



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

การซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทยเมื่อรับ
แรงแผ่นดินไหวด้วยแผ่นไฟเบอร์ไยแก้ว

Repair of Exterior Reinforced Concrete Building Joints Constructed in Thailand
under Earthquake Load using GFRP

ผศ. ดร. อานนท์ วงษ์แก้ว

โครงการวิจัยประเภทงบประมาณเงินรายได้จากเงินอุดหนุนรัฐบาล (งบประมาณแผ่นดิน)
ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2560
มหาวิทยาลัยบูรพา

รหัสโครงการ 2560A10802187

สัญญาเลขที่ ๑๑๖/๒๕๖๑

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

การซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทยเมื่อรับ
แรงแผ่นดินไหวด้วยแผ่นไฟเบอร์ไยแก้ว

Repair of Exterior Reinforced Concrete Building Joints Constructed in Thailand
under Earthquake Load using GFRP

ผศ. ดร. อานนท์ วงษ์แก้ว

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยบูรพา

สิงหาคม ๒๕๖๒

บทคัดย่อ

โครงการวิจัยมีวัตถุประสงค์เพื่อทำการประยุกต์ใช้แผ่นไฟเบอร์เสริมเสริมกำลังในการซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (ค.ส.ล.) ของเสาต้นริมที่เสียหายเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ด้วยการทดสอบตัวอย่างข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล.ขนาดใหญ่เท่าขนาดจริงในห้องปฏิบัติการ โดยมุ่งเน้นไปที่ข้อต่อของเสาต้นริม ที่ถูกออกแบบและมีรายละเอียดการเสริมเหล็กของคานและเสาเพื่อรับแรงในแนวตั้งเท่านั้น นอกจากนี้ข้อต่อเหล่านี้ยังถูกก่อสร้างและมีการเสริมเหล็กในข้อต่อตามมาตรฐานการก่อสร้างในประเทศไทย ตัวอย่างข้อต่อที่ไม่ได้พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ (J7 และ J9) และที่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ (J7R และ J9R) จากการทดสอบพบว่า Hysteretic Loop ของตัวอย่างที่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์มีขนาดใหญ่กว่าตัวอย่างที่ไม่ได้พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ทั้ง 2 ตัวอย่าง แสดงให้เห็นว่าความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างที่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ดีกว่าโดยเฉพาะตัวอย่าง J7R นอกจากนี้เมื่อเปรียบเทียบแรงที่จุดสูงสุดพบว่า ข้อต่อ J7R เมื่อแรงกระทำที่ปลายคานถึงจุดสูงสุดทั้งด้านบวกและลบที่การหมุนประมาณ $\pm 2.5\%$ radian ข้อต่อนี้ยังสามารถรับแรงสูงสุดนี้ต่อไปได้จนถึงการหมุนที่ $\pm 4\%$ radian เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่าง J7 ที่ไม่ได้พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ สำหรับตัวอย่าง J9R นั้นผลของการพันแผ่นไฟเบอร์ไม่สามารถช่วยให้ข้อต่อยังคงแรงสูงสุดต่อไปได้อย่างชัดเจน อย่างไรก็ตามแผ่นไฟเบอร์ช่วยให้ข้อต่อค่อยๆสูญเสียความสามารถในการรับแรงกระทำ แตกต่างจากข้อต่อ J9 ที่ไม่พันแผ่นไฟเบอร์เมื่อรับแรงถึงจุดสูงสุดแล้วแรงกระทำจะตกลงทันทีสรุปได้ว่า การพันแผ่นไฟเบอร์ช่วยให้ข้อต่อสามารถสลายพลังงานได้ดีกว่าและรักษาเสถียรภาพการรับแรงสูงสุดได้ดีอีกด้วย

การลดลงของค่าความแข็งแรงนั้นยังเกิดขึ้นเนื่องจากจะส่งผลให้โครงสร้างมีความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ได้อย่างมีเสถียรภาพเมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวขึ้น โดยเมื่อเปรียบเทียบการลดลงของค่าความแข็งแรงของตัวอย่างที่พันและไม่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ พบว่าตัวอย่างที่มีการลดลงของค่าความแข็งแรงน้อยที่สุดในช่วงแรกของการเกิดระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ไม่เกิน 20 มม.คือ J7R รองลงมาคือ J9R ส่วน J7 และ J9 มีค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรงในช่วงนี้ใกล้เคียงกัน ส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่าง 20-120 มม. นั้นตัวอย่าง J9 และ J9R มีค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรงใกล้เคียงกัน ส่วน J7R มีการเสื่อมถอยของความแข็งแรงในช่วงนี้น้อยกว่า J7 มาก สรุปได้ว่าการพันแผ่นไฟเบอร์ช่วยให้ข้อต่อมีความสามารถรักษาเสถียรภาพเมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวในช่วงต้นๆของการเคลื่อนตัวได้ดี และยังช่วยรักษาความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ต่อไปได้ดีกว่าข้อต่อที่ไม่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์

รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างที่ไม่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ J7 และ J9 เกิดการอัดแตกของคอนกรีตที่บริเวณข้อต่อเนื่องจากแรงเฉือน (Joint Shear) ส่วนตัวอย่าง J7R และ J9R ที่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์นั้น การพังเกิดจากการฉีกขาดของแผ่นไฟเบอร์

คำสำคัญ: ข้อต่อคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็ก (ค.ส.ล.) เสาต้นริม แผ่นไฟเบอร์

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัย เรื่อง การซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาดันริมที่ก่อสร้างในประเทศไทยเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้ว ได้รับทุนสนับสนุนโครงการวิจัย ประจำปีงบประมาณ 2560 จาก สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ. ที่นี้

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	ก
กิตติกรรมประกาศ	ค
สารบัญ	ง
บทที่ 1 บทนำ	1
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	5
บทที่ 3 การสร้างตัวอย่างทดสอบ เครื่องมือ และวิธีการดำเนินการทดสอบ	17
บทที่ 4 ผลการทดสอบ	34
บทที่ 5 สรุปผลการศึกษา	56
เอกสารอ้างอิง	58

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและแรงจูงใจในการทำงานวิจัย

ภัยแผ่นดินไหวเป็นภัยธรรมชาติที่ก่อให้เกิดความเสียหายอย่างรุนแรงทั้งแก่ชีวิตและทรัพย์สินในหลายประเทศทั่วโลกโดยเฉพาะความเสียหายต่อโครงสร้างหรือองค์อาคารต่างๆ จากสถิติการเกิดแผ่นดินไหวในประเทศไทยที่ผ่านมาในรอบ 40 ปี ประเทศไทยมีแผ่นดินไหวขนาดกลาง (5.0-5.9 ริกเตอร์) เกิดขึ้น 8 ครั้ง หรือเฉลี่ย 1 ครั้งในรอบ 5 ปี แบ่งเป็นภาคเหนือ 5 ครั้ง ภาคตะวันตก 3 ครั้ง โดยแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในประเทศไทยส่วนใหญ่มีขนาดไม่เกิน 6.0 ริกเตอร์ เหตุแผ่นดินไหวครั้งล่าสุดในประเทศไทยเกิดขึ้นเมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 เวลา 18.08 น. ทำให้อาคาร บ้านเรือน โรงเรียน สถานพยาบาล วัด โบสถ์ และถนนในภาคเหนือหลายจังหวัดเกิดความเสียหายอย่างรุนแรง โดยเฉพาะที่ตำบลอำเภอแม่ลาว จังหวัดเชียงราย รูปที่ 1 แสดงความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้รับผลกระทบจากแรงแผ่นดินไหวในครั้งนี้ จากรูปพบว่าบริเวณระหว่างข้อต่อคานและเสาของอาคารเกิดรอยแตกขนาดใหญ่ขึ้น ถึงแม้ว่ากรุงเทพมหานครไม่ได้ตั้งอยู่ในตำแหน่งที่ใกล้กับรอยแยกทางธรณีวิทยาเหมือนจังหวัดทางภาคเหนือและตะวันตก จากการศึกษาที่ผ่านมาแสดงให้เห็นว่า กรุงเทพมหานครตั้งอยู่บนชั้นตะกอนดินเหนียวอ่อนปากแม่น้ำ ซึ่งชั้นตะกอนดินเหนียวอ่อนนี้จะทำหน้าที่ขยายคลื่นแผ่นดินไหว (Soft Soil Amplification) ดังนั้นทำให้อาคาร บ้าน ที่พักอาศัย ถนน สะพาน และสิ่งก่อสร้างอื่นๆ ในกรุงเทพมหานครมีความเสี่ยงที่จะเกิดความเสียหายอย่างรุนแรงถึงแม้ว่าจุดกำเนิดของแผ่นดินไหวจะอยู่ห่างออกไปหลายร้อยกิโลเมตร ตัวอย่างที่เห็นได้อย่างชัดเจน คือการเกิดแผ่นดินไหวครั้งใหญ่ที่ประเทศ Mexico เมื่อปี พ.ศ. 2528 โดยจุดศูนย์กลางของแผ่นดินไหวอยู่ห่างจากเมือง Mexico (เป็นเมืองหลวงและเป็นเมืองที่ใหญ่ที่มีประชากรอาศัยอยู่หนาแน่นเหมือนกรุงเทพฯ) ถึง 350 กิโลเมตร แต่ส่งผลเสียหายอย่างรุนแรงต่ออาคาร ตึกสูง สะพาน เป็นต้น สิ่งก่อสร้างเหล่านี้เสียหายรุนแรงจนถึงขั้นพังทลาย ต้องทำลายทิ้งและสร้างใหม่ทั้งหมด ทั้งนี้ยังไม่รวมถึงการสูญเสียชีวิตประชากรเป็นจำนวนมากที่อาศัยอยู่ในเมืองนั้น

ในปัจจุบันนักวิจัยและวิศวกรมีความรู้และความเข้าใจในพฤติกรรมของอาคาร ค.ส.ล. เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวได้มากขึ้นกว่าอดีต และเป็นที่ยอมรับกันโดยทั่วไปว่าข้อต่อคาน-เสา เป็นตำแหน่งที่จะเกิดความเสียหายอย่างรุนแรงจากแรงแผ่นดินไหว โดยเฉพาะอย่างยิ่งอาคาร ค.ส.ล. ที่ถูกออกแบบและมีรายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อรับแรงในแนวตั้งเป็นหลัก ลักษณะความเสียหายที่เกิดขึ้นกับข้อต่อประเภทนี้แสดงไว้ในรูปที่ 2 ซึ่งเป็นความเสียหายที่รุนแรงจนอาจเป็นสาเหตุให้เกิดการพังของอาคารทั้งหลังได้

สำหรับประเทศไทยนั้นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก (ค.ส.ล.) ส่วนใหญ่ก็ถูกออกแบบโดยคำนึงถึงแรงในแนวตั้ง (น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร) รวมกับแรงลมเป็นหลัก โดยวิศวกรจะคำนวณองค์อาคารแต่ละส่วนแยกกันเช่น พื้น คาน เสา และ ฐานราก วิศวกรทั่วไปจะออกแบบให้องค์อาคารมีกำลังเพียงพอกับแรงดังกล่าว โดยใช้ความรู้พื้นฐานต่างๆ และมักไม่คำนึงถึงความสามารถในการเสีรูปขององค์อาคารย่อย และ/หรือองค์อาคารรวม การให้รายละเอียดของเหล็กเสริมในองค์อาคาร ค.ส.ล. ก็จะมีมุ่งเน้นไปที่ความสามารถในการรับแรงขององค์อาคารแต่ละส่วนดังกล่าวเป็นหลัก กล่าวอีกนัยหนึ่งคือ วิศวกรโดยทั่วไป จะออกแบบอาคาร ค.ส.ล. ให้มีพฤติกรรมอยู่ในสภาวะอิลาสติก และควบคุมการเสีรูปขององค์อาคารให้อยู่ภายใต้ข้อกำหนด เช่น คาน ควรมีระยะแอนไม่เกินความยาวคาน (L/360) เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกจรกระทำเป็นต้น ดังนั้นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย จึงมีความเสี่ยงที่จะเกิดความเสียหายอย่างรุนแรงเมื่อเกิดแผ่นดินไหวดังที่ได้แสดงตัวอย่างไปแล้วข้างต้น โดยเฉพาะบริเวณข้อต่อคาน-เสาของเสาต้นริม ทั้งนี้เนื่องจาก 1) ข้อต่อของเสาต้นริมนั้นมีคานประกบหน้าเสา (confine) เพียง 2 หรือ 3 ด้านเท่านั้น ต่างจากข้อต่อของเสาต้นในที่มีคานประกบหน้าเสาถึง 4 ด้าน 2) แรงกระทำในแนวแกนเสาของเสาต้นริมมีค่าน้อยกว่าเสาต้นในโดยเฉพาะเมื่ออาคารเกิดการพลิกตัวเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว 3) ข้อต่อของเสาต้นริมเกิดการบิดตัว (Torsion) เนื่องจากมีแผ่นพื้นเพียงด้านเดียวเท่านั้น ต่างจากเสาต้นในที่มีแผ่นพื้นทั้ง 2 ด้าน

เมื่อเกิดความเสียหายที่ข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล.เนื่องจากแรงแผ่นดินไหวขึ้น ทำให้มีคำถามตามมาถึงแนวทางและวิธีการซ่อมแซมข้อต่อเหล่านั้นให้สามารถกลับมารับแรงหรือใช้งานได้เหมือนเดิม จากการศึกษาของนักวิจัยหลายท่านทั่วโลก แสดงให้เห็นว่าแผ่นไฟเบอร์คาร์บอนมีศักยภาพสูงในการใช้เสริมกำลังข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. เพื่อรับแรงแผ่นดินไหวแสดงดังรูปที่ 3 อย่างไรก็ตามการศึกษาส่วนใหญ่เน้นไปที่การเสริมกำลังข้อต่อเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวเป็นหลัก ส่วนการศึกษาด้านการนำแผ่นไฟเบอร์มาซ่อมแซมข้อต่อยังมีน้อยมาก ประกอบกับแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทยยังอยู่ในเกณฑ์ที่ไม่รุนแรงมากนัก ทำให้ลักษณะความเสียหายของข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของอาคารในประเทศไทยอาจต้องการซ่อมแซมเพื่อให้อาคารกลับมาใช้งานได้เหมือนเดิม และ/หรือเพื่อรองรับเหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งถัดไปแทนการทุบทำลายทิ้งแล้วสร้างใหม่ทั้งหมด

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินศักยภาพการประยุกต์ใช้แผ่นไฟเบอร์ในการซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็ก (ค.ส.ล.) ของเสาต้นริมที่เสียหายเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว 3 กรณีคือเสียหายไม่รุนแรง ปานกลาง และรุนแรง ทั้งนี้ข้อต่อดังกล่าวถูกออกแบบและมีรายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อรับแรงในแนวตั้งเป็นหลัก และก่อสร้างตามมาตรฐานงานก่อสร้างในประเทศไทยด้วยการทดสอบตัวอย่างขนาดใหญ่ใกล้เคียงขนาดใช้งานจริงในห้องปฏิบัติการ เพื่อเตรียมความพร้อมสำหรับงานซ่อมแซมอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อรองรับเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นได้ในอนาคต

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยเพื่อทำการประยุกต์ใช้แผ่นไฟเบอร์ในการซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (ค.ส.ล.) ของเสาต้นริมที่เสียหายเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ด้วยการทดสอบ ตัวอย่างข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล.ขนาดใหญ่เท่าขนาดจริงในห้องปฏิบัติการ โดยมุ่งเน้นไปที่ข้อต่อของเสาต้นริม ที่ถูกออกแบบและมีรายละเอียดการเสริมเหล็กของคานและเสาเพื่อรับแรงในแนวตั้งเท่านั้น นอกจากนี้ข้อต่อเหล่านี้ยังถูกก่อสร้างและมีการเสริมเหล็กในข้อต่อตามมาตรฐานการก่อสร้างในประเทศไทย

- 1) เพื่อศึกษาพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริม ที่ออกแบบและก่อสร้างในประเทศไทย โดยใช้มาตรฐานการออกแบบทั่วไปของประเทศไทย (การออกแบบโดยคำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งเท่านั้น) ภายใต้แรงแผ่นดินไหว
- 2) เพื่อศึกษาพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริม ที่ออกแบบและก่อสร้างในประเทศไทย โดยใช้มาตรฐานการออกแบบทั่วไปของประเทศไทย (การออกแบบโดยคำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งเท่านั้น) ภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่เสียหายและซ่อมแซมด้วยแผ่นไฟเบอร์

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

โครงการวิจัยนี้ มุ่งเน้นที่การประเมินพฤติกรรมการตอบสนองต่อแผ่นดินไหว และความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้าง ข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทย ด้วยการทดสอบโครงสร้างดังกล่าวในห้องปฏิบัติการ ซึ่งมีขั้นตอนการศึกษาดังนี้

- 1) สร้างตัวอย่างชิ้นงานทดสอบข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริม ที่มีรายละเอียดการก่อสร้าง และอัตราส่วนโมเมนต์ (Mc/Mb) เหมือนกับข้อมูลการก่อสร้างอาคารที่รวบรวมมาจากแบบก่อสร้างอาคารที่ก่อสร้างในประเทศไทย
- 2) ทดสอบตัวอย่างในห้องปฏิบัติการด้วยการใส่แรงกระทำแบบแรงวัฏจักร (Quasi-Static Cyclic) แทนแรงแผ่นดินไหวกระทำที่ปลายคาน จนตัวอย่างทดสอบเกิดความเสียหายใน 3 ระดับคือ ระดับไม่รุนแรง ระดับปานกลาง และระดับรุนแรง วิเคราะห์ผลการทดสอบของตัวอย่าง โดยประเมินจากผลตอบสนอง ลักษณะการพัง ความยืดหยุ่น และพลังงานแผ่นดินไหวที่ตัวอย่างทดสอบสามารถต้านทานได้
- 3) ซ่อมแซมตัวอย่างในข้อ 2) ด้วยแผ่นไฟเบอร์ตามรูปแบบที่กำหนดไว้

- 4) ทำการทดสอบตัวอย่างที่ซ่อมแซมด้วยแผ่นไฟเบอร์ในห้องปฏิบัติการด้วยการใส่แรงกระทำแบบแรงวัฏจักร (Quasi-Static Cyclic) แทนแรงแผ่นดินไหวกระทำที่ปลายคานจนตัวอย่างพังโดยสมบูรณ์ วิเคราะห์ผลการทดสอบของตัวอย่าง โดยประเมินจากผลตอบสนองลักษณะการพัง ความยืดหยุ่น และพลังงานที่ตัวอย่างทดสอบสามารถต้านทานได้
- 5) เปรียบเทียบผลการทดสอบตัวอย่างข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริมที่ได้จากข้อ 2) และ 4)
- 6) ประเมินศักยภาพการซ่อมแซมข้อต่อค.ส.ล. ด้วยแผ่นไฟเบอร์เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) ทำให้ทราบถึง กำลังและความเหนียว ความสามารถในการสลายพลังงาน และลักษณะความเสียหายของข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบโดยมาตรฐานทั่วไปที่คำนึงถึงแรงในแนวตั้งเท่านั้นภายใต้แรงวัฏจักร
- 2) ทำให้ทราบศักยภาพการใช้เทคโนโลยีแผ่นไฟเบอร์คอมโพสิตในงานซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสียหายเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว

บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ทฤษฎีข้อต่อคาน-เสา

หลักการออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่เป็นที่ยอมรับกันอย่างสากลคือ ภายใต้แผ่นดินไหวขนาดเล็กจะต้องไม่เกิดความเสียหายแก่ส่วนหนึ่งส่วนใดของตัวอาคาร ภายใต้แผ่นดินไหวขนาดปานกลางจะต้องไม่เกิดความเสียหายแก่ส่วนของโครงสร้างที่รับแรง และภายใต้แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ อาคารอาจเกิดความเสียหายแก่ส่วนของโครงสร้างรับแรงได้ แต่ต้องไม่พังถล่มลงมา เพื่อความปลอดภัยแก่ชีวิตผู้อยู่อาศัย กล่าวอีกนัยหนึ่งคือ โครงสร้างจะต้องถูกออกแบบให้มีความเหนียวดีพอ เพื่อให้อาคารนั้นสามารถทนต่อการสั่นไหว จนถึงขั้นเกิดการแตกร้าว และเกิดการครากขององค์อาคารได้พอสมควร โดยยังคงกำลังส่วนใหญ่ไว้ได้ (80% ของกำลังสูงสุด) ดังนั้น เมื่ออาคาร ค.ส.ล. ที่ถูกออกแบบรายละเอียดให้มีความเหนียว (มีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ดีพอ) จะสามารถดูดซับพลังงานจากการสั่นไหวเมื่อเกิดแผ่นดินไหวได้ดี โดยที่รักษากำลังส่วนใหญ่ของอาคารไว้ได้ และไม่พังทลายในขณะเกิดแผ่นดินไหว ในทางตรงกันข้าม ถ้าองค์อาคาร ค.ส.ล. ส่วนหนึ่งส่วนใดเช่น ข้อต่อ ไม่มีความเหนียวพอหรือไม่แข็งแรงพอ ก็จะไม่สามารถรับแรงแผ่นดินไหว และแรงแนวตั้งต่อไปได้ และเกิดการวิบัติเสียก่อน และจะทำให้องค์อาคารรวมเกิดการวิบัติตามมาอย่างรวดเร็ว

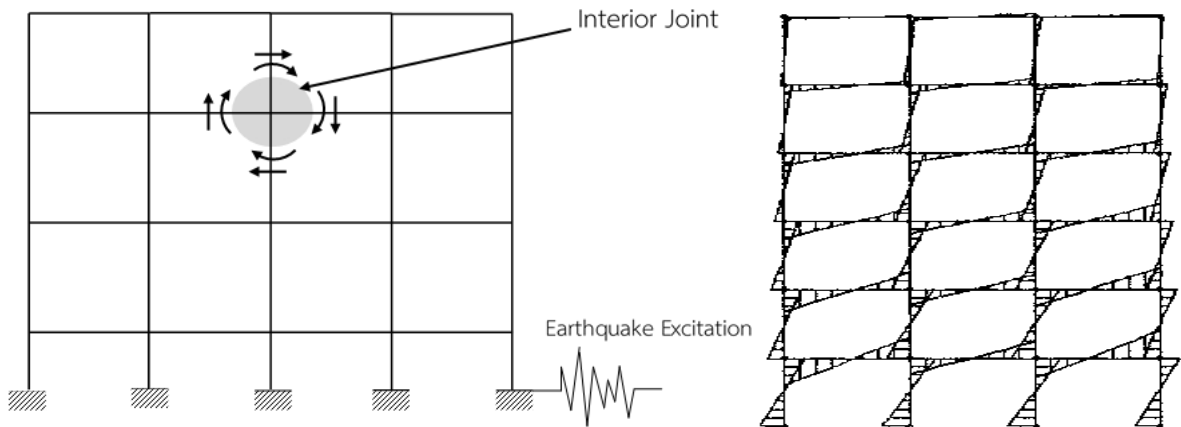
ปัจจุบันเป็นที่ยอมรับโดยทั่วแล้วว่าข้อต่อคาน-เสาเป็นชิ้นส่วนที่สำคัญของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงแผ่นดินไหว การออกแบบข้อต่อต้องมีความยืดหยุ่นและความเหนียวเพียงพอต่อการต้านแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรง เกณฑ์ในการออกแบบข้อต่อคาน-เสาที่มีความเหนียวที่เพียงพอต่อการต้านทานแรงแผ่นดินไหวมีดังนี้

