

บทที่ 5

พฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงผลักด้านข้าง

เนื่องจากการวิเคราะห์ผลักด้านข้างโดยให้แรงกระทำทิศทางเดียว ยังไม่สามารถทำนายผลตอบสนองของอาคารได้ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ เนื่องจากมีข้อจำกัดบางประการในการวิเคราะห์ เช่น การมีสมมติฐานของการสั่นของอาคารอยู่ในโหมดพื้นฐาน และการไม่พิจารณาผลการกระทำซ้ำกลับไปกลับมาของแรงซึ่งก่อให้เกิดความเสียหายแก่อาคารมากขึ้น ส่วนการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์เป็นการวิเคราะห์ที่สามารถทำนายผลตอบสนองของอาคารได้ใกล้เคียงกับความเป็นจริง เมื่อมีการจำลองโครงสร้างให้สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริง เนื่องจากการพิจารณาการสลายพลังงานในองค์อาคารภายใต้การเคลื่อนตัวแบบเป็นวัฏจักร ซึ่งเป็นปัจจัยที่ทำให้เกิดความเสียหายแก่โครงสร้าง ดังนั้นในการวิเคราะห์ผลักด้านข้างควรได้มีการพิจารณาถึงการเคลื่อนที่กระทำกลับไปมา เพื่อให้สอดคล้องกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริง ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้เสนอการวิเคราะห์ผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร ที่มีการให้แรงกระทำโดยวิธีควบคุมการเคลื่อนที่ ในบทนี้จะกล่าวถึงพฤติกรรมการตอบสนอง และ รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงผลักด้านข้างโดยให้แรงกระทำในทิศทางเดียว และ แรงกระทำแบบเป็นวัฏจักร โดยมีรูปแบบของแรงผลักด้านข้างดังที่จะได้กล่าวต่อไป และทำการเปรียบเทียบประสิทธิภาพของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร กับ การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ และการวิเคราะห์ผลักด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียววิธีต่างๆ ดังที่จะได้กล่าวต่อไปในบทที่ 6

สำหรับการวิเคราะห์ผลักด้านข้าง (Pushover analysis) เป็นการวิเคราะห์เพื่อหาความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้าง และรูปแบบการวิบัติของอาคาร (mode of failure) โดยใช้แรงสถิตด้านข้างกระทำกับแบบจำลองโครงสร้างอาคาร แรงสถิตด้านข้างจะกระทำกับโครงสร้างอาคารเพิ่มขึ้นจนถึงการเปลี่ยนตำแหน่งเป้าหมาย (target displacement) หรือจนโครงสร้างเกิดการวิบัติ โดยมีสมมติฐานเบื้องต้นในการวิเคราะห์คือ พฤติกรรมของโครงสร้างจะสอดคล้องกับพฤติกรรมการสั่นอิสระของโครงสร้างในโหมดที่ 1 ซึ่งสัมพันธ์กับระบบชั้นความเสรีเดียว (single degree of freedom) และรูปแบบของการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงสร้างดังแสดงได้ในรูปที่ 5.1 จะมีค่าคงที่ตลอดการวิเคราะห์ ผลการคำนวณอยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (base shear) กับ การเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคาร (roof displacement) รูปแบบของแรงผลักด้านข้างที่ใช้ในการวิเคราะห์มีหลายแบบ ซึ่งสามารถแบ่งวิธีการในการให้แรงกระทำได้ 2 วิธี คือ วิธีการควบคุมแรงกระทำ (force control) และ วิธีการควบคุมการเคลื่อนที่ (displacement control) ในวิธีการควบคุมแรงกระทำ ซึ่งเป็นวิธีที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์ แรง

กระทำด้านข้างจะถูกให้เพิ่มขึ้นเรื่อยๆในแต่ละชั้นของแรงกระทำจนกระทั่งโครงสร้างเกิดการวิบัติ ผลการคำนวณจะทำให้ทราบถึงการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงสร้าง ส่วนวิธีการควบคุมการเคลื่อนที่ การเคลื่อนที่ที่จุดต่อที่กำหนดจะถูกให้เพิ่มขึ้นในแต่ละชั้นของแรงกระทำจนกระทั่งโครงสร้างเกิดการวิบัติ ผลการคำนวณจะทำให้ทราบถึงแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง ซึ่งวิธีการนี้จะสะท้อนความเป็นจริงมากกว่า เพราะความเสียหายมีความสอดคล้องกับการเปลี่ยนตำแหน่ง และเนื่องจากในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กส่วนมากจะมีกำลังดกกลางภายหลังจากที่เหล็กเสริมตามยาวเกิดการคราก ดังนั้นจึงเป็นการยากที่จะกำหนดการเพิ่มขึ้นของแรงกระทำที่เหมาะสมได้ตลอดการวิเคราะห์ โดยที่วิธีการควบคุมการเคลื่อนที่จะให้ผลเฉลยที่มีเสถียรภาพมากกว่า เนื่องจากการเคลื่อนที่ที่กำหนดจะไม่เกินความสามารถในการเคลื่อนที่ขององค์อาคาร นอกจากนี้สิ้นสุดการรับแรง โดยมีรูปแบบของแรงกระทำด้านข้างที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้อยู่ 4 แบบคือ

1. แรงผลักด้านข้างแบบควบคุมแรงกระทำที่มีการกระจายของแรงตามความสูงของอาคารเป็นรูปสามเหลี่ยม (Triangular distributed force-controlled pushover analysis, TFPA)
2. แรงผลักด้านข้างแบบควบคุมแรงกระทำที่มีการกระจายของแรงตามแรงเฉื่อยของมวลอาคารในลักษณะการเคลื่อนที่ของโหมดที่ 1 (Modal force-controlled pushover analysis, MFPA)
3. แรงผลักด้านข้างแบบควบคุมการเคลื่อนที่ในทิศทางเดียวให้มีลักษณะการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 1 (Modal displacement-controlled pushover analysis, MDPA)
4. แรงผลักด้านข้างแบบควบคุมการเคลื่อนที่ในทิศทางสลับทิศให้มีลักษณะการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 1 (Cyclic displacement-controlled pushover analysis, CDPA)

การให้แรงด้านข้างกระทำกับอาคารภายหลังจากการให้แรงในแนวดิ่ง โดยพิจารณาน้ำหนักบรรทุกคงที่ และ น้ำหนักบรรทุกจรที่คาดว่าจะเกิดขึ้นในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว โดยไม่พิจารณาผลของ P-delta effect ในการคำนวณ ซึ่งในการวิเคราะห์ผลักด้านข้างโดยวิธีควบคุมแรงกระทำจะให้แรงที่จุดตัดของคานและเสาของโครงสร้างด้านซ้ายเพียงแนวเดียว แต่สำหรับกรวิเคราะห์ผลักด้านข้างโดยวิธีควบคุมการเคลื่อนที่จะให้การเคลื่อนที่ทางด้านข้างกระทำที่จุดตัดของคานและเสาของโครงสร้างทุกๆแนว

5.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงผลักด้านข้างโดยวิธีควบคุมแรงกระทำ (force control)

5.1.1 อาคารตัวอย่างภายใต้แรงผลักด้านข้างที่มีการกระจายของแรงตามความสูงของอาคารเป็นรูปสามเหลี่ยม (TFPA)

รูปที่ 5.2 แสดง รูปแบบของแรงผลักด้านข้างตามความสูงของอาคาร และการเปลี่ยนแปลงตามเวลาของแรงผลักด้านข้างในแต่ละชั้น ซึ่งในการวิเคราะห์เพื่อหาพฤติกรรมการตอบสนองของอาคาร โดยวิธี TFPA จะมีแรงกระทำเพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วนโดยตรงกับความสูงจากพื้นดิน เนื่องจากการสั่นของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวจะมีการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 1 เป็นหลัก จึงทำให้การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคารมีลักษณะคล้ายกับรูปสามเหลี่ยมหัวกลับ รูปที่ 5.3 แสดง ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน กับ การเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคารที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆกัน ณ จุด A, B และ C พบว่า จะมีค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดที่จุด C เท่ากับ 0.082 และได้การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่ชั้น 6 เท่ากับ 81.5 mm คิดเป็น 0.46% ของความสูงอาคาร รูปที่ 5.4 และ 5.5 แสดงการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆกันของอาคาร พบว่าการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นจะเกิดมากที่บริเวณชั้นบน และมีค่าลดลงในชั้นล่าง รูปที่ 5.6 แสดงรูปแบบ ความเสียหายของอาคารตัวอย่างที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆกัน ณ จุด A, B และ C พบว่า ที่จุด A มีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาเท่ากับ 0.19% และค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 0.045 จะเกิดการครากในเสาเป็นครั้งแรก โดยจะเกิดการครากที่ส่วนบนและส่วนล่างของเสาภายในชั้นที่ 6 การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นจะมีมากในชั้นที่ 5 เท่ากับ 5.0 mm รูปแบบ ความเสียหายของอาคารแสดงได้ดังรูปที่ 5.6(ก) พบว่าจะเกิดการครากที่เสาชั้นบนภายในชั้นก่อน เนื่องจากการลดขนาดหน้าตัดเสาและการเสริมเหล็กให้น้อยลงจึงทำให้กำลังของเสามีค่าลดลง ประกอบกับมีการให้แรงผลักด้านข้างที่มากในชั้นดังกล่าว เสาภายในจะเกิดความเสียหายมากกว่าเสานอกเนื่องจากต้องรับแรงที่เกิดจากการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมากกว่า ดังที่ได้กล่าวมาแล้วในบทที่ 4

ที่จุด B มีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาเท่ากับ 0.31% และค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 0.068 พบว่าจะเกิดการครากในคานเป็นครั้งแรก โดยจะเกิดการครากที่คานภายในชั้นที่ 2 นอกจากนี้ยังเกิดการครากขึ้นที่ส่วนบนและส่วนล่างของเสานอกด้านซ้ายในชั้นที่ 6 และส่วนบนและส่วนล่างของเสานอกด้านซ้ายในชั้นที่ 4, 5 และ 6 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้น จะมีลักษณะคล้ายเดิมแต่มีขนาดใหญ่กว่า โดยมีค่าการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นสูงสุดในชั้นที่ 5 เท่ากับ 12.6 mm รูปแบบความเสียหายของอาคารแสดงได้ดังรูปที่ 5.6(ข) พบว่าการครากที่เกิดขึ้นที่คานภายในชั้นที่ 2 เนื่องจากการลดขนาดหน้าตัดคานและการเสริมเหล็กให้น้อยลง ประกอบกับคานชั้นบนมีกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงกว่าเสาเมื่อเปรียบเทียบกับคานชั้นล่าง จึงทำให้คานชั้นล่างเกิดการครากขึ้นก่อน และมีผลทำให้เสาชั้นล่างซึ่ง

มีกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงกว่าคานไม่เกิดความเสียหายแต่อย่างใด ซึ่งแสดงการเปรียบเทียบกำลังรับโมเมนต์ดัดในเสาและคานได้ดังรูปที่ 4.6

และเมื่อเพิ่มแรงผลักดันข้างไปที่จุด C มีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาเท่ากับ 0.46% และค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 0.082 พบว่าจะเกิดการครากที่ส่วนบนและส่วนล่างของเสาชั้นที่ 6 ตลอดทั้งชั้น นอกจากนี้ยังเกิดการครากที่คานภายในชั้นที่ 2 และ 3 อาคารจะมีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นเนื่องจากความเสียหายเกิดขึ้นมาก การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นจะมีค่าแตกต่างไปจากจุด A, และ B โดยจะเกิดการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นสูงสุดในชั้นที่ 6 มีค่าเท่ากับ 27.5 mm เนื่องจากเกิดการครากในเสาชั้นที่ 6 ตลอดทั้งชั้น ที่สภาวะนี้โครงสร้างเริ่มเสียหายเสถียรภาพ หลังจากจุด C ไปแล้ว ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานจะเพิ่มขึ้นทีละน้อย ในขณะที่การเปลี่ยนตำแหน่งจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว และเนื่องจากโปรแกรมคอมพิวเตอร์ไม่สามารถทำนายผลตอบสนองของอาคารภายหลังจากนี้ไปได้ ดังนั้นจึงพิจารณาผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคารถึงจุด C รูปแบบความเสียหายของอาคารแสดงได้ดังรูปที่ 5.6(ค) และจากรูปแบบความเสียหายที่ได้กล่าวมาในข้างต้นพบว่า ความเสียหายที่เกิดขึ้นจะมีลักษณะไม่สมมาตรเนื่องจากผลของแรงผลักดันข้างในทิศทางเดียว ที่ทำให้เกิดความเสียหายในโครงข้อแข็งของเสาด้านรับแรงดึง (tension) มากกว่าเสาด้านรับแรงอัด (compression) ดังแสดงได้จากรูปที่ 5.7 ทั้งนี้เนื่องจากเหล็กเสริมตามยาวในเสาด้านรับแรงดึงจะถูกดึงถึงจุดครากก่อน

สำหรับพฤติกรรมขององค์อาคารที่สำคัญสามารถอธิบายได้ดังนี้ รูปที่ 5.8 แสดงแรงตามแนวแกนของเสาภายนอกด้านซ้ายและขวาในชั้นที่ 1 และ 4 ตามเวลา พบว่า ในช่วงแรกของกราฟแรงตามแนวแกนจะมีเพิ่มขึ้นและคงที่เนื่องจากการให้แรงในแนวตั้ง หลังจากนั้นแรงตามแนวแกนในเสาด้านซ้ายจะมีค่าลดลงเท่ากับ 24.0% ของแรงตามแนวแกนในแนวตั้งที่จุด C ส่วนเสาด้านขวาจะมีค่าเพิ่มขึ้นเท่ากับ 27.0% ของแรงตามแนวแกนในแนวตั้งที่จุด C เมื่อพิจารณาการเปลี่ยนแรงตามแนวแกนในเสาเปรียบเทียบกับแรงตามแนวแกนเนื่องจากแรงในแนวตั้ง ดังแสดงได้ในรูปที่ 5.9 พบว่า เสาด้านซ้ายจะมีแรงตามแนวแกนที่ลดลงจากแรงแนวตั้ง ส่วนเสาด้านขวาจะมีแรงตามแนวแกนที่เพิ่มขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากผลของแรงผลักดันข้างในทิศทางเดียวที่ทำให้เกิดแรงดึงในเสาด้านซ้าย เมื่อรวมกับแรงในแนวตั้งจะทำให้แรงตามแนวแกนมีค่าลดลง ส่วนเสาด้านขวาซึ่งเกิดแรงอัดเมื่อรวมกับแรงในแนวตั้งจะทำให้แรงตามแนวแกนมีค่าเพิ่มขึ้น โดยจะแตกต่างจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ที่แรงตามแนวแกนของเสาทั้งสองข้างมีค่าเพิ่มขึ้น

รูปที่ 5.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายในและภายนอกชั้นที่ 4 และ 5 พบว่า ที่เสาภายนอกมีค่าความโค้งสูงสุดที่เสาชั้นที่ 5 เท่ากับ 0.023 คิดเป็น อัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งที่ได้จากการวิเคราะห์ เท่ากับ 1.9 โดยมีค่าอัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งของหน้าตัดเสา เท่ากับ 5.6 ส่วนเสาภายในพบว่า มีค่าความโค้งสูงสุดที่เสาชั้นที่ 5 เท่ากับ 0.040 คิดเป็น อัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งที่ได้จากการวิเคราะห์ เท่ากับ 3.1 โดยมีค่าอัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งของหน้าตัดเสา เท่ากับ 5.6 เสาภายในจะมีค่าความโค้งมากกว่าเสาภายนอก เนื่องจากมีความเสียหายเกิดขึ้นมากกว่า ส่วนค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาตามความสูงอาคาร แสดงได้ในรูปที่ 5.11 พิจารณาที่ จุด C พบว่า เสาภายในมีโมเมนต์ดัดมากกว่าเสาภายนอก โดยมีค่ามากที่สุดที่เสาภายในชั้นที่ 2 เท่ากับ 76.0 kN-m และที่ชั้นสูงขึ้นไปโมเมนต์ดัดจะมีค่าลดลง ส่วนความโค้งพบว่าจะมีค่ามากที่สุดที่เสาภายในชั้นที่ 6 เนื่องจากเกิดการครากและความเสียหายมากในชั้นดังกล่าว และมีค่าลดลงในชั้นล่าง

รูปที่ 5.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายในและภายนอกชั้นที่ 2 และ 3 พบว่ามีค่าความโค้งสูงสุดที่คานภายในชั้นที่ 2 เท่ากับ 0.017 คิดเป็น อัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งที่ได้จากการวิเคราะห์ เท่ากับ 1.9 โดยมีค่าอัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งของหน้าตัดเสา เท่ากับ 8.7 ส่วนคานภายนอกพบว่าจะมีค่าความโค้งสูงสุดที่คานชั้นที่ 2 เท่ากับ 0.010 คิดเป็น อัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งที่ได้จากการวิเคราะห์ เท่ากับ 1.6 โดยมีค่าอัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งของหน้าตัดเสา เท่ากับ 5.7 คานภายในจะมีค่าความโค้งมากกว่าคานภายนอก เนื่องจากมีความเสียหายเกิดขึ้นมากกว่า โมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายในและภายนอกตามความสูงอาคาร พิจารณาที่จุด C แสดงได้ในรูปที่ 5.13 พบว่า โมเมนต์ดัดจะมีค่ามากที่สุดที่คานภายในชั้นที่ 2 และมีค่าลดลงในชั้นที่สูงขึ้น ส่วนความโค้งพบว่าจะมีค่ามากที่สุดที่คานภายในชั้นที่ 2 และมีค่าลดลงในชั้นที่สูงขึ้นเช่นเดียวกัน

5.1.2 อาคารตัวอย่างภายใต้แรงผลัดด้านข้างที่มีการกระจายของแรงตามแรงเฉื่อยของมวลอาคาร ในลักษณะการเคลื่อนที่ของโหมดที่ 1 (MFPA)

การวิเคราะห์ผลัดด้านข้างเพื่อหาพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้าง โดยใช้แรงผลัดด้านข้างที่มีค่าเพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วนกับแรงเฉื่อยของมวลอาคารในลักษณะการเคลื่อนที่ของโหมดที่ 1 เนื่องจากการสั่นของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวจะมีการเคลื่อนที่ของโหมดที่ 1 เป็นหลัก และการกระจายตัวของแรงจะคล้ายคลึงกับการกระจายตัวของแรงเฉื่อยของมวลอาคาร โดยมีการเปลี่ยนแปลงตามเวลาของแรงผลัดด้านข้างในแต่ละชั้น ดังแสดงในรูปที่ 5.14 การกระจายตัวของแรงในแต่ละชั้น แสดงได้ตามสมการดังนี้

$$F_n = m_n \phi_n \quad (5.1)$$

โดยที่

$$m_n = \text{น้ำหนักของโครงสร้างชั้นที่ } n$$

$$\phi_n = \text{ค่าการกระจัดสัมพัทธ์ของชั้นที่ } n \text{ ในโหมดที่ } 1$$

$$F_n = \text{แรงที่กระทำในชั้นที่ } n$$

รูปที่ 5.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนพื้นฐานกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคารที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆกัน ณ จุด A, B และ C พบว่ามีค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนพื้นฐานสูงสุดที่จุด C เท่ากับ 0.10 และได้การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่ชั้น 6 เท่ากับ 99.0 mm คิดเป็น 0.57% ของความสูงอาคาร รูปที่ 5.16 และ 5.17 แสดงการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆกันของอาคาร พบว่า การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นจะมีค่าเพิ่มขึ้นจากชั้นที่ 1 ถึง ชั้นที่ 5 และมีค่าลดลงในชั้นที่ 6 รูปที่ 5.18 แสดงรูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆกัน ณ จุด A, B และ C พบว่าที่จุด A มีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาเท่ากับ 0.24% และค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนพื้นฐานเท่ากับ 0.059 เป็นตำแหน่งที่เกิดการครากในเสาเป็นครั้งแรก โดยจะเกิดการครากที่ส่วนบนของเสาภายในชั้นที่ 4 และ 5 ซึ่งแตกต่างจากกรณีของการวิเคราะห์แบบ TFPA ที่เกิดการครากในเสาชั้นที่ 6 เนื่องจากรูปแบบของแรงกระทำที่แตกต่างกัน โดยมีค่าการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นสูงสุดในชั้นที่ 4 เท่ากับ 10.3 mm รูปแบบความเสียหายของอาคารแสดงได้ดังรูปที่ 5.18(ก) โดยมีสาเหตุที่ทำให้เสาชั้นบนเกิดการครากขึ้นก่อน เช่นเดียวกับวิธี TFPA

