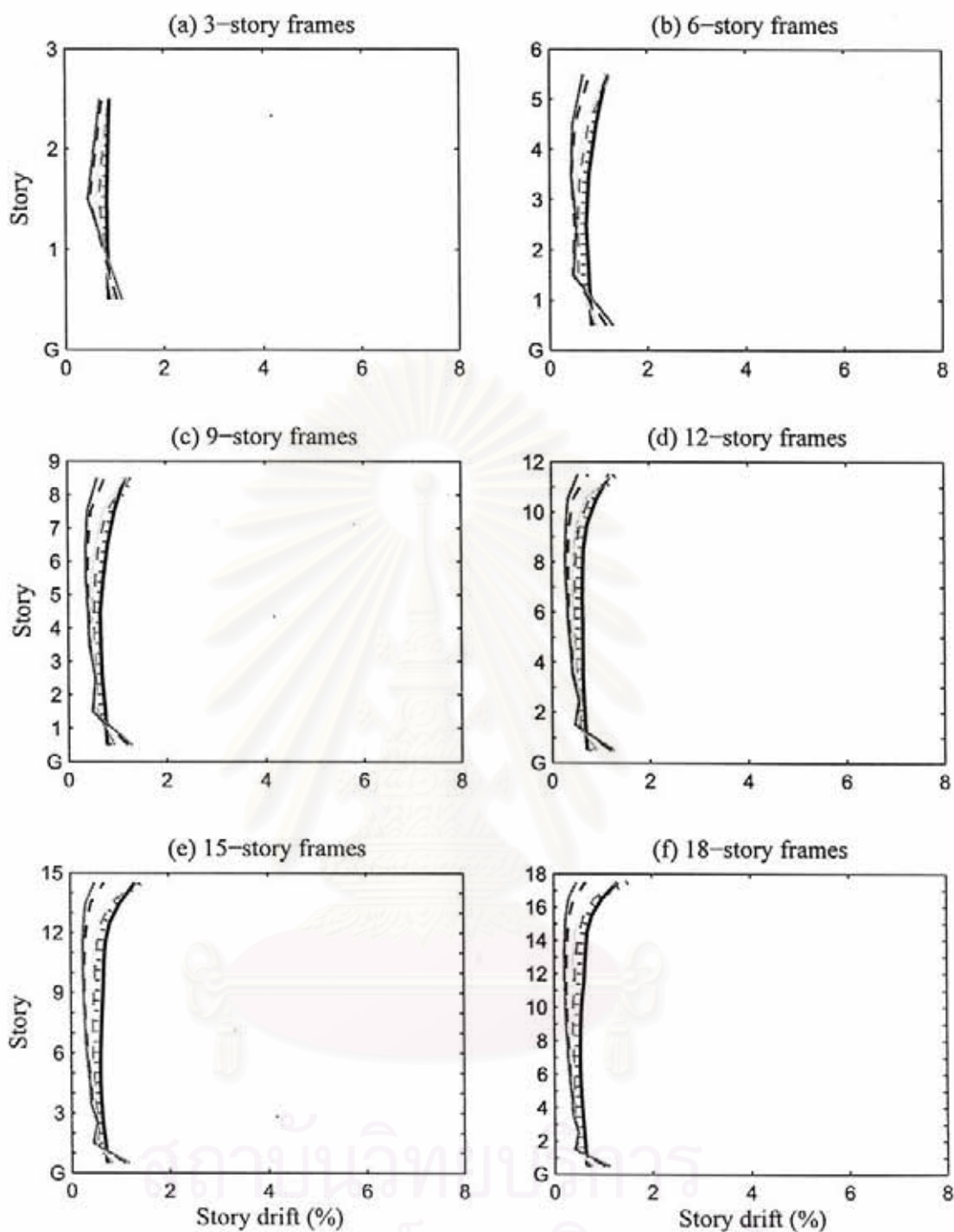
จากผลการวิเคราะห์อัตราส่วนของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการกระจายความคลาดเคลื่อนของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ด้วยวิธี MMPA และ MPA ดังที่กล่าวมาในหัวข้อที่ 5.2 และ 5.3 แสดงให้เห็นว่า การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ด้วยวิธี MMPA และ MPA ไม่ควรนำมาใช้ทำการวิเคราะห์กับโครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงน้อย (ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้แก่โครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6) เนื่องจาก โครงข้อแข็งที่มีความแข็งแรงน้อยจะมีการตอบสนองในช่วงไม้อัดหยุดสูง ทำให้สมมติฐานของวิธีวิเคราะห์แบบแยกโหมดมีความผิดพลาดมาก ส่งผลให้ค่า Δ_{MMPA} และ Δ_{MPA} ที่ได้มีความคลาดเคลื่อนสูง รวมถึงโครงข้อแข็งที่มีความสูงเกิน 12 ชั้น เนื่องจาก โครงข้อแข็งที่มีความสูงเกิน 12 ชั้น จะมีผลการตอบสนองในโหมดสูงเป็นส่วนประกอบที่เด่นชัด ซึ่งจากการศึกษาที่ผ่านพบว่า ผลตอบสนองในโหมดสูงมีนัยสำคัญกับความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้น ซึ่งความคลาดเคลื่อนจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามความสูงของอาคารที่เพิ่มขึ้น



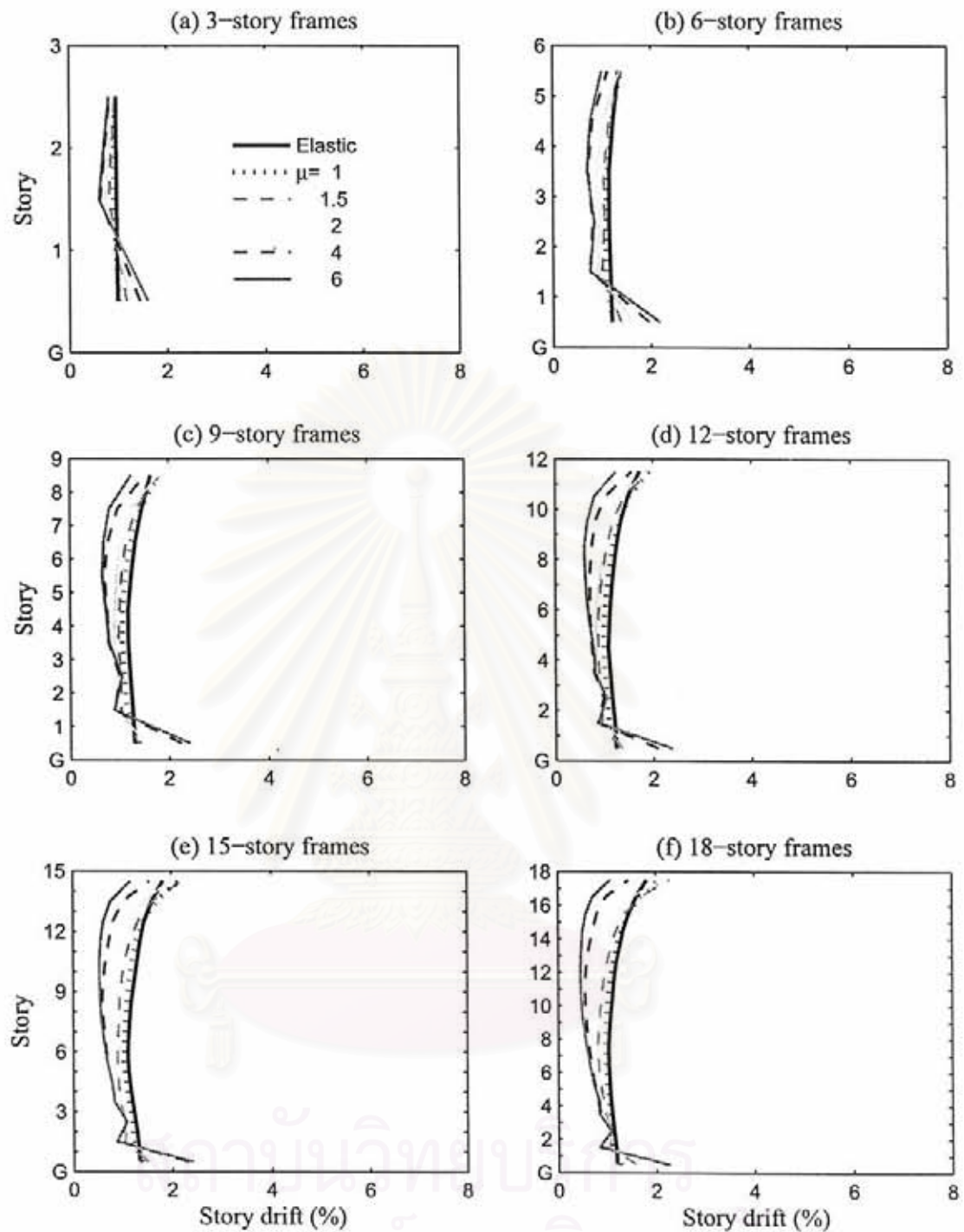
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



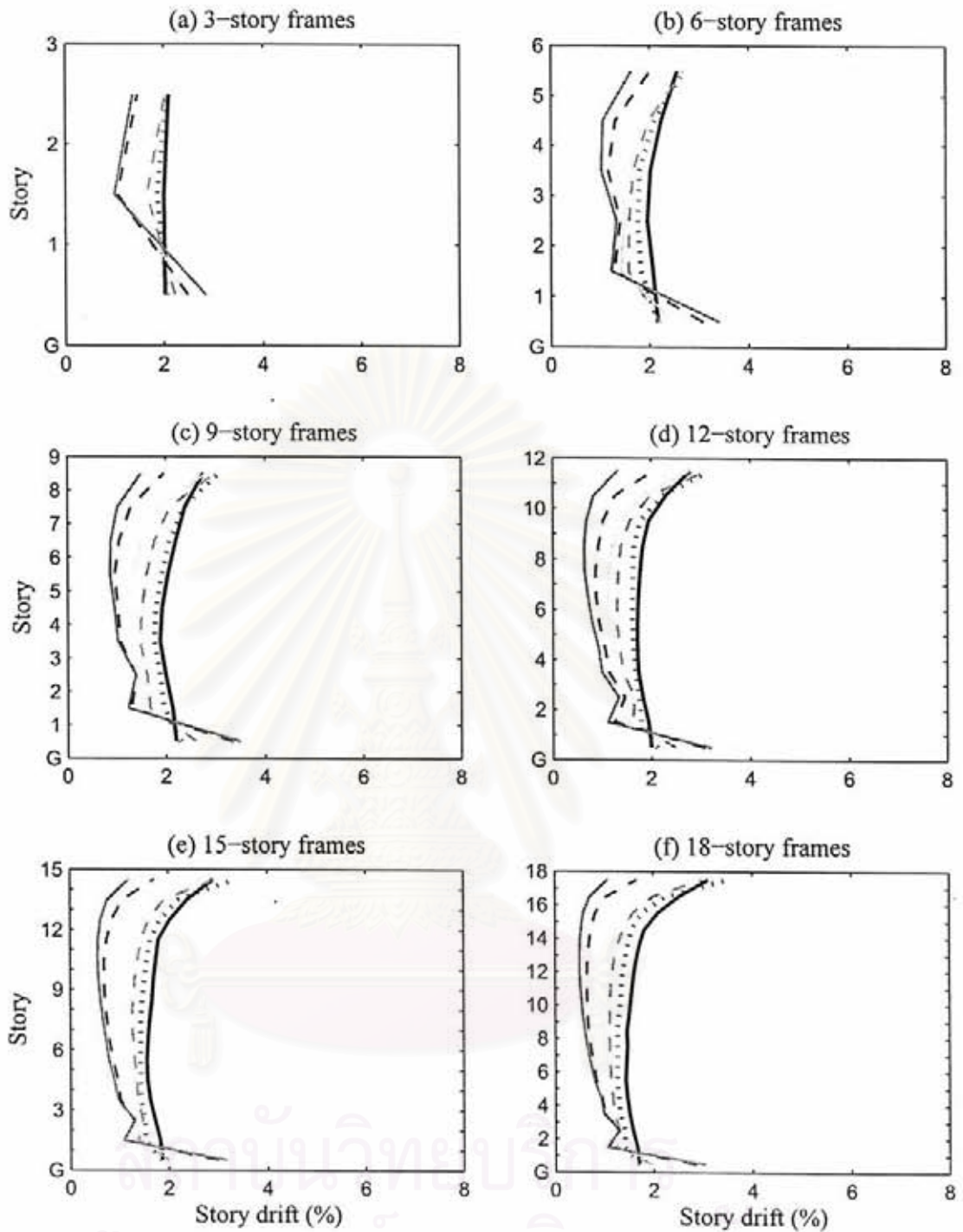
รูปที่ 5.1 มีพื้นฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



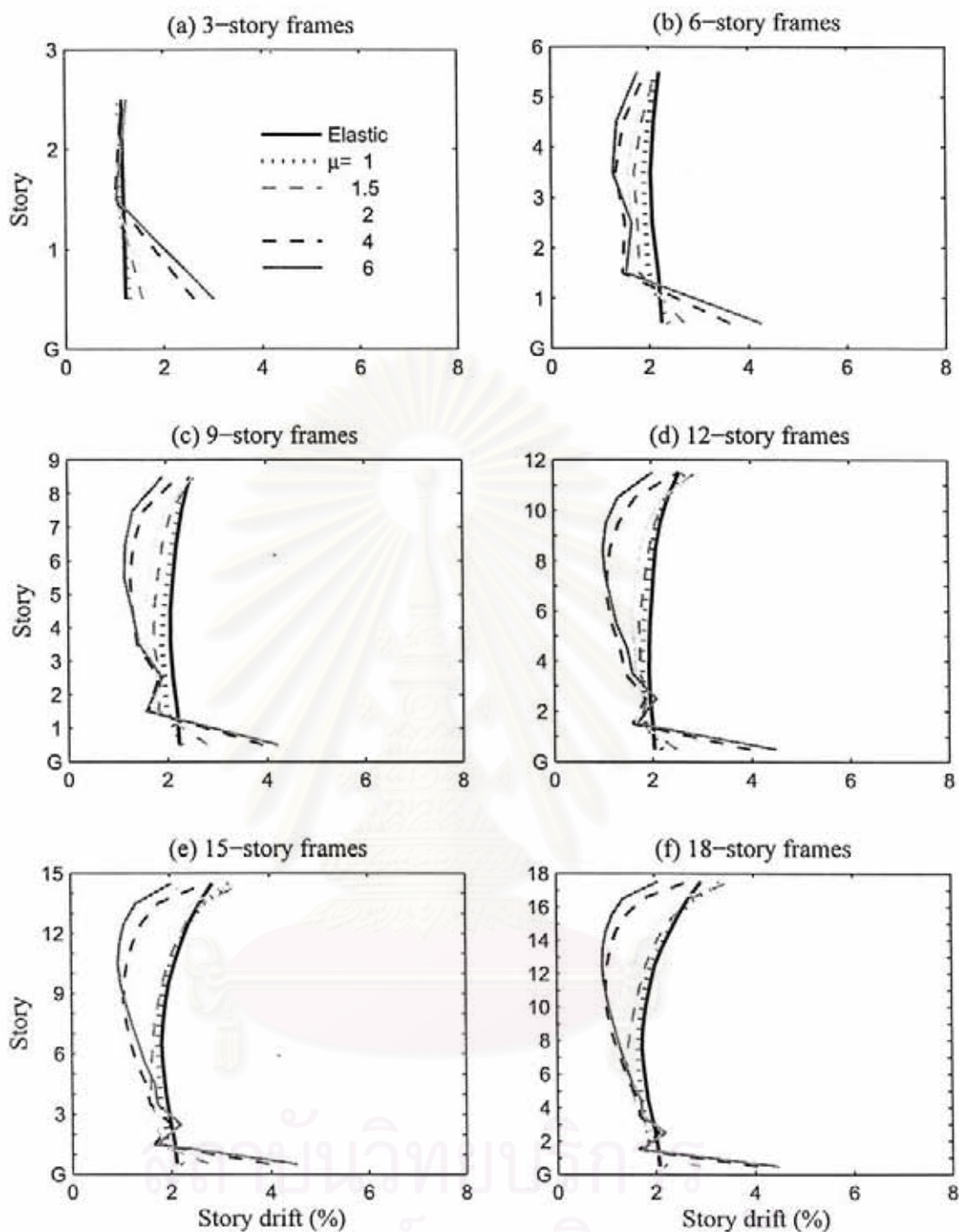
รูปที่ 5.2 มีพื้นฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



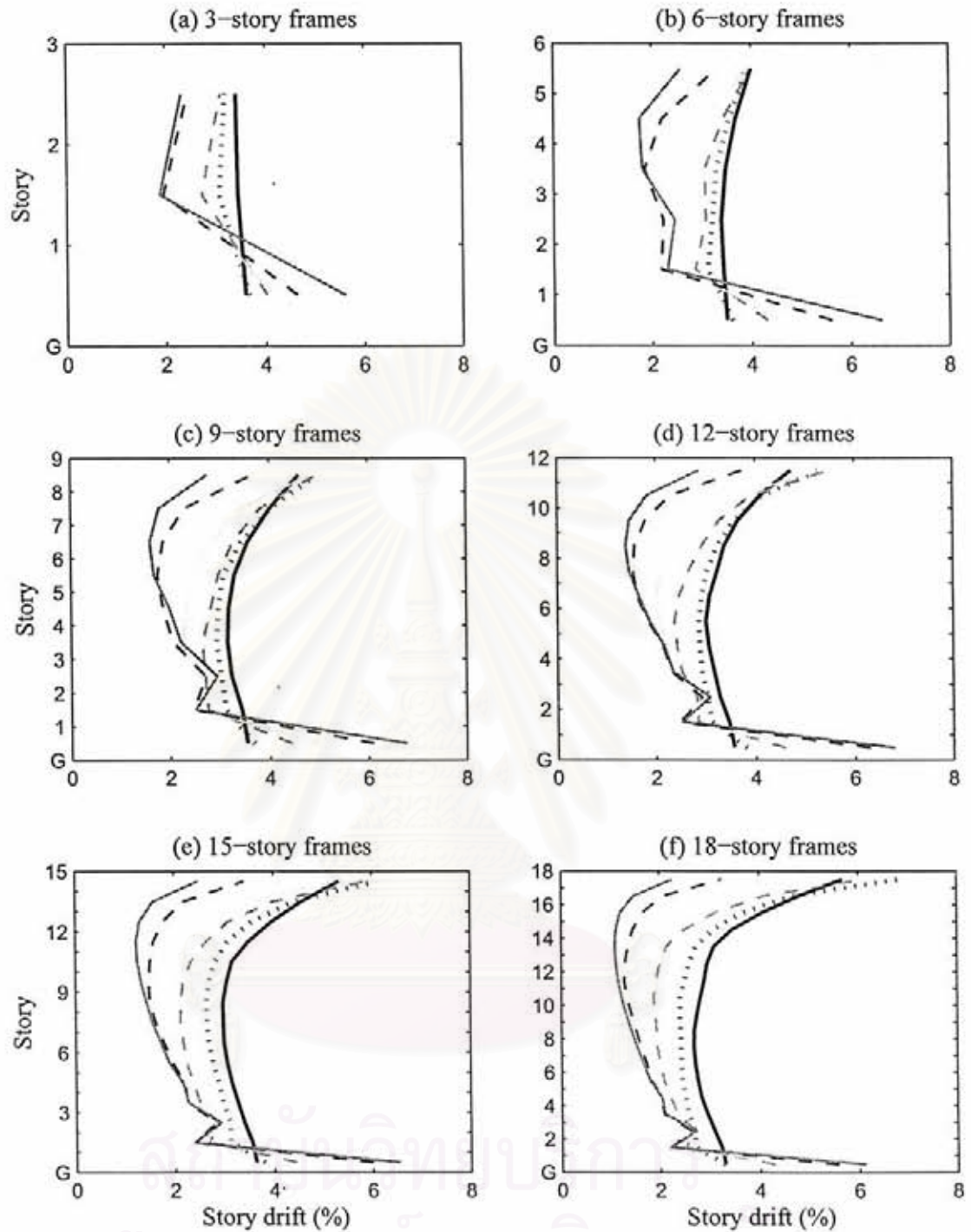
รูปที่ 5.3 มีขยฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



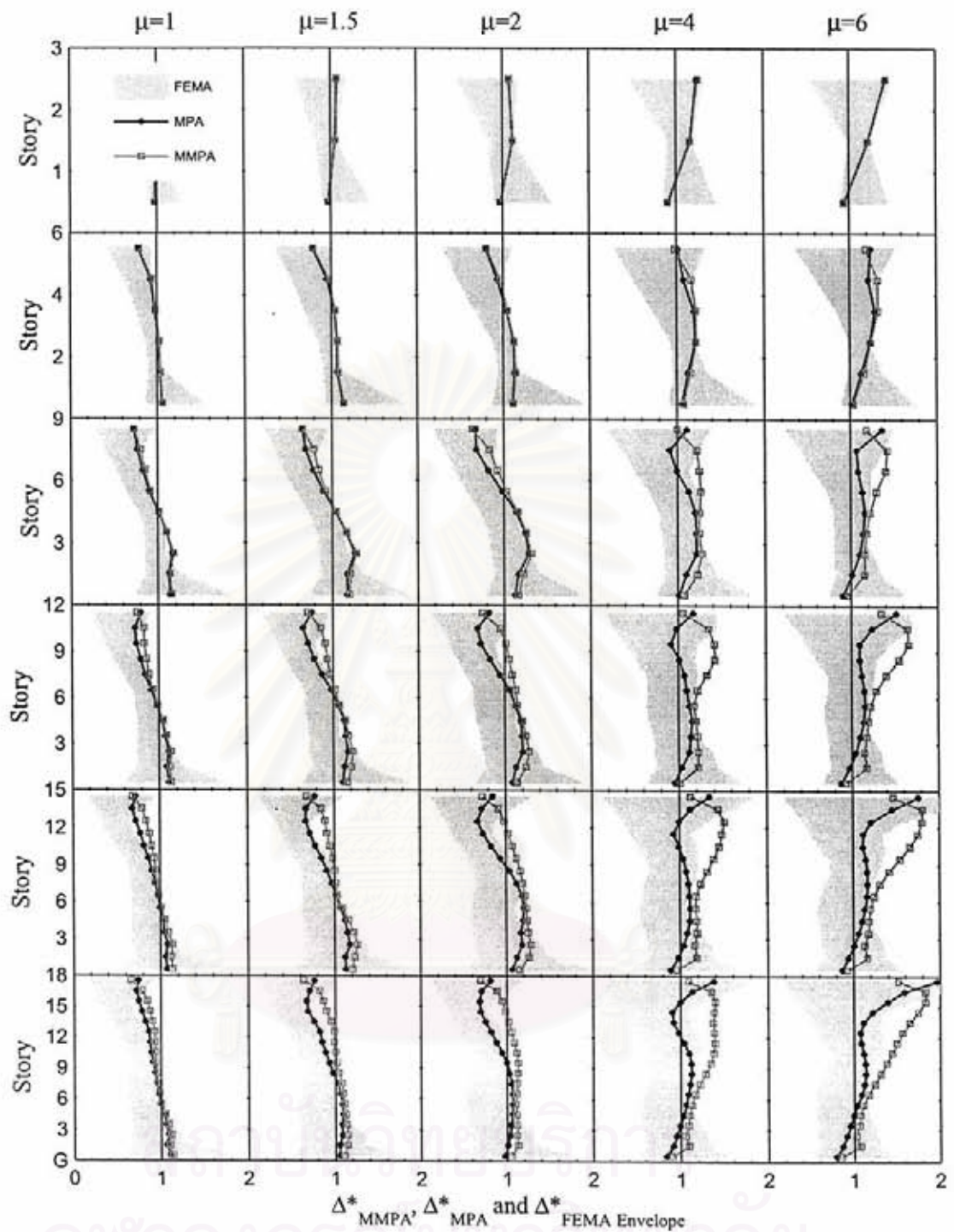
รูปที่ 5.4 มีพื้นฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยึดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



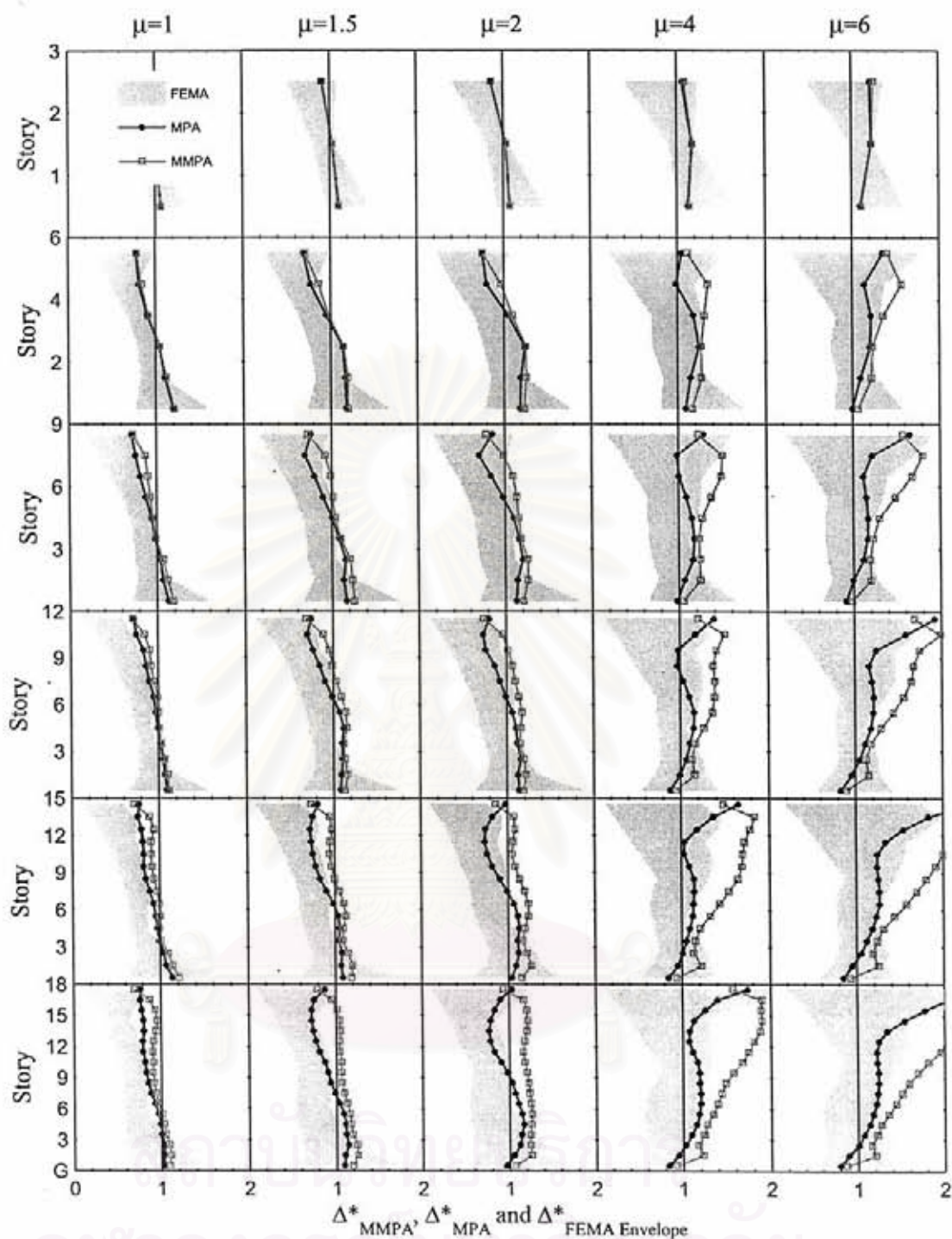
รูปที่ 5.5 มีฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



