

การย้ายตำแหน่งจุดหมุนพลาสติกของโครงสร้างคาน-เสาคอนกรีตเฟรมภายในโดยการเสริมเหล็กแนวยาวระดับกลาง

Plastic Hinge Relocation of Interior Beam-column Concrete Frames using Longitudinal Intermediate Bars

ชยานนท์ หารัชชัญญ์¹ รัฐพล เกติยศ^{2*} และปิยะพงษ์ วงศ์เมธา¹

¹ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเชียงใหม่

² สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี เขตพื้นที่เชียงราย

*ผู้รับผิดชอบบทความ: rattapon.ste7@rmutl.ac.th โทรศัพท์ 053-723977-8

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอผลการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมของส่วนย่อยเฟรมคาน-เสาแบบเทในที่ภายในอาคารภายใต้แรงกระทำแบบสลับทิศทาง จำนวน 2 ตัวอย่าง โดยแปรผันรายละเอียดของเหล็กเสริมภายในจุดต่อ ได้แก่ ตัวอย่าง M1 ซึ่งออกแบบให้สามารถรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน ACI352R-02 และตัวอย่าง M2 เป็นจุดต่อที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมเหมือนกับตัวอย่าง M1 และเพิ่มเหล็กเสริมแนวยาวระดับกลางภายในบริเวณจุดต่อต่อเนื่องจนถึงบริเวณปลายคาน จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าผลของเหล็กเสริมระดับกลางที่เพิ่มเติมเข้าไบนั้นทำให้คุณสมบัติด้านการรับแรงแผ่นดินไหวดีขึ้นอย่างชัดเจนทั้งในด้านกำลัง รูปแบบการวิบัติที่เหนียว พฤติกรรมการสลายพลังงานที่สูงขึ้น และการเสื่อมถอยของค่าความแข็งเกร็งช้าลง

คำสำคัญ จุดต่อคาน-เสาภายใน จุดหมุนพลาสติก เหล็กเสริมระดับกลาง แรงวงจรรี

Abstract

This paper presents experimental results aimed at studying the behavior of two interior monolithic concrete beam-column sub assemblage frames having different reinforcement details under cyclic loading. The first specimen M1, the joint was seismically detailed according to ACI352R-02 and used as a reference. The M2 specimen was identical to the specimen M1 with additional longitudinal intermediate bars embedded in joint area and two beam edges. From the test results, the longitudinal intermediate bars significantly improved the cyclic behaviors i.e. higher capacity, ductile failure mode, more energy dissipation and decrease of stiffness degradation.

Keywords: Interior sub assemblage frame, Plastic hinge, Intermediate bar, Cyclic load.

1. บทนำ

การใช้โครงสร้างระบบ คาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็กเป็นที่นิยมกันมากในอาคารขนาดเล็ก-กลาง เนื่องจากเป็นระบบโครงสร้างที่ให้อิสระทางสถาปัตยกรรมและสอดคล้องกับทักษะของแรงงานส่วนใหญ่ในประเทศไทย สำหรับโครงสร้างระบบคาน-เสาที่มีเป้าหมายเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว คุณสมบัติที่สำคัญ คือ ความสามารถในการถ่ายแรงที่ดีและมีเสถียรภาพทั้งในด้านกำลังและการเสียรูปภายใต้การสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว จากเหตุผลดังกล่าว จุดมุ่งหมายในการออกแบบโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหวจำเป็นต้องออกแบบพฤติกรรมของโครงสร้างเป็น “เสาแข็ง-คานอ่อน” คือให้กำลังในการรับแรงของเสามีค่ามากกว่าคาน อย่างไรก็ตามบริเวณจุดต่อมักเป็นจุดที่ถูกกละเลย ซึ่งจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ผ่านมาพบว่าจุดที่เกิดความเสียหายมากที่สุดเป็นบริเวณจุดต่อคาน-เสาของอาคาร ซึ่ง โครงสร้างที่ดีในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวนั้นบริเวณจุดต่อจะต้องยังคงมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic) เมื่อต้องรับ

แรงจากแผ่นดินไหว อีกทั้งกำลังของคานต้องมีค่าน้อยกว่าเสา ซึ่งทำให้จุดหมุนแบบพลาสติก (plastic hinge) เกิดขึ้นในคานบริเวณตำแหน่งหน้าคาน-เสา โดยที่จุดหมุนแบบพลาสติกที่เกิดขึ้นจะดูดซับพลังงานที่เกิดขึ้นจากแรงแผ่นดินไหว ซึ่ง Hollings[1-2]เป็นผู้นำเสนอหลักการนี้และได้พัฒนาเป็นวิธีการออกแบบเรียกว่า capacity design หรือเสาแข็ง-คานอ่อน ซึ่งถูกระบุใน ACI 318-14[3] และ ACI 352R-02[4] และได้ถูกนำมาประยุกต์ใช้กับมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1301-54[5] ในประเทศไทย ในขณะที่โครงสร้างรับแรงกระทำด้านข้างหรือแรงแผ่นดินไหว จุดหมุนแบบพลาสติกจะเกิดขึ้นบริเวณตำแหน่งหน้าเสา-ปลายคาน ด้วยสาเหตุที่รอยร้าวและการครากของเหล็กเสริมตามยาวเกิดขึ้นบริเวณใกล้กับจุดต่อและเสานี้ ส่งผลให้จุดต่อเกิดความเสียหายและกำลังของโครงสร้างลดลงได้จนนำไปสู่การสูญเสียพฤติกรรมแบบเหนียวของโครงสร้าง จากเหตุผลดังกล่าว เพื่อหลีกเลี่ยงความเสียหายของโครงสร้างบริเวณจุดต่อและเสา ได้มี



การศึกษารายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อที่จะย้ายจุดหมุนพลาสติกให้เกิดห่างออกจากจุดต่อคาน-เสาโดย Bahjat และ James[6] พบว่าการใช้เหล็กเสริมระดับกลางบริเวณจุดต่อที่มีความยาวจากหน้าเสาออกมา 1.5 เท่าของความลึกคาน ทำให้จุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นนั้นย้ายไปเกิดที่บริเวณคานซึ่งห่างจากหน้าเสา เป็นผลทำให้ค่ากำลัง (strength) และการเสื่อมถอยของค่าความแข็งแรง (stiffness degradation) ถูกปรับปรุงให้ดีขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีเสริมเหล็กปกติ

บทความนี้ได้นำเสนอผลการทดสอบรวมถึงการเปรียบเทียบพฤติกรรมโครงสร้างและคุณสมบัติด้านการรับแรงสลับทิศของโครงสร้าง ตัวอย่างจุดต่อคาน-เสากลางในอาคาร (interior joint) จำนวน 2 ตัวอย่าง ได้แก่ ตัวอย่าง M1 ซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI352R-02 และตัวอย่าง M2 ที่มีการเสริมเหล็กเสริมแนวยาวระดับกลางเพิ่มเติมบริเวณจุดต่อคาน-เสาและปลายคานซึ่งมีเป้าหมายเพื่อย้ายจุดหมุนพลาสติกให้ห่างออกจากจุดต่อ โดยรายละเอียดตำแหน่งของเหล็กเสริมระดับกลางใช้แนวคิดการเสริมเหล็กของ Bahjat และ James ทั้งสองตัวอย่างถูกทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสลับทิศตามข้อแนะนำของ ACI T1.1-01 [7]

2. ทฤษฎีและวิธีการดำเนินงานวิจัย

2.1 ตัวอย่างทดสอบ

การศึกษา ได้จำลองพฤติกรรมของจุดต่อภายในอาคารเมื่อรับแรงกระทำด้านข้างออกมาเป็นส่วนเฟรมย่อย โดยระยะความยาวของคานเป็นครึ่งหนึ่งของความยาวช่วงพาด และความสูงของเสาเท่ากับครึ่งหนึ่งของความสูงระหว่างชั้น โดยตัวอย่างทดสอบถูกจำลองให้มีขนาดเท่ากับ 2/3 เท่าของขนาดจริงสำหรับอาคารขนาดปานกลางโดยประมาณ ประกอบด้วยจำนวน 2 ตัวอย่าง ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.1.1 ตัวอย่างทดสอบ M1

ชิ้นส่วนของโครงสร้างถูกออกแบบและมีรายละเอียดการเสริมเหล็กภายในจุดต่อตาม ACI318-14 และ ACI352R-02 ขนาด มิติและรายละเอียดของเหล็กเสริมได้แสดงในรูปที่ 1 และรูปที่ 3 อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวด้านบนและด้านล่างของหน้าตัดคานเท่ากับ 0.0116(4-DB12) และ 0.0086(3-DB12) ตามลำดับ สำหรับหน้าตัดเสามีอัตราส่วนเหล็กเสริมเท่ากับ 0.0118(10-DB12)

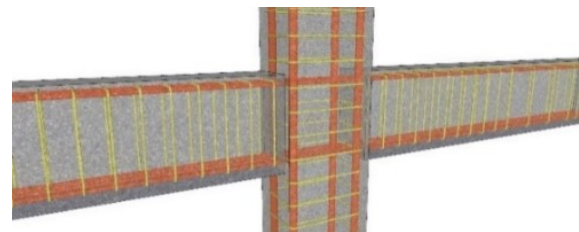
2.1.2 ตัวอย่างทดสอบ M2

ตัวอย่างนี้รายละเอียด มิติ ขนาดและการเสริมเหล็กของชิ้นส่วนคาน เสา และจุดต่อจะเหมือนกับตัวอย่าง M1 ยกเว้นภายในจุดต่อและปลายคานที่ต่อกับเสา ได้เพิ่มเหล็กเสริม DB10 จำนวน 4 เส้น ใช้เป็นเหล็กเสริมระดับกลาง มีแนวการเสริมผ่านจุดต่อผ่านไปที่คานคอนกรีต ซึ่งมีระยะฝังภายในคาน

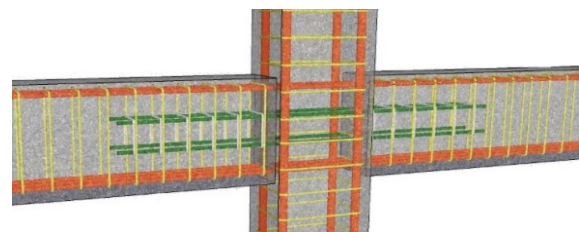
คอนกรีตทั้งสองด้าน ด้านละ 45 ซม. (1.5d, 1.5 เท่าของความลึกประสิทธิภาพของคาน) ดังแสดงในรูปที่ 2 และรูปที่ 4

2.2 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบและการควบคุมอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์