ที่จุด B มีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาเท่ากับ 0.37% และค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนพื้นฐานเท่ากับ 0.087 พบว่าจะเกิดการครากขึ้นที่ส่วนบนและส่วนล่างของเสาภายนอกด้านซ้ายชั้นที่ 4 และ 5 และเกิดการครากขึ้นที่ส่วนบนและส่วนล่างของเสาภายในด้านซ้ายและด้านขวาในชั้นที่ 6 และ 4 ตามลำดับ นอกจากนี้ยังเกิดการครากที่คานภายในด้านซ้ายและขวาในชั้นที่ 2 และ 3 การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นมีลักษณะคล้ายเดิมแต่มีขนาดใหญ่กว่า โดยมีค่าการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นสูงสุดในชั้นที่ 4 เท่ากับ 15.9 mm รูปแบบความเสียหายของอาคารแสดงได้ดังรูปที่ 5.18(ข) โดยมีสาเหตุที่ทำให้เสาและคานเกิดความเสียหาย เช่นเดียวกับวิธี TFPA

ที่จุด C มีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาเท่ากับ 0.56% และค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนพื้นฐานเท่ากับ 0.110 พบว่าเป็นจุดที่แรงผลักดันข้างเพิ่มขึ้นจนเกิดการครากที่ส่วนบนและส่วนล่าง

ของเสาชั้นที่ 4 และ 5 ตลอดทั้งชั้น โดยจะเกิดการครากที่รุนแรงที่เสภายในด้านซ้าย นอกจากนี้ยังเกิดการครากเพิ่มขึ้นที่คานภายในชั้นที่ 1 และ 3 และคานภายนอกชั้นที่ 3 และ 4 อาคารจะมีพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่น เนื่องจากความเสียหายเกิดขึ้นมาก การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นสูงสุดเลื่อนขึ้นไปชั้นที่ 5 จากจุด A และ B มีค่าเท่ากับ 27.5 mm และแตกต่างจากวิธี TFPA ที่มีการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นสูงสุดเกิดในชั้นที่ 6 เนื่องจากมีรูปแบบของแรงผลัดด้านข้างที่แตกต่างกัน โดยวิธี TFPA จะมีแรงผลัดด้านข้างเป็นรูปสามเหลี่ยมที่ทำให้มีแรงกระทำมากที่สุดที่ชั้นที่ 6 ที่สภานี้โครงสร้างเริ่มเสถียรภาพ หลังจากจุด C ไปแล้ว ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานจะเพิ่มขึ้นที่ละน้อย ในขณะที่การเปลี่ยนตำแหน่งจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเช่นเดียวกับวิธี TFPA รูปแบบความเสียหายของอาคารแสดงได้ดังรูปที่ 5.18(ค) ซึ่งจะมีรูปแบบความเสียหายของโครงสร้างโดยรวมที่มีลักษณะไม่สมมาตร เนื่องจากเหตุผลดังที่ได้กล่าวไปแล้วในวิธี TFPA

5.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงผลัดด้านข้างโดยวิธีควบคุมการเคลื่อนที่ (displacement control)

ดังที่ได้กล่าวมาแล้วในข้างต้นว่าการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียวไม่สามารถทำนายผลตอบสนองของอาคารได้ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ด้วยเหตุผลต่างๆ ซึ่งการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์เป็นการวิเคราะห์ที่สามารถทำนายผลตอบสนองของอาคารได้ใกล้เคียงกับความเป็นจริง เนื่องจากได้มีการพิจารณาการสลายพลังงานในองค์อาคารภายใต้การเคลื่อนตัวแบบเป็นวัฏจักร ซึ่งเป็นปัจจัยที่ทำให้เกิดความเสียหายแก่โครงสร้าง ดังนั้นในการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างควรได้มีการพิจารณาถึงการเคลื่อนที่ที่กระทำสลับไปมา ดังนั้นในส่วนนี้จะกล่าวถึงพฤติกรรมการตอบสนอง และรูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่าง ของการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร ควบคู่ไปกับการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียวที่มีการควบคุมการเคลื่อนที่ โดยมีการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นตามสมการดังนี้

$$D_n = d\phi_n \quad (5.2)$$

โดยที่

d = การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่ชั้นหลังคา

ϕ_n = ค่าการกระจัดสัมพัทธ์ของชั้นที่ n ในโหมดที่ 1

D_n = การเปลี่ยนตำแหน่งในชั้นที่ n

5.2.1 อาคารตัวอย่างภายใต้แรงผลัดด้านข้างที่มีการกระจายของแรงโดยควบคุมการเคลื่อนที่ในทิศทางเดียวให้มีลักษณะการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 1 (MDPA)

รูปที่ 5.19 แสดงการเปลี่ยนแปลงตามเวลาของการเคลื่อนที่ด้านข้างในแต่ละชั้น รูปที่ 5.20 และ 5.21 แสดงการเปลี่ยนตำแหน่งที่โหนดย่อยในเสาและคานตามความสูงและความยาวของอาคาร โดยพบว่ากรณีของเสาเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีการเคลื่อนที่ในลักษณะโหมดที่ 1 ที่ได้จากการวิเคราะห์ eigenvalue analysis พบว่าจะมีลักษณะที่ใกล้เคียงกันซึ่งยอมรับได้ จากการวิเคราะห์จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนรวมในแต่ละชั้น กับ การเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคาร และ ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน กับ การเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคารที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคา ณ จุด A, B และ C แสดงได้ในรูปที่ 5.22 และ 5.23 ตามลำดับ พบว่า มีค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดที่จุด C เท่ากับ 0.194 และได้การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่ชั้น 6 เท่ากับ 190.20 mm คิดเป็น 1.08% ของความสูงอาคาร รูปที่ 5.24 และ 5.25 แสดงการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆกันของอาคาร พบว่าการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นจะมีค่าเพิ่มขึ้นจากชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 4 และมีค่าลดลงในชั้นที่ 5 และ 6 รูปที่ 5.26 แสดงรูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆกัน ณ จุด A, B และ C พบว่าที่จุด A มีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาเท่ากับ 0.24% และค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 0.054 มีลักษณะเช่นเดียวกับวิธี MFPA เนื่องจากอาคารมีพฤติกรรมในช่วงยืดหยุ่น ส่วนที่จุด B มีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาเท่ากับ 0.57% และค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 0.11 พบว่าการเคลื่อนที่ด้านข้างมีค่าเพิ่มขึ้นจนเกิดการครากที่ส่วนบนและส่วนล่างของเสาชั้นที่ 4 และ 5 ตลอดทั้งชั้น นอกจากนี้ยังเกิดการครากเพิ่มขึ้นที่เสานอกชั้น 6 และเสานอกชั้นที่ 2, 3 และ 6 คานภายในชั้นที่ 1, 2 และ 3 และคานภายนอกชั้นที่ 2 และ 3 อาคารจะมีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นเนื่องจากเกิดความเสียหายขึ้นมาก โดยมีค่าการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นสูงสุดในชั้นที่ 4 เท่ากับ 25.36 mm รูปแบบความเสียหายของอาคารแสดงได้ดังรูปที่ 5.26(ข) โดยคานภายในชั้นที่ 2 จะเกิดการครากขึ้นก่อน เนื่องจากการลดขนาดหน้าตัดคานและการเสริมเหล็กให้น้อยลง ประกอบกับคานชั้นบนมีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงกว่าเสา จึงทำให้คานชั้นล่างเกิดการครากขึ้นก่อน และส่งผลให้เสาชั้นล่างมีความเสียหายเกิดขึ้นน้อยกว่าเสาชั้นบน รูปแบบความเสียหายโดยรวมของโครงสร้างก่อนสิ้นสุดการให้แรง จะมีลักษณะไม่สมมาตรเช่นเดียวกับการวิเคราะห์แบบควบคุมแรงกระทำ

เมื่อผลัดด้านข้างไปที่จุด C มีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาเท่ากับ 1.10% และค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 0.190 พบว่ามีความเสียหายเกิดขึ้นมาก โดยจะเกิดการครากที่

รุนแรงที่ส่วนบนและส่วนล่างของเสาชั้นที่ 4 และ 5 ตลอดทั้งชั้น และเกิดการครากตลอดทั้งชั้นในชั้นที่ 1, 2, 3 และ 6 อาคารตัวอย่างจะมีพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่น โดยมีค่าการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นสูงสุดสุดในชั้นที่ 4 เท่ากับ 48.03 mm รูปแบบความเสียหายของอาคารแสดงได้ดังรูปที่ 5.26(ค)

เมื่อพิจารณาความเสียหายของอาคารตัวอย่างที่จุด B และ C พบว่าจะมีความเสียหายเกิดขึ้นมากโดยเฉพาะในเสาชั้นบนและคานชั้นล่าง แต่เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคารจะมีการลดลงของแรงเฉือนที่ฐานอาคารน้อยกว่าการวิเคราะห์หลักด้านข้างแบบควบคุมแรงกระทำ ซึ่งทำให้ไม่สามารถทำนายสถานะของการวิบัติของโครงสร้างได้ใกล้เคียงกับความเป็นจริง

สำหรับพฤติกรรมขององค์อาคารที่สำคัญสามารถอธิบายได้ดังนี้ รูปที่ 5.27 แสดงแรงตามแนวแกนของคานภายในและภายนอกชั้นที่ 1 และ 2 ตามเวลา พบว่า ในช่วงแรกของกราฟแรงตามแนวแกนจะมีเพิ่มขึ้นและคงที่เนื่องจากการให้แรงในแนวดิ่ง หลังจากนั้นแรงตามแนวแกนของคานภายในและภายนอกชั้นที่ 1 จะมีค่าเพิ่มขึ้นและลดลง ส่วนคานภายในและภายนอกชั้นที่ 2 จะมีค่าเพิ่มขึ้นและลดลงอย่างกะทันหัน โดยมีการเปลี่ยนแปลงแรงตามแนวแกนที่มากกว่า เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์หน้าตัด ดังแสดงได้ในรูปที่ 5.28 พบว่า มีลักษณะที่แตกต่างกัน ทั้งนี้เนื่องจากการจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคารโดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์ ที่คำนึงถึงการแปรเปลี่ยนของแรงตามแนวแกนในองค์อาคาร จะทำให้โมเมนต์ดัดที่ได้จากการวิเคราะห์ที่ขึ้นอยู่กับค่าแรงตามแนวแกน แตกต่างจากการวิเคราะห์หน้าตัดที่ไม่พิจารณาผลของแรงตามแนวแกนในคาน

5.2.2 อาคารตัวอย่างภายใต้แรงผลัดด้านข้างที่มีการกระจายของแรงโดยควบคุมการเคลื่อนที่ในทิศทางสลับทิศให้มีลักษณะการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 1 (CDPA)

ในส่วนนี้จะกล่าวถึงการวิเคราะห์หลักด้านข้างแบบควบคุมการเคลื่อนที่ในทิศทางสลับทิศ โดยให้มีการเคลื่อนที่กระทำสลับไปมาเช่นเดียวกับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ และควบคุมการเปลี่ยนตำแหน่งให้มีการเคลื่อนที่ในลักษณะโหมดที่ 1 เป็นหลัก เพื่อให้สอดคล้องกับการสั่นแบบอิสระของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว

สำหรับการกำหนดการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารจะเพิ่มขึ้นไปที่การเคลื่อนที่ทางด้านข้างเท่ากับ $\pm\Delta_y$ หรือการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร ณ จุดคราก (yielding displacement) ซึ่งหาได้จากค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นบนสุดของอาคารเมื่อองค์อาคารเกิดการครากเป็นครั้งแรก

ที่เสายภายในปลายบนชั้นที่ 4 ของการวิเคราะห์หลักด้านข้างแบบควบคุม การเคลื่อนที่ในทิศทางเดียว โดยมีค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร ณ จุดคราก เท่ากับ 39.80 mm ส่วนค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างในชั้นอื่นๆจะลดลงเป็นสัดส่วนกับการเคลื่อนที่ของอาคารในโหมดที่ 1 และทำการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างครึ่งละ $\pm\Delta_y$ โดยที่ในแต่ละระดับค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างจะให้แรง 1 รอบ (CDPA1) และ 2 รอบ (CDPA2) จากนั้นเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเป็น 2-5 เท่าของค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ใช้ในตอนเริ่มแรกจนโครงสร้างเกิดการวิบัติ ซึ่งมีการเปลี่ยนแปลงตามเวลาของการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นบนสุดของการให้แรงใน 1 รอบ และ 2 รอบ ดังแสดงในรูปที่ 5.29 โดยวิธี CDPA1 โปรแกรมคอมพิวเตอร์สามารถทำการวิเคราะห์ไปได้ถึงตำแหน่งการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารมีค่า $+2.8\Delta_y$ มีการเปลี่ยนตำแหน่งเท่ากับ 114.0 mm ส่วนวิธี CDPA2 ทำการวิเคราะห์ไปได้ถึงตำแหน่งการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารมีค่า $+3\Delta_y$ ของการให้แรงในรอบที่ 2 มีการเปลี่ยนตำแหน่งเท่ากับ 119.4 mm ซึ่งมากกว่าวิธี CDPA1 ทั้งนี้เนื่องจากมีจำนวนของชั้นส่วนย่อยที่มีความไม่เชิงเส้นอยู่มาก ประกอบกับการให้แรงกระทำซ้ำในจำนวนรอบที่มากกว่า

รูปที่ 5.30 แสดงการเปลี่ยนแปลงตามเวลาของการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นบนสุด ณ จุด A, A', B, B' และ C พบว่ามีค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดที่จุด C เท่ากับ 0.130 และได้การเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่ชั้น 6 เท่ากับ 114.60 mm คิดเป็น 0.65% ของความสูงอาคาร รูปที่ 5.31 และ 5.32 แสดงการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆกันของอาคาร พบว่าการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นจะมีค่าเพิ่มขึ้นจากชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 4 และมีค่าลดลงในชั้นที่ 5 และ 6 เช่นเดียวกับวิธี MDPA รูปที่ 5.33 แสดงรูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆกัน ณ จุด A, A', B, B' และ C

พบว่า ที่จุด A มีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาเท่ากับ 0.23% และค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 0.054 เป็นตำแหน่งที่เกิดการครากที่เสายภายในปลายบนชั้นที่ 4 การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจะเกิดมากในชั้นที่ 4 มีค่าเท่ากับ 9.90 mm รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างแสดงได้ดังรูปที่ 5.33(ก) และเมื่อเพิ่มแรงผลักด้านข้างให้มีการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารเท่ากับ $-1\Delta_y$ รอบที่ 1 ในตำแหน่ง A' พบว่าจะเกิดการครากที่ส่วนบนของเสายภายในด้านขวาในชั้นที่ 4 และมีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้น เช่นเดียวกับที่จุด A รูปแบบความเสียหายของอาคารแสดงได้ดังรูปที่ 5.33(ข) พบว่าความเสียหายที่เกิดขึ้นที่เสาชั้นบน เนื่องจากเกิดการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นที่มากในชั้นดังกล่าว ประกอบกับการลดขนาดหน้าตัดเสาและการเสริมเหล็กให้น้อยลง จึงทำให้เสาชั้นบนมีกำลังน้อยกว่าเสาชั้น

ล่าง ส่วนเสารภายในด้านขวาที่เกิดความเสียหายขึ้นก่อน เนื่องจากแรงผลักดันข้างในทิศทางย้อนกลับ ที่ทำให้เกิดแรงดึงในเสาจึงทำให้เกิดความเสียหายขึ้นก่อน เช่นเดียวกับการให้แรงกระทำในทิศทางเดียว

เมื่อให้การเคลื่อนที่ย้อนกลับโดยเพิ่มการเคลื่อนที่เท่ากับ $+2\Delta_y$, รอบที่ 1 ในตำแหน่ง B มีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาเท่ากับ 0.45% และค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 0.095 พบว่า จะเกิดการครากที่ส่วนบนและส่วนล่างของเสารภายในด้านซ้ายในชั้นที่ 3, 4, 5 และ 6 เสารภายนอกและภายในด้านซ้ายและขวาในชั้นที่ 4 และ 5 และคานภายในชั้นที่ 2 และ 3 การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นจะเกิดมากในชั้นที่ 4 มีค่าเท่ากับ 19.9 mm รูปแบบความเสียหายของอาคารแสดงได้ดังรูปที่ 5.33(ค) โดยความเสียหายที่เกิดขึ้นในคานจะเกิดการครากที่คานภายในชั้นที่ 2 ขึ้นก่อน เนื่องจากการลดขนาดหน้าตัดคานและการเสริมเหล็กให้น้อยลง และกำลังของเสาชั้นล่างสูงกว่าเสาชั้นบนดังที่ได้กล่าวมาแล้ว และเมื่อให้การเคลื่อนที่ย้อนกลับโดยมีการเคลื่อนที่เท่ากับ $-2\Delta_y$, รอบที่ 1 ในตำแหน่ง B' โดยมีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นเช่นเดียวกับที่จุด B พบว่า จะเกิดการครากที่ส่วนบนและส่วนล่างของเสารภายในด้านขวาในชั้นที่ 3, 4, 5 และ 6 เสารภายนอกและภายในด้านขวาและซ้ายในชั้นที่ 4 และ 5 คานภายในชั้นที่ 2 และ 3 และคานภายนอกด้านซ้ายในชั้นที่ 3 ความเสียหายจะเกิดขึ้นในลักษณะตรงข้ามกับการเคลื่อนที่เท่ากับ $+2\Delta_y$, รอบที่ 1 ในตำแหน่ง B ซึ่งทำให้รูปแบบความเสียหายโดยรวมของโครงสร้างมีลักษณะสมมาตร และมีความเสียหายเกิดขึ้นมากกว่าที่ตำแหน่ง A' เนื่องจากผลของการเคลื่อนที่กระทำสลับไปมา และมีการเพิ่มขึ้นของเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ชั้นบนสุด การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นจะเกิดมากในชั้นที่ 4 มีค่าเท่ากับ 19.9 mm รูปแบบความเสียหายของอาคารแสดงได้ดังรูปที่ 5.33(ง)