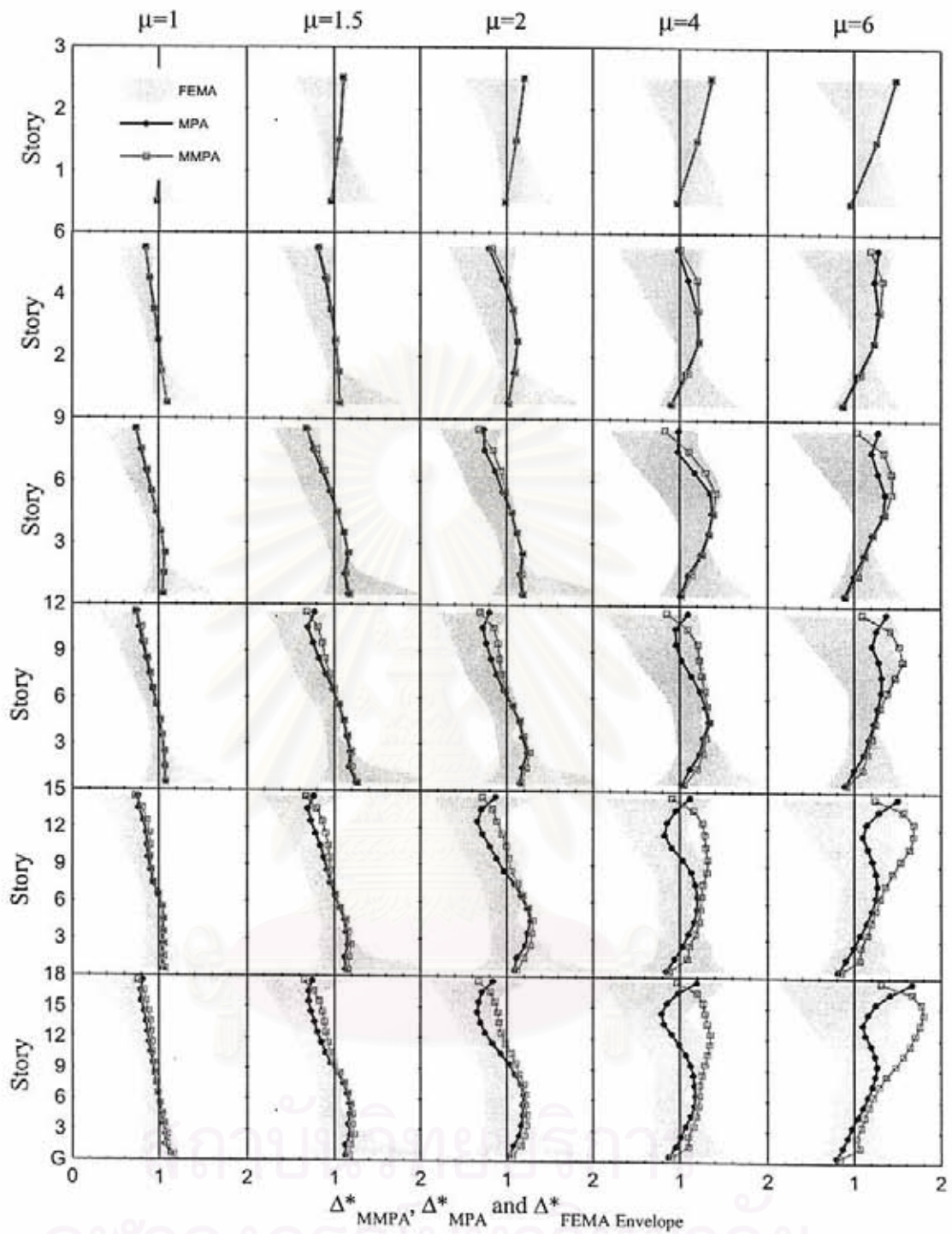
รูปที่ 5.6 มีพื้นฐานของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยึดหยุ่น โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



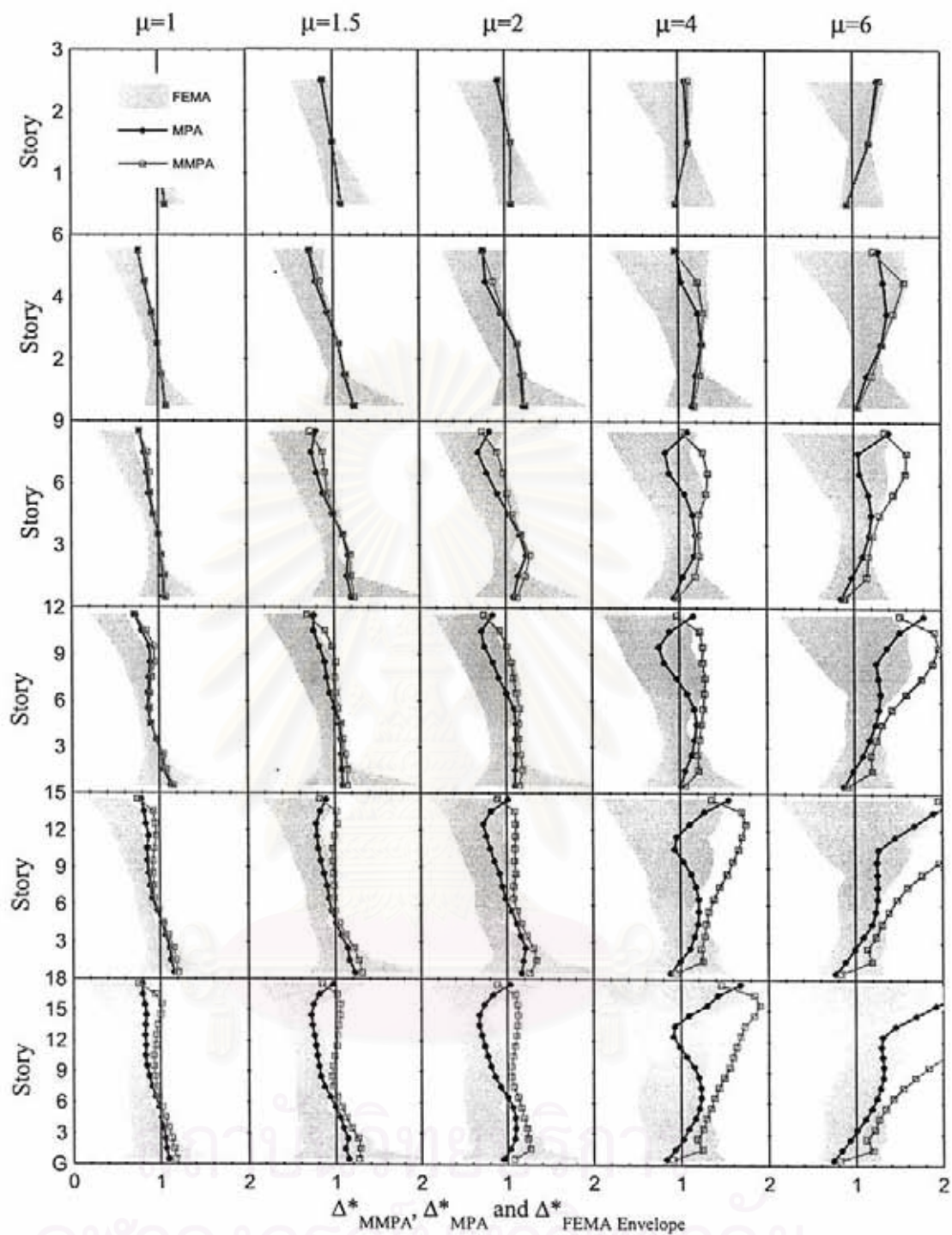
รูปที่ 5.7 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับ คาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



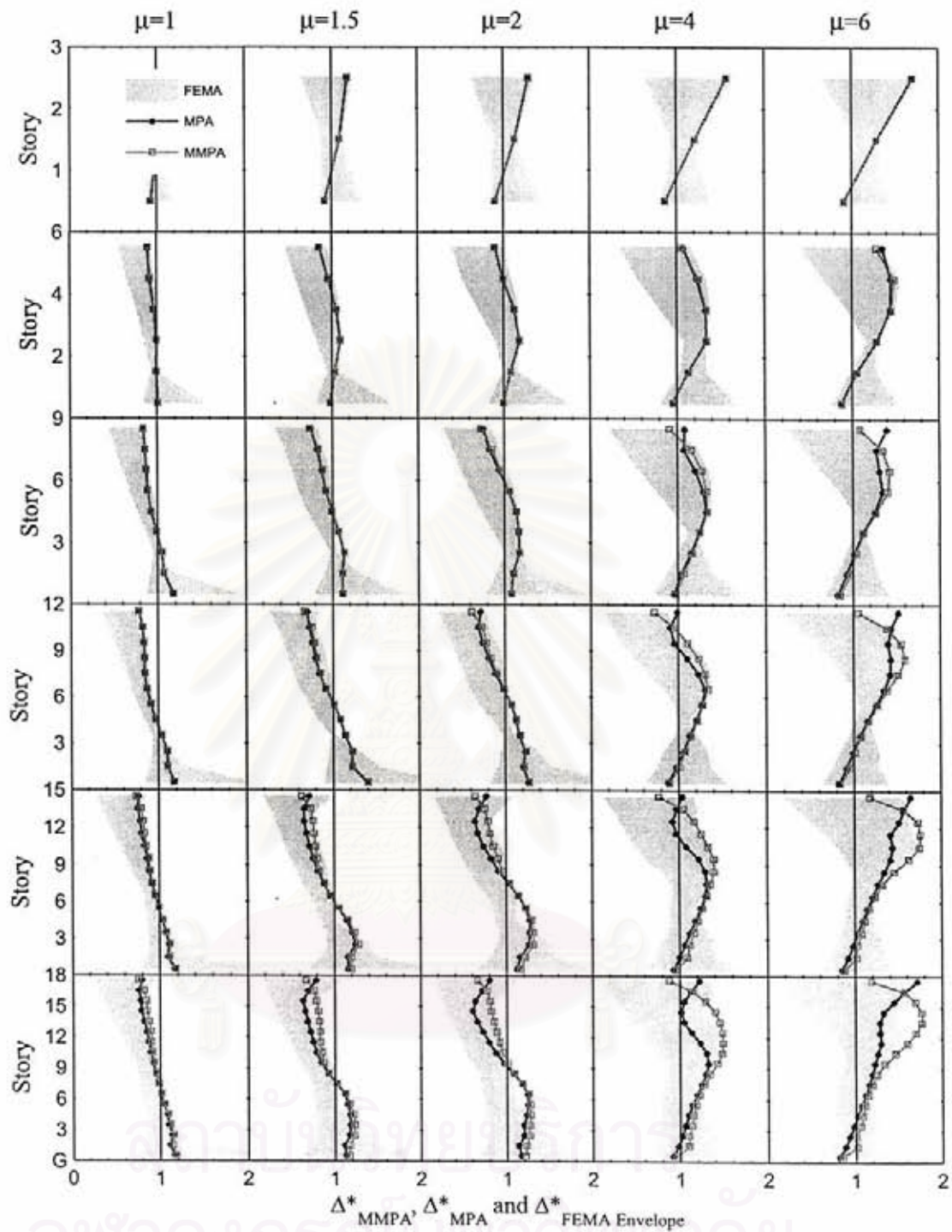
รูปที่ 5.8 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับ คาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



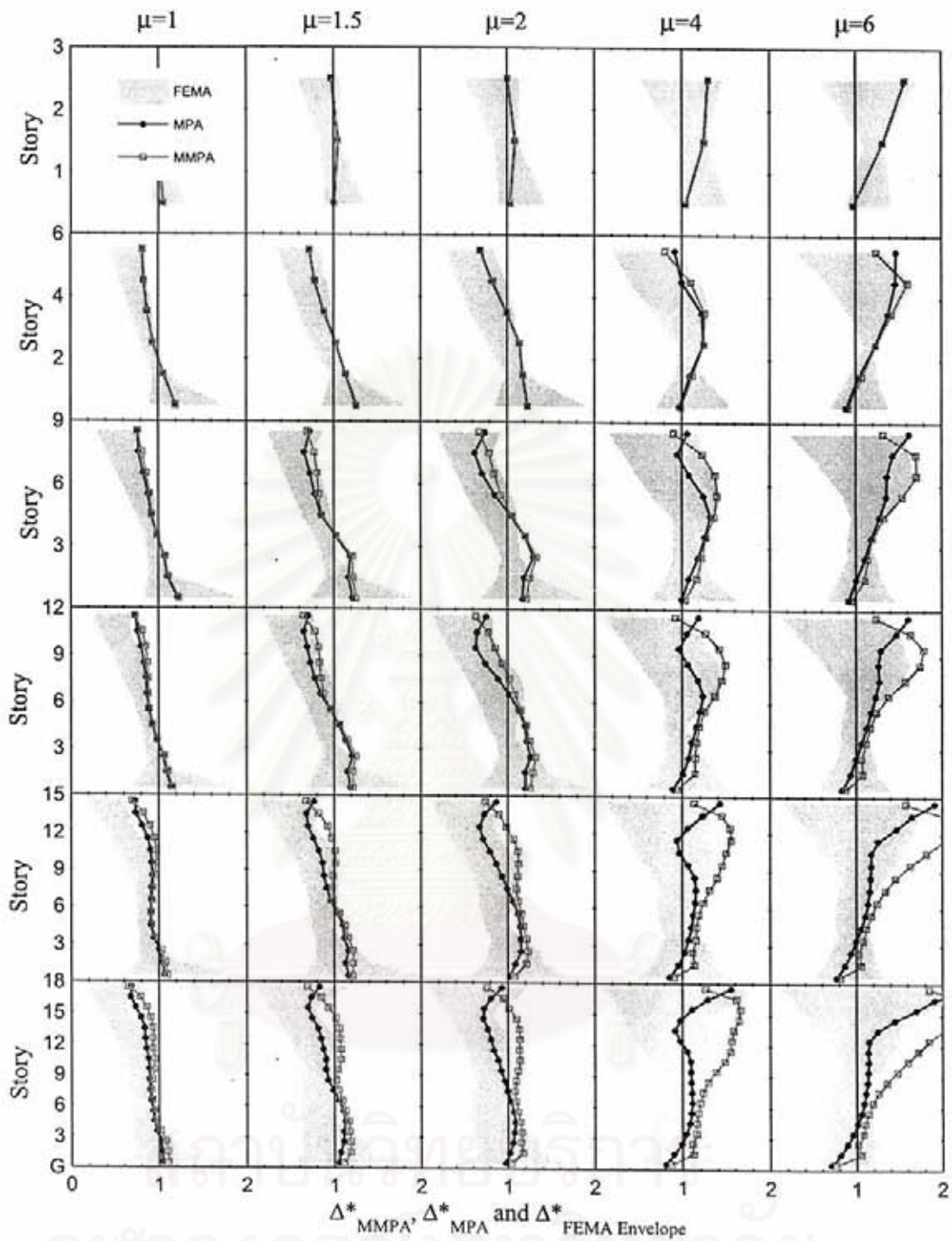
รูปที่ 5.9 อัตราส่วนของค้ำมีอยู่ฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับ คาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



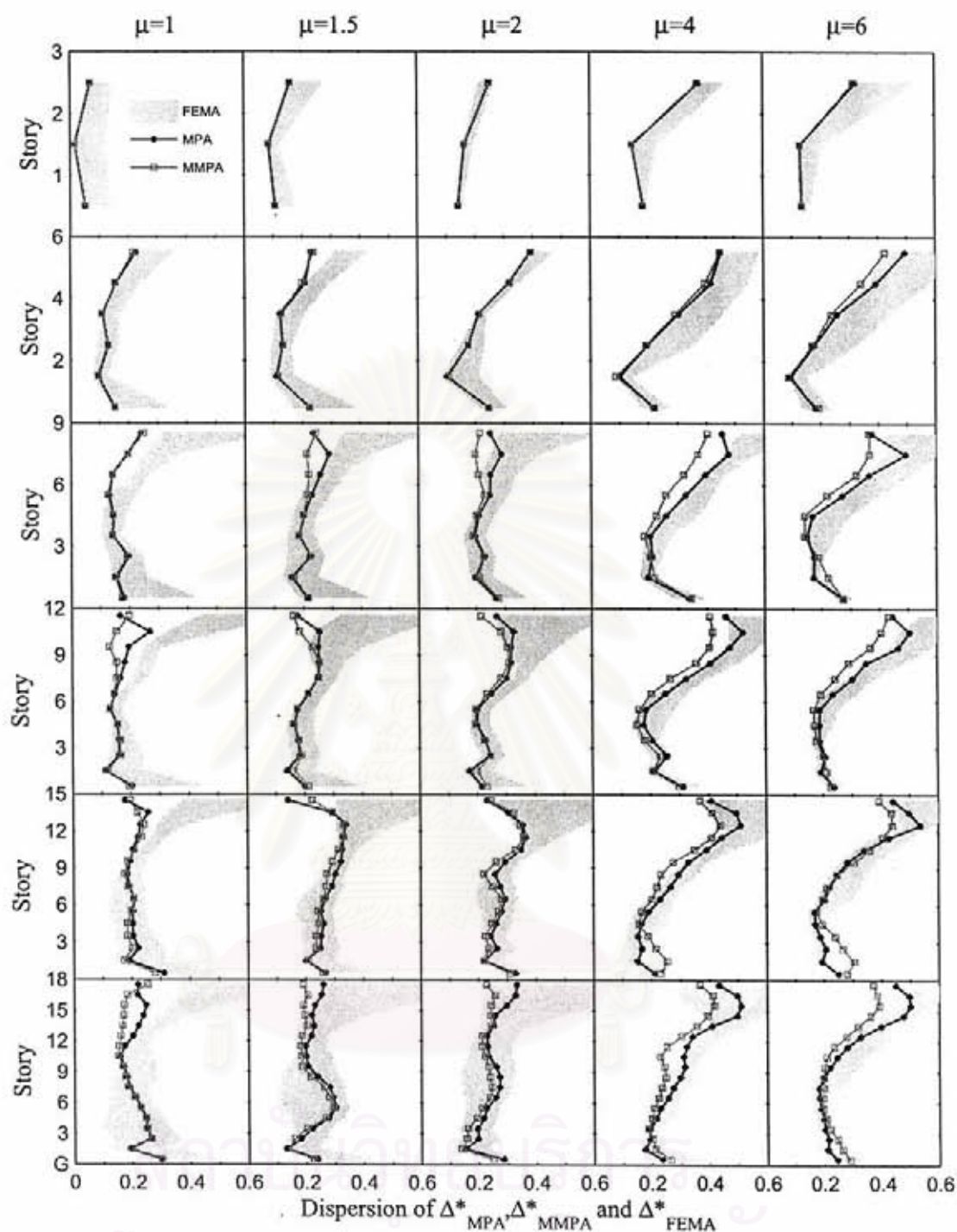
รูปที่ 5.10 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ_{MMPA}^* , Δ_{MPA}^* และ Δ_{FEMA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับ คาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



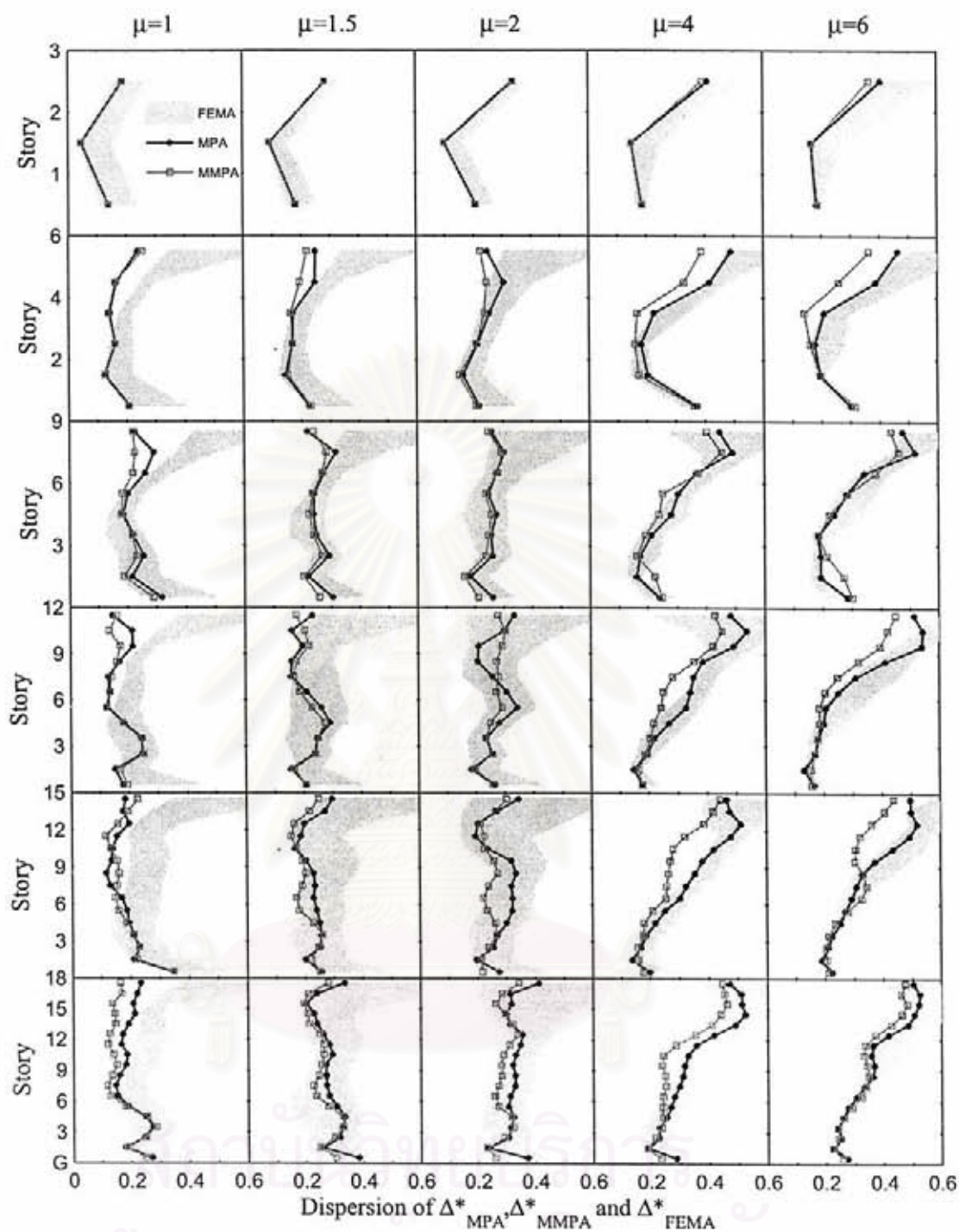
รูปที่ 5.11 อัตราส่วนของค้ำมีธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ^*_{MMPA} , Δ^*_{MPA} และ Δ^*_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอกันแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวใน โหมดพื้นฐานเท่ากับ คาบการสั่นไหวที่ชอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



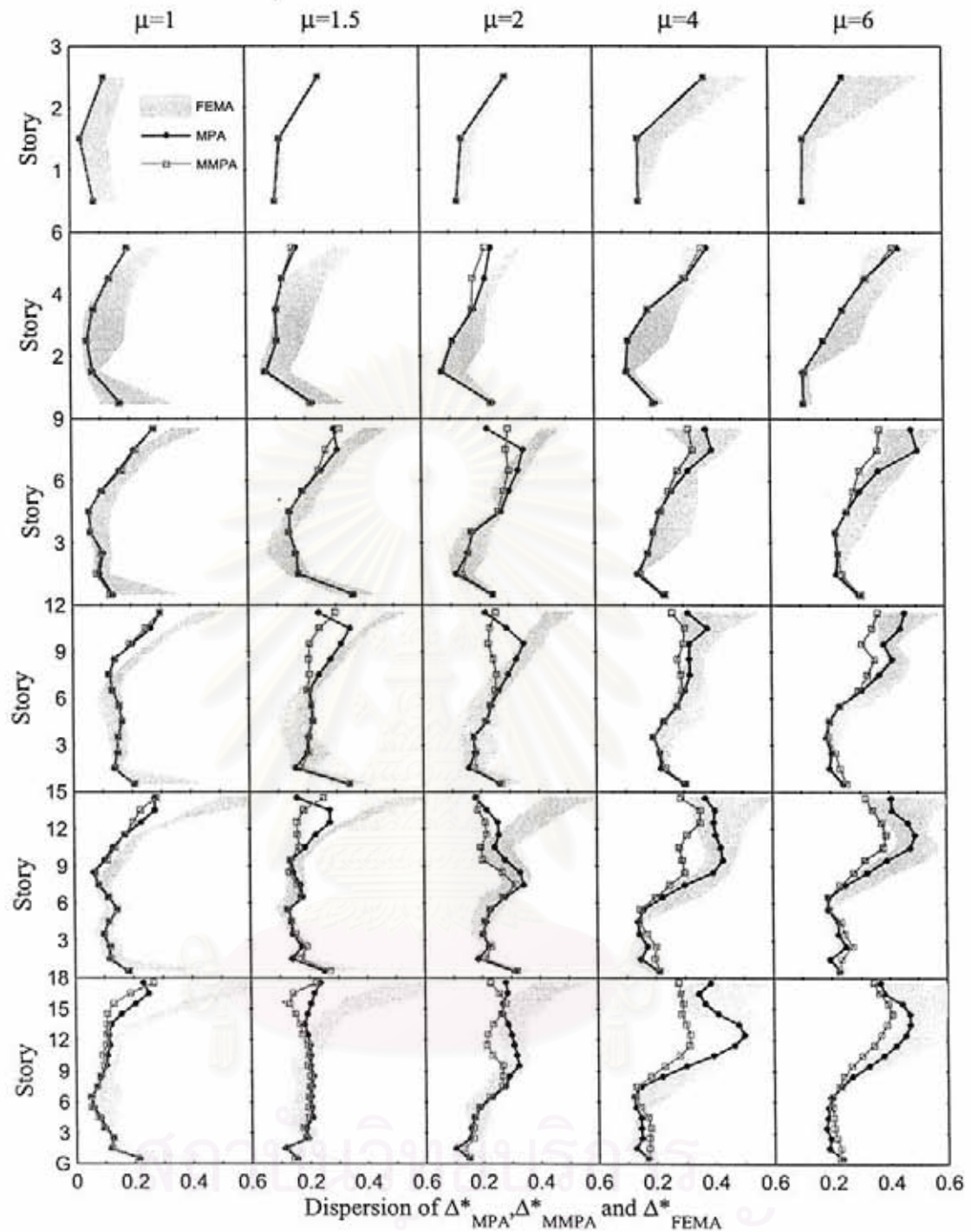
รูปที่ 5.12 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ^*_{MMPA} , Δ^*_{MPA} และ Δ^*_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



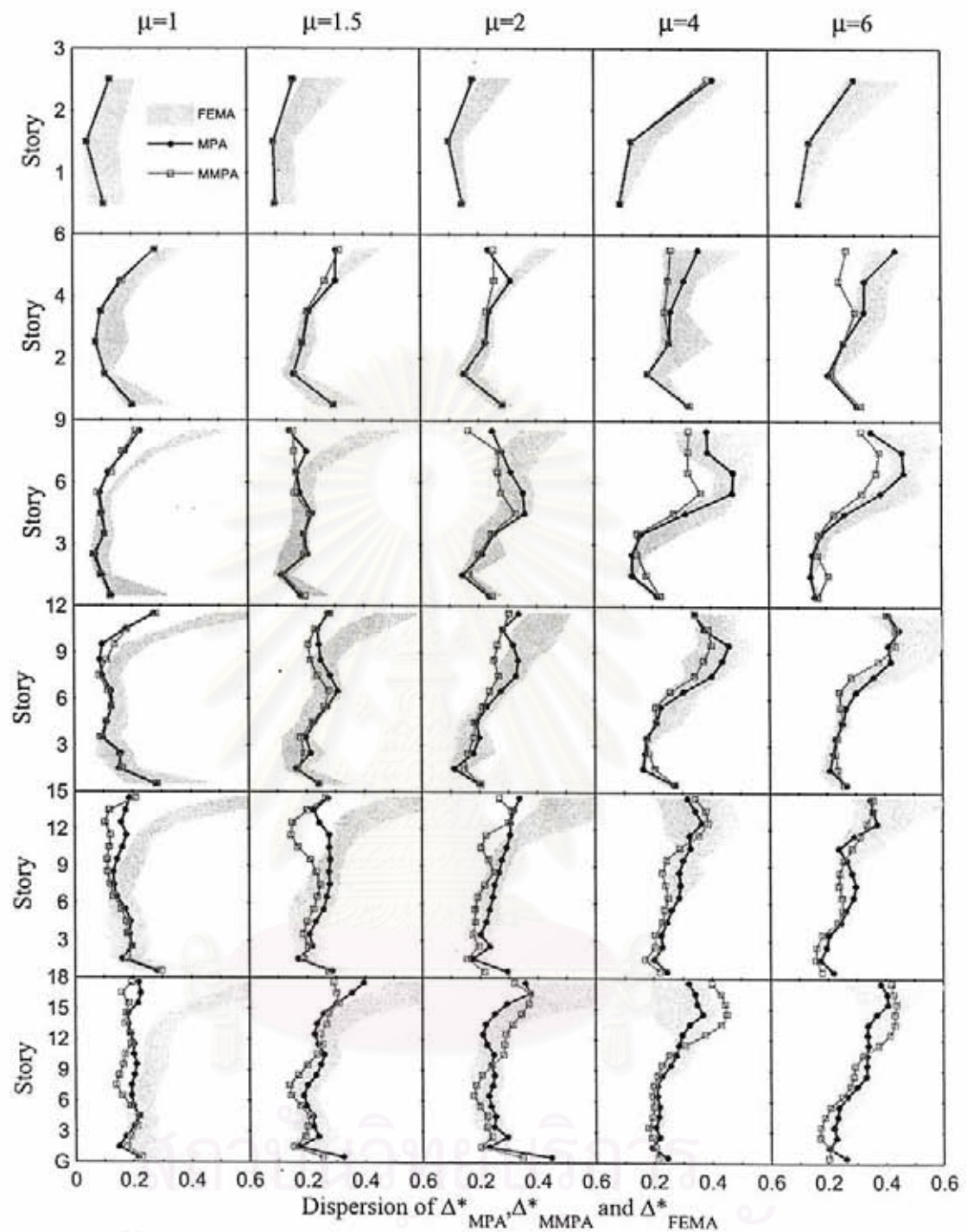
รูปที่ 5.13 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครง
 ช้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอกันแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่ม
 คลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงช้อแข็งที่มี $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับ
 คาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