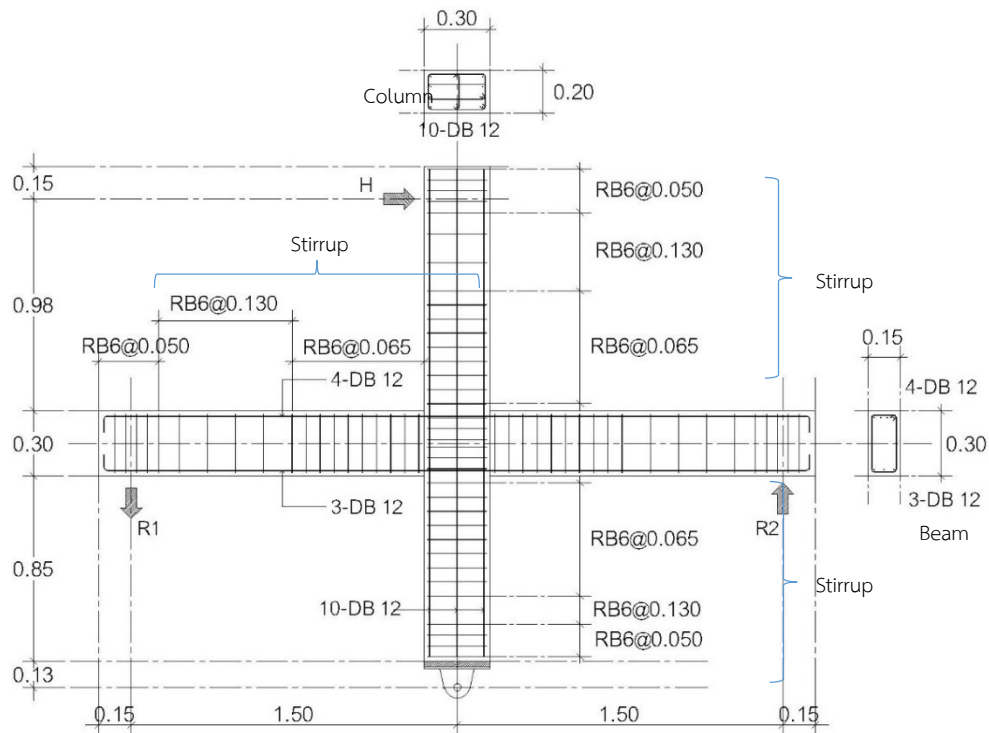
การติดตั้งของชุดทดสอบแสดงในรูปที่ 5 และรูปที่ 6 โดยกำหนดให้ปลายคานทั้ง 2 ด้านมีสภาวะยึดรั้งแบบหมุนอิสระ และเคลื่อนที่ได้ 1 มิติ (linked support) ที่ตำแหน่งฐานเสา ด้านล่างกำหนดให้มีสภาวะยึดรั้งแบบหมุนอิสระ (pinned support) ส่วนที่ปลายเสาด้านบนถูกปล่อยให้เคลื่อนที่โดยอิสระ (free-end) และจำลองน้ำหนักกระทำในแนวราบแบบสลับทิศที่ตำแหน่งปลายเสาด้านบนในการทดสอบได้กำหนดแรงในแนวแกนให้กระทำกับเสาตลอดการทดสอบ เท่ากับ ร้อยละ 10 ของกำลังรับแรงอัดเสา ($0.14_c f'_c$) สำหรับการควบคุมอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (Drift Ratio) ได้กำหนดการเคลื่อนตัวในแนวราบที่ด้านบนของเสาที่มีลักษณะกึ่งสถิตแบบสลับทิศ ตามข้อกำหนดวิธีการทดสอบของ ACI T1.1-01 ซึ่งในแต่ละระดับการเคลื่อนตัวจะทำการทดสอบซ้ำจำนวน 3 รอบจึงเพิ่มระดับการเคลื่อนตัวในระดับต่อไปจนกระทั่งชิ้นส่วนเกิดการวิบัติหรือค่าระยะโยกระหว่างชั้นมีค่าเท่ากับร้อยละ 4.0 ระดับการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (Δ/h) ที่ใช้ในการทดสอบแสดงในรูปที่ 7



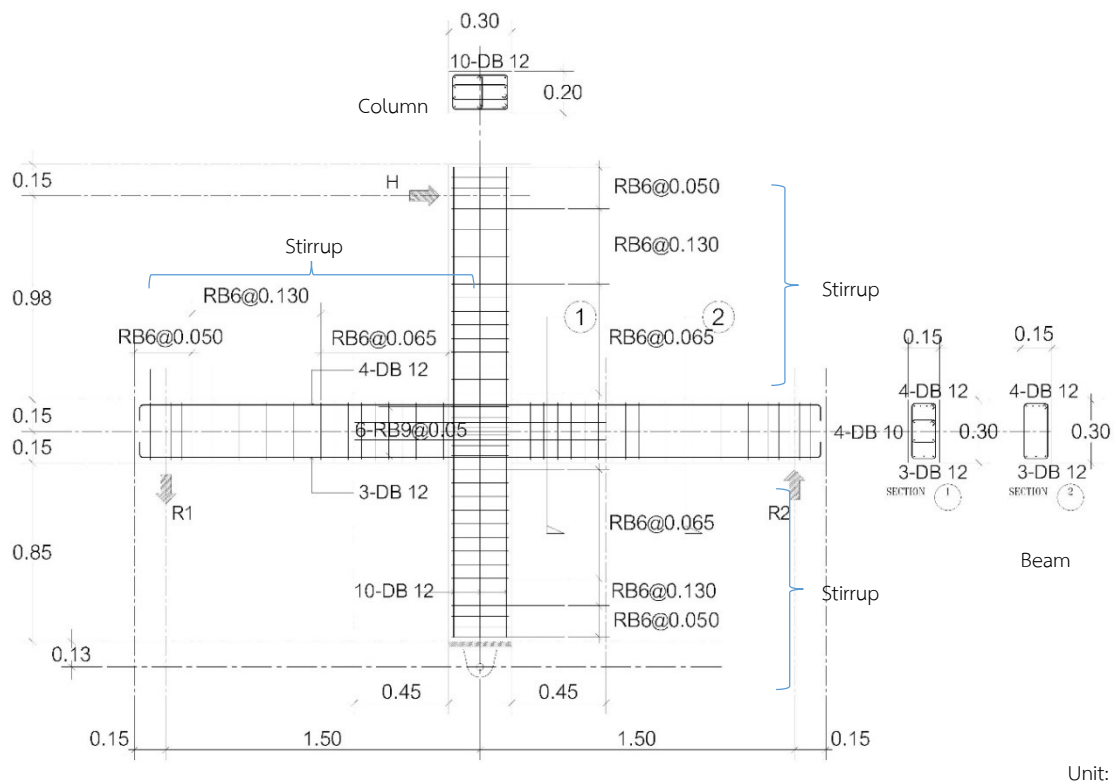
รูปที่ 1 รายละเอียดเหล็กเสริมภายในจุดต่อของตัวอย่างทดสอบ M1