และเมื่อให้การเคลื่อนที่ย้อนกลับในตำแหน่ง C ซึ่งเป็นตำแหน่งสุดท้ายของการวิเคราะห์ เนื่องจากโปรแกรมคอมพิวเตอร์ไม่สามารถทำการวิเคราะห์ต่อได้ มีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาเท่ากับ 0.65% และค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 0.130 พบว่า จะเกิดความเสียหายเพิ่มขึ้นที่ส่วนบนและส่วนล่างของเสารภายในด้านซ้ายและขวาในชั้นที่ 2 ส่วนบนของเสารภายนอกด้านซ้ายในชั้นที่ 6 คานภายในชั้นที่ 1 และคานภายนอกชั้นที่ 2 และ 3 ความเสียหายจะเกิดมากกว่าตำแหน่ง B เนื่องจากความเสียหายสะสมที่เกิดขึ้นในองค์อาคารของแรงกระทำซ้ำกลับไปมา และมีการเพิ่มขึ้นของการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ชั้นบนสุดของอาคาร การเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจะเกิดมากในชั้นที่ 4 มีค่าเท่ากับ 29.03 mm รูปแบบความเสียหายของอาคารแสดงได้ดังรูปที่ 5.33(จ)

สำหรับวิธี CDPA2 รูปที่ 5.34 แสดงการเปลี่ยนแปลงตามเวลาของการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นบนสุดพบว่า ที่จุด A, B และ C ซึ่งเป็นตำแหน่งที่มีการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารเท่ากับ $+1\Delta_y$, $+2\Delta_y$ และ $+3\Delta_y$ ของการให้การเคลื่อนที่ในรอบที่ 1 รูปที่ 5.35 และ 5.36 แสดงการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆกันของอาคาร พบว่าการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นจะมีค่าเพิ่มขึ้นจากชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 4 และมีค่าลดลงในชั้นที่ 5 และ 6 จะมีลักษณะเช่นเดียวกับวิธี CDPA1 โดยที่จุด C ซึ่งเป็นตำแหน่งสุดท้ายของการวิเคราะห์เนื่องจากโปรแกรมคอมพิวเตอร์ไม่สามารถทำการวิเคราะห์ต่อไปได้ จะมีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาเท่ากับ 0.68% และค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 0.130 มากกว่าวิธี CDPA1 สำหรับพฤติกรรมของอาคารของการให้การเคลื่อนที่ย้อนกลับในรอบที่ 1 ที่จุด A1' และ B1' มีลักษณะเช่นเดียวกับวิธี CDPA1 ส่วนพฤติกรรมของอาคารของการให้การเคลื่อนที่เพิ่มขึ้นและย้อนกลับในรอบที่ 2 จะมีลักษณะเช่นเดียวกับการให้การเคลื่อนที่ในรอบที่ 1 แต่จะมีความเสียหายมากกว่า เนื่องจากผลของการเคลื่อนที่กระทำซ้ำกลับไปมาในจำนวนรอบที่เพิ่มมากขึ้น โดยมีรูปแบบความเสียหายของอาคารที่จุด A, B และ C แสดงได้ดังรูปที่ 5.37

สำหรับพฤติกรรมขององค์อาคารที่สำคัญสามารถอธิบายได้ดังนี้ รูปที่ 5.38 แสดงแรงตามแนวแกนของเสาภายในและภายนอกชั้นที่ 1 ตามเวลา ของการวิเคราะห์หลักด้านข้างวิธี CDPA1 และ CDPA2 พบว่า กรณีของวิธี CDPA1 ช่วงแรกของกราฟ แรงตามแนวแกนจะมีค่าเพิ่มขึ้นและคงที่ในช่วงของการให้แรงในแนวตั้ง โดยมีค่าแรงตามแนวแกนสูงสุดของเสาภายนอกและ เสาภายใน เท่ากับ 883.0 kN และ 540.0 kN ตามลำดับ ของการให้แรงเมื่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารมีค่าเท่ากับ $-2\Delta_y$ และเสาภายนอกมีค่าแรงตามแนวแกนมากกว่าเสาภายใน ส่วนวิธี CDPA2 พบว่า มีค่าแรงตามแนวแกนสูงสุดของเสาภายนอก และ เสาภายใน เท่ากับ 961.0 kN และ 444.0 kN ตามลำดับ ของการให้แรงในรอบที่ 2 เมื่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารมีค่าเท่ากับ $-3\Delta_y$ แรงตามแนวแกนของเสาภายนอกวิธี CDPA2 จะมีค่ามากกว่าวิธี CDPA1 เนื่องจากมีการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคารมากกว่า

รูปที่ 5.39 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายในและภายนอกชั้นที่ 5 ของการวิเคราะห์หลักด้านข้างวิธี CDPA1 และ CDPA2 พบว่า กรณีของวิธี CDPA1 มีค่าความโค้งสูงสุดที่เสาภายใน เท่ากับ 0.080 ของการให้แรงในรอบที่ 1 ที่จุด C เมื่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารมีค่าเท่ากับ $+2.8\Delta_y$ คิดเป็น อัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งที่ได้จากการวิเคราะห์ เท่ากับ 6.6 โดยมีค่าอัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งของหน้าตัดเสา เท่ากับ 6.1 และมีค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดเท่ากับ 49.0 kN ส่วนวิธี CDPA2 พบว่า มีค่าความโค้งสูงสุดที่เสาภายใน เท่ากับ 0.085 ของการให้แรงในรอบที่ 2 เมื่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารมี

ค่าเท่ากับ $+3\Delta_y$ คิดเป็น อัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งที่ได้จากการวิเคราะห์ เท่ากับ 6.7 โดยมีค่าอัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งของหน้าตัดเสา เท่ากับ 6.1 และมีค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด เท่ากับ 49.7 kN ค่าความโค้งของเสาภายในวิธี CDPA2 จะมีค่ามากกว่า วิธี CDPA1 เนื่องจากการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคารมากกว่า และจากวิธี CDPA2 พบว่า เมื่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารมีค่าเพิ่มขึ้นจะทำให้กำลังของเสามีค่าตกลง และมีพฤติกรรมเป็นแบบเหล็กเสริมตามยาว ดังแสดงได้ในรูปภาพ

รูปที่ 5.40 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายในและภายนอกชั้นที่ 2 ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA1 และ CDPA2 พบว่า กรณีของวิธี CDPA1 มีค่าความโค้งสูงสุดที่คานภายใน เท่ากับ 0.020 ของการให้แรงในรอบที่ 1 เมื่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารมีค่าเท่ากับ $+2.8\Delta_y$ ที่จุด C คิดเป็น อัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งที่ได้จากการวิเคราะห์ เท่ากับ 2.2 โดยมีค่าอัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งของหน้าตัดคาน เท่ากับ 7.8 และมีค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดเท่ากับ 84.3 kN เมื่อเปรียบเทียบกับคานภายนอก พบว่ามีโมเมนต์ดัดน้อยกว่า ส่วนวิธี CDPA2 พบว่า มีค่าความโค้งสูงสุดที่คานภายใน เท่ากับ 0.044 ของการให้แรงในรอบที่ 2 เมื่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารมีค่าเท่ากับ $+3\Delta_y$ คิดเป็น อัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งที่ได้จากการวิเคราะห์ เท่ากับ 5.0 โดยมีค่าอัตราส่วนความเหนียวเชิงความโค้งของหน้าตัดคาน เท่ากับ 6.1 และมีค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดเท่ากับ 84.6 kN ค่าความโค้งของวิธี CDPA2 มีค่ามากกว่าวิธี CDPA1 เนื่องจากการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารมากกว่า และเมื่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารมีค่าเพิ่มขึ้นกำลังของคานจะมีค่าลดลง โดยมีพฤติกรรมเป็นแบบเหล็กเสริมตามยาว เช่นเดียวกับเสา

5.3 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์

จากการศึกษาในข้างต้นสามารถเปรียบเทียบผลการตอบสนองของอาคาร ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธีต่างๆได้ดังนี้

รูปที่ 5.41 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาชั้นที่ 5 ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MFPA, MDPA และ CDPA2 โดยที่จุด A, B และ C เป็นค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคารของวิธี CDPA2 มีค่าเท่ากับ $+1\Delta_y$, $+2\Delta_y$ และ $+3\Delta_y$ ของการให้แรงในรอบที่ 1 พบว่า ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของวิธี CDPA2 ที่จุด A จะเป็นเส้นเดียวกับเส้นโค้งโอบคลุม (envelope curve) ของการให้แรงผลักด้านข้างในทิศทางเดียววิธี MFPA และ MDPA หลังจากนั้นเมื่อให้การเคลื่อนที่ด้านข้างในจำนวนรอบที่เพิ่มมากขึ้น ที่จุด B กำลังของเสาจะเริ่มตกลง โดยมีค่าน้อยกว่าเส้นโค้งโอบคลุม ของการให้แรงในรอบ

ที่ 2 แต่เมื่อเพิ่มการเคลื่อนที่ด้านข้างไปที่จุด C กำลังของเสาจะมีค่าเพิ่มขึ้นใกล้เคียงกับเส้นโค้งโอบคลุมของวิธี MFPA และ MDPA ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการให้การเคลื่อนที่ทางด้านข้างในจำนวนรอบที่มากขึ้นของวิธี CDPA2 จะทำให้กำลังของเสามีค่าลดลงไม่แตกต่างจากการวิเคราะห์ผลลัดด้านข้างวิธี MFPA และ MDPA มากนัก

รูปที่ 5.42 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานา ชั้นที่ 2 ของการวิเคราะห์ผลลัดด้านข้างวิธี MFPA, MDPA และ CDPA2 พบว่าจะมีลักษณะเช่นเดียวกันกับเสา โดยกำลังของคานาจะมีค่าตกลงไม่มากเมื่อให้การเคลื่อนที่ทางด้านข้างในจำนวนรอบที่มากขึ้นของวิธี CDPA2 เมื่อเปรียบเทียบกับวิธี MDPA สำหรับวิธี MFPA พบว่าจะมีความแตกต่างจากวิธี MDPA และ CDPA2 โดยจะมีกำลังที่น้อยกว่า

รูปที่ 5.43 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานา ชั้นที่ 2 ของการวิเคราะห์ผลลัดด้านข้างวิธี TFPA, MFPA และ MDPA พบว่า ที่การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นยอดอาคารเดียวกัน การวิเคราะห์ผลลัดด้านข้างแบบควบคุมการเคลื่อนที่จะให้ค่าโมเมนต์ดัดที่มากกว่าวิธีควบคุมแรงกระทำ เนื่องจากแรงกระทำที่ได้จากการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีค่ามากกว่าวิธีควบคุมแรงกระทำ ซึ่งส่งผลให้แรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดของวิธี MDPA มีค่ามากกว่าวิธี TFPA และ MFPA

รูปที่ 5.44 แสดง การเปรียบเทียบการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และอัตราส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้น ตามความสูงอาคาร ของการวิเคราะห์ผลลัดด้านข้างวิธีต่างๆ โดยกำหนดให้การเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคารของการวิเคราะห์ผลลัดด้านข้างมีค่าเท่ากันเท่ากับ 80.5 mm ซึ่งเป็นการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นบนสุดของวิธี TFPA พบว่า การวิเคราะห์วิธี CDPA1, CDPA2 และ MDPA มีค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และอัตราส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นที่ใกล้เคียงวิธี MFPA แต่แตกต่างจากวิธี TFPA เนื่องจากวิธี CDPA1, CDPA2 และ MDPA จะมีการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงสร้างที่ได้จะสอดคล้องกับการเคลื่อนที่ในลักษณะโหมดที่ 1 ของวิธี MFPA แต่แตกต่างจากวิธี TFPA ที่มีรูปแบบของแรงกระทำเป็นรูปสามเหลี่ยมหัวกลับ

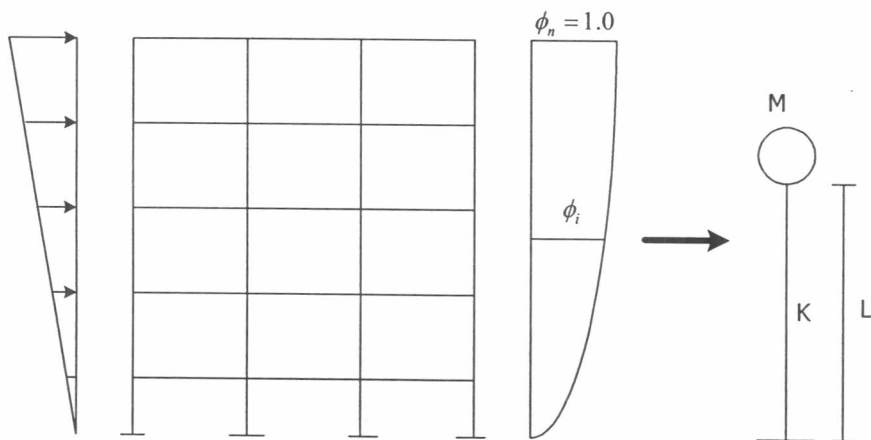
รูปที่ 5.45 แสดงการเปรียบเทียบรูปแบบความเสียหายของอาคารของการวิเคราะห์ผลลัดด้านข้างแบบเป็นวัฏจักรวิธี CDPA1 และ CDPA2 กับ การวิเคราะห์ผลลัดด้านข้างในทิศทางเดียวที่มีการให้แรงใน 2 ด้านแล้วนำผลมารวมกัน วิธี TFPA, MFPA และ MDPA พบว่าการวิเคราะห์วิธี CDPA1 และ CDPA2 มีรูปแบบความเสียหายที่ใกล้เคียงกับ วิธี TFPA, MFPA และ MDPA โดยมีจำนวนขององค์อาคารที่เกิดการครากเหมือนกันจำนวน 24 แห่ง สำหรับวิธี MFPA และ MDPA และ 18 แห่ง สำหรับวิธี TFPA ส่วนลำดับของการเกิดการครากจะมีลักษณะที่แตกต่างกันบ้าง แต่

จะมีความเสียหายเกิดขึ้นมากที่สุดภายในชั้นบน เนื่องจากเสามีกำลังต่ำกว่าคานมาก จากนั้นจะกระจายการครากไปที่เสายานอกชั้นบน, คานชั้นล่าง, และเสาชั้นล่าง ตามลำดับ

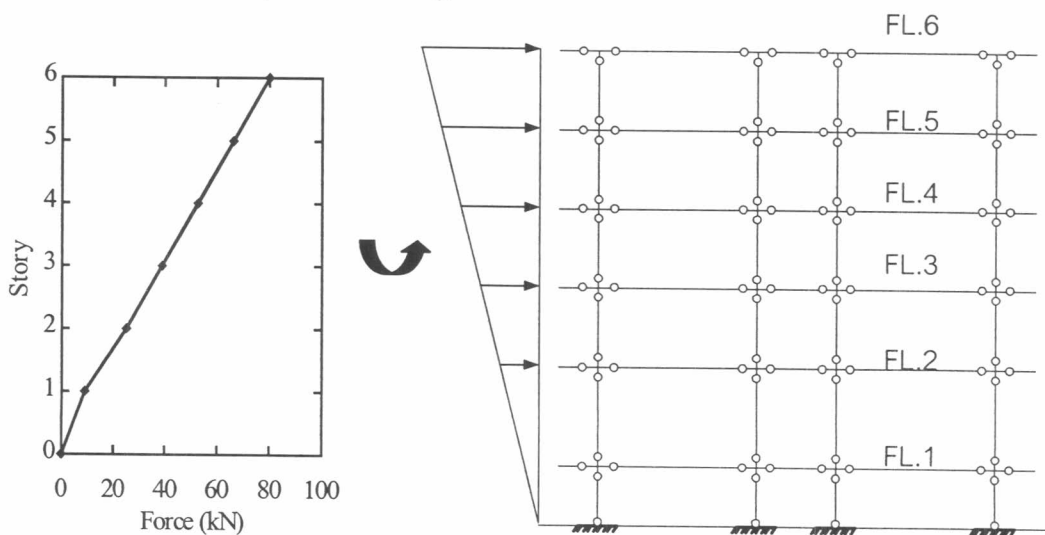
รูปที่ 5.46 – 5.48 แสดงการเปรียบเทียบพฤติกรรมขององค์อาคาร ของแรงตามแนวแกน โมเมนต์ดัดและความโค้งในคานและเสา ของการวิเคราะห์หลักด้านข้างวิธีต่างๆ โดยกำหนดให้ การเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคารของการวิเคราะห์หลักด้านข้างมีค่าเท่ากับ 63.6 mm พบว่า พฤติกรรมขององค์อาคารจะมีค่าใกล้เคียงกัน ทั้งนี้เนื่องจากการวิเคราะห์หลักด้านข้างวิธี CDPA1, CDPA2 และ MDPA จะมีการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงสร้างที่สอดคล้องกับการเคลื่อนที่ในลักษณะ โหมดที่ 1 ซึ่งจะให้แรงทางด้านข้างที่เหมือนกับแรงที่ใช้ผลักอาคารของวิธี MFPA และในกรณีของการวิเคราะห์หลักด้านข้างวิธี CDPA1 และ CDPA2 จะมีกำลังของเสาดกกลางไม่มาก ของการให้การเคลื่อนที่ทางด้านข้างในจำนวนรอบที่มากขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับวิธี MFPA และ MDPA ดังแสดง ได้ในรูปที่ 5.41 ดังนั้นจึงทำให้พฤติกรรมขององค์อาคารไม่แตกต่างกันมากนัก

5.4 สรุปผลการวิเคราะห์

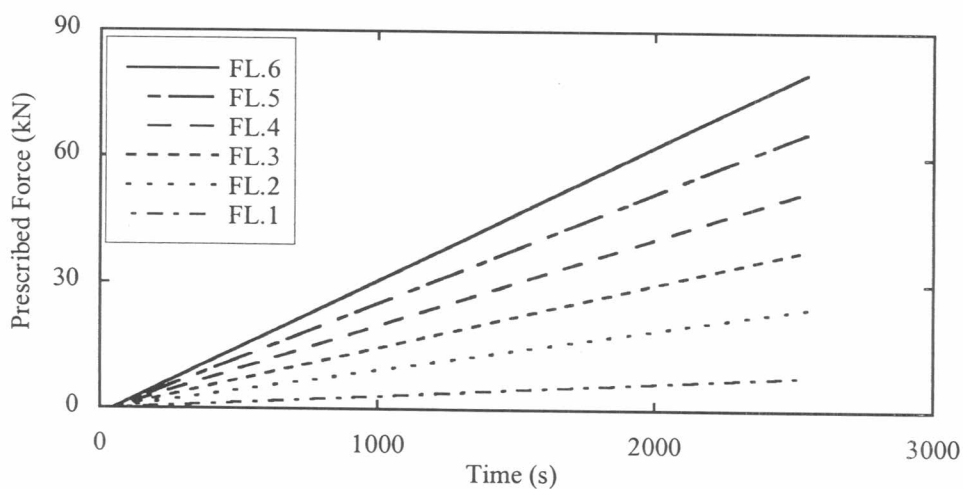
จากการศึกษาและเปรียบเทียบผลการตอบสนองของอาคารพบว่า ในการวิเคราะห์หลัก ด้านข้างแบบควบคุมการเคลื่อนที่จะมีการลดลงของแรงเฉือนที่ฐานอาคารซ้ำกว่าการวิเคราะห์ หลักด้านข้างแบบควบคุมแรงกระทำ ซึ่งทำให้ไม่สามารถทำนายสถานะการวิบัติของโครงสร้างจาก ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคารและ ในการวิเคราะห์หลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักรวิธี CDPA1 และ CDPA2 และ การวิเคราะห์หลัก ด้านข้างในทิศทางเดียววิธี TFPA, MFPA และ MDPA พบว่า อาคารจะมีความเสียหายแบบเสา อ่อน – คานแข็ง โดยมีความเสียหายในเสามากกว่าคาน เนื่องจากการลดขนาดหน้าตัดและการ เสริมเหล็กให้น้อยลง และในการวิเคราะห์หลักด้านข้างวิธี CDPA1 และ CDPA2 จะมีพฤติกรรม ขององค์อาคารที่แตกต่างจากวิธี TFPA, MFPA และ MDPA โดยมีการตกลงของกำลัง เมื่อมีการ เคลื่อนที่สลับไปมา แต่อย่างไรก็ตามจะมีผลการตอบสนองของการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ, อัตราส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้น และ รูปแบบความเสียหาย ที่ใกล้เคียงกัน