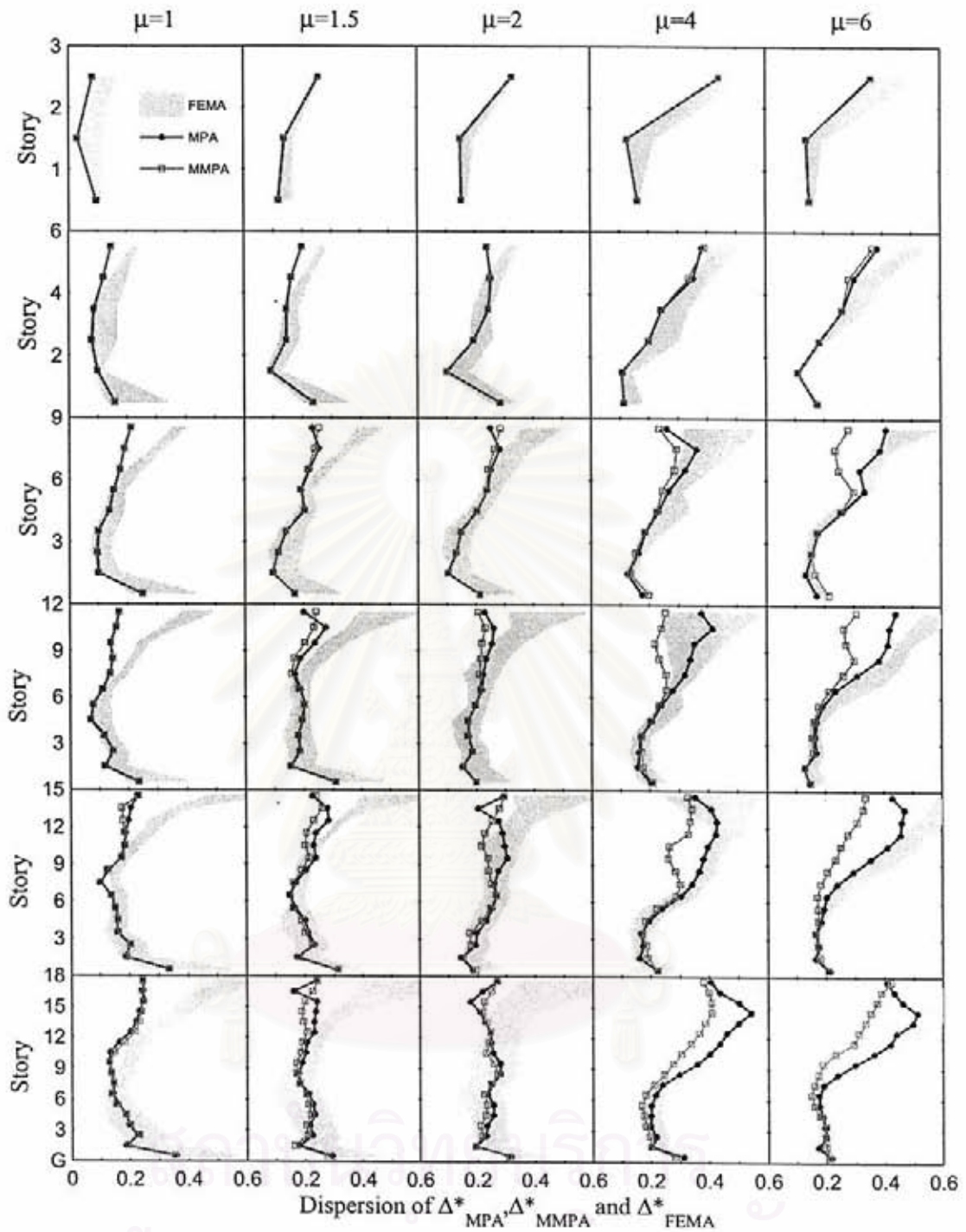
รูปที่ 5.14 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอกานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มี $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับ คาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



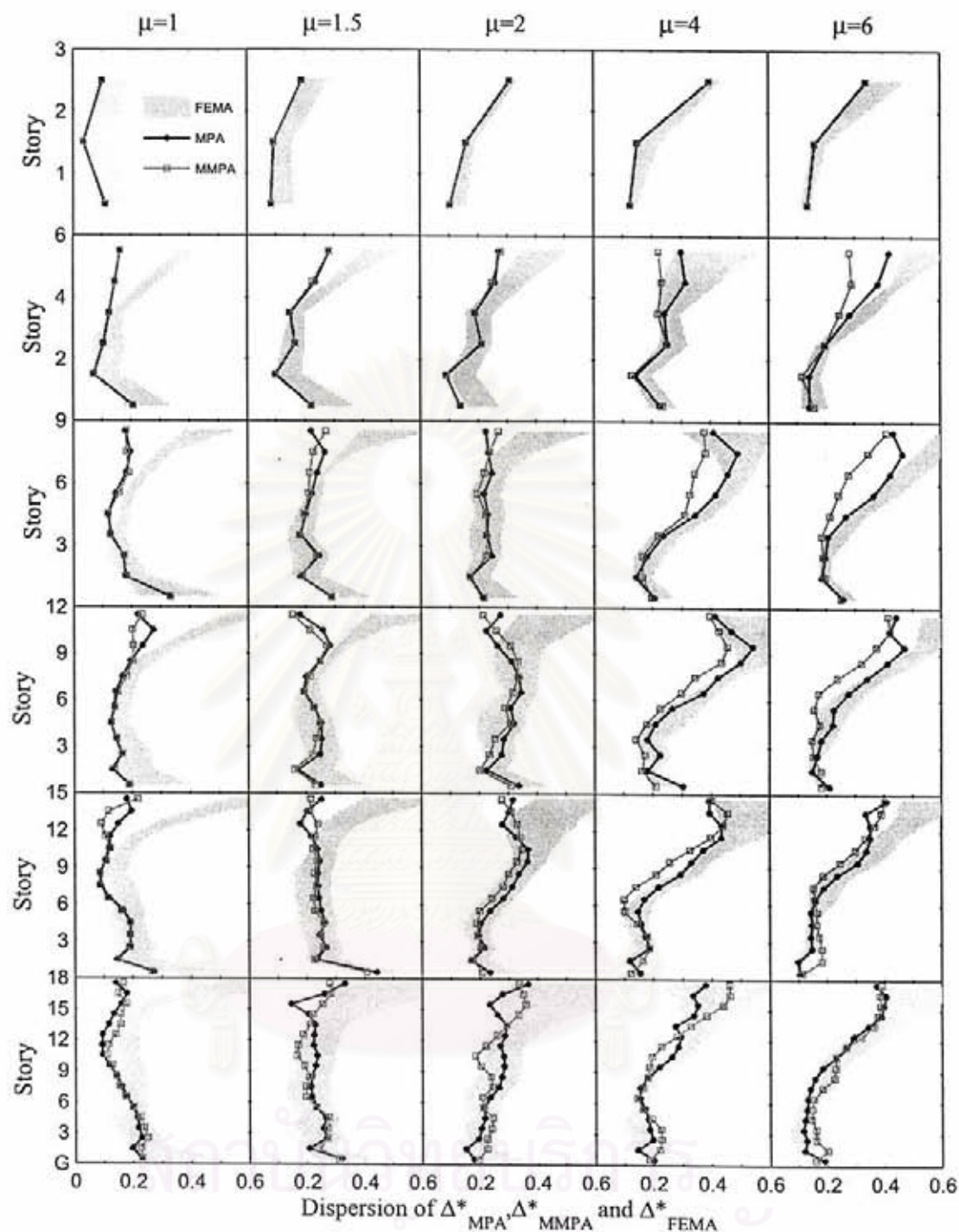
รูปที่ 5.15 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอกานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มี $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับ คาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



รูปที่ 5.16 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครง
 ช้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอกานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่ม
 คลื่น NFFP ประกอบด้วยโครงช้อแข็งที่มี $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับ
 คาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



รูปที่ 5.17 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครง
 ช้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอกานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่ม
 คลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงช้อแข็งที่มี $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับ
 คาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



รูปที่ 5.18 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น δ_{MMPA} , δ_{MPA} และ δ_{FEMA} ของโครง
 ช้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอกานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ซึ่งได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่ม
 คลื่น NFFN ประกอบด้วยโครงช้อแข็งที่มี $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับ
 คาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)

การเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายของอัตราส่วนค่าการเคลื่อนที่
สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงสร้างที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-
คานแข็งแรง

วัตถุประสงค์ในบทนี้เพื่อเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของ Δ_{MPA} และ Δ_{MMPA} ระหว่างโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอกับโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง โดยแบ่งเป็นผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MPA ซึ่งอยู่ในหัวข้อ 6.1 และ ผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MMPA ซึ่งจะอยู่ในหัวข้อ 6.2

6.1 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA

ในหัวข้อนี้เป็นการศึกษา ค่า Δ_{MPA}^* และ δ_{MPA} ซึ่งแสดงถึงความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MPA โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

รูปที่ 6.1 ถึง 6.6 แสดงค่า Δ_{MPA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่า Δ_{MPA}^* ของโครงข้อแข็งทั้งสองลักษณะต่างมีค่าใกล้เคียงกัน ยกเว้นในโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3-6 ชั้นและมีค่า $\mu = 4$ และ 6 ซึ่งความคลาดเคลื่อนในโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรงจะมีค่าสูงกว่าโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ อย่างชัดเจน โดยมีค่าสูงกว่า 70 เปอร์เซ็นต์ในกรณีที่โครงข้อแข็งมีความสูง 3 ชั้น และได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN

พิจารณารูปที่ 6.7 ซึ่งแสดงมัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นและการกระจายของอัตราส่วนมัธยฐานของค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นที่ระดับชั้นต่างๆของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรงความสูง 3 ชั้น ที่คำนวณด้วยวิธี MPA และ NL-RHA จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่าการเคลื่อนที่ที่ระดับชั้นต่างๆของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอที่คำนวณด้วยวิธี MPA และวิธี NL-RHA จะมีค่าใกล้เคียงกันมาก ในขณะที่ค่าการเคลื่อนที่ที่ระดับชั้นต่างๆของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรงที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MPA จะมีค่าแตกต่างจากผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA ซึ่งเป็นผลมาจากการประมาณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่ยอดอาคาร (Roof target displacement) ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ด้วยระบบที่มีระดับชั้นความอิสระเท่ากับหนึ่งที่มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น มีความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนมากกว่าการประมาณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่ยอดอาคารในโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ส่งผลให้ค่า Δ_{MPA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรงที่ได้มีความคลาดเคลื่อนสูงกว่าค่า Δ_{MPA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ

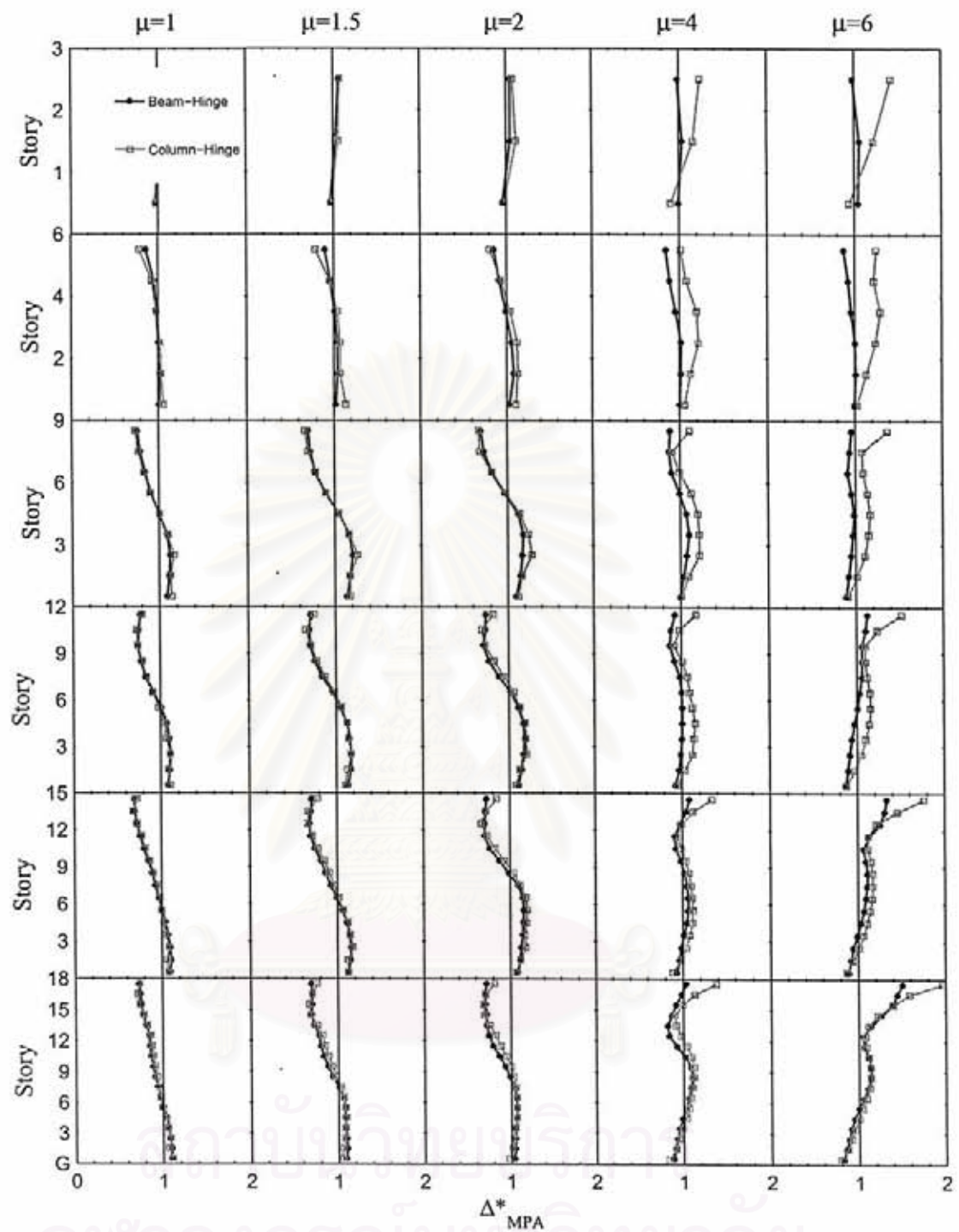
รูปที่ 6.8 ถึง 6.13 แสดงค่า δ_{MPPA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN จากผลการวิเคราะห์พบว่า โครงข้อแข็งที่มีความสูง 3 ชั้นจะมีค่า δ_{MPPA} แตกต่างกันอย่างชัดเจน โดยโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรงมีค่า δ_{MPPA} มากกว่าโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ในขณะที่โครงข้อแข็งที่มีความสูงมากขึ้นจะมีค่า δ_{MPPA} ค่อนข้างคงที่ตลอดระดับความสูงอาคารเมื่อโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 ซึ่งโดยส่วนใหญ่มีค่าไม่เกิน 0.3 ในขณะที่โครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 จะมีค่า δ_{MPPA} เพิ่มขึ้นตามระดับความสูงของโครงข้อแข็งที่เพิ่มขึ้น

6.2 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA

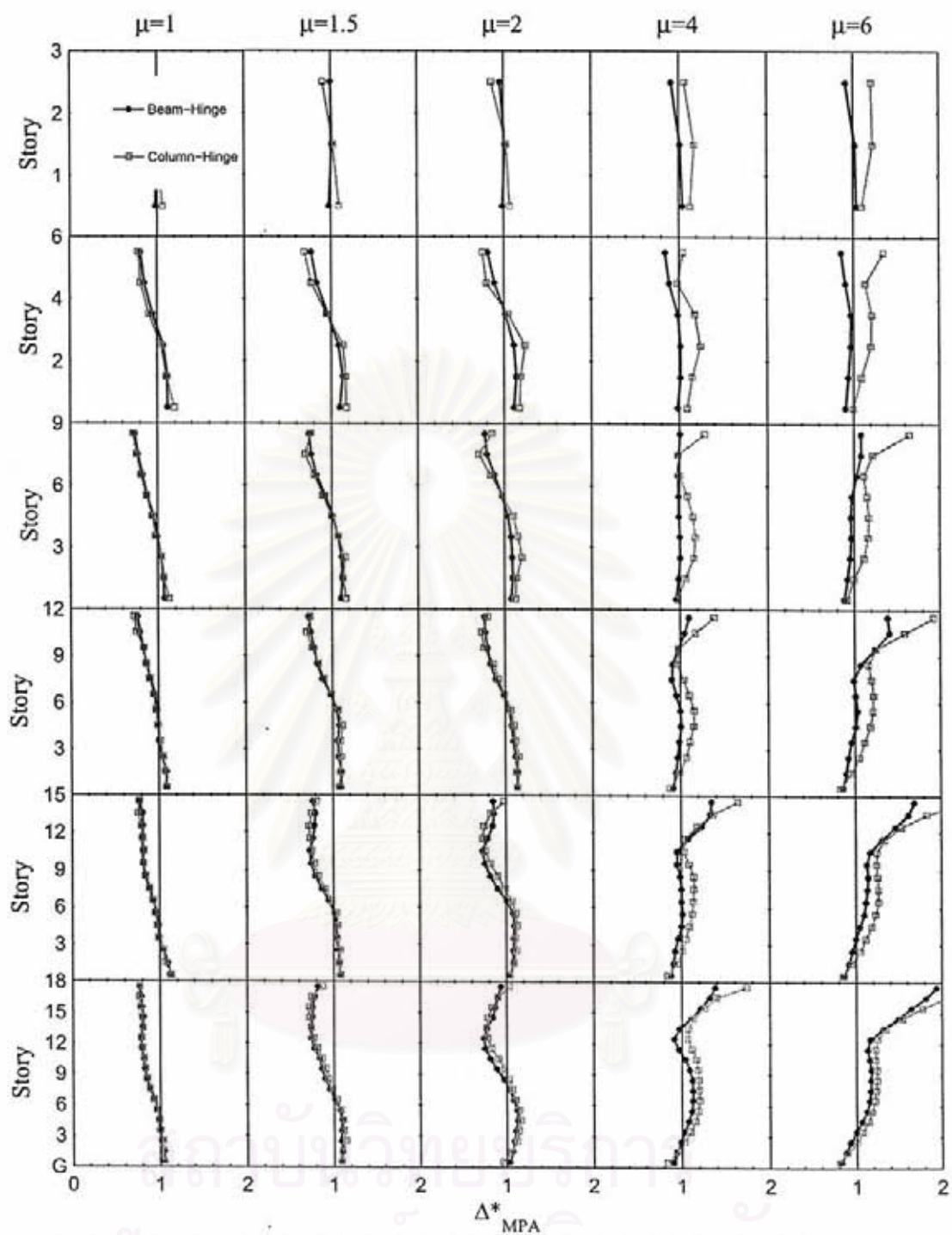
ในหัวข้อนี้เป็นการศึกษา ค่า Δ_{MMPA}^* และ δ_{MMPA} ซึ่งแสดงถึง ความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

รูปที่ 6.14 ถึง 6.19 แสดงค่า Δ_{MMPA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่า Δ_{MMPA}^* ของโครงข้อแข็งทั้งสองลักษณะต่างมีค่าใกล้เคียงกัน ยกเว้นในกรณีของโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3-6 ชั้นและมีค่า $\mu = 4$ และ 6 ซึ่งโดยส่วนใหญ่ความคลาดเคลื่อนของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรงจะมีค่าสูงกว่าโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ โดยมีค่าสูงกว่า 70 เปอร์เซ็นต์เมื่อโครงข้อแข็งมีความสูง 3 ชั้นและได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN ซึ่งมีสาเหตุมาจากการประมาณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่ยอดอาคาร (Roof target displacement) ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ด้วยระบบที่มีระดับชั้นความอิสระเท่ากับหนึ่งที่มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น มีความคลาดเคลื่อน มากกว่าการประมาณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่ยอดอาคารในโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ส่งผลให้ค่า Δ_{MMPA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรงที่ได้มีความคลาดเคลื่อนสูงกว่าค่า Δ_{MMPA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ

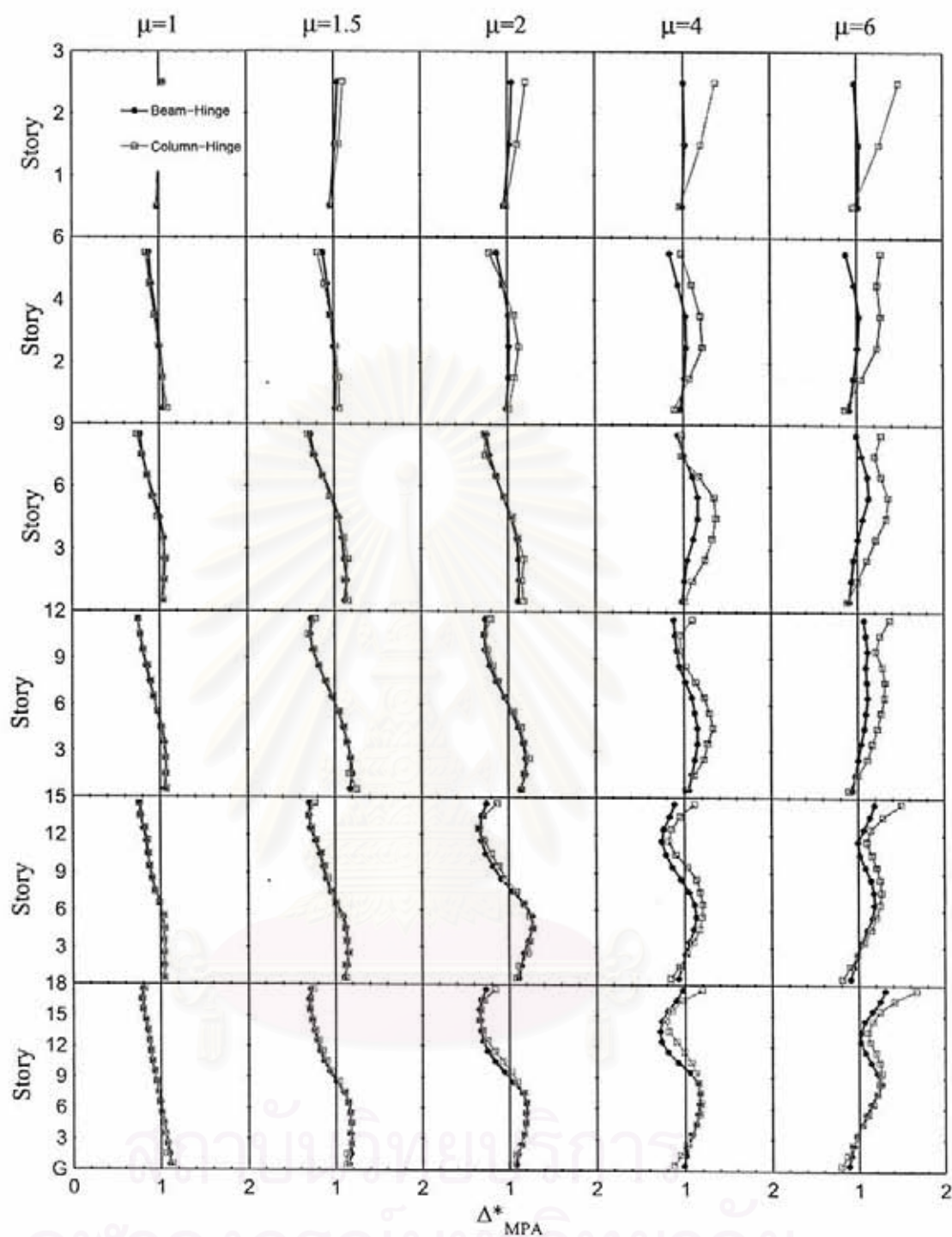
รูปที่ 6.20 และ 6.25 แสดงค่า δ_{MMPA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN จากผลการวิเคราะห์พบว่า โครงข้อแข็งที่มีความสูง 3 ชั้นจะมีค่า δ_{MMPA} แตกต่างกันอย่างชัดเจน โดยโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรงมีค่า δ_{MMPA} มากกว่าโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ในขณะที่โครงข้อแข็งที่มีความสูงมากขึ้นจะมีค่า δ_{MMPA} ค่อนข้างคงที่ตลอดระดับความสูงอาคารเมื่อโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 ซึ่งโดยส่วนใหญ่มีค่าไม่เกิน 0.3 ในขณะที่โครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 จะมีค่า δ_{MMPA} เพิ่มขึ้นตามระดับความสูงของโครงข้อแข็งที่เพิ่มขึ้น



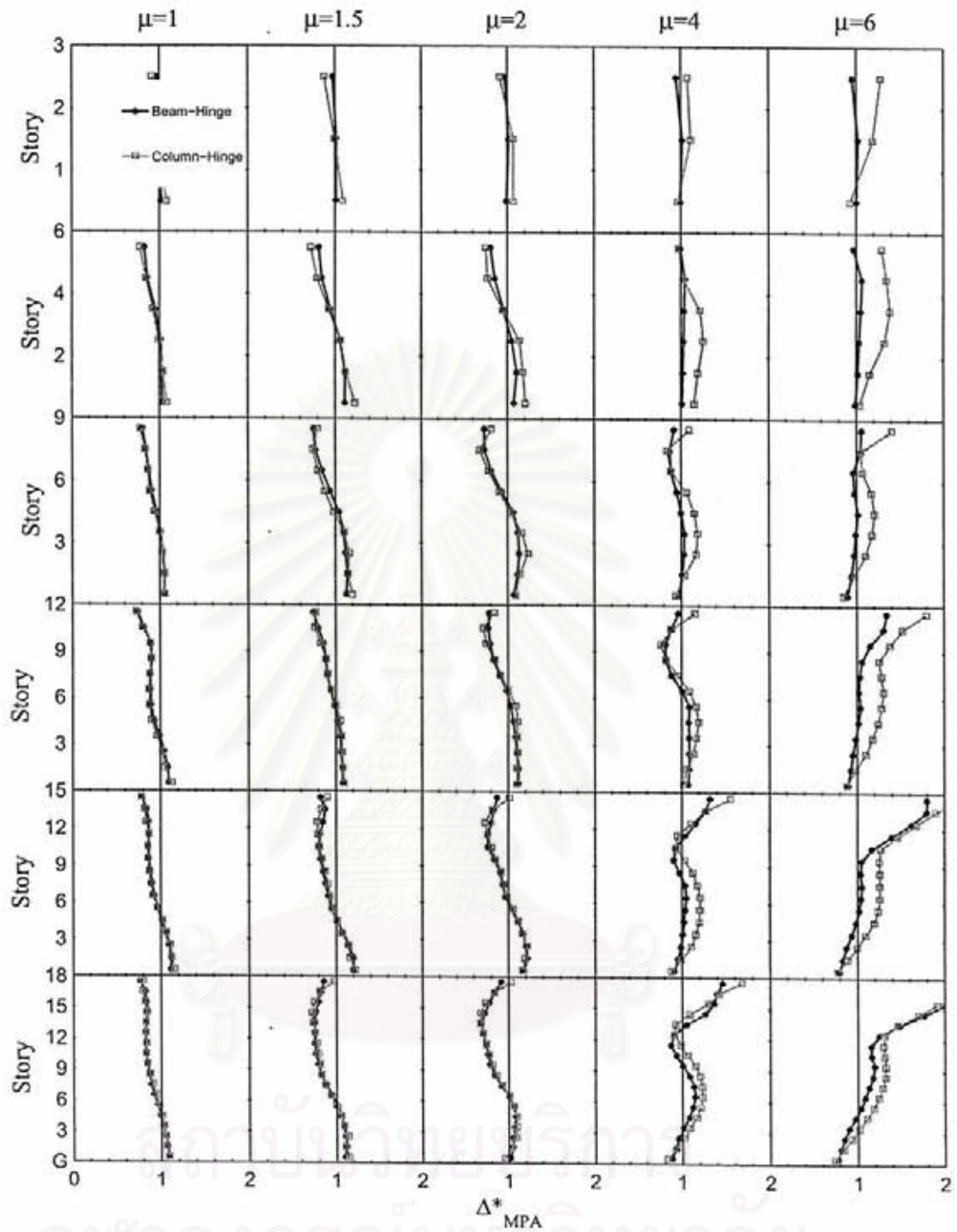
รูปที่ 6.1 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