- 1) กำลังของเสาต้องเพียงพอที่ไม่ส่งผลให้โครงสร้างพังทลาย
- 2) ขณะเกิดแผ่นดินไหวขนาดกลางข้อต่อคาน-เสาควรมีความยืดหยุ่นที่เพียงพอ
- 3) ค่าการเคลื่อนตัวของข้อต่อคาน-เสาต้องมีค่าไม่มากเกินไป
- 4) ต้องมีการเสริมเหล็กในบริเวณข้อต่อเพื่อให้แน่ใจว่าข้อต่อสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ แต่ไม่ควรก่อสร้างยาก
- 5) ใช้หลักการออกแบบข้อต่อเป็นแบบคานอ่อน-เสาแข็ง (Weak beam-Strong column)

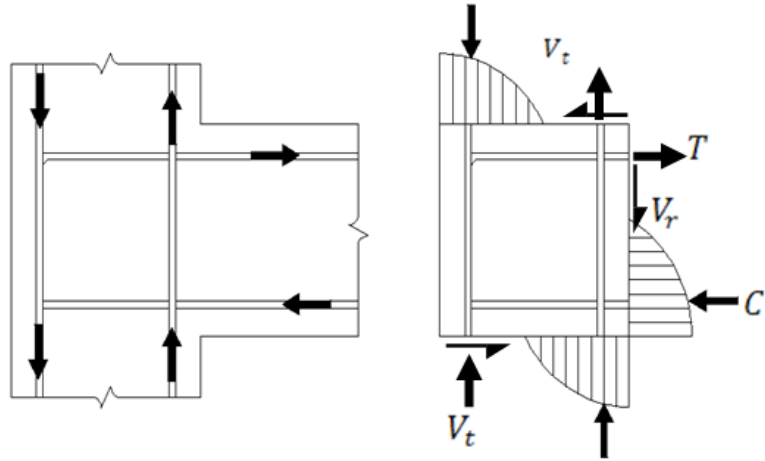
รูปที่ 2.1 แสดงแรงที่เกิดขึ้นในอาคารและแผนภาพโมเมนต์ดัดของอาคารเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว แผนภาพโมเมนต์ดัดแสดงให้เห็นว่าค่าโมเมนต์มีค่าสูงสุดที่ปลายคานและปลายเสา มีค่าน้อยที่กลางช่วงคานและเสา ค่าโมเมนต์ที่ปลายคานทำให้เกิด Unbalanced Moment ถ่ายเข้าไปที่ข้อต่อ ผลของ Unbalanced Moment นี้ ทำให้เกิดแรงเฉือนแนวนอนขนาดมหาศาลกระทำที่ข้อต่อดังแสดงในรูปที่ 2.2

แรงเฉือนขนาดมหาศาลที่เกิดขึ้นนี้จะทำให้ข้อต่อเกิดการวิบัติแบบ Joint shear failure ได้ และจากนั้น จะเกิดการวิบัติแบบ Bond pull-out failure ดังแสดงในรูปที่ 2.3 การวิบัติทั้งสองแบบนี้เป็นการวิบัติแบบเปราะ (Brittle failure) มีการสลายพลังงานแผ่นดินไหวน้อยมาก รูปที่ 2.4 แสดงผลการทดสอบข้อต่อคาน-เสา ที่เกิดการพังแบบ Joint shear failure and Bond pull-out failure จะเห็นได้ว่า ข้อต่อคาน-เสานี้ มีพฤติกรรมในการรับแรงแผ่นดินไหวที่ไม่ดี ปราศจากความเหนียวและมีการสลายพลังงานแผ่นดินไหวได้น้อยมาก ไม่เหมาะที่จะใช้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว [9]

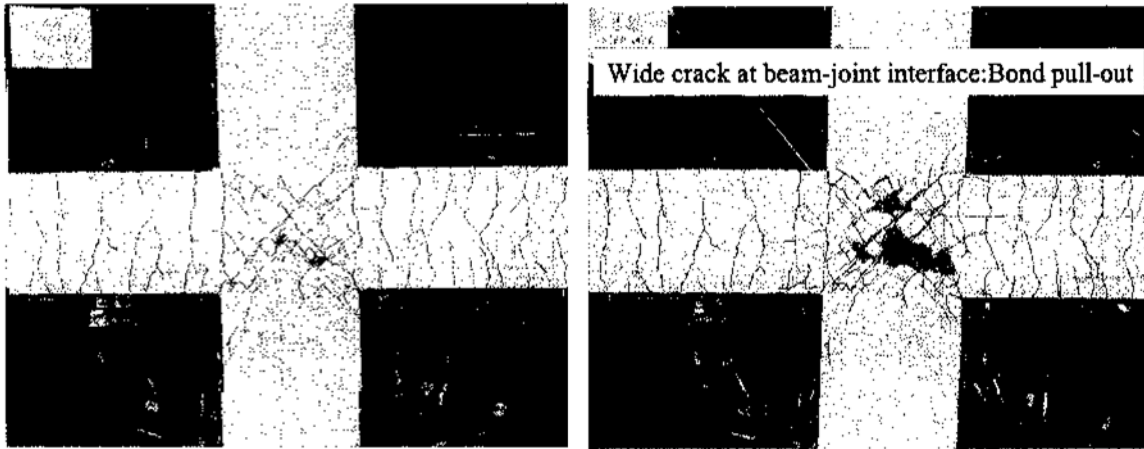
สำหรับข้อต่อของเสาต้นริมนั้นเมื่อมีแรงภายนอกที่กระทำกับองค์อาคารเป็นแรงกระทำด้านข้าง (แรงแผ่นดินไหว) ค่าแรง โมเมนต์ และแรงเฉือน ที่เกิดขึ้นในเสาต้นริม แสดงไว้ในรูปที่ 2.5 จะเห็นว่าค่าโมเมนต์ของเสาบริเวณข้อต่อคาน-เสาจะมีค่าสูงสุดที่ตำแหน่งผิวคานด้านบนและมีค่าเป็นศูนย์ที่ตรงกลาง และจากนั้นจะมีค่าเพิ่มขึ้นในทิศทางตรงกันข้ามกับด้านบนจนมีค่าสูงสุดอีกครั้งที่ตำแหน่งผิวคานด้านล่าง ส่วนค่าแรงเฉือนที่ข้อต่อนั้นจะมีค่ามากและมีลักษณะเหมือนข้อต่อของเสาต้นในดังได้กล่าวไปแล้ว แรงเฉือนแนวอนขนาดมหาศาลนี้จะทำให้ข้อต่อคาน-เสาพังในลักษณะ Shear Failure ซึ่งเป็นการพังแบบเปราะดังแสดงในรูปที่ 2.5



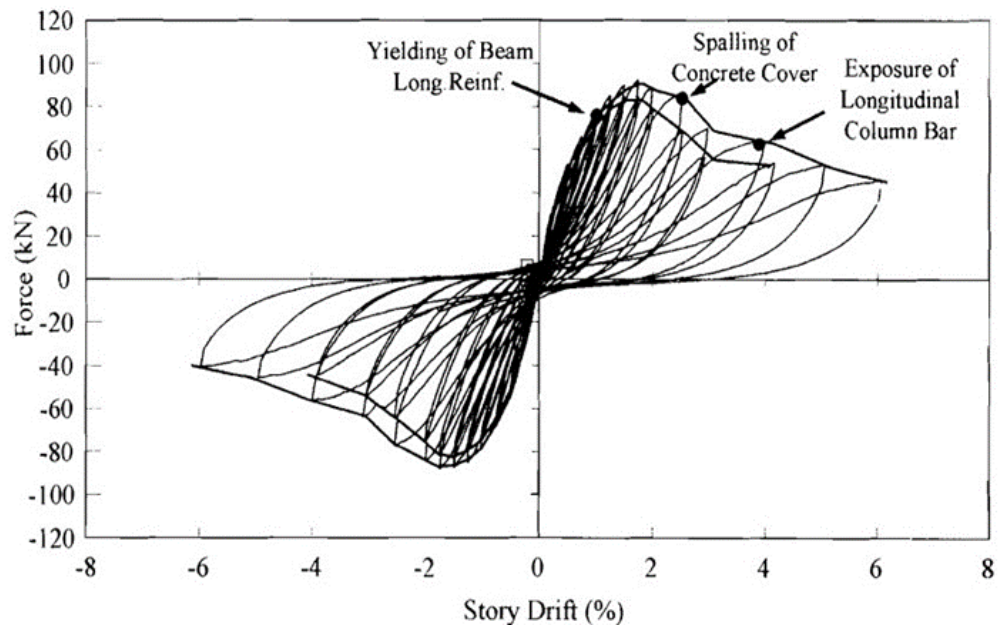
รูปที่ 2.1 แรงที่เกิดขึ้นในอาคารและแผนภาพโมเมนต์ดัดของอาคารเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว



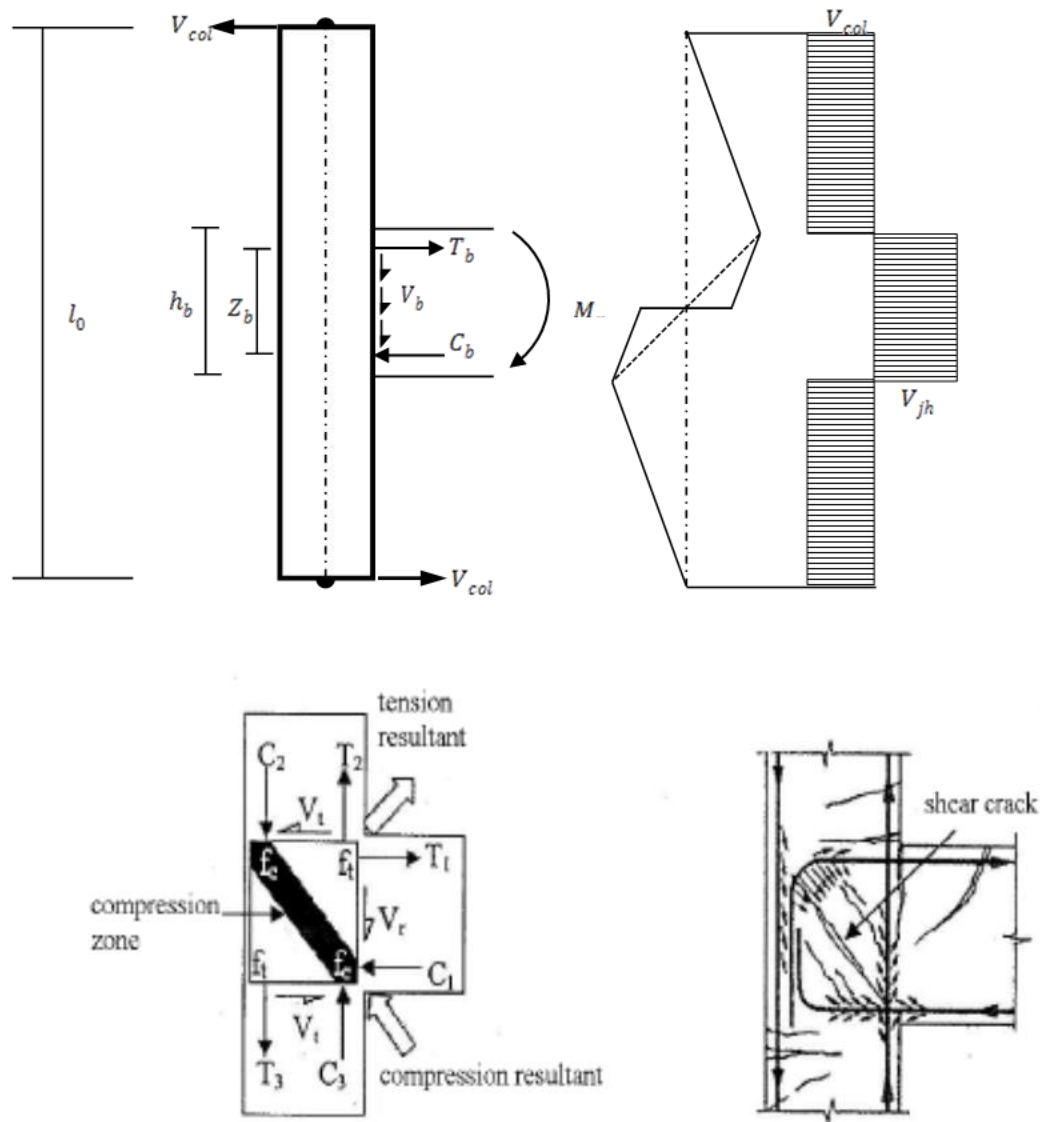
รูปที่ 2.2 แรงกระทำในข้อต่อคาน-เสาของเสาต้นริม



รูปที่ 2.3 การวิบัติที่ข้อต่อแบบ Joint Shear และ แบบ Bond Pull-out Failure [9, 10]



รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรง และระยะเคลื่อนตัวของข้อต่อคาน-เสา [10]

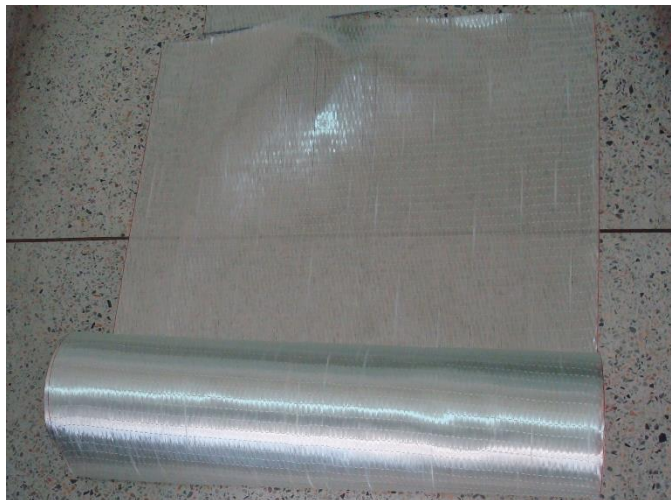


รูปที่ 2.5 ค่าแรง โมเมนต์ แรงเฉือน และลักษณะการพังด้วยแรงเฉือนของข้อต่อเสาดันนริม [11]

แผ่นไฟเบอร์เสริมกำลังและวัสดุประสานแสดงดังรูปที่ 2.6 ประกอบด้วยไฟเบอร์ซึ่งแทรกอยู่ในโพลีเมอร์เมทริกซ์ ซึ่งแสดงคุณสมบัติหลายอย่างที่สามารถนำมาใช้ในการเสริมกำลังให้กับวัสดุโครงสร้างได้เป็นอย่างดี วัสดุไฟเบอร์เสริมกำลังสามารถรับแรงดึงได้สูงในทิศทางการเรียงตัวของไฟเบอร์ อย่างไรก็ตาม วัสดุไฟเบอร์เสริมกำลังจะไม่แสดงจุดคราก แต่แสดงคุณสมบัติยืดหยุ่นจนกระทั่งฉีกขาด [12] คุณสมบัติของโพลีเมอร์เมทริกซ์มีด้วยกัน 2 ประการคือ ช่วยถ่ายแรงระหว่างไฟเบอร์ และช่วยป้องกันไฟเบอร์จากการกัดกร่อนของสภาพแวดล้อม เมื่อแผ่นไฟเบอร์เสริมกำลังถูกนำมาใช้ติดบริเวณภายนอกของคอนกรีตสามารถเพิ่มคุณสมบัติการยึดเกาะของคอนกรีตได้ดียิ่งขึ้น ซึ่งทำให้คุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามการเพิ่มคุณสมบัติการยึดเกาะของคอนกรีตนี้ยังขึ้นอยู่กับความสามารถในการประสาน

ระหว่างแผ่นไฟเบอร์เสริมกำลังกับเนื้อคอนกรีต ทั้งนี้การประสานระหว่างแผ่นไฟเบอร์เสริมกำลังกับเนื้อคอนกรีตจำเป็นต้องใช้น้ำยาเชื่อมประสานชนิดพิเศษ เมื่อคุณสมบัติการยึดเกาะของคอนกรีตเพิ่มขึ้นจะทำให้คอนกรีตสามารถรับกำลังอัดได้เพิ่มขึ้นด้วย ดังนั้นจะเห็นว่าแผ่นไฟเบอร์เสริมกำลังช่วยเพิ่มความสามารถในการยึดเกาะของคอนกรีตซึ่งทำให้ความสามารถในการรับกำลังของคอนกรีตสูงขึ้นตามไปด้วย

การตอบสนองของวัสดุไฟเบอร์เสริมกำลังต่อแรงดึงในแนวแกนนั้นเป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นกับความเครียดในแนวแกน การตอบสนองของวัสดุไฟเบอร์เสริมกำลังต่อแรงอัดในแนวแกนจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของปริมาตรของไฟเบอร์, คุณสมบัติของไฟเบอร์หรือเรซินที่ใช้, และกำลังของพันธะภายในระหว่างไฟเบอร์ การวิบัติของวัสดุไฟเบอร์เสริมกำลังภายใต้แรงอัดเกิดขึ้นเมื่อไฟเบอร์ถูกทำให้เคลื่อนที่ไปทางด้านข้างซึ่งปรากฏการณ์นี้ถูกเรียกว่า การโก่งของไฟเบอร์ การตอบสนองของวัสดุไฟเบอร์เสริมกำลังต่อแรงที่ตั้งฉากกับแรงดึงนั้นขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของไฟเบอร์และเมทริกซ์, แรงกระทำระหว่างไฟเบอร์และเมทริกซ์, และกำลังของพันธะระหว่างไฟเบอร์และเมทริกซ์ โดยทั่วไปแล้วความสามารถในการต้านทานแรงที่ตั้งฉากกับแรงดึงนั้นมีค่าน้อย ส่วนความสามารถในการต้านทานแรงเฉือนของวัสดุไฟเบอร์เสริมกำลังนั้น ไม่สามารถวัดได้โดยตรง โดยส่วนมากแล้วการวิบัติด้วยแรงเฉือนของวัสดุไฟเบอร์เสริมกำลัง เกิดขึ้นเมื่อวัสดุเมทริกซ์เกิดการเคลื่อนที่ขนานกับไฟเบอร์ดังนั้นคุณสมบัติทางกลและเคมีของแผ่นไฟเบอร์เสริมกำลัง และโพลีเมอร์เมทริกซ์เบื้องต้น ดังนั้นวัสดุชนิดนี้สามารถประยุกต์ใช้กับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อเสริมกำลังและเพิ่มความยืดหยุ่นได้ดี



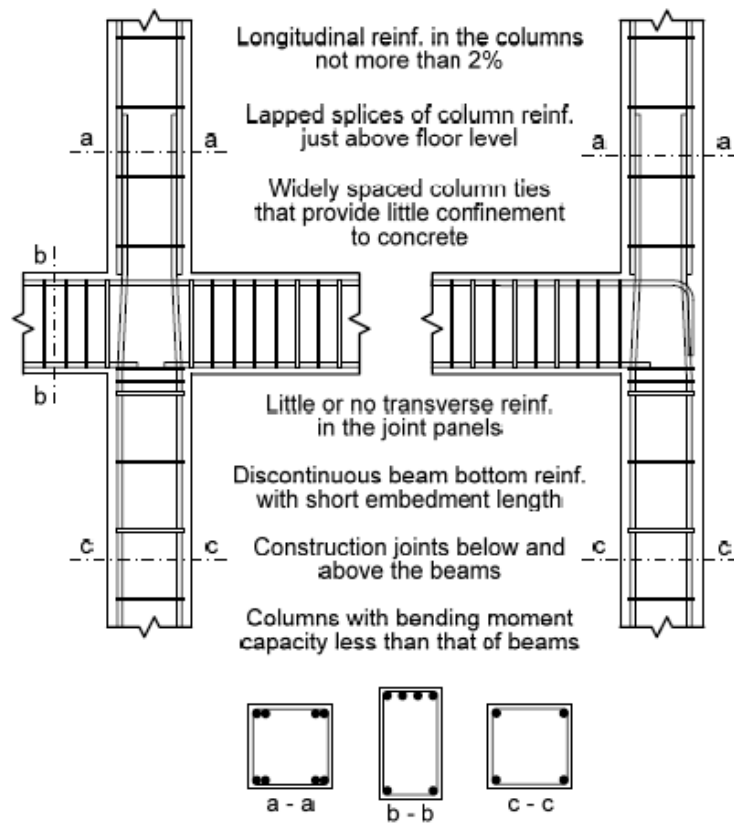
รูปที่ 2.6 แผ่นไฟเบอร์เสริมกำลัง SikaWrap 430G และวัสดุเชื่อมประสาน Sikadur 330

จากงานศึกษาในต่างประเทศพบว่า อาคารค.ส.ล. ที่ก่อสร้างก่อนปี ค.ศ. 1976 (พ.ศ. 2529) ส่วนใหญ่มีวิธีการออกแบบและรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับรับแรงในแนวตั้งและแรงลมเท่านั้น ไม่ได้ถูกออกแบบเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวแต่อย่างใด รูปแบบรายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณข้อต่อคาน-เสา อาคารค.ส.ล. ที่รวบรวมรวบรวมโดย Beres และคณะ [13] แสดงดังรูปที่ 2.7 พบว่าข้อต่อของอาคารเหล่านี้มีลักษณะการเสริมเหล็กใกล้เคียงกัน โดยมีจุดสังเกต สามารถสรุปได้ 7 ข้อดังนี้

- 1) เหล็กยื่นในเสามีน้อยกว่า 2%
- 2) มีการทาบเหล็กยื่นในเสาที่ตำแหน่งเหนือระดับพื้นพอดิ
- 3) มีเหล็กปลอกในเสาที่ห่างกันมาก
- 4) มีปริมาณเหล็กปลอกในข้อต่อน้อยมาก หรือไม่มีเลย
- 5) มีการหยุดเหล็กกลางของคานที่ยื่นเข้าไปในข้อต่อ และมีระยะการงอเหล็กบนของคานที่ยื่นเข้าไปในข้อต่อสั้นมาก
- 6) มีการหยุดการเทคอนกรีตที่บริเวณใต้คานและเหนือคานพอดิ (Construction Joints below and above the beam)
- 7) เสามีกำลังรับโมเมนต์ดัดน้อยกว่าคาน

เมื่อเปรียบเทียบกับอาคารค.ส.ล. ในประเทศไทยที่ก่อสร้างด้วยมาตรฐานการก่อสร้างในปัจจุบันพบว่า บริเวณข้อต่อข้อต่อคาน-เสาค.ส.ล.มีรายละเอียดการเสริมเหล็กใกล้เคียงกับข้อต่อที่กล่าวไปแล้วข้างต้น ทำให้ข้อต่อค.ส.ล.ที่ก่อสร้างในประเทศไทยนี้ มีความเสี่ยงในการเกิดความเสียหายรุนแรงได้เมื่อเกิดแผ่นดินไหวเหมือนที่กล่าวไปแล้วข้างต้น

