

## บทที่ 5

### พฤติกรรมอาคารเรียนหลังเพิ่มความต้านทานแผ่นดินไหว

จากการวิเคราะห์ความสามารถในการต้านแรงแผ่นดินไหวของอาคารเรียน ก. และอาคารเรียน ข. ในบทที่ผ่านมา แสดงให้เห็นว่าอาคารทั้งสองมีความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวไม่เพียงพอ โดยที่ภายใต้แรงแผ่นดินไหวขนาด 0.10 g เกิดความเสียหายเล็กน้อยถึงปานกลางในอาคารเรียน ก. และมีความเสียหายระดับปานกลางถึงรุนแรงในอาคารเรียน ข. ในขณะที่ภายใต้แรงแผ่นดินไหวขนาด 0.20g พบว่าอาคารเรียน ก. และ ข. มีความเสียหายรุนแรงในระดับที่เพียงพอที่จะเกิดการวิบัติของอาคาร ดังนั้นการเพิ่มความต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับอาคารเรียนดังกล่าวจึงเป็นสิ่งที่จำเป็น

ในบทนี้จะกล่าวถึงวิธีการเพิ่มความต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารเรียนและพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารเรียนภายหลังการเพิ่มความต้านทานด้วยวิธีการต่างๆ

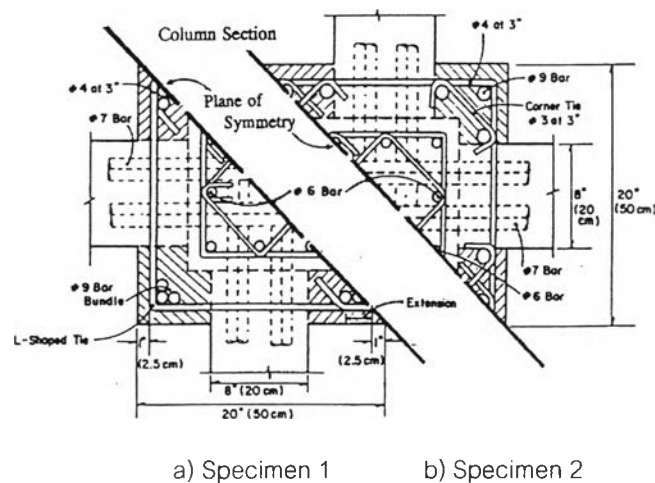
#### 5.1 การเพิ่มความต้านทานแผ่นดินไหว

การเพิ่มความต้านทานแผ่นดินไหวสามารถทำได้หลายวิธีด้วยกัน เช่นการเพิ่มความสามารถในการรับแรงให้กับชิ้นส่วนที่มีความอ่อนแอโดยตรง การเพิ่มโครงสร้างใหม่หรือเปลี่ยนแปลงโครงสร้างเดิมเพื่อรับแรงด้านข้างให้กับอาคาร และการใช้อุปกรณ์ที่ช่วยสลายพลังงานที่เข้าสู่อาคาร ในการศึกษาครั้งนี้ได้เลือกวิธีการเพิ่มความต้านทานให้กับอาคารเรียนดังนี้

##### 5.1.1 การเพิ่มความสามารถในการรับแรงให้กับชิ้นส่วนด้วยการห่อหุ้ม (Jacketing)

เป็นวิธีหนึ่งที่นิยมใช้กันมากทั้งในงานซ่อมแซมอาคารที่เกิดความเสียหาย และเพิ่มความต้านทานให้กับอาคาร เป็นการปรับปรุงเฉพาะที่ให้กับชิ้นส่วนที่มีความอ่อนแอของอาคาร ทำโดยการห่อหุ้มชิ้นส่วนที่ต้องการด้วยวัสดุต่างๆ เช่น คอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced concrete jacketing) หรือใช้แผ่นเหล็กประกบโดยรอบและทำการอัดน้ำปูนลงในช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนกับเหล็กประกบ (Steel jacketing) เพื่อเพิ่มกำลัง สติฟเนสและความเหนียวให้กับชิ้นส่วนดังกล่าว ในการศึกษาครั้งนี้ได้เลือกใช้วิธีห่อหุ้มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งอาศัยการเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมตามยาวและการขยายขนาดของหน้าตัด ทำให้กำลังรับแรงของชิ้นส่วนเพิ่มขึ้น นอกจากนี้เหล็กเสริมตามขวางที่เพิ่มขึ้น จะเพิ่มประสิทธิภาพในการโอบรัดคอนกรีตภายในให้ดีขึ้น กำลังรับแรงอัดประลัยและความเครียดประลัยของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้น มีผลทำให้ความเหนียวของชิ้นส่วนดีขึ้น อีกทั้งยังมีส่วนทำให้กำลังรับแรงเฉือนของชิ้นส่วนมากขึ้น

วิธีการหล่อด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก จำเป็นต้องควบคุมให้ส่วนของชิ้นส่วนเดิม และส่วนที่หล่อมีพฤติกรรมเชิงประจักษ์ร่วมกัน (Composite action) ดังนั้นก่อนทำการหล่อ จำเป็นต้องสกัดผิวหน้าของคอนกรีตเดิมเพื่อให้เกิดความขรุขระเป็นไปตามมาตรฐาน โดยควรทำการหล่อโดยรอบชิ้นส่วน แต่หากไม่สามารถทำได้ อาจจำเป็นต้องใช้เหล็กเดือย (Dowel bar) เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการถ่ายแรงเฉือนระหว่างผิวสัมผัส นอกจากนี้ในการเพิ่มกำลังรับโมเมนต์ดัด เหล็กเสริมตามยาวในส่วนที่หล่อต้องมีความต่อเนื่องเพียงพอ โดยในกรณีของเสา เหล็กเสริมตามยาวที่เพิ่มขึ้นจะถูกส่งลวดรูซึ่งเจาะผ่านแผ่นพื้น หลังจากนั้นจึงเทคอนกรีตปิดทับ การหล่อด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถทำได้ทั้งในชิ้นส่วนที่เป็นเสาและคาน รูปที่ 5.1 แสดงตัวอย่างการหล่อเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กในการศึกษาของ Alcocer และ Jirsa (1993) โดยในการศึกษาครั้งนี้จะพิจารณาหล่อเฉพาะส่วนที่เป็นเสาเนื่องจากกำลังของเสาของอาคารเรียนที่ศึกษาต่ำกว่ากำลังของคานมาก



รูปที่ 5.1 แสดงการหล่อเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก

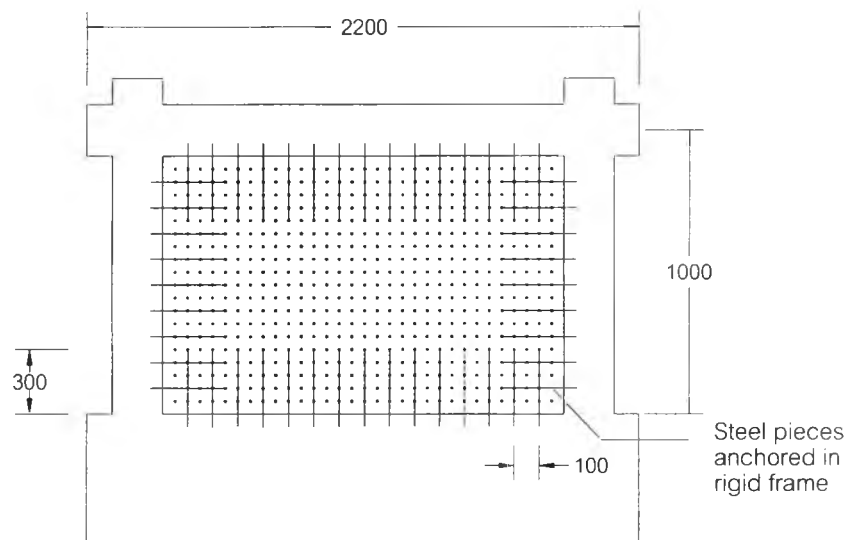
การวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาที่มีการหล่อด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก ใช้การวิเคราะห์โดยการแบ่งหน้าตัดออกเป็นชั้นย่อย (Fiber model) เช่นเดียวกับการวิเคราะห์เสาในบทที่ 2 โดยมีสมมุติฐานเพิ่มคือ

1. ส่วนของเสาเดิมและส่วนที่หล่อมีพฤติกรรมเชิงประจักษ์ร่วมกันอย่างสมบูรณ์
2. ไม่พิจารณาผลของเหล็กเสริมตามขวางภายในเสาเดิมในการโอบรัดคอนกรีต
3. เนื่องจากการหล่อด้วยคอนกรีตกระทำเมื่อเสาต้องรับแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัดเนื่องจากน้ำหนักอาคารอยู่ก่อนแล้ว ทำให้ความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมในเสาเดิมต่างไปจากส่วนที่หล่อ แต่หากพิจารณาทั้งผลของความเครียดเนื่องจากแรงในแนวแกนและโมเมนต์ จะทำให้การคำนวณทำได้ยาก ดังนั้น ในการศึกษา

ครั้งนี้จึงพิจารณาเฉพาะผลของแรงในแนวแกนทำให้เกิดความแตกต่างระหว่างความเครียดขึ้น

### 5.1.2 การเพิ่มผนังในโครงข้อแข็งเดิม

เป็นวิธีที่เหมาะสมเมื่ออาคารมีชั้นส่วนจำนวนมากมีกำลัง สติฟเนสหรือความเหนียวไม่เพียงพอ วิธีนี้สามารถเพิ่มสติฟเนสให้กับอาคารเป็นอย่างมาก ช่วยในการควบคุมการโยกตัวของอาคารได้เป็นอย่างดี แต่อย่างไรก็ตามจะทำให้พฤติกรรมของอาคารเปลี่ยนไปอย่างมาก อาจทำให้แรงแผ่นดินไหวเข้าสู่อาคารมากยิ่งขึ้น โดยเฉพาะบริเวณที่เป็นผนังจะต้องรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นอย่างมาก อาจจำเป็นต้องมีการปรับปรุงระบบฐานรากของอาคารบริเวณดังกล่าว การเลือกตำแหน่งของผนังต้องพิจารณาให้เกิดผลของการบิดของอาคารน้อยที่สุด และไม่กระทบต่อการใช้งานเดิมของอาคาร รูปที่ 5.2 แสดงตัวอย่างการเพิ่มผนังในโครงข้อแข็ง ในการทดสอบของ Hayashi และคณะ (1980)



รูปที่ 5.2 ตัวอย่างการเพิ่มผนังให้กับโครงข้อแข็ง

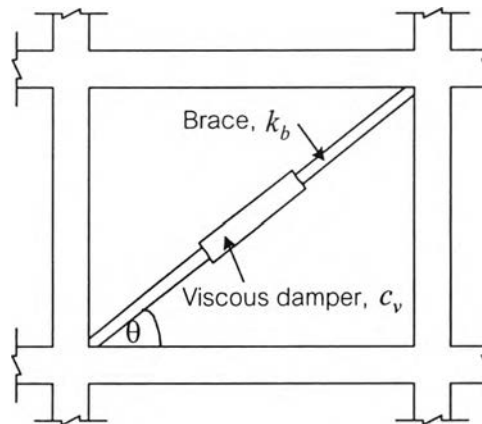
บริเวณรอยต่อระหว่างโครงข้อแข็งเดิมกับผนัง ต้องมีการออกแบบอย่างเหมาะสม เพื่อให้เกิดการถ่ายแรงอย่างสมบูรณ์ จากการศึกษาของ Altin และคณะ (1992) พบว่าหากมีการออกแบบรอยต่อได้ดีแล้วพฤติกรรมของโครงข้อแข็งที่เพิ่มผนังเข้าไป จะใกล้เคียงกับโครงข้อแข็งที่มีการหล่อเป็นเนื้อเดียวกับผนัง

ในการศึกษาค้นคว้าครั้งนี้สมมุติให้เกิดการถ่ายแรงบริเวณรอยต่อระหว่างโครงข้อแข็งเดิมและผนังอย่างสมบูรณ์ ดังนั้นสามารถวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง

ของโครงข้อแข็งที่เพิ่มผนังด้วยวิธีการแบ่งหน้าตัดออกเป็นชั้นย่อย โดยในการศึกษานี้ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งของผนังที่วิเคราะห์ได้จากโปรแกรม IDARC

### 5.1.3 การติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก (Viscoelastic damper)

นอกจากการเสริมกำลังและความเหนียวให้กับชิ้นส่วนของโครงสร้าง เพื่อเพิ่มความสามารถในการรับแรงแผ่นดินไหวให้กับอาคารแล้ว อีกวิธีหนึ่งที่สามารถทำได้คือ การเพิ่มความสามารถในการสลายพลังงานที่เข้าสู่อาคาร โดยการติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก ความหน่วงของโครงสร้างจะเพิ่มขึ้น ทำให้การตอบสนองของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวลดลง และในกรณีที่อาคารมีพฤติกรรมในช่วงอินอีลาสติก พลังงานอีลาสติกที่สลายภายในชิ้นส่วนจะมีค่าลดลง ทำให้ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคารมีค่าลดลง

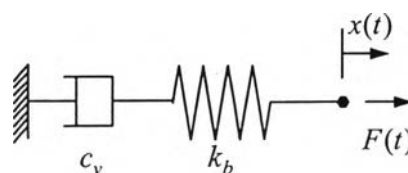


รูปที่ 5.3 การติดตั้งตัวหน่วงความหนืดกับตัวยึดแบบทแยงเข้ากับอาคาร

โดยปกติแล้วตัวหน่วงจะถูกติดตั้งกับอาคารผ่านตัวยึด (Bracing) ดังรูปที่ 5.3 เมื่อสติเฟนสในแนวแกนของตัวยึดมีค่าไม่จำกัดแล้ว แรงที่เกิดขึ้นในแนวแกนของตัวหน่วง  $F$  สามารถเขียนได้ดังสมการที่ 5.1

$$F = c_v \dot{x} \quad (5.1)$$

เมื่อ  $c_v$  คือสัมประสิทธิ์ความหน่วงของตัวหน่วง และ  $\dot{x}$  คือความเร็วสัมพัทธ์ในแนวแกนระหว่างปลายทั้งสองข้าง



รูปที่ 5.4 แบบจำลองตัวหน่วงความหนืดซึ่งต่อกับตัวยึดแบบอนุกรม

ในกรณีที่ตัวยึดมีค่าสตีเฟเนสจำกัด พฤติกรรมของตัวหน่วงร่วมกับตัวยึดสามารถจำลองได้ด้วยสปริงต่อกับตัวหน่วงในลักษณะอนุกรม ดังรูปที่ 5.4 จะสามารถเขียนความสัมพันธ์ดังกล่าวได้ดังสมการที่ 5.2 เมื่อ  $k_b$  คือสตีเฟเนสในแนวแกนของตัวยึด

$$F + \frac{c_v}{k_b} \frac{dF}{dt} = c_v \dot{x} \quad (5.2)$$

จากสมการที่ 5.2 สามารถหาแรงในแนวแกนของตัวหน่วงได้ดังสมการที่ 5.3

$$F = k'(\omega)x + c'(\omega)\dot{x} \quad (5.3)$$

$$\text{โดยที่ } k'(\omega) = \frac{c_v \tau \omega^2}{1 + \tau^2 \omega^2} \quad (5.4)$$

$$c'(\omega) = \frac{c_v}{1 + \tau^2 \omega^2} \quad (5.5)$$

$$\tau = \frac{c_v}{k_b} \quad (5.6)$$

ค่าอัตราส่วนความหน่วงของอาคารในการสั่นโหมดที่  $k$  ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการติดตั้งตัวหน่วงสามารถประมาณได้จากสมการที่ 5.8 เมื่อ  $W_k$  คือพลังงานที่สลายโดยตัวหน่วงในหนึ่งรอบของการสั่น และ  $L_k$  คือพลังงานความเครียดสูงสุด (Maximum strain energy)

$$\zeta_k = \frac{W_k}{4\pi L_k} \quad (5.8)$$

$$\text{โดยที่ } W_k = \pi \omega_k \sum_j c_j \cos^2 \theta_j \phi_{rj}^2 \quad (5.9)$$

$$L_k = \frac{1}{2} \omega_k^2 \sum_i m_i \phi_i^2 \quad (5.10)$$

$c_j$  คือสัมประสิทธิ์ความหน่วงของตัวหน่วงที่  $j$

$\theta_j$  คือมุมเอียงในการติดตั้งตัวหน่วงที่  $j$

$\omega_k$  คือความเร็วเชิงมุมของโหมดที่  $k$

$\phi_i$  คือ Modal displacement ของมวล  $m_i$

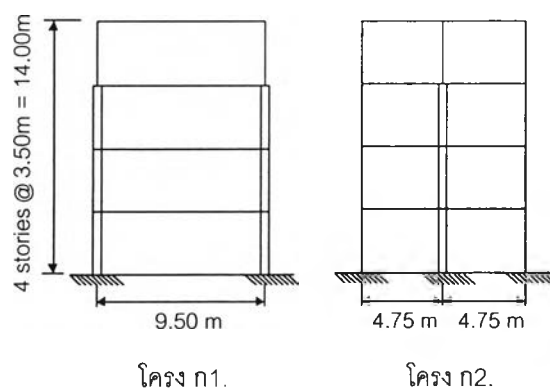
$\phi_{rj}$  คือ Relative modal displacement ระหว่างชั้นที่มีการติดตั้งตัวหน่วงที่  $j$

สำหรับอาคารเรียน ก. ซึ่งประกอบไปด้วยโครงข้อแข็งแตกต่างกัน 2 โครง พบว่าโครง ก2. เป็นโครงที่มีการก่อผนังก่ออิฐอยู่ที่ช่วงคานด้านซ้ายจากชั้นที่ 1 ถึง 4 หากเปลี่ยนส่วนของผนังก่ออิฐเป็นผนังคอนกรีตเสริมเหล็กหรือติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานที่ตำแหน่งดังกล่าว จะมีผลกระทบต่อการใช้งานของอาคารเรียนเพียงเล็กน้อย ดังนั้นจะพิจารณาการเพิ่มความต้านทานให้กับอาคาร ก. ทั้ง 3 วิธี แต่สำหรับอาคารเรียน ข. จะพบว่าในบริเวณชั้นที่ 1 เดิมเป็นบริเวณเปิดโล่ง และมีความยาวช่วงคานเพียงช่วงเดียว การเพิ่มผนังหรือติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานในอาคารดังกล่าวจะเป็นการกีดขวางการใช้งานอย่างมากดังนั้นสำหรับอาคารเรียน ข. จะพิจารณาเฉพาะวิธีการห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก

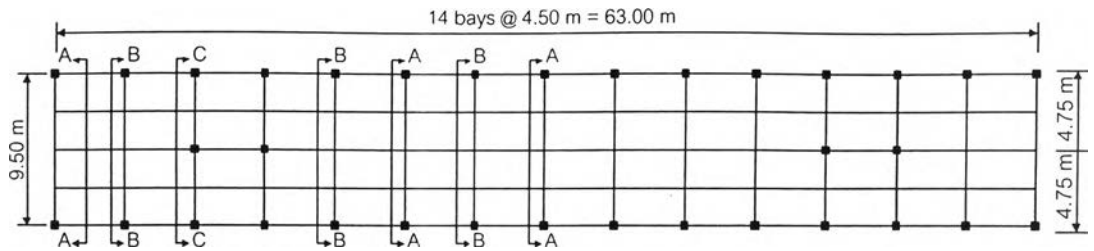
## 5.2 พฤติกรรมของอาคารเรียน ก. ภายหลังการเพิ่มความต้านทานแผ่นดินไหว

### 5.2.1 การเพิ่มความต้านทานด้วยวิธีห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก

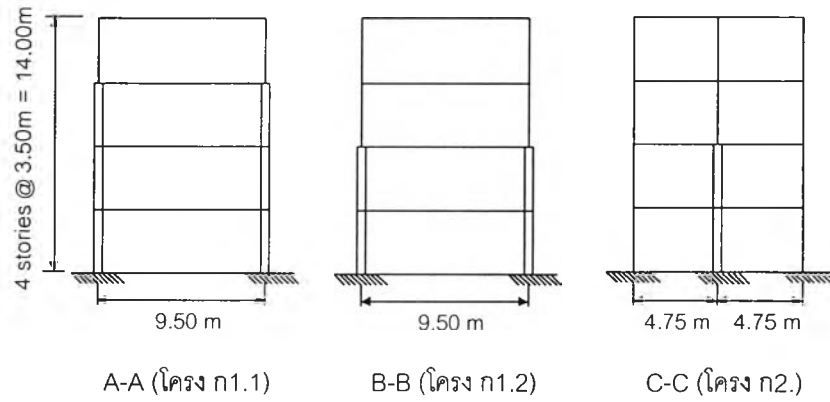
จากการวิเคราะห์อาคารเรียน ก. ในบทที่ผ่านมาพบว่า อาคารเรียน ก. มีความเสียหายอย่างมากในเสาชั้นที่ 1 และ 2 ของโครง ก1. และเสาภายในของชั้นที่ 1 และ 2 ของโครง ก2. ดังนั้นจึงพิจารณาปรับปรุงเสาดังกล่าวด้วยวิธีห่อหุ้ม แต่อย่างไรก็ตามพบว่า การห่อหุ้มเฉพาะเสาในตำแหน่งดังกล่าว เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตและวิธีพลศาสตร์ จะพบว่าเกิดการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและความเสียหายในเสาชั้นที่ 3 ซึ่งไม่ได้ห่อหุ้มอย่างมาก ซึ่งเป็นผลมาจากความแตกต่างของสติเฟเนสของชั้น 2 และ 3 และการเกิดการครากในเสา ดังนั้นในการศึกษาค้างนี้ จึงเสนอรูปแบบการห่อหุ้มเสาของอาคารเรียน ก. ไว้ 2 รูปแบบด้วยกัน ดังรูปที่ 5.5 และรูปที่ 5.6 โดยมีรายละเอียดการเสริมเหล็กของเสาที่ทำการห่อหุ้มดังรูปที่ 5.7 ถึงแม้ว่าในการศึกษาค้างนี้ไม่ได้พิจารณาผลการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน แต่อย่างไรก็ตาม เสาที่ทำการห่อหุ้มได้พิจารณาออกแบบให้สามารถรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในขณะที่เกิดโมเมนต์สูงสุดได้



รูปที่ 5.5 รูปแบบการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1

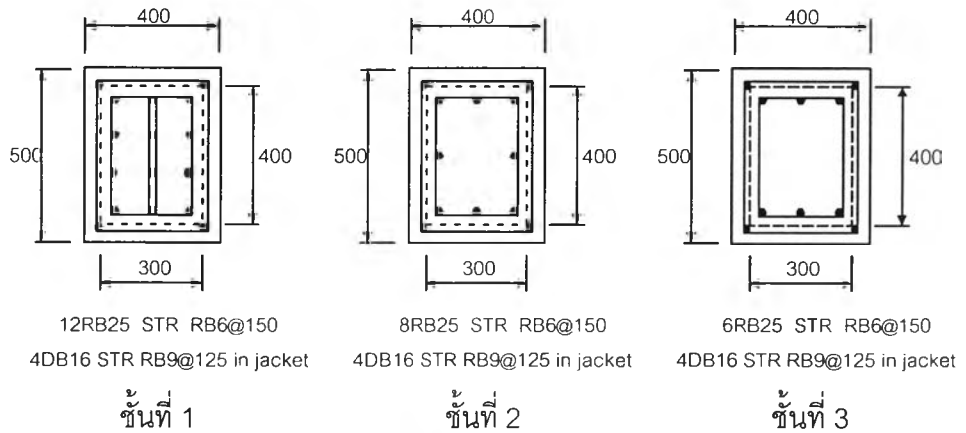


(ก) รูปแปลน



(ข) รูปตัดด้านข้าง

รูปที่ 5.6 รูปแบบการห่อหุ้มเสาแบบที่ 2



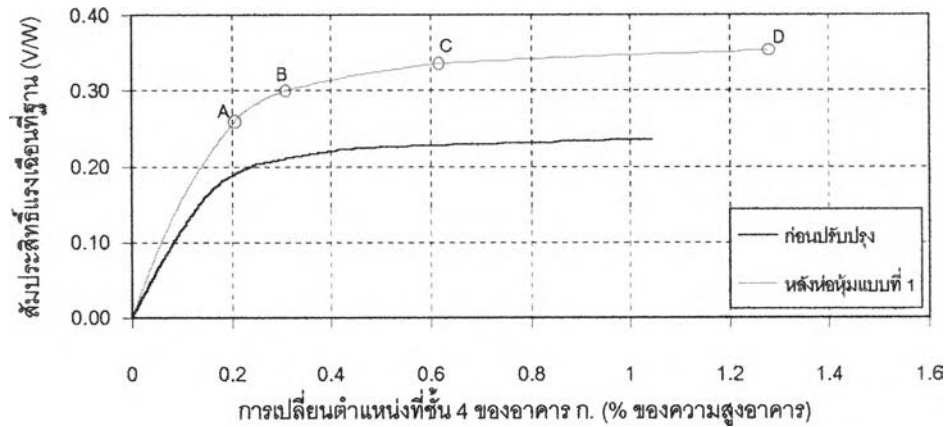
รูปที่ 5.7 รายละเอียดการเสริมเหล็กในส่วนห่อหุ้มเสาชั้นที่ 1 ถึง 3

รูปแบบการห่อหุ้มแบบที่ 1 จะห่อหุ้มเสาชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 3 ของโครง ก1. และเสาภายในของโครง ก2. ซึ่งมีจำนวนของเสาที่ต้องห่อหุ้มทั้งหมด 78 ต้น จากทั้งหมด 136 ต้น รูปแบบการห่อหุ้มแบบที่ 2 จะลดปริมาณเสาที่ห่อหุ้มในชั้นที่ 3 ของโครง ก2. ส่วนในโครง ก1. จะห่อหุ้มเสาในชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 3 จำนวน 5 โครง ส่วนโครง ก1. อีก 6 โครงจะห่อหุ้มเฉพาะเสาในชั้นที่ 1 และ 2 โดยมีเสาที่ต้องห่อหุ้มจำนวน 62 ต้น

การห่อหุ้มใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดประลัย 300 กก/ซม<sup>2</sup>. กำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 4000 กก/ซม<sup>2</sup>. และ 2400 กก/ซม<sup>2</sup>. ตามลำดับ

5.2.1.1 พฤติกรรมอาคารเรียน ก. ที่ห่อหุ้มเสาแบบที่ 1

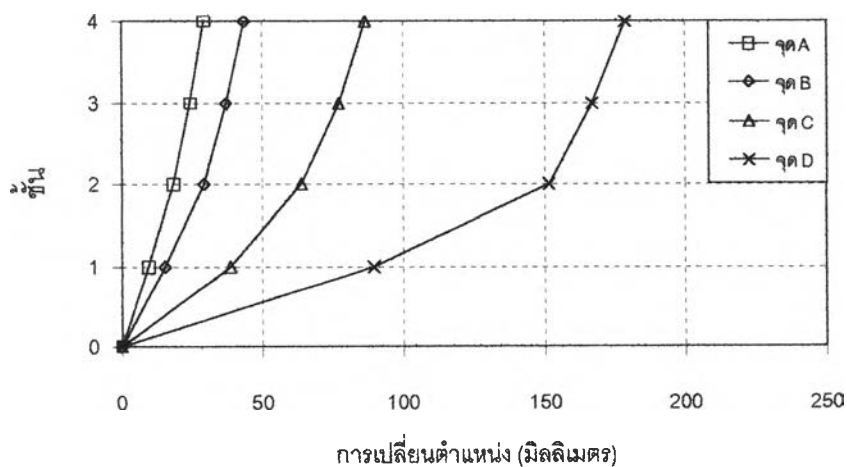
อาคารเรียน ก. ภายหลังจากการห่อหุ้มแบบที่ 1 มีความถี่ธรรมชาติของอาคารสูงขึ้น โดยมีค่าเท่ากับ 2.37 เฮิรท์ท ความสามารถในการรับแรงดันด้านข้างของอาคารเพิ่มขึ้น เมื่อพิจารณาจากค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดมีค่า 0.35 โดยที่มีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 สูงสุด เท่ากับ 1.28 % ของความสูงของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 5.8



รูปที่ 5.8 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้น 4 ของอาคารเรียน ก.

หลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1 ภายใต้อิทธิพลของแรงด้านข้างแบบสถิตย์

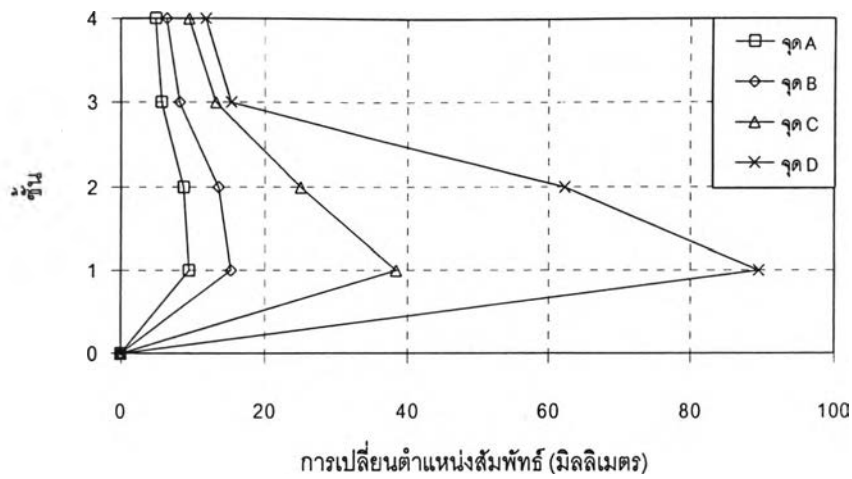
การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ของชั้นแสดงดังรูปที่ 5.9 และ 5.10 โดยลักษณะการโก่งตัวของอาคารมีลักษณะคล้ายกับอาคารก่อนการห่อหุ้ม เนื่องจากระบบโครงสร้างของอาคารยังคงเป็นโครงข้อแข็ง การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ระหว่างชั้นเกิดขึ้นมากในชั้นที่ 1 และ 2 ที่สภาวะวิบัติจะเกิดการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์มากในชั้นที่ 1 และชั้นที่ 2 อย่างเห็นได้ชัด



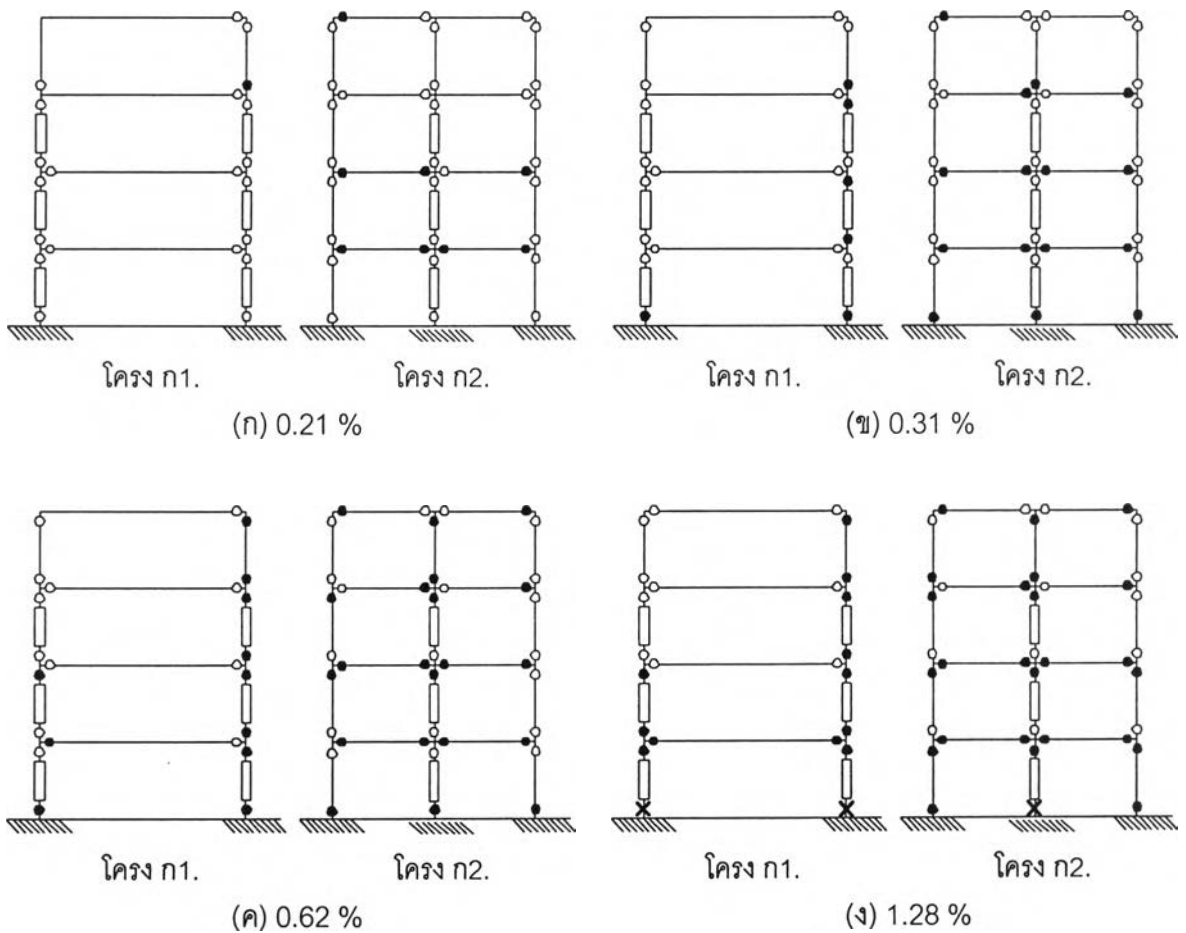
รูปที่ 5.9 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคารเรียน ก. หลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1

ภายใต้อิทธิพลของแรงด้านข้างแบบสถิตย์ ณ จุดต่างๆ ในรูปที่ 5.8





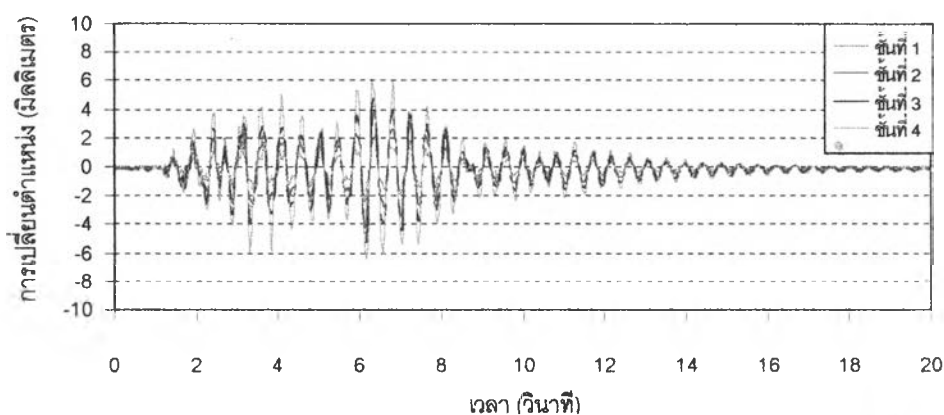
รูปที่ 5.10 การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ของอาคารเรียน ก. หลังห่อหุ้มเสาแบบที่ 1 ภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้างแบบสถิต ณ จุดต่างๆ ในรูปที่ 5.8



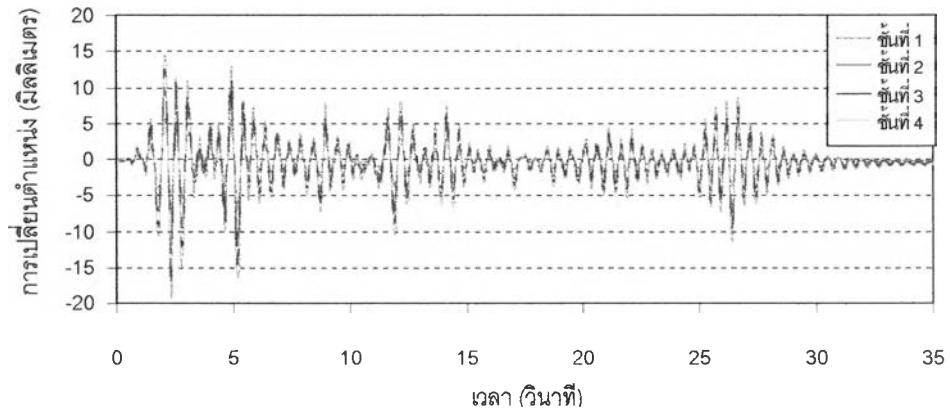
รูปที่ 5.11 รูปแบบความเสียหายของอาคารเรียน ก. หลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1 ภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้าง ที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 ต่างๆ เทียบกับความสูงของอาคาร

รูปแบบความเสียหายของอาคารที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 ต่างๆ แสดงดังรูปที่ 5.11 พบว่าการครากยังคงเริ่มขึ้นที่คานในชั้นที่ 1 และ 2 ของโครง ก2. และเมื่อแรงดันด้านข้างเพิ่มขึ้นจนกระทั่งมีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 เท่ากับ 0.21 % ของความสูงของอาคาร ดังรูปที่ 5.11ก จะเริ่มเกิดการครากในเสาเป็นครั้งแรกที่เสาชั้นที่ 4 ของโครง ก1. ซึ่งไม่มีการห่อหุ้ม แทนที่จะเป็นเสาในชั้นที่ 2 ดังเช่นอาคารก่อนการห่อหุ้ม แต่อย่างไรก็ตาม เมื่อการเปลี่ยนตำแหน่งเพิ่มขึ้น การครากก็เริ่มเกิดขึ้นในเสาดังกล่าวตามมา และเมื่อมีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 1 เท่ากับ 0.62 % ของความสูงอาคาร พบว่าเสาซึ่งมีการห่อหุ้มมีกำลังเพียงพอที่จะทำให้เกิดมีการครากเกิดขึ้นในคานชั้นที่ 1 ของโครง ก1. และที่สภาวะวิบัติดังรูปที่ 5.11ง พบว่าเกิดการครากและการวิบัติเป็นจำนวนมากของเสาชั้นที่ 1

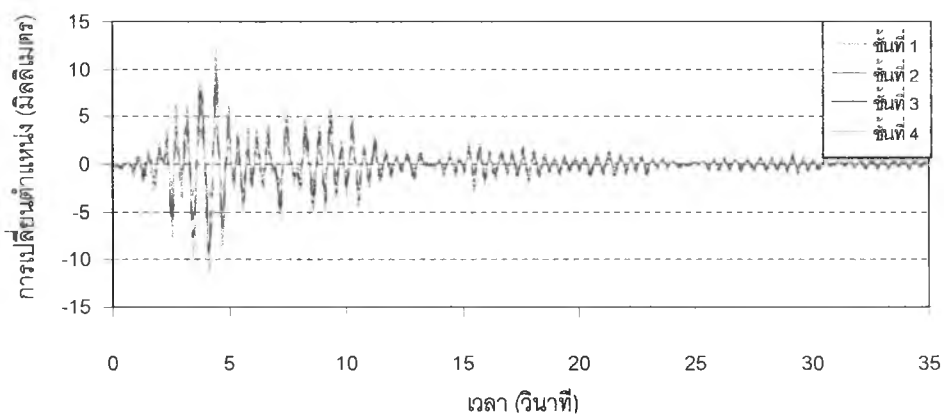
เมื่อวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ พบว่าภายใต้แผ่นดินไหวขนาด 0.10g ความถี่การสั่นของอาคารสูงกว่าอาคารเดิมเล็กน้อย การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคารแสดงดังรูปที่ 5.12 ถึง 5.15 การเปลี่ยนตำแหน่งของชั้นต่างๆ ของอาคารมีขนาดลดลง โดยเฉพาะกรณีคลื่น Loma Prieta สามารถลดการเปลี่ยนตำแหน่งลงอย่างมาก ทั้งนี้เนื่องมาจากการห่อหุ้มทำให้ความถี่ธรรมชาติของอาคารสูงขึ้น และไปอยู่ในช่วงที่คลื่น Loma Prieta ให้การตอบสนองต่ำ รูปแบบการเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุด และการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุดมีลักษณะคล้ายกับอาคารเดิม โดยการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์เกิดขึ้นมากในชั้นล่าง และมีค่าน้อยลงในชั้นสูงขึ้นไป ยกเว้นกรณีของคลื่น Chiangrai ซึ่งมีการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ในชั้นที่ 4 สูงกว่าในชั้นที่ 2 และ 3 เมื่อเปรียบเทียบกับอาคารก่อนการห่อหุ้มพบว่า ในกรณีของคลื่น Chiangrai, El Centro และ Northridge การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ของชั้นลดลง ยกเว้นชั้นที่ 4 ซึ่งเพิ่มขึ้นเล็กน้อย



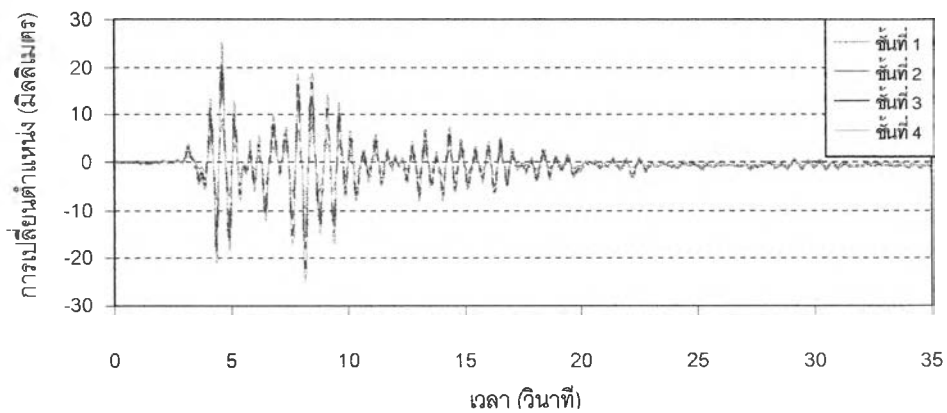
รูปที่ 5.12 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ซึ่งห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแบบที่ 1 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Chiangrai 0.10g



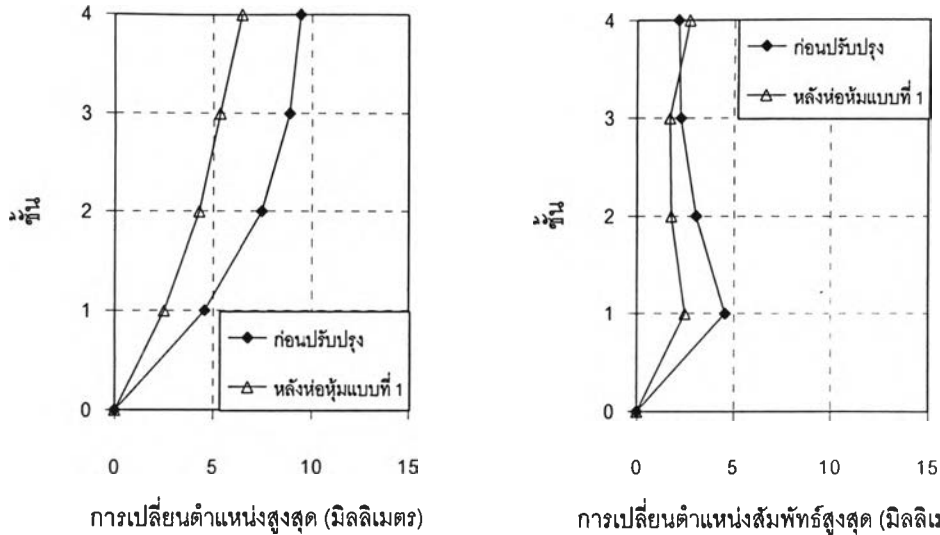
รูปที่ 5.13 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ซึ่งห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแบบที่ 1 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว El Centro 0.10g



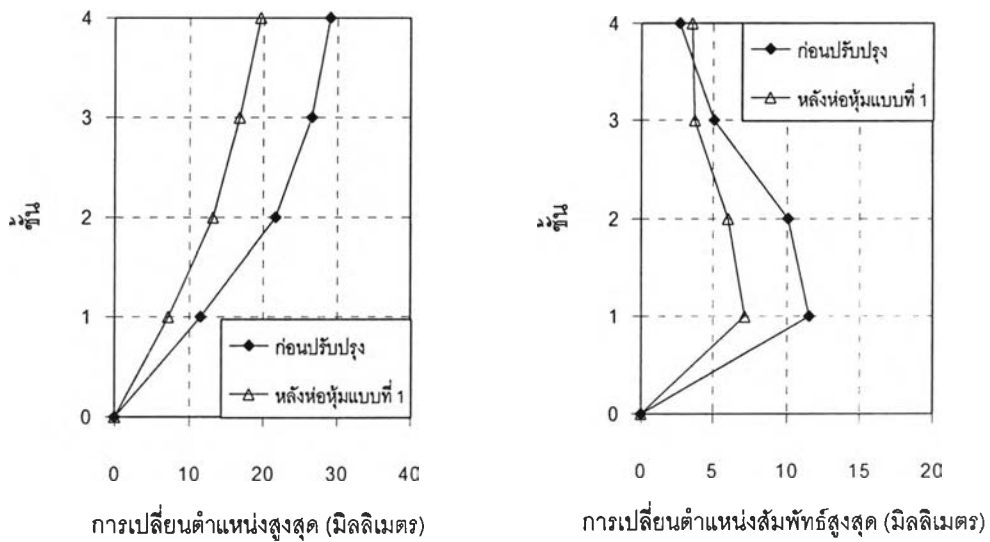
รูปที่ 5.14 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ซึ่งห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแบบที่ 1 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Loma Prieta 0.10g



รูปที่ 5.15 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ซึ่งห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแบบที่ 1 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Northridge 0.10g

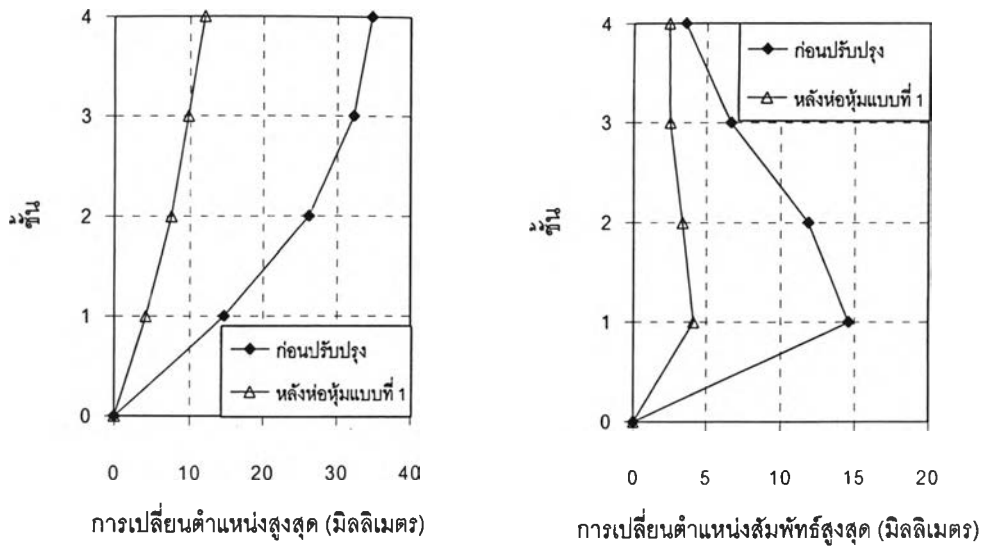


รูปที่ 5.16 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Chiangrai 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังการซ่อมแซมแบบที่ 1

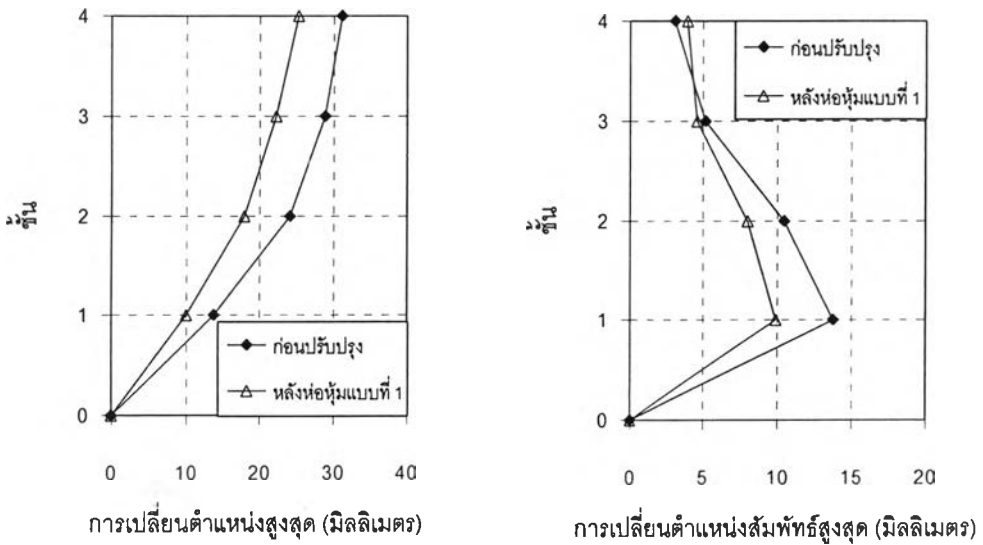


รูปที่ 5.17 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น El Centro 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังการซ่อมแซมแบบที่ 1

รูปแบบความเสียหายของอาคารแสดงดังรูปที่ 5.20 พบว่าในกรณีคลื่น Chiangrai สามารถลดรอยร้าวในเสาและคานลงได้เล็กน้อย สำหรับกรณีคลื่น El Centro, Loma Prieta และ Northridge สามารถลดการครากซึ่งเดิมเกิดขึ้นมากในเสาชั้นที่ 1, 2 และ 3 ให้เหลือเพียงรอยร้าว เนื่องจากการซ่อมแซมทำให้กำลังรับโมเมนต์ของเสาสูงขึ้น และการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ที่ลดลงก็ทำให้การครากในเสาซึ่งไม่ได้ซ่อมแซมลดลงด้วย แต่อย่างไรก็ตามพบว่า ยังคงเกิดการครากในคานของโครง ก2.

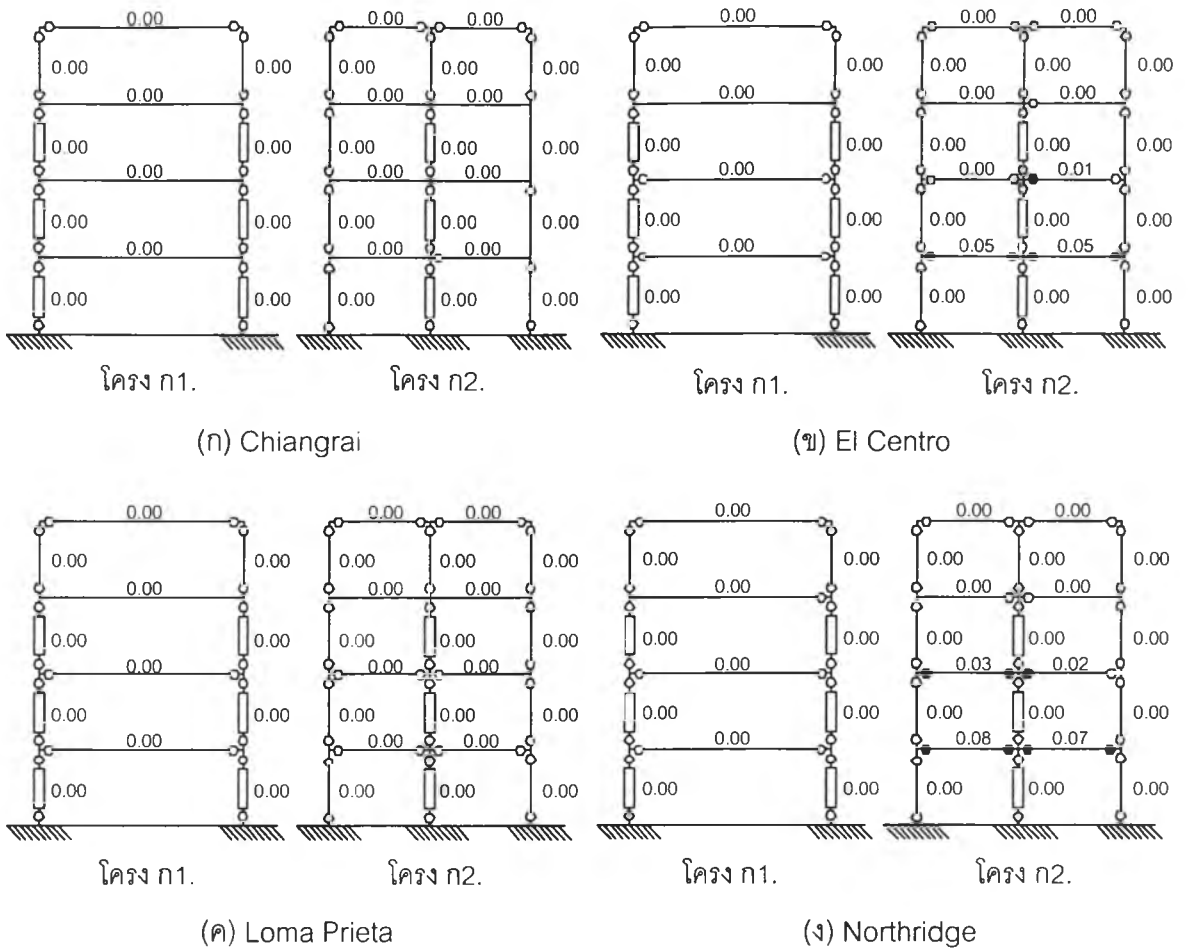


รูปที่ 5.18 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Loma Prieta 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1



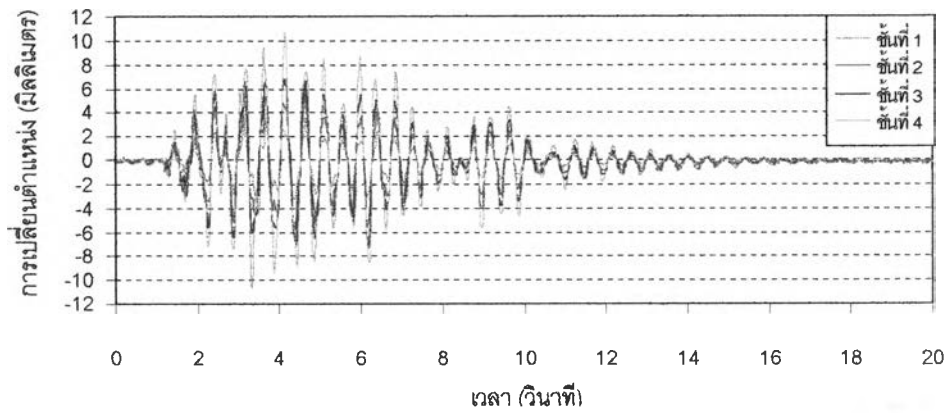
รูปที่ 5.19 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Northridge 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1

เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหายพบว่า ค่าดัชนีความเสียหายของเสามีค่าเท่ากับ 0.00 เนื่องจากยังไม่เกิดการครากในเสา ส่วนค่าดัชนีความเสียหายของคาน มีแนวโน้มลดลงโดยมีค่าในชั้นที่ 1 มากกว่าชั้นที่ 2 เล็กน้อย ค่าดัชนีความเสียหายทั้งหมดมีค่าน้อยกว่า 0.11 แสดงว่าเกิดความเสียหายขึ้นกับอาคารเพียงเล็กน้อย

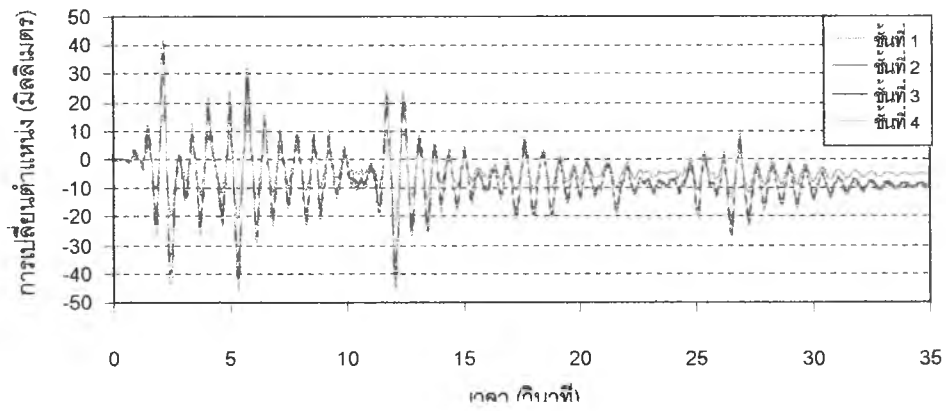


รูปที่ 5.20 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร ก. หลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1 ภายใต้แผ่นดินไหว Chiangrai, El Centro, Loma Prieta และ Northridge ขนาด 0.10g

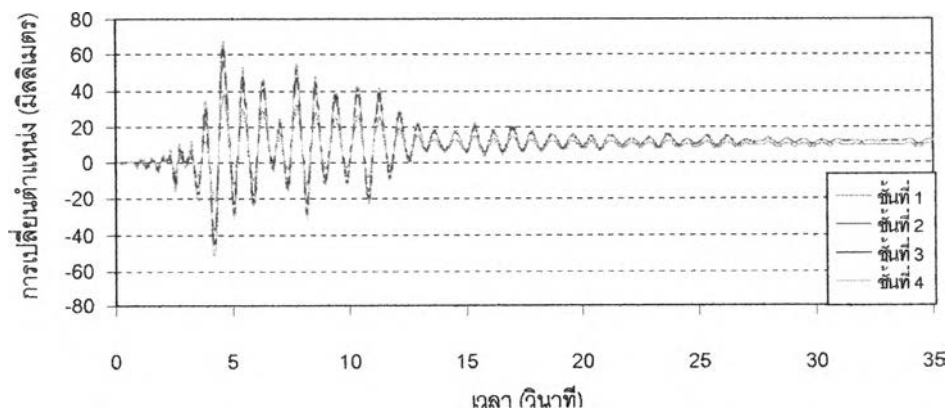
ในกรณีคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 0.20g การเปลี่ยนตำแหน่งของชั้นแสดงดังรูปที่ 5.21 ถึง 5.24 พบว่าในกรณีของคลื่น El Centro เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งแบบถาวรเล็กน้อยในชั้นที่ 1 และ 2 โดยมีค่าประมาณ 5 มิลลิเมตร ส่วนกรณี Loma Prieta และ Northridge เกิดในชั้นที่ 1 ประมาณ 10 มิลลิเมตร การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดของชั้นต่างๆ แสดงดังรูปที่ 5.25 ถึง 5.28 ในทุกกรณียกเว้นคลื่น Northridge การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดของชั้นที่ 4 ลดลง 46.7, 24.5 และ 15.5 % ตามลำดับ การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ซึ่งเกิดขึ้นมากในชั้นที่ 1 มีค่าลดลง 53.6, 52.8, 21.3 และ 25.6 % การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ในชั้นที่ 4 มีค่าเพิ่มขึ้นทุกกรณี เกิดแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 2787, 5807, 5926 และ 5456 กิโลนิวตัน คิดเป็นสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.14, 0.30, 0.31 และ 0.28 สำหรับคลื่นทั้ง 4 ตามลำดับ



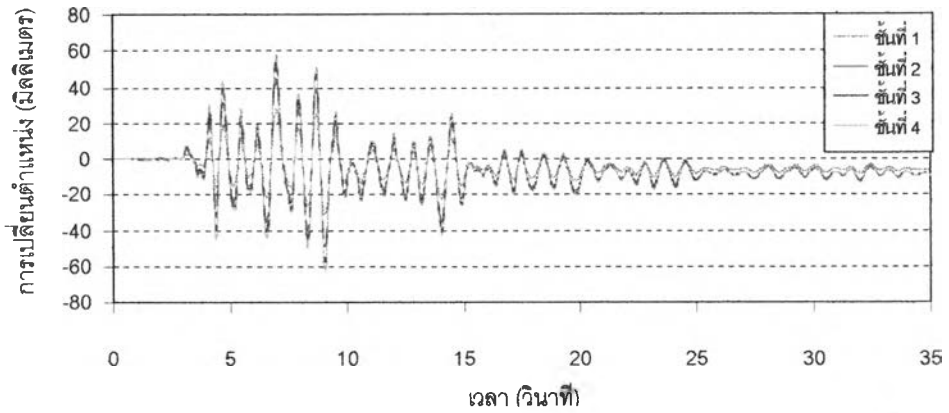
รูปที่ 5.21 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ซึ่งห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแบบที่ 1 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Chiangrai 0.20g



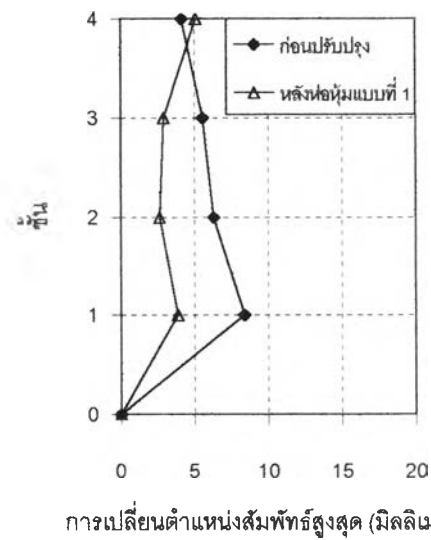
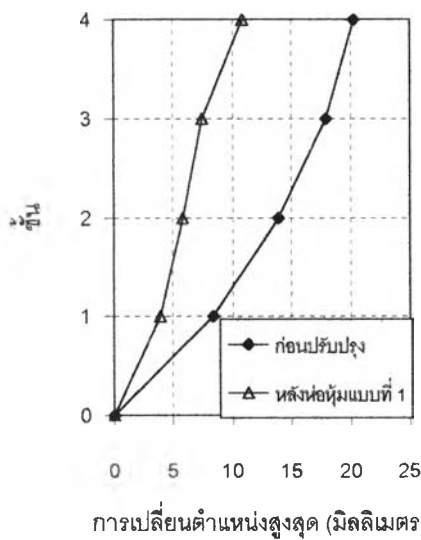
รูปที่ 5.22 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ซึ่งห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแบบที่ 1 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว El Centro 0.20g



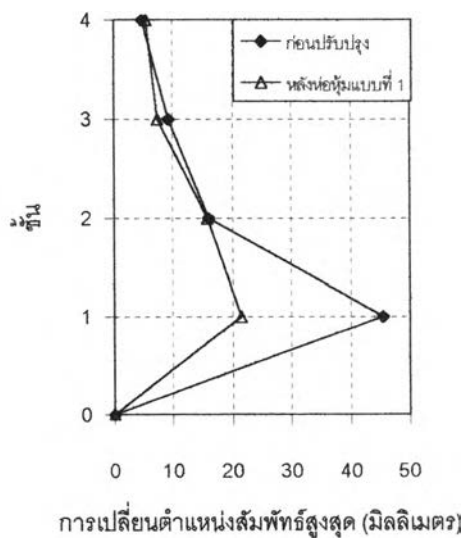
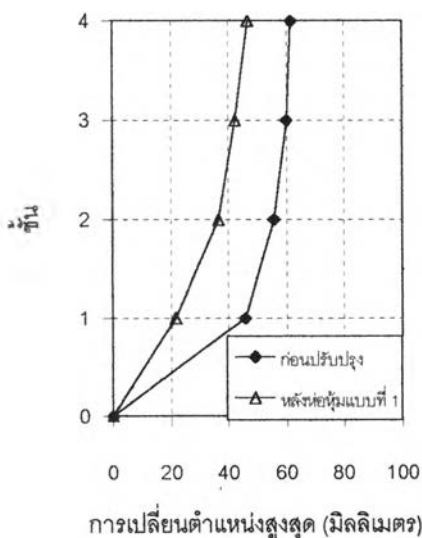
รูปที่ 5.23 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ซึ่งห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแบบที่ 1 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Loma Prieta 0.20g



รูปที่ 5.24 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ซึ่งห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแบบที่ 1 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Northridge 0.20g

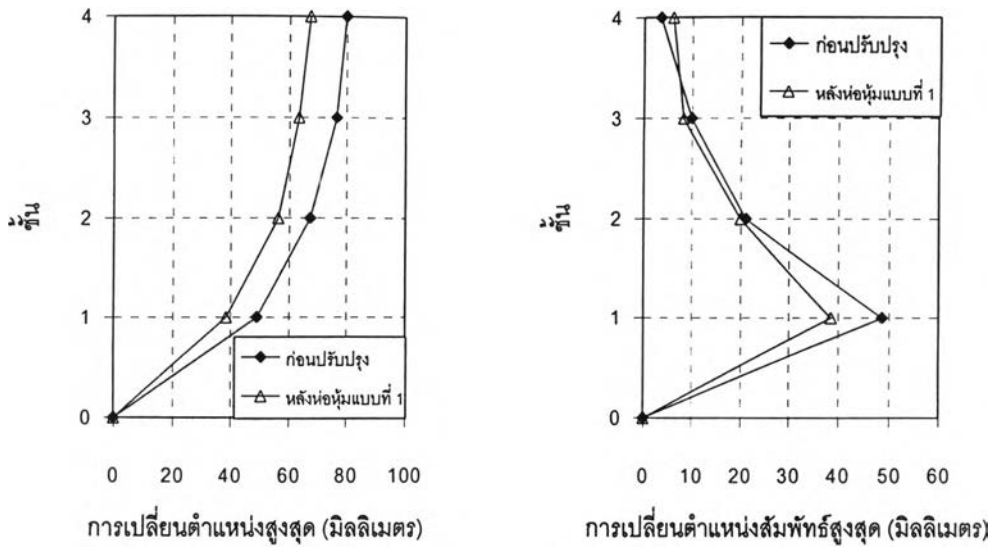


รูปที่ 5.25 การตอบสนองของของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Chiangrai 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1