รูปที่ 5.1 สมมติฐานของการวิเคราะห์ผลัดด้านข้าง

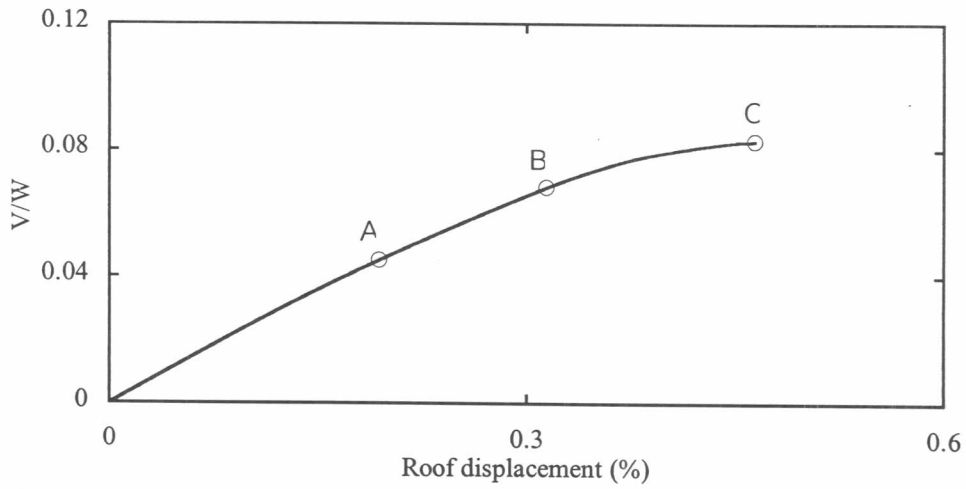


(ก) รูปแบบของแรงผลัดด้านข้างกระจายตามความสูงของอาคาร

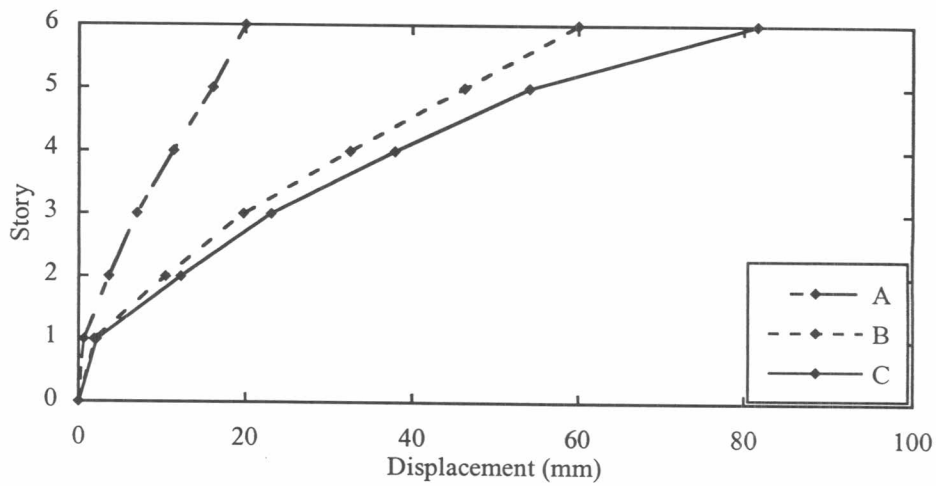


(ข) การเปลี่ยนแปลงแรงตามเวลาของแรงผลัดด้านข้างในแต่ละชั้น

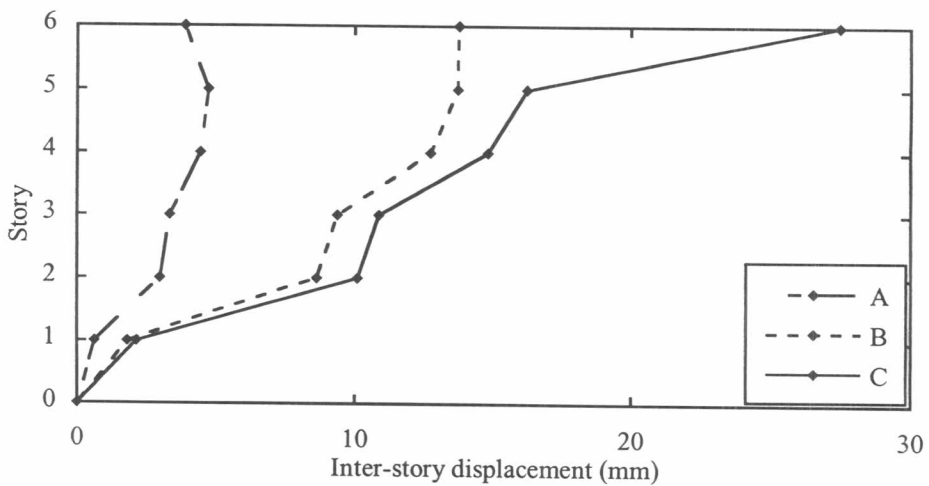
รูปที่ 5.2 รูปแบบของแรงผลัดด้านข้างตามความสูงของอาคาร และการเปลี่ยนแปลงแรงตามเวลาของแรงผลัดด้านข้างในแต่ละชั้นของการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างวิธี TFPA



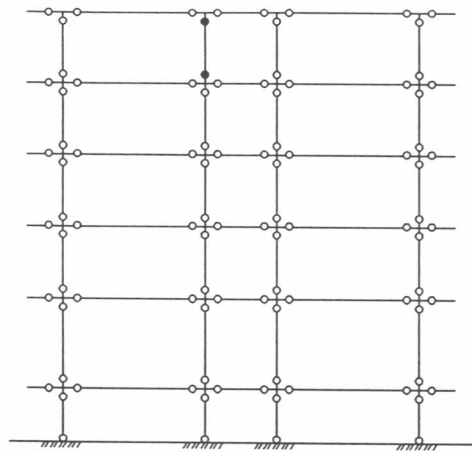
รูปที่ 5.3 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคาร ของการวิเคราะห์ผลลัดักด้านข้างวิธี TFPA



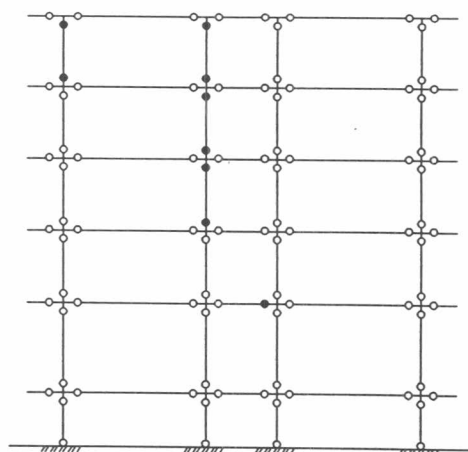
รูปที่ 5.4 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลลัดักด้านข้างวิธี TFPA



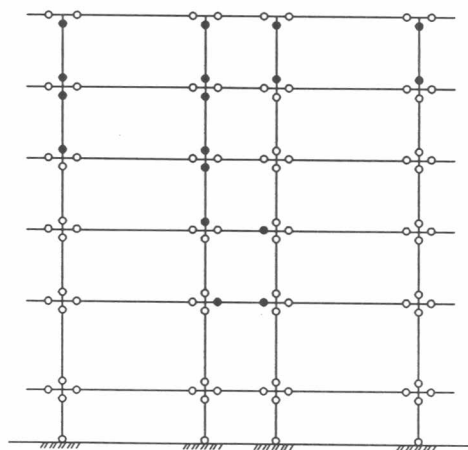
รูปที่ 5.5 การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลลัดักด้านข้างวิธี TFPA



(ก) จุด A, 0.19%



(ข) จุด B, 0.31%

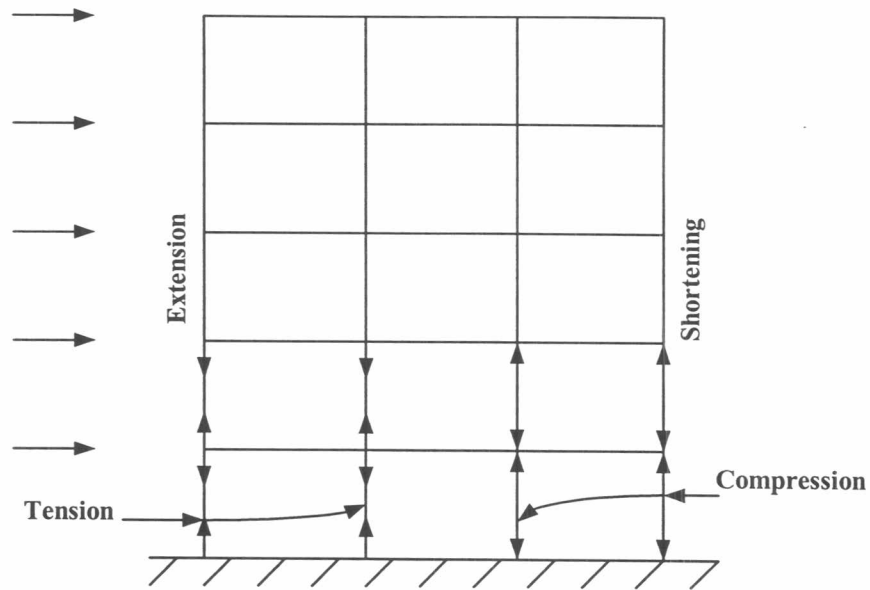


(ค) จุด C, 0.46%

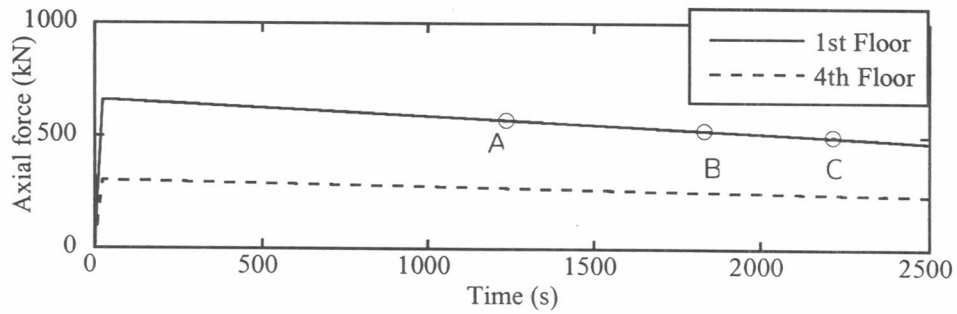
สัญลักษณ์รูปแบบความเสียหาย

● เกิดการร้าวในเสาหรือคาน

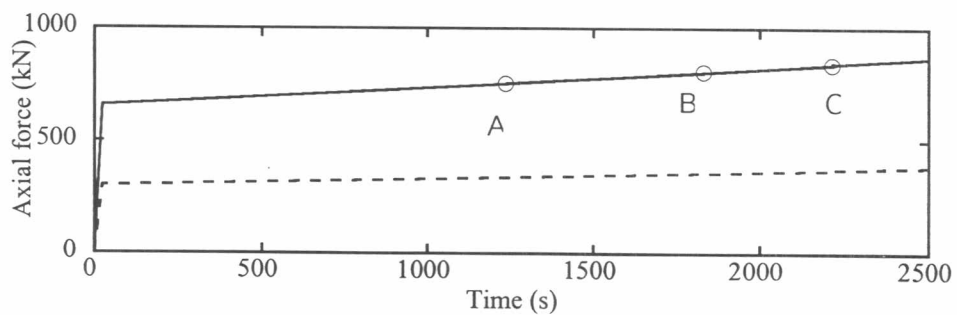
รูปที่ 5.6 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี TFPA ที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆของความสูงอาคาร (%)



รูปที่ 5.7 พฤติกรรมการรับแรงของโครงสร้างของการวิเคราะห์ผลึกด้านข้าง

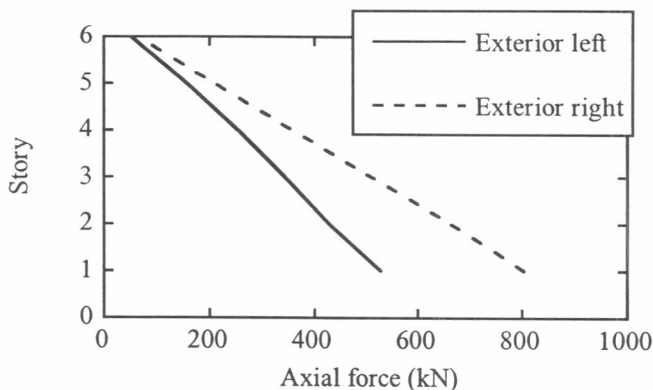


(ก) เสาภายนอกด้านซ้าย

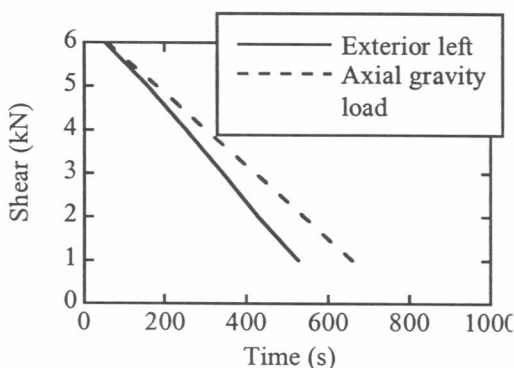


(ข) เสาภายนอกด้านขวา

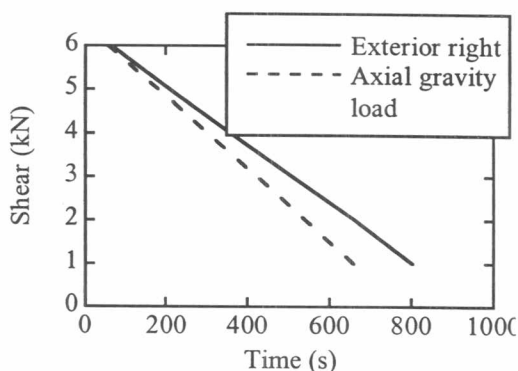
รูปที่ 5.8 แรงตามแนวแกนของเสาภายนอกชั้นที่ 1 และ 4 ตามเวลาของการวิเคราะห์ผลึกด้านข้าง วิธี TFPA



(ก) แรงตามแนวแกนในเสา

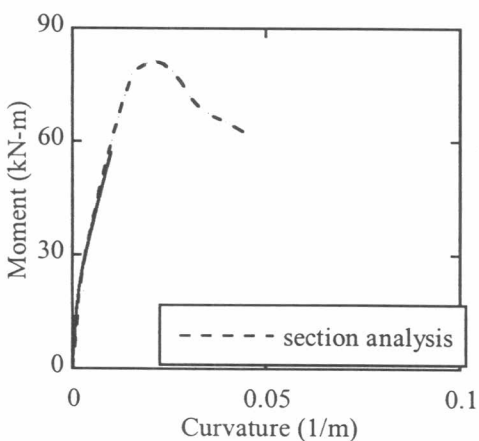


(ก) การเปลี่ยนแปลงแรงตามแนวแกน
ในเสาด้านซ้าย

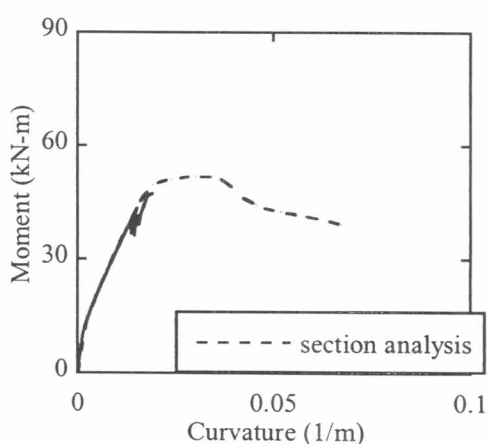


(ข) การเปลี่ยนแปลงแรงตามแนวแกน
ในเสาด้านขวา

รูปที่ 5.9 การเปลี่ยนแปลงแรงตามแนวแกนในเสาตามความสูงอาคารของกรวิเคราะห์ผลัดด้านข้างวิธี TFPA ที่จุด C

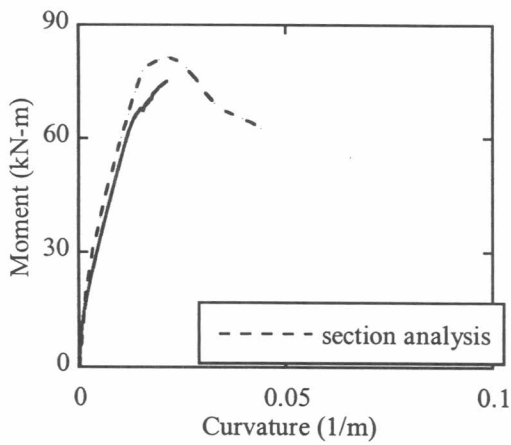


(ก) เสาภายนอกชั้นที่ 4

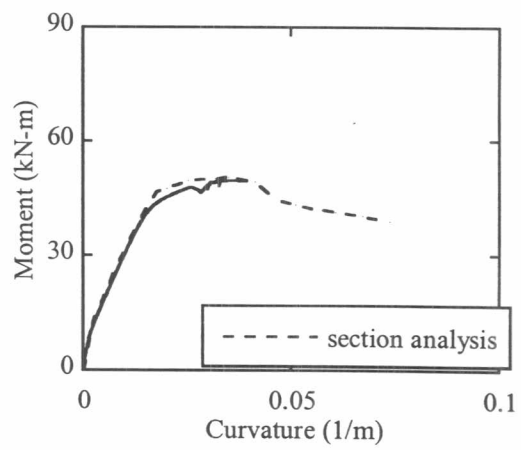


(ข) เสาภายนอกชั้นที่ 5

รูปที่ 5.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายนอกและภายในของกรวิเคราะห์ผลัดด้านข้างวิธี TFPA