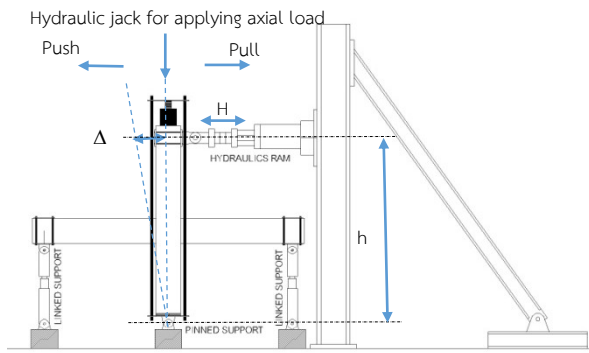
รูปที่ 2 รายละเอียดเหล็กเสริมภายในจุดต่อของตัวอย่างทดสอบ M2



รูปที่ 3 รายละเอียดเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบ M1



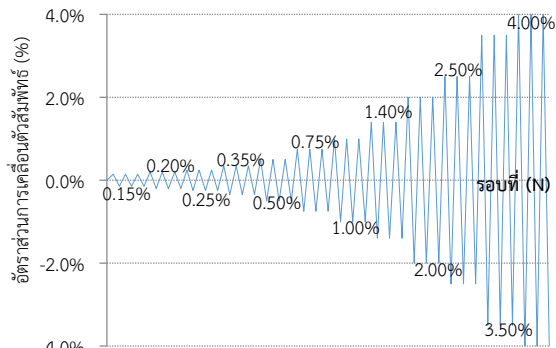
รูปที่ 4 รายละเอียดเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบ M2



รูปที่ 5 รูปแบบการติดตั้งการทดสอบ



รูปที่ 6 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 7 การควบคุมอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์

3. ผลการวิจัยและอภิปราย

3.1 คุณสมบัติของวัสดุ

ทั้งสองตัวอย่างใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดเท่ากับ 44.03 MPa และกำลังของเหล็กเสริมได้แสดงในตารางที่ 1

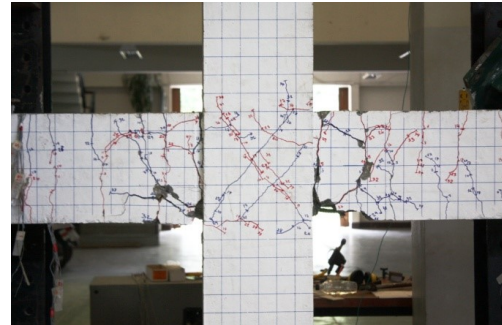
ตารางที่ 1 คุณสมบัติของเหล็กเสริม

Rebar	Yield Strength (MPa)
RB6	372
DB10	557
DB12	426

3.2 พฤติกรรมการวิบัติ

3.2.1 ตัวอย่างทดสอบ M1

ตัวอย่างเริ่มเกิดรอยร้าวในแนวตั้งช่วงของการทดสอบที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.15\%$ ในการเคลื่อนที่รอบที่ 3 ซึ่งรอยร้าวที่เกิดขึ้นเป็นรอยเนื่องจากแรงดัด (flexural crack) โดยรอยร้าวเกิดขึ้นที่หน้าเสาและท้องคานโดยมีความยาวประมาณ 15 เซนติเมตร และเมื่อเพิ่มระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากขึ้นส่งผลให้เกิดรอยร้าวแนวตั้งเพิ่มมากขึ้นบริเวณคานและหน้าเสาทั้งสองส่วนของท้องคานและหลังคาน จนตัวอย่างมีช่วงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.50\%$ เริ่มปรากฏรอยร้าวในแนวทแยง (diagonal crack) บริเวณจุดต่อคาน-เสา จากนั้นเมื่อเพิ่มระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ส่งผลให้รอยร้าวเกิดกระจายตัวเพิ่มมากขึ้นโดยเกิดเพิ่มขึ้นทั้งรอยร้าวแนวตั้งบริเวณคานและรอยร้าวในแนวทแยงบริเวณจุดต่อคาน-เสา และในช่วงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.50\%$ รอยร้าวบริเวณหน้าเสาเปิดออกอย่างชัดเจน รวมถึงยังเกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตเนื่องจากการอัดแตก (crushing) และที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 4.00\%$ ตัวอย่างเกิดความเสียหายอย่างรุนแรงโดยคอนกรีตบริเวณหน้าเสาหลุดออกจนเห็นเหล็กเสริมภายในและเหล็กเสริมตามยาวของคานบริเวณหน้าเสาเกิดการโก่งตัวให้เห็นอย่างชัดเจน ดังแสดงในรูปที่ 8