จากกรอบแนวความคิดเบื้องต้นสรุปได้ว่า บริเวณข้อต่อระหว่างคาน-เสา นั้นมีความสำคัญมาก ซึ่งจะนำไปสู่พฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้างเมื่อเกิดแผ่นดินไหว ข้อต่อคาน-เสาค.ส.ล.ที่ใช้ในประเทศไทยมีการออกแบบและรายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อรับแรงในแนวตั้งเท่านั้น ทำให้ข้อต่อเหล่านี้มีความเสี่ยงที่จะเสียหายอย่างรุนแรงเมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหว ประกอบกับคุณสมบัติของแผ่นไฟเบอร์คอมโพสิตที่สามารถช่วยเพิ่มกำลังและความยืดหยุ่นได้ดี จึงนำมาสู่การประยุกต์ใช้แผ่นไฟเบอร์ในการซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสาค.ส.ล.ที่ก่อสร้างในประเทศไทย ผลการศึกษาจะเป็นองค์ความรู้ใหม่สามารถใช้เป็นข้อมูลในการปรับปรุงพัฒนาข้อต่อคาน-เสาให้ดียิ่งขึ้น และพร้อมที่จะเผชิญกับปัญหาแผ่นดินไหวในอนาคต



รูปที่ 2.7 แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กของข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. [13]

2.4 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การเสริมกำลังกำลังข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ที่ถูกออกแบบและมีรายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อรับแรงในแนวตั้งเท่านั้นด้วยแผ่นไฟเบอร์คอมโพสิต

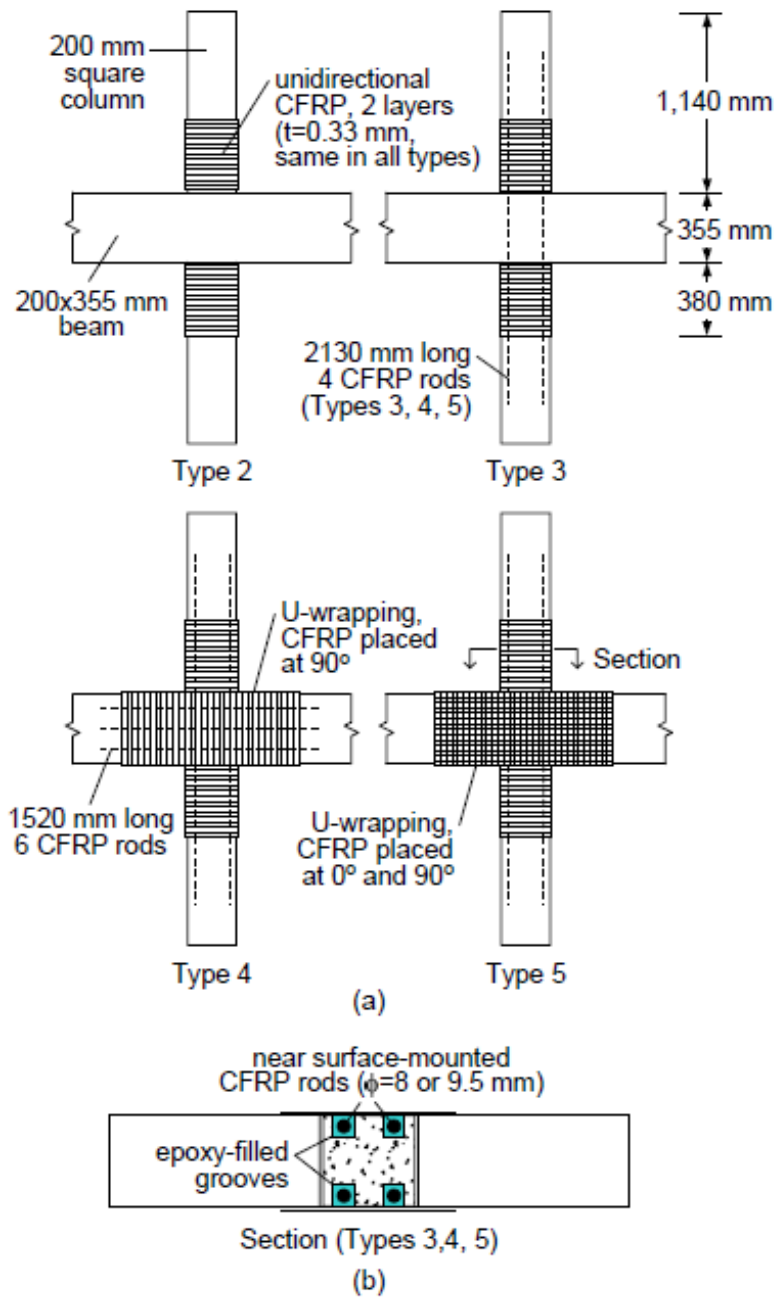
จากงานศึกษาวิจัยระหว่างปีค.ศ. 1975 ถึงปัจจุบัน มีการเสนอวิธีการเสริมกำลังและซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. เพื่อรับและเสียหายด้วยแรงแผ่นดินไหวไว้ดังนี้

- 1) ด้วยเทคนิคการใช้กาวชนิดพิเศษกำลังสูง (Epoxy)
- 2) ด้วยเทคนิคการสกัดคอนกรีตที่เสียหายออก แล้วหล่อคอนกรีตใหม่ทดแทน (Removal and Replacement)
- 3) ด้วยเทคนิค Concrete Jacketing

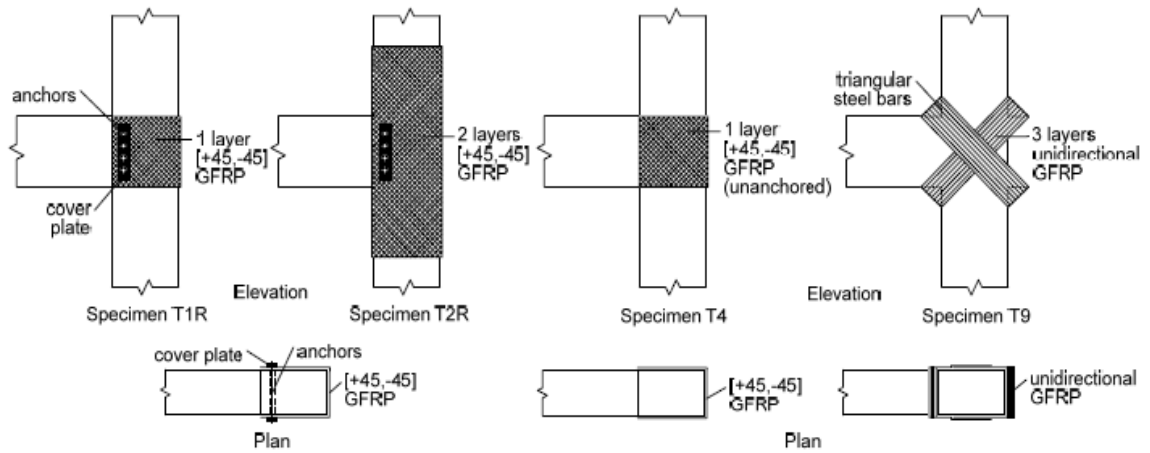
- 4) ด้วยเทคนิค Concrete Masonry Unit Jacketing
- 5) ด้วยเทคนิค Steel Jacketing and Addition of External Steel Element
- 6) ด้วยเทคนิคการใช้แผ่นไฟเบอร์คอมโพสิต (Fiber reinforced polymeric composite)

Prota และคณะ [20, 21] ทำการทดสอบข้อต่อเสาต้นในจำนวน 11 ตัวอย่าง ที่เสริมกำลังด้วย แผ่นไฟเบอร์คาร์บอน (CFRR) ร่วมกับการใช้แผ่นไฟเบอร์คาร์บอน (CFRP) ติดภายนอก โดยตัวอย่างทั้ง 11 ตัวอย่างมีค่าแรงอัดในเสาแตกต่างกัน ลักษณะการเสริมกำลังข้อต่อมีทั้งหมด 5 รูปแบบที่แตกต่างกัน แสดงดังรูปที่ 2.8 จากรูปจะเห็นว่าแท่ง CFRR ถูกติดตั้งที่ผิวคอนกรีตบริเวณข้อต่อด้วยกาวชนิดพิเศษ (Epoxy) และพันทับด้วยแผ่น CFRP แต่ละรูปแบบมีลักษณะการติดตั้งแท่ง CFRR และแผ่น CFRP ดังนี้ รูปแบบที่ 2 แผ่น CFRP ถูกพันที่บริเวณเสาบริเวณเหนือและใต้ข้อต่อ รูปแบบที่ 3 แท่ง CFRR ถูกติดตั้ง เหมือนรูปแบบที่ 2 พันด้วยแผ่น CFRP ที่เสาบริเวณเหนือและใต้ข้อต่อ รูปแบบที่ 4 นอกจากติดตั้ง CFRR และพันด้วยแผ่น CFRP ในเสาแล้ว ยังติดตั้ง CFRR ที่คานและพันด้วยแผ่น CFRP บริเวณคาน รอบข้อต่อและในข้อต่อ รูปแบบที่ 5 มีการเสริมกำลังรูปแบบที่ 4 ต่างกันตรงที่ไม่มีแท่ง CFRR เสริมในเสา จากการทดสอบตัวอย่างพบว่าข้อต่อที่เสริมกำลังตามรูปแบบที่ 2 รับแรงได้เพิ่มขึ้น 7-33% แบบที่ 3 รับแรงได้เพิ่มขึ้น 39% และ 62% แบบที่ 4 รับแรงได้เพิ่มขึ้น 37% และ 83% เมื่อแรงอัดในเสามีค่าต่ำสุด และสูงสุดพบว่า ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดของชั้นมีค่าเท่ากับ -11% และ 25% สำหรับการเสริมกำลังแบบที่ 2 มีค่า -14% สำหรับการเสริมกำลังแบบที่ 3 และมีค่า 73% และ 51% สำหรับแบบที่ 4 ค่าติดลบแสดง การลดลงของความเหนียวของข้อต่อ ข้อต่อที่เสริมกำลังแบบที่ 5 มีพฤติกรรมการรับแรงและความเหนียว ใกล้เคียงกับข้อต่อที่เสริมกำลังแบบที่ 4

Ghobarah และคณะ [22] ทำการทดสอบข้อต่อ คาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริมที่ถูกออกแบบให้ พังด้วยแรงเฉือนในข้อต่อ และนำมาเสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้ว (GFRP) ชนิดมีเส้นใยรับแรงดึงทาง เดียวและรับแรงดึง 2 ทาง การทดสอบนี้สรุปผลของการยึดแผ่น GFRP กับการพัฒนากำลังของแผ่น GFRP ให้ได้กำลังสูงสุดกับข้อต่อขนาดเล็ก ตัวอย่าง T1R และ T2R ที่เสียหายในบริเวณข้อต่อเนื่องจากการ ทดสอบรับแรงแผ่นดินไหวก่อนหน้าถูกนำมาซ่อมแซมแสดงดังรูปที่ 2.9 เมื่อนำตัวอย่างที่ซ่อมแซม แล้ว มาทดสอบรับแรงแผ่นดินไหวอีกครั้งหนึ่งพบว่า ลักษณะการพังของข้อต่อมีดังนี้ แผ่น GFRP ของ ตัวอย่าง T1R มีประสิทธิภาพมากจนเส้นใยของแผ่น GFRP ขาดด้วยแรงดึง อย่างไรก็ตามตัวอย่าง T1R ไม่ได้แสดงพฤติกรรมของข้อต่อที่ดีกว่า T4 (ตัวอย่างควบคุม) ตัวอย่าง T2R พังที่หน้าตัดคานเมื่อคานให้ กำลังถึงโมเมนต์พลาสติก การติดแผ่น GFRP แบบทะแยงมุมในข้อต่อไม่ได้ช่วยป้องกันการแตกของ คอนกรีตในข้อต่อ ซึ่งนำไปสู่การพังของบริเวณในข้อต่อพร้อมกับการพังของคาน

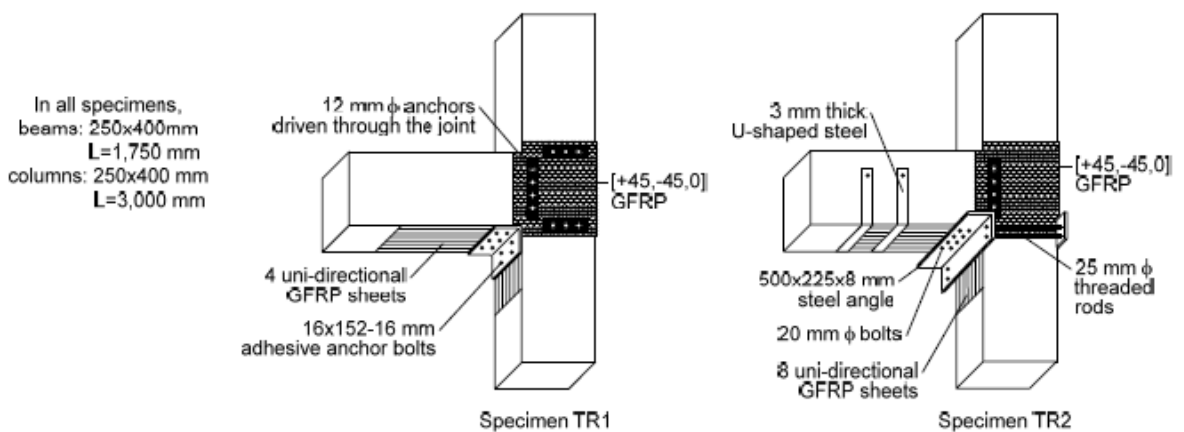


รูปที่ 2.8 รายละเอียดการเสริมกำลังข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล ของ Prota และคณะ [20, 21]



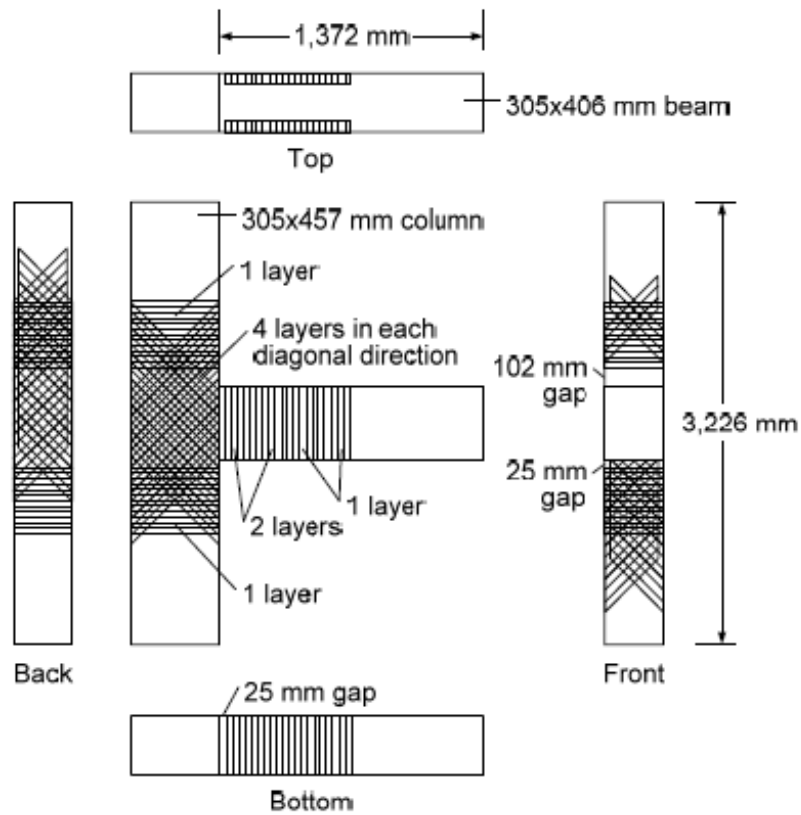
รูปที่ 2.9 รายละเอียดการเสริมกำลังข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล ของ Ghobarah และคณะ [22]

El-Amoury และคณะ [23] ทำการทดสอบข้อต่อ คาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริมที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับรับแรงในแนวตั้งเท่านั้น โดยมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังนี้คือ ไม่มีเหล็กปลอกในบริเวณข้อต่อและมีการหยุดเหล็กกลางของคานในข้อต่อที่บริเวณหน้าเสาและไม่งอปลาย จากนั้นทำการเสริมกำลังข้อต่อดังกล่าวด้วยแผ่น GFRP แสดงดังรูปที่ 2.10 ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าข้อต่อที่เสริมกำลังด้วยแผ่น GFRP สามารถรับแรงแผ่นดินไหวได้เพิ่มขึ้น 100% ตัวอย่างทดสอบ TR1 และ TR2 สามารถสลายพลังงานได้เพิ่มขึ้น 3 และ 6 เท่าตามลำดับ เมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมกำลัง ตัวอย่าง TR1 พังเมื่อแผ่นไฟเบอร์ GFRP หลุดออกจากผิวคอนกรีตของคานและเสา จากนั้นเมื่อเหล็กกลางถูกแรงดึงจนรูตออกจะทำให้เกิดการแตกที่รอยเชื่อมของหัวน็อต การเสริมแผ่นเหล็กรูปตัว U ที่ผิวของแผ่น GFRP ในตัวอย่าง TR2 ช่วยไม่ให้เกิดการหลุดร่อนของแผ่น GFRP จากผิวของคานและเสา คอนกรีตช่วยลดการสูญเสียกำลัง อย่างไรก็ตามเมื่อสิ้นสุดการทดสอบตัวอย่าง TR2 พังแบบแรงเฉือนในข้อต่อ



รูปที่ 2.10 รายละเอียดการเสริมกำลังข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล ของ El-Amoury และคณะ [23]

Clyde และคณะ [24] ทำการทดสอบข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ที่เสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์คาร์บอน (CFRP) เพื่อรับแรงแผ่นดินไหว ลักษณะการติดแผ่น CFRP แสดงดังรูปที่ 2.11 จากการทดสอบแสดงว่าตัวอย่างควบคุมพังแบบแรงเฉือนในข้อต่อ เมื่อติดแผ่น CFRP แล้วพบว่าข้อต่อมีลักษณะการพังในคานบริเวณรอยต่อระหว่างคานและเสา การเสริมกำลังข้อต่อด้วย CFRP ทำให้กำลังการรับแรงเฉือนของข้อต่อเพิ่มขึ้น 5% ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดเพิ่มขึ้น 78% และการสลายพลังงานเพิ่มขึ้น 200%



รูปที่ 2.11 รายละเอียดการเสริมกำลังข้อต่อคาน-เสาค.ส.ล ของ Clyde และคณะ [24]

บทที่ 3 การสร้างตัวอย่างทดสอบ เครื่องมือ และวิธีการดำเนินการทดสอบ

3.1 ลักษณะของตัวอย่าง

ในโครงการนี้ได้ยกตัวอย่างมาจากอาคารที่ใช้งานจริง มีลักษณะของตัวอย่างเป็นข้อต่อคาน-เสา ภายนอกของอาคารโดยเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งอ้างอิงจากมาตรฐานการออกแบบ ว.ส.ท. 1008-38 ตัวอย่างที่จะนำมาทดสอบนั้นได้แบ่งครึ่งความยาวของเสาและคานจากความยาวเดิม โดยได้มีการลดรายละเอียดของตัวอย่างจากการคำนวณแรงตัดในเสาและคาน

3.2 คุณสมบัติของวัสดุ

3.2.1 คอนกรีต

ในการออกแบบตัวอย่างนี้จะใช้กำลังอัดของคอนกรีตเท่ากับ 250 ksc. โดยในทั้ง 4 ตัวอย่างนี้จะใช้กำลังอัดของคอนกรีตเท่ากันทั้งหมด

3.2.2 เหล็กเสริม

ในการออกแบบตัวอย่างนี้จะใช้เหล็กเสริมตามยาว โดยใช้เหล็กข้ออ้อย 2 ขนาด คือ DB 16 และ DB 20 ในเสาและคาน และมีการเสริมเหล็กปลอก 2 ขนาด คือ RB 6 และ RB 9 โดยมีค่ากำลังคราก (F_y) ของเหล็กเสริมในตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 กำลังของเหล็กเสริม

ชนิดของเหล็กเสริม	ขนาด (mm.)	F_y (ksc)	F_u (ksc)
เหล็กเสริมตามยาว	DB 16	4,000	5,700
	DB 20	4,000	5,700
เหล็กปลอก	RB 6	2,400	3,900
	RB 9	2,400	3,900

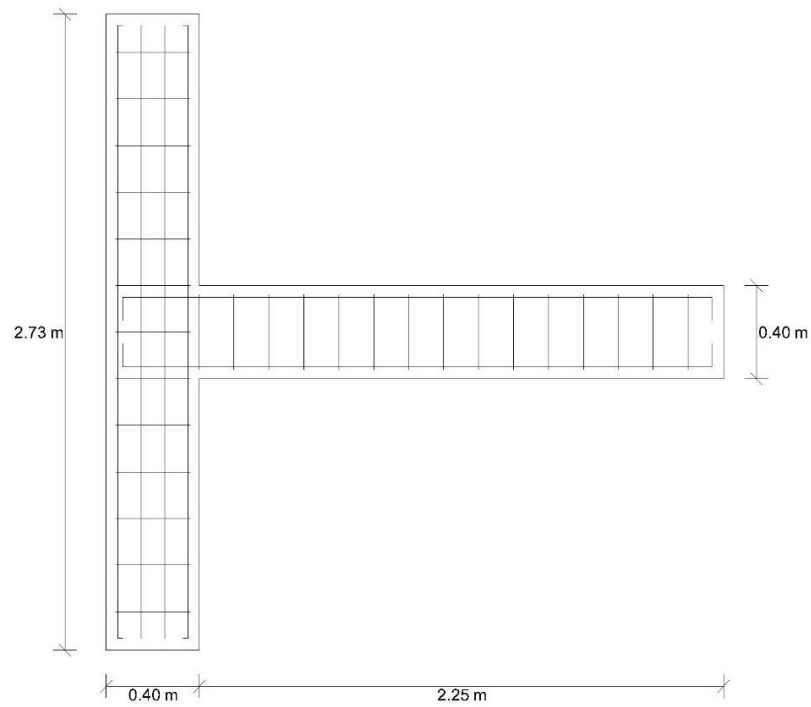
3.3 รายละเอียดของตัวอย่าง

ในการทดสอบนี้จะมีทั้งหมด 4 ตัวอย่าง โดยจะแบ่งขนาดของตัวอย่างออกเป็น 2 กลุ่ม โดยรายละเอียดโครงสร้างที่นำมาหล่อนั้นใช้มาตรฐานการออกแบบทั่วไปของประเทศไทย (ว.ส.ท. 1008-38) โดยชิ้นส่วนโครงสร้างที่จำลองขึ้นมาจะเหมือนกับชิ้นส่วนข้อต่อคาน-เสาในอาคารของเสารับพื้นชั้นต่างๆ โดยมีการออกแบบให้รับแรงบรรทุกในแนวตั้งเท่านั้น อย่างไรก็ตามลักษณะรายละเอียดของชิ้นงานจะเป็นข้อต่อของเสาต้นริมจะมีรายละเอียดเหล็กเสริมที่นิยมใช้ก่อสร้างตามมาตรฐานประเทศไทย (J7 และ J7R) และรายละเอียดเหล็กเสริมรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน ACI318 (มยพ. 1301-54) (J9 และ J9R) ซึ่งมีรายละเอียดของตัวอย่างดังตารางที่ 3.2 และแสดงดังรูปที่ 3.1-3.2 โดยในการทดสอบนี้จะเปรียบเทียบกลุ่มตัวอย่างที่มีอัตราส่วนของกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาต่อคานที่แตกต่างกัน