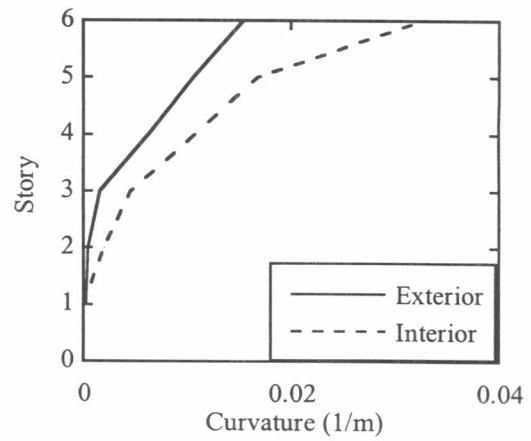
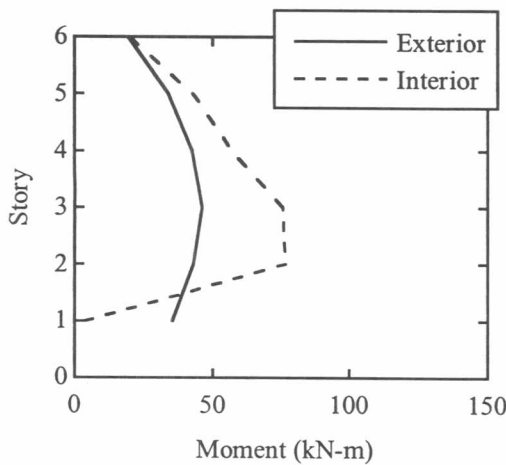


(ค) เสาภายในชั้นที่ 4

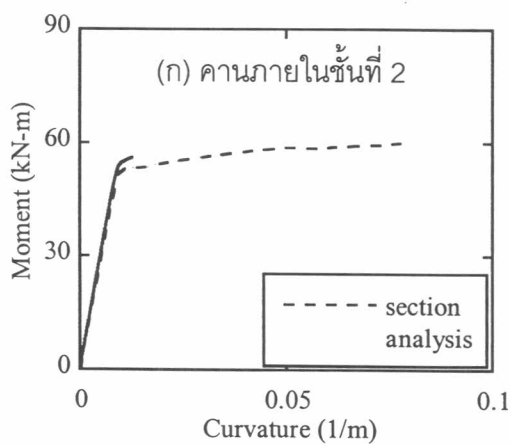


(ง) เสาภายในชั้นที่ 5

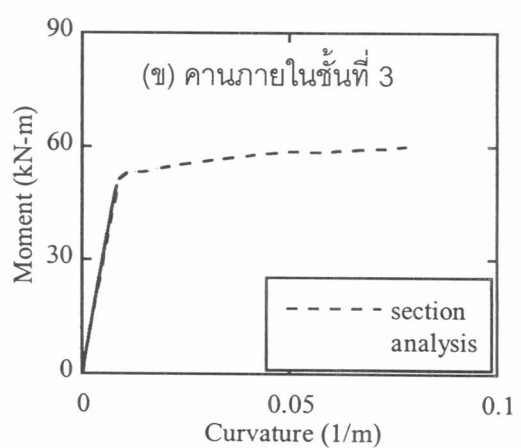
รูปที่ 5.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสานอกและเสาภายในของแรงผลักดันข้างวิธี TFPA



รูปที่ 5.11 โมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาตามความสูงอาคาร ของการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างวิธี TFPA ที่จุด C

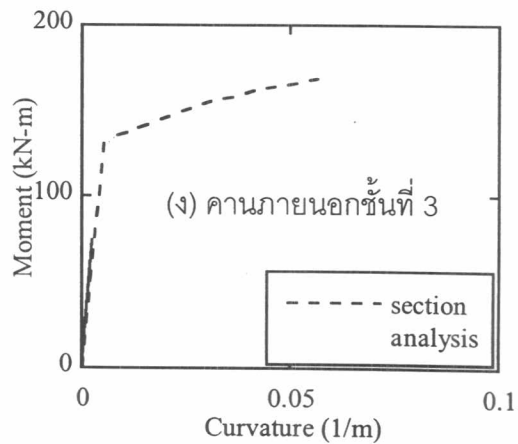
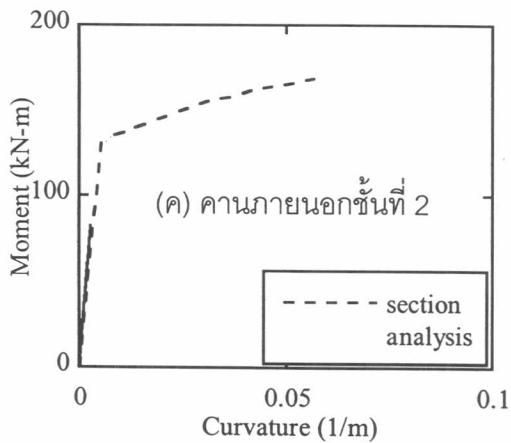


(ก) คานภายในชั้นที่ 2

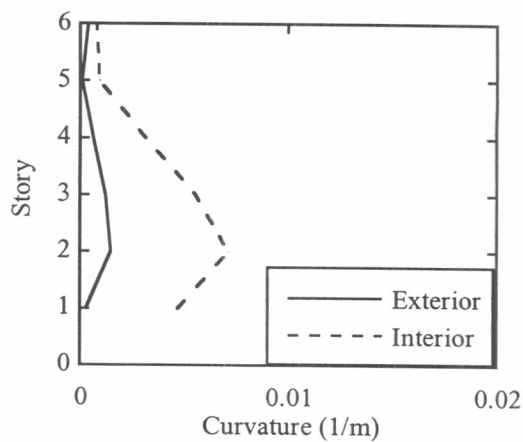
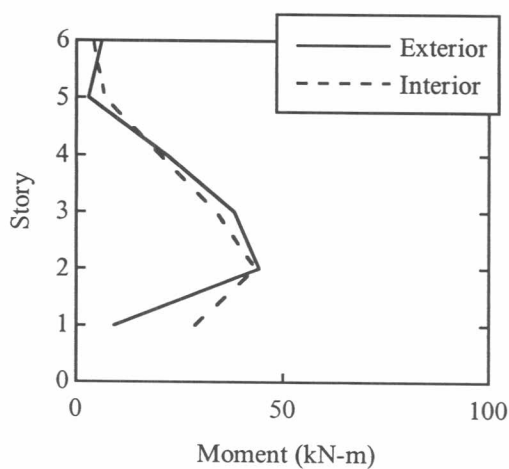


(ข) คานภายในชั้นที่ 3

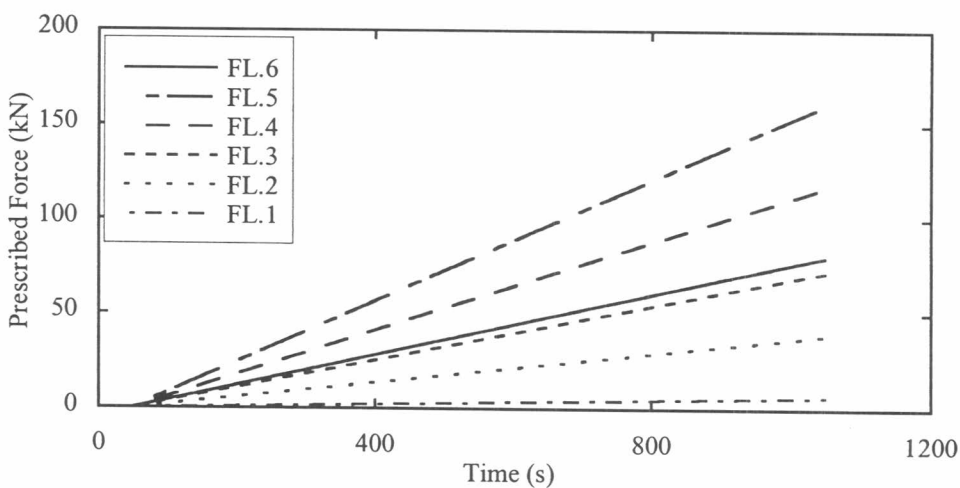
รูปที่ 5.12 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายใน ของการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างวิธี TFPA



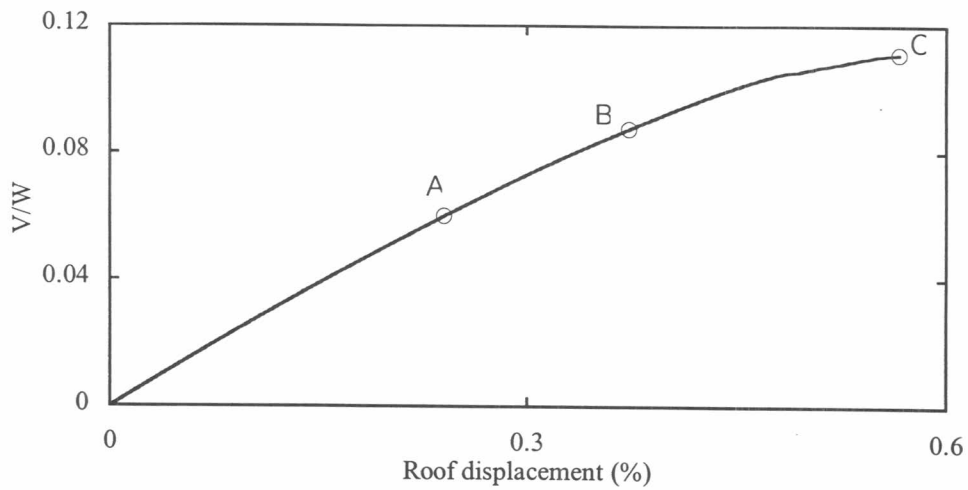
รูปที่ 5.12 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายนอก ของการวิเคราะห์หลัก ด้านข้างวิธี TFPA



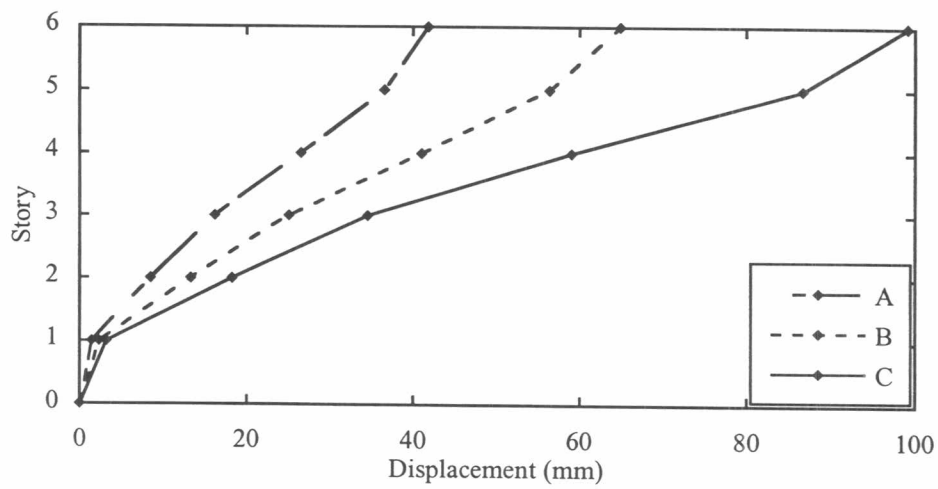
รูปที่ 5.13 โมเมนต์ดัดและความโค้งของคานตามความสูงอาคาร ของการวิเคราะห์หลักด้านข้างวิธี TFPA ที่จุด C



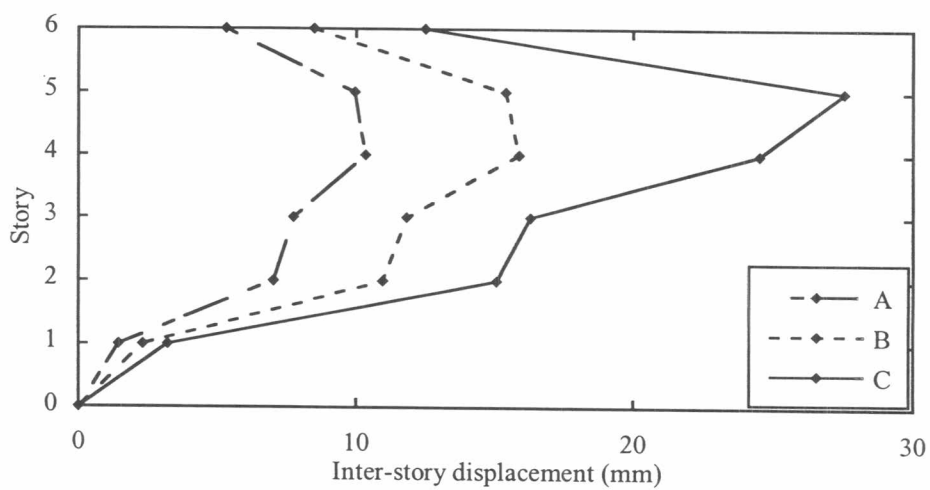
รูปที่ 5.14 การเปลี่ยนแปลงแรงตามเวลาของแรงหลักด้านข้างในแต่ละชั้น ของการวิเคราะห์หลัก ด้านข้างวิธี MFPA



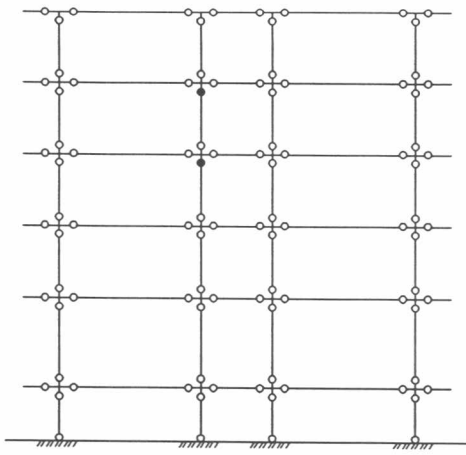
รูปที่ 5.15 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคาร ของการวิเคราะห์ผลึกด้านข้างวิธี MFPA



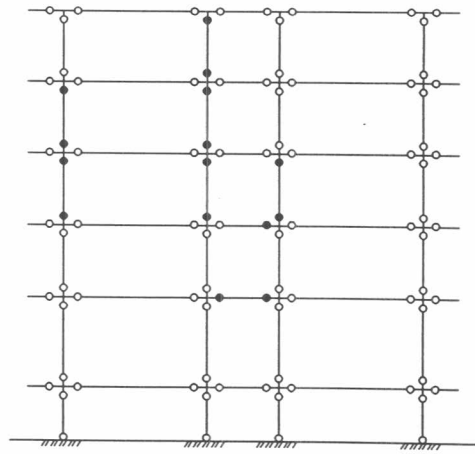
รูปที่ 5.16 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลึกด้านข้างวิธี MFPA



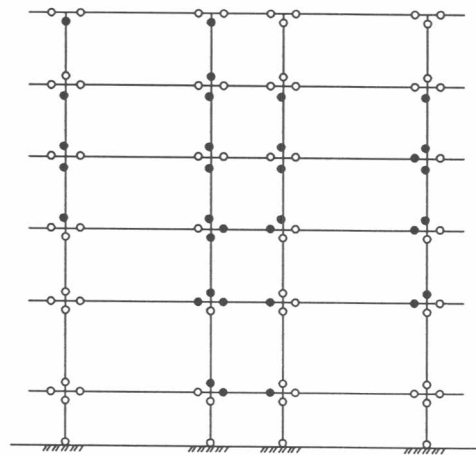
รูปที่ 5.17 การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลึกด้านข้างวิธี MFPA



(ก) จุด A, 0.24%



(ข) จุด B, 0.37%

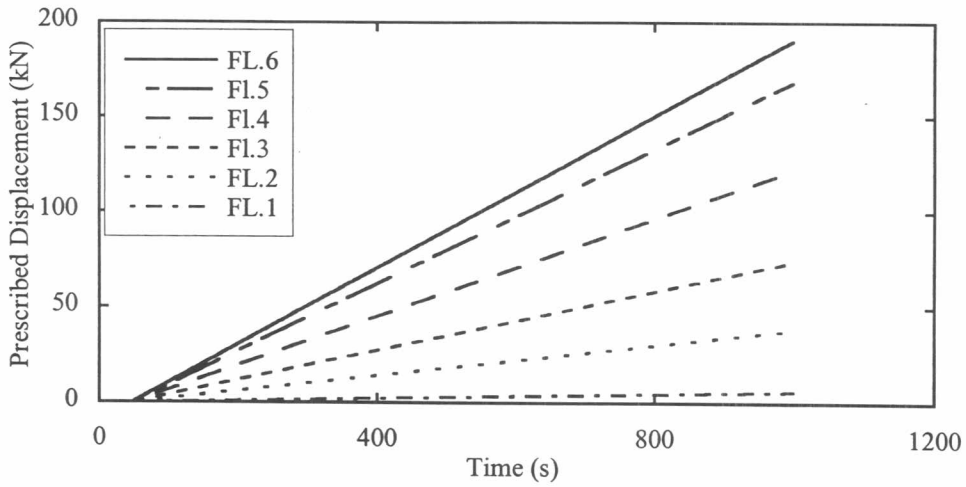


สัญลักษณ์รูปแบบความเสียหาย

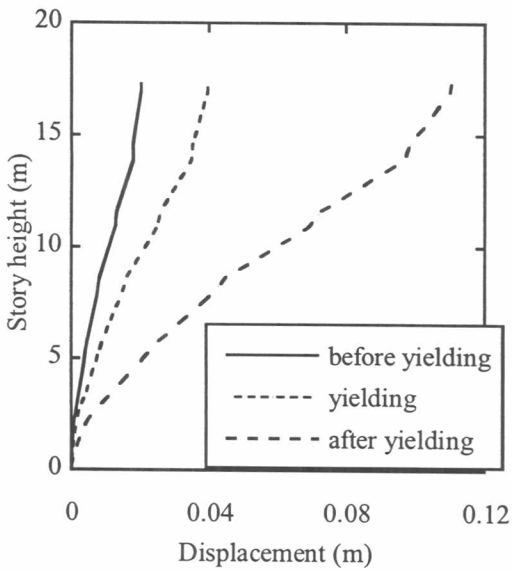
● เกิดการร้าวในเสาหรือคาน

(ค) จุด C, 0.56%

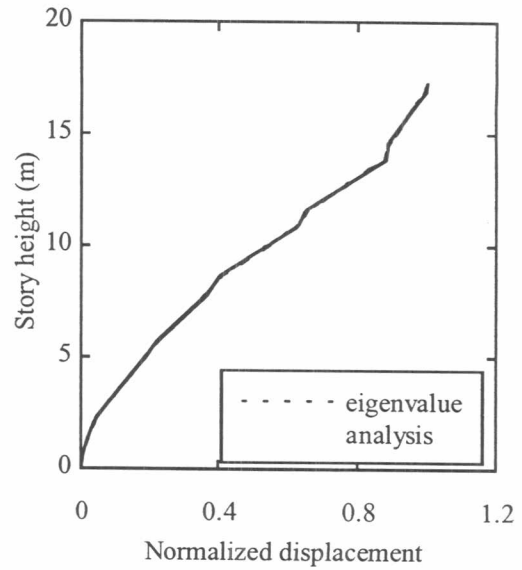
รูปที่ 5.18 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่างการวิเคราะห์ผลทางด้านข้างวิธี MFPA ที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆของความสูงอาคาร (%)



รูปที่ 5.19 การเปลี่ยนแปลงตามเวลาของการเคลื่อนที่ด้านข้างในแต่ละชั้น ของการวิเคราะห์ผลึกด้านข้างวิธี MDPA