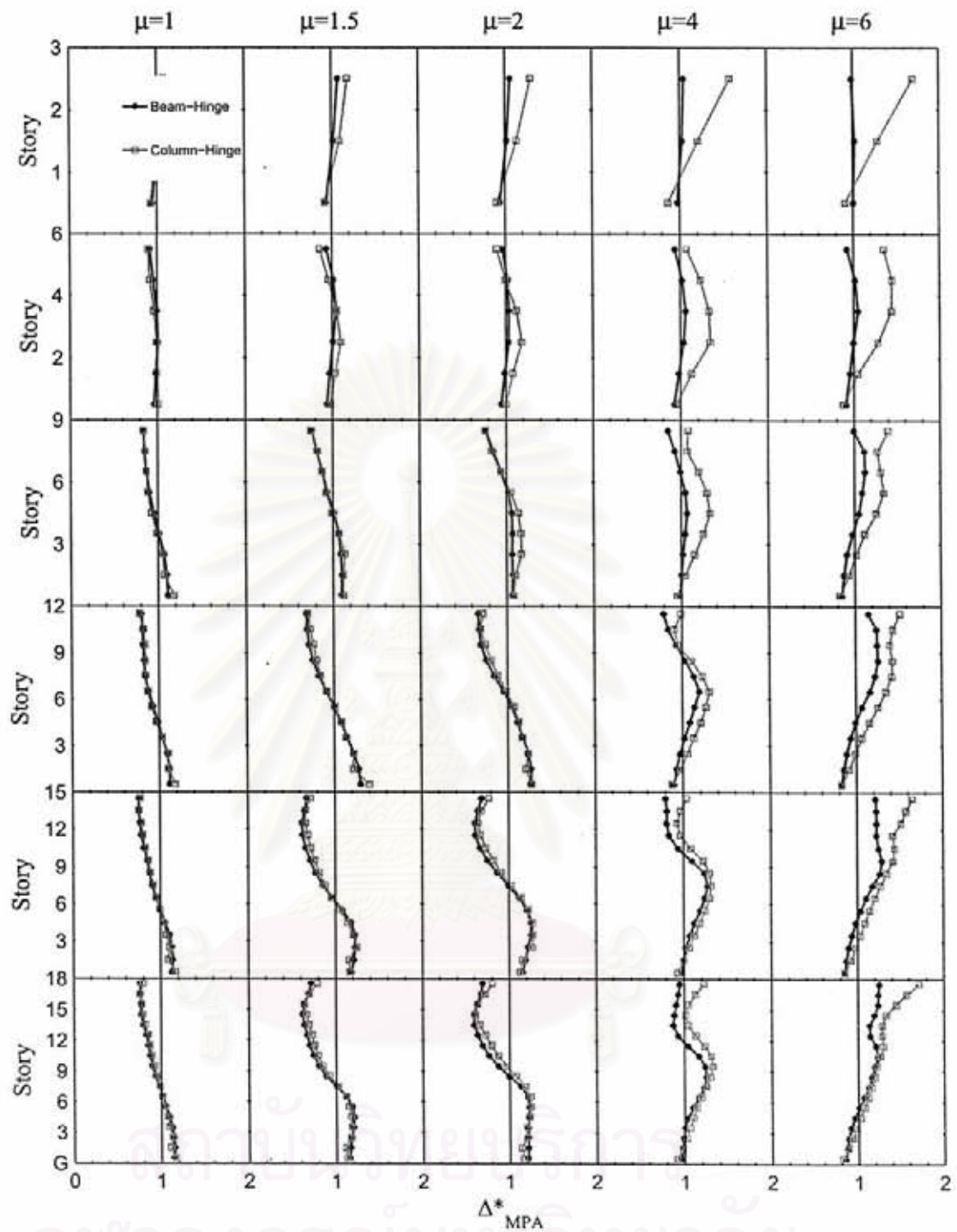
รูปที่ 6.2 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



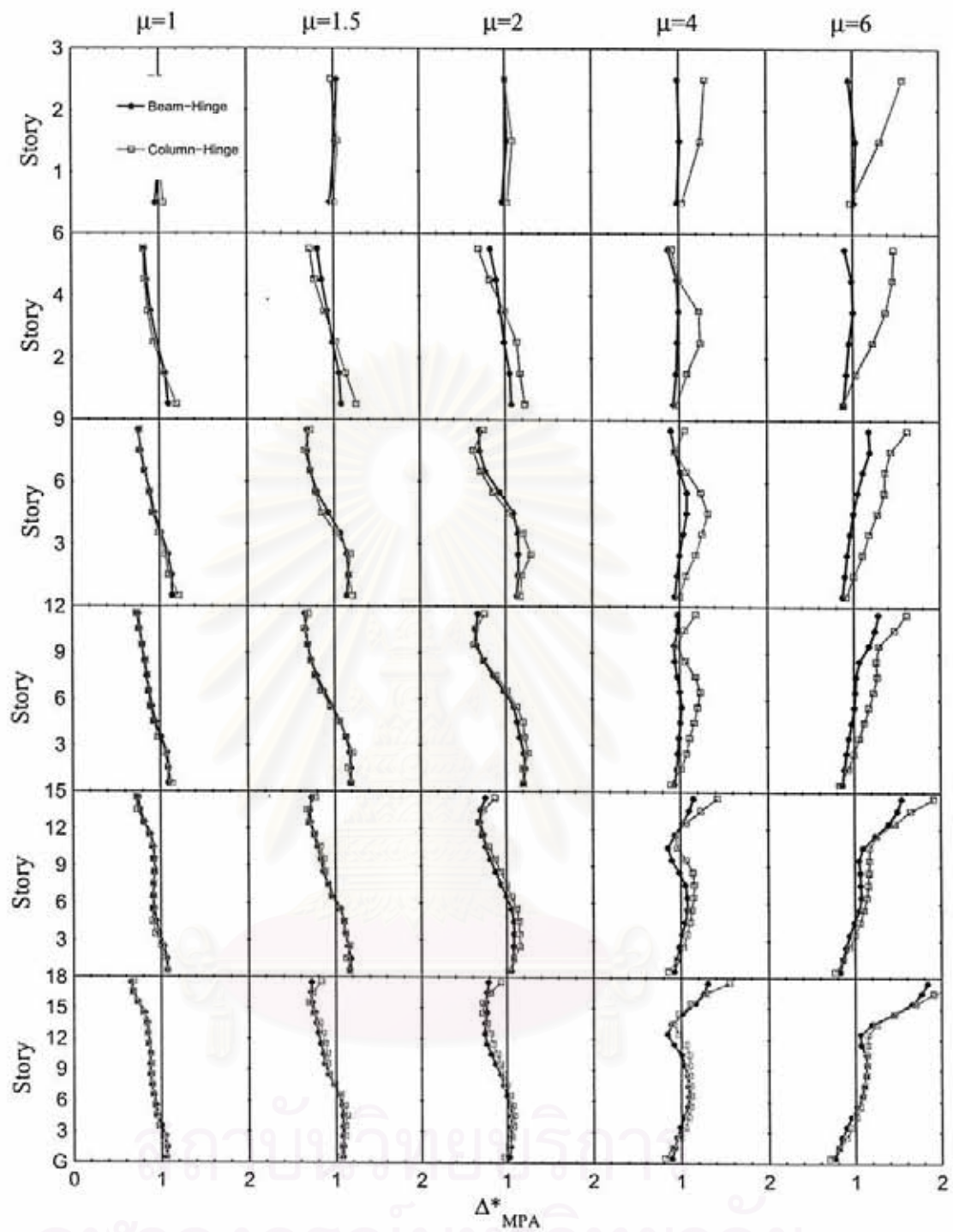
รูปที่ 6.3 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_2$)



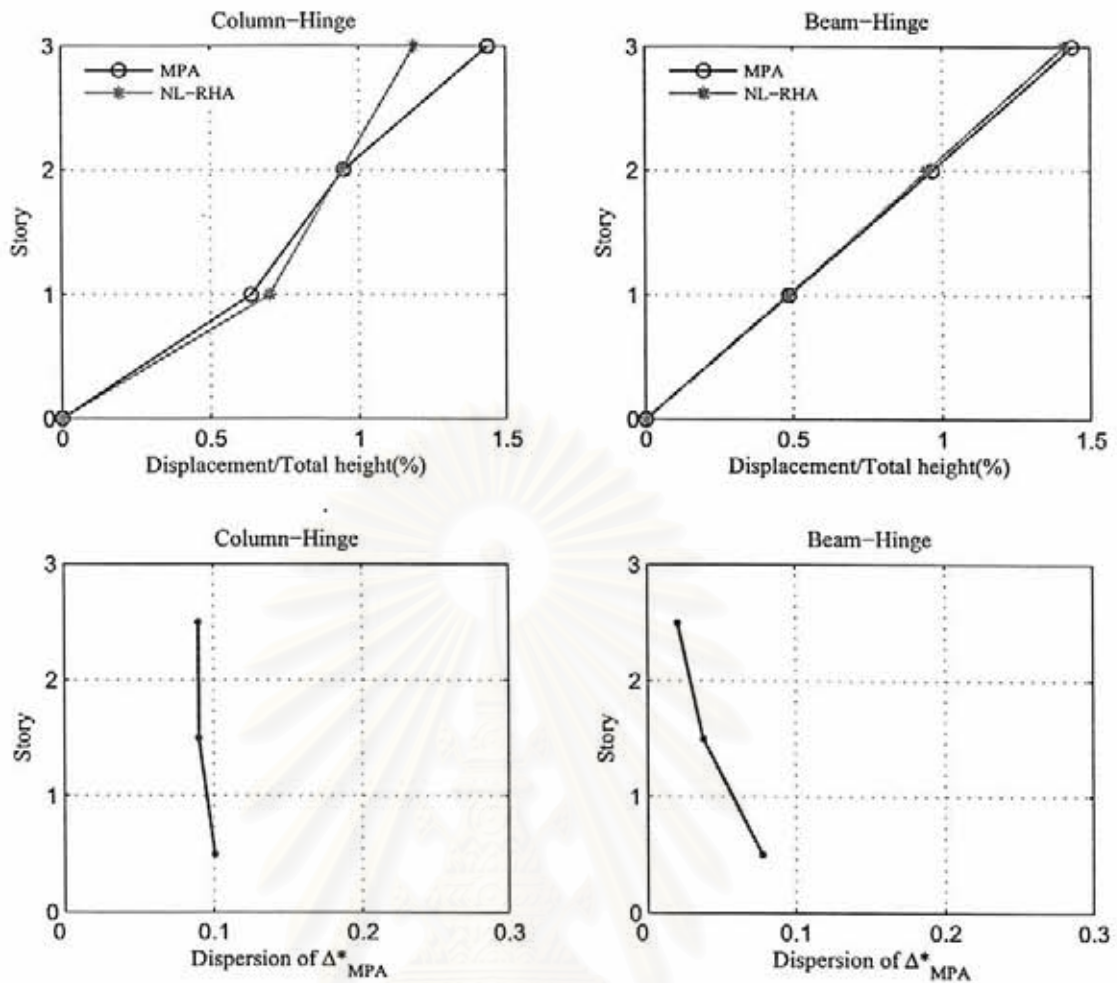
รูปที่ 6.4 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



รูปที่ 6.5 อัตราส่วนของค่ามียุทธฐานการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)

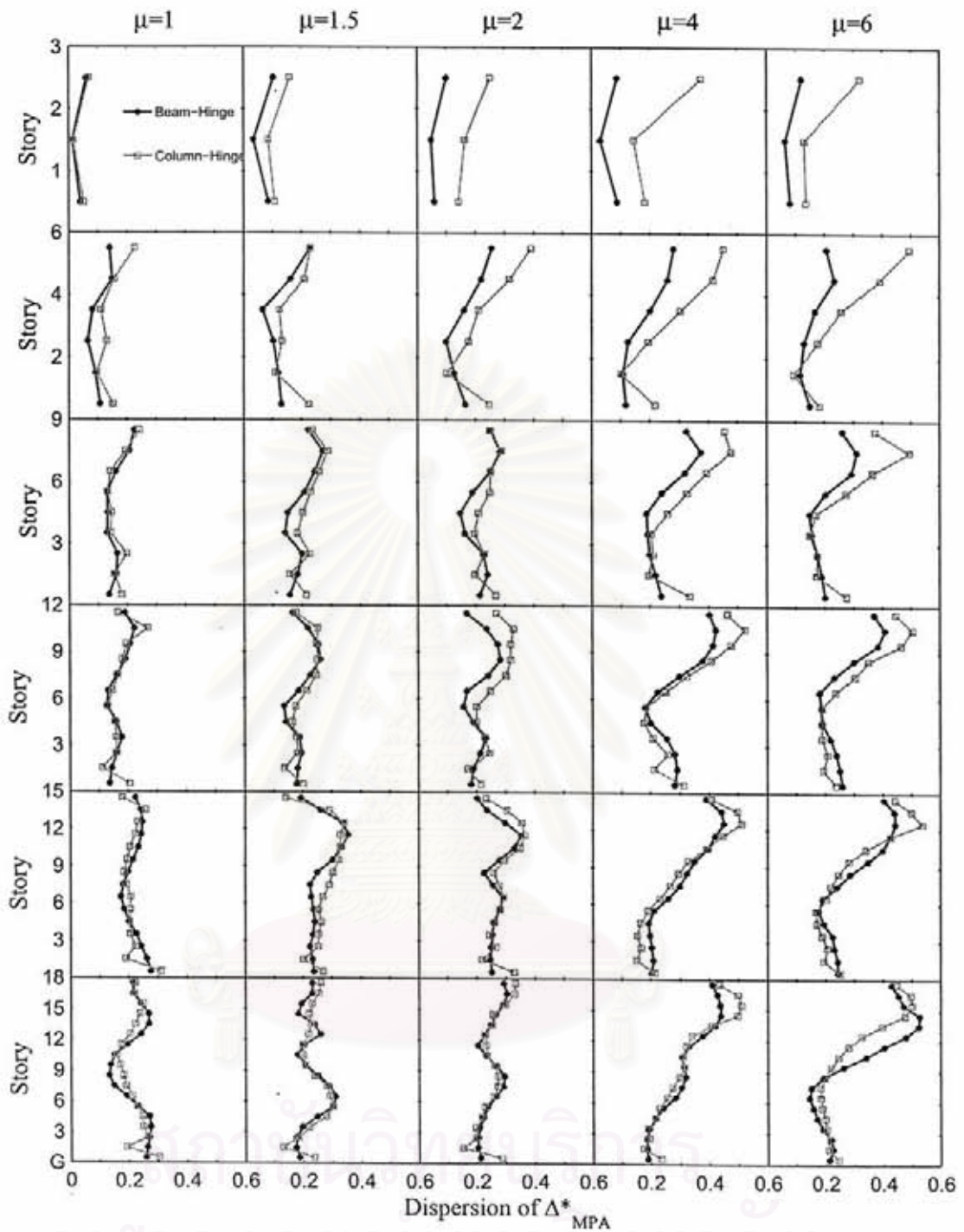


รูปที่ 6.6 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)

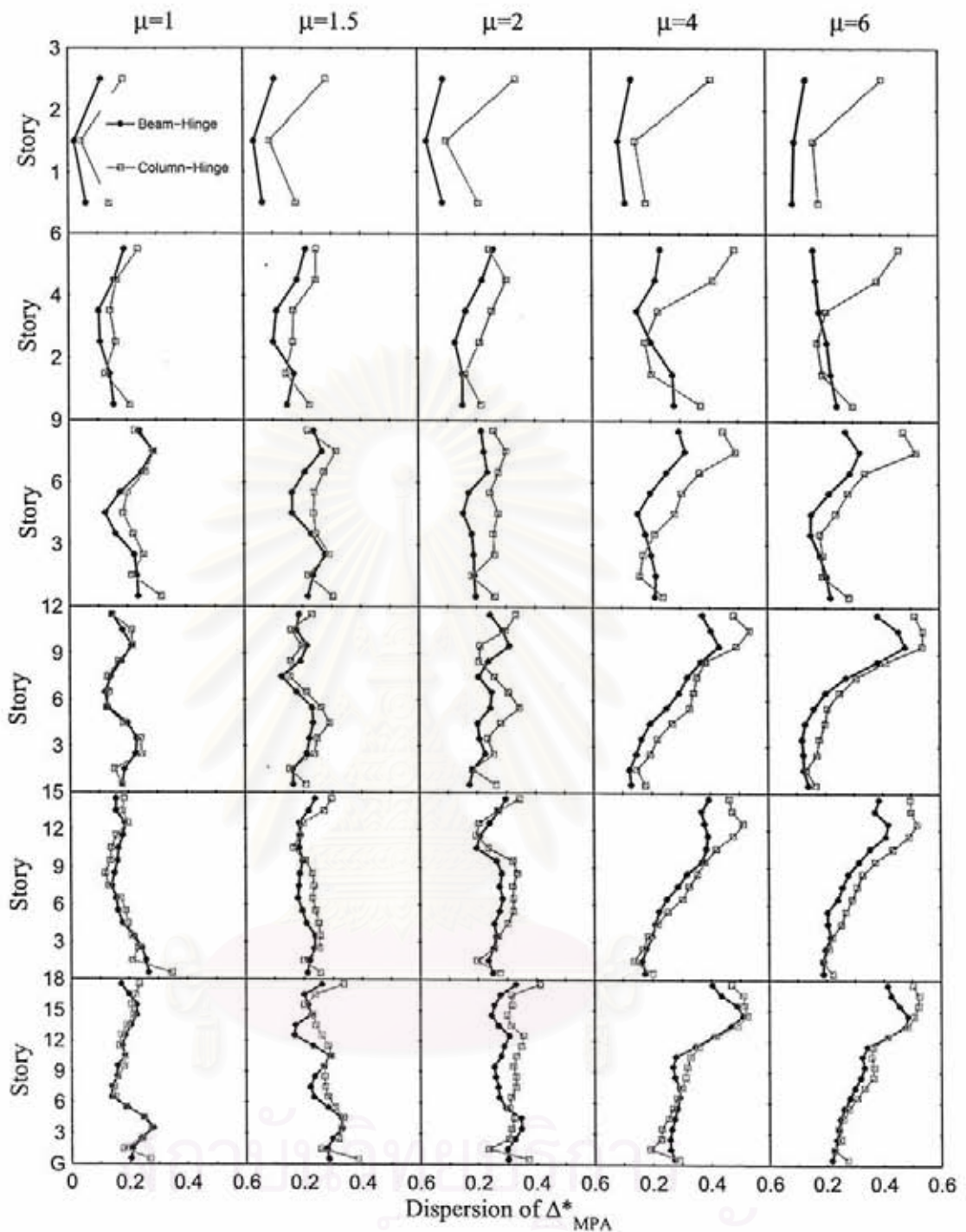


รูปที่ 6.7 ค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่ที่พื้นและการกระจายของมัธยฐานอัตราส่วนค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นที่ระดับชั้นต่างๆ ของโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น ที่มีลักษณะเสาอ่อนแอก-คานแข็งแรง และเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN และมีค่า $\mu = 6$ ซึ่งโครงข้อแข็งมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)

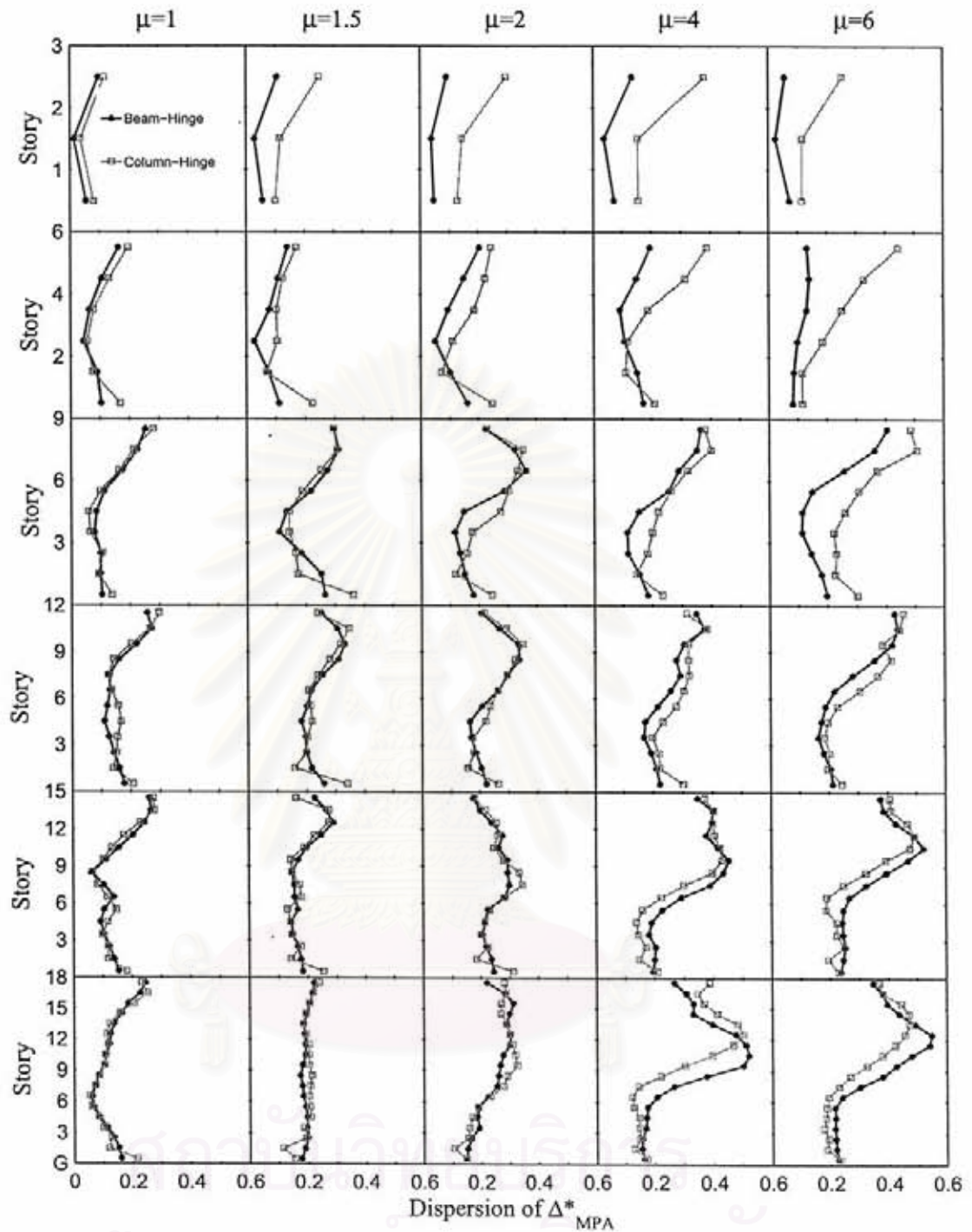
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



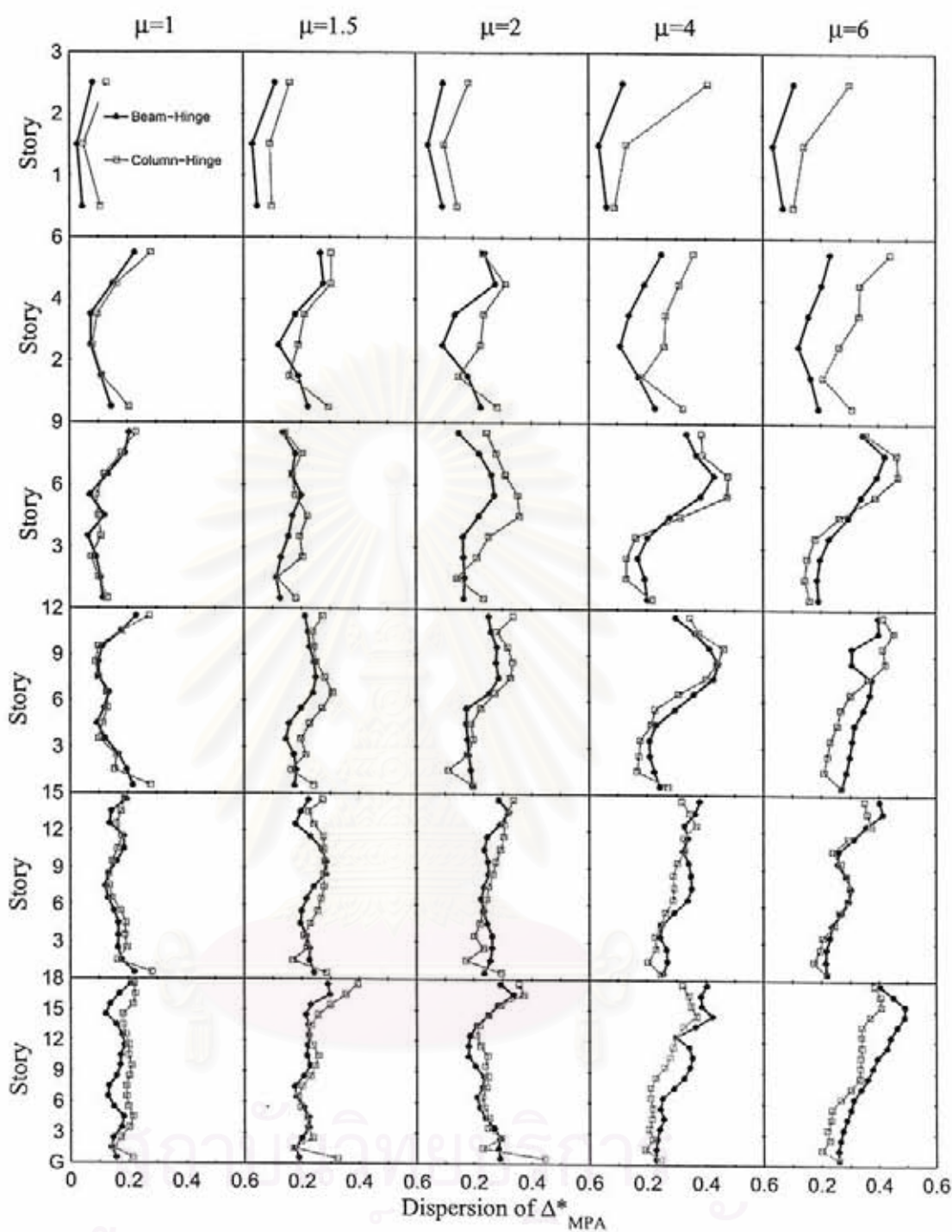
รูปที่ 6.8 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR โดยทำการวิเคราะห์หัตถ์ด้วยวิธี MPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



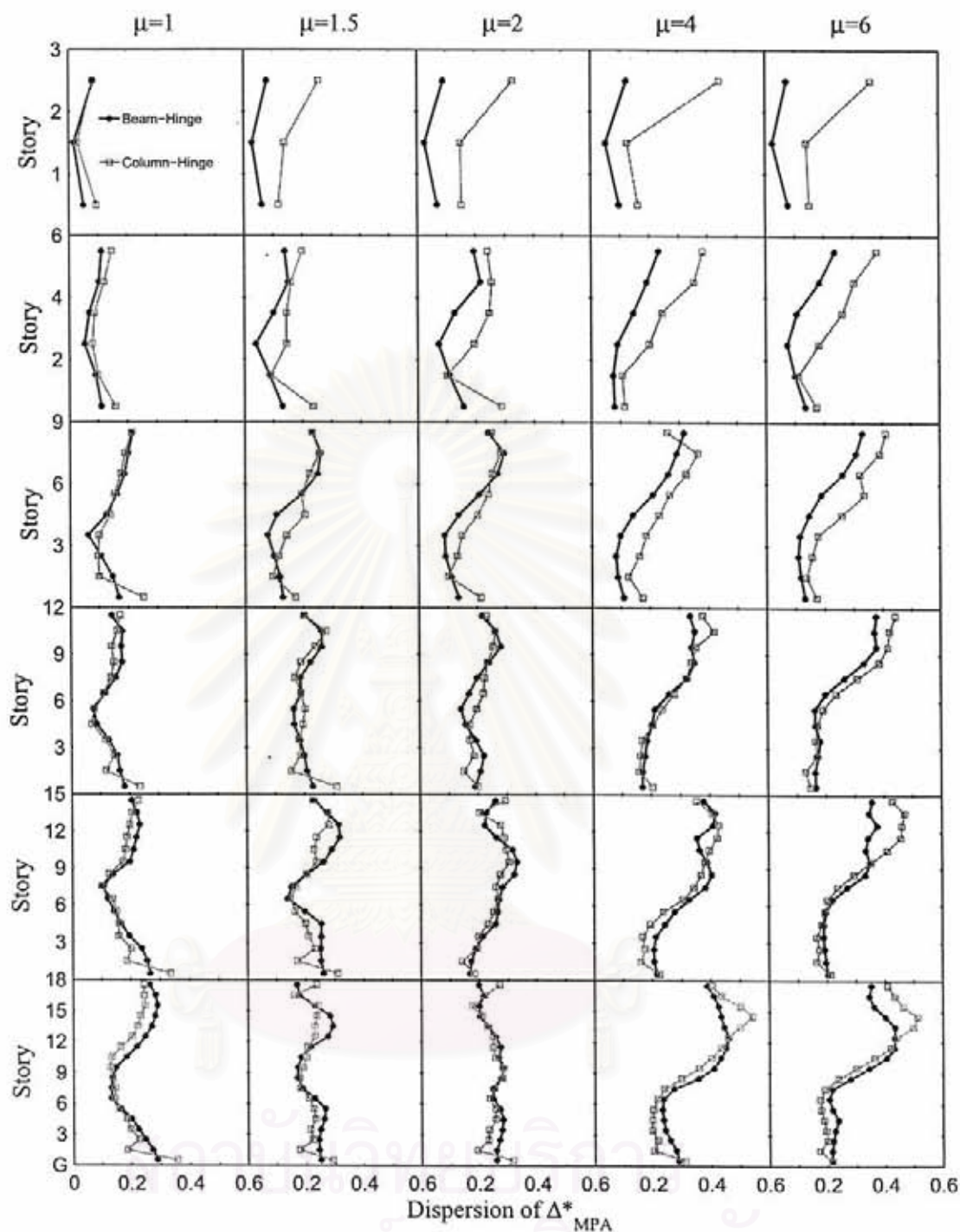
รูปที่ 6.9 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