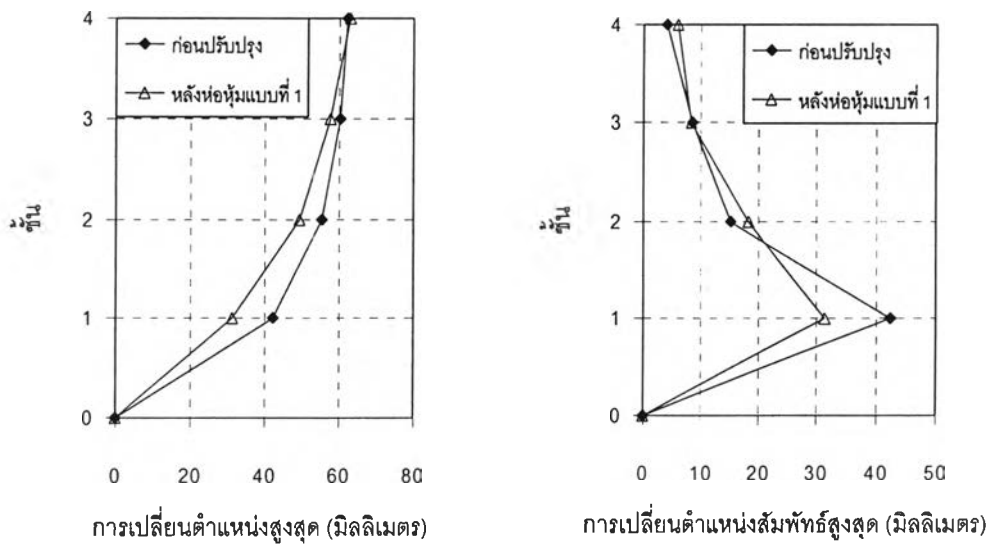


รูปที่ 5.26 การตอบสนองของของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น El Centro 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1





รูปที่ 5.27 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Loma Prieta 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1

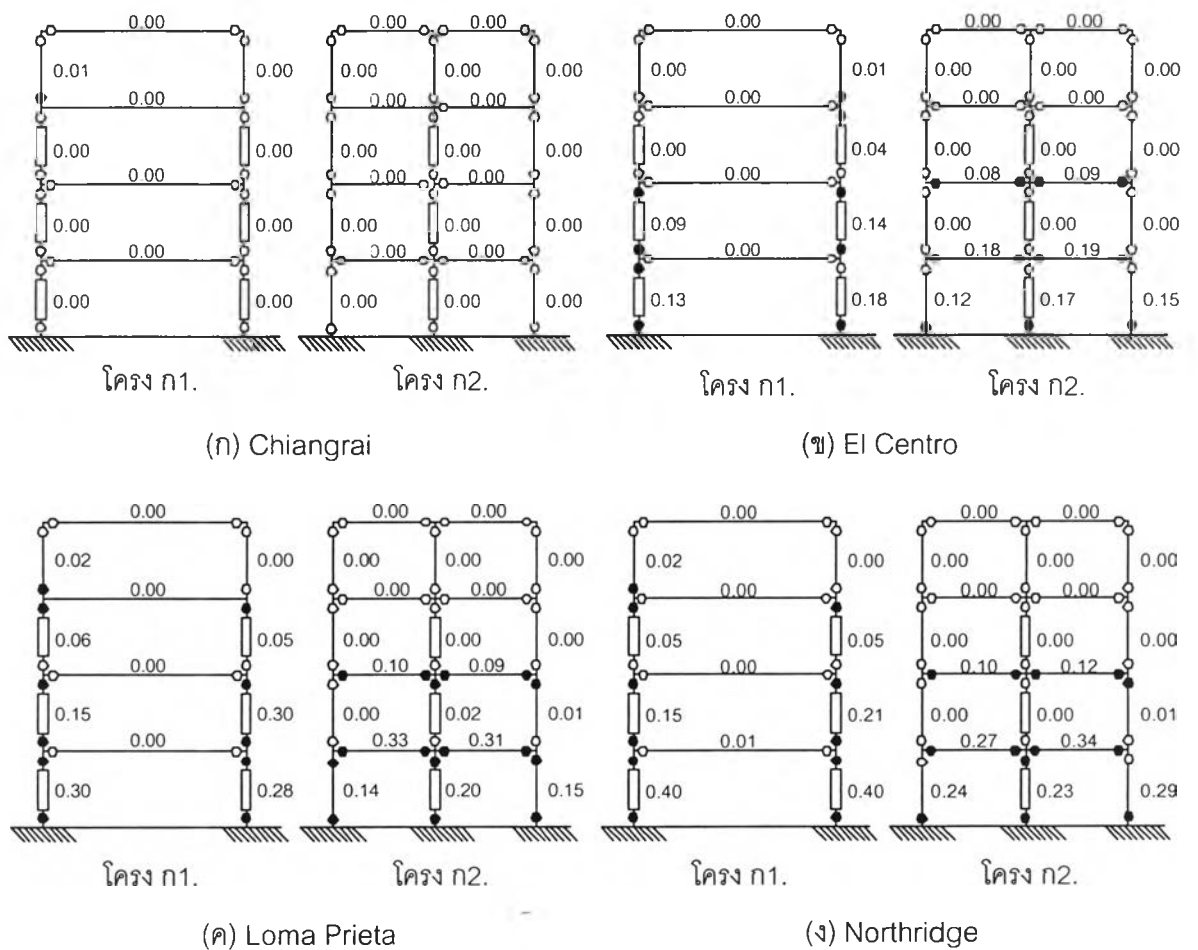


รูปที่ 5.28 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Northridge 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1

รูปที่ 5.29 แสดงรูปแบบความเสียหายของอาคาร เมื่อเปรียบเทียบกับอาคารเรียนเดิม พบว่าในกรณีคลื่น Chiangrai สามารถลดการครากในเสาชั้นที่ 2 และ 3 ของโครง ก1. ให้เหลือเพียงรอยร้าว แต่ก็พบว่าเกิดการครากในเสาชั้นที่ 4 ซึ่งไม่มีการห่อหุ้ม สำหรับคาน สามารถลดการครากในคานชั้นที่ 1 และ 2 ของโครง ก2. ให้เหลือเพียงรอยร้าว ในกรณีอีก 3 คลื่น พบว่าการห่อหุ้มสามารถลดการครากในเสาชั้นที่ 3 ของโครง ก1. และเสากภายในของโครง ก2. ในขณะที่ยังคงเกิดการครากของเสาชั้นที่ 1 และ 2 ของโครง ก1. และเสาชั้นที่ 1 ของโครง ก2. แต่เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหายของเสาเปรียบเทียบกับอาคารเดิม พบว่ามีค่าน้อยกว่า 0.40 ซึ่งมีค่าลดลงจากระดับที่เกิดความเสียหายรุนแรงถึงระดับเกิดการวิบัติ ให้เหลือเพียงระดับที่เกิดความ

เสียหายปานกลาง สามารถซ่อมแซมได้ โดยค่าดัชนีความเสียหายมีค่ามากในชั้นที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

สำหรับความเสียหายในคาน พบว่าไม่สามารถลดการครากในคานชั้นที่ 1 และ 2 ลงได้ โดยเมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหายแล้วพบว่าค่าดัชนีความเสียหายของคานมีค่าเพิ่มขึ้นเล็กน้อย เนื่องจากกำลังและสถิติพเนสของเสาที่เพิ่มขึ้น แต่อย่างไรก็ตามค่าดัชนีความเสียหายดังกล่าวยังคงมีค่าน้อยกว่า 0.40 ซึ่งจัดอยู่ในระดับเกิดความเสียหายปานกลาง สามารถซ่อมแซมได้

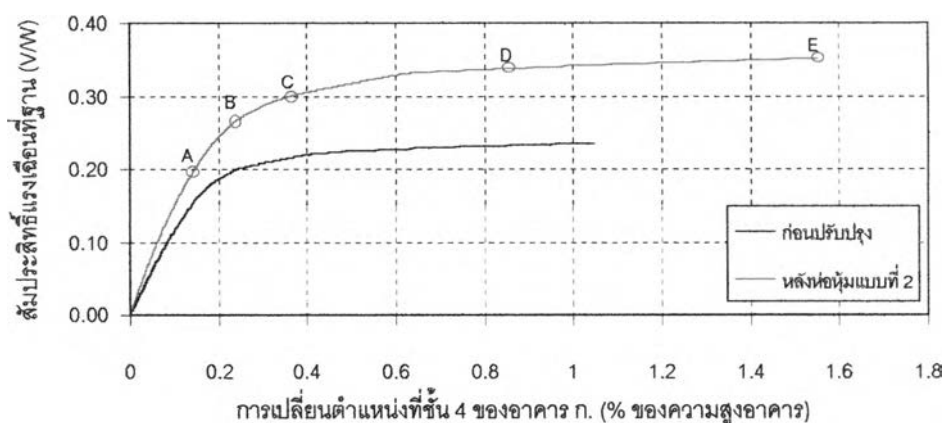


รูปที่ 5.29 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร ก. หลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1 ภายใต้แผ่นดินไหว Chiangrai, El Centro, Loma Prieta และ Northridge ขนาด 0.20g

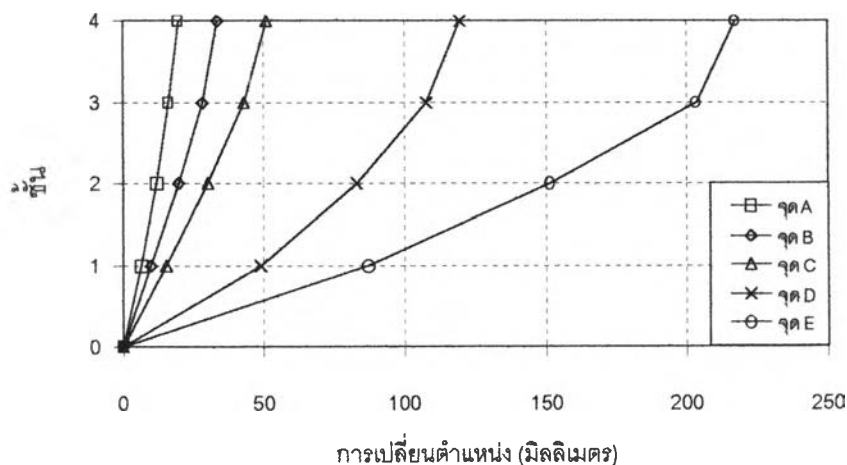
5.2.1.2 พฤติกรรมอาคารเรียน ก. ที่ห่อหุ้มเสาแบบที่ 2

อาคารเรียน ก. ภายหลังจากห่อหุ้มเสาแบบที่ 2 มีความถี่ของอาคารใกล้เคียงกับการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1 โดยมีค่าเท่ากับ 2.32 เฮิรซ์ท์ เมื่อวิเคราะห์ความสามารถในการรับแรง

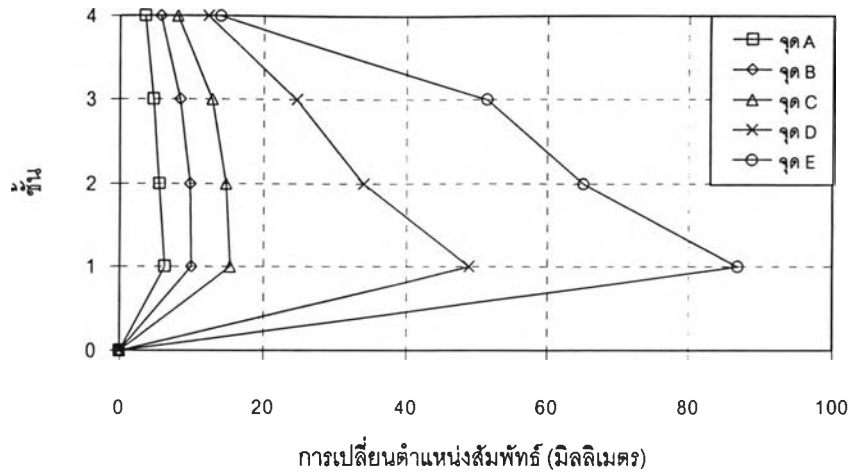
ด้านข้างของอาคาร ดังรูปที่ 5.30 พบว่า ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.35 เช่นเดียวกับกรณีการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1 แต่การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 สูงสุดสามารถไปได้ถึง 1.55 % ของความสูงของอาคาร เมื่อพิจารณาการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ของชั้นดังรูปที่ 5.32 พบว่ามีค่ามากในชั้นล่าง และลดลงในชั้นที่สูงขึ้น และพบว่าที่สภาวะวิบัติเกิดการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ในชั้นที่ 1 และ 2 มีค่าใกล้เคียงกับการห่อหุ้มแบบที่ 1 แต่ในชั้นที่ 3 มีค่าสูงขึ้นประมาณ 3.4 เท่า เนื่องจากการลดเสาที่ห่อหุ้มในชั้นที่ 3 ทำให้เกิดความเสียหายของเสาในชั้นดังกล่าวเป็นจำนวนมาก



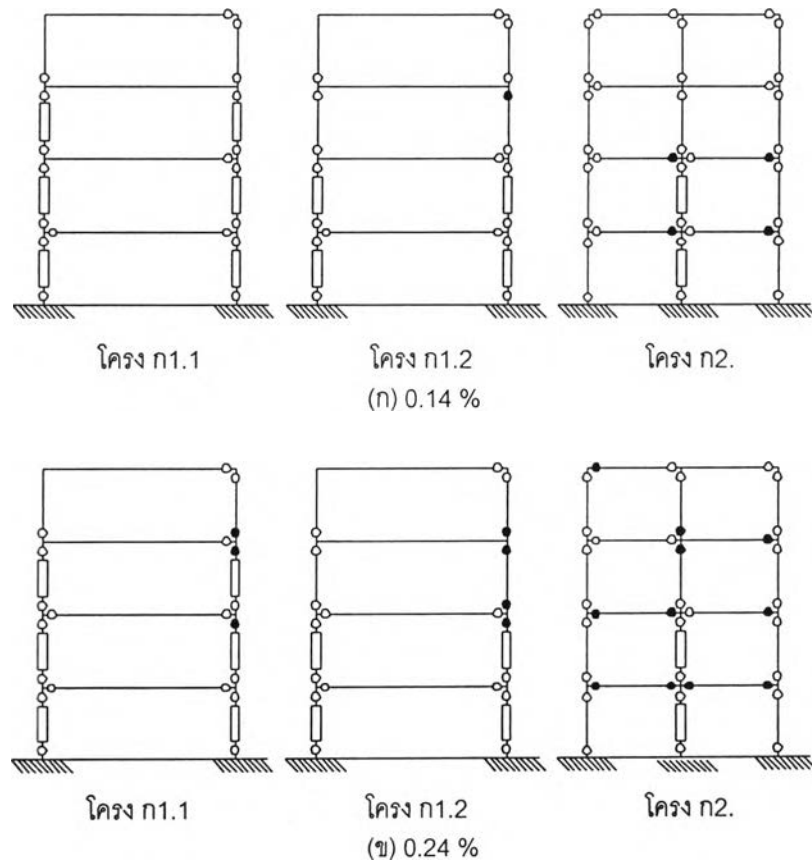
รูปที่ 5.30 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้น 4 ของอาคารเรียน ก. หลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 2 ภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้างแบบสถิตย์



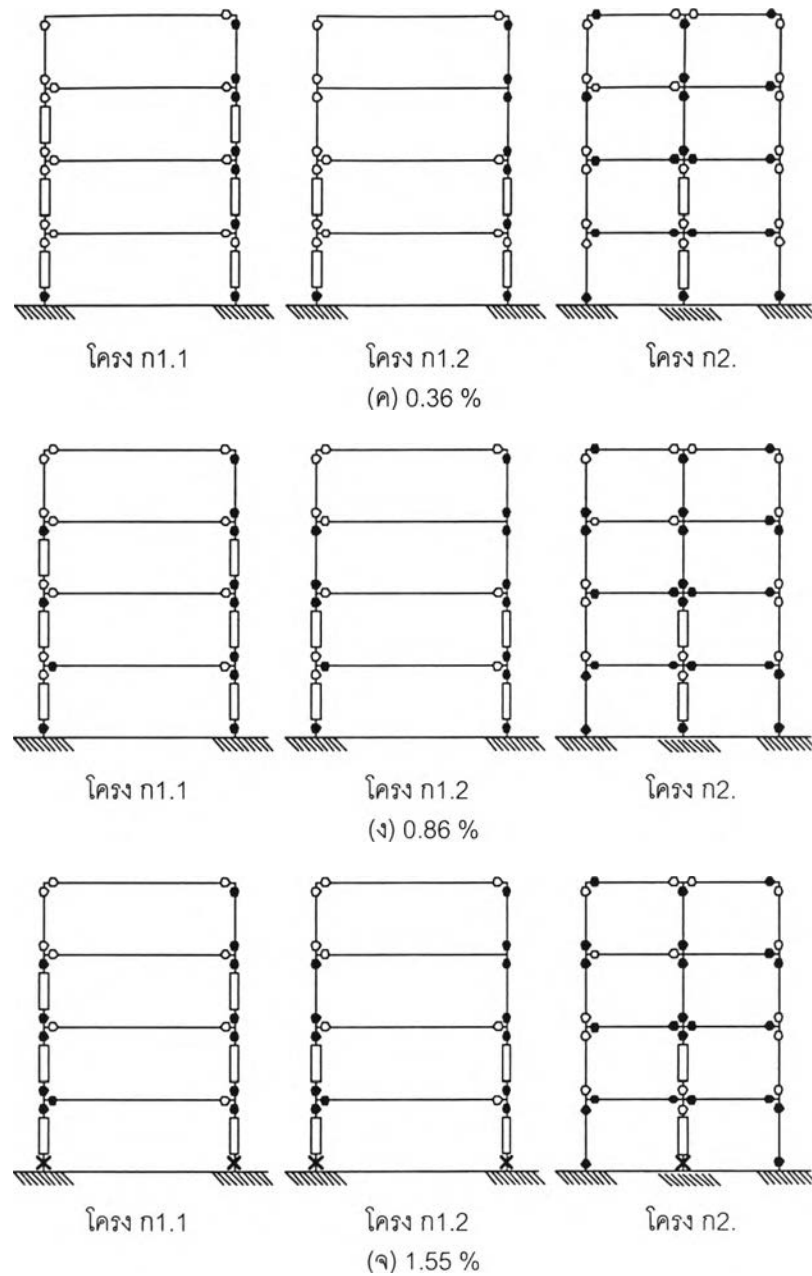
รูปที่ 5.31 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคารเรียน ก. หลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 2 ภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้างแบบสถิตย์ ณ จุดต่างๆ ในรูปที่ 5.30



รูปที่ 5.32 การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ของอาคารเรียน ก. หลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 2 ภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้างแบบสถิต ณ จุดต่างๆ ในรูปที่ 5.30



รูปที่ 5.33 รูปแบบความเสียหายของอาคารเรียน ก. หลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 2 ภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้าง ที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 ต่างๆ เทียบกับความสูงของอาคาร



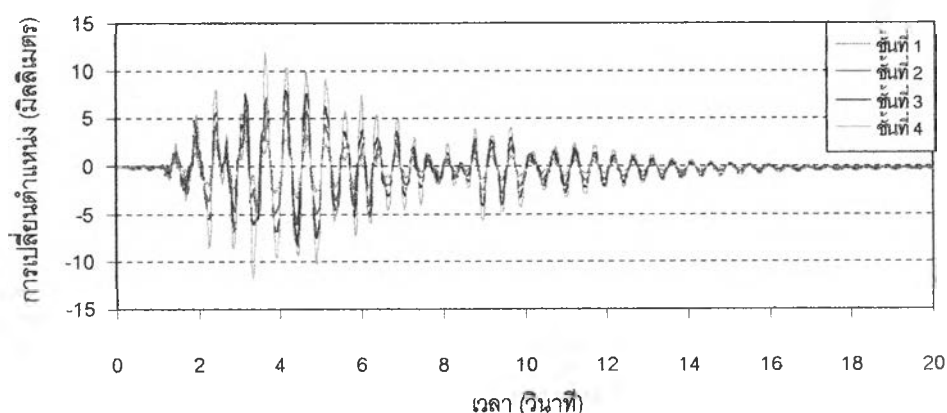
รูปที่ 5.33(ต่อ) รูปแบบความเสียหายของอาคารเรียน ก. หลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 2 ภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้าง ที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 ต่างๆ เทียบกับความสูงของอาคาร

รูปที่ 5.33 แสดงความเสียหายของอาคารที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งชั้นที่ 4 ต่างๆ พบว่าการครากเริ่มเกิดขึ้นที่คานของโครง ก2. เมื่อการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 เท่ากับ 0.14% ของความสูงอาคาร จะเกิดการครากในเสาเป็นครั้งแรก โดยเกิดขึ้นที่เสาชั้นที่ 3 ของโครง ก1.2 ซึ่งไม่มีการห่อหุ้ม และเมื่อมีการเปลี่ยนตำแหน่ง 0.21% ของความสูงอาคาร มีการครากในเสาชั้นที่ 3 และ 4 มากขึ้น โดยเฉพาะในโครง ก1.2 เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1 ที่การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 ที่เท่ากัน พบว่า ความเสียหายเกิดขึ้นในชั้นที่ 3 และ 4 มากขึ้น และเมื่อมี

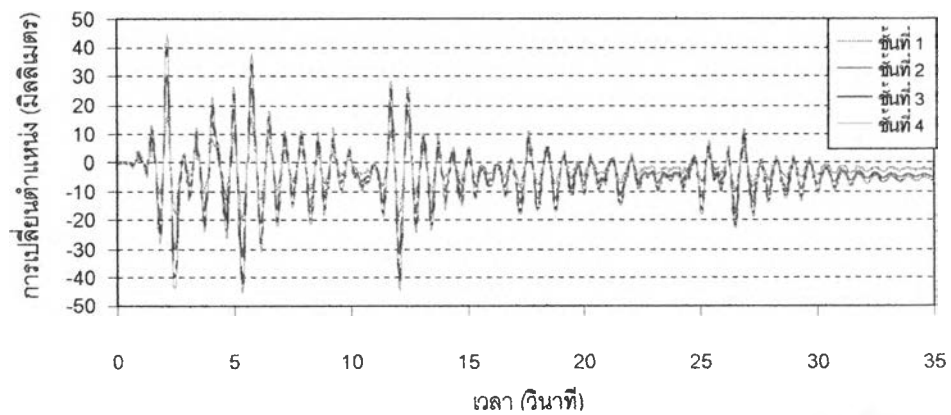
การเปลี่ยนตำแหน่งเท่ากับ 0.36 % เกิดการครากของเสาทางด้านขวาของโครง ก1.1 และ ก1.2 ตลอดความสูง เนื่องจากเสาด้านนี้เกิดการเสริมกันระหว่างโมเมนต์เนื่องจากแรงในแนวตั้งและแรงดันด้านข้างและเกิดการครากที่เสาส่วนล่างของอาคาร การครากจะขยายไปสู่เสาทางด้านซ้ายและพบการครากในคานของโครง ก1.1 และ ก1.2 เมื่อมีการเปลี่ยนตำแหน่งเท่ากับ 0.87 % ของความสูงอาคาร ดังรูปที่ 5.33 การเปลี่ยนตำแหน่งจะเพิ่มอย่างรวดเร็ว จนเกิดการวิบัติเมื่อการเปลี่ยนตำแหน่งเท่ากับ 1.55 % ของความสูงอาคาร เนื่องจากการวิบัติของชั้นที่ 1 เช่นเดียวกับกรณีการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1 แต่พบว่าเกิดการครากในเสาชั้นที่ 3 มากขึ้น

เมื่อวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ ภายใต้แรงแผ่นดินไหวขนาด 0.10g พบว่าการเปลี่ยนตำแหน่ง ตลอดจนรูปแบบความเสียหาย และค่าดัชนีความเสียหาย ใกล้เคียงกับกรณีของการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1 ดังนั้นจึงจะกล่าวถึงเฉพาะกรณีภายใต้แรงแผ่นดินไหวขนาด 0.20g

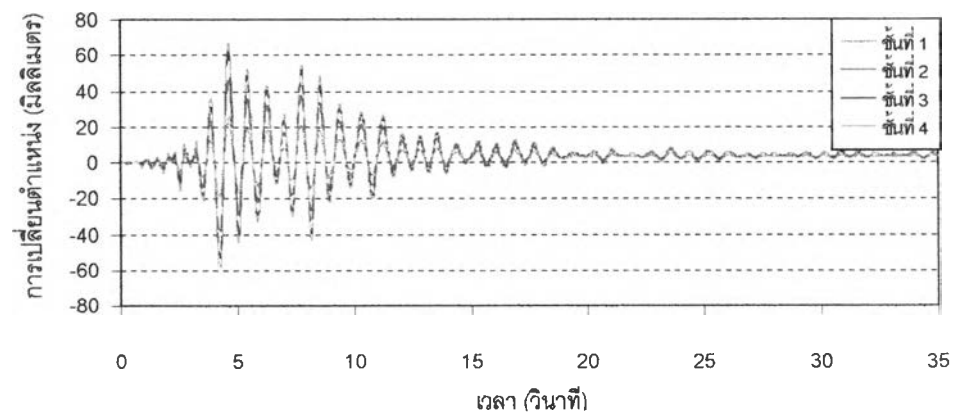
ภายใต้แรงแผ่นดินไหวขนาด 0.20g การเปลี่ยนตำแหน่งของชั้นแสดงดังรูปที่ 5.34 ถึง 5.37 เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีการห่อหุ้มเสาแบบที่ 1 ในกรณีของคลื่น Chiangrai การเปลี่ยนตำแหน่งไม่แตกต่างไปจากเดิมมากนัก แต่ในกรณีของคลื่น El Centro พบว่า เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งแบบถาวรในชั้นที่ 1 และ 2 ลดลงจาก 5 มิลลิเมตร เหลือ 2.5 มิลลิเมตร ในขณะที่เริ่มเกิดการเปลี่ยนตำแหน่งแบบถาวรในชั้นที่ 3 เล็กน้อย ส่วนในกรณี Loma Prieta และ Northridge การเปลี่ยนตำแหน่งแบบถาวรในชั้นที่ 1 ลดลงจาก 10 มิลลิเมตร เหลือเพียงประมาณ 3 มิลลิเมตร การลดลงของการเปลี่ยนตำแหน่งแบบถาวร เนื่องมาจากการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุดในชั้นดังกล่าวลดลงดังแสดงในรูปที่ 5.38 ถึง 5.41



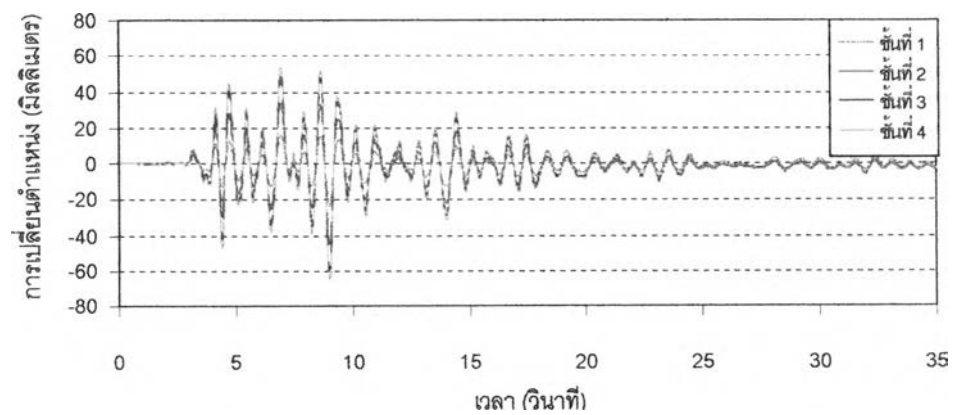
รูปที่ 5.34 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ซึ่งห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแบบที่ 2 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Chiangrai 0.20g



รูปที่ 5.35 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ซึ่งห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแบบที่ 2 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว El Centro 0.20g

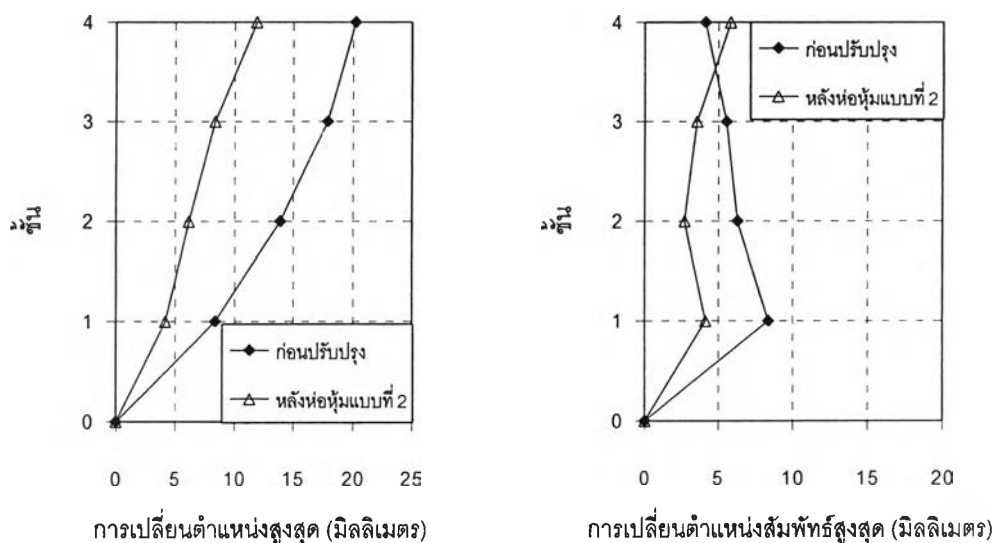


รูปที่ 5.36 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ซึ่งห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแบบที่ 2 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Loma Prieta 0.20g

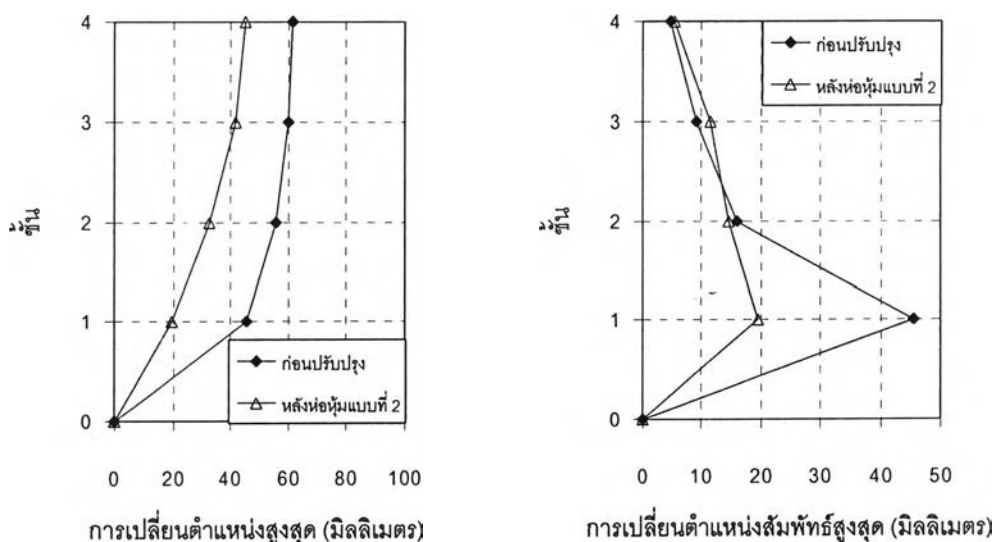


รูปที่ 5.37 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ซึ่งห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแบบที่ 2 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Northridge 0.20g

นอกจากนี้พบว่า การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดของชั้นที่ 4 ไม่แตกต่างกันมากนัก แต่หากพิจารณาการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุดของชั้นแล้วพบว่า การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุดในชั้นที่ 1 มีค่าลดลง 9, 32, 23 % แต่การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุดในชั้นที่ 3 มีค่าเพิ่มขึ้น 55, 107 และ 83% สำหรับคลื่น El Centro, Loma Prieta และ Northridge ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับ การห่อหุ้มเสาแบบที่ 1 เนื่องจากเกิดการครากในเสาของชั้นที่ 3 เป็นจำนวนมาก