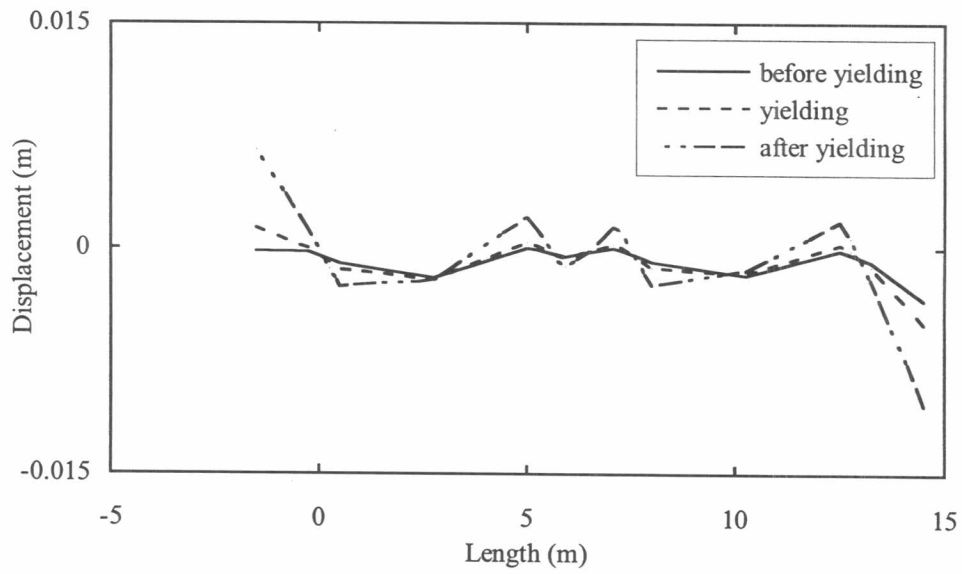


(ก) การเปลี่ยนตำแหน่ง

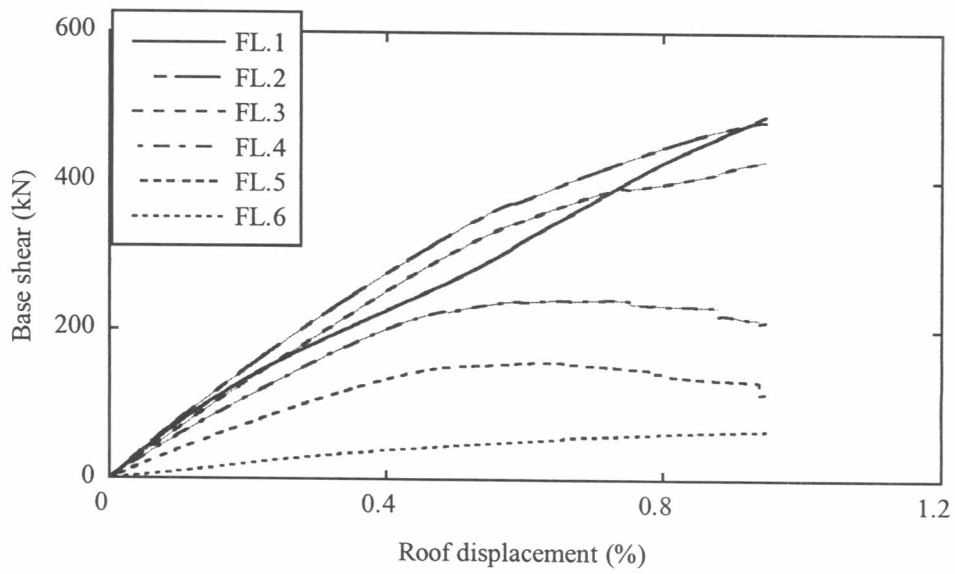


(ข) ค่า normalized displacement เปรียบเทียบกับค่าที่จากการวิเคราะห์ eigen value analysis

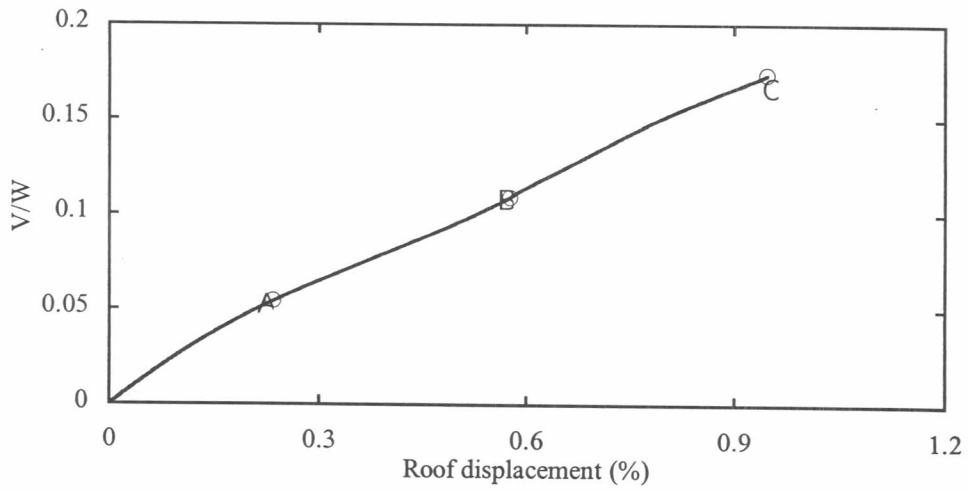
รูปที่ 5.20 การเปลี่ยนตำแหน่งในเสาตามความสูงของอาคารของการวิเคราะห์ผลึกด้านข้างวิธี MDPA



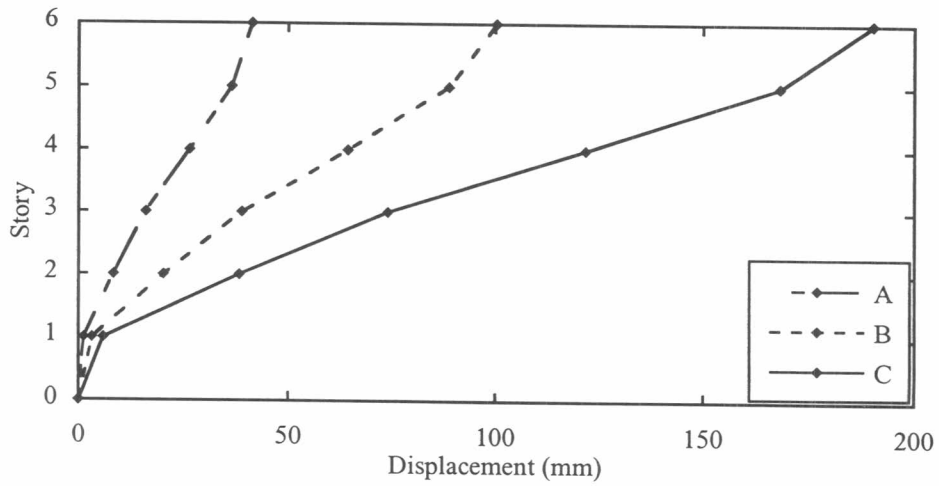
รูปที่ 5.21 การเปลี่ยนตำแหน่งในแนวดิ่งของคานตามความยาวของอาคารของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MDPA



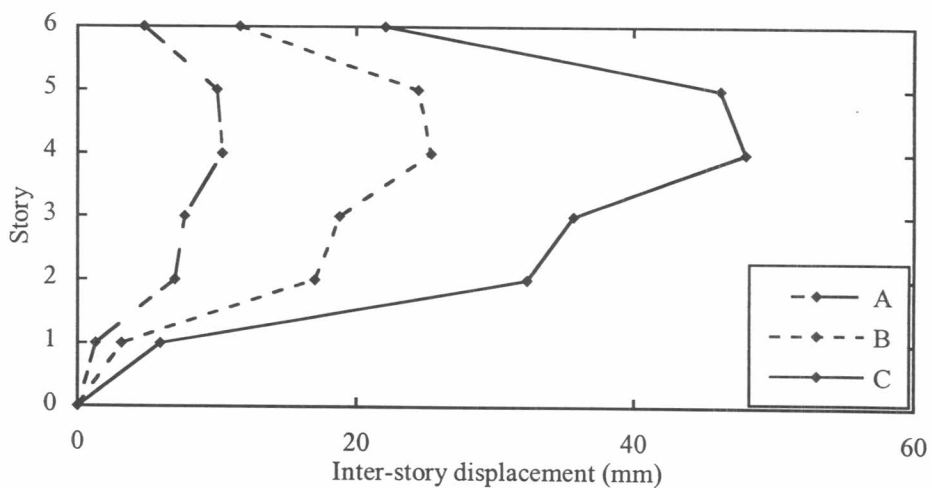
รูปที่ 5.22 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนรวมในแต่ละชั้นกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดของวิธี MDPA



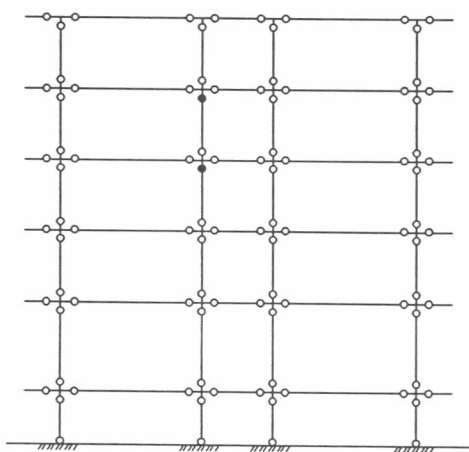
รูปที่ 5.23 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ยอดอาคาร ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MDPA



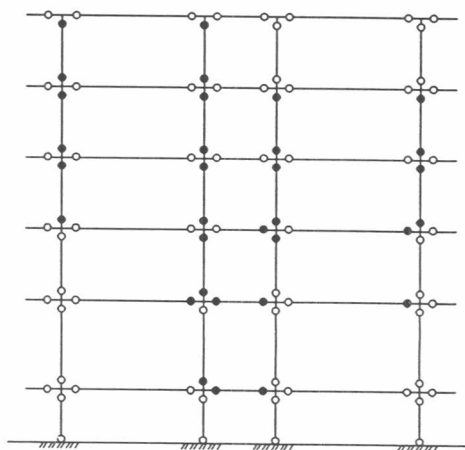
รูปที่ 5.24 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี MDPA



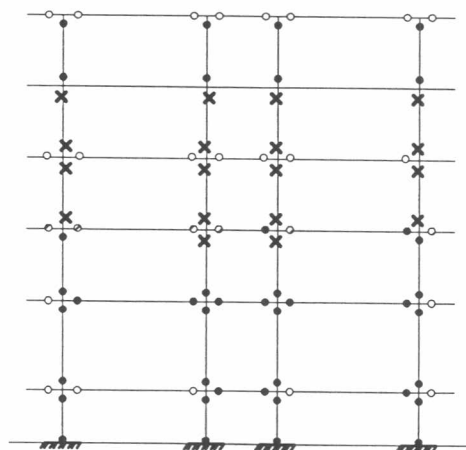
รูปที่ 5.25 การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลลักระหว่างวิธี MDPA



(ก) จุด A, 0.24%



(ข) จุด B, 0.57%

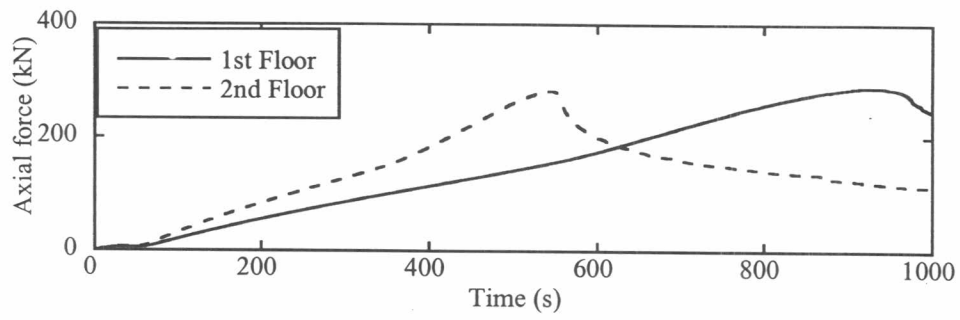


(ค) จุด C, 1.10%

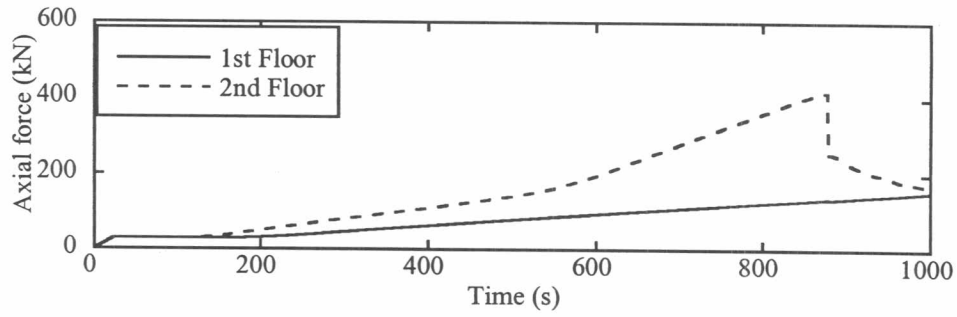
สัญลักษณ์รูปแบบความเสียหาย

- เกิดการร้าวในเสาหรือคาน
- × ที่จุด ultimate

รูปที่ 5.26 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่าง ของการวิเคราะห์ผลลักระหว่างวิธี MDPA ที่ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆของความสูงอาคาร (%)

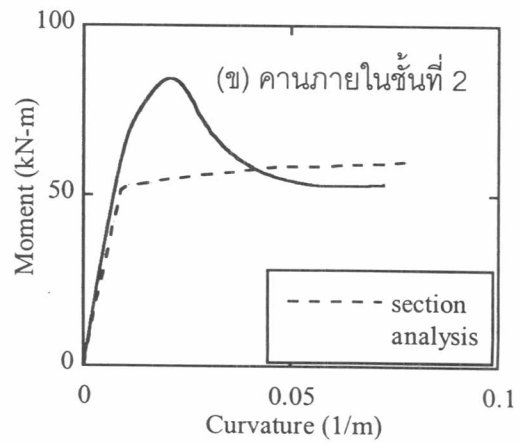
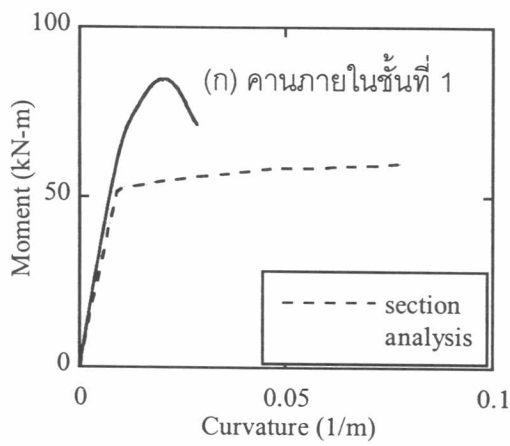


(ก) คานภายใน

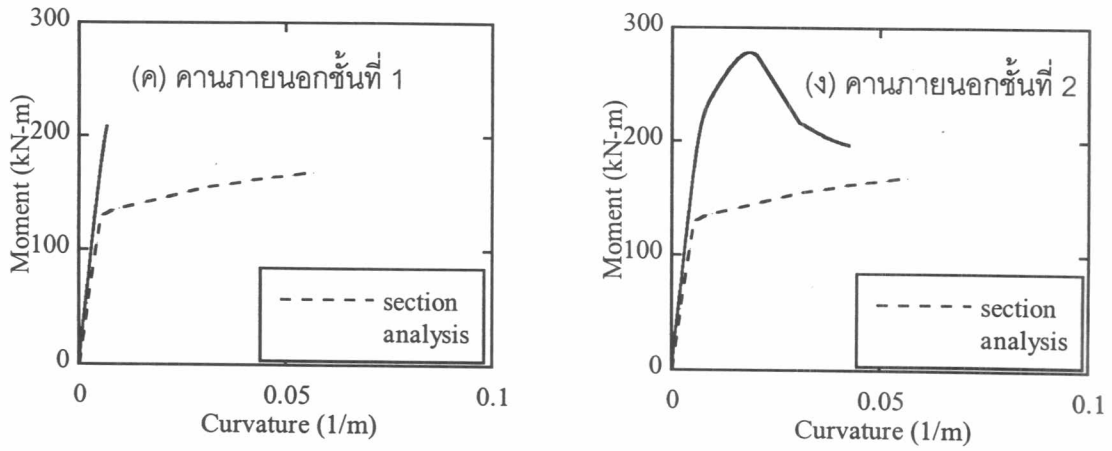


(ข) คานภายนอก

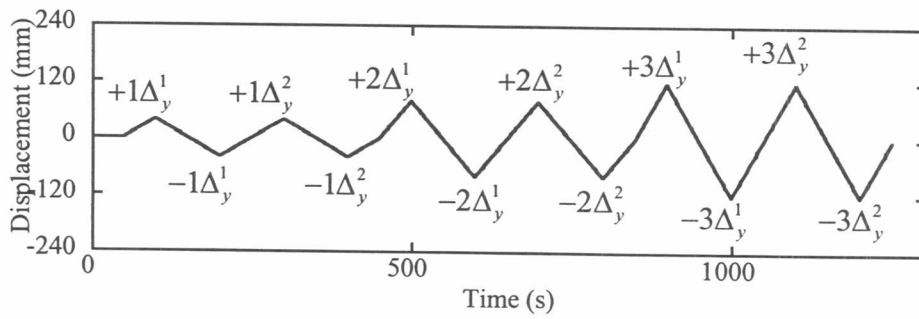
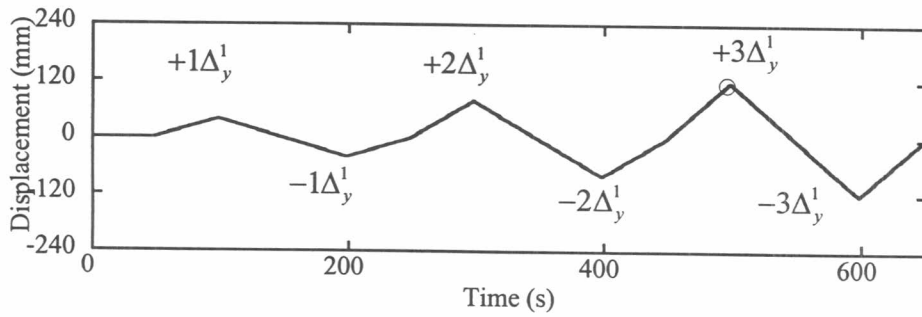
รูปที่ 5.27 แรงตามแนวแกนของคานชั้นที่ 1 และ 2 ตามเวลา ของการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างวิธี MDPA