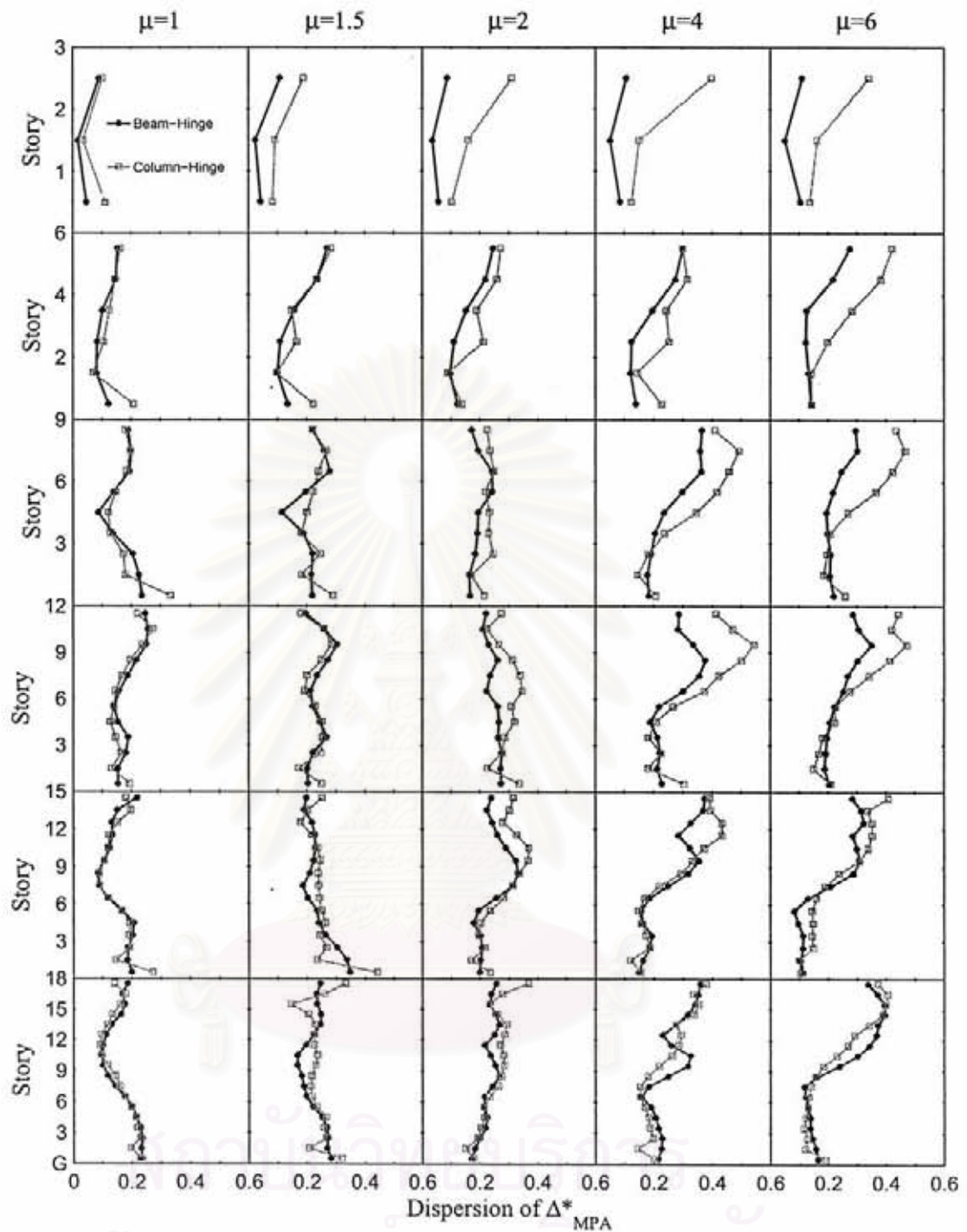
รูปที่ 6.10 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



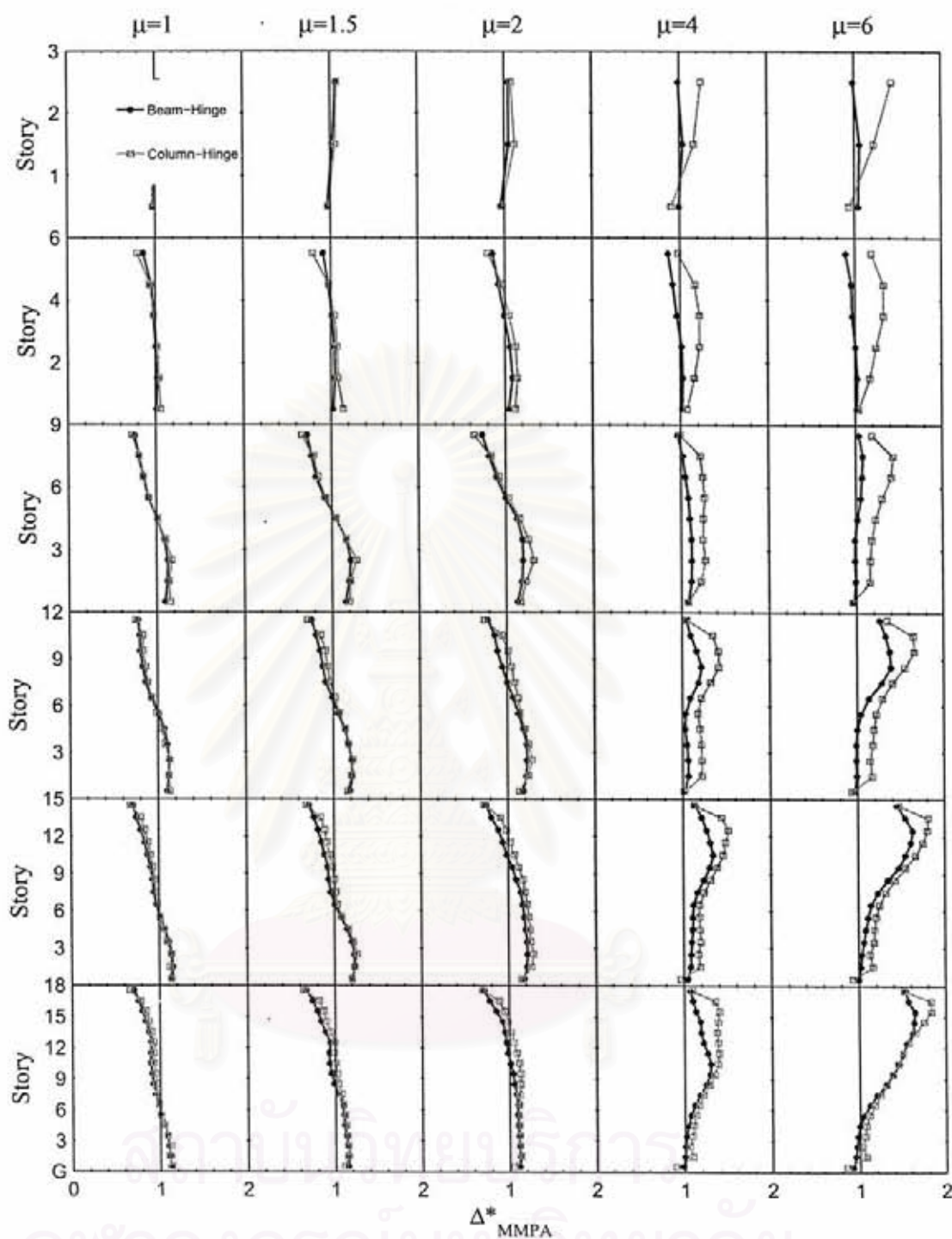
รูปที่ 6.11 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



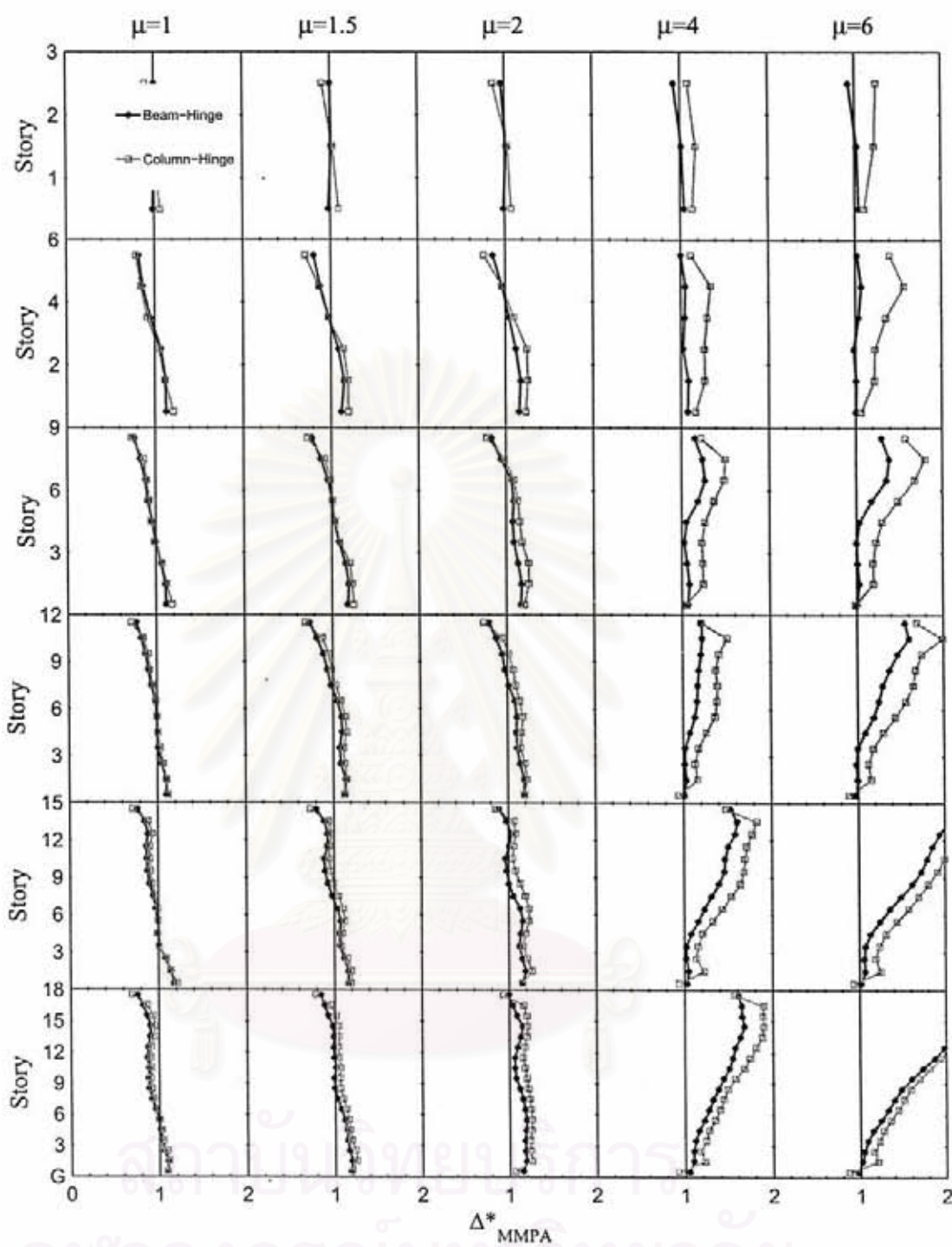
รูปที่ 6.12 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_2$)



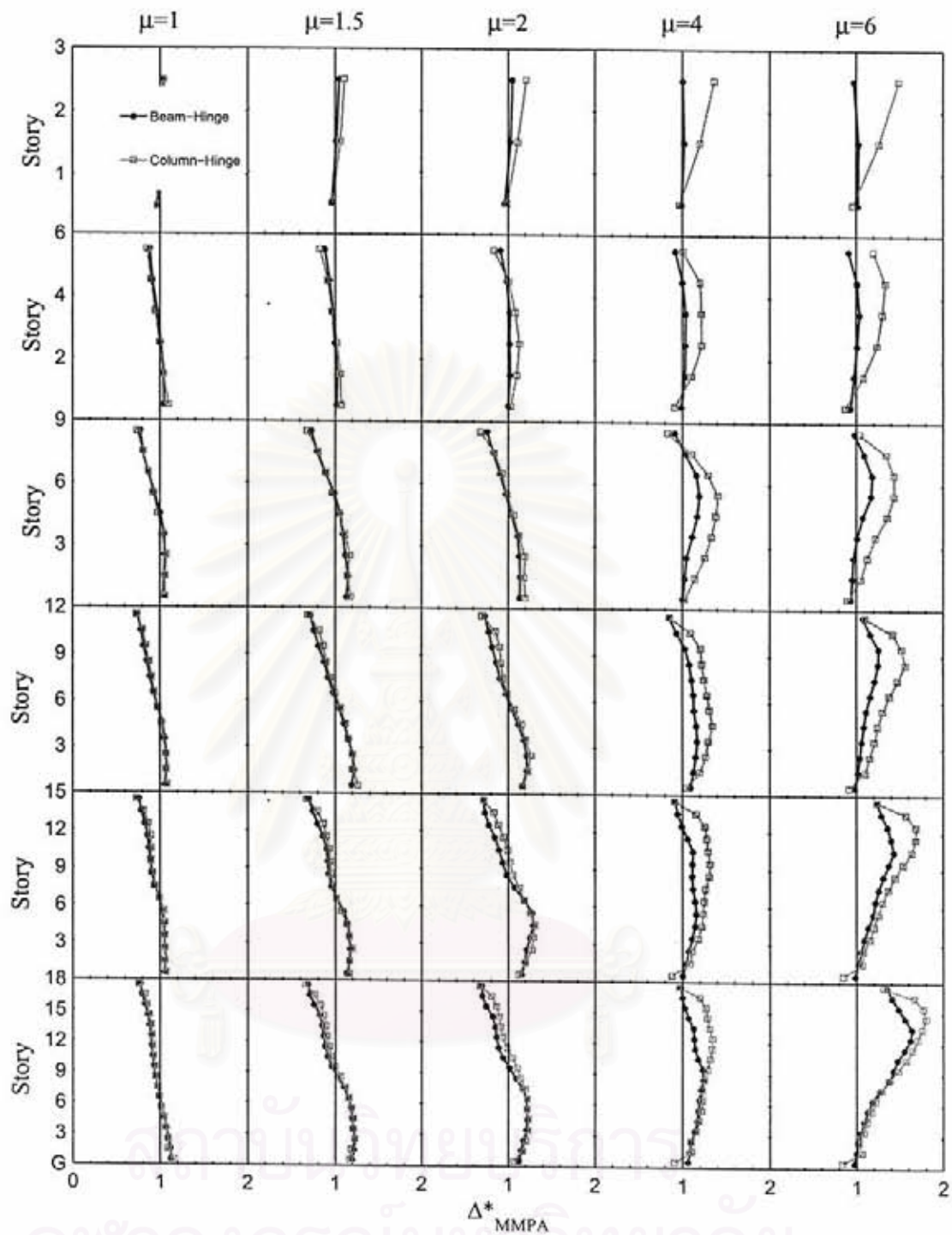
รูปที่ 6.13 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้ปรับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



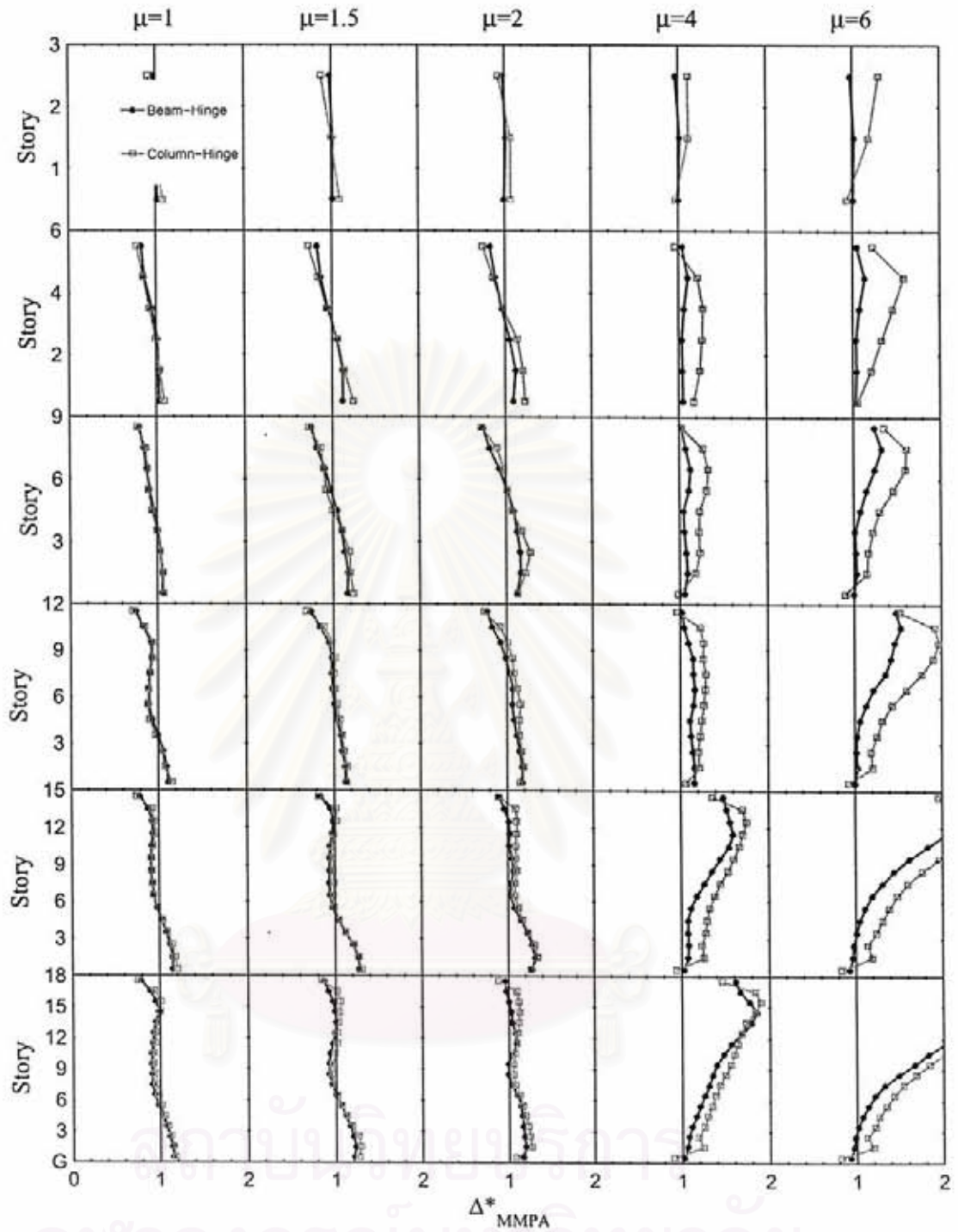
รูปที่ 6.14 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



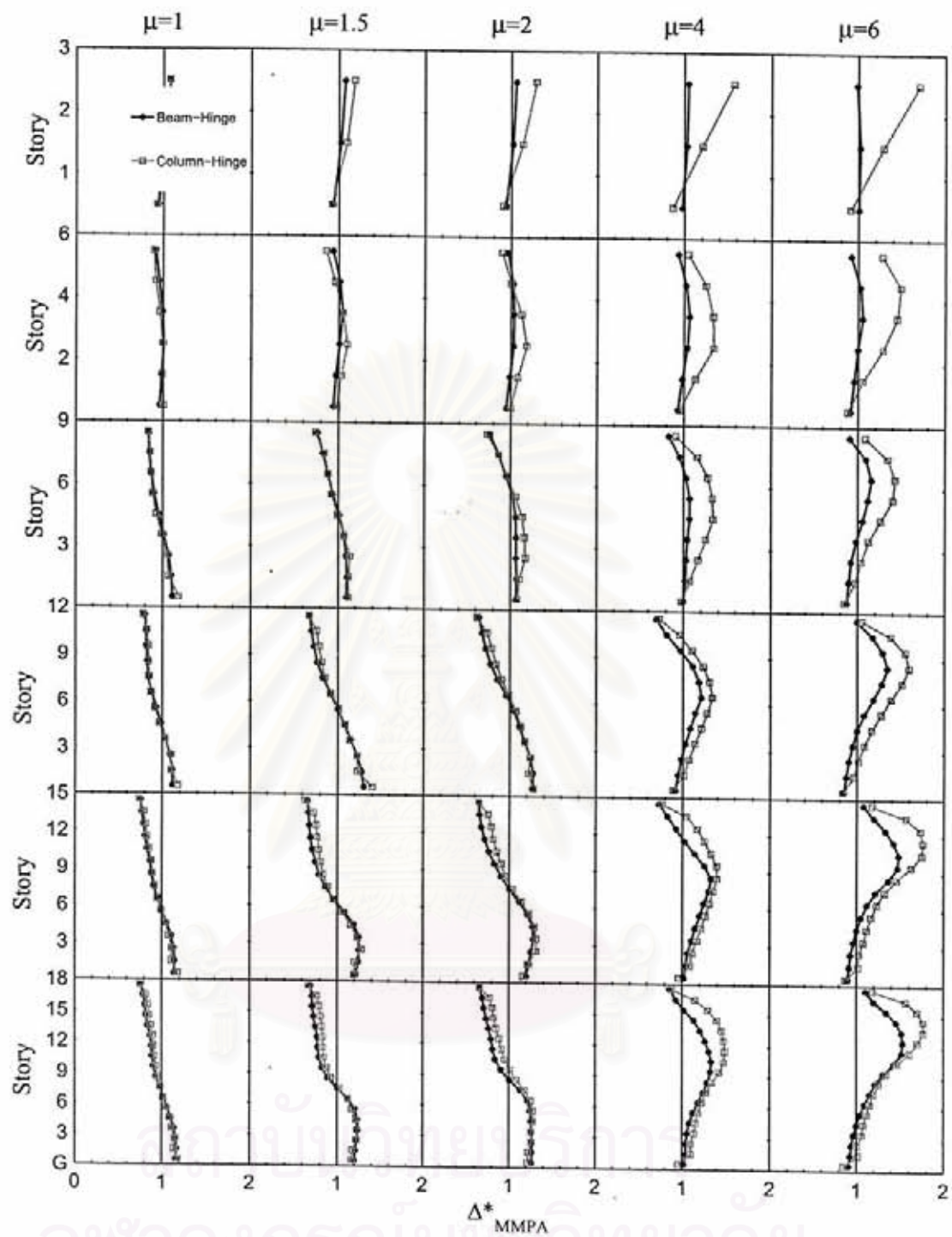
รูปที่ 6.15 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวโมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



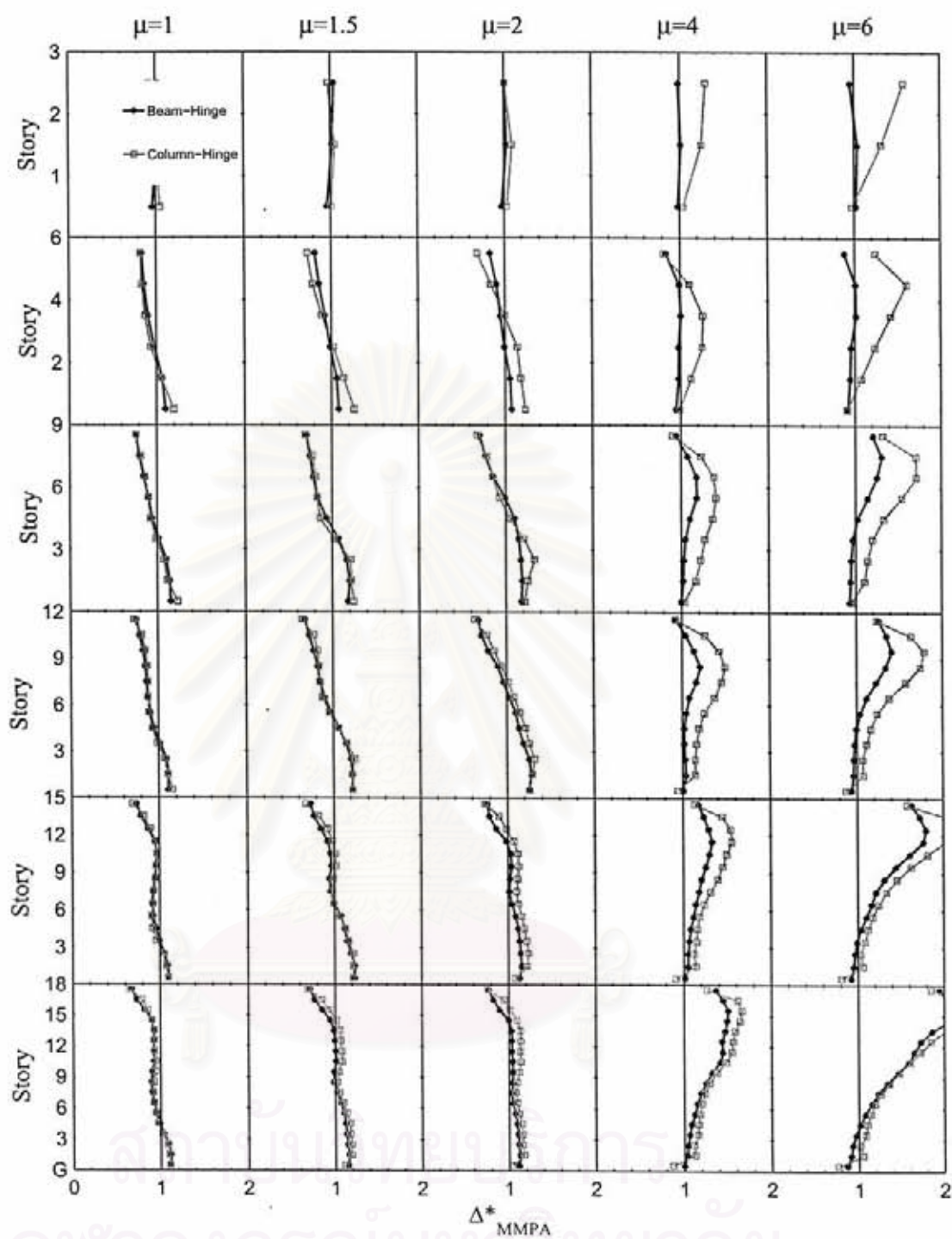
รูปที่ 6.16 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



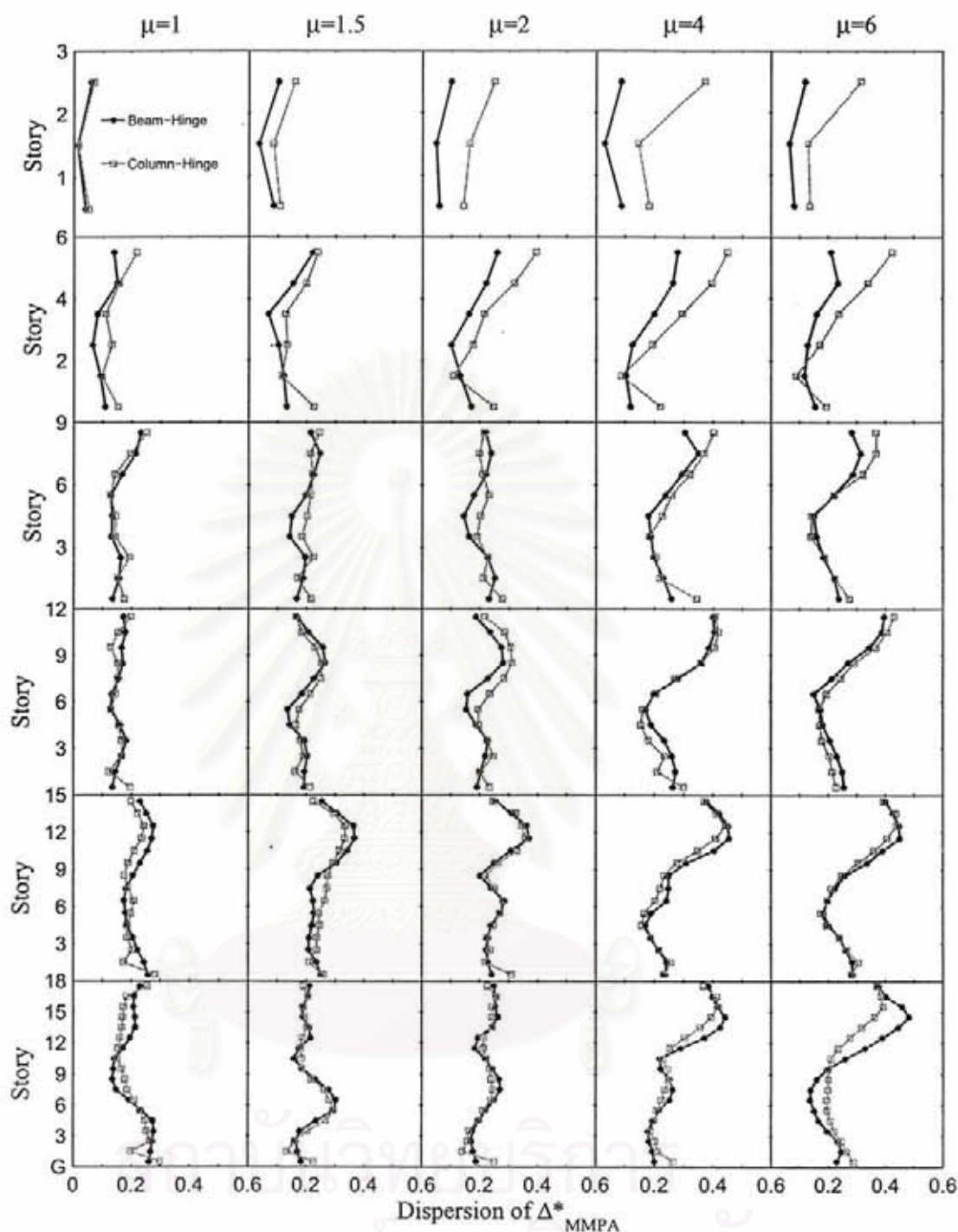
รูปที่ 6.17 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