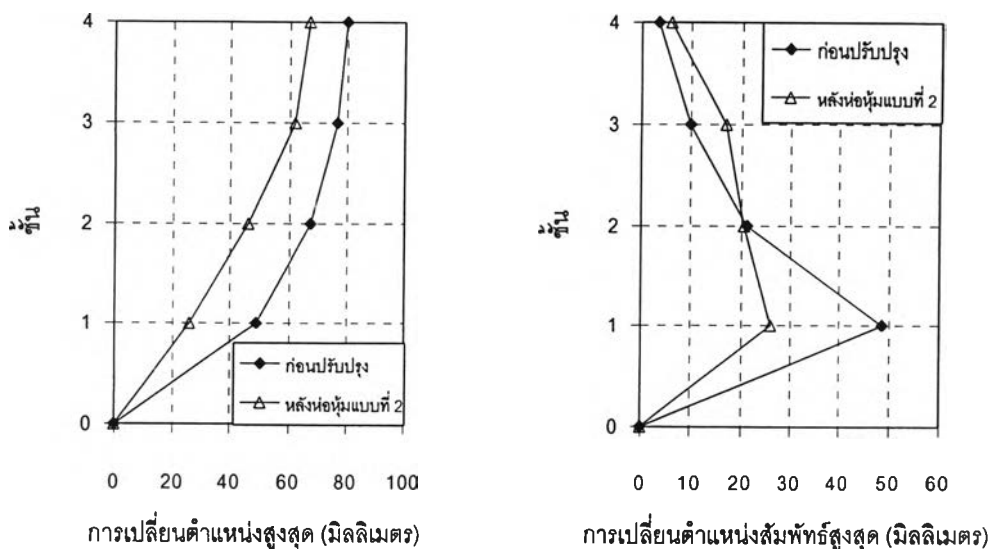


รูปที่ 5.38 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Chiangrai 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 2

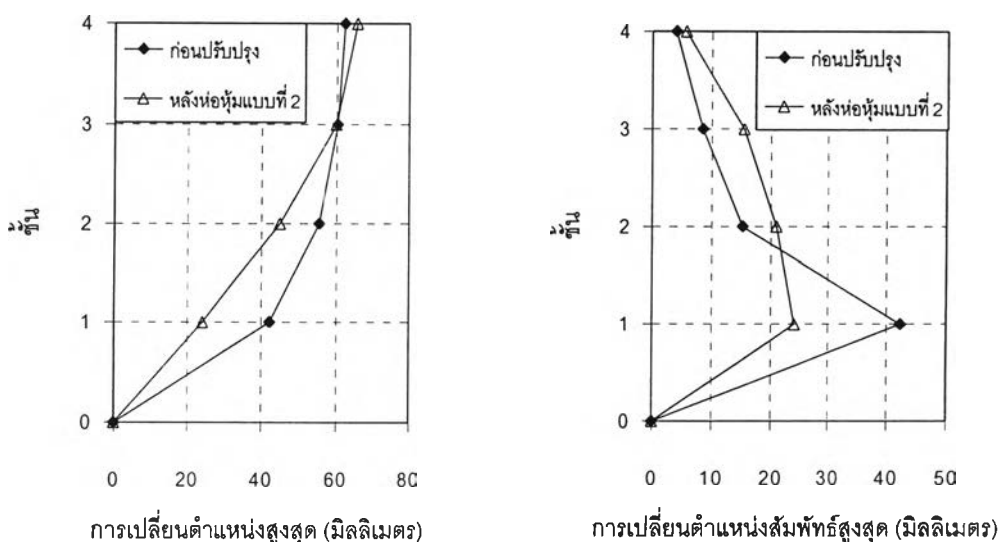


รูปที่ 5.39 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น El Centro 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 2



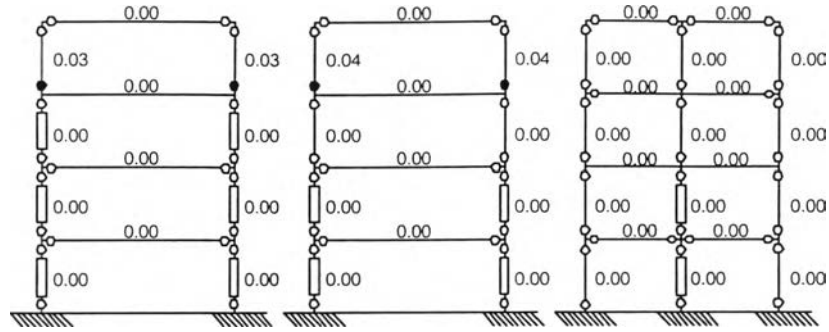


รูปที่ 5.40 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Loma Prieta 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังการซ่อมแซมแบบที่ 2



รูปที่ 5.41 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Northridge 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังการซ่อมแซมแบบที่ 2

เมื่อเปรียบเทียบกับอาคารก่อนการปรับปรุง การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดของชั้นที่ 4 ลดลง 41.5, 26.6 และ 16.4 % สำหรับคลื่น Chiangrai, El Centro และ Loma Prieta สำหรับคลื่น Northridge เพิ่มขึ้น 5.4 % และเกิดแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 2797, 5774, 5785 และ 5374 กิโลนิวตัน คิดเป็นค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนเท่ากับ 0.15, 0.30, 0.30 และ 0.28 ตามลำดับ การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ซึ่งเกิดมากในชั้นที่ 1 ลดลง 51.2, 57.0, 46.6 และ 43.0 % การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ในชั้นที่ 3 เพิ่มขึ้น 25.5, 68.2 และ 80.7 % สำหรับคลื่น El Centro, Loma Prieta และ Northridge

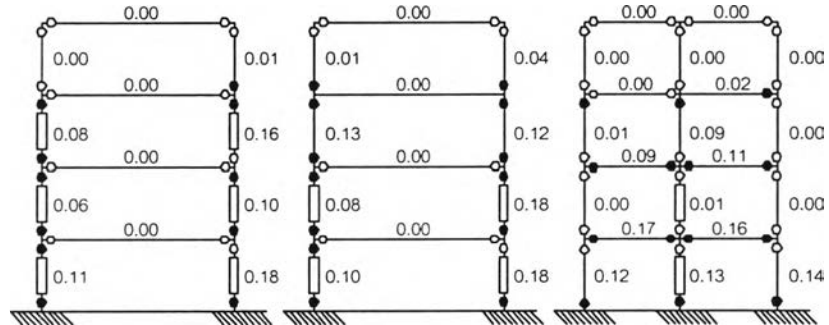


โครง ก1.1

โครง ก1.2

โครง ก2.

(ก) Chiangrai

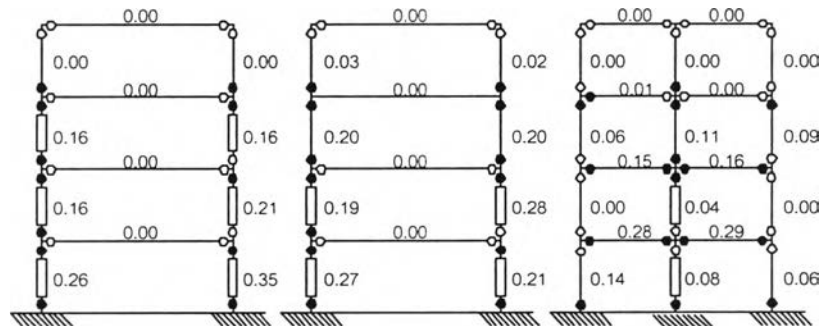


โครง ก1.1

โครง ก1.2

โครง ก2.

(ข) El Centro

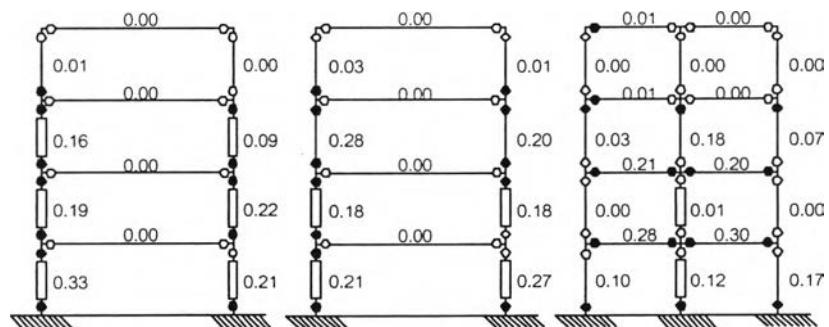


โครง ก1.1

โครง ก1.2

โครง ก2.

(ค) Loma Prieta



โครง ก1.1

โครง ก1.2

โครง ก2.

(ง) Northridge

รูปที่ 5.42 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร ก. หลังการห่อหุ้มเสาแบบที่ 2 ภายใต้แผ่นดินไหว

Chiangrai, El Centro, Loma Prieta และ Northridge ขนาด 0.20g

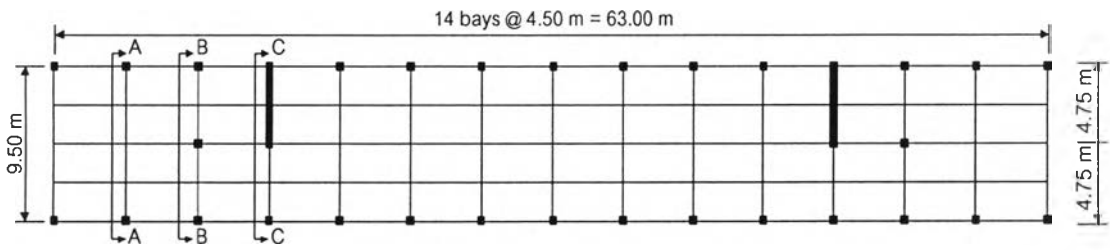
รูปที่ 5.42 แสดงรูปแบบความเสียหายของอาคาร เมื่อเปรียบเทียบกับอาคารเดิม พบว่ากรณีคลื่น Chiangrai สามารถลดการครากในเสาชั้นที่ 2 และ 3 ให้เหลือเพียงรอยร้าว แต่เกิดการครากในเสาชั้นที่ 4 สำหรับคาน เกิดเฉพาะรอยร้าว ไม่พบว่ามีกรครากเกิดขึ้น สำหรับกรณีคลื่น El Centro, Loma Prieta และ Northridge การครากในเสาชั้นที่ 1 และ 2 ลดลงเล็กน้อย แต่เกิดการครากในเสาชั้นที่ 4 ซึ่งไม่มีการรื้อเพิ่มขึ้น โดยที่การครากในคานไม่ลดลง

เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหายเปรียบเทียบกับอาคารก่อนปรับปรุง พบว่าเสาในชั้นที่ 1 และ 2 มีค่าดัชนีความเสียหายลดลงโดยมีค่าน้อยกว่า 0.40 ซึ่งอยู่ในระดับที่เสียหายปานกลางสามารถซ่อมแซมได้ ส่วนเสาในชั้นที่ 3 มีค่าดัชนีความเสียหายเพิ่มขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ที่เพิ่มขึ้น แต่ค่าดังกล่าวยังคงมีค่าน้อยกว่า 0.40 เช่นกัน สำหรับคาน ค่าดัชนีความเสียหายมีค่าเพิ่มขึ้น โดยอยู่ระดับที่เสียหายปานกลาง

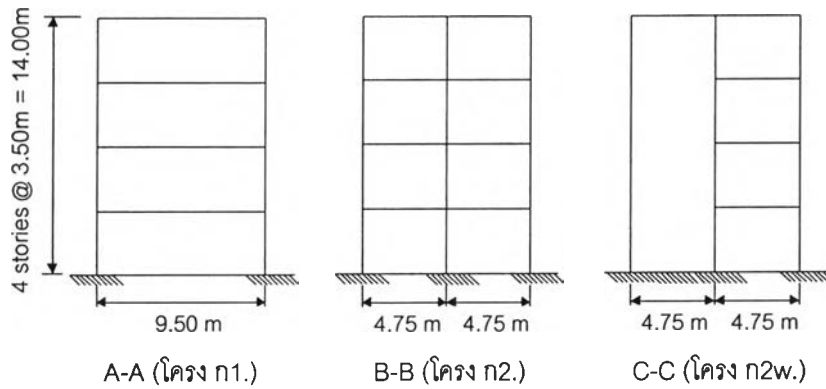
ค่าดัชนีความเสียหายของอาคารซึ่งมีการรื้อเพิ่มเสาแบบที่ 2 เมื่อเปรียบเทียบกับ การรื้อเพิ่มเสาแบบที่ 1 พบว่าความเสียหายในเสาชั้นที่ 1 มีค่าลดลงเนื่องจากการลดลงของการ เปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ในชั้นที่ 1 ในขณะที่เสาในชั้นที่ 3 มีค่าดัชนีความเสียหายเพิ่มขึ้น

5.2.2 การเพิ่มความต้านทานด้วยวิธีเพิ่มผนังในโครงข้อแข็งเดิม

ลักษณะของอาคารเรียน ก. มีโครง ก2. ซึ่งเป็นโครงข้อแข็งที่มีความกว้าง 2 ช่องคาน ระหว่างช่องคานหนึ่งเดิมเป็นผนังก่ออิฐซึ่งไม่ใช่ส่วนโครงสร้าง หากเปลี่ยนเป็นผนังซึ่งเป็นส่วนโครงสร้างแล้ว จะทำให้น้ำหนักของอาคารเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย และไม่กีดขวางการใช้งานเดิมของอาคาร ในการศึกษาค้นคว้าครั้งนี้ได้พิจารณาเพิ่มผนังลงในช่วงคานดังกล่าวของโครง ก2. จำนวน 2 โครง จากจำนวน 4 โครง รูปที่ 5.43 แสดงตำแหน่งของโครง ก2. ซึ่งเพิ่มผนัง และรูปที่ 5.44 แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กภายในผนัง รายละเอียดดังกล่าวไม่รวมถึงการออกแบบรอยต่อระหว่างผนังกับโครงข้อแข็งเดิม โดยกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตในส่วนผนังเท่ากับ 300 กก/ซม<sup>2</sup>. และ กำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริมเท่ากับ 4000 กก/ซม<sup>2</sup>.

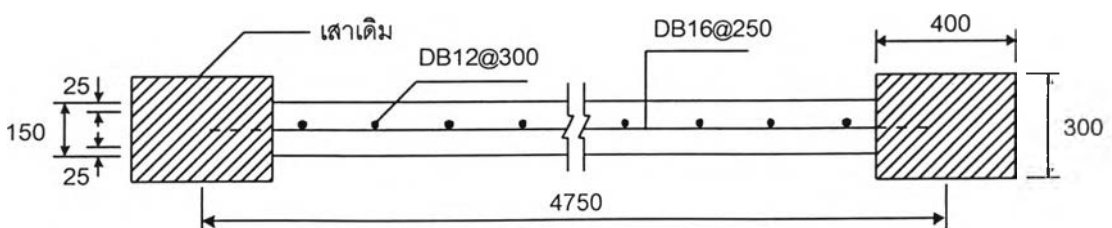


(ก) รูปแปลน



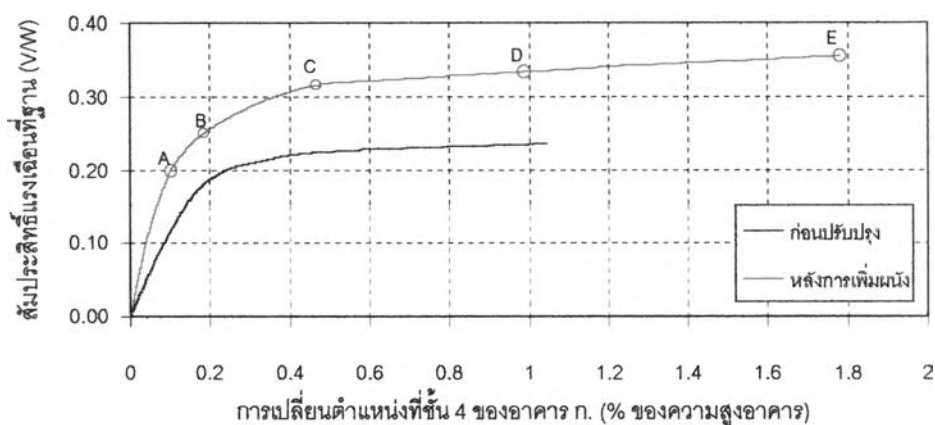
(ข) รูปตัดด้านข้าง

รูปที่ 5.43 รูปแปลนและรูปตัดด้านข้างแสดงการเพิ่มผนังในอาคารเรียน ก.

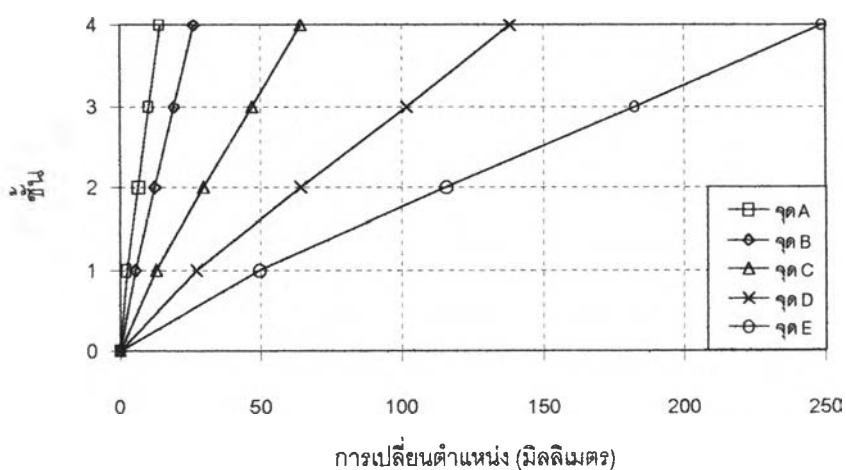


รูปที่ 5.44 รายละเอียดการเสริมเหล็กภายในผนังชั้นต่างๆ

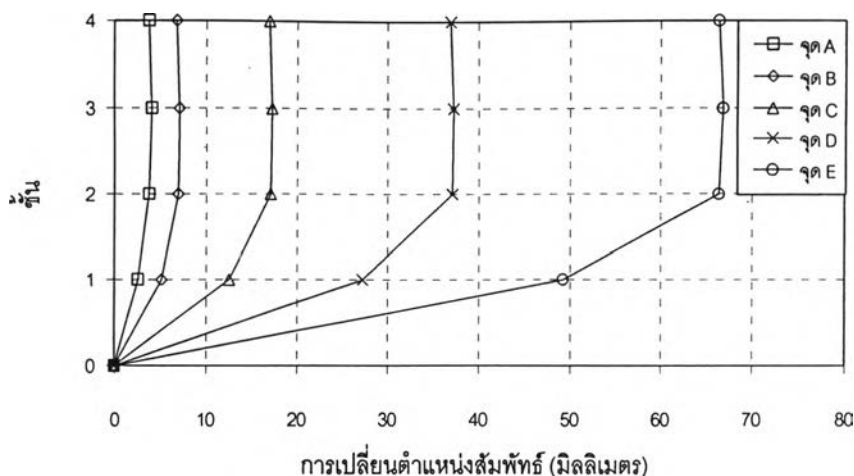
จากการวิเคราะห์พบว่าความถี่ธรรมชาติของอาคารมีค่าสูงขึ้นมา มีค่าเท่ากับ 2.94 เฮิรท์ จากการวิเคราะห์โดยใช้แรงดันด้านข้างแบบสถิตย์จนกระทั่งวิบัติ ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 แสดงดังรูปที่ 5.45 ได้ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.35 โดยมีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 สูงสุดเท่ากับ 1.76 % ของความสูงอาคาร ซึ่งมากกว่าการเพิ่มความต้านทานให้กับอาคารวิธีอื่นมาก ทั้งนี้เนื่องมาจากการที่สภาวะวิบัติ เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ในแต่ละชั้นมีค่าใกล้เคียงกัน ไม่จำกัดอยู่เพียงชั้นใดชั้นหนึ่งดังจะได้กล่าวในส่วนต่อไป



รูปที่ 5.45 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้น 4 ของอาคารเรียน ก. หลังการเพิ่มผนัง ภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้างแบบสถิตย์



รูปที่ 5.46 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคารเรียน ก. หลังการเพิ่มผนัง ภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้างแบบสถิตย์ ณ จุดต่างๆ ในรูปที่ 5.45

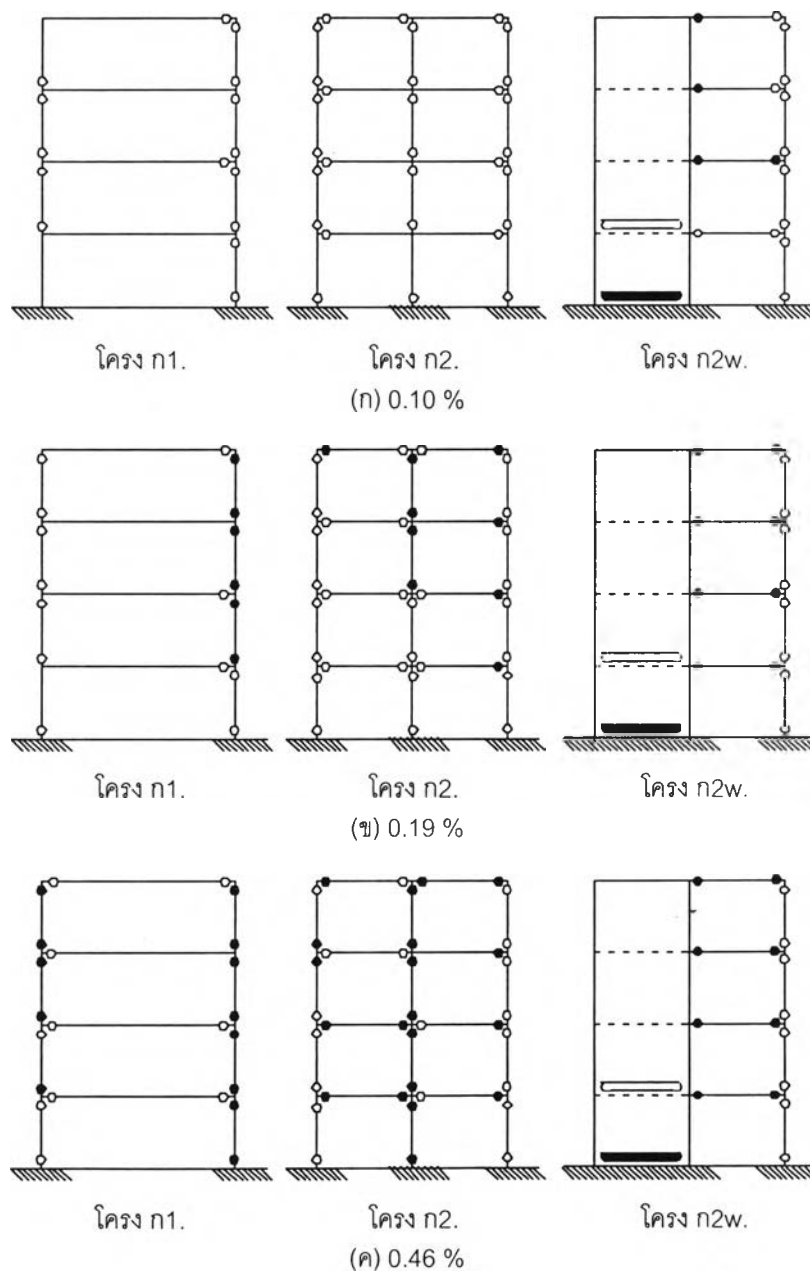


รูปที่ 5.47 การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ของอาคารเรียน ก. หลังเพิ่มผนัง ภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้างแบบสถิต ณ จุดต่างๆ ในรูปที่ 5.45

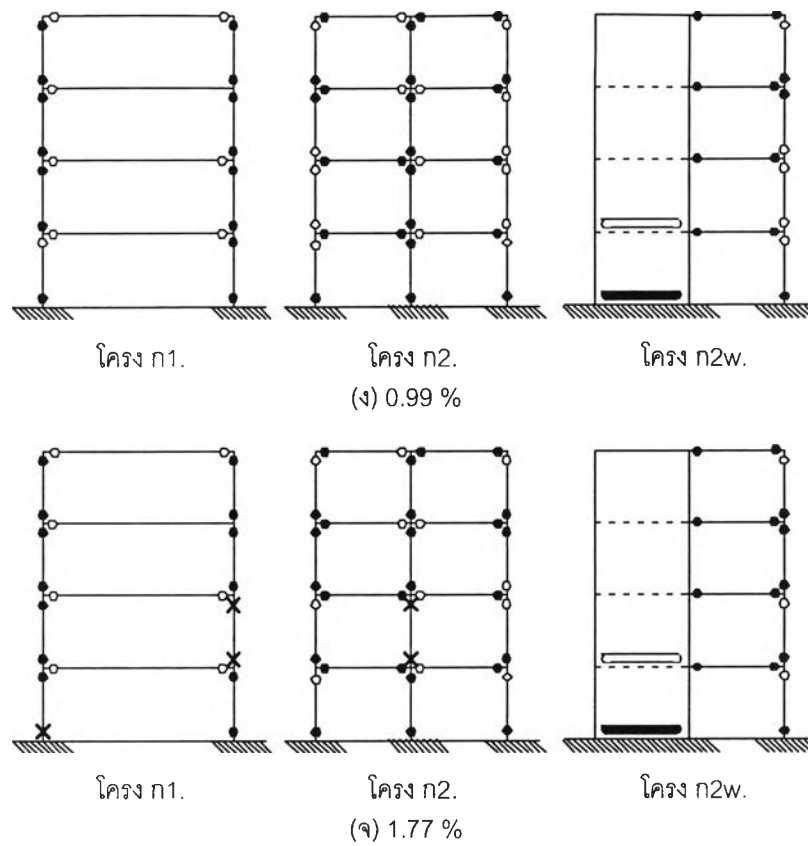
เนื่องจากอาคารประกอบไปด้วยโครงข้อแข็งและผนัง ซึ่งมีพฤติกรรมภายใต้แรงดันด้านข้างที่ต่างกัน โดยส่วนที่เป็นโครงข้อแข็งเดิมมีการโก่งตัวเป็นแบบเชือกตึงที่กล่าวมาแล้ว ในขณะที่ผนังจะมีการโก่งตัวแบบการดัด (Bending mode) ดังนั้นเมื่ออยู่ร่วมกัน ทำให้การโก่งตัวเปลี่ยนไปโดยที่โครงข้อแข็งจะพยายามยึดรั้งผนังด้านบน ส่วนที่ชั้นล่างผนังจะยึดรั้งการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงข้อแข็ง การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งชั้นที่ 4 ต่างๆ แสดงดังรูปที่ 5.46 และ 5.47 พบว่าการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีค่าน้อยในชั้นที่ 1 และในชั้นที่ 2, 3 และ 4 มีค่าใกล้เคียงกัน

รูปแบบความเสียหายของอาคารที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งของชั้นที่ 4 ต่างๆ แสดงดังรูปที่ 5.48 พบว่าเกิดการครากขึ้นเป็นครั้งแรกที่คานหลังคาของโครง ก2w. เนื่องจากที่ตำแหน่งดังกล่าวคานมีกำลังรับโมเมนต์บวกต่ำ และการโก่งตัวของผนังซึ่งเกิดมากในชั้นบนทำให้เกิดโมเมนต์ในคานที่ติดกับผนังสูง เมื่อแรงดันด้านข้างเพิ่มขึ้น เกิดการครากกระจายไปในคานชั้นต่างๆ ของโครง ก2w. และเมื่อมีการเปลี่ยนตำแหน่งของชั้นที่ 4 เท่ากับ 0.10 % ของความสูงอาคาร ดังรูปที่ 5.48ก เกิดการครากในผนังส่วนล่างของอาคาร เนื่องจากการที่ผนังมีสติเฟนสูงมากเมื่อเทียบกับโครงอื่นๆ ทำให้แรงดันด้านข้างที่เข้าสู่อาคารส่วนใหญ่ถูกรับไว้โดยผนัง หลังจากนั้นการครากจะเริ่มขยายไปสู่เสาชั้นที่ 3 และ 4 ของโครง ก1. และ เสาภายในของโครง ก2. ดังรูปที่ 5.48ข เนื่องจากเสาในชั้นดังกล่าวมีกำลังรับโมเมนต์ต่ำกว่าชั้นอื่น และการที่โครงข้อแข็งต้องยึดรั้งส่วนบนของอาคารไว้ทำให้เกิดโมเมนต์ในชั้นดังกล่าวสูงกว่าชั้นที่ 1 ในขณะที่ยังไม่พบการครากในเสาชั้นที่ 1 เนื่องจากการยึดรั้งของผนังในส่วนล่างของอาคารทำให้เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ในชั้นที่ 1 น้อย ส่วนคานพบว่าเกิดการครากเนื่องจากโมเมนต์ลบในคานชั้นที่ 1, 2 และ 3 ของโครง ก2. และโครง ก2w. เนื่องจากคานมีการเสริมเหล็กรับโมเมนต์ลบไว้ น้อย รูปที่ 5.48ค พบว่า

การครากขยายเข้าสู่เสาชั้นที่ 1 เนื่องจากการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ที่เพิ่มมากขึ้น และเกิดการครากในเสาด้านซ้ายของโครง ก1. และในคานของโครง ก2. เพิ่มขึ้น ความเสียหายในอาคารเพิ่มขึ้น จนเมื่อมีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 เท่ากับ 1.76 % ของความสูงอาคาร ดังรูปที่ 5.48 ซึ่งถือเป็นจุดวิกฤติของอาคาร เกิดการวิบัติที่เสาชั้นที่ 2 ในโครง ก1. และ ก2. จำนวนมาก ที่สภาวะดังกล่าวเกิดการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ในชั้นที่ 2, 3 และ 4 ใกล้เคียงกัน แต่เนื่องจากเสาชั้นที่ 2 ต้องรับแรงในแนวแกนมากกว่าเสาในชั้นที่ 3 และ 4 ทำให้มีความเหนียวต่ำกว่า และที่สภาวะวิบัติเกิดการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ในชั้นต่างๆ ใกล้เคียงกัน ไม่จำกัดอยู่ในชั้นใดชั้นหนึ่ง ทำให้เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 สูงสุดมีค่ามากกว่าการเพิ่มความต้านทานแผ่นดินไหวให้อาคารวิธีอื่นๆ



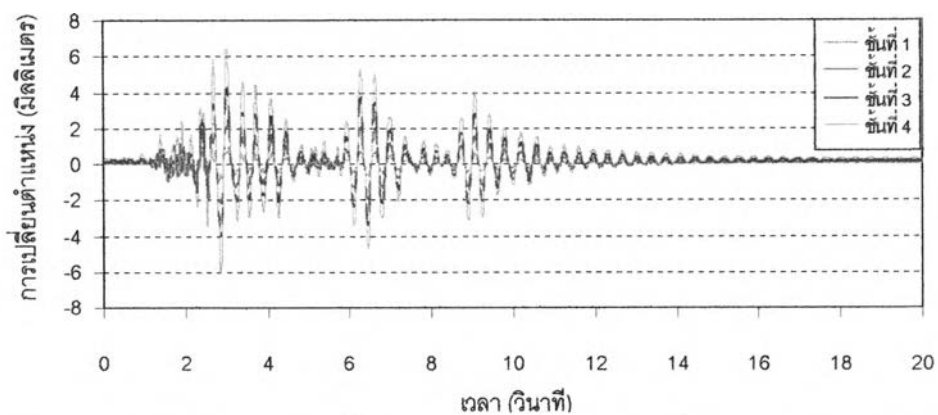
รูปที่ 5.48 รูปแบบความเสียหายของอาคารเรียน ก. หลังเพิ่มผนัง ภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้างที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 ต่างๆ เทียบกับความสูงของอาคาร



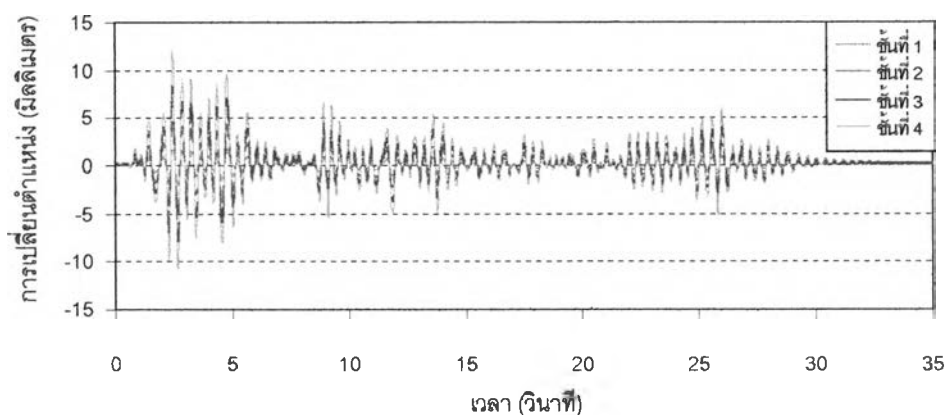
รูปที่ 5.48 (ต่อ) รูปแบบความเสียหายของอาคารเรียน ก. หลังเพิ่มผนัง ภายใต้การดันด้วยแรง ด้านข้างที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 ต่างๆ เทียบกับความสูงของอาคาร

เมื่อวิเคราะห์อาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวขนาด 0.10g พบว่าอาคารมีการสั่นด้วยความถี่สูงกว่าอาคารเรียนเดิมมาก การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคารแสดงดังรูปที่ 5.49 ถึง 5.52 พบว่าในกรณีคลื่น Chiangrai มีการสั่นต่างเฟสกันในช่วงต้น เนื่องจากความถี่ของอาคารที่มากขึ้น ทำให้เกิดการสั่นในโหมดที่ 2 ของอาคารสูงขึ้น ในกรณีการสั่นของคลื่นอื่นๆ การสั่นมีลักษณะเฟสค่อนข้างตรงกัน การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดและการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุดของอาคารแสดงดังรูปที่ 5.53 ถึง 5.56 รูปแบบการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุดต่างไปจากอาคารเรียนเดิมมาก โดยมีค่าน้อยในชั้นที่ 1 และมีค่าค่อนข้างคงที่ในชั้นที่สูงขึ้น การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ในชั้นที่ 1 และ 2 ลดลงอย่างมาก สำหรับชั้นที่ 4 มีแนวโน้มสูงขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับอาคารเรียนเดิม

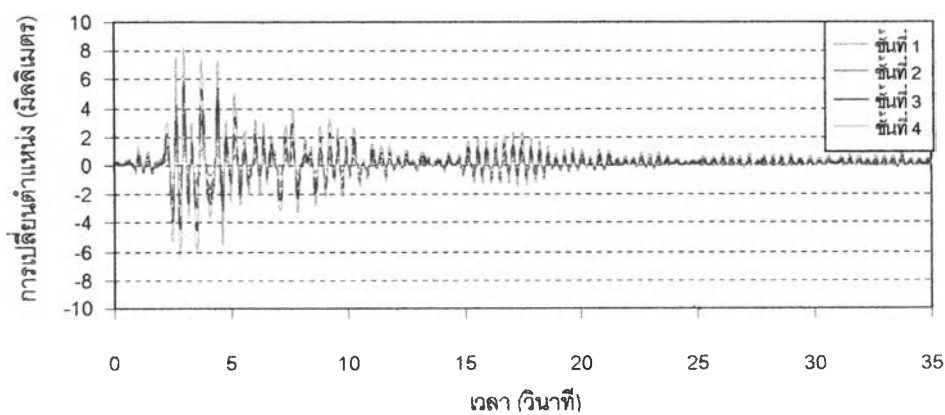




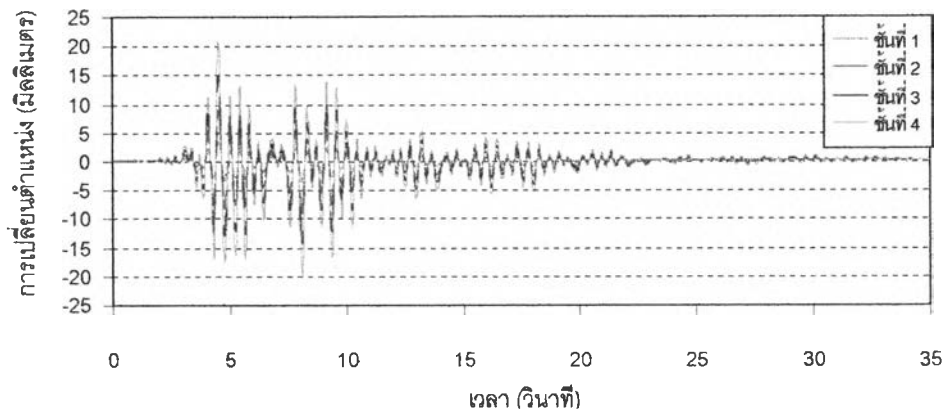
รูปที่ 5.49 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. หลังเพิ่มผนัง ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Chiangrai 0.10g



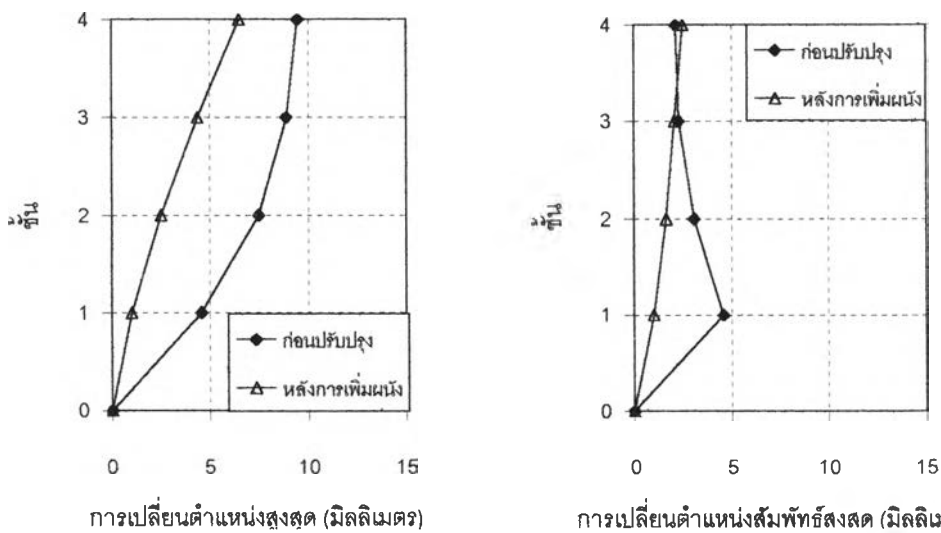
รูปที่ 5.50 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. หลังเพิ่มผนัง ภายใต้แรงแผ่นดินไหว El Centro 0.10g



รูปที่ 5.51 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. หลังเพิ่มผนัง ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Loma Prieta 0.10g

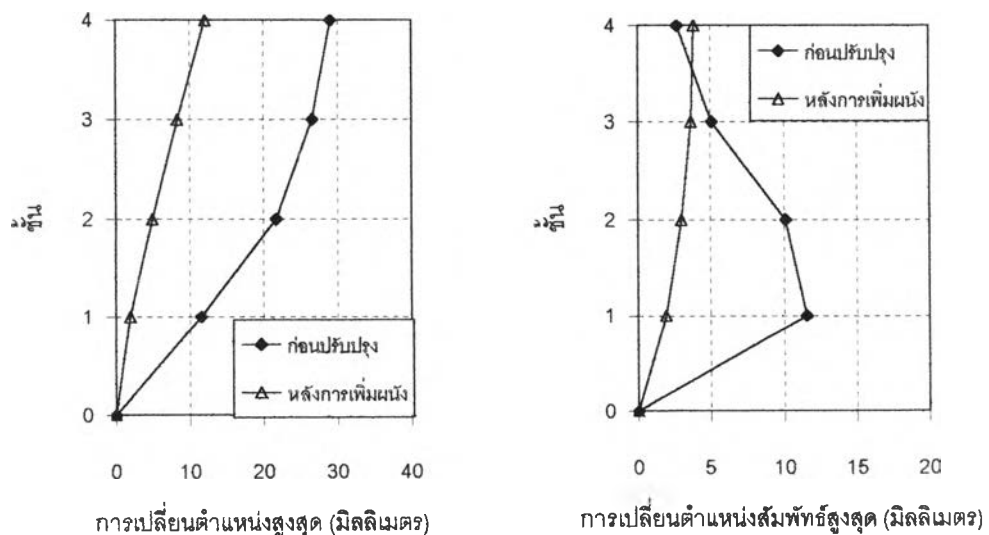


รูปที่ 5.52 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. หลังเพิ่มผนัง ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Northridge 0.10g



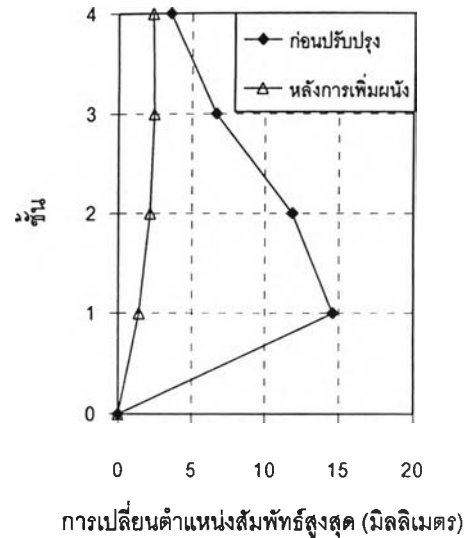
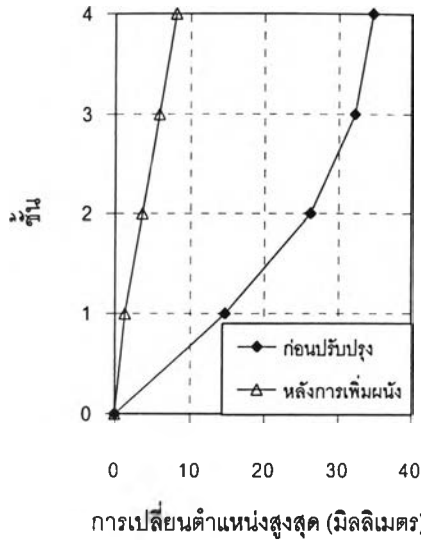
การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุด (มิลลิเมตร)      การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุด (มิลลิเมตร)

รูปที่ 5.53 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Chiangrai 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังเพิ่มผนัง

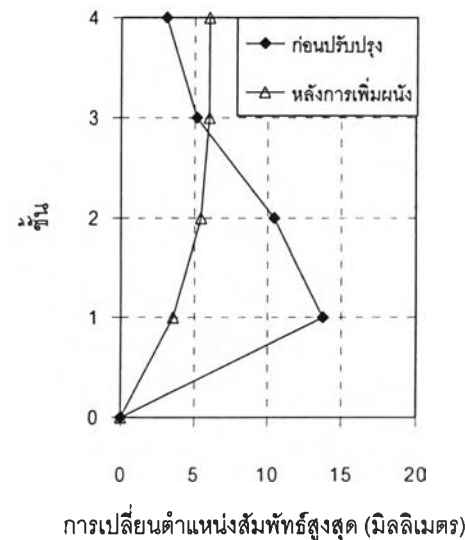
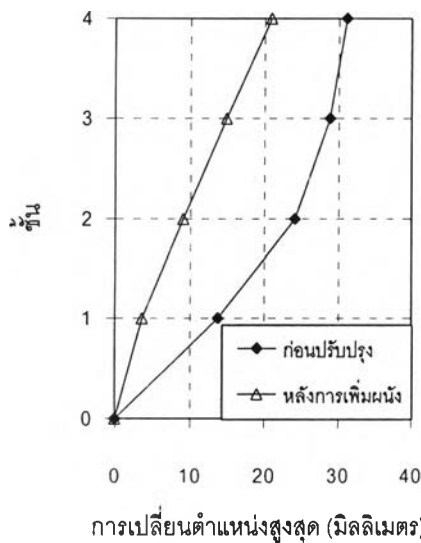


การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุด (มิลลิเมตร)      การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุด (มิลลิเมตร)

รูปที่ 5.54 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น El Centro 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังเพิ่มผนัง



รูปที่ 5.55 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Loma Prieta 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังเพิ่มผนัง

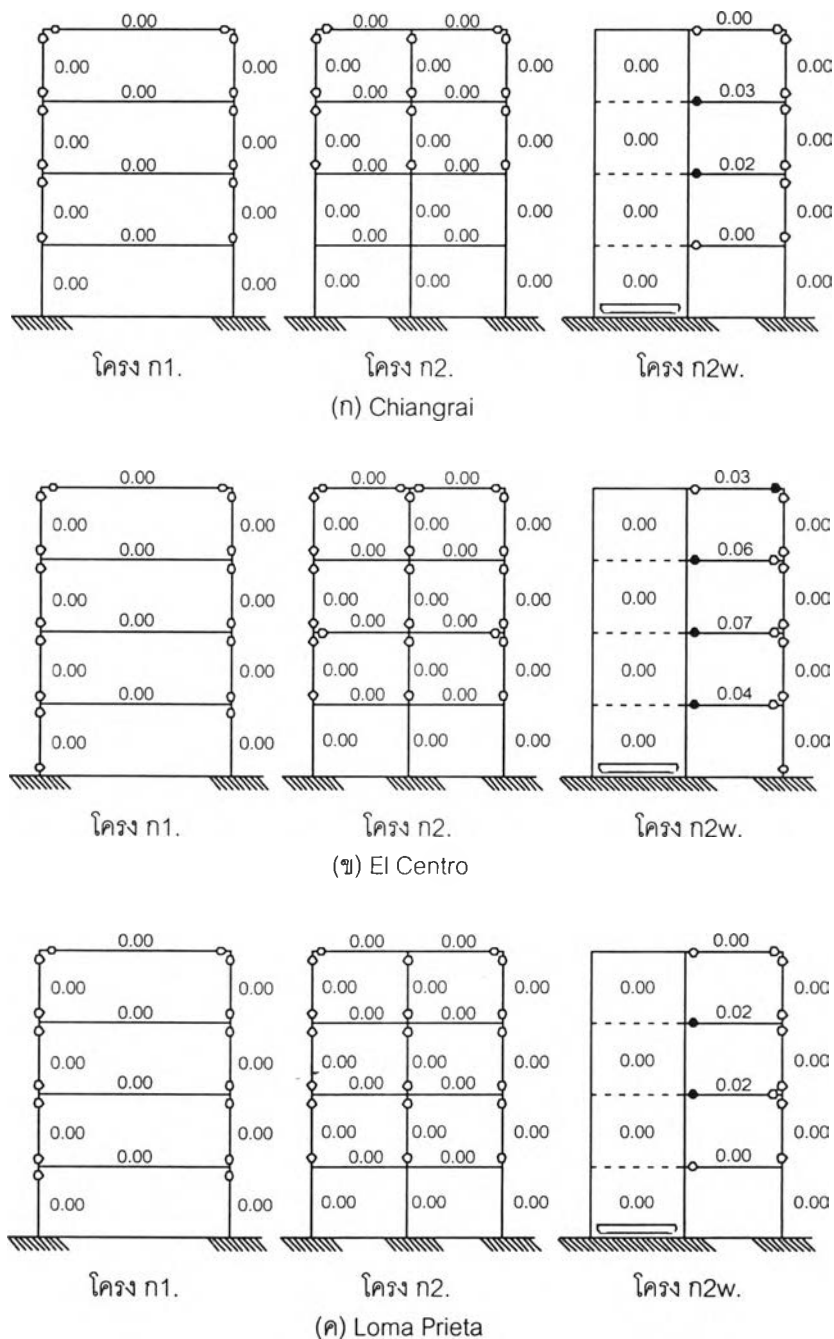


รูปที่ 5.56 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Northridge 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังเพิ่มผนัง

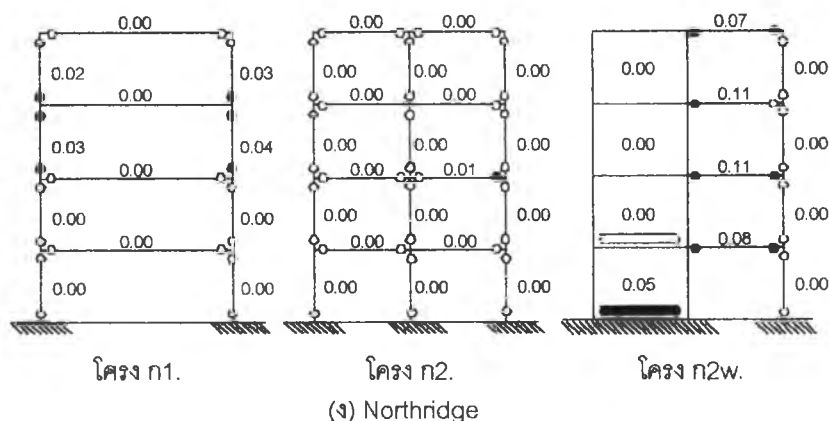
รูปแบบความเสียหายของอาคารเรียนแสดงดังรูปที่ 5.57 โดยในกรณีของคลื่น Chiangrai สามารถลดการเกิดรอยร้าวในชั้นที่ 1 ลงได้ รอยร้าวเกิดขึ้นมากในเสาชั้นบนเนื่องจากโครงข้อแข็งต้องยึดรั้งการโก่งตัวของอาคารชั้นบน เกิดรอยร้าวในผนังส่วนล่างของอาคารและเริ่มเกิดการครากของคานในโครง ก2w. ในด้านซึ่งติดอยู่ผนัง ทั้งนี้เนื่องจากการที่สติเฟนสของผนังสูงทำให้เกิดโมเมนต์ลบบนคานสูง ประกอบกับการมีการเสริมเหล็กกับโมเมนต์ลบน้อย

สำหรับคลื่น El Centro และ Loma Prieta ความเสียหายลดลงจากเดิมที่เกิดการครากในเสาชั้นที่ 1 และ 2 และการครากของคานของโครง ก2. เป็นจำนวนมาก ให้เหลือเพียงเกิด

รอยร้าว แต่ก็พบว่าเกิดการร้าวในคานส่วนที่ติดกับผนังเช่นเดียวกับกรณีคลื่น Chiangrai สำหรับ กรณีคลื่น Northridge เกิดความเสียหายเพียงพอที่ทำให้เกิดการร้าวในเสาชั้นที่ 3 และ 4 ของโครง ก1. และ ก2. และเกิดการร้าวในผนังส่วนล่างของอาคาร เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหายพบว่า ความเสียหายอยู่ในระดับต่ำมาก การร้าวที่เกิดขึ้นในทุกกรณีอยู่ในระดับที่เกิดความเสียหายเล็กน้อย สามารถซ่อมแซมได้



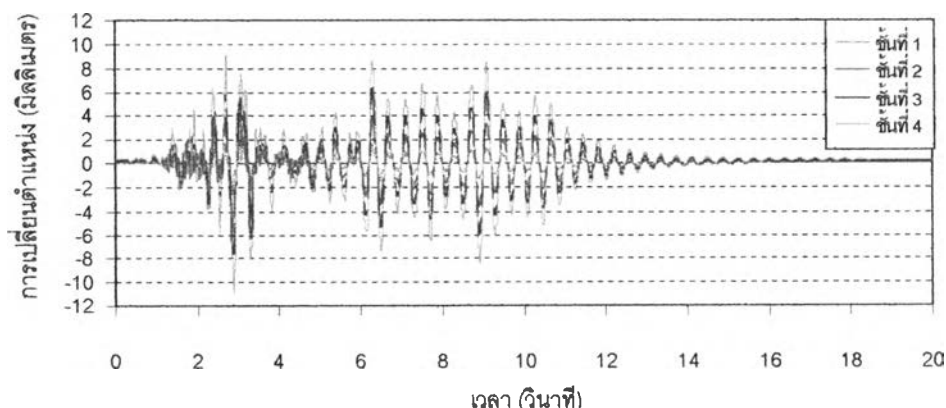
รูปที่ 5.57 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร ก. หลังการเพิ่มผนัง ภายใต้แผ่นดินไหว Chiangrai, El Centro, Loma Prieta และ Northridge ขนาด 0.10g



รูปที่ 5.57(ต่อ) ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร ก. หลังการเพิ่มผนัง ภายใต้แผ่นดินไหว

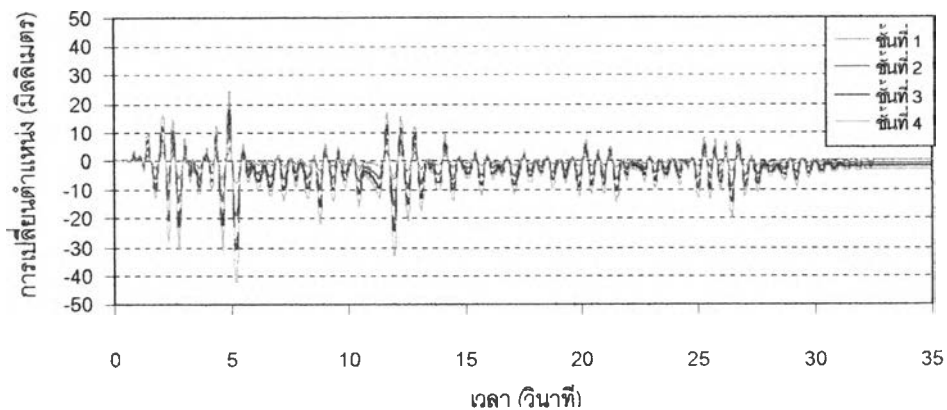
Chiangrai, El Centro, Loma Prieta และ Northridge ขนาด 0.10g

กรณีของคลื่นขนาด 0.20g การสั่นของอาคารภายใต้คลื่น Chiangrai ในช่วงแรก มีผลการสั่นในโหมดอื่นอย่างเห็นได้ชัดเช่นเดียวกับกรณีคลื่นขนาด 0.10g แต่การสั่นรุนแรงพอที่ทำให้เกิดรอยร้าวในผนังชั้นที่ 3 และ 4 ในขณะที่กรณีคลื่น El Centro, Loma Prieta และ Northridge เกิดการสั่นในโหมดที่ 1 เป็นหลัก โดยเกิดการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 4 คิดเป็น 0.08, 0.30, 0.19 และ 0.36 % ของความสูงอาคาร และเกิดแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 4918, 5046, 4764 และ 6136 กิโลนิวตัน คิดเป็นค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือน 0.26, 0.26, 0.25 และ 0.32 ตามลำดับ โดยเกิดแรงเฉือนที่ส่วนฐานของผนังสูงสุดเท่ากับ 1910, 1595, 1671 และ 1824 กิโลนิวตัน เพิ่มขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดที่เกิดขึ้นในโครง ก2. ก่อนการเพิ่มผนัง ประมาณ 7.29, 4.83, 4.68 และ 5.08 เท่า ซึ่งพบว่าทุกกรณี แรงเฉือนเพิ่มขึ้นอย่างมาก โดยเฉพาะในกรณีของคลื่น Chiangrai เนื่องจากผลของการสั่นในลักษณะต่างเฟสกันของอาคาร ทำให้เกิดแรงเฉือนในผนังสูง ค่าแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นมากดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าจำเป็นต้องมีการปรับปรุงฐานรากของอาคารในบริเวณที่เพิ่มผนัง นอกจากนี้พบว่าเกิดการเปลี่ยนตำแหน่งแบบถาวรในชั้นต่างๆ เล็กน้อย

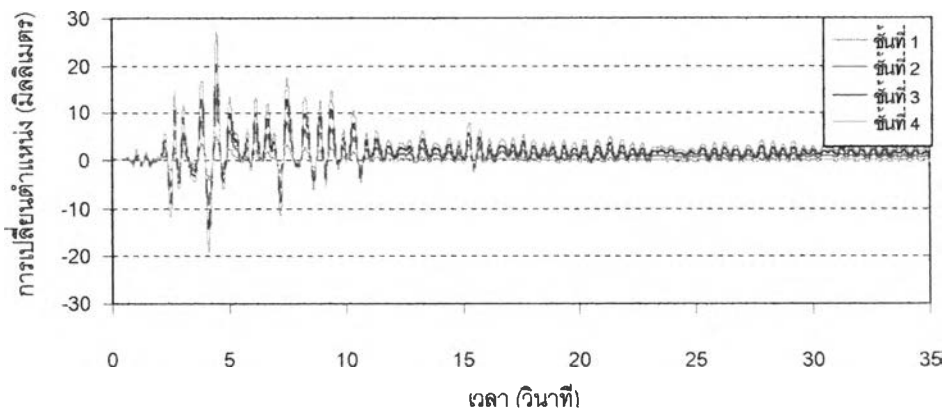


รูปที่ 5.58 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. หลังเพิ่มผนัง ภายใต้แรงแผ่นดินไหว

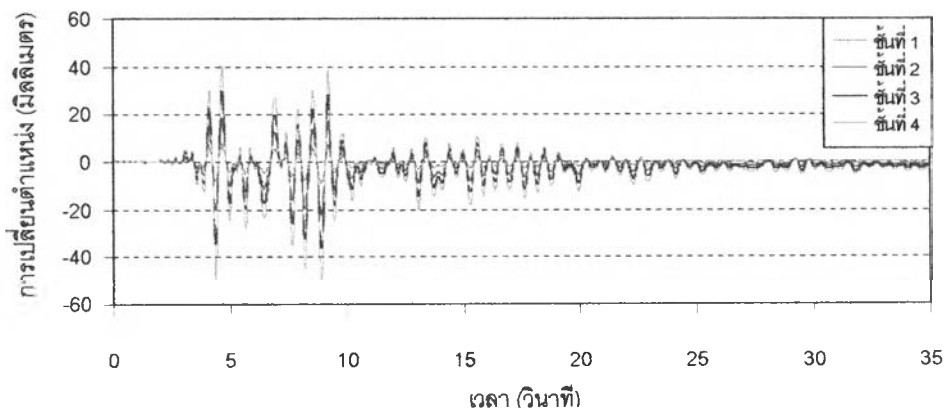
Chiangrai 0.20g



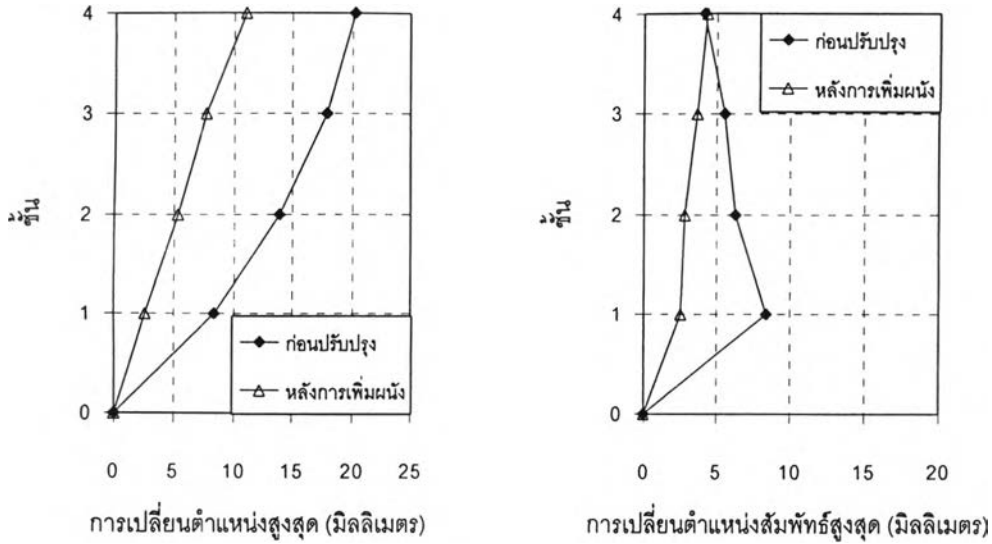
รูปที่ 5.59 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. หลังเพิ่มผนัง ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหว El Centro 0.20g



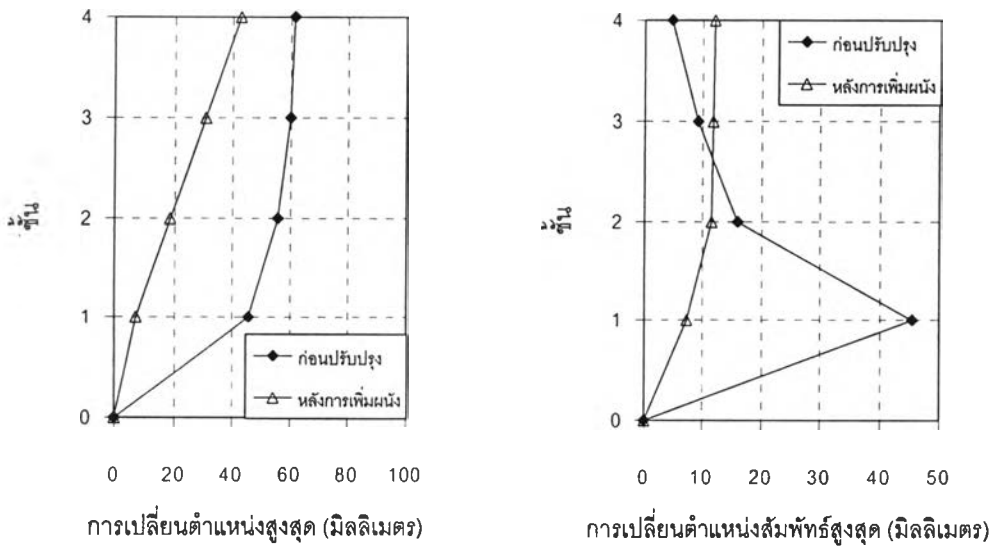
รูปที่ 5.60 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. หลังเพิ่มผนัง ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหว Loma Prieta 0.20g



รูปที่ 5.61 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. หลังเพิ่มผนัง ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหว Northridge 0.20g

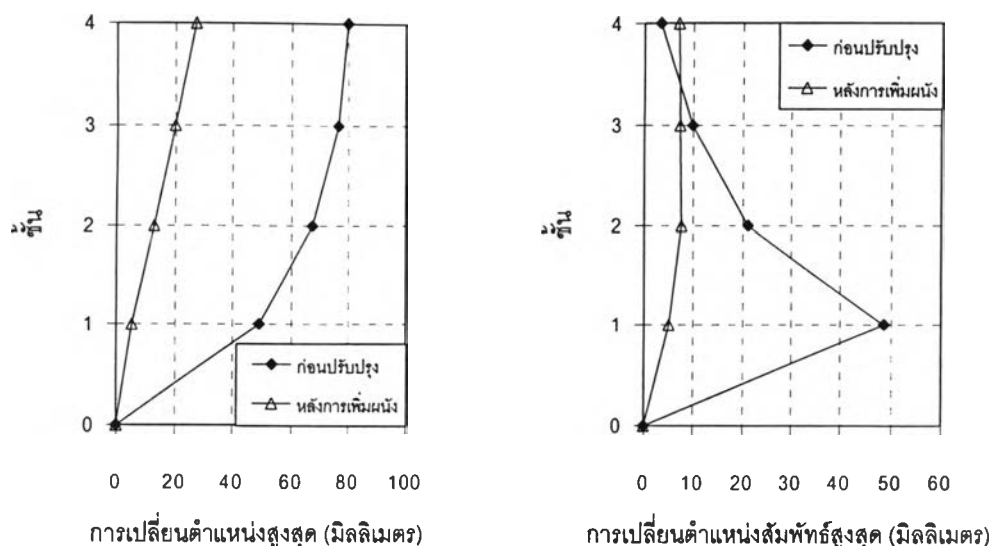


รูปที่ 5.62 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Chiangrai 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังเพิ่มผนัง

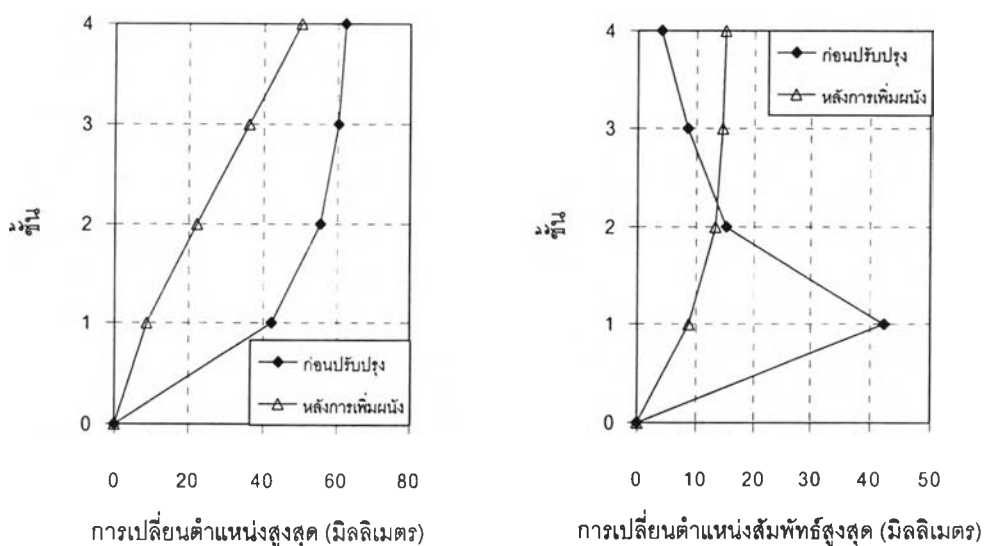


รูปที่ 5.63 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น El Centro 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังเพิ่มผนัง

รูปแบบความเสียหายของอาคารเรียนแสดงดังรูปที่ 5.66 ในกรณีของคลื่น Chiangrai การครากในเสาและคานลดลงโดยเกิดรอยร้าวกระจายในเสาชั้นต่างๆ ส่วนคานพบรอยร้าวที่คานหลังคาของโครง ก1. และ ก2. และเกิดการครากในคานที่ติดกับผนัง สำหรับกรณีคลื่น El Centro, Loma Prieta และ Northridge การครากในเสาเปลี่ยนจากเดิมเกิดในเสาชั้นที่ 1 ถึง 3 ไปเกิดในชั้นที่ 2 ถึง 4 โดยเสาในชั้นที่ 1 เกิดเฉพาะรอยร้าว สำหรับผนังจะเกิดการครากที่ผนังส่วนล่างของอาคาร และเกิดรอยร้าวในชั้นที่ 2 และ 3 สำหรับคานเกิดการครากกระจายในคานชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 4 ในโครง ก2. และ ก2w. ส่วนคานในโครง ก1. เกิดเฉพาะรอยร้าว



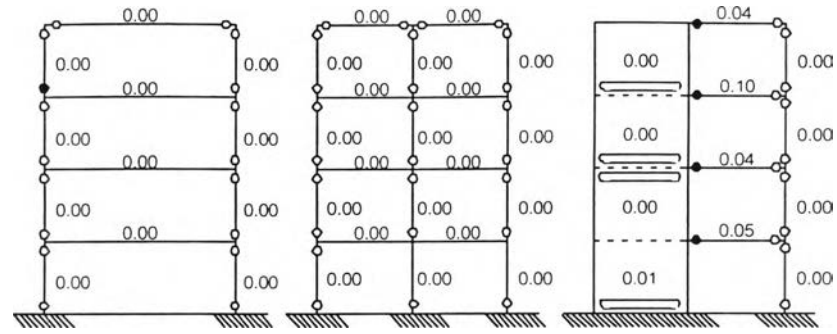
รูปที่ 5.64 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Loma Prieta 0.20g เปรียบเทียบ อาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังเพิ่มผนัง



รูปที่ 5.65 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Northridge 0.20g เปรียบเทียบ อาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังเพิ่มผนัง

เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย พบว่ามีค่าดัชนีความเสียหายของเสาชั้นที่ 2, 3 และ 4 มีค่าใกล้เคียงกัน เนื่องจากการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นมีค่าใกล้เคียงกัน โดยค่าดัชนีความเสียหายในเสาชั้นที่ 2 มีแนวโน้มสูงกว่าในชั้นที่ 3 และ 4 เล็กน้อยตามลำดับ ค่าดัชนีความเสียหายของเสาในโครง ก1. มีค่ามากในเสาด้านที่เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุด จนเกิดการเปลี่ยนตำแหน่งแบบถาวร แต่อย่างไรก็ตามค่าดัชนีความเสียหายที่เกิดขึ้นลดลงจากอาคารเรียนเดิมซึ่งอยู่ในระดับรุนแรงถึงเกิดการวิบัติ เหลือเพียงระดับที่เสียหายเล็กน้อยถึงปานกลาง ค่าดัชนีความเสียหายในคานของโครง ก2. และ ก2w. อยู่ในระดับเล็กน้อย และปานกลางตามลำดับ ส่วนค่าดัชนีความเสียหายของผนังอยู่ในระดับเสียหายปานกลาง



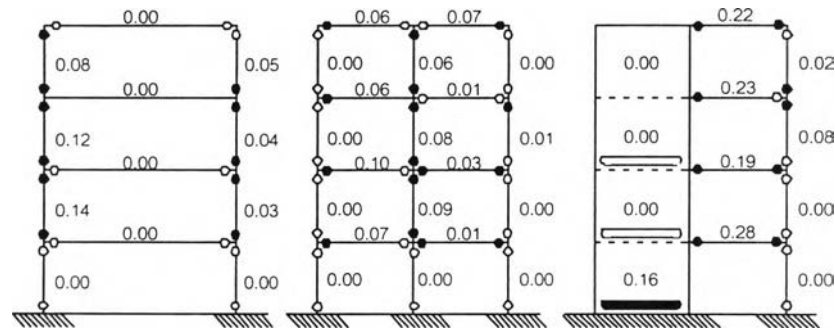


โครง ก1.