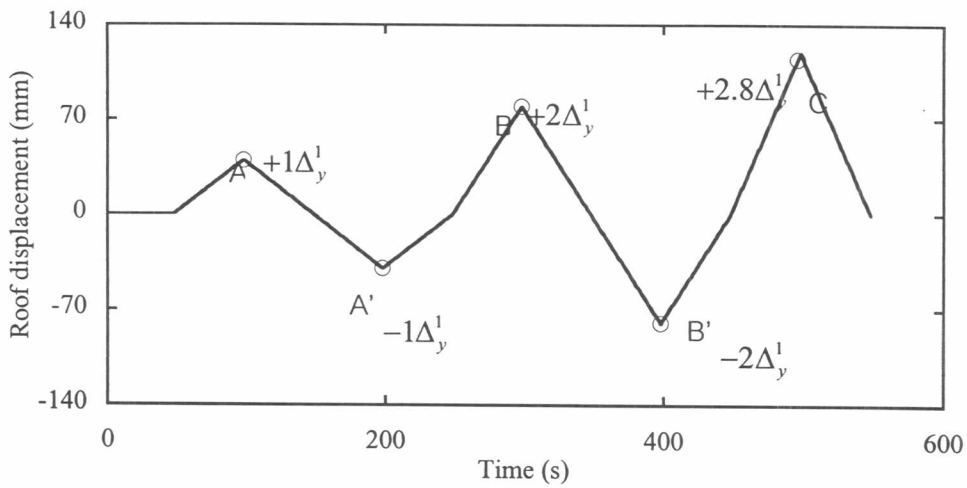
รูปที่ 5.28 (ก), (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายนอกของการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างวิธี MDPA



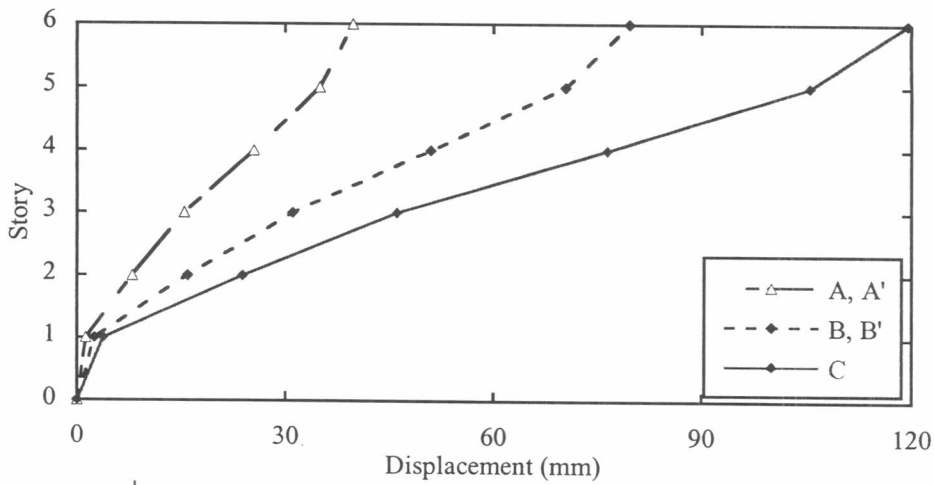
รูปที่ 5.28 (ค), (ง) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายนอกของการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างวิธี MDPA



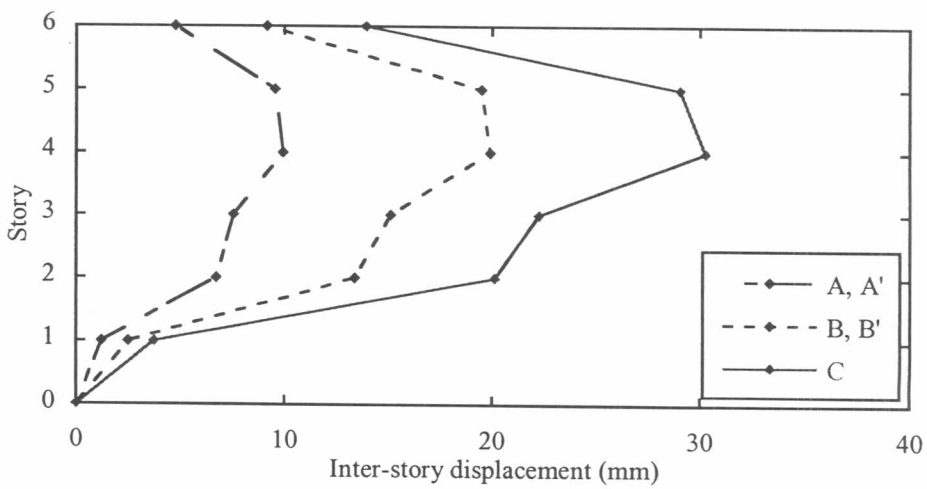
รูปที่ 5.29 การเปลี่ยนแปลงตามเวลาของการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นบนสุดของการให้การเคลื่อนที่ใน 1 รอบ และ 2 รอบ ของการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างวิธี CDPA



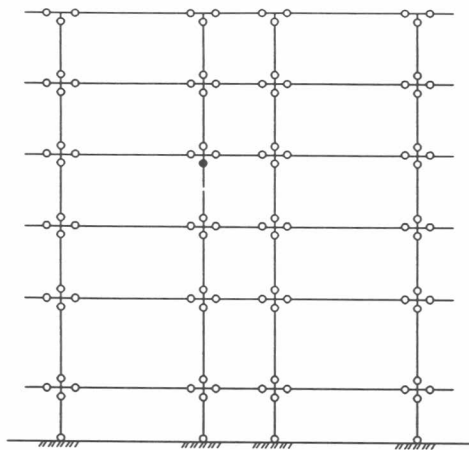
รูปที่ 5.30 การเปลี่ยนแปลงตามเวลาของการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นบนสุด ณ จุดต่างๆกัน ของการให้แรงใน 1 รอบ ของการวิเคราะห์ผลลัดด้านข้างวิธี CDPA1



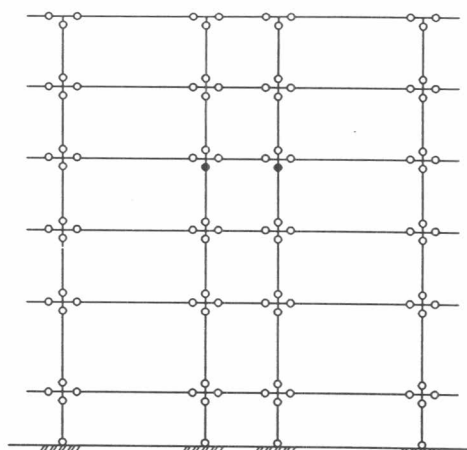
รูปที่ 5.31 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของการวิเคราะห์ผลลัดด้านข้างวิธี CDPA1



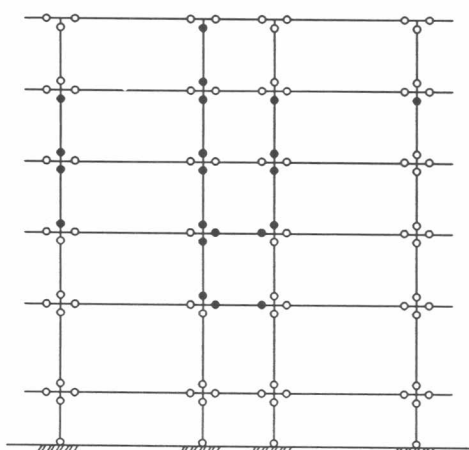
รูปที่ 5.32 การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของอาคาร ณ จุดต่างๆกัน ของของการวิเคราะห์ผลลัดด้านข้างวิธี CDPA1



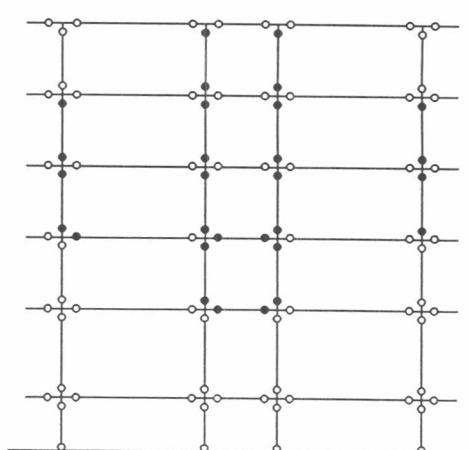
(ก) จุด A, 0.23%



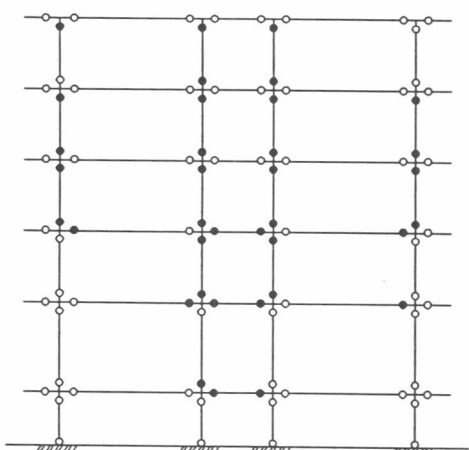
(ข) จุด A', 0.23%



(ค) จุด B, 0.45%



(ง) จุด B', 0.45%

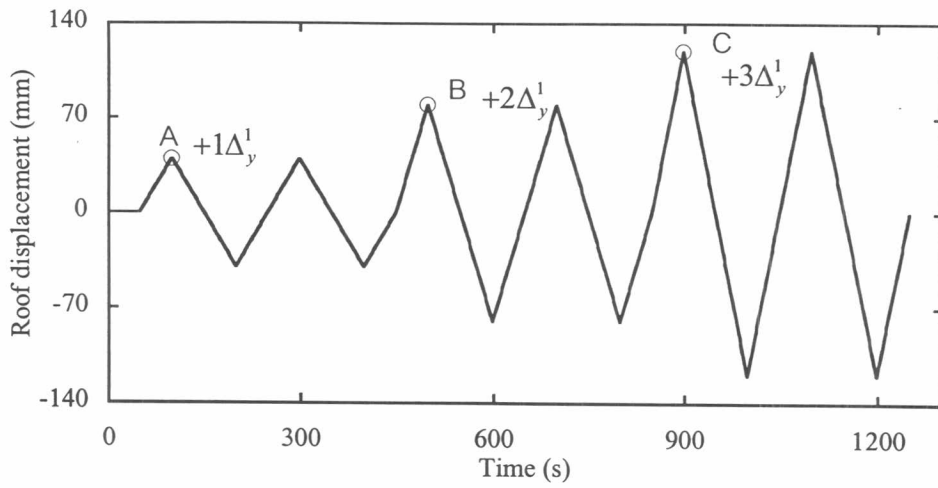


(จ) จุด C, 0.65%

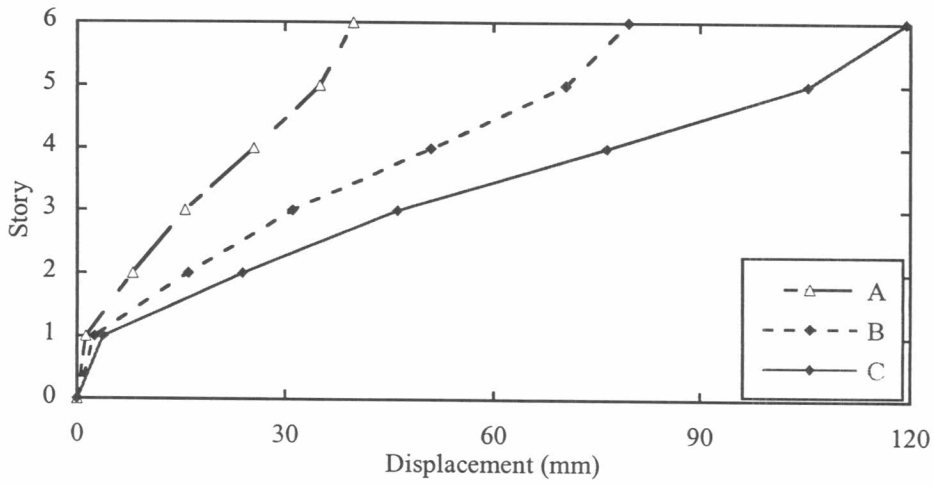
สัญลักษณ์รูปแบบความเสียหาย

● เกิดการร้าวในเสาหรือคาน

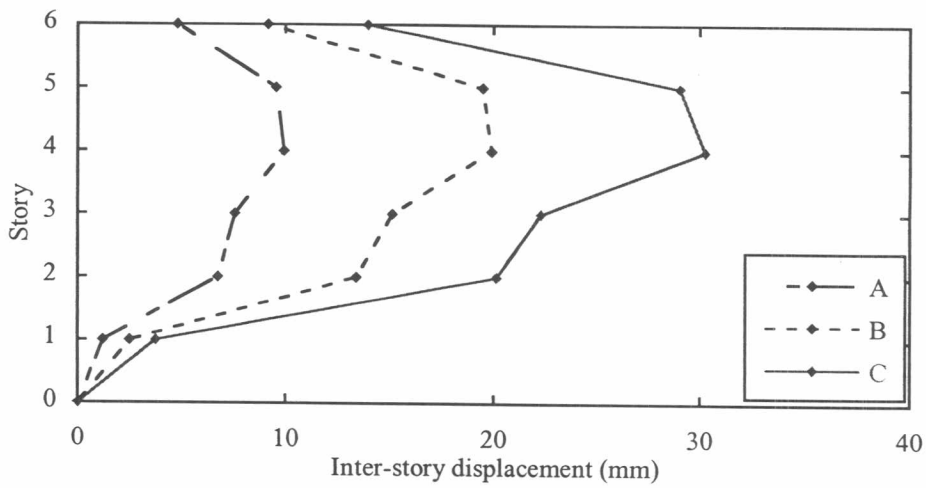
รูปที่ 5.33 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่าง ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA1 ที่ การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆของความสูงอาคาร (%)



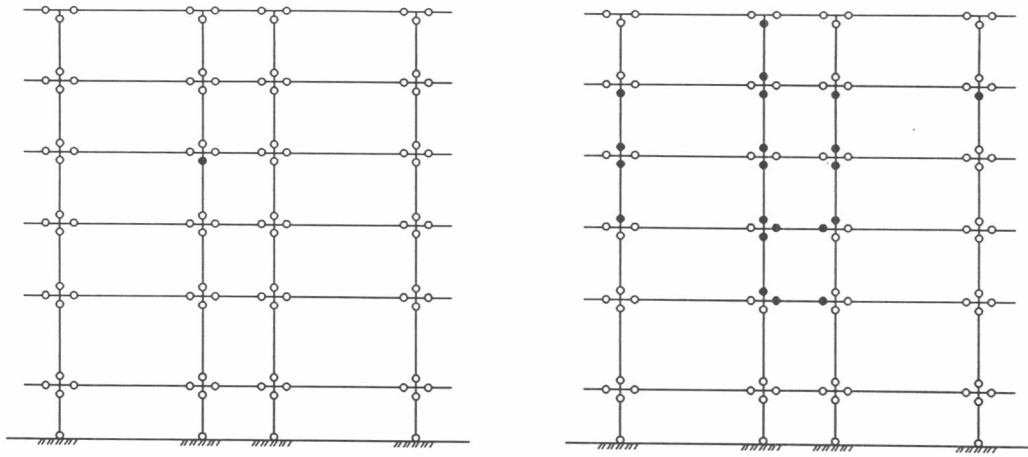
รูปที่ 5.34 การเปลี่ยนแปลงตามเวลาของการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นบนสุด ณ จุดต่างๆกัน ของการให้แรงใน 2 รอบของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA2



รูปที่ 5.35 การเปลี่ยนตำแหน่งของอาคาร ณ จุดต่างๆกันของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA2

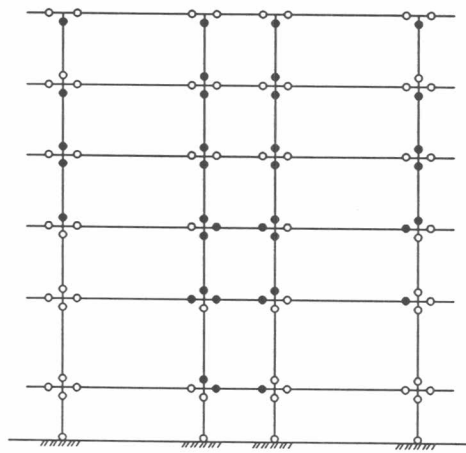


รูปที่ 5.36 การเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของอาคาร ณ จุดต่างๆกันของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA2



(ก) จุด A, 0.23%

(ข) จุด B, 0.45%

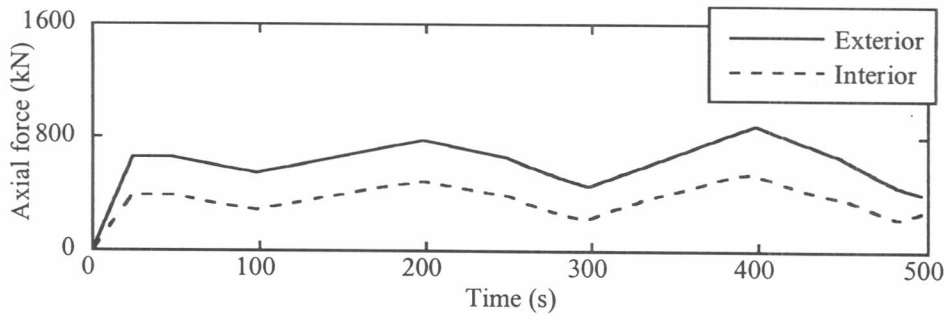


สัญลักษณ์รูปแบบความเสียหาย

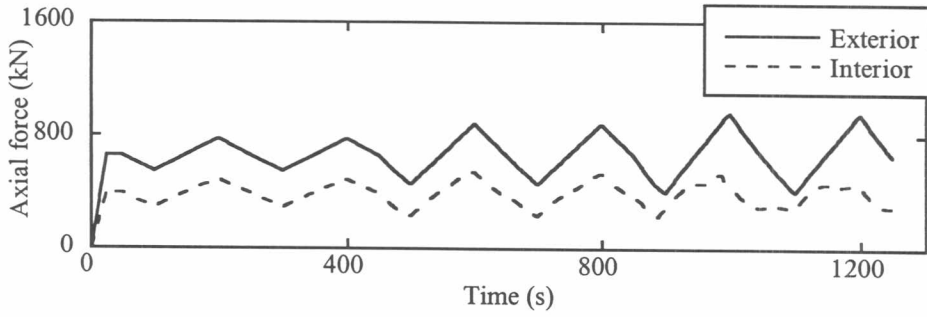
● เกิดการครากในเสาหรือคาน

(ข) จุด C, 0.68%

รูปที่ 5.37 รูปแบบความเสียหายของอาคารตัวอย่าง ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA2 ที่การเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นหลังคาต่างๆของความสูงอาคาร (%)

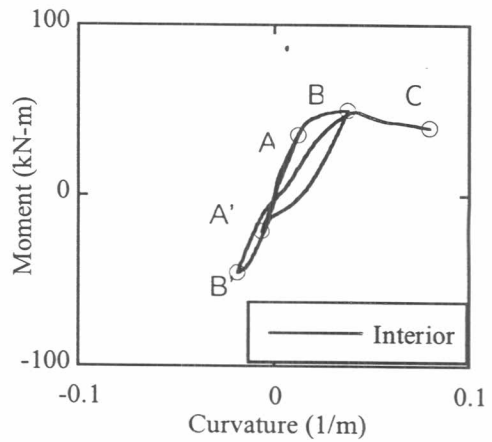
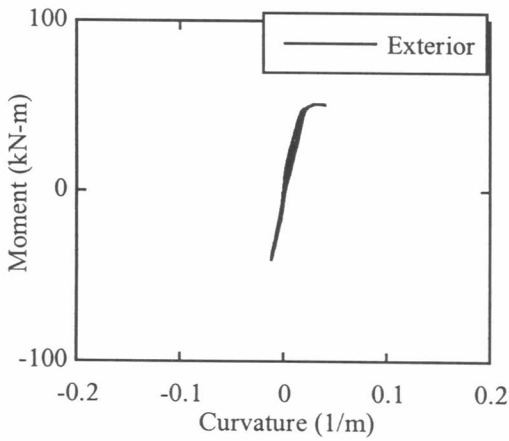


(ก) วิธี CDPA1

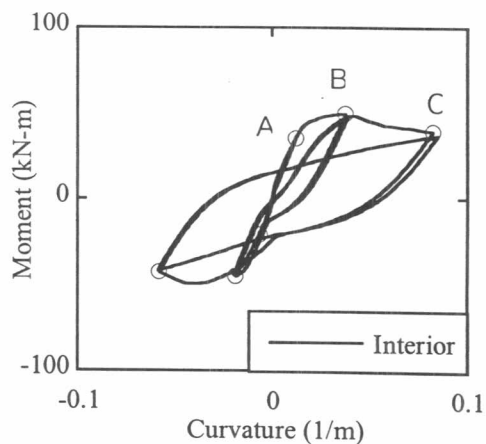
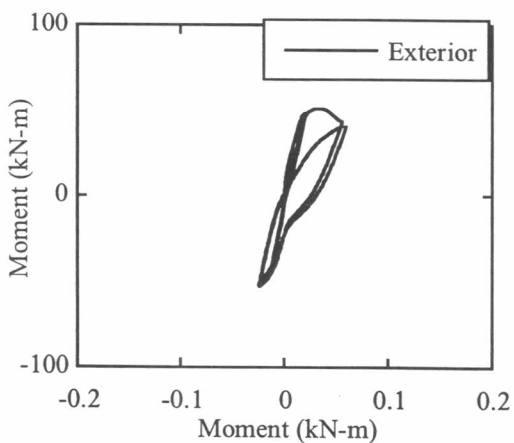


(ข) วิธี CDPA2

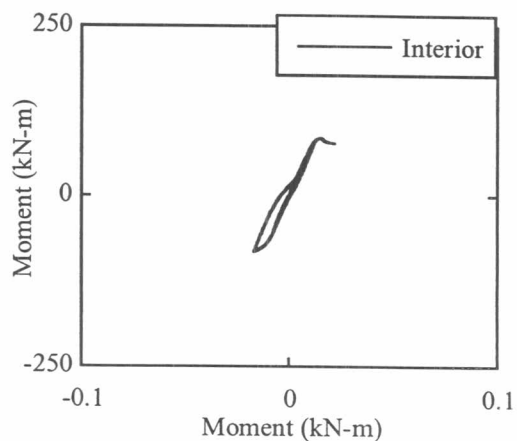
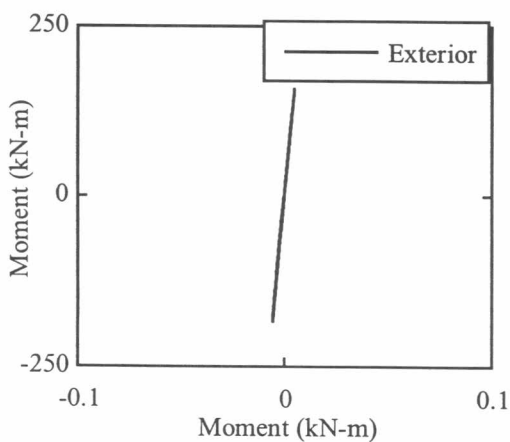
รูปที่ 5.38 แรงตามแนวแกนของเสาภายในและภายนอกชั้นที่ 1 ตามเวลา ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA1 และ CDPA2



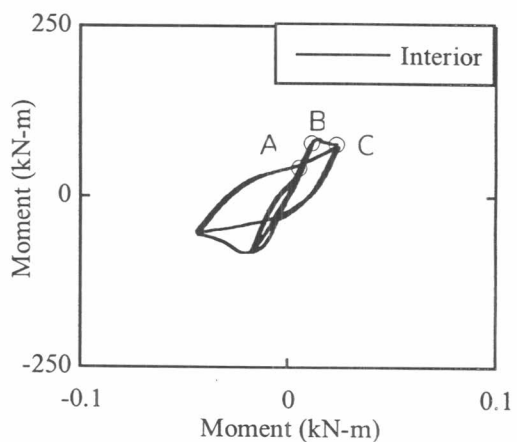
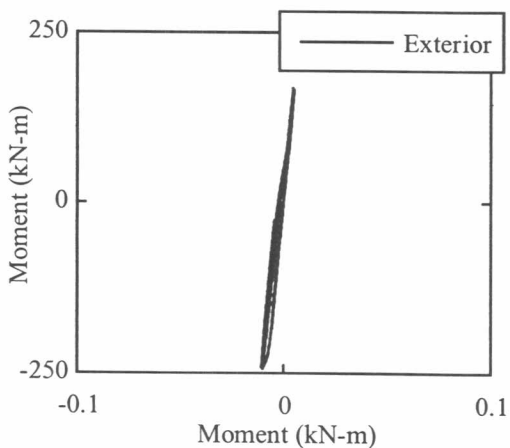
รูปที่ 5.39(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายในและภายนอกชั้นที่ 5 ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA1



รูปที่ 5.39(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายในและภายนอกชั้นที่ 5 ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA2

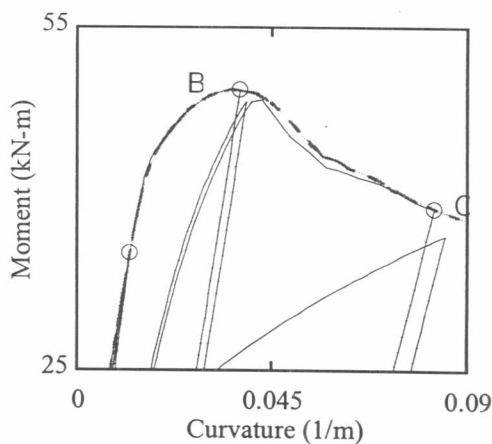
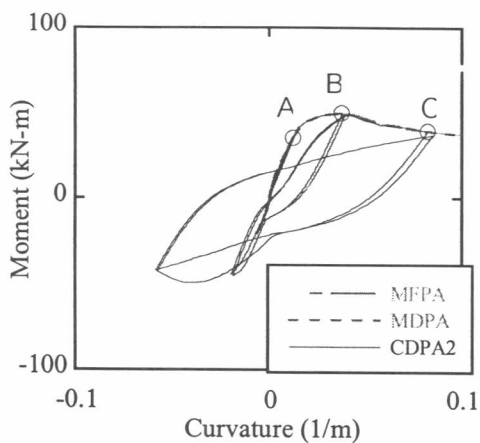


(ก) วิธี CDPA1

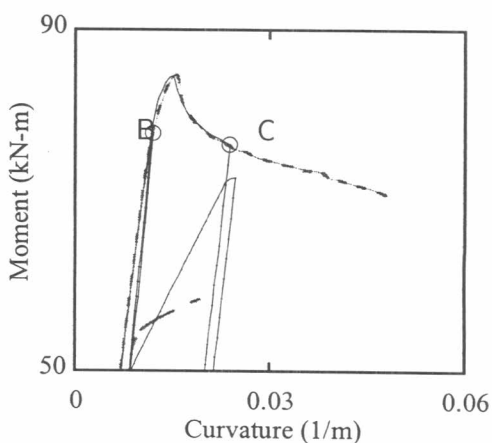
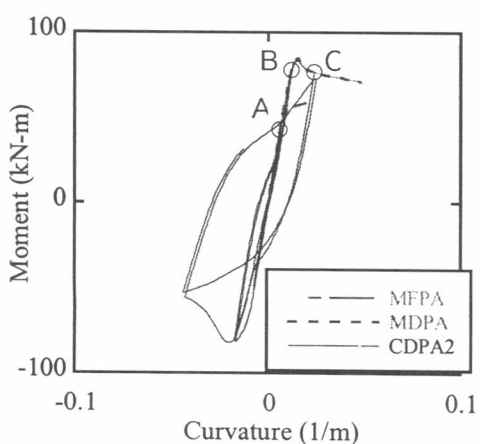


(ข) วิธี CDPA2

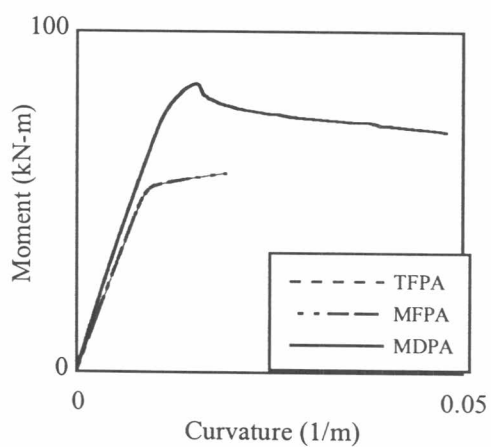
รูปที่ 5.40 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายในและภายนอกชั้นที่ 5 ของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างวิธี CDPA2



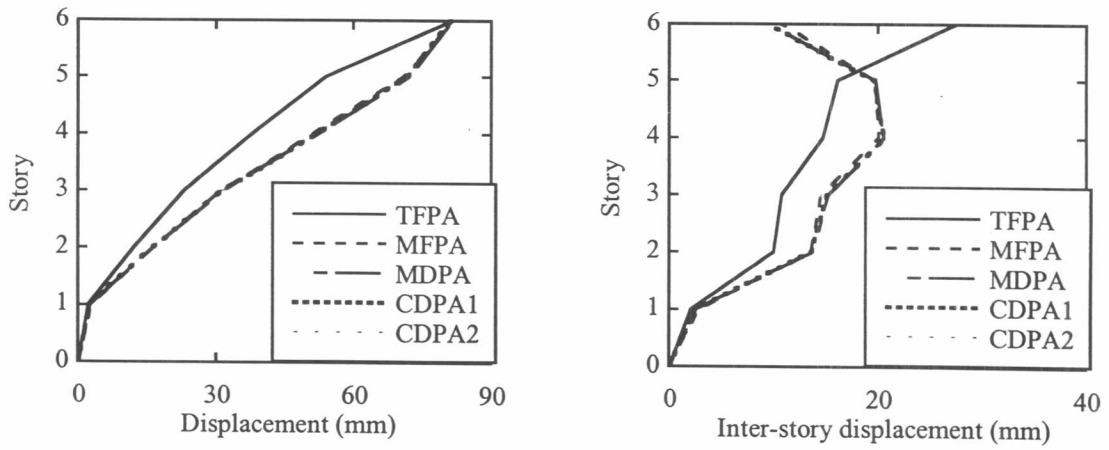
รูปที่ 5.41 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาชั้นที่ 5 ของการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างวิธี MFPA, MDPA และ CDPA2



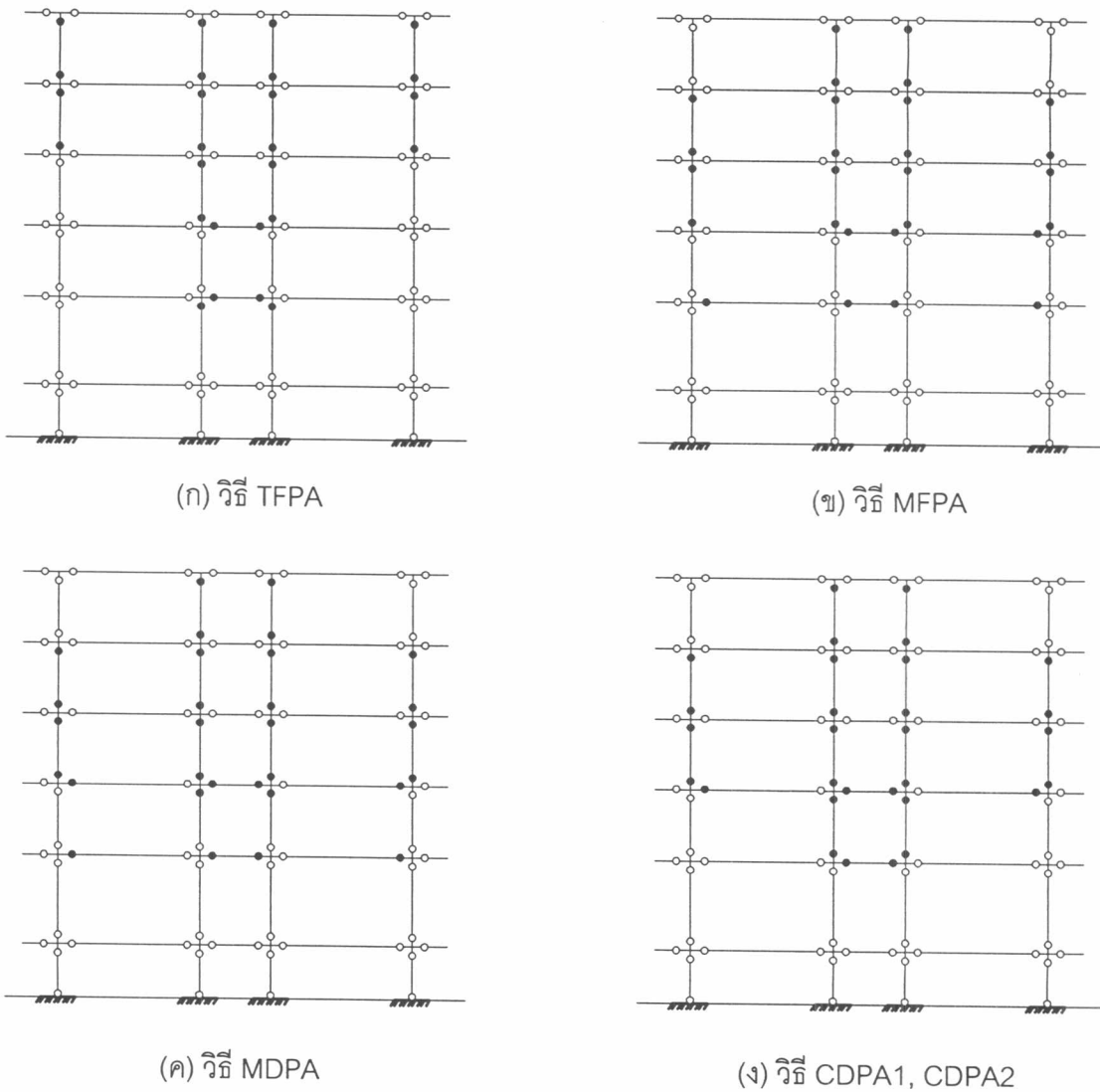
รูปที่ 5.42 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานชั้นที่ 2 ของการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างวิธี MFPA, MDPA และ CDPA2



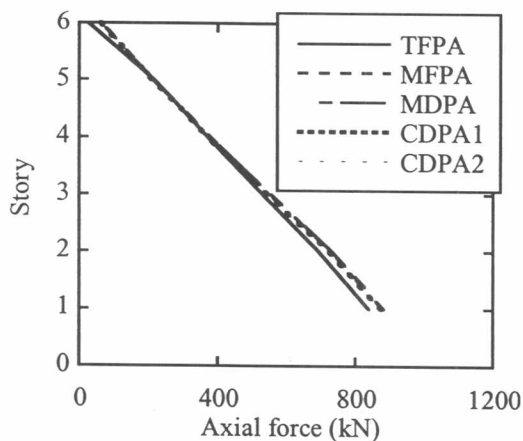
รูปที่ 5.43 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานชั้นที่ 2 ของการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างวิธี TFPA, MFPA และ MDPA



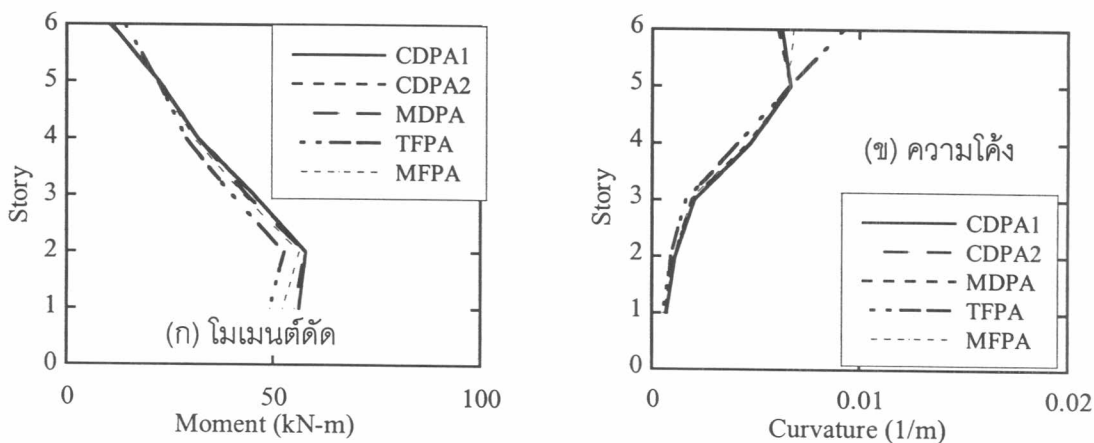
รูปที่ 5.44 การเปรียบเทียบการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่างๆ และการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้นของการวิเคราะห์หลักด้านข้างวิธีต่างๆ



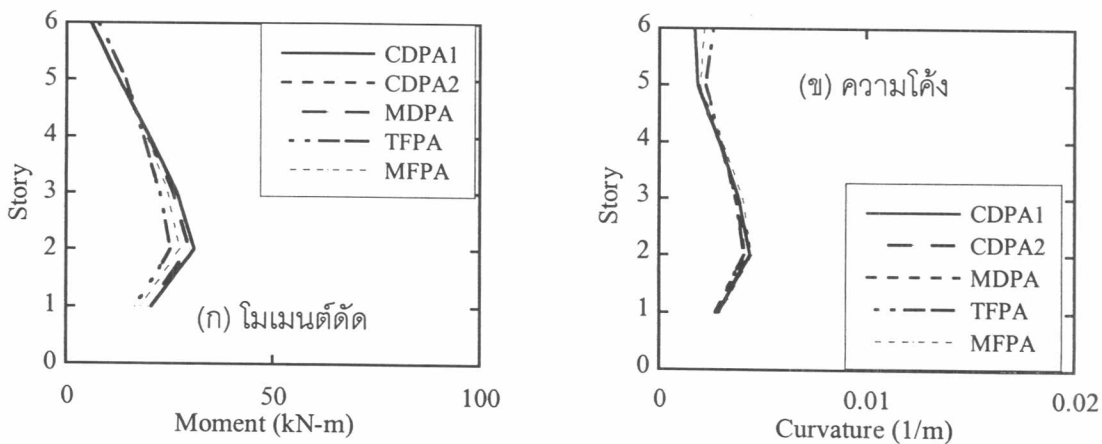
รูปที่ 5.45 การเปรียบเทียบรูปแบบความเสียหายของการวิเคราะห์หลักด้านข้างวิธีต่างๆ



รูปที่ 5.46 การเปรียบเทียบแรงตามแนวแกนของเสาภายนอกตามความสูงอาคารของการวิเคราะห์หลักด้านข้างวิธีต่างๆ



รูปที่ 5.47 การเปรียบเทียบโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาภายในตามความสูงอาคารของการวิเคราะห์หลักด้านข้างวิธีต่างๆ



รูปที่ 5.48 การเปรียบเทียบโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานภายในตามความสูงอาคารของการวิเคราะห์หลักด้านข้างวิธีต่างๆ