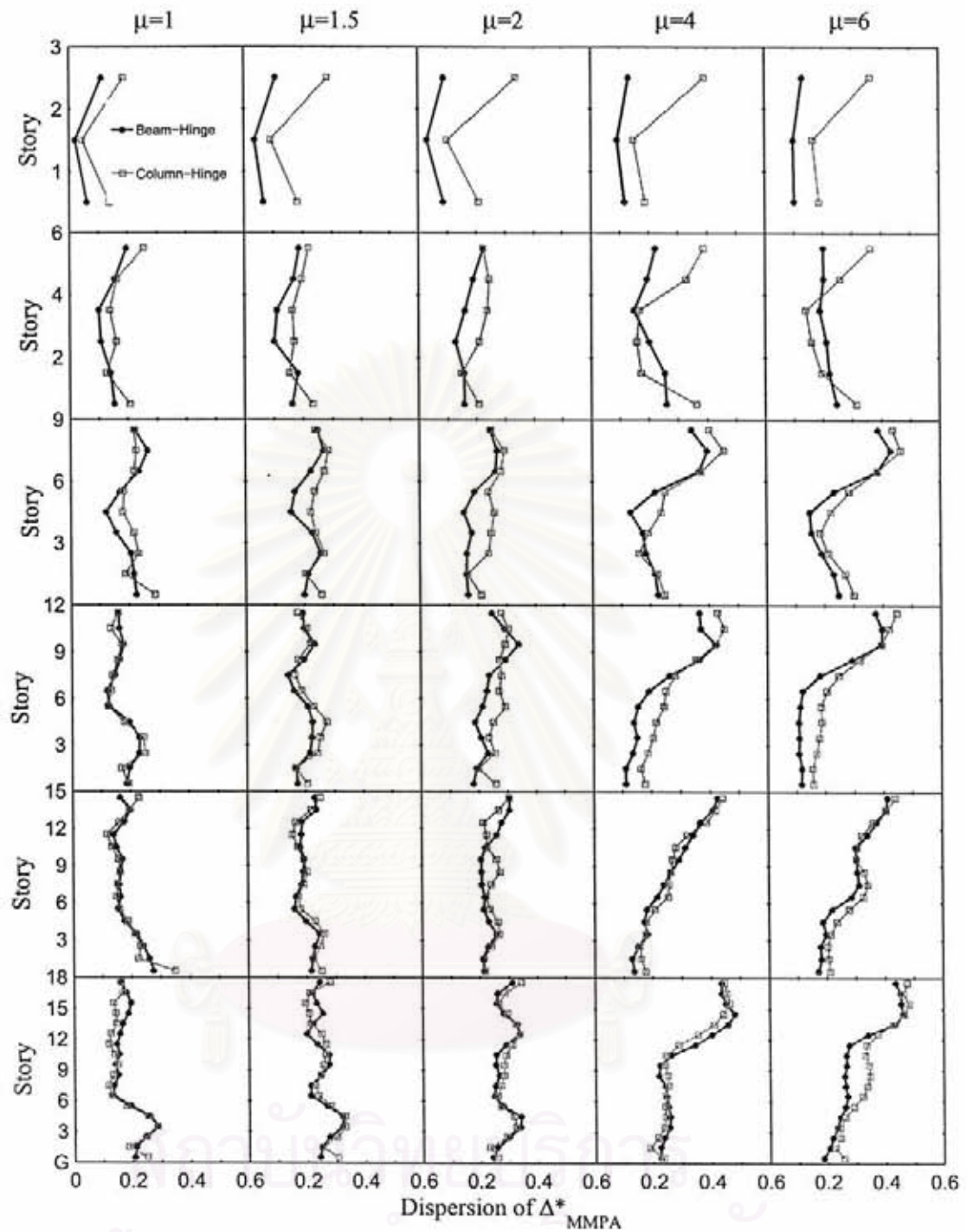
รูปที่ 6.18 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



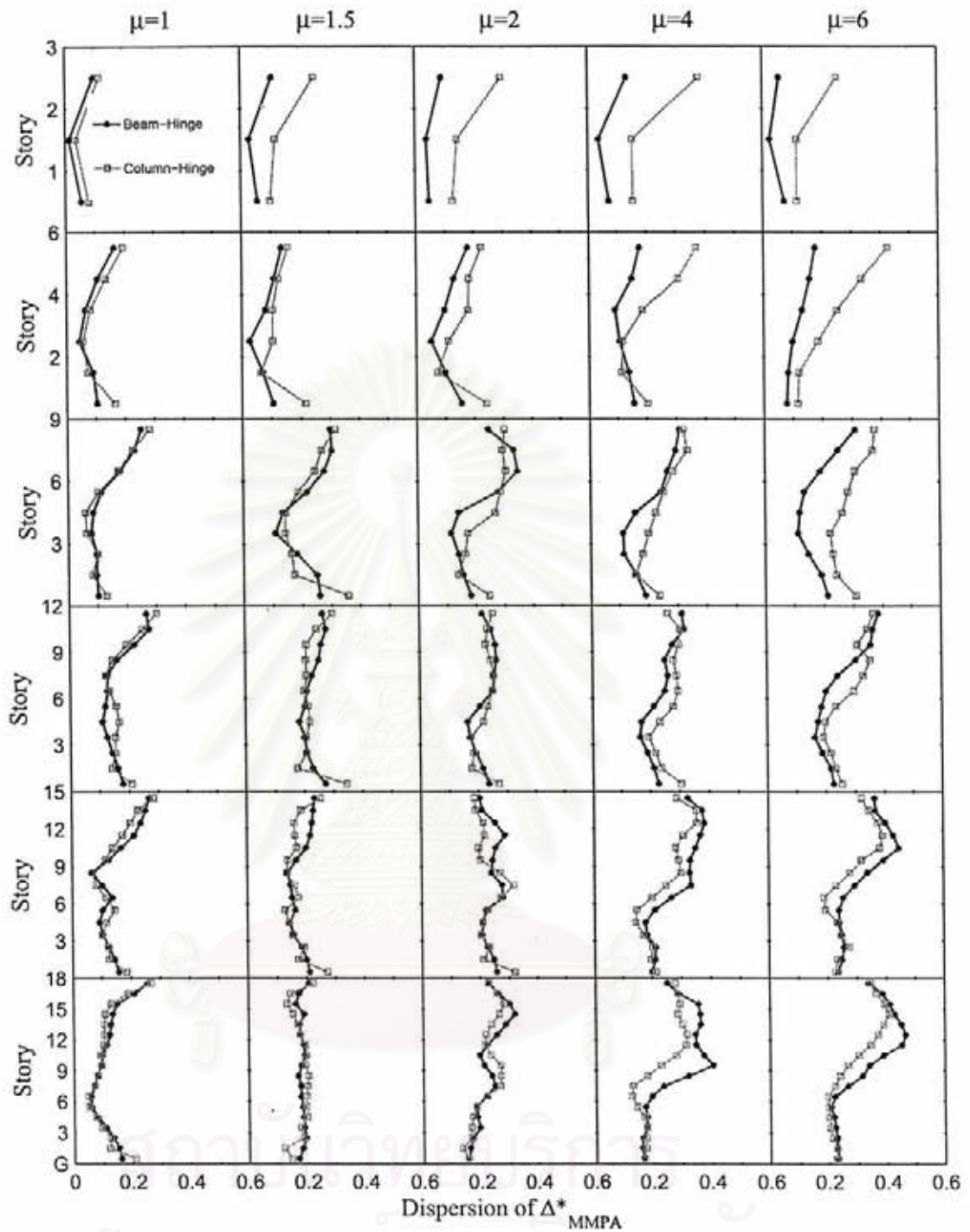
รูปที่ 6.19 อัตราส่วนของค่ามัญฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



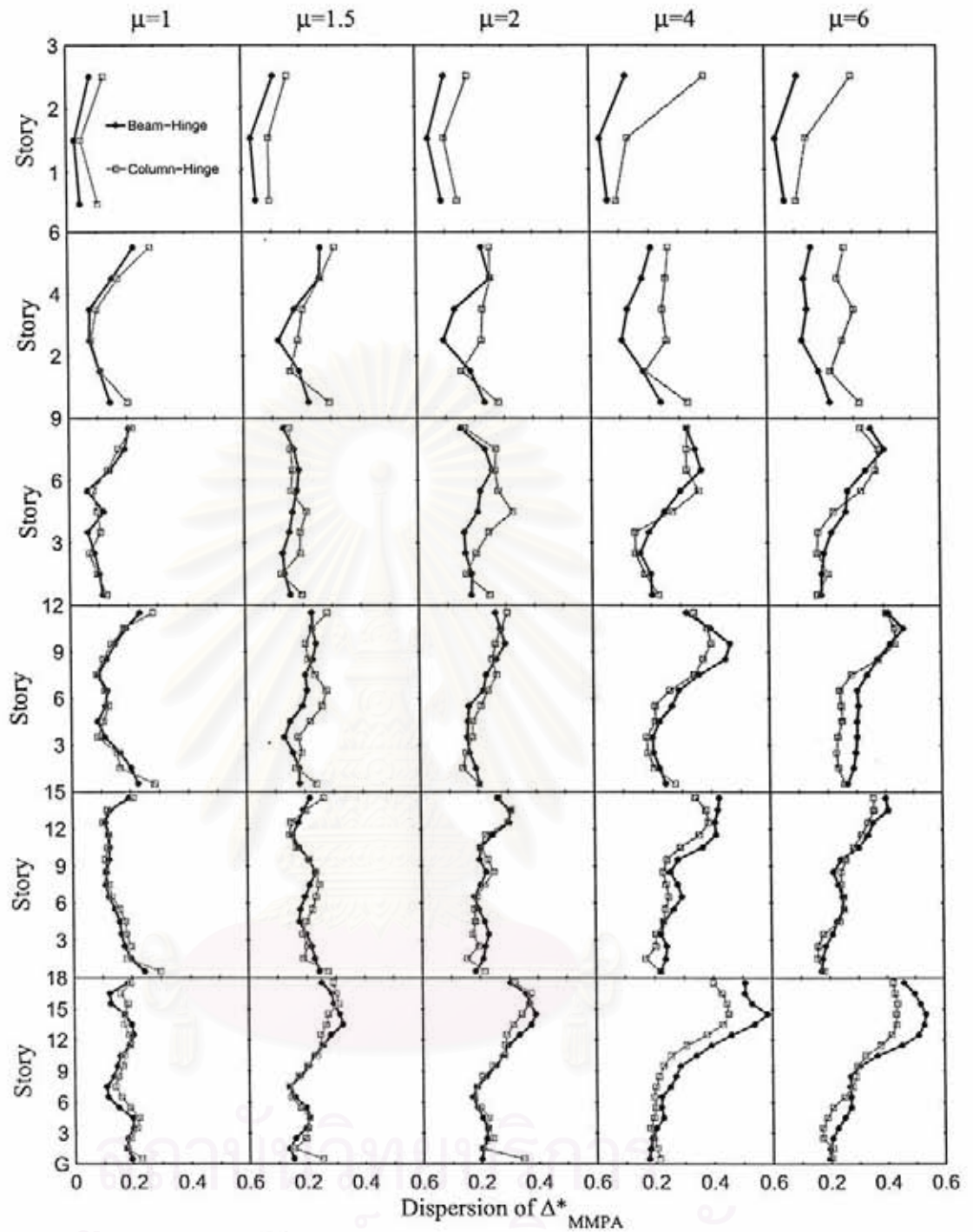
รูปที่ 6.20 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



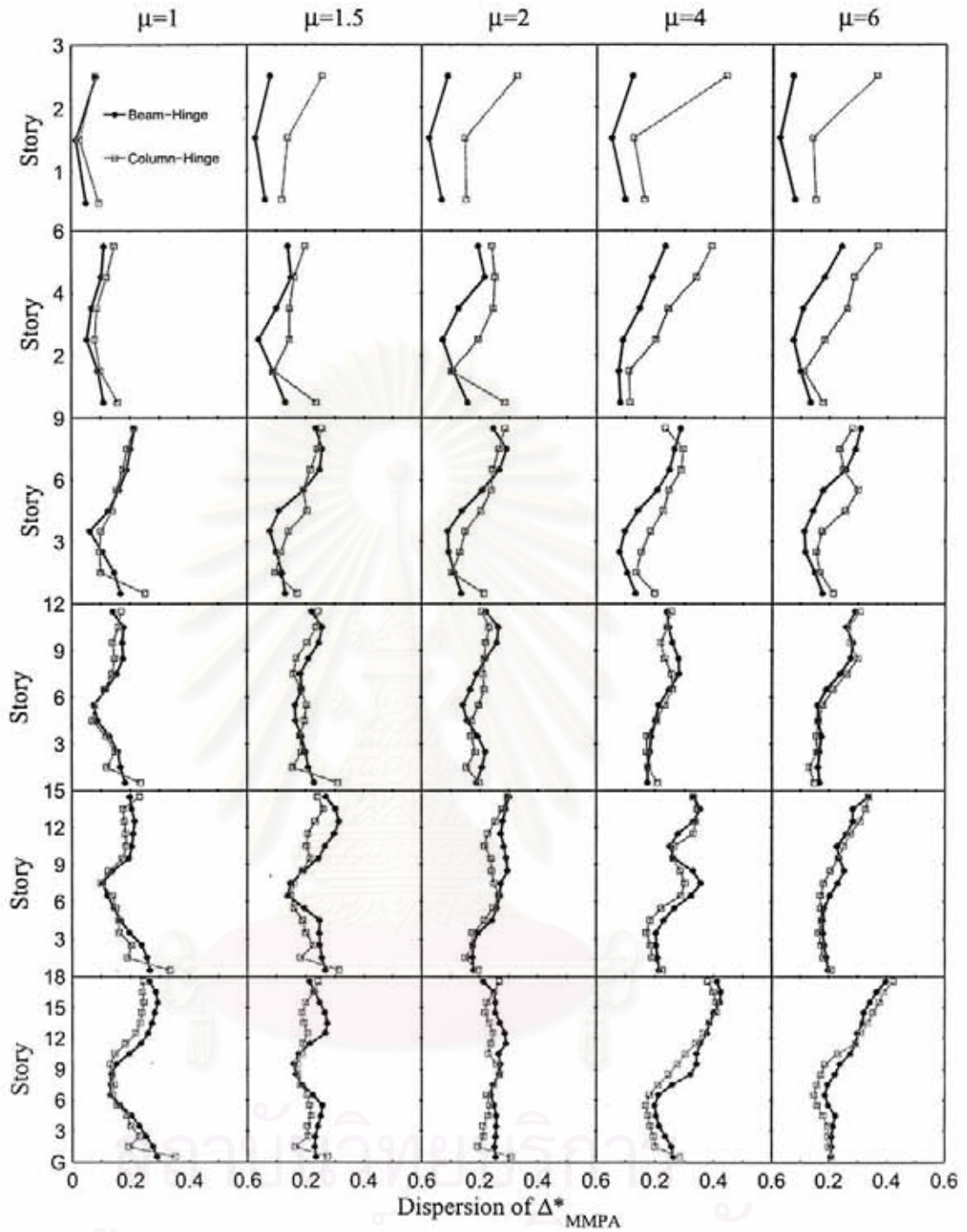
รูปที่ 6.21 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



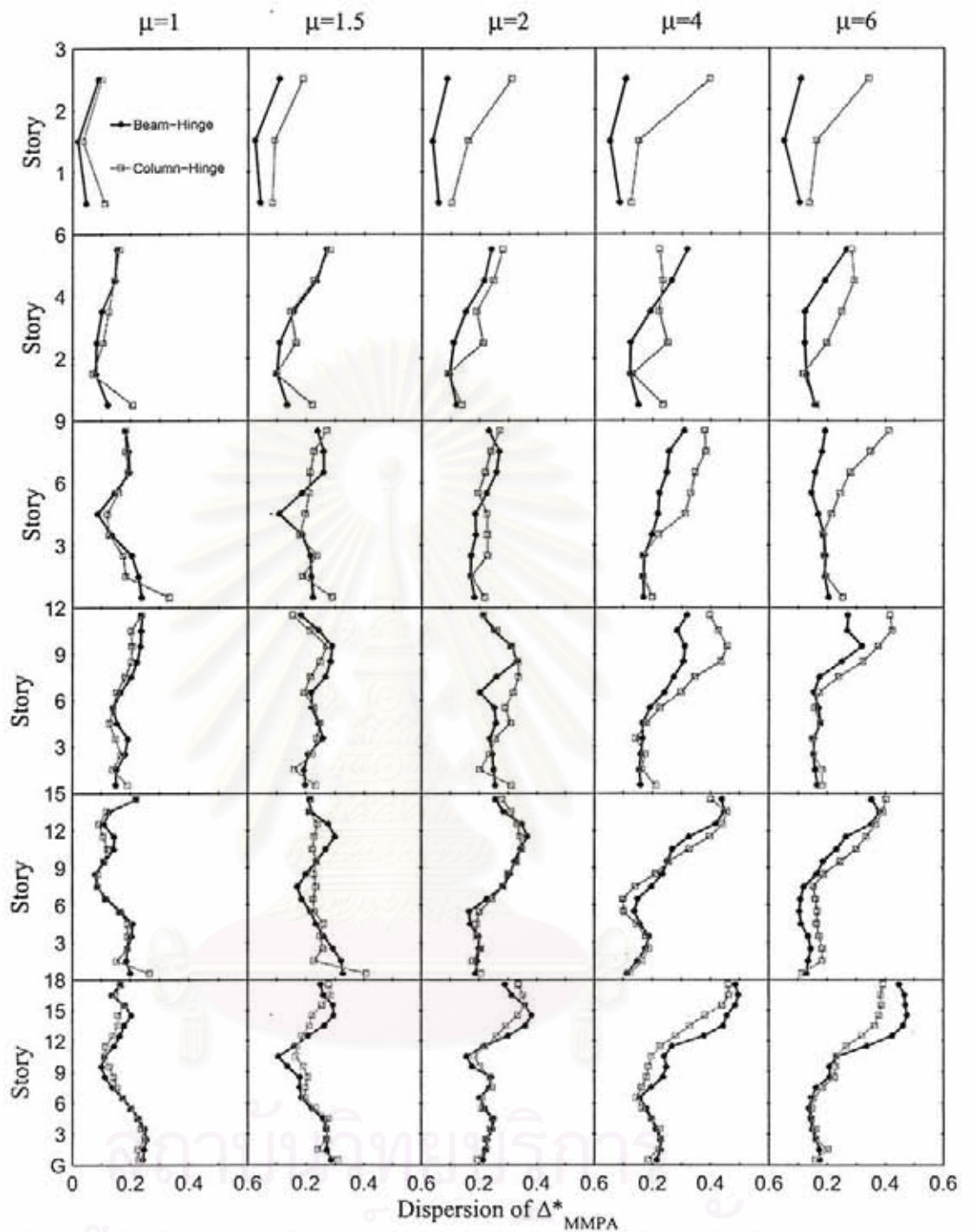
รูปที่ 6.22 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



รูปที่ 6.23 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFP โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



รูปที่ 6.24 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



รูปที่ 6.25 การกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA ซึ่งโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)

บทที่ 7

การเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA เมื่อโครงสร้างได้รับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหวกรณีต่างๆ

วัตถุประสงค์ในบทนี้เพื่อเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA ซึ่งแทนด้วยสัญลักษณ์ Δ_{MMPA}^* และ δ_{MMPA} ตามลำดับ โดยในหัวข้อที่ 7.1 ประกอบด้วย กรณีเปรียบเทียบค่า Δ_{MMPA}^* และ δ_{MMPA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN โดยเปรียบเทียบรวมทั้ง 3 กลุ่มคลื่น และอีกกรณีเป็นการเปรียบเทียบค่า Δ_{MMPA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อนได้แก่คลื่น BYK-95, SCTS00E และ ROMANIA โดยแสดงผลร่วมกับค่า Δ_{MMPA}^* ของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR และในหัวข้อที่ 7.2 เป็นการเปรียบเทียบค่า Δ_{MMPA}^* และ δ_{MMPA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN โดยเปรียบเทียบรวมทั้ง 3 กลุ่มคลื่น

7.1 โครงสร้างที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ

รูปที่ 7.1 และ 7.2 แสดงค่า Δ_{MMPA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN จากผลการวิเคราะห์พบว่า ความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 มีแนวโน้มคล้ายกันทั้ง 3 กลุ่มคลื่นและมีค่าใกล้เคียงกันมาก โดยในทุกกลุ่มคลื่นจะให้ผลการวิเคราะห์ที่มีค่ามากกว่าค่าแท้จริง (Overestimate) ตลอดช่วงครึ่งล่างของอาคารและจะให้ผลการวิเคราะห์ที่น้อยกว่าค่าแท้จริง (Underestimate) ในช่วงครึ่งบนของอาคาร

สำหรับโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 จะพบว่า โดยส่วนใหญ่ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณด้วยวิธี MMPA (Δ_{MMPA}^*) ของโครงข้อแข็งที่ได้รับแผ่นดินไหวทั้ง 3 กลุ่มคลื่น จะมีค่าใกล้เคียงหรือมากกว่าค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่แท้จริงที่คำนวณได้จากวิธี NL-RHA (Δ_{NL-RHA})

รูปที่ 7.3 และ 7.4 แสดงค่า δ_{MMPA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ที่ได้รับแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่า δ_{MMPA} ที่ระดับความสูงต่างๆ ของโครงข้อแข็งที่ได้รับแผ่นดินไหวทั้ง 3 กลุ่มคลื่น ต่างมีลักษณะค่อนข้างคงที่ เมื่อโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 ซึ่งโดยส่วนใหญ่มีค่าไม่เกิน 0.3 ในขณะที่โครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 จะมีค่า δ_{MMPA} เพิ่มขึ้น ตามระดับความสูงของโครงข้อแข็งที่เพิ่มขึ้นและค่า δ_{MMPA} ที่บริเวณยอดอาคารยังมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อโครงข้อแข็งมีค่า μ เพิ่มขึ้น (ความแข็งแรงลดลง)

รูปที่ 7.5 และ 7.6 แสดงค่า Δ_{MMPA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อน คือ คลื่น ROMANIA, SCTS00E และ คลื่น BYK-95 จากผลการวิเคราะห์พบว่า โครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อนที่มีค่า $\mu = 1$ และ 1.5 จะมีความคลาดเคลื่อนและแนวโน้มความคลาดเคลื่อนคล้ายกันทั้ง 3 คลื่น นอกจากนี้ยังมีความคลาดเคลื่อนและแนวโน้มความคลาดเคลื่อนคล้ายกับกรณีของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR โดยต่างมีค่า Δ_{MMPA} มากกว่าค่า Δ_{NL-RHA} ในช่วงครึ่งล่างของอาคารและจะมีค่า Δ_{MMPA} น้อยกว่าค่า Δ_{NL-RHA} ในช่วงครึ่งบนของอาคาร สำหรับโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อนจะมีความคลาดเคลื่อนและแนวโน้มความคลาดเคลื่อนคล้ายคลึงกันทั้ง 3 คลื่น แต่จะมีแนวโน้มความคลาดเคลื่อนต่างจากกรณีของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR เมื่อโครงข้อแข็งมีความสูงเพิ่มขึ้นและมีคาบการสั่นไหวใหม่คพื้นฐานเพิ่มขึ้นจนถึงคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตบน

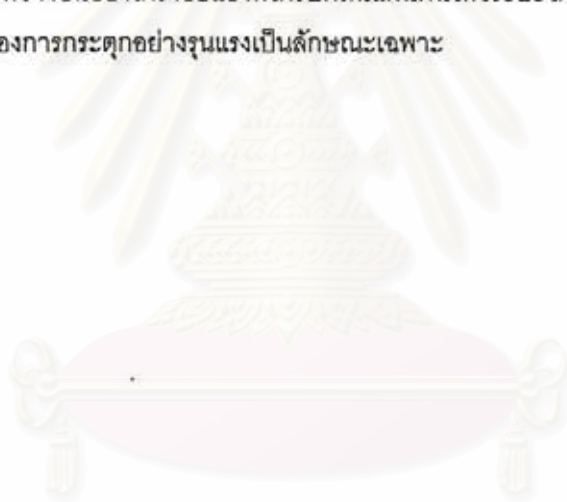
7.2 โครงสร้างที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง

รูปที่ 7.7 และ 7.8 แสดงค่า Δ_{MMPA}^* ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN จากผลการวิเคราะห์พบว่า ความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 มีค่าใกล้เคียงกันมาก โดยในทุกกลุ่มคลื่นจะให้ผลการวิเคราะห์ที่มีค่ามากกว่าค่าแท้จริง (Overestimate) ตลอดช่วงครึ่งล่างของอาคารและจะให้ผลการวิเคราะห์ที่น้อยกว่าค่าแท้จริง (Underestimate) ในช่วงครึ่งบนของอาคาร สำหรับโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 จะพบว่า โดยส่วนใหญ่ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณด้วยวิธี MMPA (Δ_{MMPA}) ของโครงข้อแข็งที่ได้รับแผ่นดินไหวทั้ง 3 กลุ่มคลื่น จะมีค่าใกล้เคียงหรือมากกว่า ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่แท้จริงที่คำนวณได้จากวิธี NL-RHA (Δ_{NL-RHA})

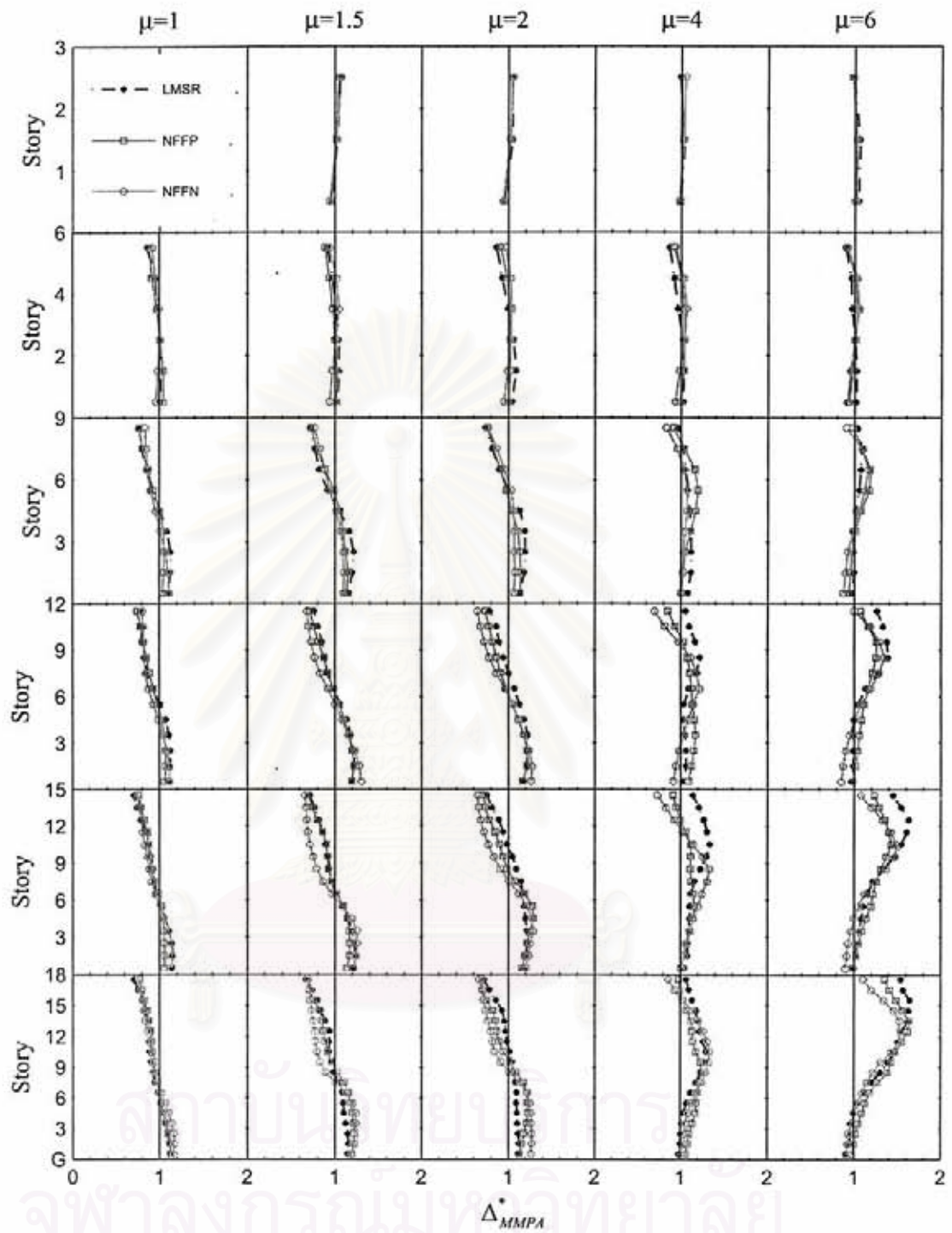
ค่า Δ_{MMPA}^* ที่บริเวณชั้นสูงสุดของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN ต่างมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อโครงข้อแข็งมีความแข็งแรงลดลง ($\mu > 1.5$) โดยโครงข้อแข็งที่ได้รับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ยังคงมีแนวโน้มมีความคลาดเคลื่อนมากกว่าโครงข้อแข็งที่ได้รับกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหว NFFP และ NFFN เมื่อโครงข้อแข็งมีค่า μ มีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 4