โครง ก2.

โครง ก2w.

(ก) Chiangrai

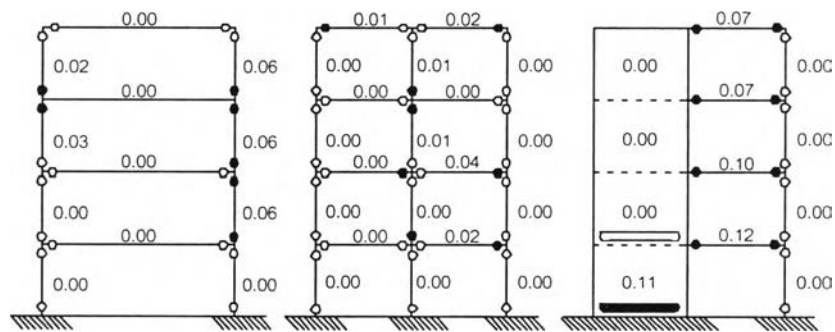


โครง ก1.

โครง ก2.

โครง ก2w.

(ข) El Centro

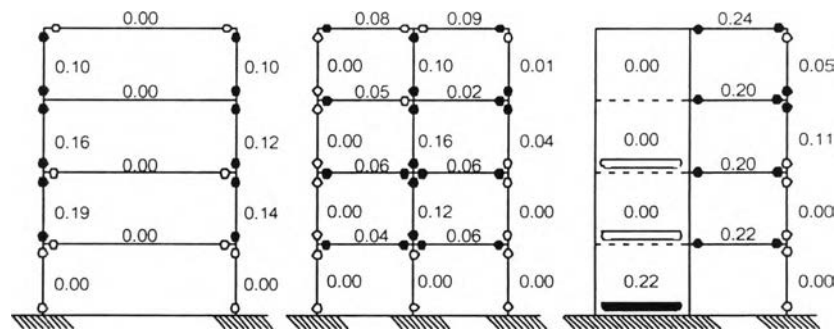


โครง ก1.

โครง ก2.

โครง ก2w.

(ค) Loma Prieta



โครง ก1.

โครง ก2.

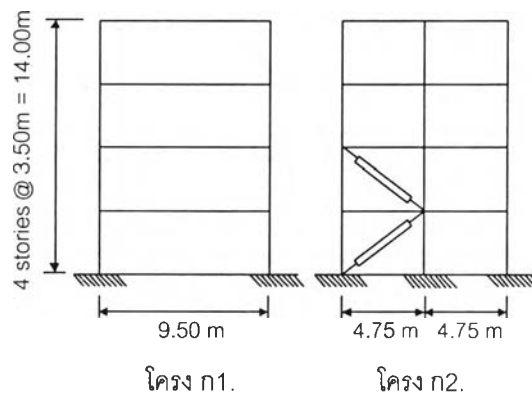
โครง ก2w.

(ง) Northridge

รูปที่ 5.66 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร ก. หลังการเพิ่มผนัง ภายใต้แผ่นดินไหว Chiangrai, El Centro, Loma Prieta และ Northridge ขนาด 0.20g

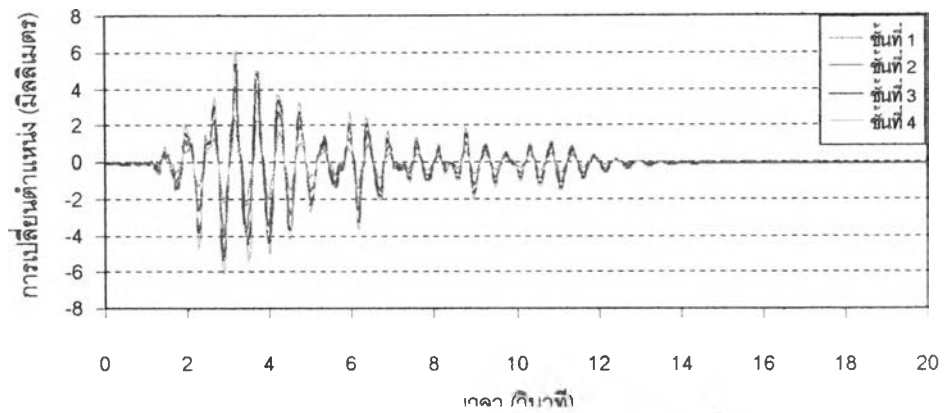
### 5.2.3 การเพิ่มความต้านทานโดยติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก

ในการศึกษาครั้งนี้ได้เลือกติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติกในโครง ก2. โดยติดตั้งเฉพาะในชั้นที่ 1 และ 2 เนื่องจากการวิเคราะห์อาคารเรียนก่อนปรับปรุง อาคารมีการสั่นในโหมดที่ 1 เป็นหลัก โดยชั้นที่ 1 และ 2 มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูง การติดตั้งตัวหน่วงอีลาสติกในชั้นดังกล่าวจะทำให้เกิดอัตราส่วนความหน่วงของอาคารในโหมดที่ 1 สูง รูปที่ 5.67 แสดงการติดตั้งตัวหน่วงในอาคาร โดยเลือกใช้ตัวหน่วงซึ่งมีค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงเท่ากับ 3.20 kNs/mm และตัวยึดมีสติฟเนสเท่ากับ 670 kN/mm ซึ่งจากสมการที่ 5.8 จะได้ค่าอัตราส่วนความหน่วงของอาคารในโหมดที่ 1 เพิ่มขึ้น โดยมีค่าประมาณ 0.25

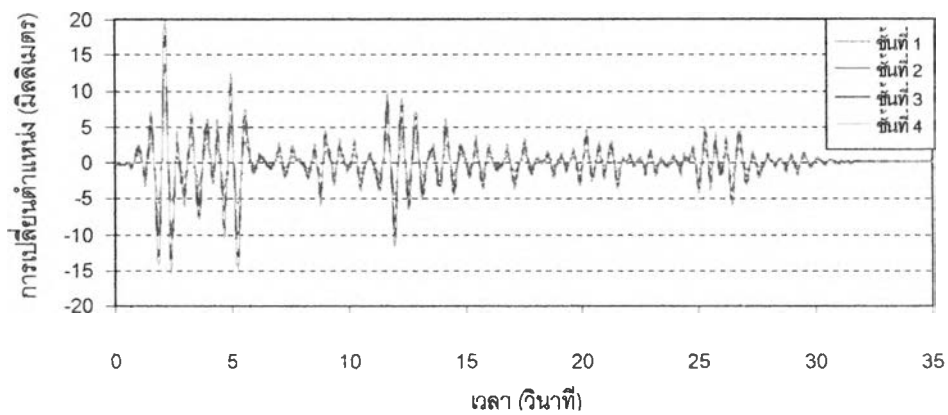


รูปที่ 5.67 การติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติกในอาคารเรียน ก.

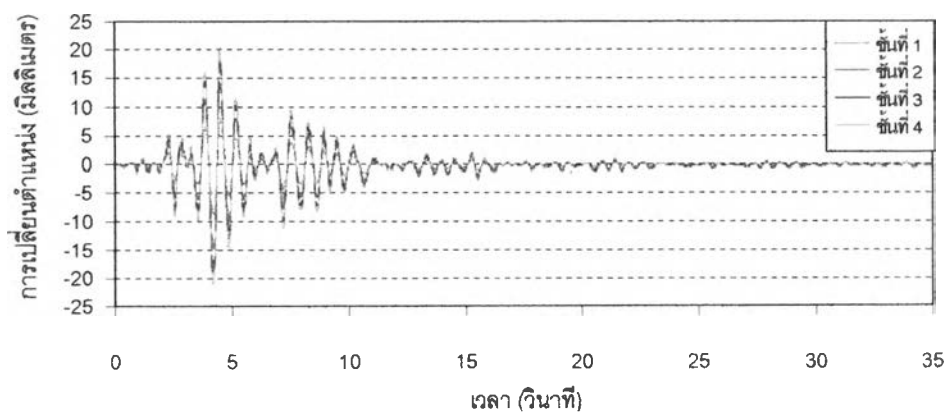
ภายใต้แผ่นดินไหวขนาด 0.10g การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดและการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด มีลักษณะการกระจายเช่นเดียวกับกรณีอาคารเรียนก่อนปรับปรุง การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่ชั้น 4 มีค่า 6.1, 19.9, 21.1 และ 18.3 มิลลิเมตร คิดเป็น 0.04, 0.14, 0.15 และ 0.13% ลดจากกรณีไม่มีตัวหน่วงคิดเป็น 35.2, 31.3, 39.4 และ 41.2% สำหรับกรณีคลื่นทั้ง 4 ตามลำดับ และการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดที่ชั้น 1 มีค่า 2.5, 7.7, 8.6 และ 7.1 มิลลิเมตร ซึ่งลดจากกรณีไม่มีตัวหน่วงประมาณ 45.9, 33.7, 41.1 และ 48.7 % ผลของการติดตั้งตัวหน่วงจะทำให้เสาภายในของชั้นที่ 1 ของโครง ก2. ซึ่งเดิมผลของการเคลื่อนที่ด้านข้าง จะทำให้แรงในแนวแกนเปลี่ยนแปลงเล็กน้อย ต้องรับแรงอัดในแนวแกนเพิ่มขึ้น โดยมีค่าเท่ากับ 576, 685, 709 และ 711 กิโลนิวตัน คิดเป็น 1.17, 1.39, 1.44 และ 1.44 เท่าของแรงอัดในแนวแกนเนื่องจากแรงในแนวตั้ง



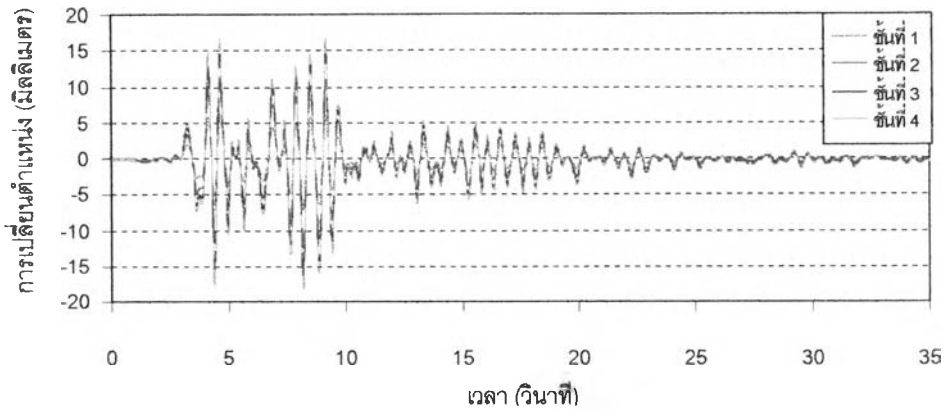
รูปที่ 5.68 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ภายหลังจากติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหว Chiangrai 0.10g



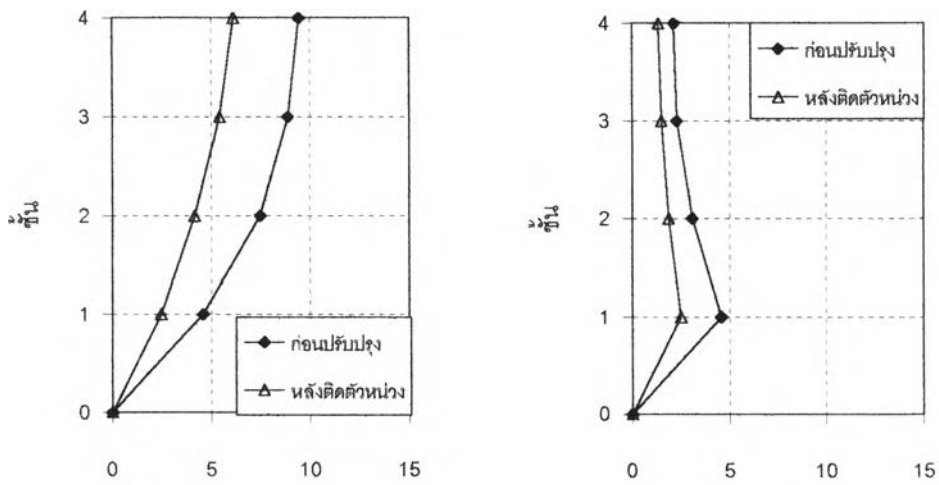
รูปที่ 5.69 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ภายหลังจากติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหว El Centro 0.10g



รูปที่ 5.70 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ภายหลังจากติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหว Loma Prieta 0.10g

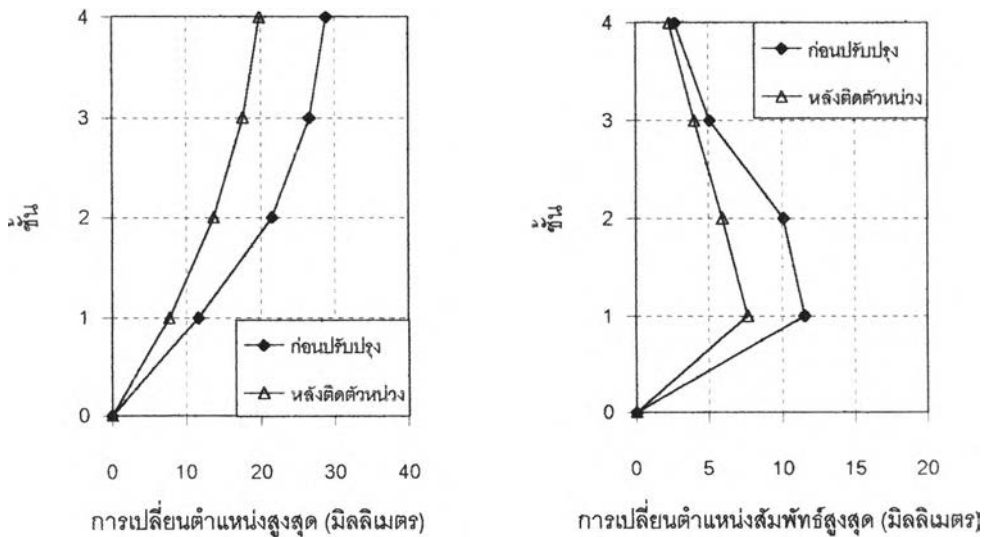


รูปที่ 5.71 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ภายหลังจากติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหว Northridge 0.10g



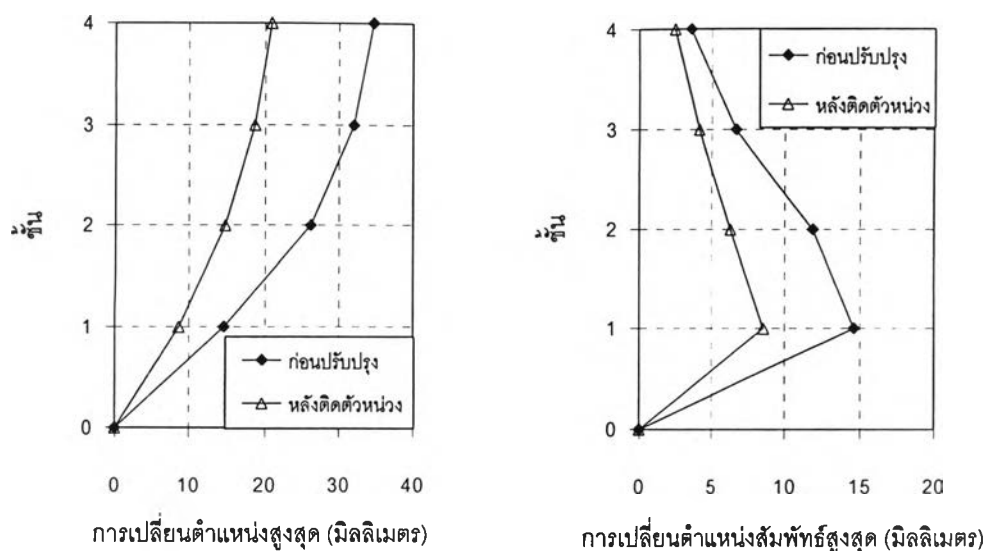
การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุด (มิลลิเมตร)      การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุด (มิลลิเมตร)

รูปที่ 5.72 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหว Chiangrai 0.10g เปรียบเทียบ อาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก

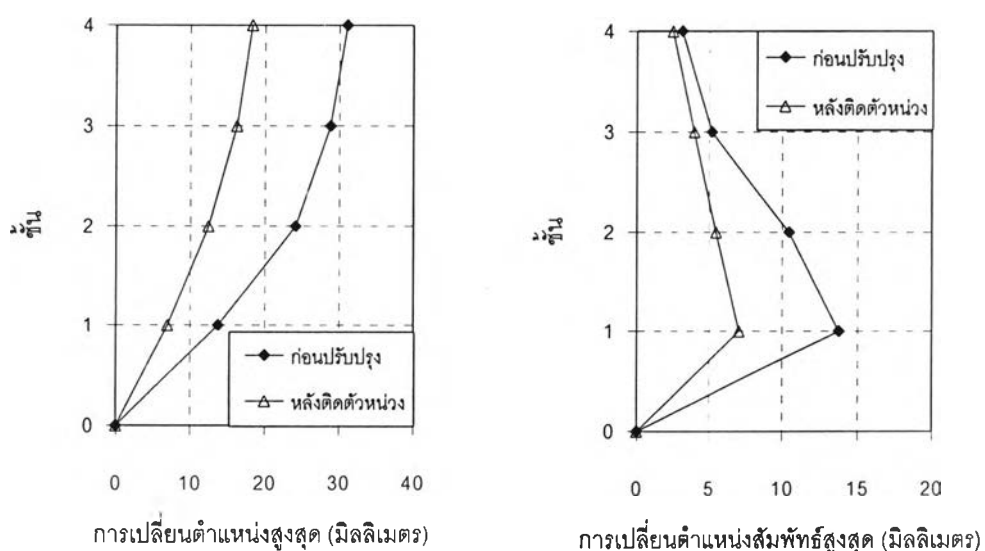


การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุด (มิลลิเมตร)      การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุด (มิลลิเมตร)

รูปที่ 5.73 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหว El Centro 0.10g เปรียบเทียบ อาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก

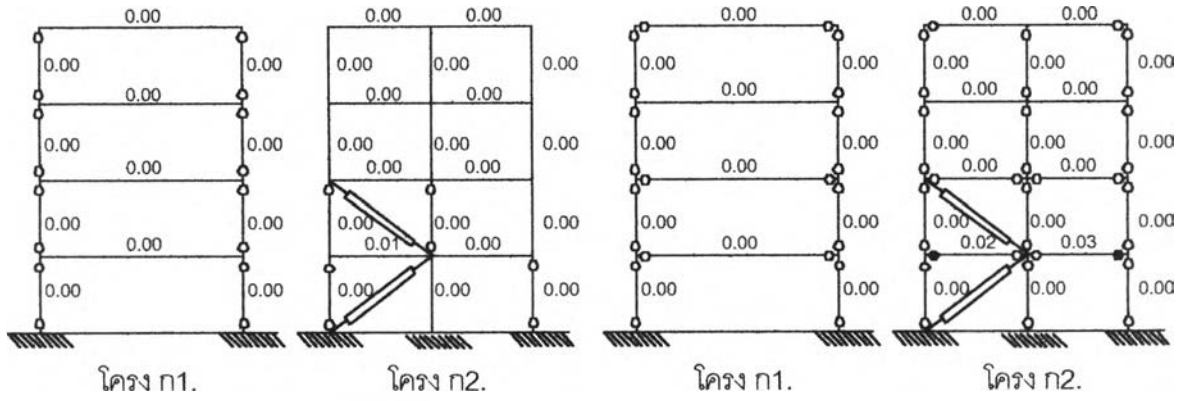


รูปที่ 5.74 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Loma Prieta 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก



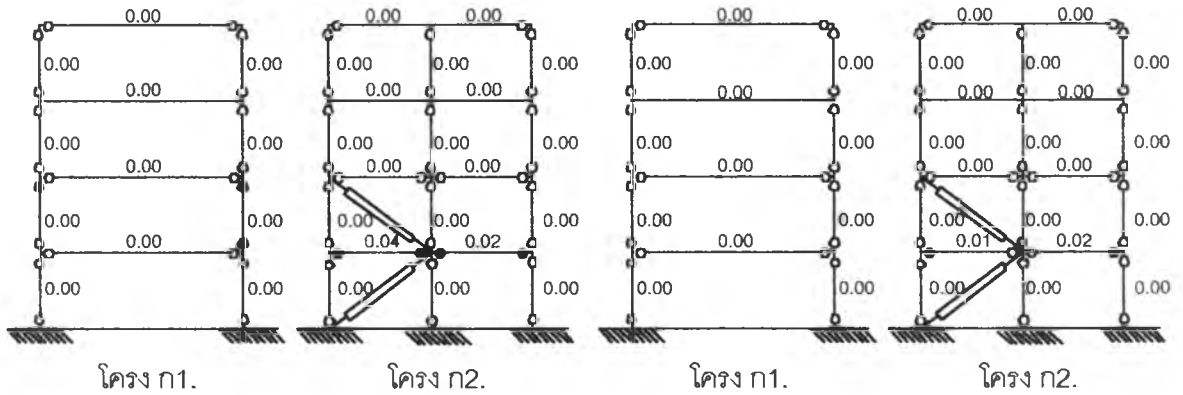
รูปที่ 5.75 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Northridge 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก

รูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคารเรียนที่ติดตั้งตัวหน่วงแสดงดังรูป 5.76 เมื่อเปรียบเทียบกับอาคารก่อนปรับปรุง พบว่า สามารถลดการครากที่เกิดในเสาชั้นที่ 1, 2 และ 3 ได้ เนื่องจากการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีค่าต่าลงนั่นเอง โดยเกิดการครากเฉพาะในกรณีคลื่น Loma Prieta ที่เสาชั้นที่ 2 ในขณะที่เสาชั้นอื่นเกิดรอยร้าว สำหรับคาน พบว่าการครากของคานในชั้นที่ 2 ลดลง การครากส่วนใหญ่เกิดในชั้นที่ 1 โดยเมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหายที่เกิดขึ้นพบว่ากรณีติดตั้งตัวหน่วง ความเสียหายในเสามีค่าเท่ากับศูนย์ สำหรับค่าดัชนีความเสียหายในคาน มีค่าอยู่ระหว่าง 0.01-0.04 จากค่าดัชนีความเสียหายแสดงให้เห็นว่าความเสียหายที่เกิดขึ้นอยู่ในระดับที่เสียหายเพียงเล็กน้อย



(ก) Chiengrai

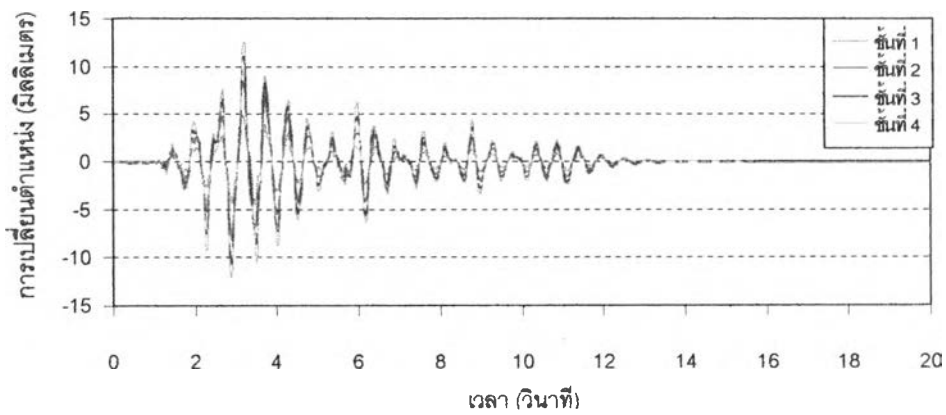
(ข) El Centro



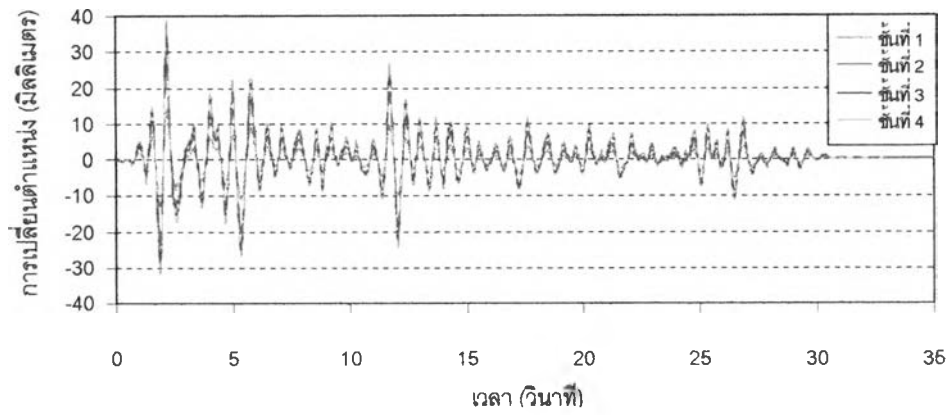
(ค) Loma Prieta

(ง) Northridge

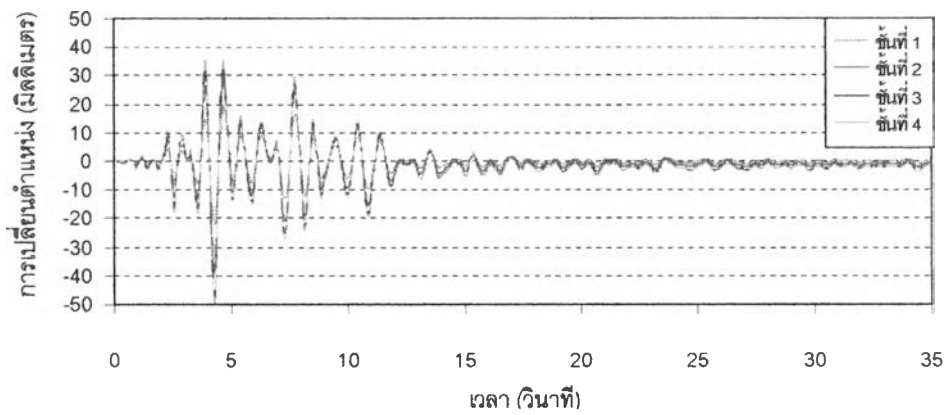
รูปที่ 5.76 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร ก. หลังติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก ภายใต้แผ่นดินไหว Chiangrai, El Centro, Loma Prieta และ Northridge ขนาด 0.10g



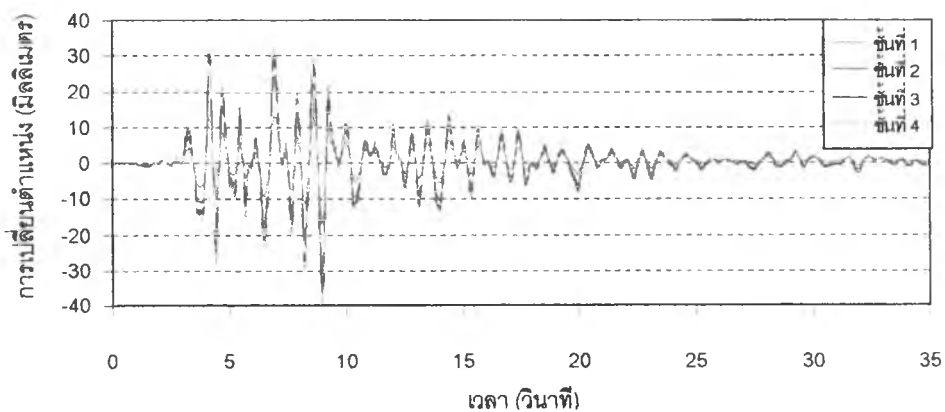
รูปที่ 5.77 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ภายหลังจากติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Chiangrai 0.20g



รูปที่ 5.78 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ภายหลังจากติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก ภายใต้แรงแผ่นดินไหว El Centro 0.20g

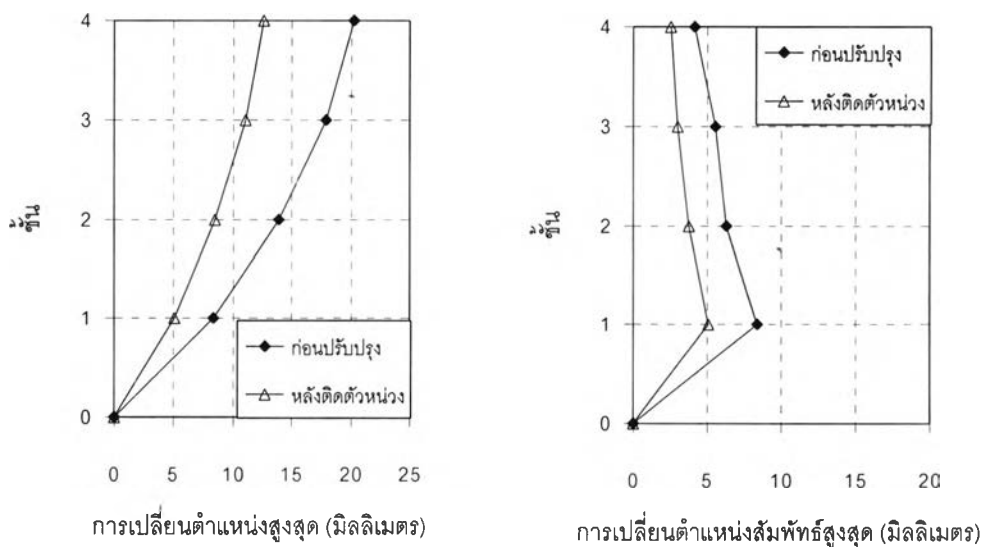


รูปที่ 5.79 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ภายหลังจากติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Loma Prieta 0.20g

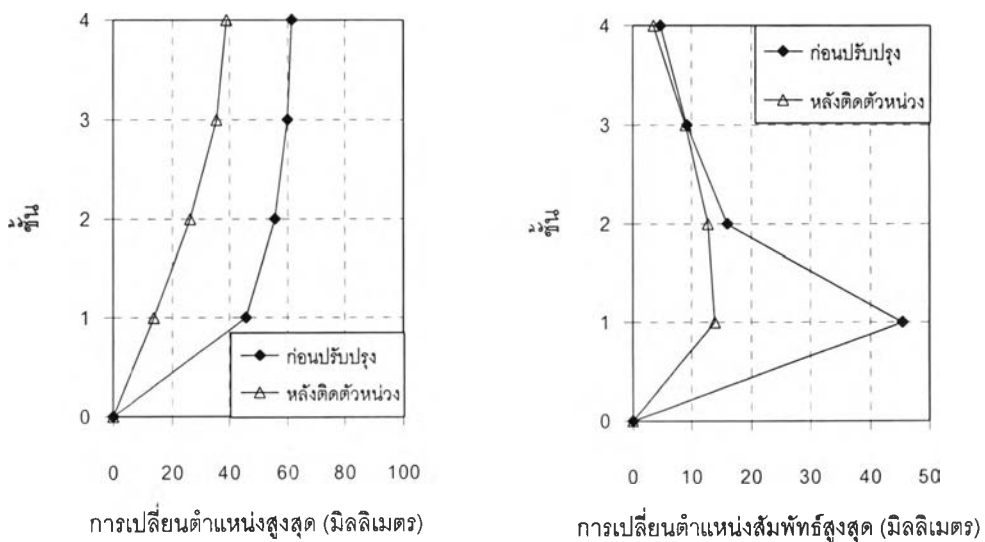


รูปที่ 5.80 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ก. ภายหลังจากติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก ภายใต้แรงแผ่นดินไหว Northridge 0.20g

ภายใต้แผ่นดินไหวขนาด 0.20g การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่ชั้น 4 มีค่า 6.1, 19.9, 21.1 และ 18.3 มิลลิเมตร คิดเป็น 0.09, 0.28, 0.35 และ 0.28% ลดจากกรณีไม่มีตัวหน่วง คิดเป็น 37.9, 36.8, 36.9 และ 36.4% สำหรับกรณีคลื่นทั้ง 4 ตามลำดับ การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดที่ชั้น 1 มีค่าลดลงอย่างมาก โดยมีค่าเท่ากับ 5.1, 13.9, 22.1 และ 17.1 มิลลิเมตร ลดจากกรณีไม่มีตัวหน่วงประมาณ 40.0, 69.5, 54.7 และ 59.5 % เสายภายในของชั้นที่ 1 ของโครง ก2. ต้องรับแรงอัดในแนวแกนเพิ่มขึ้น มีค่าเท่ากับ 657, 883, 952 และ 852 กิโลนิวตัน คิดเป็น 1.33, 1.79, 1.93 และ 1.73 เท่าของแรงอัดในแนวแกนเนื่องจากแรงในแนวดิ่ง ซึ่งอาจทำให้ต้องมีการปรับปรุงเสาดังกล่าวรวมด้วย อย่างไรก็ตามการศึกษาคั้งนี้ไม่ได้พิจารณาผลดังกล่าว

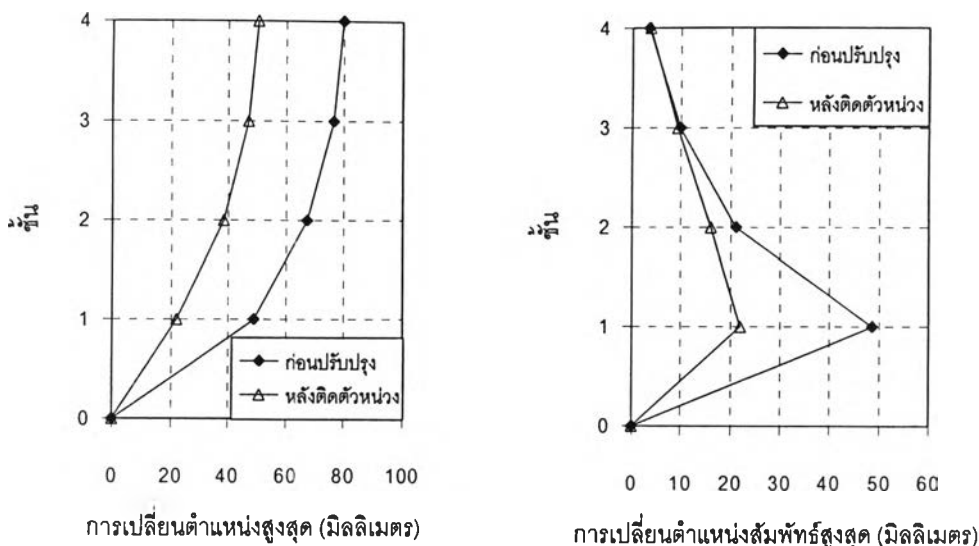


รูปที่ 5.81 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Chiangrai 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก

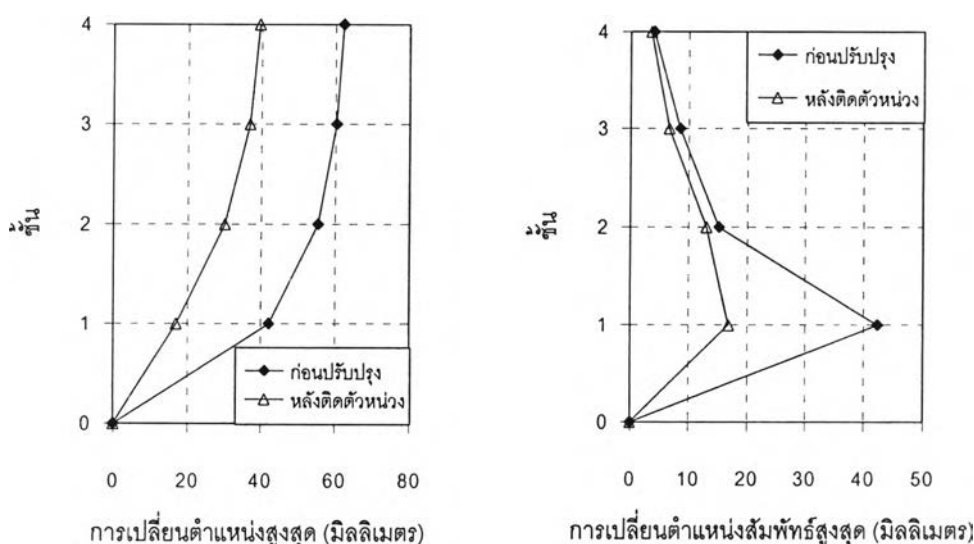


รูปที่ 5.82 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น EI Centro 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก



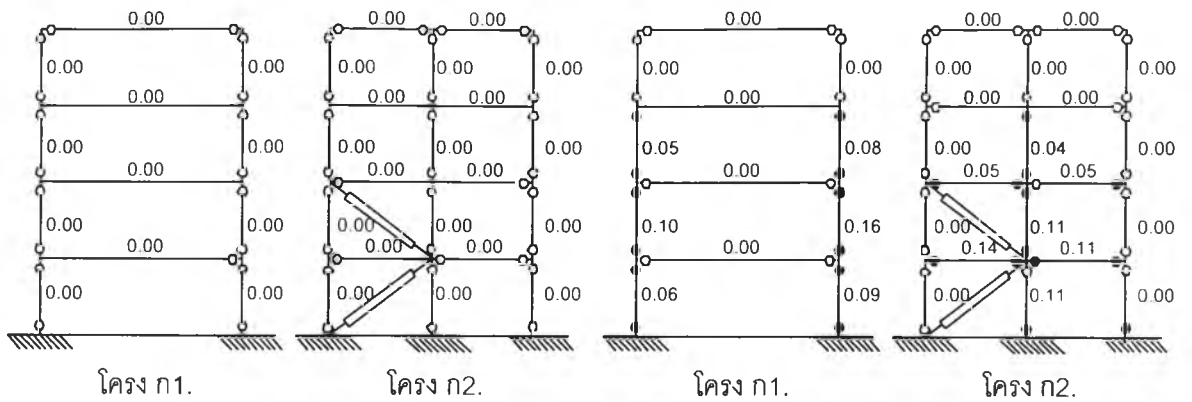


รูปที่ 5.83 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Loma Prieta 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก



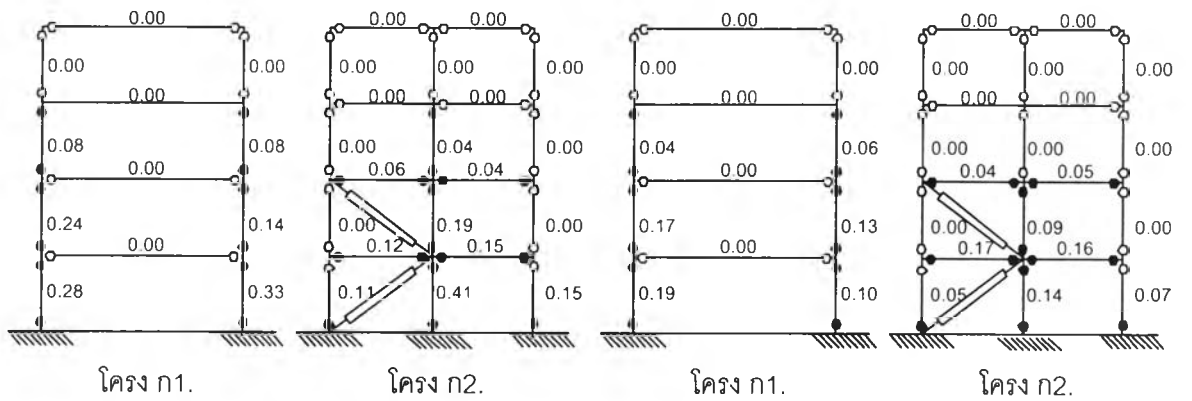
รูปที่ 5.84 การตอบสนองของอาคาร ก. ภายใต้คลื่น Northridge 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและอาคารหลังติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก

รูปแบบความเสียหายในกรณีอาคารเรียนที่มีตัวหน่วงแสดงในรูปที่ 5.85 พบว่า ในกรณีคลื่น Chiangrai การติดตั้งตัวหน่วงทำให้ไม่เกิดการครากในเสาและคาน พบแต่รอยร้าวกระจายอยู่ทั่วไป ในกรณีคลื่นที่เหลือ ตัวหน่วงช่วยลดการครากในเสาชั้น 1 ของโครง ก2. ได้เล็กน้อย สำหรับคานพบว่าเกิดการครากในชั้นที่ 1 และ 2 ของโครง ก2. เช่นเดียวกับกรณีอาคารก่อนปรับปรุง เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหายพบว่าค่าดัชนีความเสียหายในเสาชั้นที่ 1 และ 2 ลดลงมาก โดยมีความเสียหายอยู่ในระดับเล็กน้อยถึงปานกลาง ยกเว้นเสาภายในของโครง ก2. ในกรณีคลื่น Loma Prieta ซึ่งมีค่าเกินระดับที่เสียหายปานกลางไปเล็กน้อย ส่วนคาน ค่าดัชนีความเสียหายลดลงเล็กน้อย โดยอยู่ในระดับเสียหายปานกลางเช่นเดียวกัน



(ก) Chiangrai

(ข) El Centro



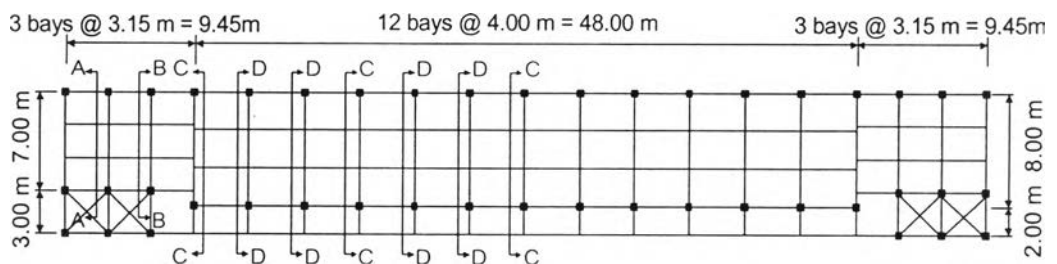
(ค) Loma Prieta

(ง) Northridge

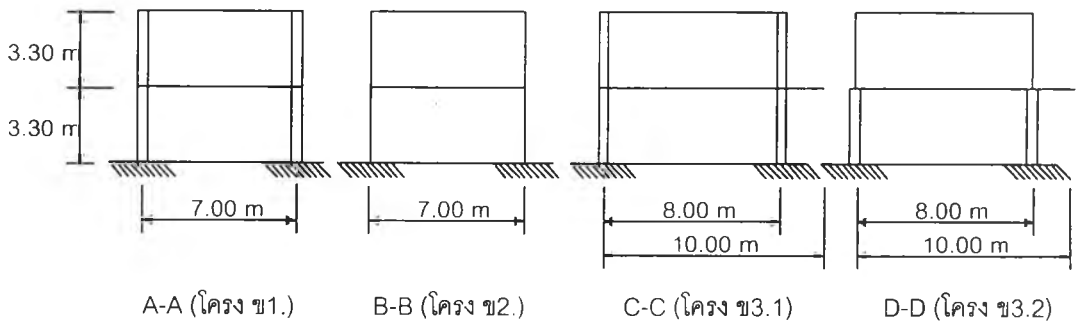
รูปที่ 5.85 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร ก. หลังติดตั้งตัวหน่วงความหนืดอีลาสติก ภายใต้แผ่นดินไหว Chiangrai, El Centro, Loma Prieta และ Northridge ขนาด 0.20g

5.3 พฤติกรรมของอาคารเรียน ข. ภายหลังจากเพิ่มความต้านทานแผ่นดินไหว

จากการวิเคราะห์ในบทที่ผ่านมา พบว่า อาคาร ข. เกิดความเสียหายมากในเสาชั้นที่ 1 ดังนั้นจึงพิจารณาปรับปรุงเสาโดยการห่อหุ้มเสาด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กในชั้นที่ 1 เป็นหลัก เช่นเดียวกับกับอาคารเรียน ก. การห่อหุ้มเสาในชั้นใดชั้นหนึ่งเพียงชั้นเดียวจะทำให้เกิดความแตกต่างระหว่างสติเฟนระหว่างชั้นอย่างมาก ทำให้เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ในชั้นที่ไม่มีการห่อหุ้มเสามาก ทำให้ความเสียหายเกิดขึ้นในเสาชั้นที่ 2 อย่างรุนแรง ดังนั้นจึงพิจารณาการห่อหุ้มเสาดังรูปที่ 5.86 โดยห่อหุ้มเสาของโครง ข1. ทั้งชั้นที่ 1 และ 2 โครง ข2. ไม่มีการห่อหุ้ม โครง ข3. จะทำการห่อหุ้มเสาทั้ง 2 ชั้นจำนวน 4 โครง และห่อหุ้มเสาเฉพาะชั้นที่ 1 จำนวน 9 โครง การเสริมเหล็กของเสาที่ทำการห่อหุ้มแสดงดังรูปที่ 5.87



(ก) รูปแปลน



A-A (โครง ข1.)

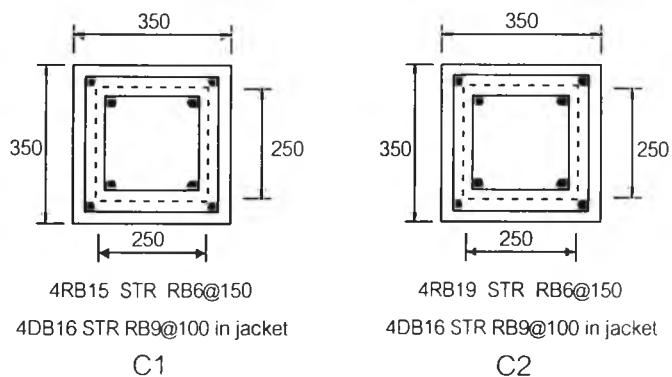
B-B (โครง ข2.)

C-C (โครง ข3.1)

D-D (โครง ข3.2)

(ข) รูปตัดด้านข้าง

รูปที่ 5.86 รูปแบบการห่อหุ้มเสาของอาคารเรียน ข.

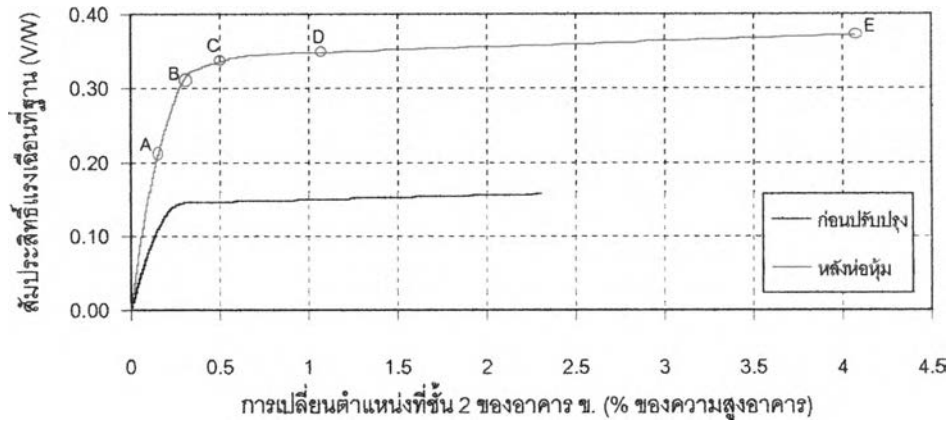


4RB15 STR RB6@150  
4DB16 STR RB9@100 in jacket  
C1

4RB19 STR RB6@150  
4DB16 STR RB9@100 in jacket  
C2

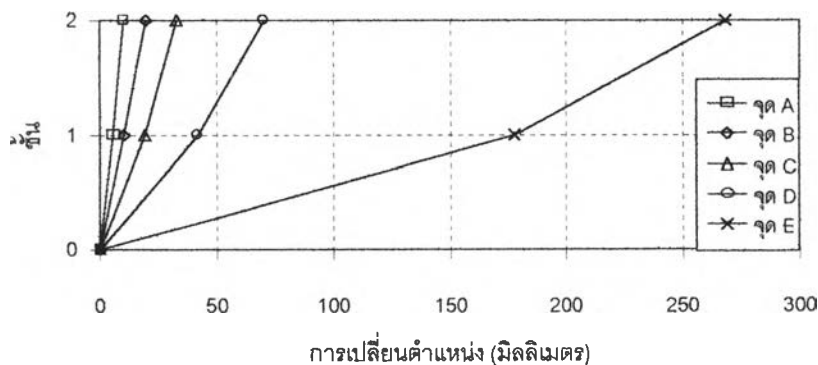
รูปที่ 5.87 รายละเอียดการเสริมเหล็กในส่วนห่อหุ้มเสาของอาคารเรียน ข.

อาคารเรียน ข. ภายหลังจากห่อหุ้ม มีความถี่ธรรมชาติเท่ากับ 3.43 เฮิรตซ์ ความสามารถในการรับแรงด้านข้างเพิ่มขึ้นจากเดิม ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 0.16 เพิ่มขึ้นเป็น 0.37 โดยมีการเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดของชั้นที่ 2 เท่ากับ 4.07% ของความสูงอาคารดังรูปที่ 5.88

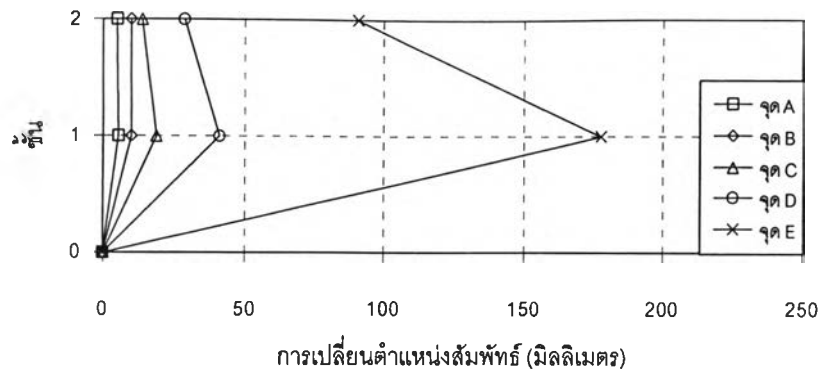


รูปที่ 5.88 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้น 2 ของอาคารเรียน ข. หลังห่อหุ้มเสา ภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้างแบบสถิต

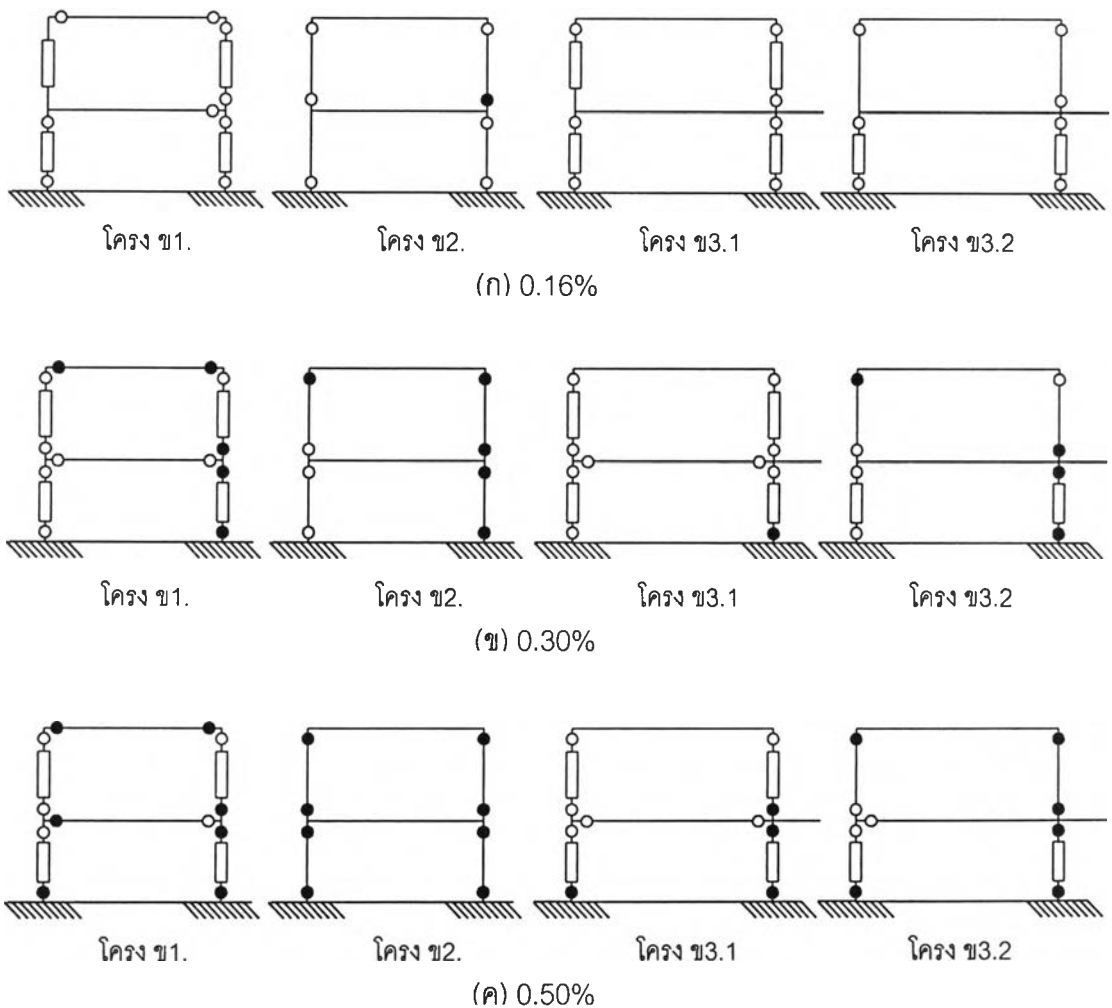
รูปที่ 5.89 และ 5.90 แสดงการเปลี่ยนตำแหน่งและการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ของชั้นที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งของชั้นที่ 2 ต่างๆ ในช่วงแรกของการรับแรงด้านข้าง การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ของชั้นในชั้นที่ 1 และ 2 มีค่าที่ใกล้เคียงกัน เนื่องมาจากการห่อหุ้มเสาในชั้นที่ 1 เป็นจำนวนมากทำให้สติเฟนสของชั้นที่ 1 สูงกว่าชั้นที่ 2 แต่อย่างไรก็ตามชั้นที่ 1 ต้องรับแรงเฉือนสูงกว่าชั้นที่ 2 ทำให้เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ของชั้นที่ใกล้เคียงกัน แต่เมื่อแรงดันด้านข้างสูงขึ้นการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ของชั้นที่ 1 จะมากกว่าในชั้นที่ 2 เนื่องจากการเกิดความเสียหายในเสาชั้นที่ 1 เป็นจำนวนมาก



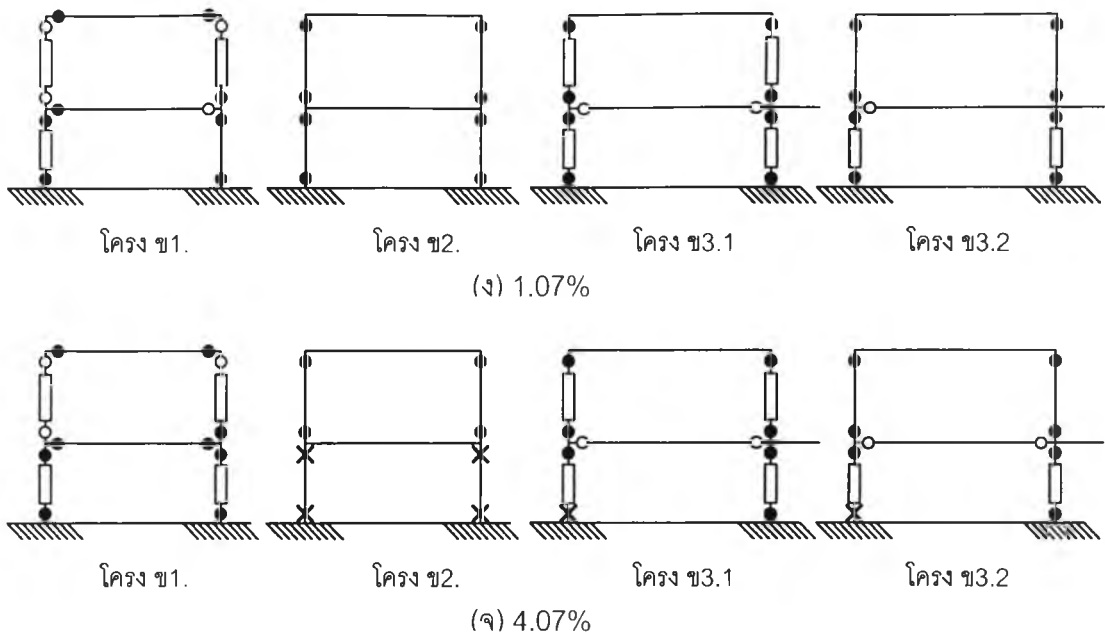
รูปที่ 5.89 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคารเรียน ข. หลังห่อหุ้มเสาภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้างแบบสถิต ณ จุดต่างๆ ในรูปที่ 5.88



รูปที่ 5.90 การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ของอาคารเรียน ข. หลังห่อหุ้มเสาภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้างแบบสถิต ณ จุดต่างๆ ในรูปที่ 5.88



รูปที่ 5.91 รูปแบบความเสียหายของอาคารเรียน ข. หลังห่อหุ้มเสา ภายใต้การดันด้วยแรงด้านข้างที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 2 ต่างๆ เทียบกับความสูงของอาคาร

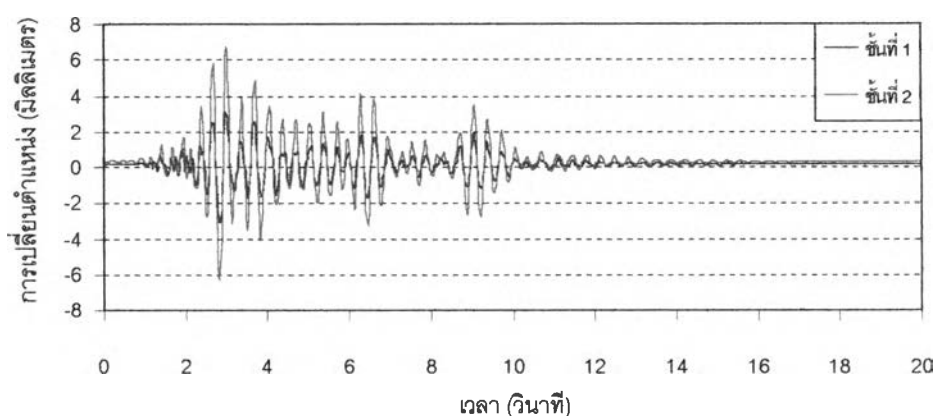


รูปที่ 5.91(ต่อ) รูปแบบความเสียหายของอาคารเรียน ข. หลังห่อหุ้มเสา ภายใต้การดันด้วยแรง  
ด้านข้างที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นที่ 2 ต่างๆ เทียบกับความสูงของอาคาร

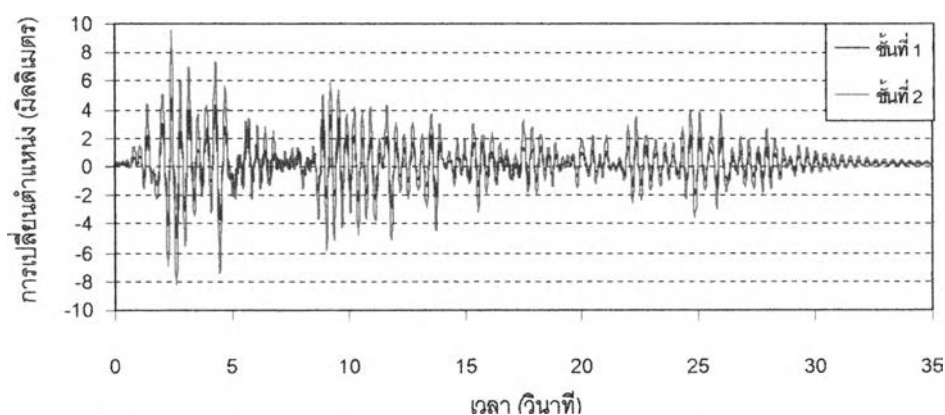
ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคารที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งของชั้นที่ 2 ต่างๆ แสดงดังรูปที่ 5.91 เมื่อมีการเปลี่ยนตำแหน่งเท่ากับ 0.15% ของความสูงอาคาร เกิดการครากในเสาเป็นครั้งแรก โดยเกิดขึ้นที่โครง ข2. ซึ่งไม่มีการห่อหุ้มเสา ทำให้มีกำลังรับโมเมนต์ต่ำ เมื่อมีการเปลี่ยนตำแหน่งเท่ากับ 0.30% ของความสูงอาคาร พบว่าเกิดการครากในเสาทางด้านขวาของแต่ละโครงซึ่งเกิดการเสริมกันระหว่างโมเมนต์เนื่องจากแรงในแนวดิ่งและแรงดันด้านข้างเป็นจำนวนมากโดยเฉพาะเสาที่ไม่มีการห่อหุ้ม และพบว่าการครากในคานหลังคาของโครง ข1. และเมื่อมีการเปลี่ยนตำแหน่งเท่ากับ 0.50% ของความสูงอาคาร การครากขยายไปสู่เสาทางด้านซ้ายและเกิดการครากในคานชั้นที่ 1 ของโครง ข1. เมื่อมีการเปลี่ยนตำแหน่งเท่ากับ 1.07% ของความสูงอาคาร จะเกิดการครากในเสาชั้นที่ 1 ตลอดทั้งชั้น ในขณะที่เสาในชั้นที่ 2 ก็เกิดการครากเป็นจำนวนมาก และเมื่อมีการเปลี่ยนตำแหน่งเท่ากับ 4.07% ของความสูงอาคาร ถือว่าเกิดการวิบัติของอาคาร เนื่องจากการวิบัติของเสาในชั้นที่ 1 โดยเฉพาะในเสาของโครง ข2.