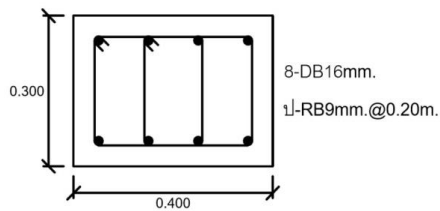
ตารางที่ 3.2 ตารางแสดงรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ

กลุ่ม	ชื่อ	เสา (mm-mm)	คาน (mm-mm)	เสายาว (m)	คานยาว (m)	แผ่นไฟเบอร์
1	J7	300x400	220x400	2.73	2.42	ไม่มี
	J7R	300x400	220x400	2.73	2.42	มี
2	J9	250x400	250x400	2.73	2.42	ไม่มี
	J9R	250x400	250x400	2.73	2.42	มี

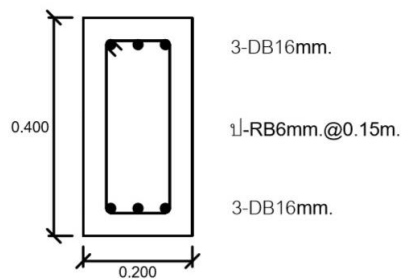
กลุ่มตัวอย่างที่ 1 (J7 และ J7R)



รูปที่ 3.1(a.) ขนาดคานและเสาของกลุ่มตัวอย่างที่ 1



รูปที่ 3.1(b.) หน้าตัดเสาของกลุ่มตัวอย่างที่ 1



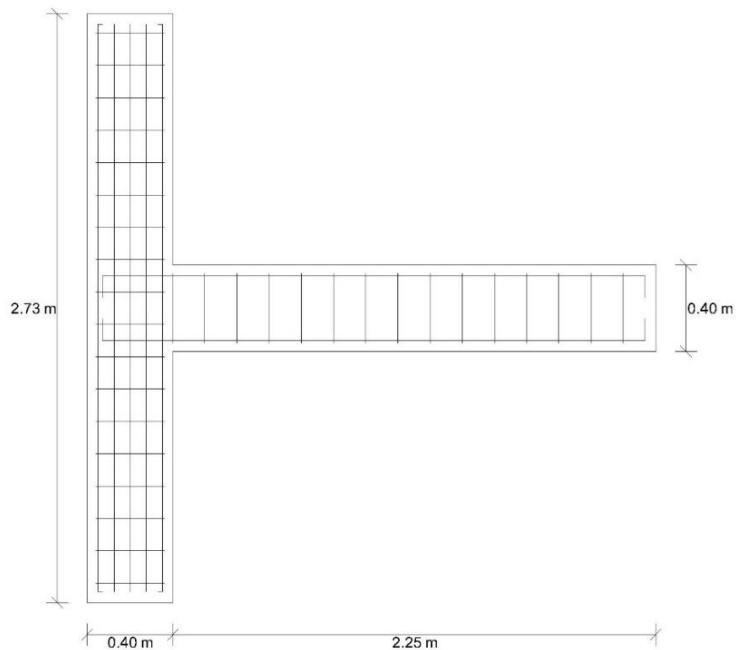
รูปที่ 3.1(c.) หน้าตัดคานของกลุ่มตัวอย่างที่ 1

รูปที่ 3.1 ขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างกลุ่มที่ 1

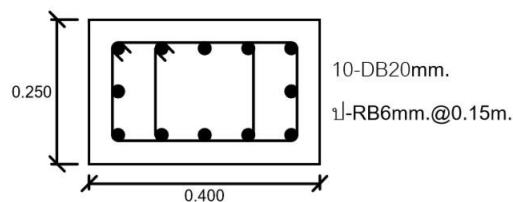
จากรูปที่ 3.1 เป็นตัวอย่างโครงสร้างกลุ่มที่ 1 ประกอบไปด้วยเสาที่มีขนาดหน้าตัดความกว้าง 0.30 เมตร ความลึก 0.40 เมตร มีความยาว 2.73 เมตร การเสริมเหล็กเสริมตามความยาวขนาด DB16

จำนวน 8 เส้น และใช้เหล็กปลอก RB9 จำนวน 2 วงต่อกันโดยในส่วนของปลายเสาขึ้นมา 0.30 เมตรทั้งสองด้านระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 0.15 เมตร ถัดจากนั้นมีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 0.20 เมตรโดยบริเวณข้อต่อสำหรับตัวอย่างไม่ได้ออกแบบสำหรับรับแรงแผ่นดินไหวจะไม่มีการเสริมเหล็กปลอกและตัวอย่างที่ออกแบบสำหรับรับแรงแผ่นดินไหวจะมีการเสริมเหล็กปลอก มีระยะคอนกรีตห่อหุ้มเหล็กเสริม 0.03 เมตร แสดงดังรูป 3.1(b.) และคานมีขนาดหน้าตัดความกว้าง 0.20 เมตร ความลึก 0.40 เมตร มีความยาว 2.25 เมตร การเสริมเหล็กเสริมตามความยาวขนาด DB16 จำนวน 6 เส้นตลอดความยาวคานและที่ปลายคานบริเวณข้อต่อมีการงอเหล็กเสริม 90 องศา ใช้เหล็กปลอก RB6 จำนวน 1 วงต่อกันโดยในส่วนของปลายคานเป็นระยะ 0.30 เมตร ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 0.10 เมตร ถัดจากนั้นมีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 0.15 เมตร มีระยะคอนกรีตห่อหุ้มเหล็กเสริม 0.03 เมตร แสดงดังรูป 3.1(c.)

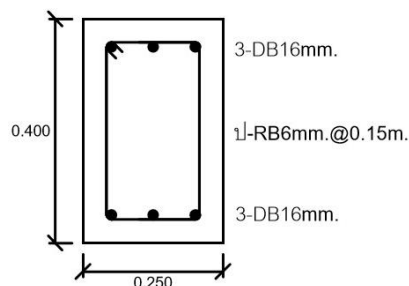
กลุ่มตัวอย่างที่ 2 (J9 และ J9R)



รูปที่ 3.2(a.) ขนาดคานและเสาของกลุ่มตัวอย่างที่ 2



รูปที่ 3.2(b.) หน้าตัดเสาของกลุ่มตัวอย่างที่ 2



รูปที่ 3.2(c.) หน้าตัดคานของกลุ่มตัวอย่างที่ 2

รูปที่ 3.2 ขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างกลุ่มที่ 2

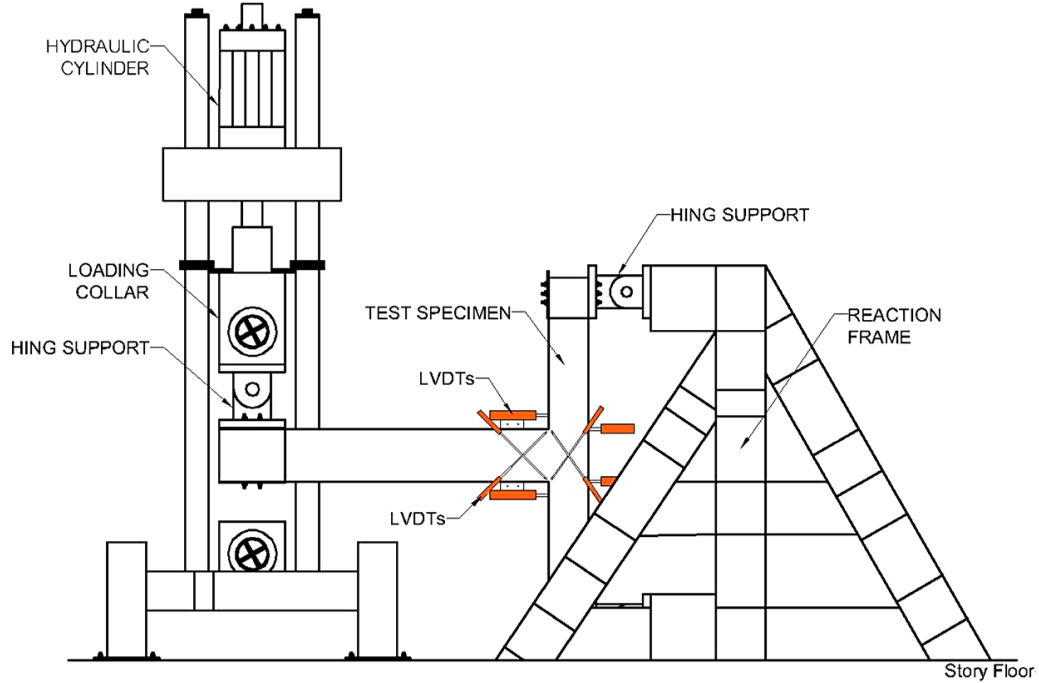
จากรูปที่ 3.2 เป็นตัวอย่างโครงสร้างกลุ่มที่ 2 ประกอบไปด้วยเสาที่มีขนาดหน้าตัดความกว้าง 0.25 เมตร ความลึก 0.40 เมตร มีความยาว 2.73 เมตร การเสริมเหล็กเสริมตามความยาวขนาด DB20 จำนวน 10 เส้น และใช้เหล็กปลอก RB6 จำนวน 2 วงต่อกันโดยในส่วนของปลายเสาขึ้นมา 0.30 เมตรทั้งสองด้านระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 0.10 เมตร ถัดจากนั้นมีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 0.15 เมตรโดยบริเวณข้อต่อจะไม่มีเสริมเหล็กปลอก มีระยะคอนกรีตห่อหุ้มเหล็กเสริม 0.03 เมตร แสดงดังรูป 3.2(b.) และคานมีขนาดหน้าตัดความกว้าง 0.25 เมตร ความลึก 0.40 เมตร มีความยาว 2.35 เมตร การเสริมเหล็กเสริมตามความยาวขนาด DB16 จำนวน 6 เส้นตลอดความยาวคานและที่ปลายคานบริเวณข้อต่อมีการงอเหล็กเสริม 90 องศา ใช้เหล็กปลอก RB6 จำนวน 1 วงต่อกันโดยในส่วนของปลายคานเป็นระยะ 0.30 เมตร ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 0.10 เมตร ถัดจากนั้นมีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 0.15 เมตร มีระยะคอนกรีตห่อหุ้มเหล็กเสริม 0.03 เมตร แสดงดังรูป 3.2(c.)

3.4 เครื่องทดสอบ

การทดสอบนี้จะติดตั้งเสาในแนวตั้ง ยึดปลายเสาทั้งสองข้างไว้กับ Hing Support จากนั้นติดตั้งปลายคานเข้ากับ Hing Support ที่ติดกับเครื่อง Universal Testing Machine (UTM) ดังรูปที่ 3.3-3.4 โดยการทำงานของเครื่องทดสอบ UTM จะใช้แรงดันน้ำมันไฮดรอลิกส์ในการควบคุมกระบอกสูบไฮดรอลิกส์ให้เคลื่อนที่ขึ้นลง ซึ่งกระบอกสูบไฮดรอลิกส์สามารถเคลื่อนที่สูงที่สุดได้ 250 มิลลิเมตร จะแบ่งเป็นการเคลื่อนที่ขึ้น 125 มิลลิเมตร และเคลื่อนที่ลง 125 มิลลิเมตร โดยเครื่อง UTM มีกำลังสูงสุด 150 กิโลนิวตัน โดยเครื่อง UTM นี้จะให้แรงที่ปลายคานผ่าน Hing Support

ในการทดลองนั้น การเก็บข้อมูลแรงที่ปลายคานที่วัดได้จากเครื่องทดสอบ UTM จะเก็บข้อมูลผ่านซอฟต์แวร์ที่ถูกติดตั้งไว้ในคอมพิวเตอร์ ซึ่งถูกเชื่อมโยงไว้กับเครื่องทดสอบ UTM เมื่อตัวอย่างชิ้นงาน

ถูกแรงนี้กระทำ จะเกิดเป็นแรงภายในชั้นทั้งในเหล็กเสริม และคอนกรีต เป็นทั้งแรงดึง และแรงอัดที่จะถ่ายเข้าสู่ข้อต่อคาน-เสา ซึ่งสามารถคำนวณหาแรงภายในต่าง ๆ เหล่านี้ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง และกฎสมมูล



รูปที่ 3.3 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ



รูปที่ 3.4 เครื่อง Universal Testing Machine (UTM)

3.5 การกำหนดแรงสลับทิศ (Cyclic Loading)

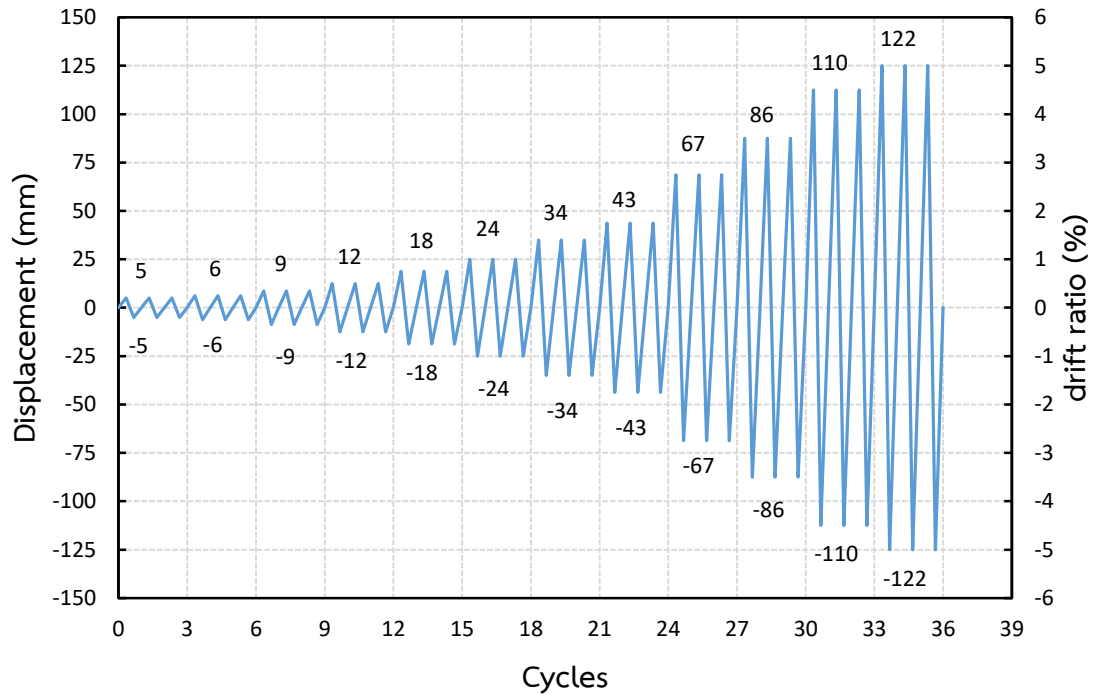
ในการทดสอบครั้งนี้ ต้องการให้ชิ้นงานได้รับแรงภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยให้แรงที่ปลายของคาน และกำหนดการเปลี่ยนตำแหน่งเป็นตัวควบคุมในการทดสอบ ซึ่งตำแหน่งต่าง ๆ สามารถคำนวณได้ตามสมการ

$$\Delta = \theta \times (L_b + \frac{d_c}{2})$$

โดยจะบังคับให้ปลายของคานเคลื่อนที่ขึ้น - ลงทั้งหมด 3 รอบ ในแต่ละการตำแหน่งที่ควบคุม โดยใช้ตามมาตรฐาน ACI T1.1-01 (ACI 2001) โดยมีรายละเอียดดังตารางที่ 3.3 ซึ่งแต่ละตำแหน่งการเคลื่อนที่ดังแสดงในรูปที่ 3.5

ตารางที่ 3.3 ตารางการให้แรงสลับทิศของตัวอย่าง

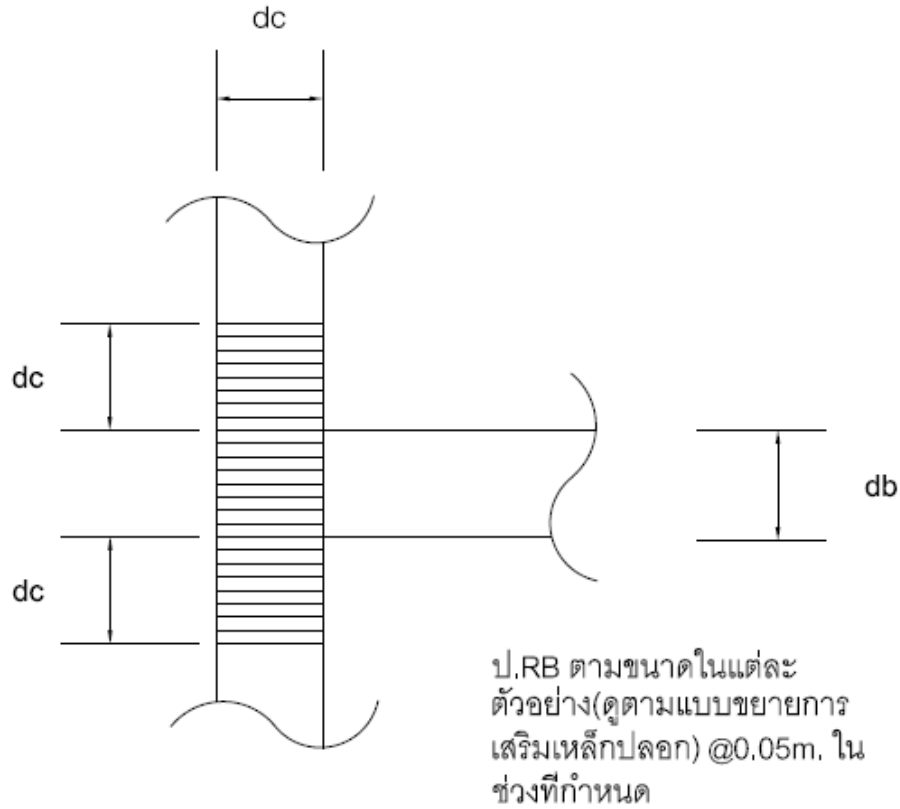
Drift Ratio (%)	Drift (θ , rad)	Cycle	Δ (mm)	
			กลุ่มตัวอย่างที่ 1	กลุ่มตัวอย่างที่ 2
0.2	0.002	3	5	5
0.25	0.0025	3	6	6
0.35	0.0035	3	9	9
0.5	0.005	3	12	12
0.75	0.0075	3	19	18
1	0.01	3	25	24
1.4	0.014	3	35	34
1.75	0.0175	3	44	43
2.75	0.0275	3	69	67
3.5	0.035	3	87	86
4.5	0.045	3	112	110
5	0.05	3	125	122



รูปที่ 3.5 รูปแบบการให้แรงของกลุ่มตัวอย่างที่ 1 และ 2

3.6 การซ่อมแซมตัวอย่างทดสอบ

ภายหลังจากการทดสอบเสร็จสิ้นทุกตัวอย่างทำการทดสอบจะเกิดความเสียหายที่บริเวณข้อต่อคาน-เสา คานและเสา ในการทดสอบครั้งต่อไปเพื่อแสดงถึงการซ่อมแซมในการเสริมกำลังให้แก่ตัวอย่าง ซึ่งเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบการรับแรงแผ่นดินไหว หรือ มยผ.1301-54 โดยการเสริมเหล็กปลอกเข้าไปในบริเวณข้อต่อคาน-เสา ให้แก่ตัวอย่างทดสอบทั้ง 4 ตัวอย่าง ตามรูปที่ 3.6 และทำการพันข้อต่อด้วยแผ่นไฟเบอร์เสริมกำลังดังรูปที่ 3.15-3.17



รูปที่ 3.6 การเสริมเหล็กปลอกเพิ่มเติมบริเวณข้อต่อคาน-เสาและบริเวณรอบๆ

ขั้นตอนในการซ่อมแซมตัวอย่างทดสอบมีวิธีการดังนี้

- 1) เมื่อตัวอย่างทำการทดสอบได้ทดสอบเสร็จสิ้นจะต้องนำตัวอย่างทดสอบมาทำการสกัดคอนกรีตที่เกิดความเสียหายออกจากตัวอย่างชิ้นงานตามรูปที่ 3.7 ระยะในการสกัดคอนกรีตนั้นจะต้องทำการสกัดอย่างน้อยเป็นระยะความลึกของหน้าตัดเสาหรือคานและห่ามน้อยกว่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นในเสาหรือคาน ทำการหนุนที่บริเวณปลายเสาและคาน เพื่อป้องกันการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบภายหลังจากการสกัดคอนกรีตตามรูปที่ 3.8



รูปที่ 3.7 สภาพตัวอย่างหลังจากสกัดคอนกรีตที่เสียหาย



รูปที่ 3.8 หนุนด้านใต้เสาและคานเพื่อป้องกันการแอ่นตัว

2) ทำการตัดเหล็กปลอกที่เกิดความเสียหายจากการทดสอบหรือจากการสกัดคอนกรีตออกตามรูปที่ 3.9 จากนั้นใส่เหล็กปลอกเสริมตามมาตรฐาน มยผ.1301-54 ตามรูปที่ 3.10



รูปที่ 3.9 คัดเหล็กปลอกที่เสียหายออก



รูปที่ 3.10 เสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐาน มยผ.1301-54

3) ทำการติดตั้ง Strain Gage และทำการเข้าแบบหล่อคอนกรีตตัวอย่างทดสอบตามรูปที่ 3.11



รูปที่ 3.11 เข้าแบบหล่อคอนกรีต

4) เทคอนกรีตชนิดกำลังรับแรงอัดทรงกระบอกเท่ากับ 240 ksc ที่อายุ 28 วัน ควรเทคอนกรีตจากบริเวณรอบรอยต่อและใช้เครื่องสั่นเพื่อให้คอนกรีตไหลไปยังบริเวณกลางข้อต่อคาน-เสา ขั้นตอนนี้ควรระวังสาย strain gauge เพื่อไม่ให้เกิดความเสียหาย จากนั้นทำการแต่งผิวตามรูปที่ 3.12-3.13



รูปที่ 3.12 เทคอนกรีต



รูปที่ 3.13 แต่งผิวหน้าคอนกรีต

5) หลังจากเทคอนกรีตครบ 24 ชั่วโมง ถอดแบบคอนกรีตออกแล้วทวน้ำยาบ่มคอนกรีต จากนั้นจึงรอคอนกรีตให้ได้อายุถึง 28 วันตามรูปที่ 3.14