รูปที่ 7.9 และ 7.10 แสดงค่า δ_{MMPA} ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง ที่ได้รับแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN จากผลการวิเคราะห์พบว่า ค่า δ_{MMPA} ที่ระดับความสูงต่างๆ ของโครงข้อแข็งที่ได้รับแผ่นดินไหวทั้ง 3 กลุ่มคลื่น ต่างมีลักษณะค่อนข้างคงที่ เมื่อโครงข้อแข็งมีค่า $\mu = 1, 1.5$ และ 2 ซึ่งโดยส่วนใหญ่มีค่าไม่เกิน 0.3 ในขณะที่โครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 4$ และ 6 จะมีค่า δ_{MMPA} เพิ่มขึ้นตามระดับความสูงของโครงข้อแข็งที่เพิ่มขึ้นและค่า δ_{MMPA} ที่บริเวณยอดอาคารยังมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อโครงข้อแข็งมีค่า μ เพิ่มขึ้น (ความแข็งแรงลดลง)

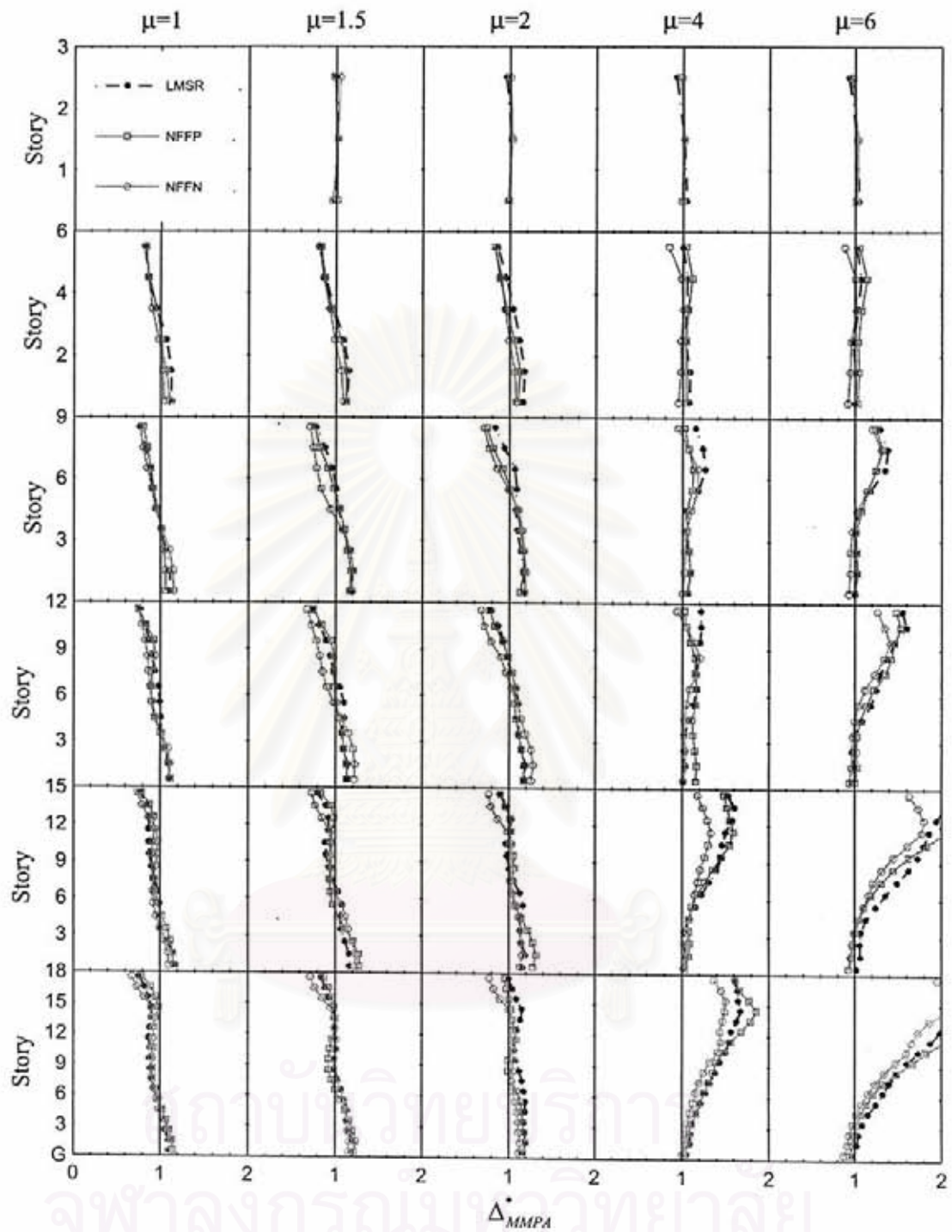
เพื่อแสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์ระหว่างความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นกับองค์ประกอบด้านความถี่ซึ่งเป็นลักษณะเฉพาะในแต่ละกลุ่มคลื่นแผ่นดินไหว จึงได้ทำการจำลองความเร่งที่พื้นดิน (Idealized pulse acceleration) ดังรูปที่ 7.11 โดยให้มีลักษณะของการกระตุกอย่างรุนแรง เพื่อนำมาใช้เป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ในการศึกษารูปแบบความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้น โดยเปรียบเทียบกับความคลาดเคลื่อนในกรณีที่โครงข้อแข็งได้รับคลื่นแผ่นดินไหว NR94rrs ซึ่งเป็นหนึ่งในคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่ศึกษาตั้งฉากกับรอยเลื่อนที่ใช้ในการวิจัย โดยรูปแบบความเร่งที่พื้นดินของคลื่น NR94rrs ได้แสดงไว้ในบทที่ 3 จากผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 7.12 พบว่า โครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวจำลองและโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหว NR94rrs โดยส่วนใหญ่มีแนวโน้มของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นคล้ายกันและเมื่อพิจารณาความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ตามรูปที่ 7.13 แล้วจะพบว่า โดยส่วนใหญ่โครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวจำลองและโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหว NR94rrs ต่างมีความคลาดเคลื่อนและแนวโน้มความคลาดเคลื่อนคล้ายกัน ซึ่งแสดงให้เห็นว่า ปัจจัยที่กำหนดรูปแบบความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้มาจากองค์ประกอบด้านความถี่คลื่นซึ่งมีลักษณะของการกระตุกอย่างรุนแรงเป็นลักษณะเฉพาะ



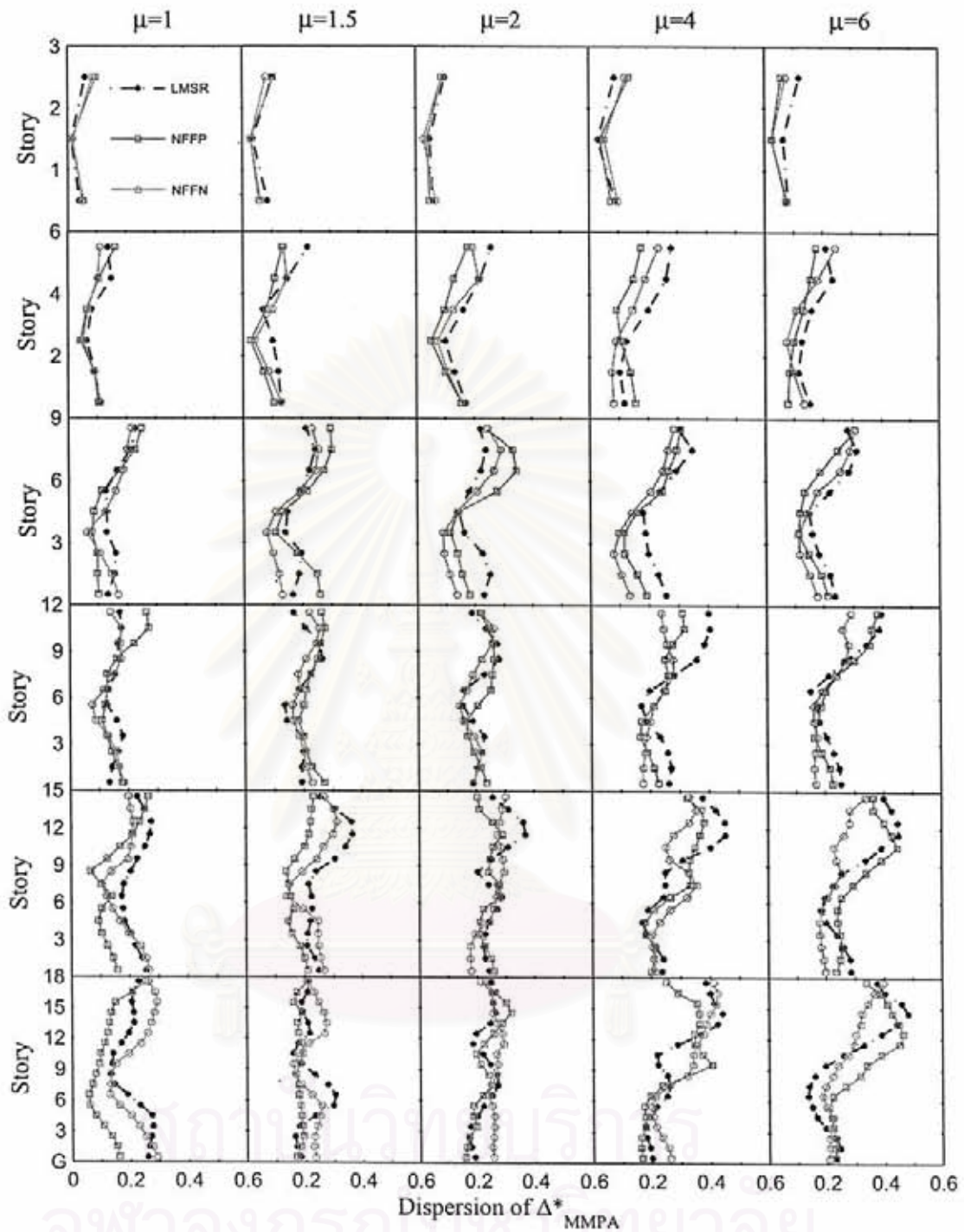
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



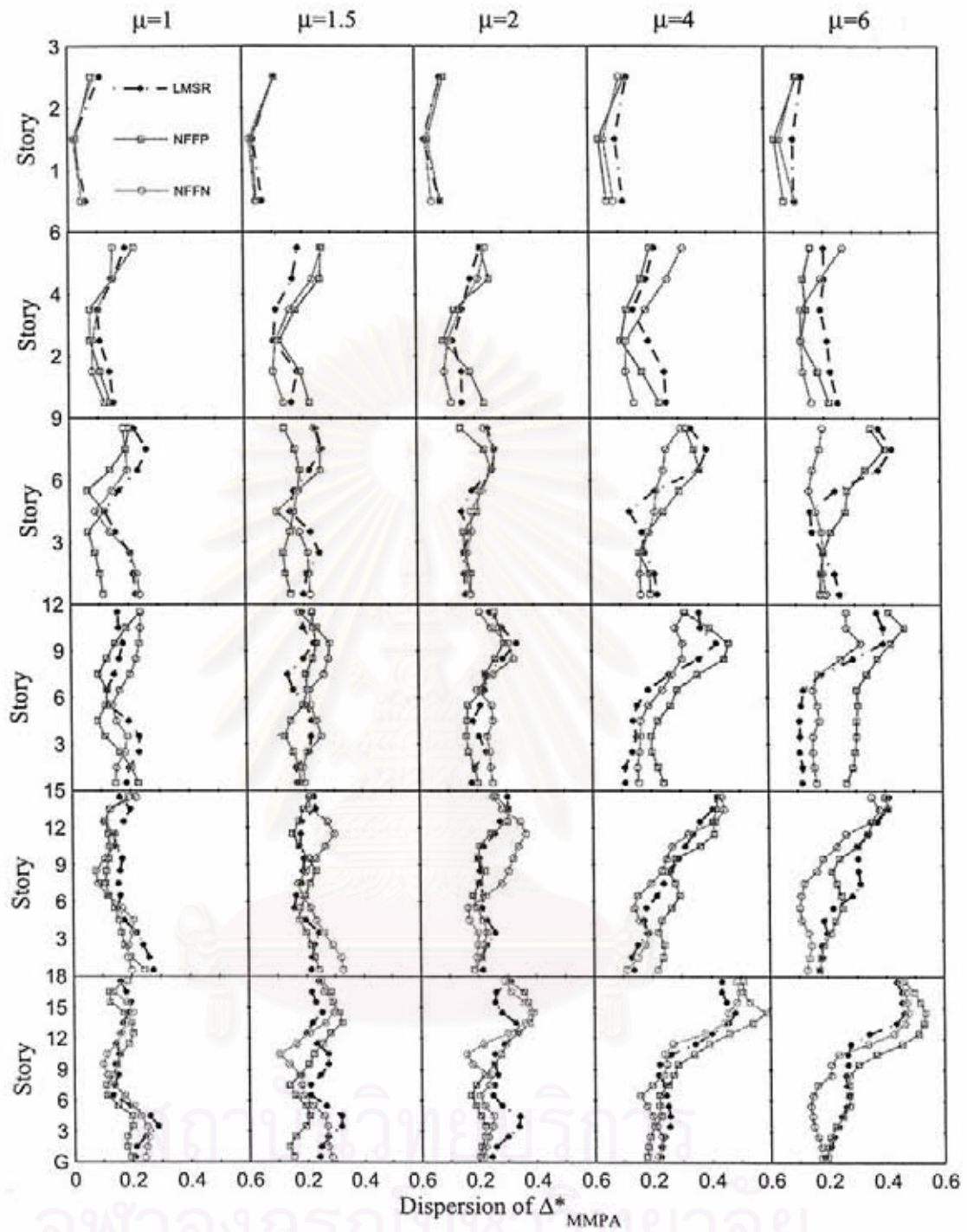
รูปที่ 7.1 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Δ_{MMPA}^*) ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสา
 แข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ
 NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับ
 คาบการสั่นที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



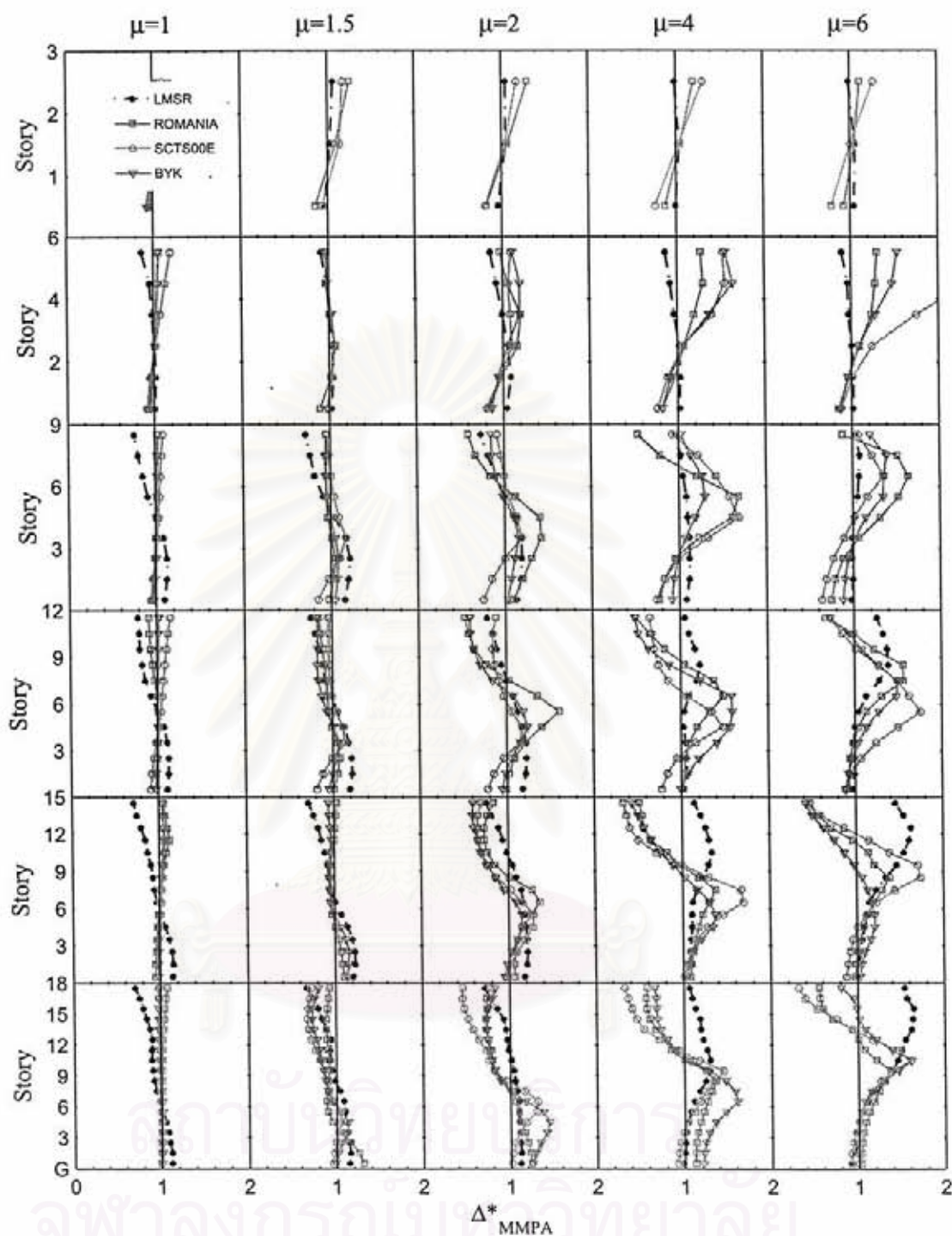
รูปที่ 7.2 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Δ_{MMPA}) ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสา
 แข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ
 NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับ
 คาบการสั่นที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



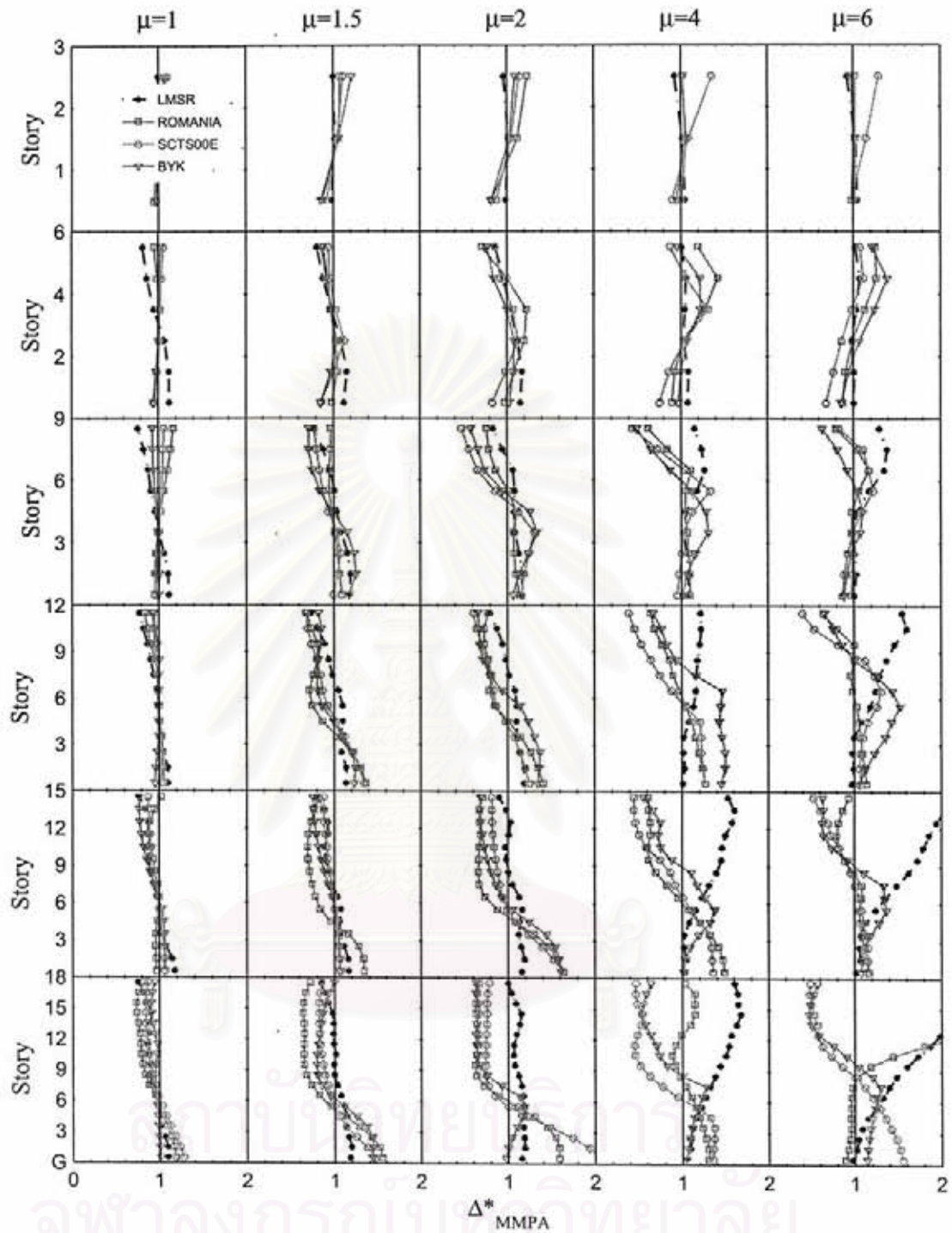
รูปที่ 7.3 การกระจายความคลาดเคลื่อนค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (δ_{MMPA}) ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



รูปที่ 7.4 การกระจายความคลาดเคลื่อนค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (δ_{MMPA}) ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่มีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ และ 6 โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)

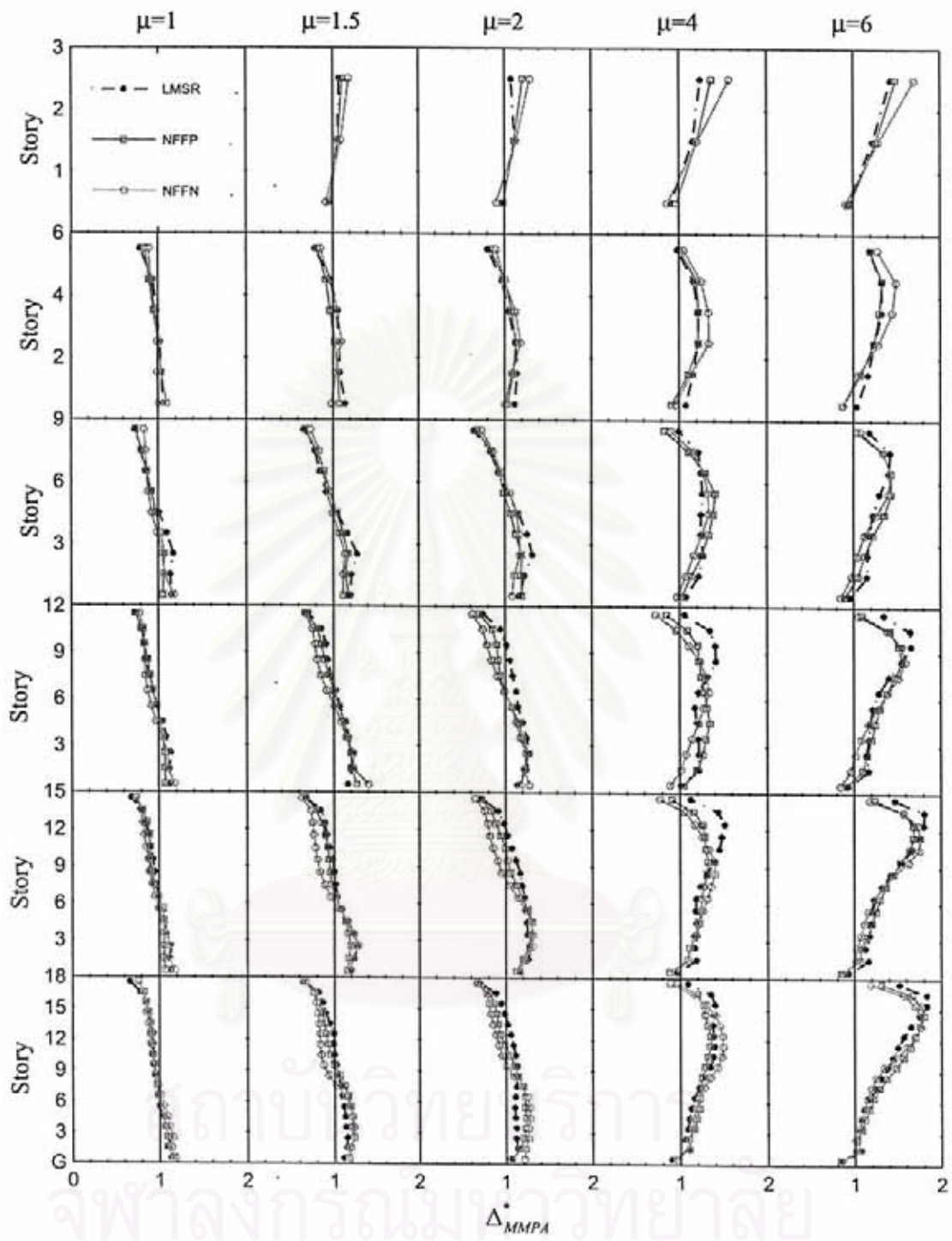


รูปที่ 7.5 อัตราส่วนของค่ามีธฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Δ^*_{MMPA}) ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสา แข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ประกอบด้วย โครงข้อแข็งที่ได้รับกลุ่มคลื่น LMSR และโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อนกรณีคลื่น ROMANIA, SCT500E และ BYK โดยมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