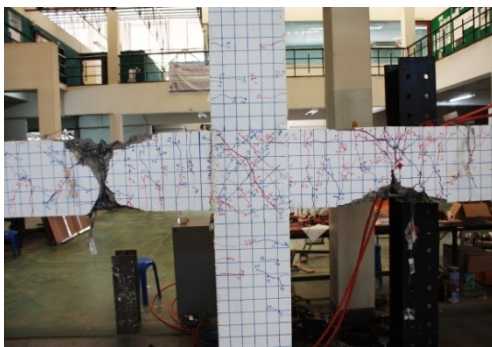


รูปที่ 8 ลักษณะการวิบัติชุดตัวอย่าง M1 หลังการทดสอบ

3.2.2 ตัวอย่างทดสอบ M2

รอยร้าวแรกของตัวอย่างนี้เกิดขึ้นที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.15\%$ ในการเคลื่อนที่รอบแรก เกิดเนื่องจากแรงดัดตำแหน่งที่เกิดรอยร้าวในแนวตั้งนี้เกิดห่างจากหน้าเสาเท่ากับระยะความลึกประสิทธิภาพของคาน และเมื่อตัวอย่างมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากขึ้นส่งผลให้เกิดรอยร้าวในแนวตั้งกระจายตัวทั้งท้องคานและหลังคานรวมถึงหน้าเสา และที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.50\%$ เริ่มเกิดรอยร้าวในแนวทแยงบริเวณจุดต่อคาน-เสา และเมื่อระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มมากขึ้นส่งผลให้เกิดรอยร้าวในแนวตั้งบริเวณคานและรอยร้าวในแนวทแยงบริเวณจุดต่อเพิ่มมากขึ้น ในส่วนของรอยร้าวที่เกิดขึ้นที่เสารอยร้าวแรกเกิดขึ้นที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.40\%$ โดยรอยร้าวที่เกิดขึ้นนี้เป็นรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด

และเกิดรอยร้าวกระจายเพิ่มมากขึ้นเมื่อระยะเคลื่อนที่เพิ่มมากขึ้น ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.50\%$ เกิดการเปิดออกของรอยร้าวอย่างชัดเจนบริเวณท้องคานที่ระยะห่างจากหน้าเสา 1.5 เท่าของความลึกประสิทธิภาพของคานและที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.50\%$ เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตเนื่องจากการอัดแตกอย่างรุนแรงบริเวณเดียวกับที่เริ่มเกิดการเปิดออกของรอยร้าวก่อนหน้าและคานอีกด้านเกิดการเปิดออกของรอยร้าวร่วมกับการหลุดร่อนของคอนกรีต และที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 4.00\%$ ตัวอย่างเกิดการเสียหายอย่างรุนแรงของคานทั้งสองด้านโดยเกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตจนเห็นเหล็กเสริมภายในอย่างชัดเจนรวมทั้งเกิดการโก่งของเหล็กเสริม โดยรูปแบบการเสียหายนี้ส่งผลให้เกิดจุดหมุนพลาสติกอย่างสมบูรณ์ที่คานดังแสดงในรูปที่ 9



รูปที่ 9 ความเสียหายของตัวอย่าง M2 หลังการทดสอบ

3.3 พฤติกรรมของเส้นโค้งฮิสเตอร์เรซิส (hysteresis)

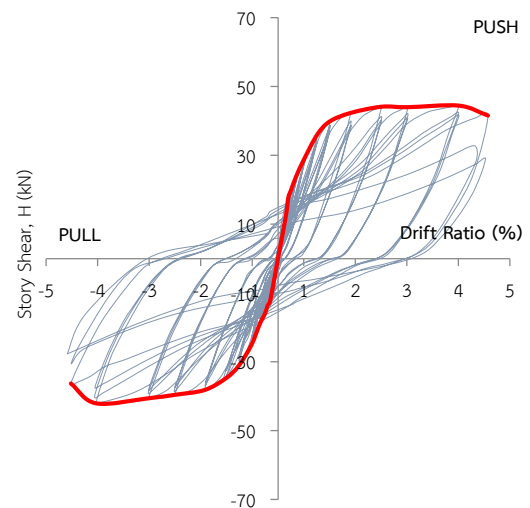
3.3.1 ตัวอย่างทดสอบ M1

จากรูปที่ 10 จะเห็นว่าขึ้นทดสอบมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ถึงช่วงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.50\%$ การวนรอบซ้ำแสดงให้เห็นว่ากำลังต้านทานตกลงเพียงเล็กน้อย นับตั้งแต่อัตราส่วนการโยกตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ เป็นต้นมา เส้นโค้ง hysteresis มีกำลังต้านทานเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยมีลักษณะพื้นที่ภายในขยายใหญ่ขึ้นแสดงให้ เห็นว่าการสลายพลังงานของรอยร้าวที่ปรากฏขึ้นในคานที่ดีเมื่อการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มมากขึ้นพฤติกรรมของพื้นที่ในวงรอบของเส้นโค้ง hysteresis มีขนาดเพิ่มขึ้น แสดงถึงการครากของเหล็กนอนในคาน รอยร้าวต่าง ๆ ในคานช่วยกันสลายพลังงานได้ดีและเหล็กปลอกสามารถป้องกันการบิดเบี้ยวในจุดต่อและคานได้ดี จึงทำให้กำลังต้านทานของขึ้นทดสอบ M1 นั้นยังไม่ตกลง แต่เมื่อทดสอบจนถึงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่ $\pm 4.0\%$ ในรอบซ้ำนั้นพบว่า กำลังต้านทานลดลงเหลือเพียง 79% จึงถือได้ว่าขึ้นทดสอบเกิดการวิบัติเรียบร้อยแล้ว

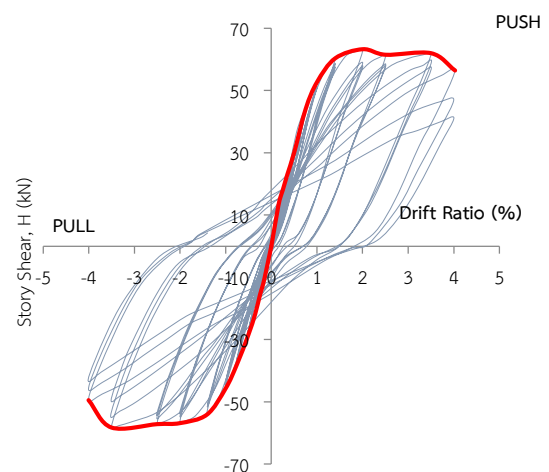
3.3.2 ตัวอย่างทดสอบ M2

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะการเคลื่อนที่ของตัวอย่าง M2 ในรูปที่ 11 จะเห็นว่าขึ้นทดสอบมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ถึงช่วงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm$

1.00% การวนรอบซ้ำแสดงให้เห็นว่ากำลังต้านทานตกลงเพียงเล็กน้อย นับตั้งแต่อัตราส่วนการโยกตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.4\%$ เป็นต้นมา เส้นโค้ง Hysteresis มีกำลังต้านทานเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย จนกระทั่งระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์เท่ากับ 2.00% จากการทดสอบพบว่าตัวอย่างนี้มีกำลังสูงสุดมากกว่า 60 kN ซึ่งมากกว่าตัวอย่าง M1 ถึง 42% แต่จะเห็นว่าเมื่อตัวอย่างกำลังสูงสุดแล้วกำลังลดลงเพียง 12% ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 4.00% และพิจารณาถึงเส้นโค้ง hysteresis พบว่าตัวอย่างนี้ยังคงมีความสามารถในการสลายพลังงานเนื่องจากพื้นที่ภายในเส้นโค้ง hysteresis กว้างออกไม่สับและเส้นโค้ง hysteresis ยังถู้ออกจากจุดศูนย์กลางจึงไม่เกิดพฤติกรรมที่ค่าความแข็งแรงใกล้เคียงศูนย์ (pinching) แสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพที่เพิ่มมากขึ้น



รูปที่ 10 พฤติกรรม hysteresis ชุดทดสอบ M1

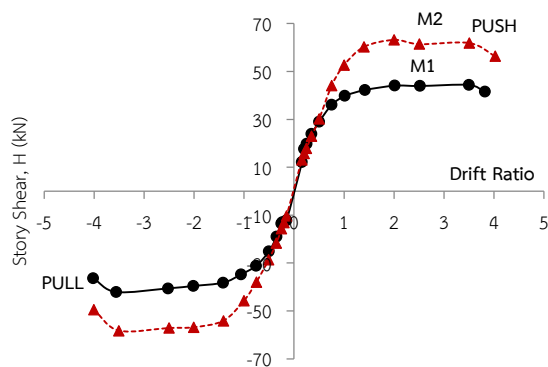


รูปที่ 11 พฤติกรรม hysteresis ชุดทดสอบ M2



3.4 กำลังสูงสุด (strength)

จากการทดสอบพบว่า กำลังสูงสุดของตัวอย่าง M2 มีค่าสูงกว่าตัวอย่าง M1 เนื่องจากที่ปลายคานหน้าเสาได้เสริมเหล็กเสริมระดับกลาง ระยะฝังภายในคานแต่ละด้านเท่ากับ 1.5d (45 ซม.) ทำให้จุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นในตัวอย่าง M2 ถูกย้ายออกมาจากปลายคานหน้าเสา ระยะระหว่าง 1.0d-1.5d ซึ่งเป็นการลดระยะแขนของแรงดัดภายนอกจากหน้าตัดที่เกิดการวิบัติในคานทั้ง 2 ด้านกับตำแหน่งของแรงกระทำ ทำให้การเกิดแรงดัดในระดับที่จะทำความเสียหายกับคานคอนกรีตต้องใช้แรงกระทำที่เพิ่มขึ้น ในรูปที่ 12 และตารางที่ 2 แสดงกำลังสูงสุดของตัวอย่าง M1 และ M2



รูปที่ 12 เส้นโค้งรอบนอก (backbone curve)

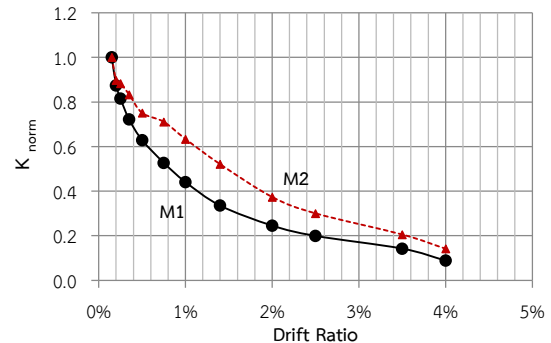
ตารางที่ 2 กำลังสูงสุดและอัตราเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ตำแหน่งกำลังสูงสุด

Specimen	Push		Pull	
	Strength (kN)	Drift Ratio (%)	Strength (kN)	Drift Ratio (%)
M1	44.43	3.50	42.08	3.50
M2	63.23	2.00	58.22	3.50

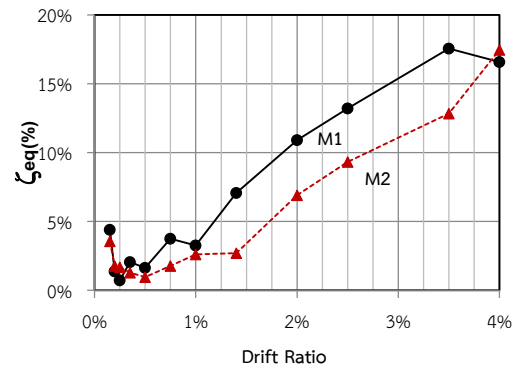
3.5 การเสื่อมถอยของความแข็งแรง

ค่าความแข็งแรง (stiffness) ดังแสดงในรูปที่ 13 โครงสร้างจะเสื่อมถอยเมื่อให้ภาระโยกสัมพัทธ์เพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ เนื่องจากการเสียหายเกิดขึ้นและค่อยๆ สะสมมากขึ้น การคำนวณค่าความแข็งแรงโดยวิธี secant (secant stiffness, K_{sec}) ได้มาจากรอบสุดท้ายของภาระโยกตัวสัมพัทธ์ในแต่ละระดับ (รอบที่ 3) โดยได้พิจารณาอัตราส่วนความแข็งแรงเปรียบเทียบ (normalized stiffness, K_{norm}) จากการเทียบค่ากับค่า secant stiffness ในรอบสุดท้ายของภาระโยกสัมพัทธ์ในระดับแรกคือ 0.15% ซึ่งถือเป็นค่าความแข็งแรงเริ่มต้น (initial secant stiffness) จากการทดสอบพบว่า การเสื่อมถอยของค่าความแข็งแรงของตัวอย่าง M2 มี

การเสื่อมถอยอยู่ในระดับที่ดีกว่าตัวอย่าง M1 ที่การเคลื่อนที่สัมพัทธ์เท่ากับ $\pm 4.0\%$ ค่าความแข็งแรงจะเหลือเท่ากับร้อยละ 8.90 และ 14.10 สำหรับตัวอย่าง M1 และ M2 ตามลำดับ



รูปที่ 13 ความสัมพันธ์ระหว่างความเสื่อมถอยของค่าความแข็งแรงกับอัตราส่วนเคลื่อนตัวสัมพัทธ์



รูปที่ 14 อัตราหน่วงหนืดเทียบเท่า (ζ_{eq}) กับอัตราส่วนเคลื่อนตัวสัมพัทธ์

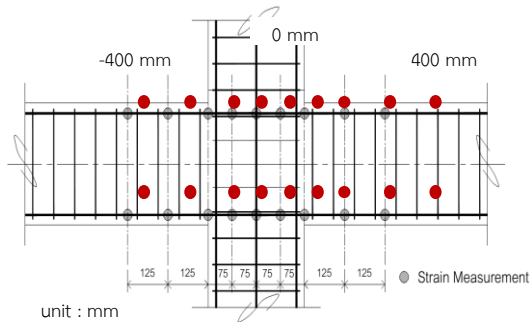
3.6 การสลายพลังงาน

การศึกษานี้สำหรับการประเมินการสลายพลังงานได้ใช้การศึกษาของ Chopra[8] ซึ่งค่าอัตราหน่วงหนืดเทียบเท่า (ζ_{eq}) จะพิจารณาจากความสัมพันธ์ hysteresis จากการทดสอบพบว่า เมื่อระยะเคลื่อนตัวเพิ่มมากขึ้น การดูดซับพลังงานจะเพิ่มมากขึ้นเนื่องจากเกิดการเสียหายเกิดสะสมมากขึ้น ในรูปที่ 14 จะเห็นได้ว่า ความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบโดยแสดงให้เห็นถึงความสามารถในการดูดซับพลังงานของตัวอย่างทั้งสองเมื่อระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากขึ้นโดยพบว่าตัวอย่าง M1 สามารถดูดซับพลังงานได้ดีกว่าเมื่อระยะเคลื่อนที่มากขึ้นแต่หากมองในภาพรวมแล้วทั้งสองตัวอย่างสามารถดูดซับพลังงานได้ดี

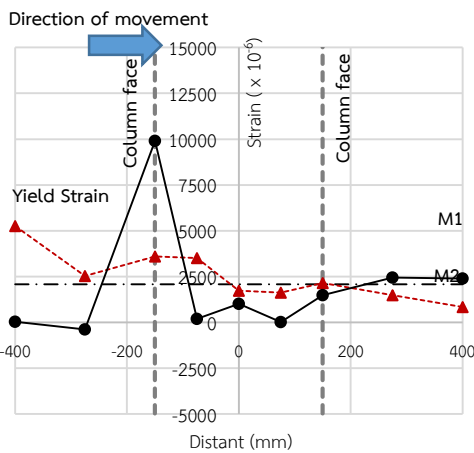
3.7 การกระจายค่าความเครียดภายในคานคอนกรีต

ในการทดสอบได้ติดตั้งชุดวัดความเครียด (strain gauge) กระจายบนเหล็กเสริมตามยาวของคานทั้ง 2 ตัวอย่าง ดังแสดงในรูปที่ 15 ในบทความนี้จะนำเสนอเฉพาะพฤติกรรม

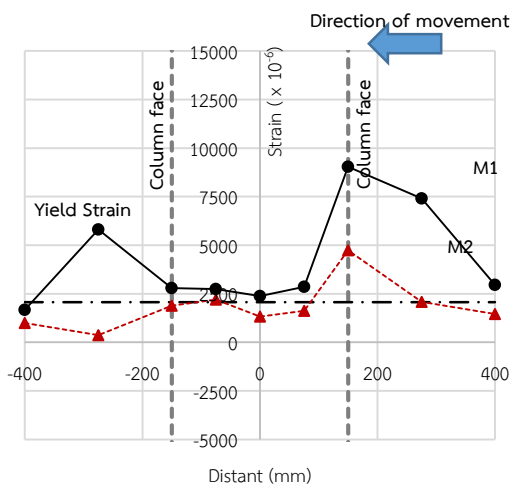
ความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านบนของคานระหว่างการทดสอบ



รูปที่ 15 ตำแหน่งการติดตั้ง strain Gauge



รูปที่ 16 ค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านบนของคาน ที่อัตราส่วนเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ เท่ากับ +2.50%



รูปที่ 17 ค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านบนของคาน ที่อัตราส่วนเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ เท่ากับ -2.50%

จากรูปที่ 16 และ 17 แสดงพฤติกรรมความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านบนของคานที่อัตราส่วนเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เท่ากับ $\pm 2.50\%$ จะเห็นได้ว่าที่ปลายคานทั้งสองด้านค่าความเครียดของตัวอย่าง M1 สูงกว่าตัวอย่าง M2 อย่างชัดเจน

4. บทสรุป

บทความนี้ได้นำเสนอผลการทดสอบโครงสร้างคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายในอาคารที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กตามข้อแนะนำของ ACI318 และ ACI352R (ชุดตัวอย่าง M1) และจุดที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมเหมือนกันแต่เพิ่มเหล็กเสริมตามยาวระดับกลางฝังเข้าไปในคานทั้งสองด้าน ด้านละ 1.50 เท่าของความลึกประสิทธิภาพคาน (d) (ชุดตัวอย่าง M2) ทดสอบภายใต้แรงวิ้งจรตามมาตรฐาน ACI T1.1-01 ในการทดสอบชุดตัวอย่าง M1 และ M2 ซึ่งอัตราส่วนการโยกตัวสูงสุดในการทดสอบเท่ากับ 4.00% จากการทดสอบพบว่า

- ตำแหน่งจุดหมุนพลาสติกของตัวอย่าง M1 เกิดขึ้นที่หน้าตัดคานตำแหน่งจุดต่อหน้าคานเสา แต่ในตัวอย่าง M2 จุดหมุนพลาสติก เกิดขึ้นที่หน้าตัดคานระยะห่างจากเสาประมาณ 1.0-1.5 เท่าของความลึกประสิทธิภาพคาน (d)
- พฤติกรรม hysteresis ไม่ปรากฏ pinching ขึ้นในระหว่างการทดสอบ แสดงให้เห็นประสิทธิภาพในการสลายพลังงานของจุดต่อเป็นอย่างดี
- กำลังสูงสุดของตัวอย่าง M2 มากกว่าตัวอย่าง M1 โดยเฉลี่ยเท่ากับร้อยละ 40 ของกำลังสูงสุดของตัวอย่าง M1
- อัตราส่วนความเสื่อมถอยของความแข็งแรงในชุดตัวอย่าง M1 มีการเสื่อมถอยมากกว่าชุดตัวอย่าง M2 ที่การเคลื่อนที่สัมพัทธ์เท่ากับ $\pm 4.0\%$ ค่าความแข็งแรงจะเหลือเท่ากับร้อยละ 8.90 และ 14.10 สำหรับตัวอย่าง M1 และ M2 ตามลำดับ
- การสลายพลังงานของชุดตัวอย่าง M1 มีการสลายพลังงานดีกว่าชุดตัวอย่าง M2
- ค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านบนของคานในตัวอย่าง M1 มีค่าสูงกว่าตัวอย่าง M2 อย่างชัดเจน

5. กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนจากกองทุนสนับสนุนการวิจัย ทุนวิจัยมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี สาขาวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี ภายใต้โครงการวิจัย ทุน สกว.-อุตสาหกรรม ประจำปี 2555 และบริษัท พิบูลย์คอนกรีต จำกัด



6. เอกสารอ้างอิง

- [1] Hollings, J.P. (1968). Reinforced Concrete Seismic Design, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 2(3), pp. 217-250.
- [2] Hollings, J.P. (1968). A reinforced concrete building in Wellington, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 2(4), pp. 420-442.
- [3] American Concrete Institute (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary*.
- [4] American Concrete Institute (2002). *Recommendations for Design of Beam-Column Connection in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-02)*.
- [5] กรมโยธาธิการและผังเมือง (2554). *มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1301-54)*
- [6] Bahjat, A.F and James, K.W. (1987). Study of moving beam plastic hinging zones for earthquake-resistant design of R/C building, *ACI Structural journal*, Jan-Feb 1987, pp.31-39
- [7] American Concrete Institute (2001). *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (ACI T1.1-01)*.
- [8] Chopra, A. K., (2011). *Dynamic of Structures-Theory and Applications to Earthquake Engineering*, International edition, Prentice Hall, New Jersey.