รูปที่ 3.14 ทาน้ำยาบ่มคอนกรีต

6) การเตรียมวัสดุประสานผิวคอนกรีตและแผ่นไฟเบอร์



รูปที่ 3.15 การเตรียมวัสดุประสานผิวคอนกรีตและแผ่นไฟเบอร์

7) การเตรียมผิวคอนกรีตก่อนทาสีประสานและการทาสีประสาน



รูปที่ 3.16 การเตรียมผิวคอนกรีตก่อนทาสีประสานและการทาสีประสาน

8) การติดตั้งแผ่นไฟเบอร์เสริมกำลัง

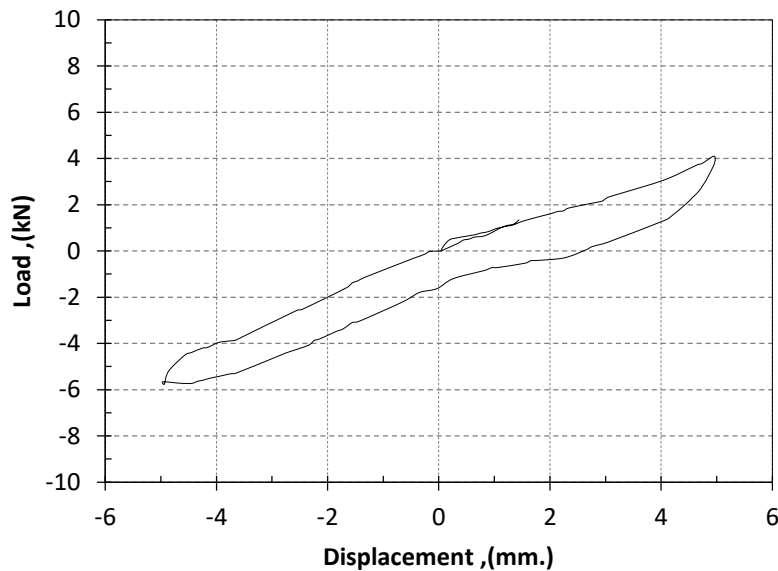


รูปที่ 3.17 การติดตั้งแผ่นไฟเบอร์เสริมกำลัง

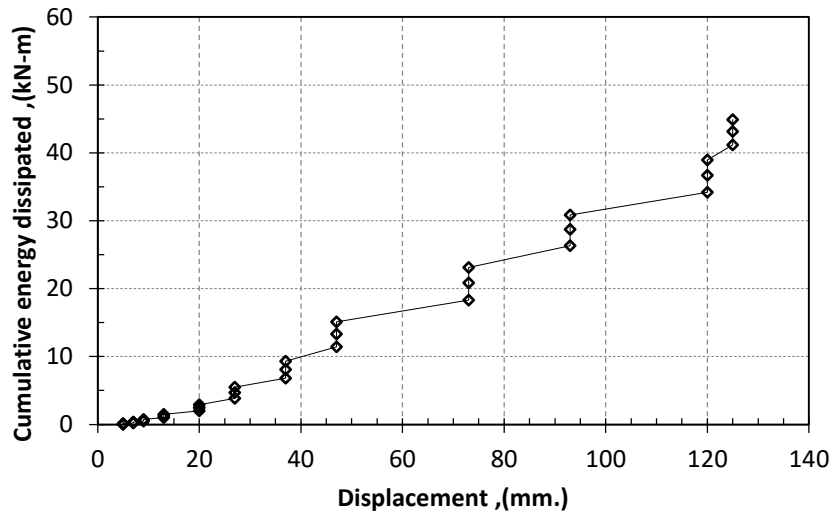
3.7 ข้อมูลที่ต้องการศึกษา

ความสามารถในการสลายพลังงาน (dissipation of energy)

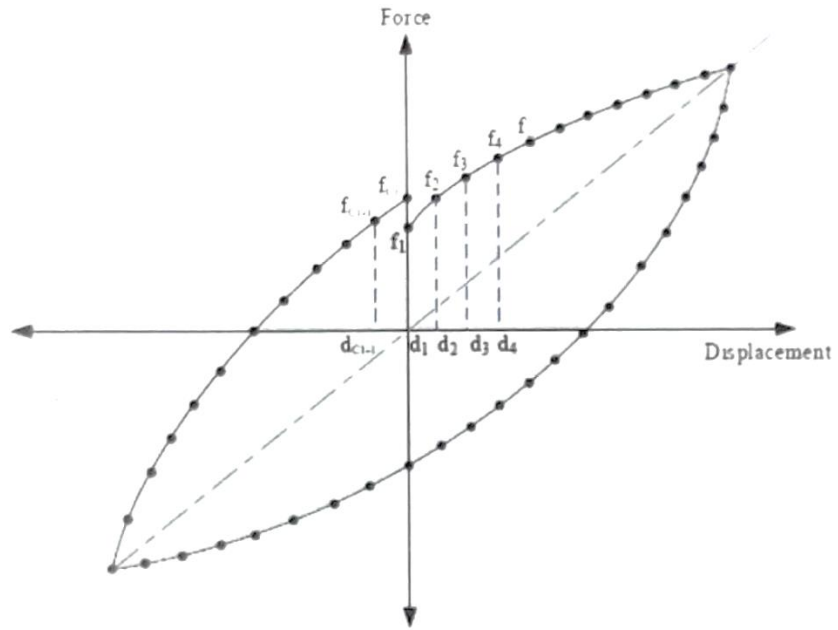
ในการประเมินพฤติกรรมการดูดซับพลังงานจากตัวอย่างการทดสอบ พิจารณาจากความสัมพันธ์ในรูปแบบ Hysteretic ค่าการสลายพลังงานในแต่ละรอบของการให้แรงสลับทิศใน 1 รอบ สามารถคำนวณได้จากพื้นที่ภายในวงรอบ Hysteretic สำหรับแต่ละรอบแสดงดังรูปที่ 3.18 และพลังงานสะสมจะถูกคำนวณจากผลรวมของพื้นที่แต่ละวงรอบในการให้แรงสลับทิศจนกระทั่งข้อต่อเกิดการวิบัติ และการสลายพลังงานสะสมจนกระทั่งข้อต่อเกิดการวิบัติดังแสดงในรูปที่ 3.19 และข้อมูลอื่นๆที่แสดงความสัมพันธ์และแสดงให้เห็นรูปแบบการสลายพลังงานและการรับกำลังของโครงสร้าง เนื่องจากกราฟความสัมพันธ์ของแรงกับการเคลื่อนที่ไม่สามารถเขียนออกมาในรูปของฟังก์ชันได้ จึงจะต้องทำการคำนวณพื้นที่ใต้กราฟโดยประมาณจากการหาพื้นที่สี่เหลี่ยมคางหมู (Trapezoidal rule) ตามรูปที่ 3.20 ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.1



รูปที่ 3.18 กราฟความสัมพันธ์แบบ Hysteretic ที่การโยกตัวรอบแรกระยะ 5 mm. ของตัวอย่างทดสอบ



รูปที่ 3.19 การสลายพลังงานสะสมของตัวอย่าง



รูปที่ 3.20 การหาพื้นที่ใต้กราฟโดยประมาณจากกฎสี่เหลี่ยมคางหมู

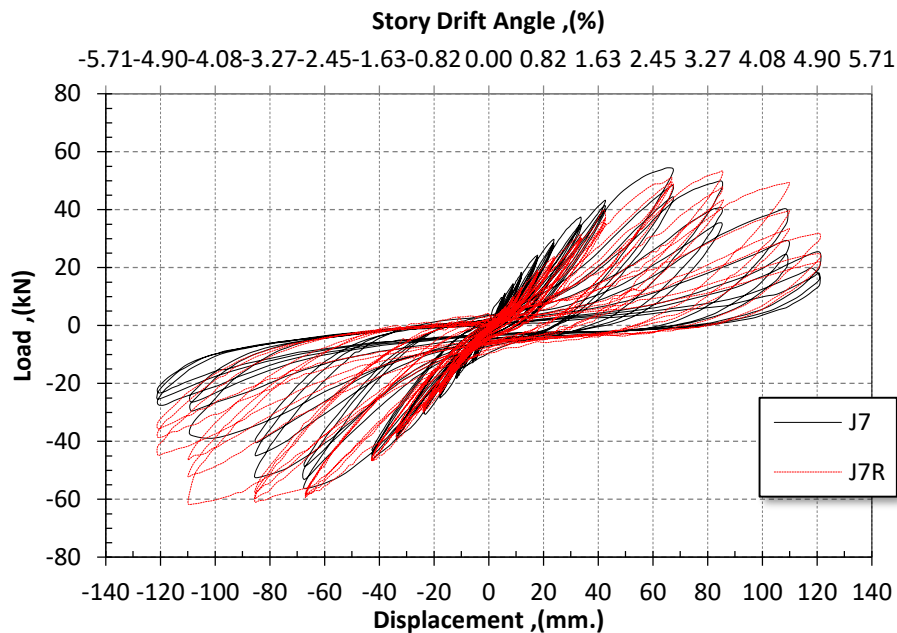
$$E = \frac{1}{2}[(f_1 + f_2)x((d_2 - d_1))] + \frac{1}{2}[(f_2 + f_3)x((d_3 - d_2))] + \dots + \frac{1}{2}[(f_{c1-1} + f_{c1})x((d_{c1} - d_{c1-1}))]$$

3.1

บทที่ 4
ผลการทดสอบ

4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัว

ตัวอย่าง J7 และ J7R



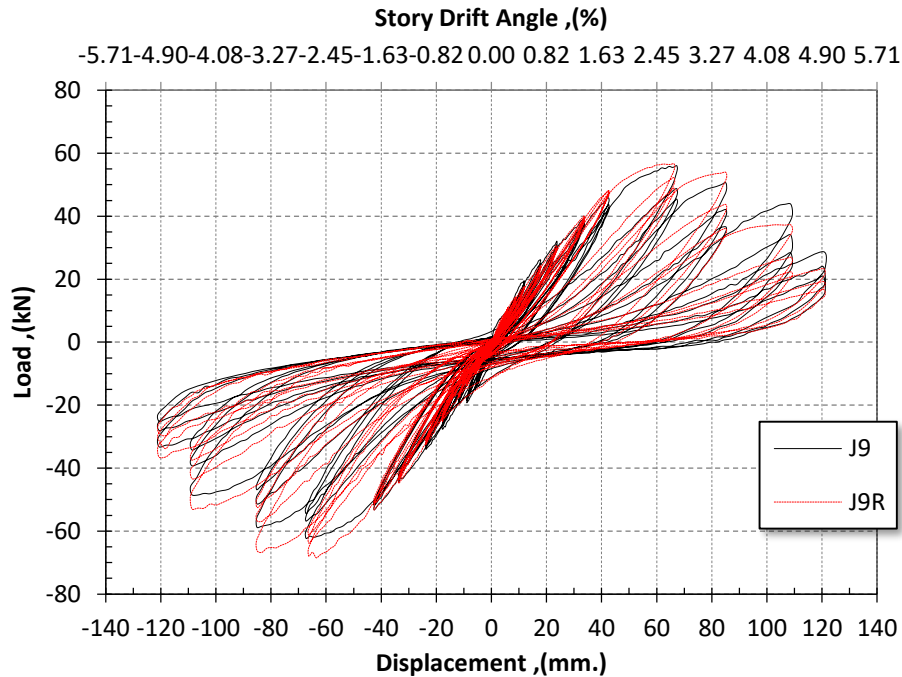
รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพันธ์ J7 และ J7R

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพันธ์ของ J7 แสดงดังรูป 4.1 ตัวอย่าง J7 มีพฤติกรรมในแบบยืดหยุ่น (Elastic) ทั้งรอบการเคลื่อนที่ขึ้นและลงในระหว่างการเคลื่อนที่สัมพันธ์ 0.37% หลังจากช่วงการเคลื่อนที่สัมพันธ์มากกว่า 0.37% จะเห็นว่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงแต่ไม่มาก ในช่วงการเคลื่อนที่สัมพันธ์ 2.73% ตัวอย่างสามารถรับแรงสูงสุด 56.3 kN ซึ่งเป็นกำลังต้านทานสูงสุดก่อนที่ความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงพร้อมกับการรับแรงที่ลดลงอย่างต่อเนื่อง แสดงให้เห็นว่าเมื่อโครงสร้างเกิดความเสียหายจากการรับแรงแผ่นดินไหวโครงสร้างไม่สามารถต้านทานแรงต่อไปได้ สำหรับการวนซ้ำในรอบสองและสามของแต่ละระยะการเคลื่อนที่สัมพันธ์จากกราฟที่ 4.1 แสดงให้เห็นว่าการวนซ้ำส่งผลให้ค่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงตั้งแต่ช่วงการเคลื่อนที่สัมพันธ์ 3.51% การวนซ้ำในรอบสองและสามส่งผลให้กำลังต้านทานของตัวอย่างลดลงอย่างมากแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างนี้เกิดการวิบัติแล้ว

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของ J7R แสดงดังรูป 4.1 ตัวอย่าง J7R มีพฤติกรรมในแบบยืดหยุ่น (Elastic) ทั้งรอบการเคลื่อนที่ขึ้นและลงในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.73% หลังจากช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 0.73% จะเห็นว่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงแต่ไม่มาก ในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.78% ตัวอย่างสามารถรับแรงสูงสุด 61.6 kN ซึ่งเป็นกำลังต้านทานสูงสุดก่อนที่ความแข็งแรงของตัวอย่างลดลง พร้อมกับการรับแรงที่ลดลงอย่างต่อเนื่อง แสดงให้เห็นว่าเมื่อโครงสร้างเกิดความเสียหายจากการรับแรงแผ่นดินไหว โครงสร้างไม่สามารถต้านทานแรงต่อไปได้ สำหรับการวนซ้ำในรอบสองและสามของแต่ละระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์จากกราฟที่ 4.1 แสดงให้เห็นว่าการวนซ้ำส่งผลให้ค่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงตั้งแต่ช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 3.55% การวนซ้ำในรอบสองและสามส่งผลให้กำลังต้านทานของตัวอย่างลดลงอย่างมากแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างนี้เกิดการวิบัติแล้ว

เมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างตัวอย่าง J7 และ J7R ที่ได้รับการออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบโดยทั่วไปในประเทศไทย(ว.ส.ท. 1008-38) ที่ไม่ได้คำนึงถึงการรับแรงแผ่นดินไหว จะเห็นว่าตัวอย่างทั้งสองมีกำลังต้านทานและการสลายพลังงานและความแข็งแรงได้เกือบเทียบเท่ากันแสดงว่าตัวอย่างทั้งสองไม่แตกต่างกันมากนัก

ตัวอย่าง J9 และ J9R



รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ J9 และ J9R

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของ J9 แสดงดังรูป 4.2 ตัวอย่าง J9 มีพฤติกรรมในแบบยืดหยุ่น (Elastic) ทั้งรอบการเคลื่อนที่ขึ้นและลงในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.37% หลังจากช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 0.37% จะเห็นว่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงแต่ไม่มาก ในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.73% ตัวอย่างสามารถรับแรงสูงสุด 56.1 kN ในรอบการเคลื่อนที่ขึ้นและสามารถรับแรงสูงสุด 62.3 kN ในรอบการเคลื่อนที่ลง ซึ่งเป็นกำลังต้านทานสูงสุดก่อนที่ความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงพร้อมกับการรับแรงที่ลดลงอย่างต่อเนื่อง แสดงให้เห็นว่าเมื่อโครงสร้างเกิดความเสียหายจากการรับแรงแผ่นดินไหวโครงสร้างไม่สามารถต้านทานแรงต่อไปได้ สำหรับการวนซ้ำในรอบสองและสามของแต่ละระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์จากกราฟที่ 4.2 แสดงให้เห็นว่าการวนซ้ำส่งผลให้ค่าความแรงแข็งของตัวอย่างลดลงตั้งแต่ช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.73% การวนซ้ำในรอบสองและสามส่งผลให้กำลังต้านทานของตัวอย่างลดลงอย่างมากแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างนี้เกิดการวิบัติแล้ว

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของ J9R แสดงดังรูป 4.2 ตัวอย่าง J9R มีพฤติกรรมในแบบยืดหยุ่น (Elastic) ทั้งรอบการเคลื่อนที่ขึ้นและลงในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.49% หลังจากช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 0.49% จะเห็นว่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงแต่ไม่มาก ในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.88% ตัวอย่างสามารถรับแรงสูงสุด 56.6 kN ในรอบการ

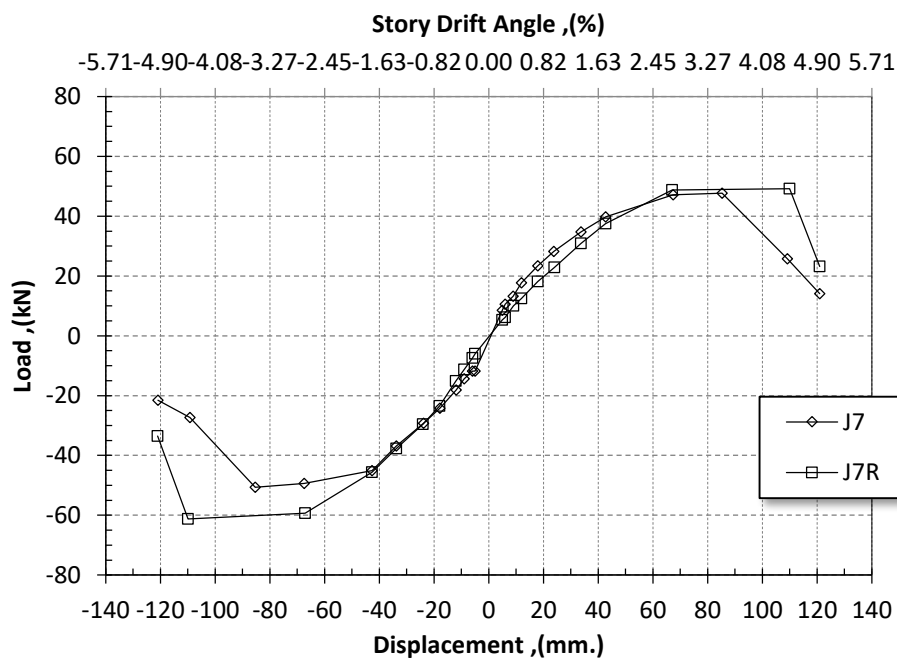
เคลื่อนที่ขึ้นและสามารถรับแรงสูงสุด 68.5 kN ในรอบการเคลื่อนที่ลง ซึ่งเป็นกำลังต้านทานสูงสุดก่อนที่ความแข็งแรงของตัวอย่างลดลง พร้อมกับการรับแรงที่ลดลงอย่างต่อเนื่อง แสดงให้เห็นว่าเมื่อโครงสร้างเกิดความเสียหายจากการรับแรงแผ่นดินไหว โครงสร้างไม่สามารถต้านทานแรงต่อไปได้ สำหรับการวนซ้ำในรอบสองและสามของแต่ละระยะการเคลื่อนที่สัมพันธ์จากกราฟที่ 4.2 แสดงให้เห็นว่าการวนซ้ำส่งผลให้ค่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงตั้งแต่ช่วงการเคลื่อนที่สัมพันธ์ 2.88% การวนซ้ำในรอบสองและสามส่งผลให้กำลังต้านทานของตัวอย่างลดลงอย่างมากแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างนี้เกิดการวิบัติแล้ว

เมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างตัวอย่าง J9 และ J9R ที่ได้รับการออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบโดยทั่วไปในประเทศไทย (ว.ส.ท. 1008-38) ที่ไม่ได้คำนึงถึงการรับแรงแผ่นดินไหว ทั้งสองตัวอย่างมีความใกล้เคียงจนเกือบเท่ากันทุกประการ แตกต่างที่ความแข็งแรงของตัวอย่างเพียงเล็กน้อย

4.2 Maximum load กับ %Drift ratio

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ %Drift ratio พบว่าเมื่อตัวอย่างทดสอบได้รับการทดสอบที่เพิ่มขึ้นทั้งแรงและระยะการเคลื่อนที่มากขึ้น ก่อให้เกิดรอยร้าว การแตก และการกะเทาะของคอนกรีต ส่งผลให้กราฟเริ่มมีลักษณะที่เป็นเส้นโค้งในช่วงปลายของแต่ละ %Drift ratio

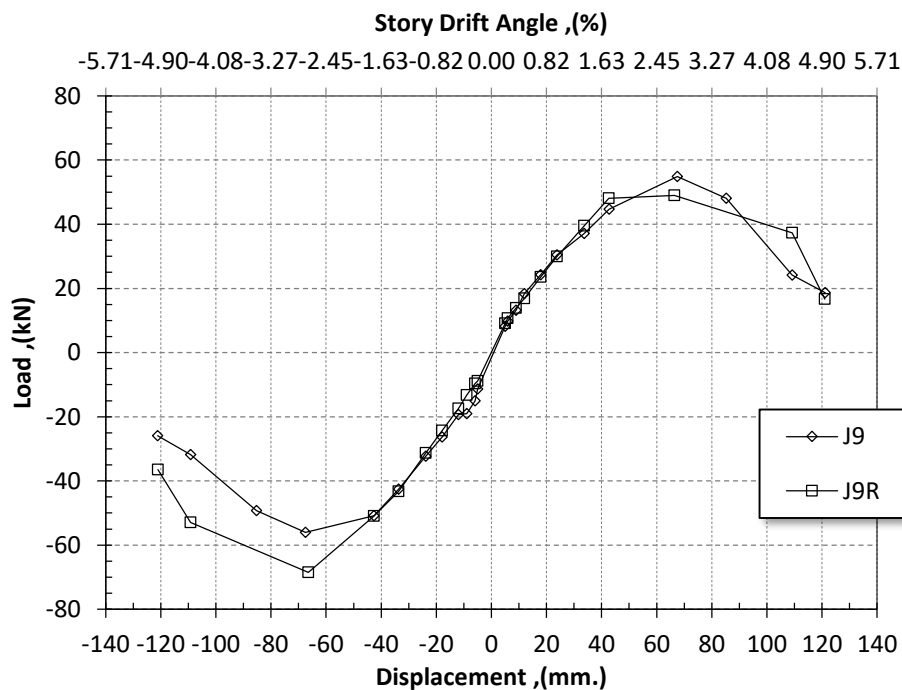
ตัวอย่าง J7 และ J7R



รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง Maximum load กับ %Drift ratio J7 และ J7R

จากรูปที่ 4.3 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ %Drift ratio ของตัวอย่าง J7 และ J7R พบว่าความชันในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์น้อยกว่า 1.63% บ่งบอกว่าความแข็งแรงของตัวอย่าง J7 มีค่าความแข็งแรงมากกว่าตัวอย่าง J7R และเมื่อระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 3.55% กำลังในการรับแรงของตัวอย่างทั้งสองมีพฤติกรรมการรับแรงลดลงอย่างมากและรวดเร็ว โดยที่ตัวอย่าง J7R ในช่วงระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เท่ากับ 2.74% ถึง 4.49% มีกำลังในการรับแรงคงที่และลดลงอย่างฉับพลันหลังการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 4.49%

ตัวอย่าง J9 และ J9R

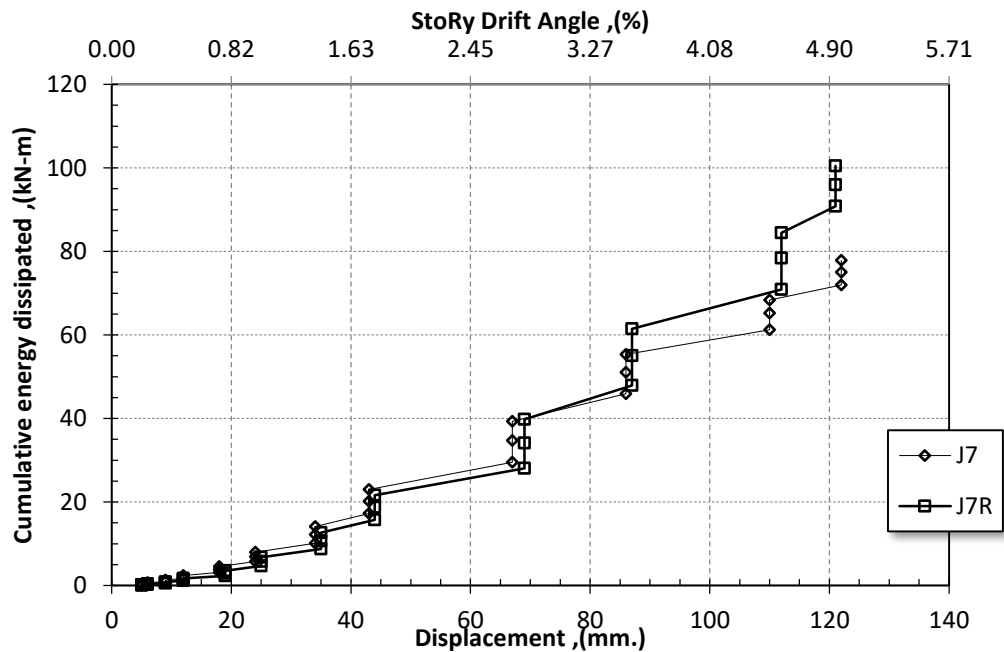


รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง Maximum load กับ %Drift ratio J9 และ J9R

จากรูปที่ 4.4 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ %Drift ratio ของตัวอย่าง J9 และ J9R พบว่าความชันในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์น้อยกว่า 0.73% บ่งบอกว่าความแข็งแรงของตัวอย่าง J9 มีค่าความแข็งแรงมากกว่าตัวอย่าง J9R แต่ไม่แตกต่างกันมาก ความแข็งแรงของตัวอย่างทั้งสองมีความใกล้เคียงกัน แต่ตัวอย่าง J9R รับกำลังได้มากกว่าตัวอย่าง J9 และเมื่อระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของตัวอย่างทั้งสองมากกว่า 2.73% กำลังในการรับแรงของตัวอย่างทั้งสองมีพฤติกรรมการรับแรงลดลงอย่างมาก

4.3 ค่าการสลายพลังงาน

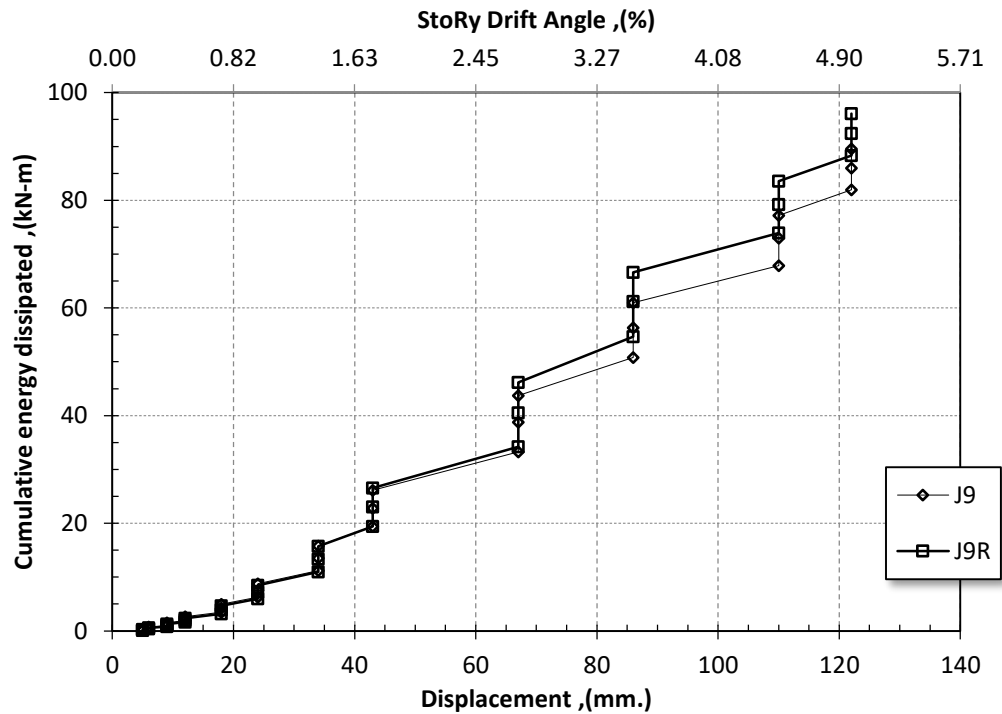
ตัวอย่าง J7 และ J7R



รูปที่ 4.5 พลังงานสะสม J7 และ J7R

ค่าการสลายพลังงานแสดงดังกราฟที่ 4.5 แสดงให้เห็นว่าเมื่อตัวอย่างมีระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่มากขึ้นพลังงานที่ถูกสลายมีค่ามากขึ้น ส่งผลให้ Hysteretic ของตัวอย่างมีวงกว้างมากขึ้น จากกราฟแสดงให้เห็นว่า J7 มีการสลายพลังงานที่น้อยกว่า J7R ซึ่งค่าการสลายพลังงาน J7 มีการสลายพลังงานสูงสุดเท่ากับ 77.8 kN-m และ J7R มีการสลายพลังงานสูงสุดเท่ากับ 100.5 kN-m โดยในช่วงแรกของระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์การสะสมพลังงานของทั้งสองตัวอย่างมีลักษณะการสลายพลังงานที่การทดสอบวนซ้ำสามครั้ง ในแต่ละรอบมีสลายพลังงานได้ใกล้เคียงกันและสลายพลังงานได้ไม่มาก Hysteretic มีวงแคบ เมื่อระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J7 และ J7R เท่ากับ 2.77% ความสูงของกราฟในช่วงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เดียวกันมีความสูงมากขึ้นส่งผลให้กราฟ Hysteretic มีวงที่กว้างแต่ไม่มากเท่าใดนัก และการสลายพลังงานของตัวอย่าง J7R มากกว่าตัวอย่าง J7 เท่ากับ 1.3 เท่า

ตัวอย่าง J9 และ J9R

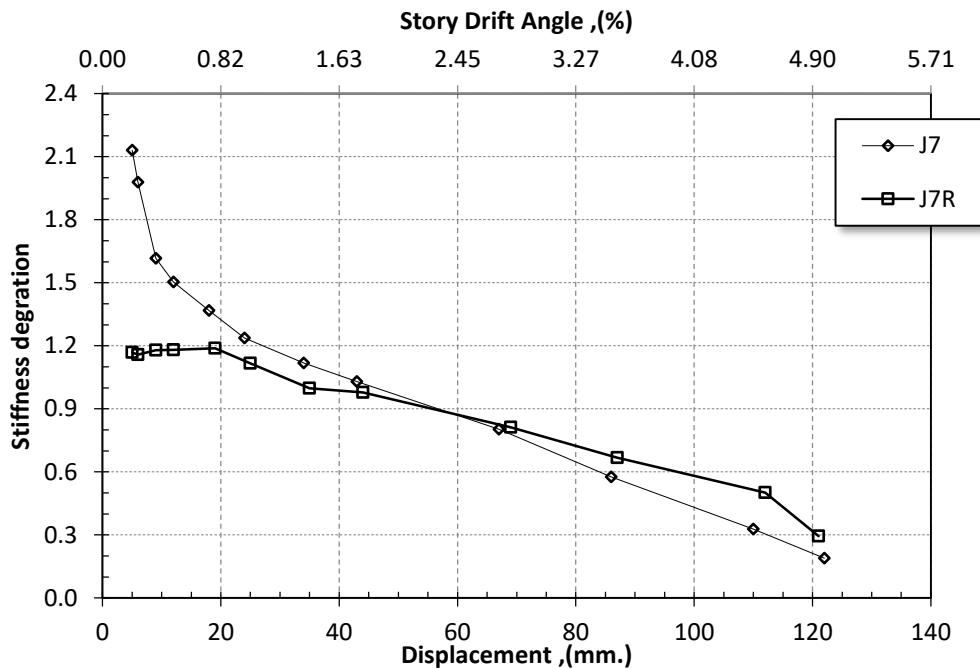


รูปที่ 4.6 พลังงานสะสม J9 และ J9R

ค่าการสลายพลังงานแสดงดังกราฟที่ 4.6 แสดงให้เห็นว่าเมื่อตัวอย่างมีระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่มากขึ้นพลังงานที่ถูกสลายมีค่ามากขึ้น ส่งผลให้ Hysteretic ของตัวอย่างมีวงกว้างมากขึ้น จากกราฟแสดงให้เห็นว่า J9 มีการสลายพลังงานที่น้อยกว่า J9R ซึ่งค่าการสลายพลังงาน J9 มีการสลายพลังงานสูงสุดเท่ากับ 89.5 kN-m และ J9R มีการสลายพลังงานสูงสุดเท่ากับ 96.1 kN-m โดยในช่วงแรกของระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์การสะสมพลังงานของทั้งสองตัวอย่างมีลักษณะการสลายพลังงานที่การทดสอบวนซ้ำสามครั้ง ในแต่ละรอบมีสลายพลังงานได้ใกล้เคียงกันและสลายพลังงานได้ไม่มาก Hysteretic มีวงแคบ เมื่อระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J9 และ J9R เท่ากับ 2.77% ความสูงของกราฟในช่วงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เดียวกันมีความสูงมากขึ้นส่งผลให้กราฟ Hysteretic มีวงที่กว้างแต่ไม่มากเท่าใดนัก และการสลายพลังงานของตัวอย่าง J9R มากกว่าตัวอย่าง J9 เท่ากับ 1.1 เท่า

4.4 ค่าความเสื่อมถอยของความแข็งเกร็ง

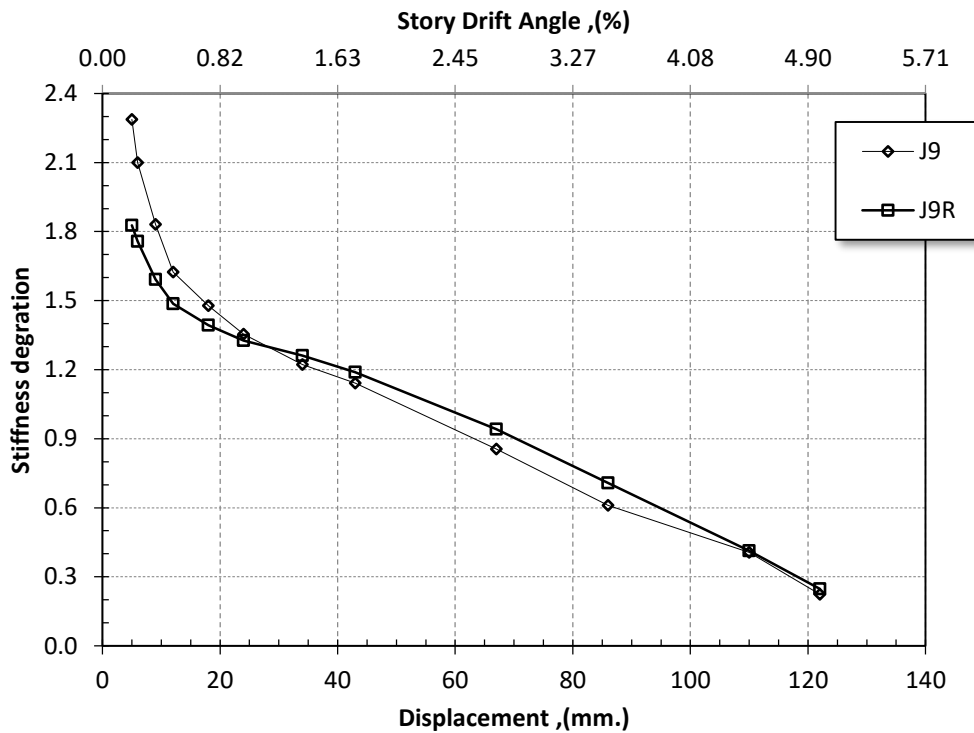
ตัวอย่าง J7 และ J7R



รูปที่ 4.7 ค่าความเสื่อมถอยของความแข็งเกร็ง J7 และ J7R

เมื่อเปรียบเทียบค่าความแข็งเกร็งของตัวอย่าง J7 และ J7R พบว่าตัวอย่าง J7R มีการเสื่อมถอยของค่าความแข็งเกร็งในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์น้อยกว่า 0.78% ค่าความเสื่อมถอยของความแข็งเกร็งมีการเพิ่มขึ้นแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างมีความแกร่งมากขึ้นเมื่อได้รับแรงกระทำ เมื่อการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 0.73% ค่าความเสื่อมถอยของความแข็งเกร็งของตัวอย่างลดลงจนกระทั่งการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 1.43% ถึง 1.80% ความแกร่งของตัวอย่างคงตัว จากนั้นการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 1.80% ค่าความเสื่อมถอยของความแข็งเกร็งเริ่มมาลดลงแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างมีความแกร่งลดลงและในช่วงระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สุดท้ายค่าความเสื่อมถอยของความแกร่งของตัวอย่าง J7R เกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว ในทางตรงกันข้ามตัวอย่าง J7 ในช่วงระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์น้อยกว่า 0.73% เกิดการเสื่อมถอยของค่าความแข็งเกร็งอย่างรวดเร็วและช้าลงเมื่อระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 0.73% เกิดการเสื่อมถอยอย่างต่อเนื่อง จากนั้นการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 1.80% ถึง 2.82% ค่าความเสื่อมถอยของความแข็งเกร็งมีค่าใกล้เคียงกัน แต่ค่าความเสื่อมถอยของความแกร่งเกิดขึ้นน้อยกว่า J7R ซึ่งโครงสร้างที่เกิดความเสื่อมถอยของตัวอย่างเช่นนี้เป็นลักษณะที่ไม่ดีต่อโครงสร้างอาคารเพราะเมื่อเกิดความเสียหายจะเกิดการวิบัติแบบรวดเร็วซึ่งเป็นอันตรายต่อผู้ใช้อาคาร

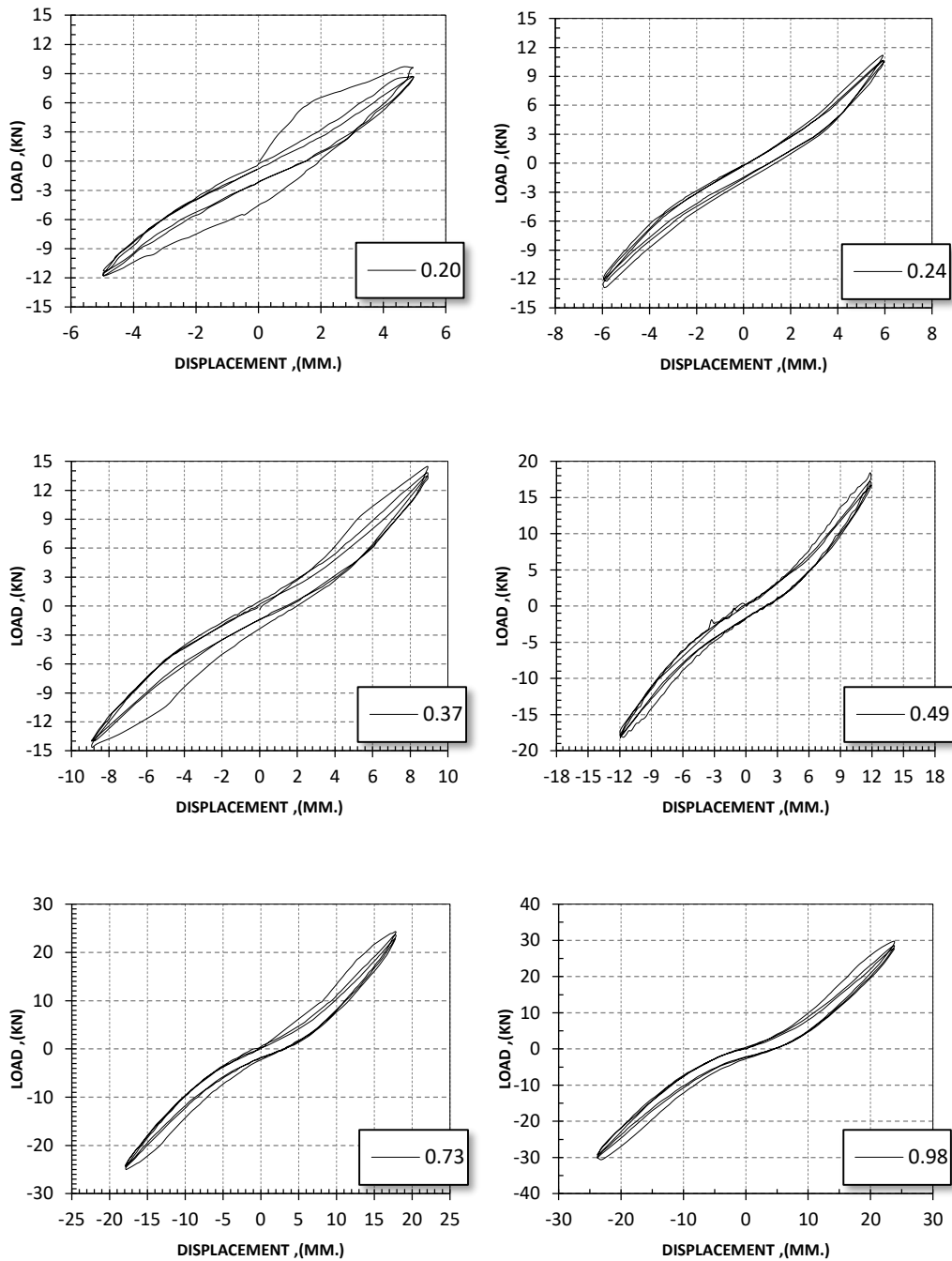
ตัวอย่าง J9 และ J9R



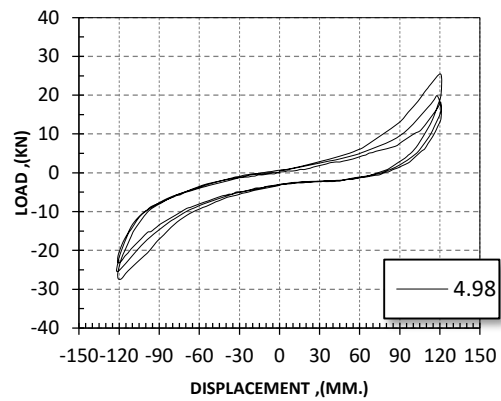
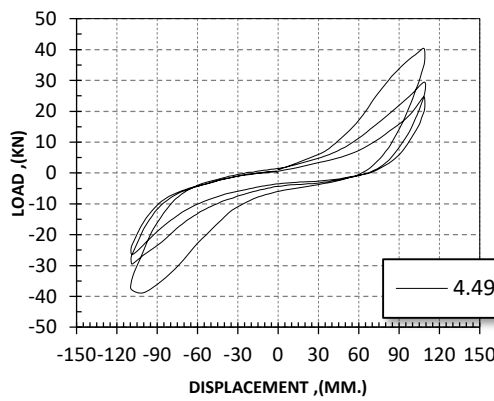
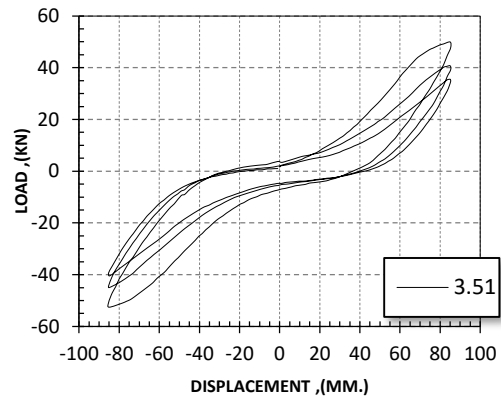
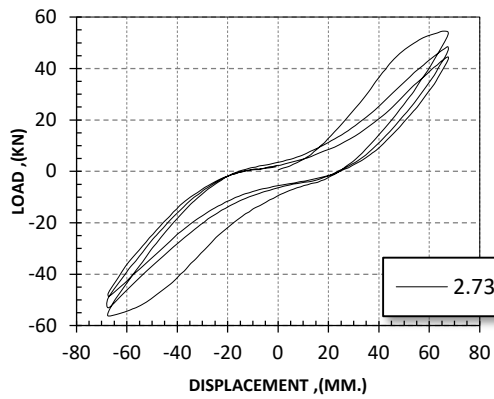
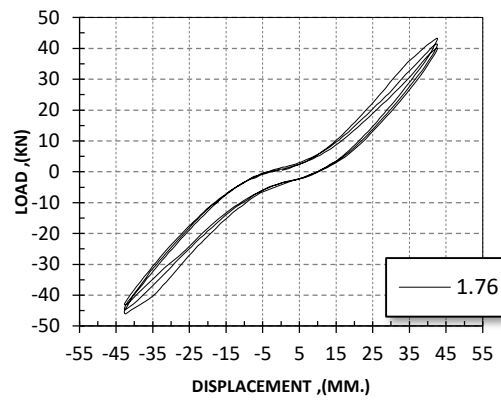
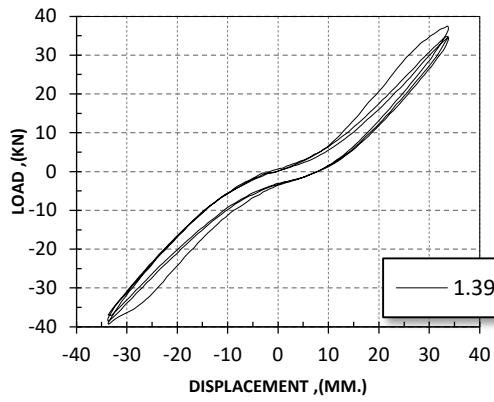
รูปที่ 4.8 ค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรง J9 และ J9R

เมื่อเปรียบเทียบค่าความแข็งแรงของตัวอย่าง J9 และ J9R พบว่าตัวอย่าง J9R มีการเสื่อมถอยของค่าความแข็งแรงในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์น้อยกว่า 0.49% เกิดการเสื่อมถอยของค่าความแข็งแรงอย่างรวดเร็วและช้าลงเมื่อระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากขึ้นและตัวอย่าง J9 ในช่วงระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์น้อยกว่า 0.49% เกิดการเสื่อมถอยของค่าความแข็งแรงอย่างรวดเร็วและช้าลงเมื่อระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากกว่า 0.49% แต่ยังคงเกิดการเสื่อมถอยอย่างต่อเนื่องและเกิดขึ้นมากกว่า J9R ซึ่งโครงสร้างที่เกิดความเสื่อมถอยของตัวอย่างเช่นนี้เป็นลักษณะที่ไม่ดีต่อโครงสร้างอาคารเพราะเมื่อเกิดความเสียหายจะเกิดการวิบัติแบบรวดเร็วซึ่งเป็นอันตรายต่อผู้ใช้อาคาร

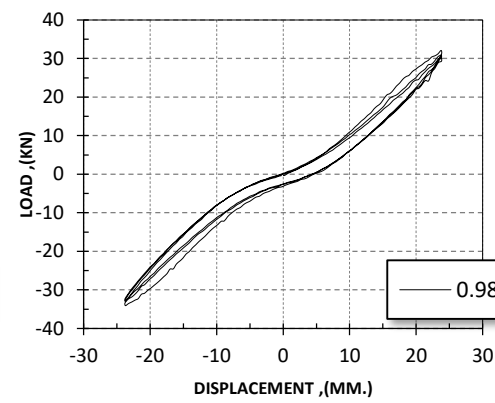
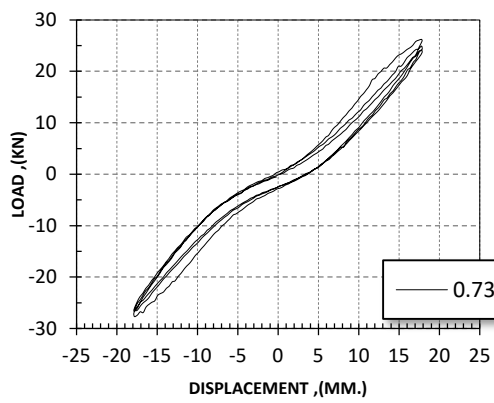
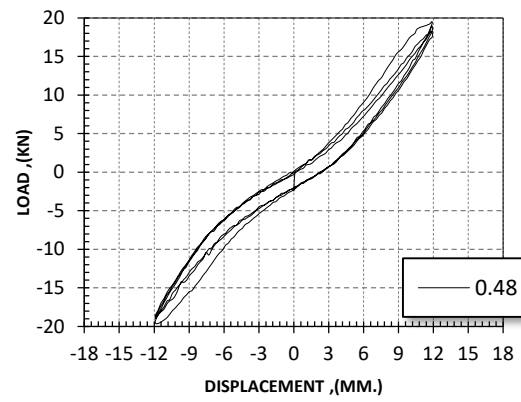
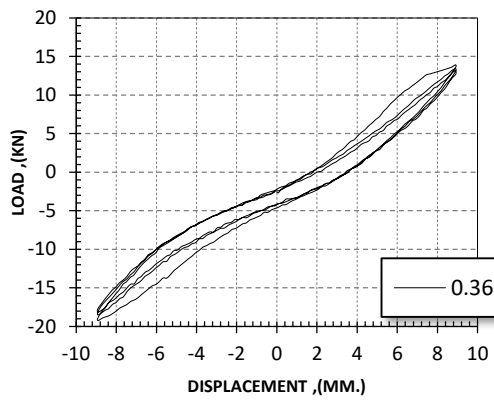
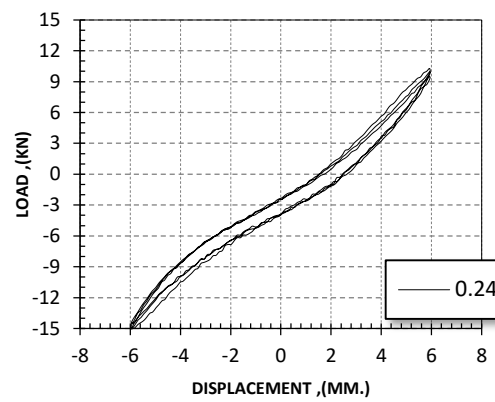
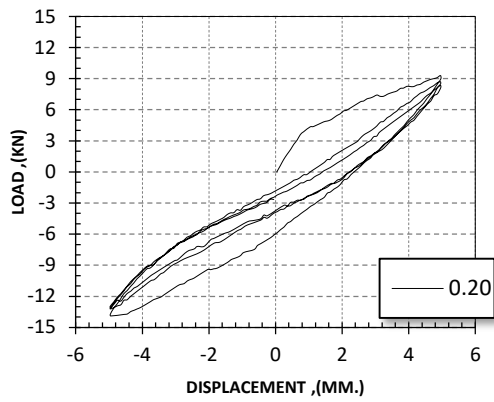
4.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละรอบของการเคลื่อนที่



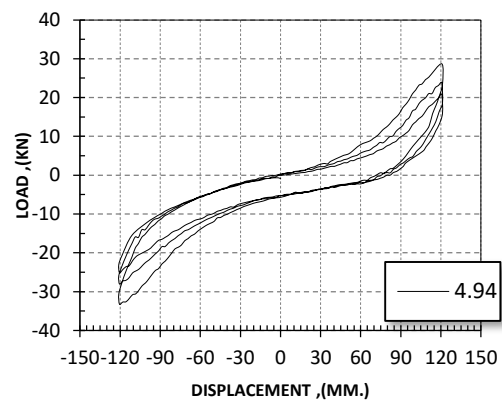
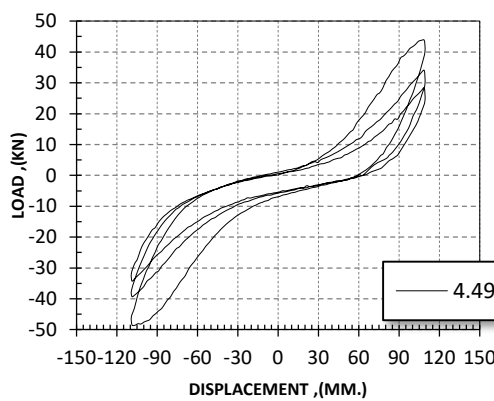
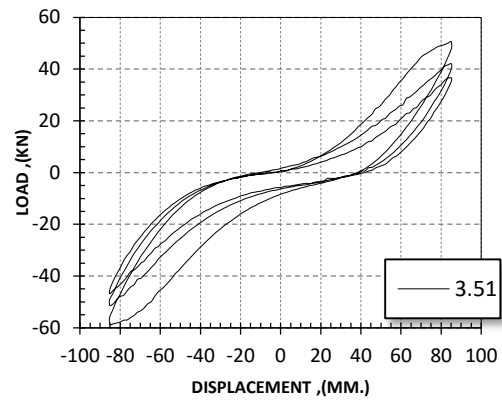
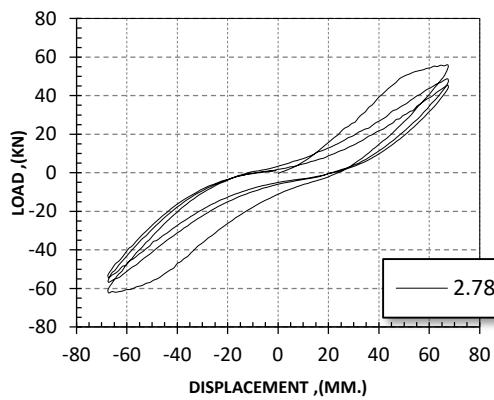
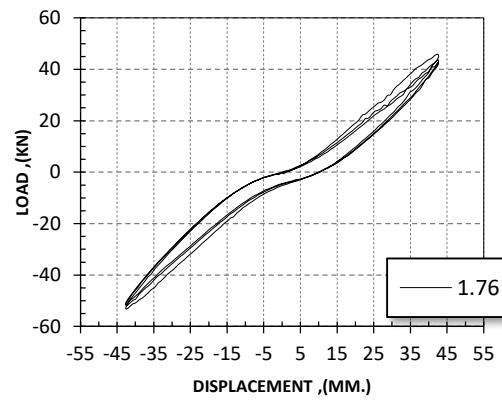
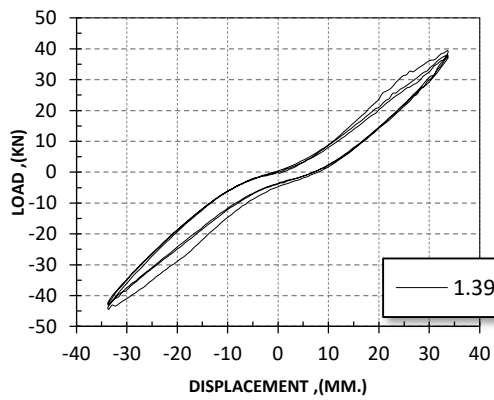
รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J7 (0.20% – 0.98% Story Drift Angle)



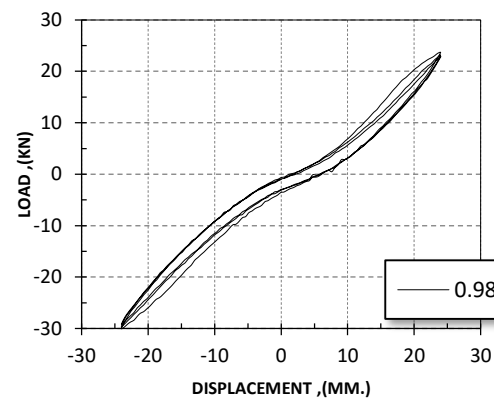
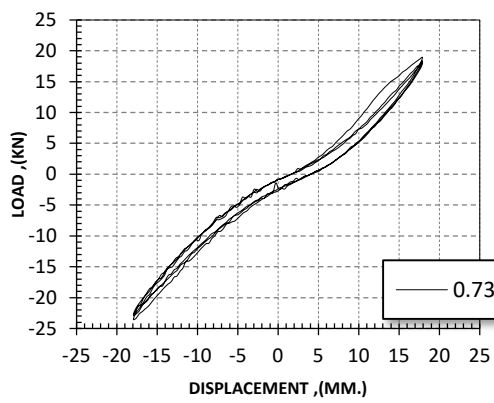
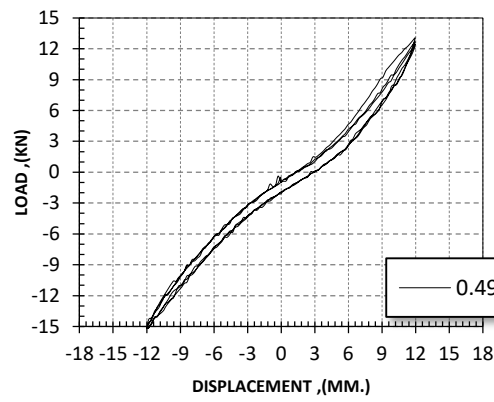
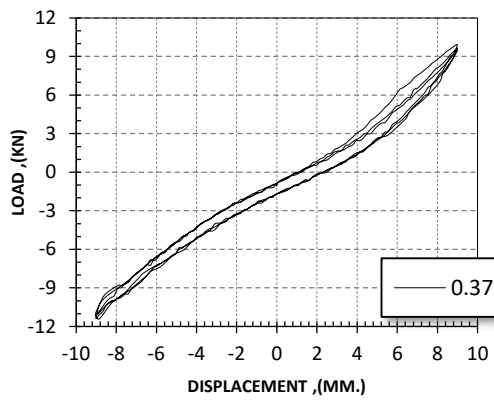
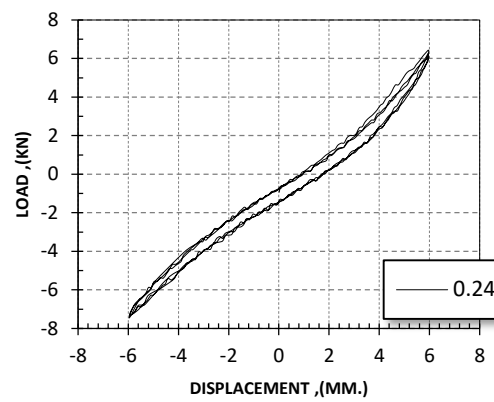
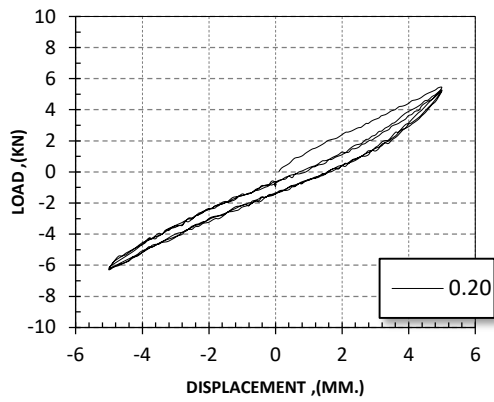
รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ของตัวอย่าง J7 (1.39% – 4.98% Story Drift Angle)



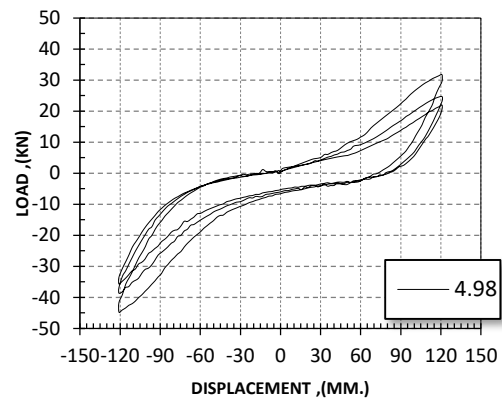
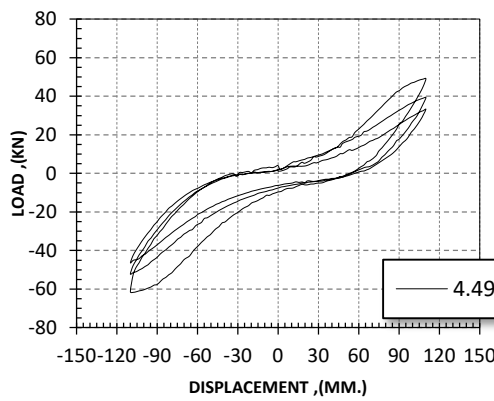
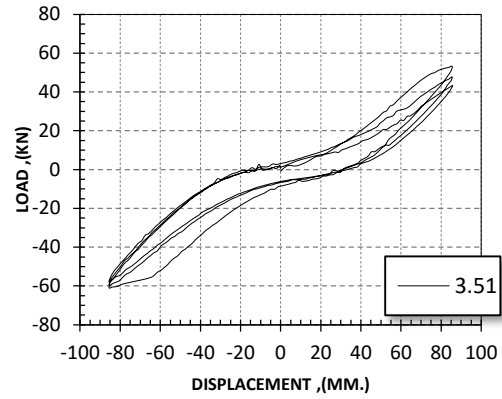
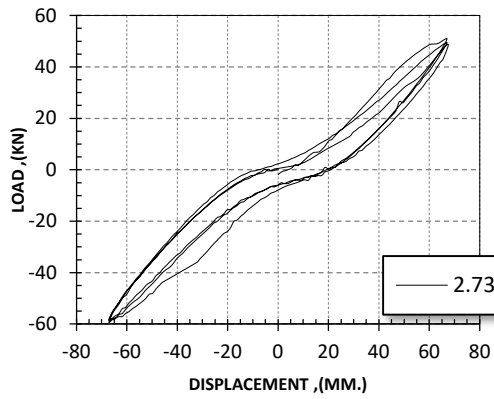
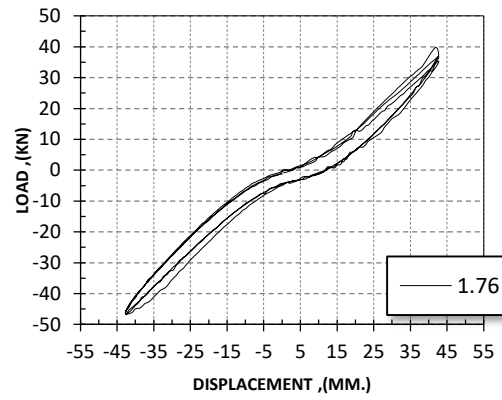
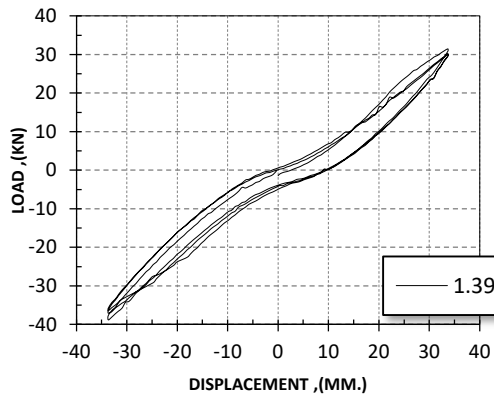
รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ของตัวอย่าง J9 (0.20% – 0.98% Story Drift Angle)



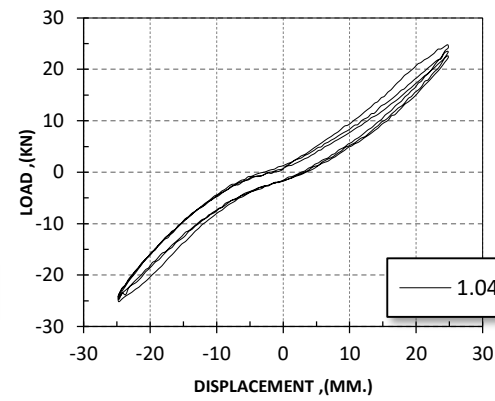
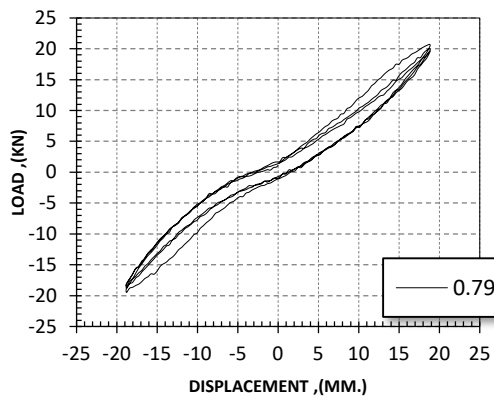
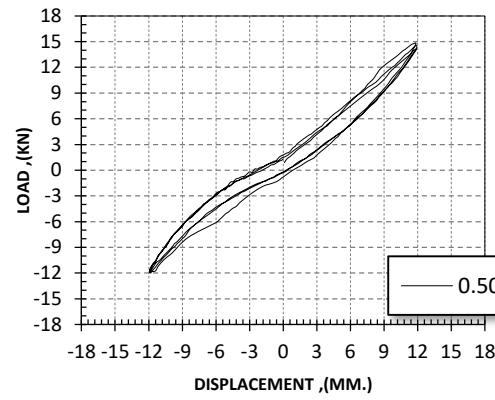
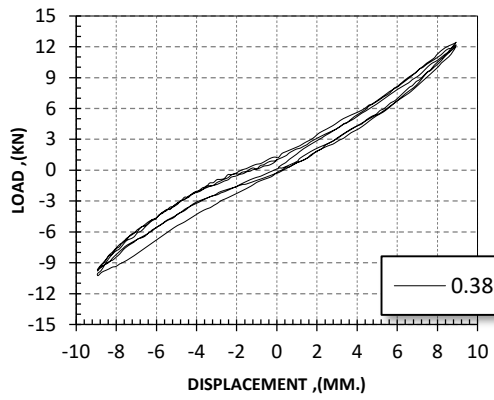
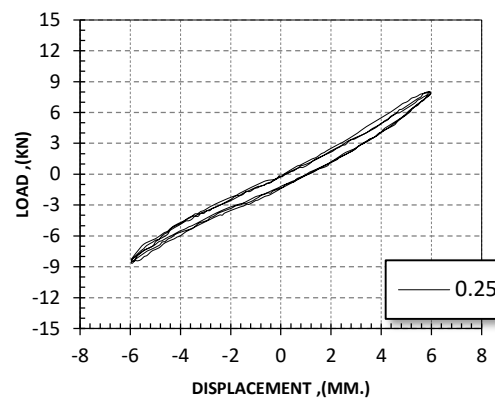
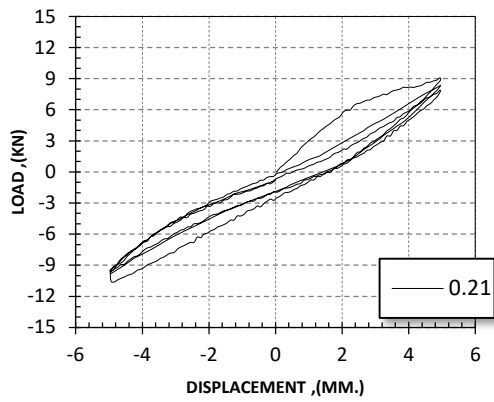
รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J9 (1.39% – 4.94% Story Drift Angle)



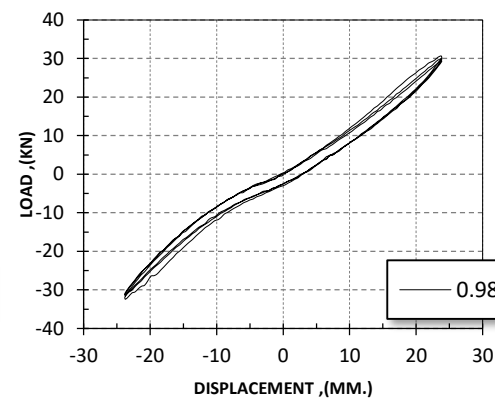
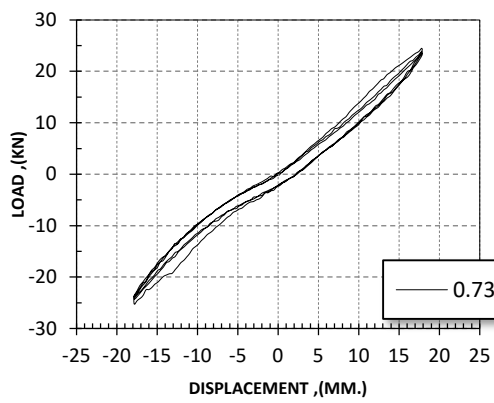
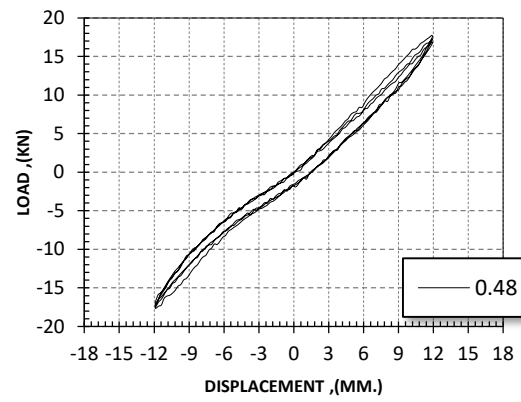
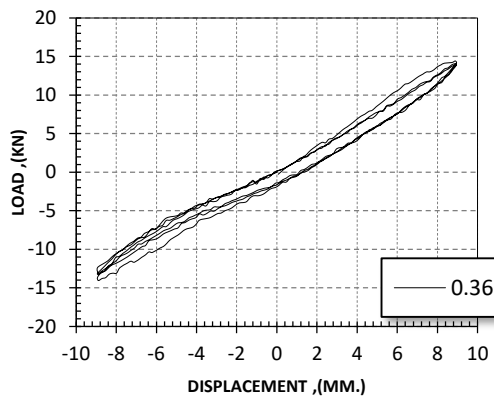
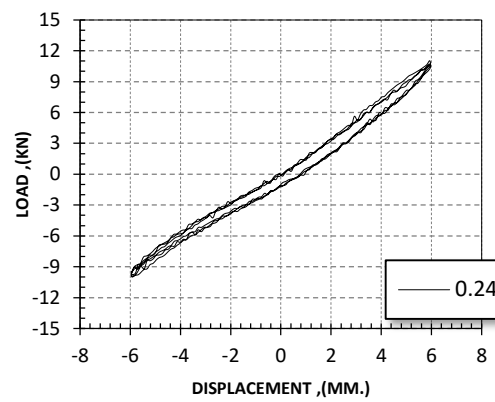
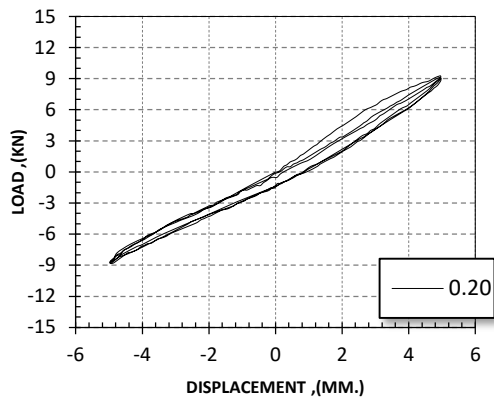
รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ของตัวอย่าง J7R (0.20% – 0.98% Story Drift Angle)



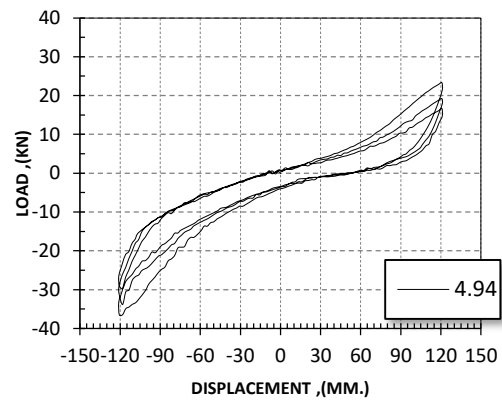
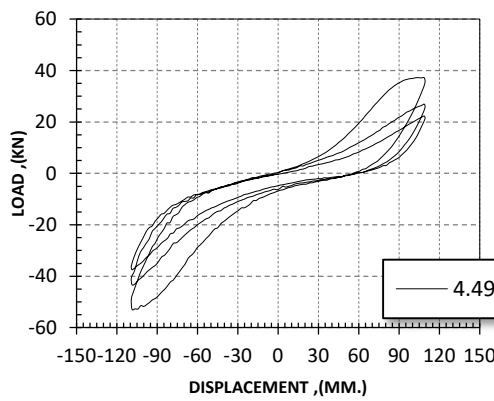
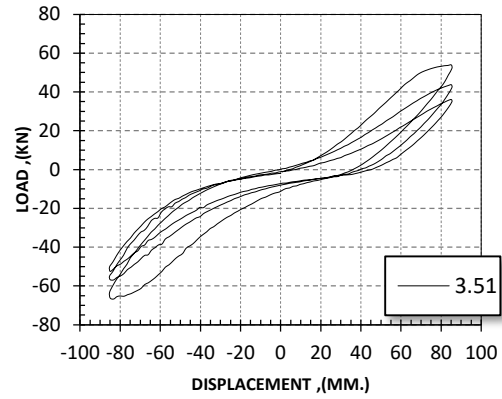
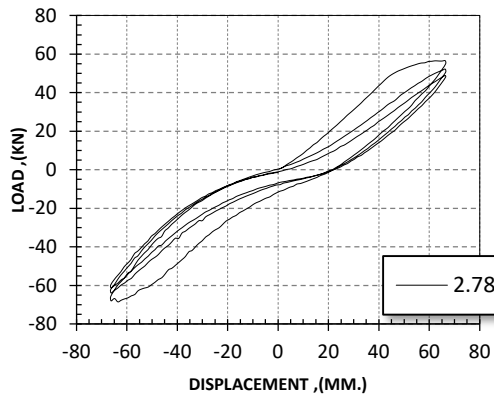
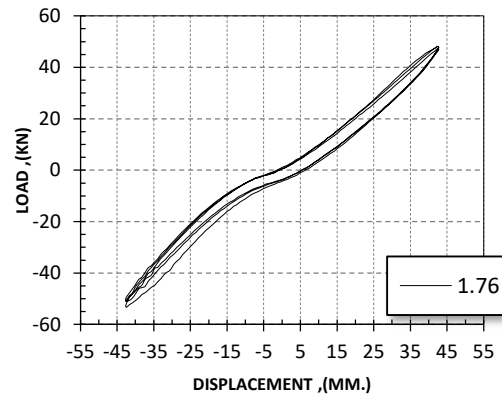
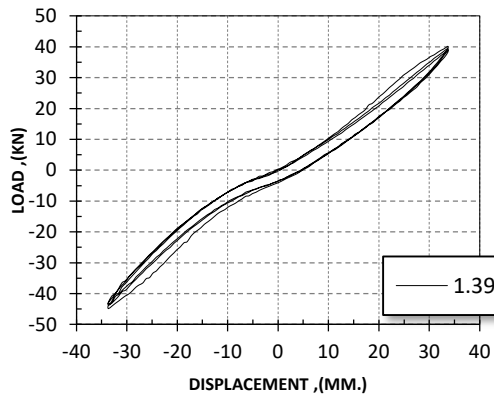
รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J7R (1.39% – 4.98% Story Drift Angle)



รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ของตัวอย่าง J8R (0.21% – 1.04% Story Drift Angle)



รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ของตัวอย่าง J9R (0.20% – 0.98% Story Drift Angle)



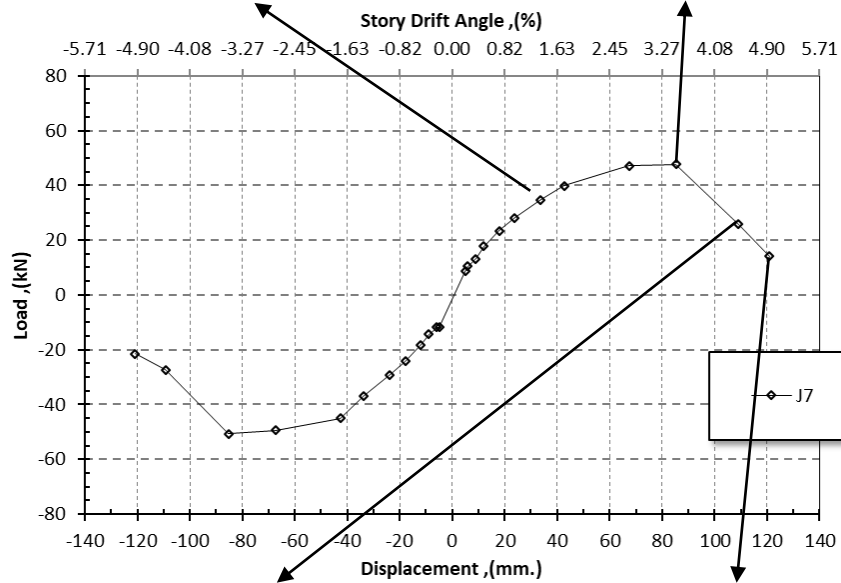
รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J9R (1.39% – 4.94% Story Drift Angle)

4.6 ลักษณะการพังของตัวอย่างทดสอบ



ความเสียหายตัวอย่าง J7 ที่เหล็กเสริมร้าว

ความเสียหายตัวอย่าง J7 ที่จุดรับกำลังสูงสุด



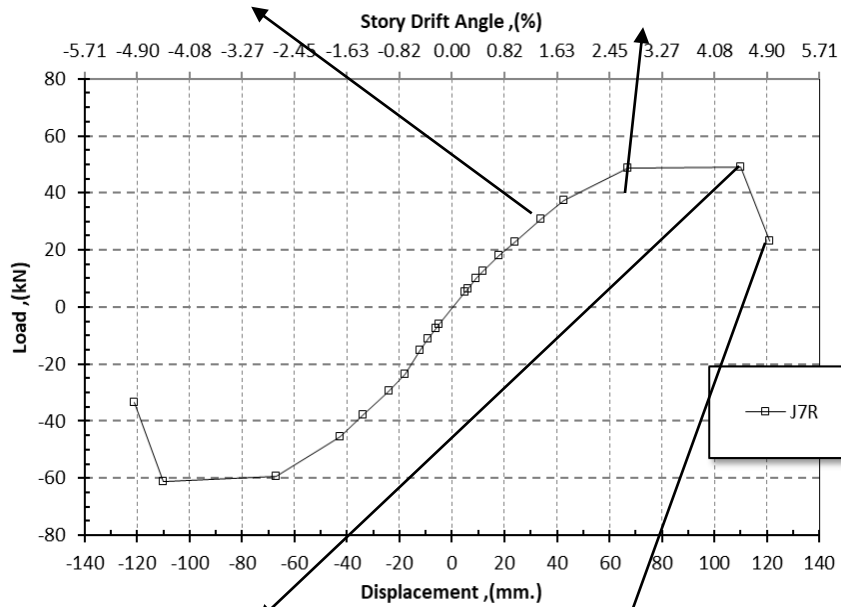
ความเสียหายตัวอย่าง J7 ที่เห็นเหล็กเสริม

ความเสียหายตัวอย่าง J7 ที่เกิดการวิบัติ



ความเสียหายตัวอย่าง J7R ในช่วงยืดหยุ่น

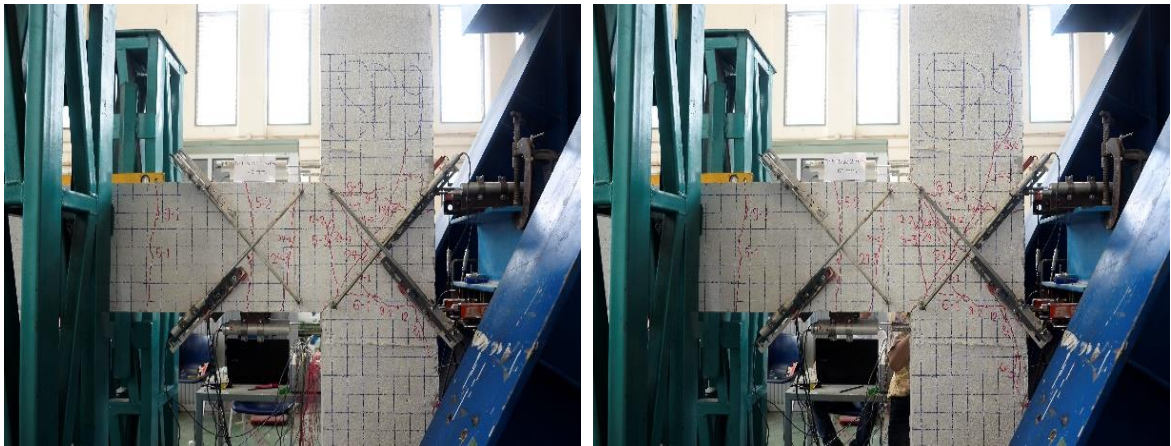
ความเสียหายตัวอย่าง J7R ที่จุดรับกำลังสูงสุด



ความเสียหายตัวอย่าง J7R เมื่อแผ่นไฟเบอร์เริ่มฉีกขาด

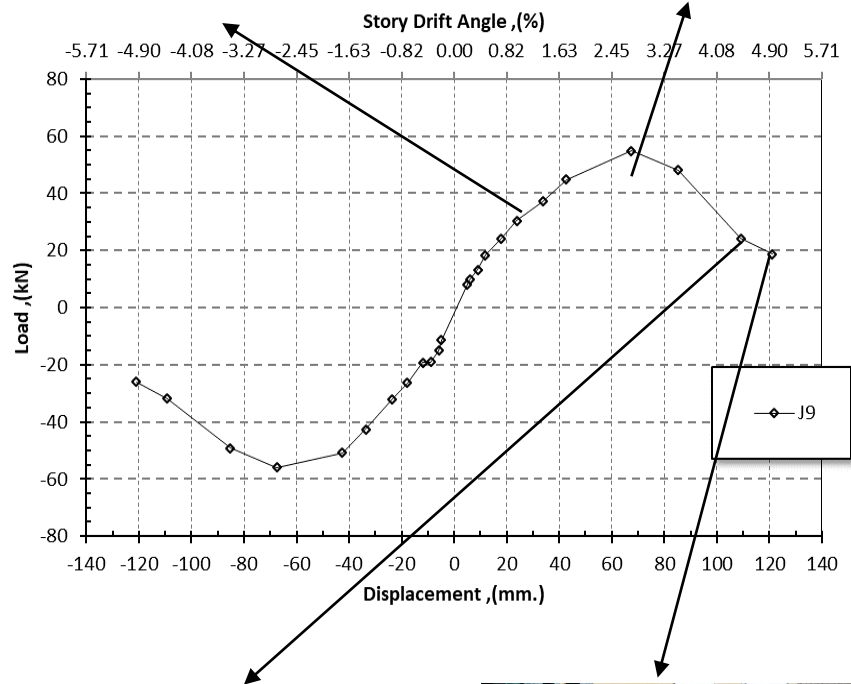


ความเสียหายตัวอย่าง J7R เมื่อแผ่นไฟเบอร์ฉีกขาดสมบูรณ์



ความเสียหายตัวอย่าง J9 ที่เหล็กเสริมคกราก

ความเสียหายตัวอย่าง J9 ที่จุดรับกำลังสูงสุด



ความเสียหายตัวอย่าง J9 ที่เห็นเหล็กเสริม

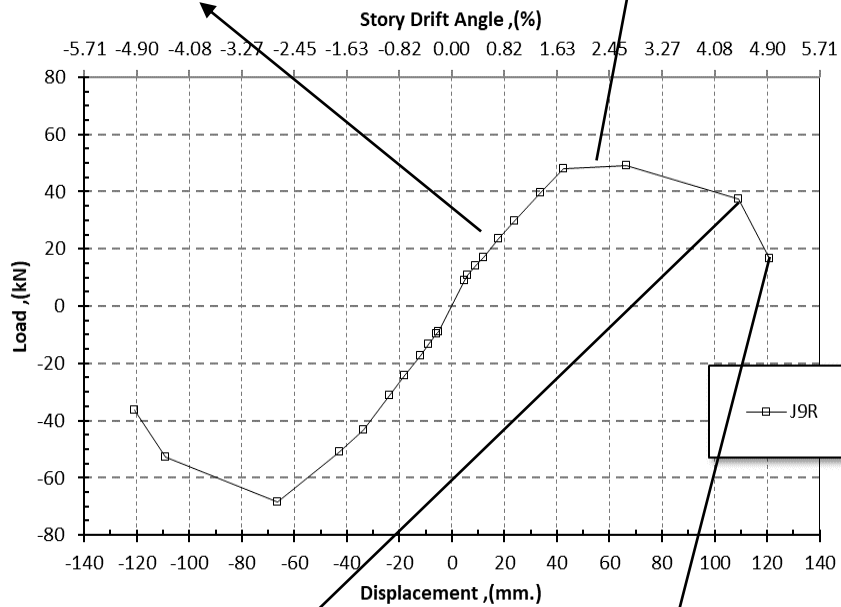
ความเสียหายตัวอย่าง J9 ที่เกิดการวิบัติ



ความเสียหายตัวอย่าง J9R ในช่วงยืดหยุ่น



ความเสียหายตัวอย่าง J9R ที่จุดรับกำลังสูงสุด



ความเสียหายตัวอย่าง J9R เมื่อแผ่นไฟเบอร์เริ่มฉีกขาด



ความเสียหายตัวอย่าง J9R เมื่อแผ่นไฟเบอร์ฉีกขาดสมบูรณ์

บทที่ 6

สรุปผลการศึกษา

พฤติกรรมการรับแรงสลับทิศจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเคลื่อนตัว (Hysteretic Loop) และการสลายพลังงานจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าพลังงานสะสมและระยะการเคลื่อนตัว (Cumulative Energy Dissipation)

จากการทดสอบพบว่า Hysteretic Loop ของตัวอย่างที่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์มีขนาดใหญ่กว่าตัวอย่างที่ไม่ได้พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ทั้ง 2 ตัวอย่าง แสดงให้เห็นว่าความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างที่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ดีกว่าโดยเฉพาะตัวอย่าง J7R นอกจากนี้เมื่อเปรียบเทียบแรงที่จุดสูงสุดพบว่า ข้อต่อ J7R เมื่อแรงกระทำที่ปลายคานถึงจุดสูงสุดทั้งด้านบวกและลบที่การหมุนประมาณ $\pm 2.5\%$ radian ข้อต่อนี้ยังสามารถรับแรงสูงสุดนี้ต่อไปได้จนถึงการหมุนที่ $\pm 4\%$ radian เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่าง J7 ที่ไม่ได้พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ สำหรับตัวอย่าง J9R นั้นผลของการพันแผ่นไฟเบอร์ไม่สามารถช่วยให้ข้อต่อยังคงแรงสูงสุดต่อไปได้อย่างชัดเจน อย่างไรก็ตามแผ่นไฟเบอร์ช่วยให้ข้อต่อค่อยๆสูญเสียความสามารถในการรับแรงกระทำ แตกต่างจากข้อต่อ J9 ที่ไม่พันแผ่นไฟเบอร์เมื่อรับแรงถึงจุดสูงสุดแล้วแรงกระทำจะตกลงทันที สรุปได้ว่าการพันแผ่นไฟเบอร์ช่วยให้ข้อต่อสามารถสลายพลังงานได้ดีกว่าและรักษาเสถียรภาพการรับแรงสูงสุดได้ดีอีกด้วย

พฤติกรรมด้านความเสื่อมถอยของความแข็งแรงจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Stiffness Degradation และระยะการเคลื่อนตัว

การลดลงของค่าความแข็งแรงนั้นยิ่งเกิดขึ้นยิ่งดีเนื่องจากจะส่งผลให้โครงสร้างมีความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ได้อย่างมีเสถียรภาพเมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวขึ้น โดยเมื่อเปรียบเทียบการลดลงของค่าความแข็งแรงของตัวอย่างที่พันและไม่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ พบว่าตัวอย่างที่มีการลดลงของค่าความแข็งแรงน้อยที่สุดในช่วงแรกของการเกิดระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ไม่เกิน 20 มม.คือ J7R รองลงมาคือ J9R ส่วน J7 และ J9 มีค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรงในช่วงนี้ใกล้เคียงกัน ส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่าง 20-120 มม. นั้นตัวอย่าง J9 และ J9R มีค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรงใกล้เคียงกัน ส่วน J7R มีการเสื่อมถอยของความแข็งแรงในช่วงนี้น้อยกว่า J7 มาก สรุปได้ว่าการพันแผ่นไฟเบอร์ช่วยให้ข้อต่อมีความสามารถรักษาเสถียรภาพเมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวในช่วงต้นๆของการ

เคลื่อนตัวได้ดี และยังช่วยรักษาความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ต่อไปได้ดีกว่าข้อต่อที่ไม่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์

พฤติกรรมด้านการวิบัติ

รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างที่ไม่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ J7 และ J9 เกิดการอัดแตกของคอนกรีตที่บริเวณข้อต่อเนื่องจากแรงเฉือน (Joint Shear) ส่วนตัวอย่าง J7R และ J9R ที่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์นั้น การพังเกิดจากการฉีกขาดของแผ่นไฟเบอร์

เอกสารอ้างอิง

- 1) ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และ เป็นหนึ่ง วานิชชัย (1994), “ความเสียหายจากแผ่นดินไหวที่อำเภอพาน จังหวัดเชียงราย”, โยธาสาร วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ปีที่ 7 ฉบับที่ 1 หน้า 9-16.
- 2) เป็นหนึ่ง วานิชชัย (1995), “บทเรียนจากแผ่นดินไหวที่โกเบ”, เอกสารประกอบการประชุมทางวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 2 วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, เชียงใหม่ 9-11 พฤศจิกายน หน้า 79-84.
- 3) เป็นหนึ่ง วานิชชัย และ อาเคะ ลิซานโตโน (1994), “การวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย”, วิศวกรรมสารฉบับวิจัยและพัฒนา, วิศวกรรมสารแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, ปีที่ 5 ฉบับที่ 1 พ.ศ. 2537, หน้า 69-91.
- 4) American Concrete Institute Committee 318 (1999), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318), American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan, USA.
- 5) ACI Committee 2005. Building Code requirements for structural concrete (ACI 318-05) American Concrete Institute, Farmington Hills, MI 48331.
- 6) ACI-ASCE Committee 352 (1985). Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures. ACI Structural Journal. Proceedings Vol. 82 No. 3 : 266–283.
- 7) MacGregor G. (1997), Reinforced Concrete: Mechanics and Design, 3rd Ed., Prentice Hall.
- 8) K. Maekawa, A. Pimanmas and H.Okamura, 2003. Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete Spon Press.
- 9) Do Tein Thinh. (2003). “Seismic Performance of Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages without Seismic Detailing”. Thesis No. ST-03-30, Asian Institute of Technology.
- 10) Chayut Chejaroen. (2004). “Effect of Bond Deterioration on Seismic of R/C Interior Beam-Column Joint without Seismic Detailing”. Thesis No. ST-04-5, Asian Institute of Technology.
- 11) T. Paulay and M.J.N. Priestley, (1992)., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. USA: John-Wiley & Sons.

- 12) Nanni, A., and Bradford, N. M., “FRP jacketed concrete under uniaxial compression.”, *Construction and Building Materials*, 1995, V.9(2), pp 115-124.
- 13) Beres, A., Pessiki, S. P., White, R. N., and Gergely, P. (1996). “Implications of experiments on the seismic behavior of gravity load designed RC beam-to-column connections.” *Earthquake Spectra*, 12(2), 185-198.
- 14) T. Paulay, and R., Park, (1984)., *Joints of Reinforced Concrete Frames Designed for Earthquake Resistance*, Research Report 84-89, Department of Civil Engineering, University of Caterbury, Christchurch.
- 15) Ehsani, M., R., and Wight, J., K., (1985). “Exterior Reinforced Concrete Beam-to-Column Connections Subjected to Earthquake-Type Loading,” *ACI Journal*, July-August, pp. 492-499.
- 16) Hakuto et al., (2000)., Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details, *ACI Structural Journal* 97(1), 11–25.
- 17) Worakanchara, K.,(2002). “Quasi-Static cyclic loading test of reinforce concrete columns with lap splice”. *Proceedings of the National Convention on Civil Engineering (NCCE-8)*, Khon Khen, Thailand, STR 77-82.
- 18) อานนท์ วงษ์แก้ว และ คณะ (2552), “การพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานคองกรีตเสริม”, *โครงการทางวิศวกรรมโยธา, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยบูรพา*
- 19) Meinheit, D., F., and Jirsa, J., O., (1981). “Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Connections”. *Journal of The Structural Division*. Vol. 107(11): 2227–2244.
- 20) Prota, A., Nanni, A., Manfredi, G., and Cosenza, E. (2001). “Selective upgrade of beam-column joints with composites.” *Proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering*, Hong Kong.
- 21) Prota, A., Manfredi, G., Nanni, A., and Cosenza, E. (2002). “Selective seismic strengthening of RC frames with composites.” *Proceedings of the Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (CD-ROM)*, Boston, MA.
- 22) Ghojarah, A., and Said, A. (2002). “Shear strengthening of beam-column joints.”, *Engineering Structures: The Journal of Earthquake, Wind and Ocean Engineering*; 24(7), 881-888.

- 23) El-Amoury, T., and Ghobarah, A. (2002). "Seismic rehabilitation of beamcolumn joint using GFRP sheets." *Engineering Structures: The Journal of Earthquake, Wind and Ocean Engineering*, 24(11), 1397-1407.
- 24) Clyde, C., and Pantelides, C. P. (2002). "Seismic evaluation and rehabilitation of R/C exterior building joints." *Proceedings of the Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (CD-ROM)*, Boston, MA.
- 25) Sharma, A., Reddy, G.R., Eligehausen, R., Vazea, K.K., (2011). "Strength and ductility of RC beam-column joints of non-safety related structures and recommendations by national standards". *Nuclear Engineering and Design*, 241, pp. 1360-1370.
- 26) Siva, C. K.R., Thirugnanam, G.S., (2012). "Comparative Study on Behaviour of Reinforced Beam-Column Joints with Reference to Anchorage Detailing". *Journal of Civil Engineering Research*, 2(4), pp. 12-17.
- 27) Misir, I.S., Kahraman, S., (2013). "Strengthening of non-seismically detailed reinforced concrete beam-column joints using SIFCON blocks" *Indian academy of sciences*, 38(1), pp. 69-88, February.
- 28) อานนท์ วงษ์แก้ว และ คณะ (2558) "การทดสอบข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมภายใต้แรงวัฏจักร" การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20 STR448 หน้า 1-9