ผลการวิเคราะห์อาคาร ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวขนาด 0.10g การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคารแสดงดังรูปที่ 5.92 ถึง 5.95 เมื่อเปรียบเทียบกับอาคาร ข. ก่อนปรับปรุง พบว่ากรณีคลื่น Chiangrai ความถี่การสั่นของอาคารเพิ่มขึ้นเล็กน้อย แต่ในกรณีคลื่นอื่นๆ ความถี่ของการสั่นเพิ่มขึ้นมาก เนื่องจากอาคารเรียน ข. ก่อนปรับปรุง เกิดการครากอย่างมากในเสาชั้นที่ 1 ทำให้ความถี่ของการสั่นของอาคารลดลง ในขณะที่อาคารหลังห่อหุ้มเสามีสเปกตรัมของอาคารสูงขึ้นและไม่เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งแบบถาวรขึ้นในอาคาร

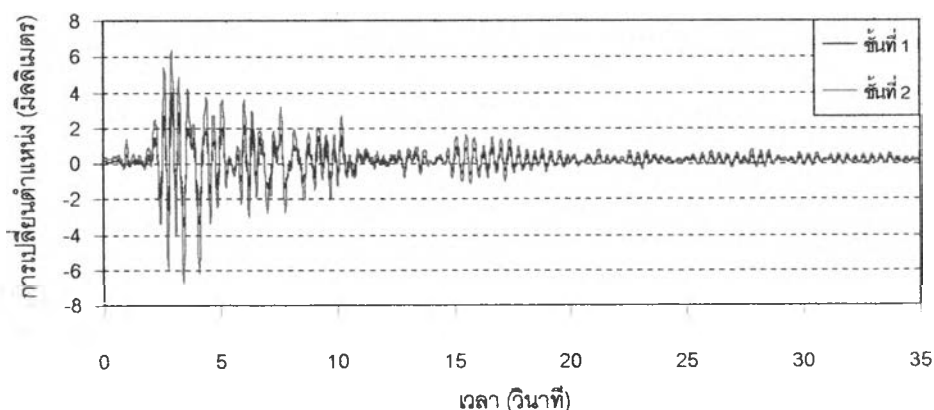
การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุด และการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุดของชั้นมีลักษณะแตกต่างไปจากอาคารก่อนการปรับปรุง แสดงดังรูปที่ 5.96 ถึง 5.99 โดยการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ในชั้นที่ 1 และ 2 มีค่าใกล้เคียงกัน การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ของชั้นที่ 1 ลดลงอย่างมากประมาณ 30.6, 82.1, 90.6 และ 82.2 % และเกิดแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดมีค่าเท่ากับ 789, 1061, 884 และ 1243 กิโลนิวตัน คิดเป็นค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนเท่ากับ 0.14, 0.19, 0.16 และ 0.23 สำหรับคลื่นทั้งสิ้น ตามลำดับ



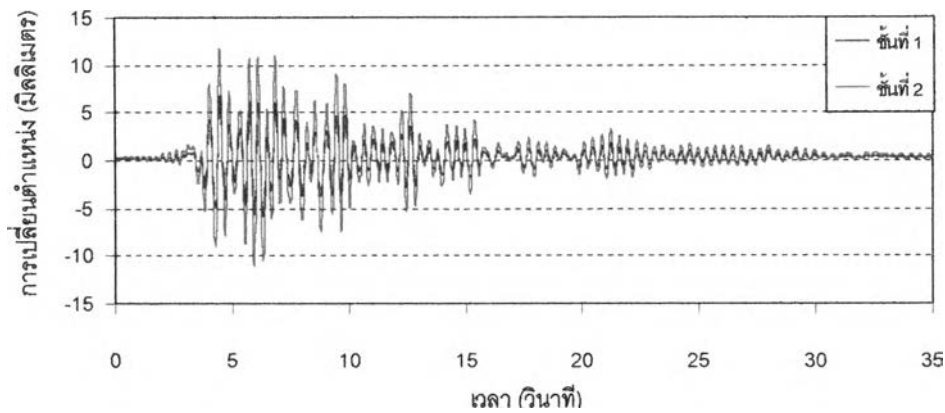
รูปที่ 5.92 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ข. หลังห่อหุ้มเสาภายใต้คลื่น Chiengrai 0.10g



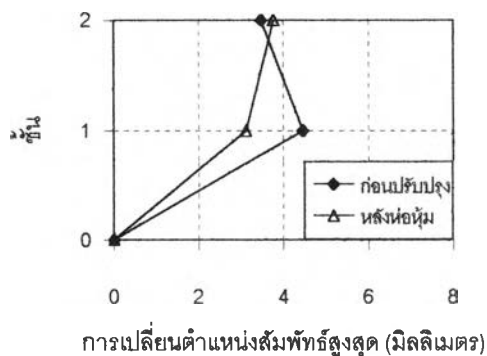
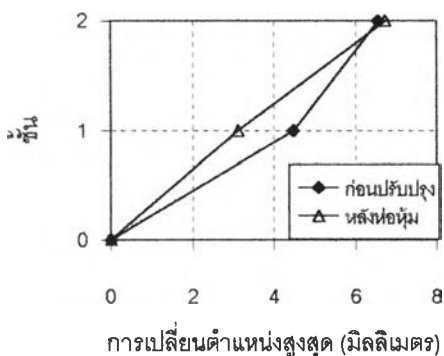
รูปที่ 5.93 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ข. หลังห่อหุ้มเสาภายใต้คลื่น El Centro 0.10g



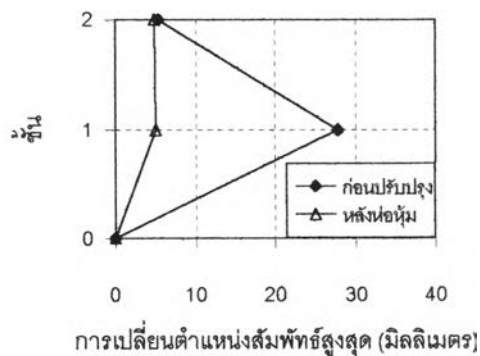
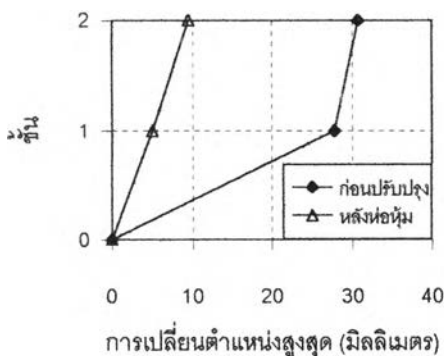
รูปที่ 5.94 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ข. หลังห่อหุ้มเสาภายใต้คลื่น Loma Prieta 0.10g



รูปที่ 5.95 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ข. หลังห่อหุ้มเสาภายใต้คลื่น Northridge 0.10g

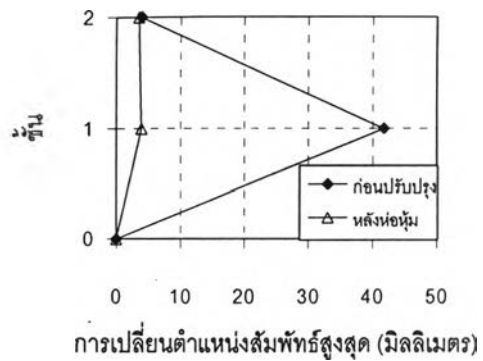
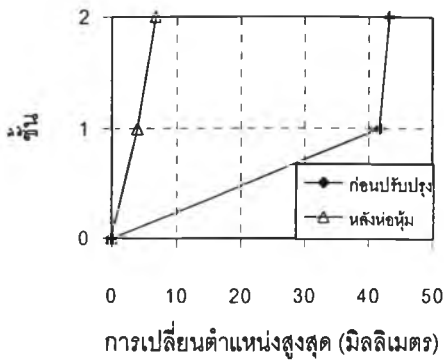


รูปที่ 5.96 การตอบสนองของอาคาร ข. ภายใต้คลื่น Chiangrai 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและหลังการห่อหุ้มเสา

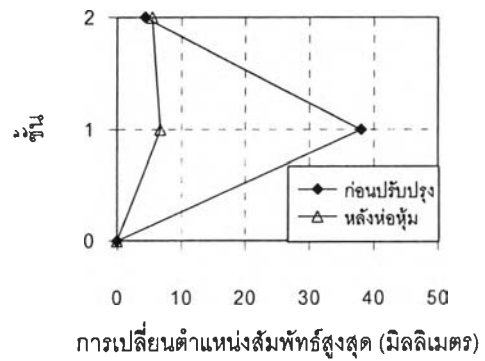
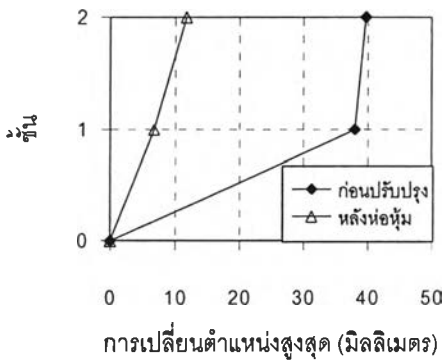


รูปที่ 5.97 การตอบสนองของอาคาร ข. ภายใต้คลื่น El Centro 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและหลังการห่อหุ้มเสา





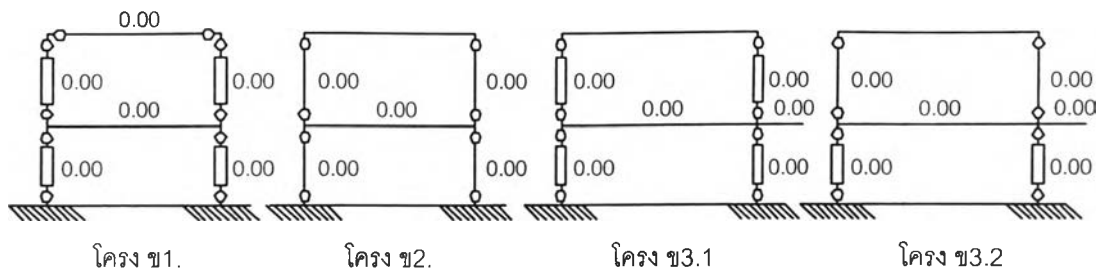
รูปที่ 5.98 การตอบสนองของอาคาร ข. ภายใต้คลื่น Loma Prieta 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและหลังการซ่อมแซมเสา



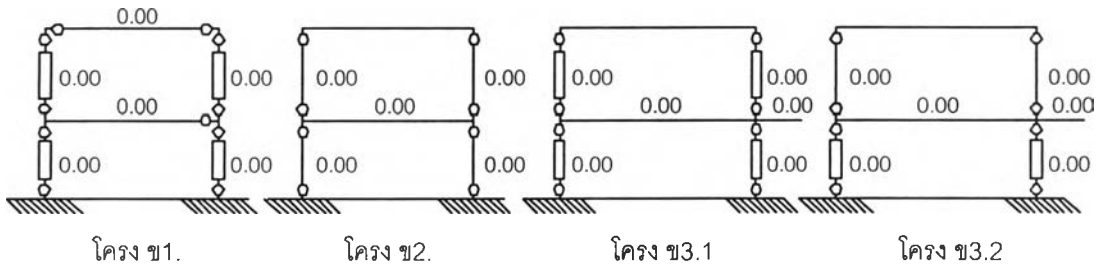
รูปที่ 5.99 การตอบสนองของอาคาร ข. ภายใต้คลื่น Northridge 0.10g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและหลังการซ่อมแซมเสา

รูปแบบความเสียหายของอาคารแสดงดังรูปที่ 5.100 ในกรณีคลื่น Chiangrai พบว่าการซ่อมแซมเสา ไม่สามารถลดรอยร้าวที่เกิดขึ้นแต่อย่างใด แต่ในกรณีอีก 3 คลื่น สามารถลดการครากในเสา ซึ่งเดิมเกิดขึ้นมากในเสาชั้นที่ 1 ได้เป็นอย่างมาก โดยในกรณีคลื่น El Centro และ Loma Prieta เกิดเฉพาะรอยร้าว และในกรณีคลื่น Northridge เกิดการครากเพียงเล็กน้อยเฉพาะเสาชั้นที่ 2 ของโครง ข2. และ ข3.2 ซึ่งไม่มีการซ่อมแซมเสา ในขณะที่มีรอยร้าวเกิดขึ้นในคานของโครง ข1. และ ข3.1

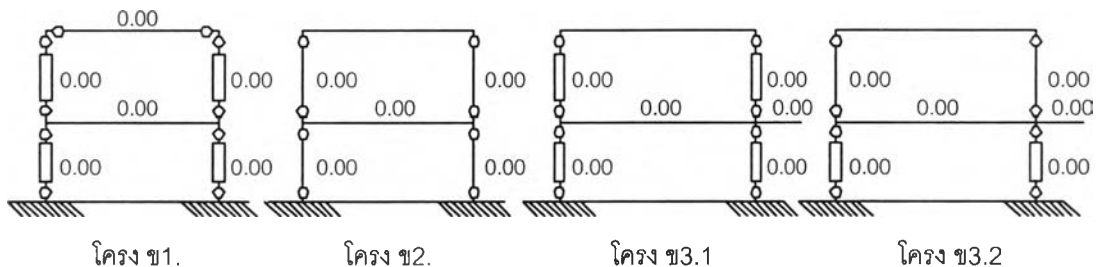
เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหายที่เกิดขึ้น พบว่าในกรณีของคลื่น El Centro, Loma Prieta และ Northridge ค่าดัชนีความเสียหายในเสาในชั้นที่ 1 ลดลงอย่างมากจากระดับที่เสียหายปานกลางถึงรุนแรง เหลือเพียงระดับที่ไม่เกิดความเสียหาย สำหรับคาน ค่าดัชนีความเสียหายอยู่ในระดับที่ไม่เกิดความเสียหายเช่นเดิม



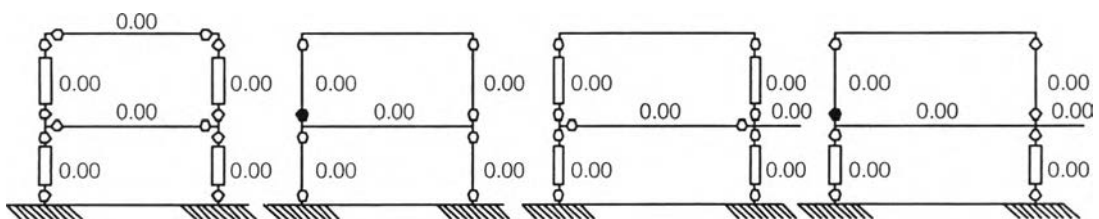
(ก) Chiangrai 0.10g



(ข) El Centro 0.10g



(ค) Loma Prieta 0.10g

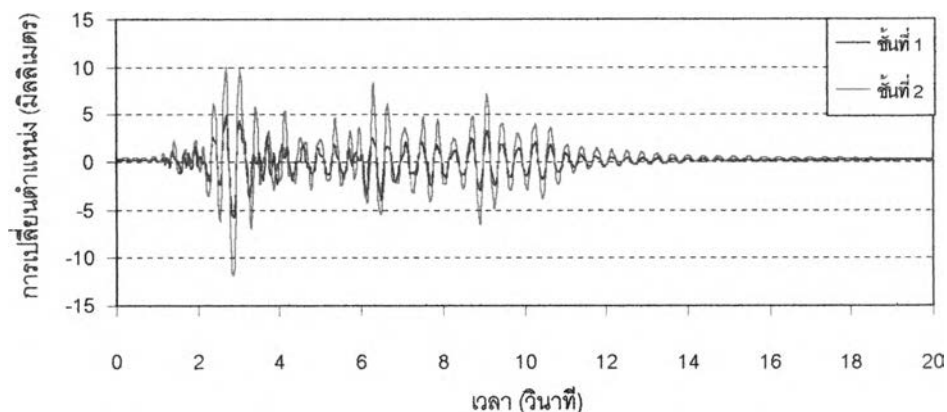


(ง) Northridge 0.10g

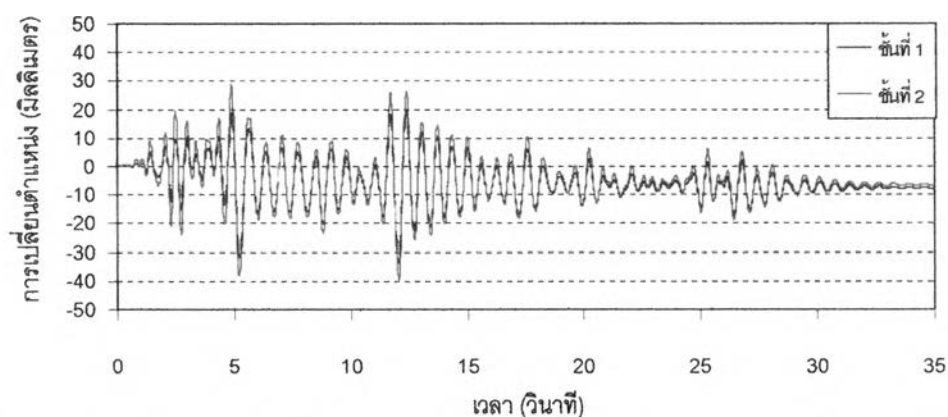
รูปที่ 5.100 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร ข. หลังการห่อหุ้มเสา ภายใต้แผ่นดินไหว Chiangrai, El Centro, Loma Prieta และ Northridge ขนาด 0.10g

ภายใต้แรงแผ่นดินไหวขนาด 0.20g การเปลี่ยนตำแหน่งของชั้นแสดงดังรูปที่ 5.101 ถึง 5.104 ในกรณีของคลื่น Chiangrai และ Loma Prieta การสั่นของอาคารไม่แตกต่างกันจากกรณีคลื่น 0.10g โดยมีขนาดเพิ่มขึ้นประมาณ 1 เท่า ในกรณีของคลื่น El Centro และ Northridge ความถี่ของการสั่นลดลง การเปลี่ยนตำแหน่งเพิ่มขึ้นมาก และเกิดการเปลี่ยน

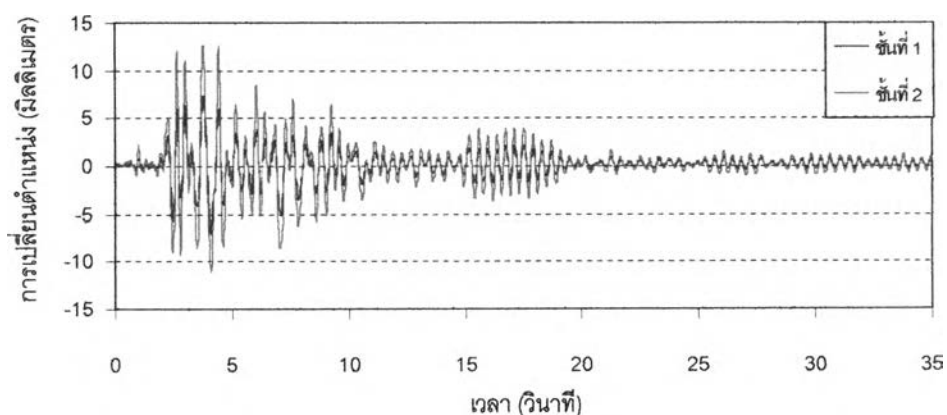
ตำแหน่งแบบถาวรในชั้นที่ 1 ประมาณ 8 มิลลิเมตร เกิดแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 1145, 1668, 1331 และ 1754 กิโลนิวตัน คิดเป็นค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือน 0.21, 0.30, 0.24 และ 0.32 ตามลำดับ



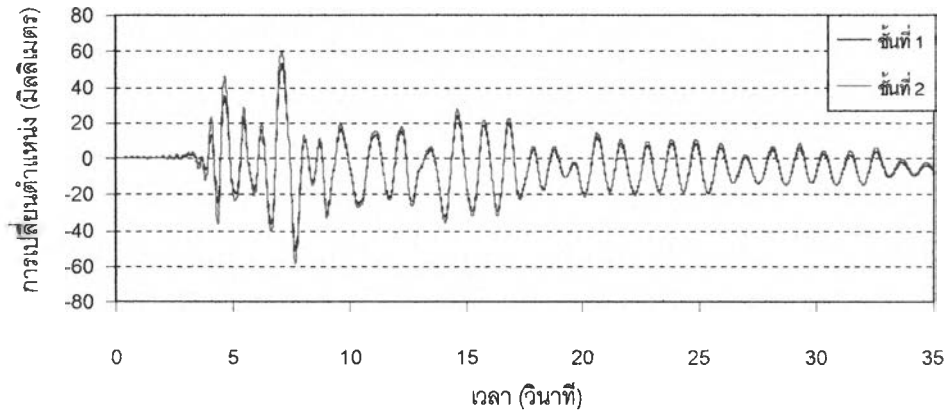
รูปที่ 5.101 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ข. หลังห่อหุ้มเสาภายใต้คลื่น Chiengrai 0.20g



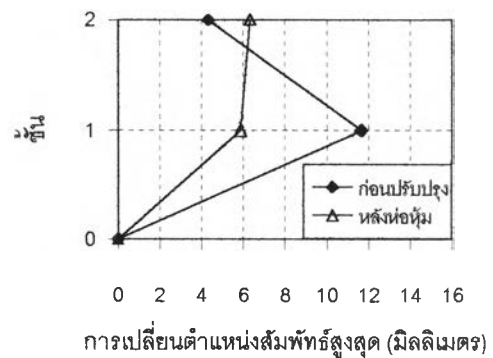
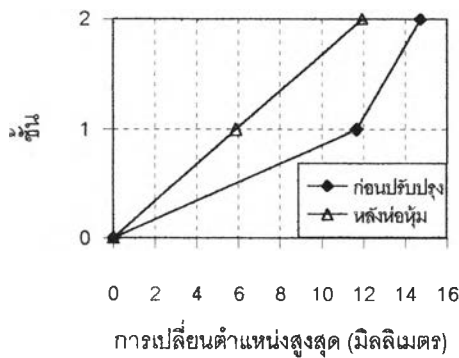
รูปที่ 5.102 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ข. หลังห่อหุ้มเสาภายใต้คลื่น El Centro 0.20g



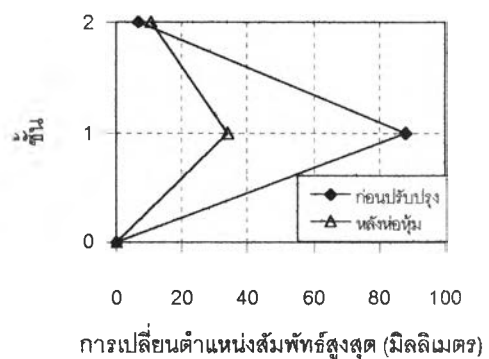
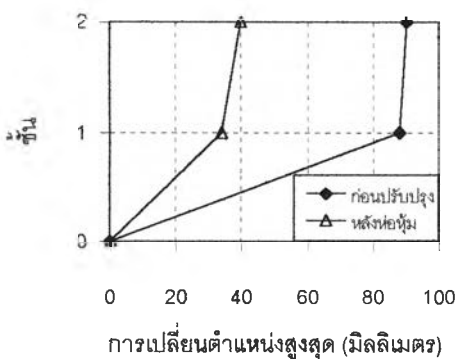
รูปที่ 5.103 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ข. หลังห่อหุ้มเสาภายใต้คลื่น Loma Prieta 0.20g



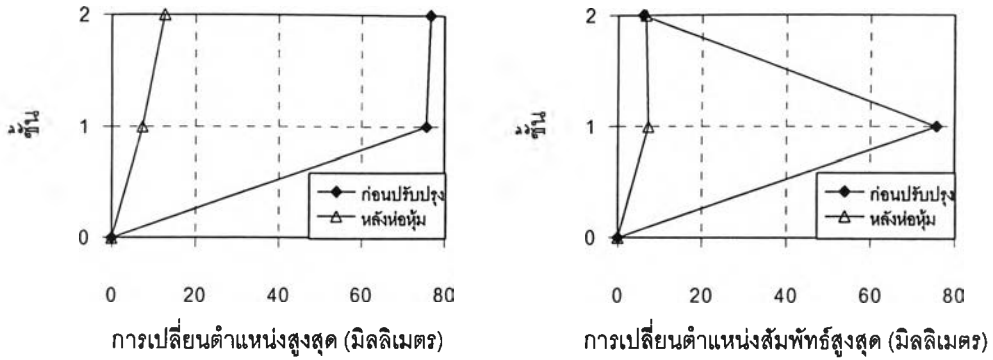
รูปที่ 5.104 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ ของอาคาร ข. หลังห่อหุ้มเสาภายใต้คลื่น Northridge 0.20g



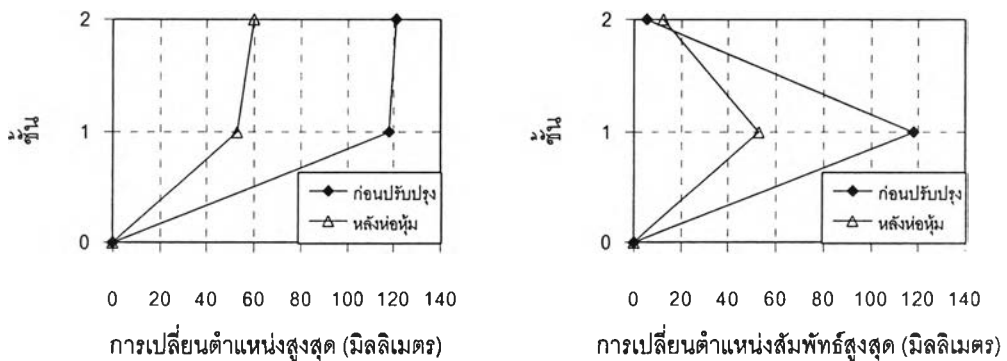
รูปที่ 5.105 การตอบสนองของอาคาร ข. ภายใต้คลื่น Chiangrai 0.20g เปรียบเทียบ อาคารก่อนปรับปรุงและหลังการห่อหุ้มเสา



รูปที่ 5.106 การตอบสนองของอาคาร ข. ภายใต้คลื่น El Centro 0.20g เปรียบเทียบ อาคารก่อนปรับปรุงและหลังการห่อหุ้มเสา



รูปที่ 5.107 การตอบสนองของอาคาร ข. ภายใต้คลื่น Loma Prieta 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและหลังการห่อหุ้มเสา

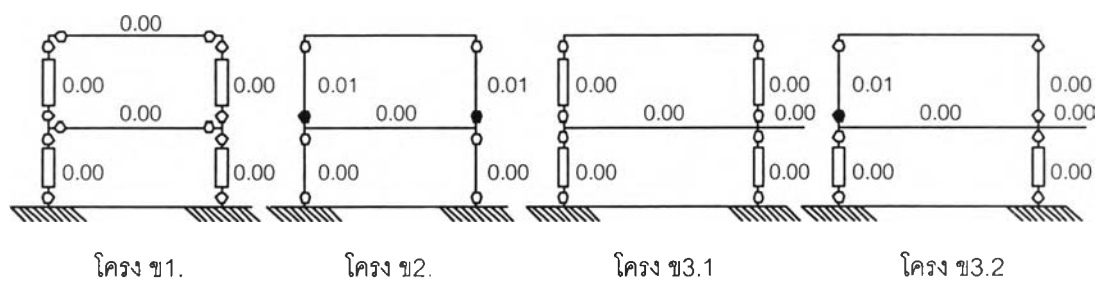


รูปที่ 5.108 การตอบสนองของอาคาร ข. ภายใต้คลื่น Northridge 0.20g เปรียบเทียบอาคารก่อนปรับปรุงและหลังการห่อหุ้มเสา

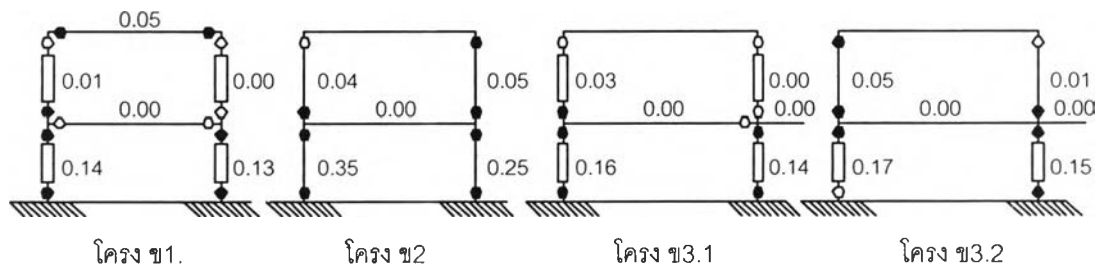
รูปที่ 5.105 ถึง 5.108 แสดงการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งสูงสุดและการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุดของชั้น เมื่อเปรียบเทียบกับอาคารก่อนการปรับปรุง พบว่าการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของชั้นที่ 2 สูงสุดลดประมาณ 19.1, 56.0, 83.5 และ 50.7 % ในกรณีของคลื่น Chiangrai และ Loma Prieta การเปลี่ยนแปลงตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุดของชั้นที่ 1 และ 2 ต่างไปจากอาคารเดิม โดยชั้นที่ 1 และ 2 มีค่าใกล้เคียงกันเช่นเดียวกับกรณีของคลื่นขนาด 0.10g ในกรณีของคลื่น El Centro และ Northridge เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์มากในชั้นที่ 1 เนื่องจากการเกิดการครากในเสาชั้นที่ 1 อย่างมาก การเปลี่ยนแปลงตำแหน่งสัมพัทธ์สูงสุดของชั้นที่ 1 ลดลง 50.0, 61.6, 90.3 และ 55.3 % สำหรับคลื่นทั้งสิ้น ตามลำดับ

ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร ข. แสดงดังรูปที่ 5.109 ในกรณีของคลื่น Chiangrai และ Loma Prieta สามารถลดการครากในเสาชั้นที่ 1 และ 2 ได้อย่างมาก โดยการครากส่วนใหญ่เกิดขึ้นในเสาที่ไม่มีห่อหุ้ม และเกิดรอยร้าวในคานของโครง ข1. และโครง ข3.1 โดยเมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย พบว่าอยู่ในระดับที่เกิดความเสียหายเล็กน้อย ส่วนในกรณีของคลื่น El Centro และ Northridge พบว่าสามารถลดการวิบัติของเสาชั้นที่ 1 แต่ก็พบการ

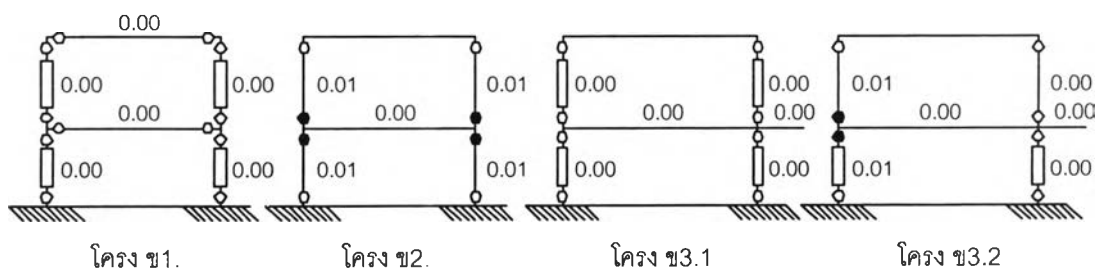
ครากในเสาทั้งส่วนบนและล่างเกือบตลอดทั้งชั้น ในขณะที่เกิดการครากในเสาชั้นที่ 2 เพิ่มขึ้น นอกจากนี้ พบการครากของคานหลังคาของโครง ข1. และรอยร้าวในคานชั้นที่ 1 ของโครง ข1. และ ข3.1 เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย พบว่าเสาชั้นที่ 2 ซึ่งมีจำนวนการครากเพิ่มขึ้น เป็นการครากซึ่งไม่รุนแรง ค่าดัชนีความเสียหายน้อยกว่า 0.11 ซึ่งอยู่ในระดับที่เสียหายเพียงเล็กน้อย ค่าดัชนีความเสียหายในเสาซึ่งไม่มีการห่อหุ้มมีค่ามากกว่าเสาที่มีการห่อหุ้มเล็กน้อย ส่วนค่าดัชนีความเสียหายของเสาชั้นที่ 1 พบว่ามีค่าลดลงจากระดับที่เกิดการวิบัติ โดยส่วนใหญ่มีค่าน้อยกว่า 0.40 ซึ่งอยู่ในระดับที่หายปานกลาง ยกเว้นกรณีของคลื่น Northridge เสาในโครง ข2. ซึ่งไม่มีการห่อหุ้มมีค่ามากกว่า 0.40 เล็กน้อย เป็นการเริ่มเข้าไปสู่ระดับที่เสียหายรุนแรง แต่อย่างไรก็ตามยังไม่เกิดการวิบัติของอาคาร และเสาอื่นในโครงใกล้เคียงมีความเสียหายในระดับปานกลาง ความเสียหายของเสาดังกล่าวจึงอยู่ในระดับที่ยอมรับได้ สำหรับคานหลังคาซึ่งพบว่าการครากเกิดขึ้น ค่าดัชนีความเสียหายอยู่ในระดับที่เสียหายเพียงเล็กน้อย



(ก) Chiangrai

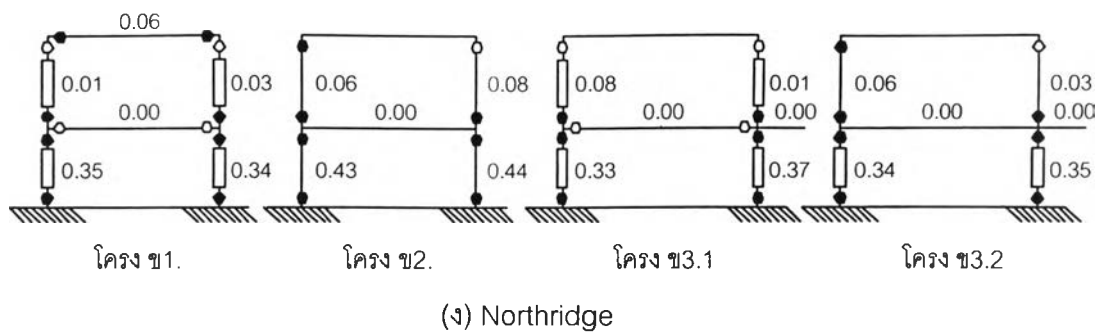


(ข) El Centro 0.20g



(ค) Loma Prieta 0.20g

รูปที่ 5.109 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร ข. หลังการห่อหุ้มเสา ภายใต้แผ่นดินไหว Chiangrai, El Centro, Loma Prieta และ Northridge ขนาด 0.20g



รูปที่ 5.109(ต่อ) ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคาร ข. หลังการห่อหุ้มเสา ภายใต้แผ่นดินไหว

Chiangrai, El Centro, Loma Prieta และ Northridge ขนาด 0.20g