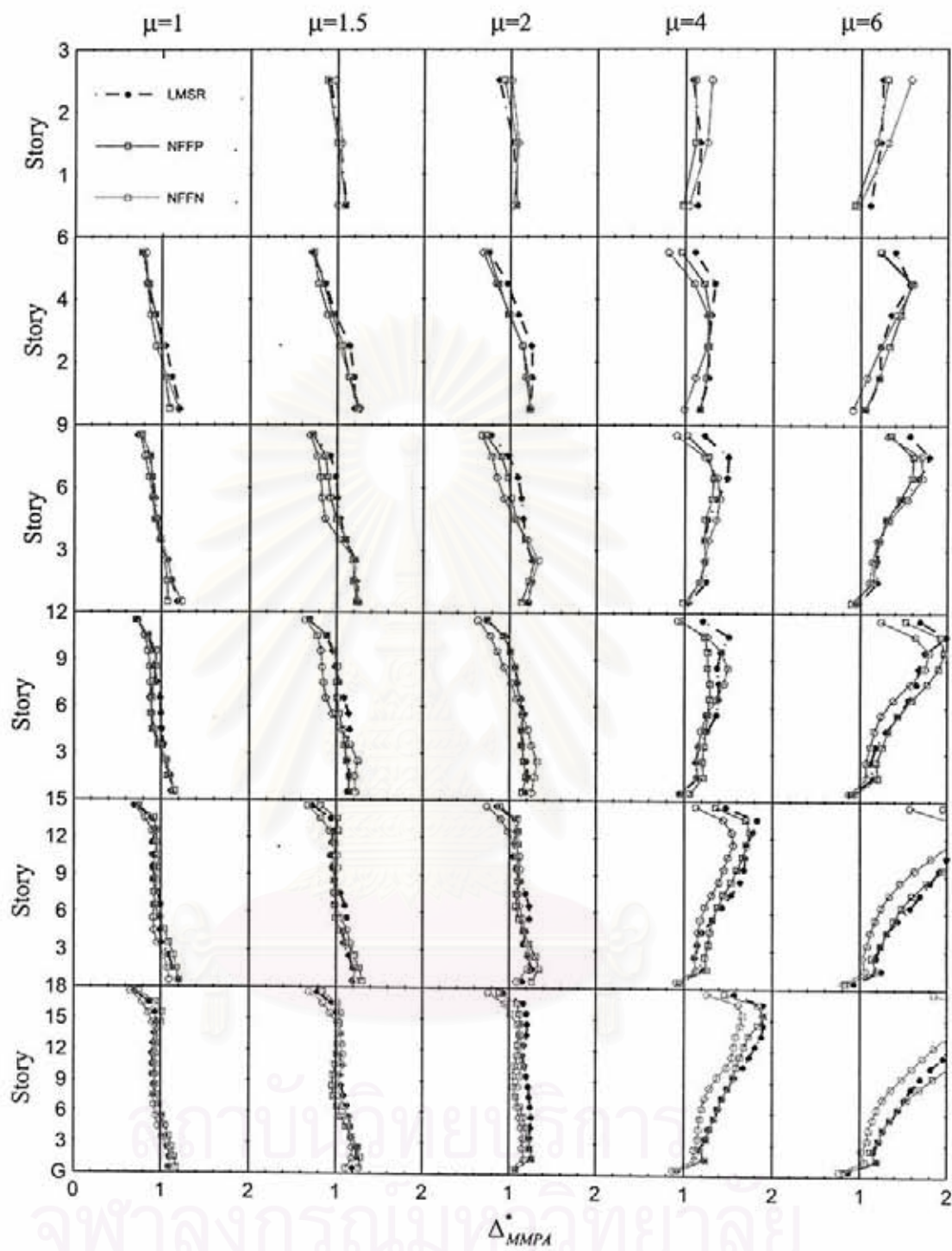
รูปที่ 7.6 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Δ_{MMPA}^*) ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ประกอบด้วยโครงข้อแข็งที่ได้อุปค้ำคืนแผ่นดินไหวกลุ่มค้ำคืน LMSR และโครงข้อแข็งที่ได้อุปค้ำคืนแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อนกรณีค้ำคืน ROMANIA, SCTS00E และ BYK โดยมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตบน

$$(T_1 = T_U)$$

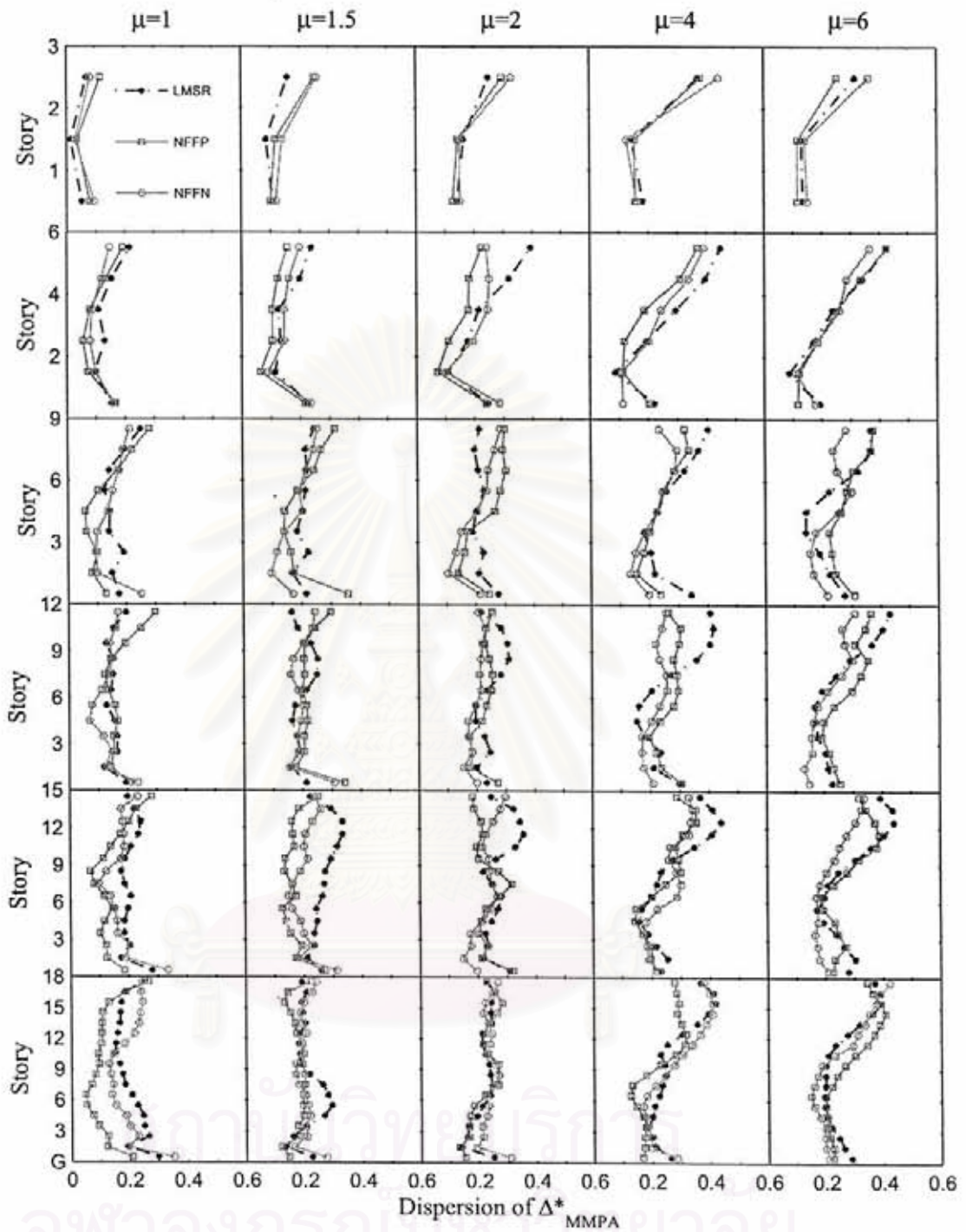


รูปที่ 7.7 อัตราส่วนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Δ_{MMPA}^*) ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อน-คานแข็งแรง ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN โดยมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตล่าง

$$(T_1 = T_L)$$

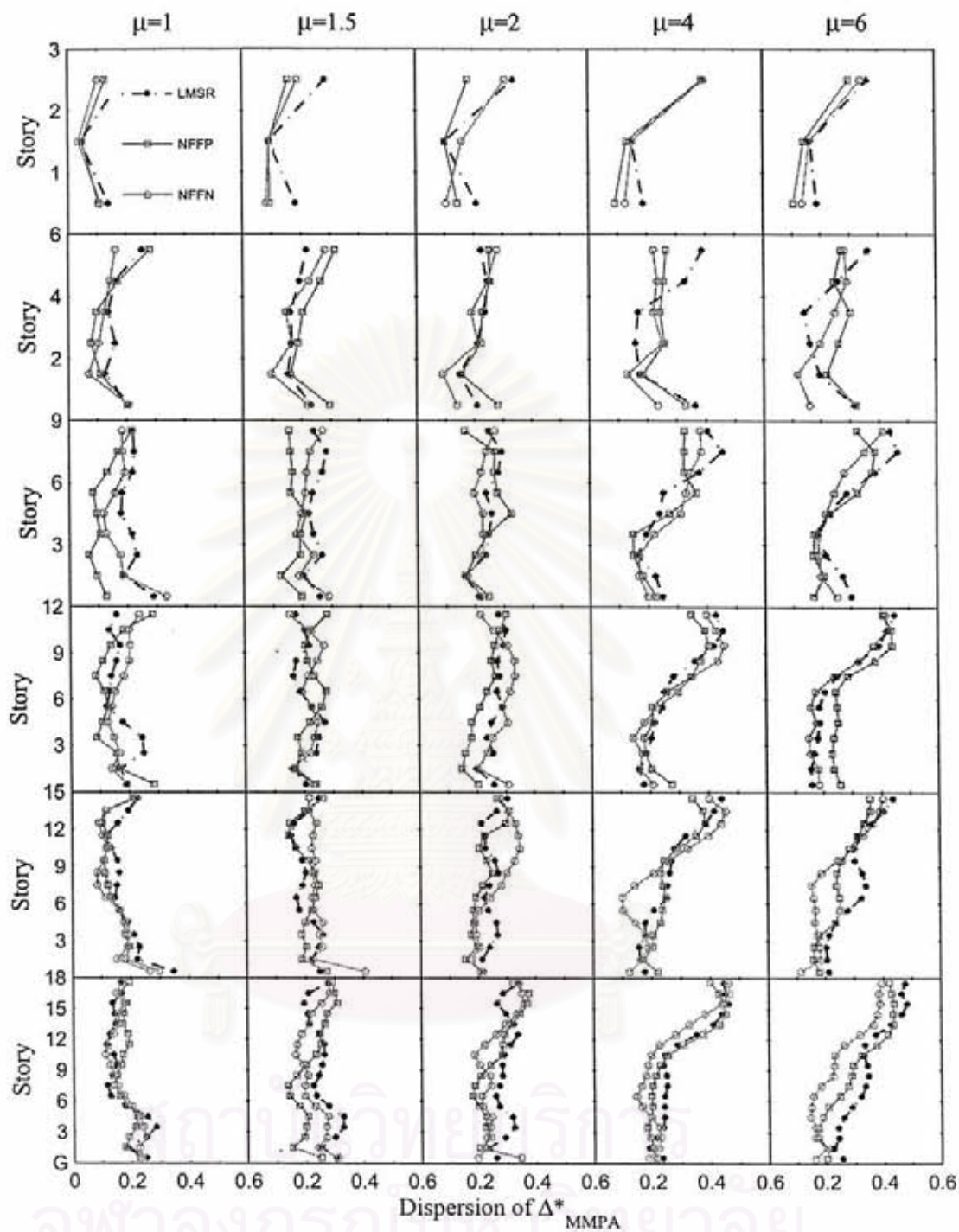


รูปที่ 7.8 ความคลาดเคลื่อนของค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Δ_{MMPA}^*) ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อน-คานแข็ง ความสูง 3 6 9 12 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN โดยมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขตบน ($T_1 = T_U$)



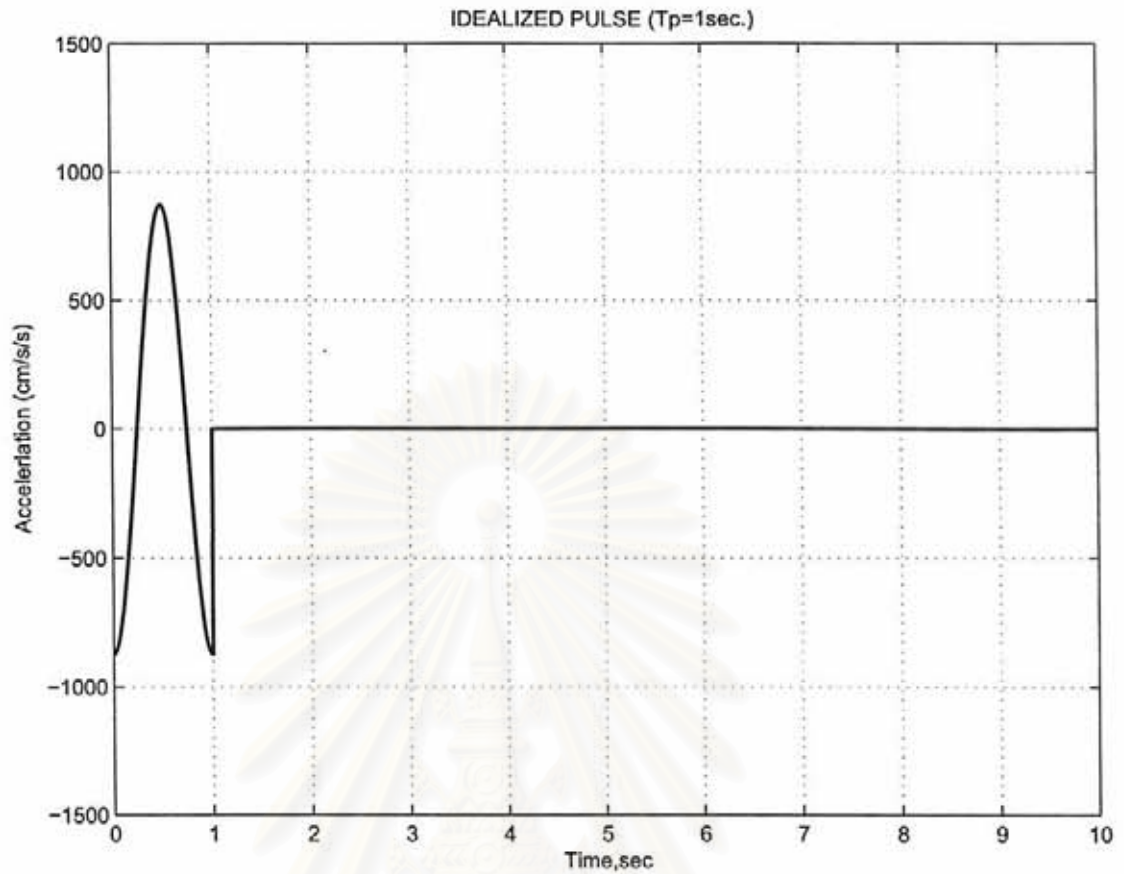
รูปที่ 7.9 การกระจายความคลาดเคลื่อนค่ามีขยฐานการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้น (δ_{MMPA}^*) ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อน-คานแข็ง ความสูง 3 6 9 12 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN โดยมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขต

$$\text{ล่าง } (T_1 = T_L)$$



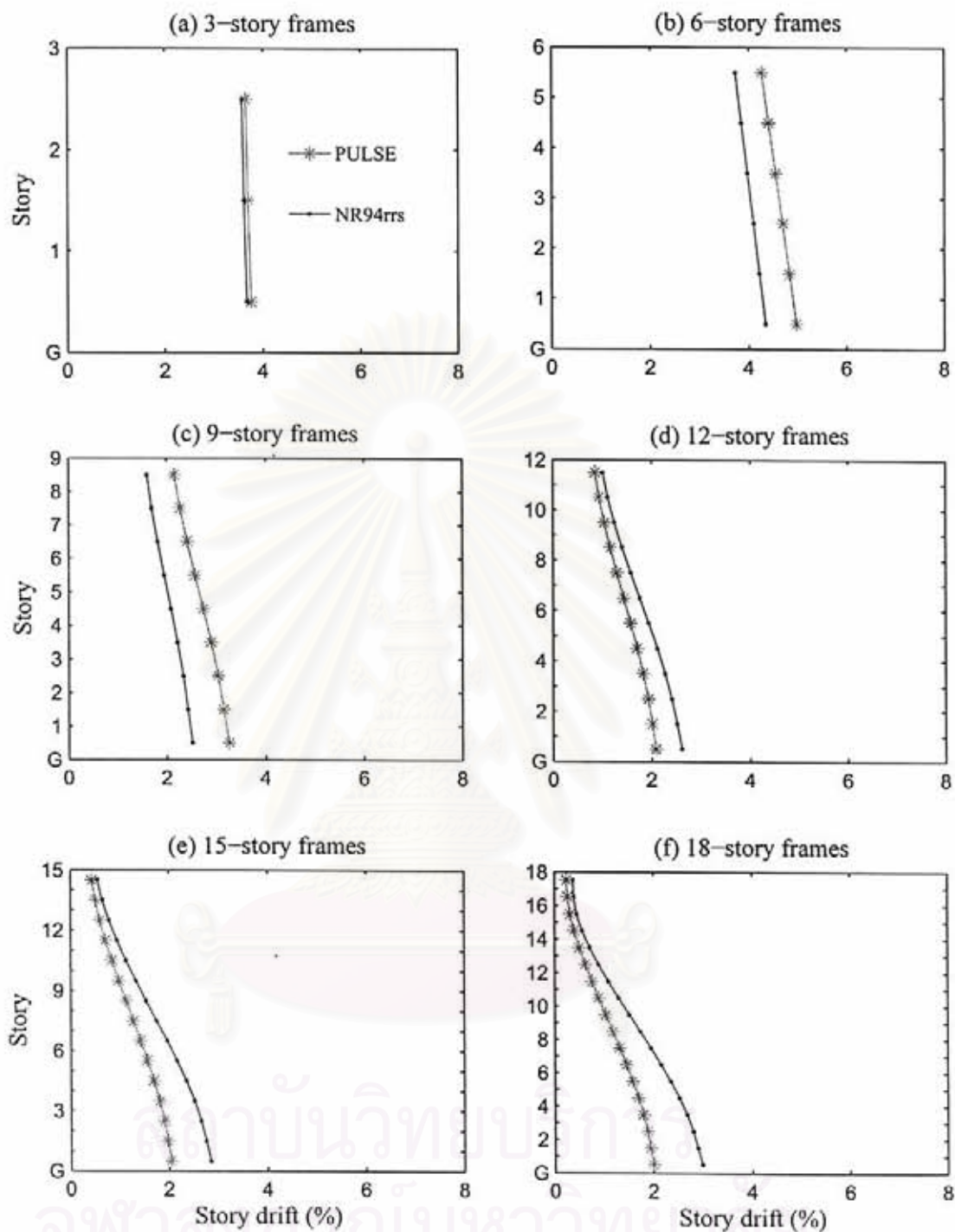
รูปที่ 7.10 การกระจายความคลาดเคลื่อนค่ามัธยฐานการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (δ_{MMPA}) ของโครงข้อแข็ง ที่มีลักษณะเสาอ่อน-คานแข็ง ความสูง 3 6 9 12 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN โดยมีค่า $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 6$ และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นที่ขอบเขต

$$\text{บน } (T_1 = T_U)$$

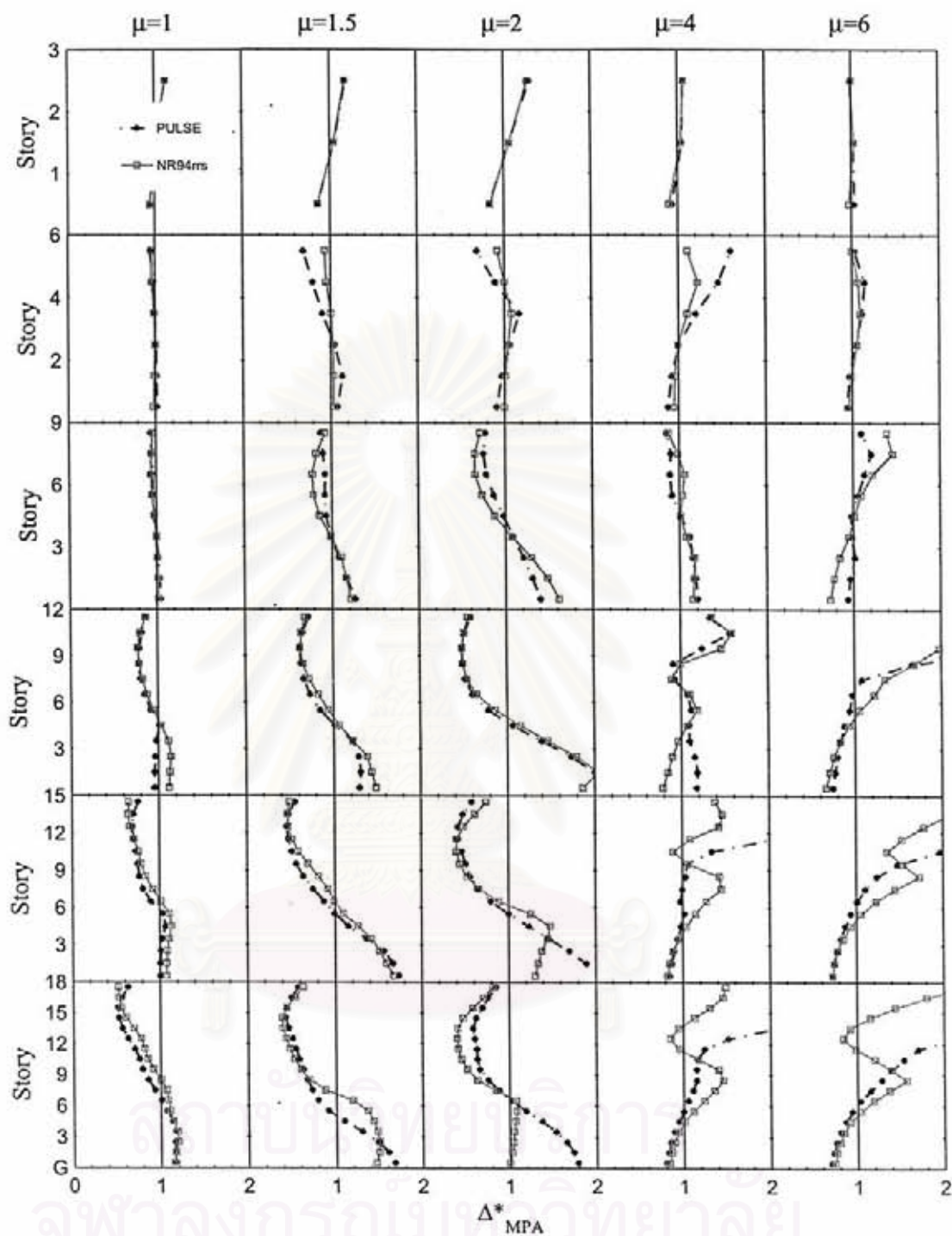


รูปที่ 7.11 ความเร่งจำลองที่พื้นดิน (Idealized pulse acceleration) ที่มีลักษณะของการกระตุกโดยมีคาบการสั่นประจำคลื่นเท่ากับ 1 วินาที

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 7.12 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น และมีค่า $\mu = 6$ ภายหลังจากได้รับคลื่นแผ่นดินไหว NR94rrs และคลื่นแผ่นดินไหวจำลองที่มีลักษณะของการกระตุก (Pulse) ซึ่งทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA โดยมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับ คาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)



รูปที่ 7.13 อัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Δ_{MPA}^*) ของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ ความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหว NR94ms ซึ่งเป็นคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้ทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อนและคลื่นแผ่นดินไหวจำลองที่มีลักษณะของการกระตุก (Pulse) และมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเท่ากับคาบการสั่นไหวที่ขอบเขตล่าง ($T_1 = T_L$)

บทที่ 8

สรุปผลและข้อเสนอนแนะ

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาและประเมินความถูกต้องของผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งเหล็กด้านทานแรงดัดที่มีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ด้วยวิธี MMPA โดยในแต่ละโครงข้อแข็งจะได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่นต่างกัน 3 กลุ่มคลื่น ได้แก่ กลุ่มคลื่น LMSR, NFFP และ NFFN และมีค่า μ เท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 โดยแบ่งเป็นโครงข้อแข็งที่มีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ขอบเขตล่างและที่ขอบเขตบน โดยนำผลการวิเคราะห์ที่ได้มาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA และนอกจากจะได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับกลุ่มคลื่นดังที่กล่าวมาแล้ว ยังได้ทำการศึกษาผลการวิเคราะห์ของโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อน ได้แก่ คลื่นที่วัดได้จากกรุงเม็กซิโก ปี 1985 (SCTS00E) , คลื่นที่วัดได้ที่ฐานอาคารโบหยก ปี 1995 (BYK-95) เนื่องจากแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในประเทศพม่า และ คลื่นที่วัดได้ที่กรุงบูคาเรส ประเทศโรมาเนีย ปี 1977 (ROMANIA)

8.1 สรุปผล

จากการศึกษาค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง โดยมีรูปแบบโครงสร้างต่างกันทั้ง ความสูง ค่า μ (ความแข็งแรง) รวมถึงโครงสร้างที่มีจำนวนช่วงเสาต่างกัน ภายหลังจากได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่นแตกต่างกัน ซึ่งทำการวิเคราะห์โครงสร้างทั้งวิธี MPA และ MMPA ทำให้ได้ข้อสรุปดังต่อไปนี้

- 1) ความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA มีแนวโน้มคล้ายกับความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ทั้งโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและ โครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง
- 2) ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณด้วยวิธี MMPA มีค่ามากกว่าค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณด้วยวิธี MPA ยกเว้นที่บริเวณชั้นบนสุด ที่ผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี MPA มีค่ามากกว่าวิธี MMPA ทั้งโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอและโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง
- 3) ความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่คำนวณด้วยวิธี MMPA ระหว่างโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอกับโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง จะมีค่าต่างกันอย่างชัดเจน เมื่อโครงข้อแข็งมีความสูงเพียง 3 ชั้น เนื่องจากการประมาณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่บริเวณยอดอาคารในโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรง มีความคลาด

เคลื่อนมากกว่าในโครงข้อแข็งที่มีลักษณะเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ แต่จะมีความแตกต่างลดลงเมื่อโครงข้อแข็งมีความสูงมากขึ้น

- 4) ความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นในโครงข้อแข็งที่มีจำนวนช่วงเสา 2 ช่วง มีแนวโน้มสูงกว่าโครงข้อแข็งที่มีจำนวนช่วงเสา 1 ช่วง เมื่อโครงข้อแข็งมีความสูงเพิ่มขึ้นและมีค่า μ เพิ่มขึ้น (ความแข็งแรงลดลง)
- 5) จำนวนช่วงเสาที่เพิ่มขึ้นมีผลกระทบต่อระดับความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ
- 6) โครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 3 กลุ่มคลื่นต่างมีแนวโน้มความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA คล้ายกัน และเมื่อโครงข้อแข็งมีความสูงเพิ่มขึ้น โครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่น LMSR จะมีค่ามากกว่าค่าแท้จริง ในขณะที่โครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวระยะใกล้มีความคลาดเคลื่อนลดลง
- 7) แนวโน้มความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA ระหว่างโครงข้อแข็งที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น LMSR มีความแตกต่างกับกรณีที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อนอย่างชัดเจน โดยในกรณีของอาคาร 3 ชั้นจะพบว่า ความคลาดเคลื่อนของคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินอ่อนมีค่ามากกว่า LMSR

8.2 ข้อเสนอแนะ

จากการเปรียบเทียบค่าความคลาดเคลื่อนของค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสำหรับโครงข้อแข็งที่มี 1 ช่วงเสา และ 2 ช่วงเสา ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวกลุ่มคลื่น NFFN โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MMPA แสดงให้เห็นว่า จำนวนช่วงเสาของโครงข้อแข็งที่เพิ่มขึ้นมีผลกระทบต่อระดับความคลาดเคลื่อนอย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งจำเป็นต้องต้องทำการศึกษาความคลาดเคลื่อนของค่า Δ_{MMPA} ในกรณีที่มีจำนวนช่วงเสามากกว่านี้เพื่อให้ทราบถึงแนวโน้มความคลาดเคลื่อนที่แท้จริงเมื่อโครงข้อแข็งมีจำนวนช่วงเสามากขึ้น

ในงานวิจัยนี้เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นภายใต้แรงแผ่นดินไหว ซึ่งเป็นการคำนวณที่มีความยุ่งยาก ดังนั้นจึงมีการกำหนดข้อจำกัดในการคำนวณต่างๆ เช่น กำหนดให้การวิเคราะห์เป็นแบบ 2 มิติ, ไม่คิดผลการบิดของโครงสร้าง ดังนั้นอาคารที่นำมาวิเคราะห์จึงต้องมีลักษณะที่สมมาตรและสามารถจำลองเป็นโครงสร้าง 2 มิติได้ง่าย นอกจากนั้นในงานวิจัยนี้ยังไม่ได้คำนึงถึงองค์ประกอบความถี่ ซึ่งเป็นลักษณะเฉพาะในแต่ละกลุ่มคลื่น และการกำหนดตำแหน่งจุดหมุนพลาสติกในโครงข้อแข็งเกิดที่เป็นแบบเสาแข็งแรง-คานอ่อนแอ และ แบบเสาอ่อนแอ-คานแข็งแรงอาจยังไม่ครอบคลุมรูปแบบการเกิดจุดหมุนพลาสติกในรูปแบบอื่นที่มีโอกาสเป็นไปได้ ซึ่งอาจทำการศึกษาต่อไป

รายการอ้างอิง

ภาษาอังกฤษ

- Allahabadi, R., and Powell, G. H. (1988). "DRAIN-2DX user guide," *Report No. UCB/EERC-88/06*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- Benjamin, J. R., and Cornell, C. A. (1970). *Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers*. 684 pp, New York, McGraw-Hill.
- Chintanapakdee, C., and Chopra, A.K. (2003). "Evaluate of modal pushover analysis using vertically regular and irregular generic frames," *Report No. UCB/EERC 2003-03*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Chopra, A. K. (2001). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Second Edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 844 pp.
- Chopra, A. K., and Chintanapakdee, C. (2001). "Comparing response of SDF systems to near-fault and far-fault earthquake motions in the context of spectral regions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30(12):1769-1789.
- Chopra, A. K., and Goel, R.K. (2003). Modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 31 (3); 561-582.
- Chopra, A. K., Goel, R.K., and Chintanapakdee, C. (2004). "Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands," *Earthquake spectra*, 20(3)
- Goel, R. K., and Chopra, A. K. (1997). "Period formulas for moment-resisting frame building," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 123(11):1454-1461.
- Goel, R. K., (2004). "Evaluation of nonlinear static procedures using building strong motion records," *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 3213., Vancouver, B.C., Canada.
- Goel, R. K., and Chopra, A. K. (2004). "Evaluation of modal and FEMA pushover analysis: SAC buildings," *Earthquake Spectra*, 20(1): 225-254.
- Gupta, A., and Krawinkler, H. (2000). "Behavior of ductile SMRFs at various seismic hazard levels," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 126(1):98-107.
- International Code Council. *2000 International Building Code*, Falls Church, Virginia, 2000.
- Krawinkler, H., and Seneviratna, G. D. P. K (1998). "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation," *Engineering Structures*. 20(4-6):452-456.
- MATLAB: The Language of Technical Computing* (1997). Student Version 5.0, The Mathworks Inc., Natick, Massachusetts.

- Williams, M.S., and Albermani, F. (2003) "Evaluation of Displacement-Based Analysis and Design Methods for Steel Frames with Passive Energy Dissipators," *Civil Engineering Research Bulletin*, No. 24.
- Yu, Q.-S, Pugliesi, R., Allen, M., and Bischoff, C. (2004). "Assessment of modal pushover analysis procedure and its application to seismic evaluation of existing buildings," *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 1104., Vancouver, B.C., Canada.



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายอมรชัย ใจยงค์ เกิดวันที่ 11 มิถุนายน พ.ศ.2520 ที่เขตพญาไท จังหวัด กรุงเทพมหานคร สำเร็จการศึกษาปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ในปีการศึกษา 2542 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิตที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ปีการศึกษา 2546



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย