



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. 2561  
มหาวิทยาลัยบูรพา

รหัสโครงการ 256109A1080014

สัญญาเลขที่ ๑๕๘/๒๕๖๑

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

การซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทยเมื่อรับ  
แรงแผ่นดินไหวด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้ว

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

ผศ. ดร. อานนท์ วงษ์แก้ว

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยบูรพา

กุมภาพันธ์ ๒๕๖๓

## บทคัดย่อ

โครงการวิจัยมีวัตถุประสงค์เพื่อทำการประยุกต์ใช้แผ่นไฟเบอร์เสริมเสริมกำลังในการซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (ค.ส.ล.) ของเสาต้นริมที่เสียหายเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ด้วยการทดสอบตัวอย่างข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล.ขนาดใหญ่เท่าขนาดจริงในห้องปฏิบัติการ โดยมุ่งเน้นไปที่ข้อต่อของเสาต้นริม ที่ถูกออกแบบและมีรายละเอียดการเสริมเหล็กของคานและเสาเพื่อรับแรงในแนวตั้งเท่านั้น นอกจากนี้ข้อต่อเหล่านี้ยังถูกก่อสร้างและมีการเสริมเหล็กในข้อต่อตามมาตรฐานการก่อสร้างในประเทศไทย ตัวอย่างข้อต่อที่ไม่ได้พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ (J1 และ J6) และที่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ (J1R และ J6R)

จากการทดสอบพบว่า Hysteretic Loop ของตัวอย่าง J1R ที่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์มีขนาดใหญ่กว่าตัวอย่าง J1 ที่ไม่ได้พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ แสดงให้เห็นว่าแผ่นไฟเบอร์ช่วยในการสลายพลังงาน อย่างไรก็ตาม Hysteretic Loop ของตัวอย่าง J6R ที่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์กลับมีขนาดเล็กกว่าตัวอย่าง J6 ที่ไม่ได้พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ แสดงว่าแผ่นไฟเบอร์ไม่ได้ช่วยในการสลายพลังงานสำหรับตัวอย่างชุด J6 เมื่อพิจารณาจากขนาดของตัวอย่างทดสอบพบว่าตัวอย่างชุด J1 มีขนาดคานและเสาเล็กกว่าตัวอย่างชุด J6 ดังนั้นเมื่อพันแผ่นไฟเบอร์ด้วยจำนวนชั้นที่เท่ากัน แผ่นไฟเบอร์จึงขาดประสิทธิภาพในการเพิ่มความสามารถรับแรงของข้อต่อ

ในช่วงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่าง 0-20 มม. ตัวอย่าง J1R มีการลดลงของค่าความแข็งแรงอย่างรวดเร็วจนในอัตราที่มากกว่า J1 อย่างไรก็ตามสำหรับตัวอย่าง J6 มีการลดลงของค่าความแข็งแรงอย่างรวดเร็วจนในอัตราที่มากกว่า J6R ส่วนในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่าง 20-120 มม. นั้น ตัวอย่างที่ไม่พันแผ่นไฟเบอร์ (J1 J6) และตัวอย่างที่พันแผ่นไฟเบอร์ (J1R J6R) มีค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรงใกล้เคียงกัน

รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างที่ไม่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ J1 และ J6 เกิดการอัดแตกของคอนกรีตที่บริเวณข้อต่อเนื่องจากแรงเฉือน (Joint Shear) ส่วนตัวอย่าง J1R และ J6R ที่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์นั้น การพังเกิดจากการฉีกขาดของแผ่นไฟเบอร์

**คำสำคัญ:** ข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (ค.ส.ล.) เสาต้นริม แผ่นไฟเบอร์

## กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัย เรื่อง การซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาด้านริมที่ก่อสร้างในประเทศไทยเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้ว ได้รับทุนสนับสนุนโครงการวิจัย ประจำปีงบประมาณ 2561 จาก สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ. ที่นี้

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	ก
กิตติกรรมประกาศ	ข
สารบัญ	ค
สารบัญรูป	ง
สารบัญตาราง	ช
บทที่ 1 บทนำ	1
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	4
บทที่ 3 การสร้างตัวอย่างทดสอบ เครื่องมือ และวิธีการดำเนินการทดสอบ	34
บทที่ 4 ผลการทดสอบ	49
บทที่ 5 สรุปผลการศึกษา	66
เอกสารอ้างอิง	67

## สารบัญรูป

รูปที่		
2.1	แสดงประเภทข้อต่อของเสา	5
2.2	(a) แรงที่กระทำกับข้อต่อคาน-เสา 2.2 (b) การแตกร้าวภายในแกนข้อต่อ 2.2(c) และ 2.2(d)การแตกร้าวในแนวทแยงของคอนกรีต	6
2.3	การแสดงผลพฤติกรรมของแรงเฉือนภายในข้อต่อคาน-เสา	7
2.4	(a)แรงในเสา (b)แผนภาพโมเมนต์คัต (c)แผนภาพแรงเฉือน	9
2.5	แบบจำลองการต้านทานแรงเฉือนในจุดต่อของ T.Paulay	9
2.6	แผ่นไฟเบอร์เสริมกำลัง SikaWrap และวัสดุเชื่อมประสาน Sikadur	11
2.7	แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กของข้อต่อคาน-เสาค.ส.ล.	12
2.8	แสดงถึงขนาดหน้าตัดของตัวอย่างในการทดสอบ Biddah, A. et al.	13
2.9	รูปแบบการครอบเพลทเหล็กให้แก่ข้อต่อคาน-เสาของ Biddah, A. et al.	14
2.10	รูปแบบการใส่เหล็กเสริมให้ตัวอย่างการทดสอบ Biddah, A. et al.	15
2.11	การติดตั้งชิ้นงานกับเครื่องทำการทดสอบ Biddah, A. et al.	16
2.12	กราฟแสดงการสลายพลังงานของตัวอย่างในการทดสอบ Biddah, A. et al.	17
2.13	แสดงขนาดและการเสริมเหล็กของตัวอย่างทำการทดสอบของ Ghobarah, A. et al.	17
2.14	แสดงการเสริมกำลังด้วยลักษณะต่าง ๆ ของ Ghobarah, A. et al.	18
2.15	ความสัมพันธ์ระหว่างการสลายพลังงานกับค่าการเคลื่อนตัว Ghobarah, A. et al.	20
2.16	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า stiffness กับ ค่าการเคลื่อนตัว	21
2.17	ขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กของตัวอย่างทำการทดสอบ Prota, A. et al.	22
2.18	การติดตั้งตัวอย่างกับเครื่องทำการทดสอบ Prota, A. et al.	23
2.19	การรับแรงเฉือนและระยะการเคลื่อนตัว (1ก.) ตัวอย่างไม่ได้เสริมกำลัง และ(1ข.) ตัวอย่างที่เสริมกำลัง Prota, A. et al.	24
2.20	แสดงขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็ก Grobarah, A. et al.	25
2.21	การติดตั้งตัวอย่างทำการทดสอบกับเครื่องทำการทดสอบ Grobarah, A. et al.	26
2.22	เปรียบเทียบการรับกำลังและการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบ Grobarah, A. et al.	27
2.23	แสดงการสลายพลังงานของตัวอย่างทำการทดสอบ Grobarah, A. et al.	27
2.24	แสดงขนาดหน้าตัดและเหล็กเสริมภายในตัวอย่าง El-Amoury, T. et al.	28
2.25	การติดตั้งวัสดุการเสริมกำลังที่ข้อต่อคาน-เสา ของทั้งสองตัวอย่าง El-Amoury, T. et al.	28

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	
2.26	แสดงประเภทข้อต่อของเสา 29
2.27	การติดตั้งตัวอย่างก่อนการทดสอบ El-Amoury, T. et al. 29
2.28	ความแตกต่างของตัวอย่างในการรับกำลังของคานต่อการเคลื่อนตัว El-Amoury, T. et al. 30
2.29	การเปรียบเทียบการสลายพลังงานของแต่ละตัวอย่างการทดสอบ El-Amoury, T. et al. 30
2.30	การติดตั้งตัวอย่างกับเครื่องทำการทดสอบ Ghobarah, A. et al. 32
2.31	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กระทำต่อระยะการเคลื่อน Ghobarah, A. et al. 32
2.32	กราฟแสดงการสลายพลังงาน Ghobarah, A. et al. 33
2.33	ความเสียหายของตัวอย่างทำการทดสอบ Ghobarah, A. et al. 33
3.1	ขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างกลุ่มที่ 1 36
3.2	ขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างกลุ่มที่ 2 38
3.3	การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ 39
3.4	เครื่อง Universal Testing Machine (UTM) 39
3.5	รูปแบบการให้แรงของกลุ่มตัวอย่างที่ 1 และ 2 41
3.6	การเสริมเหล็กปลอกเพิ่มเติมบริเวณข้อต่อคาน-เสาและบริเวณรอบๆ 42
3.7	สภาพตัวอย่างหลังจากสกัดคอนกรีตที่เสียหาย 42
3.8	หนุนด้านใต้เสาและคานเพื่อป้องกันการแอ่นตัว 43
3.9	คัตเหล็กปลอกที่เสียหายออก 43
3.10	เสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐาน มยผ.1301-54 44
3.11	เข้าแบบหล่อคอนกรีต 44
3.12	เทคอนกรีต 45
3.13	แต่งผิวหน้าคอนกรีต 45
3.14	ทาน้ำยาบ่มคอนกรีต 45
3.15	การพันแผ่นไฟเบอร์ 46
3.16	กราฟความสัมพันธ์แบบ Hysteretic ที่การโยกตัวรอบแรก ของตัวอย่างทดสอบ J1 47
3.17	การสลายพลังงานสะสมของตัวอย่าง J1 48
3.18	การหาพื้นที่ใต้กราฟโดยประมาณจากกฎสี่เหลี่ยมคางหมู 48
4.1	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ J1 และ J1R 49

## สารบัญรูป (ต่อ)

### รูปที่

4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ J6 และ J6R	51
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง Maximum load กับ %Drift ratio J1 และ J1R	52
4.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง Maximum load กับ %Drift ratio J6 และ J6R	53
4.5 พลังงานสะสม J1 และ J1R	54
4.6 พลังงานสะสม J6 และ J6R	55
4.7 ค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรง J1 และ J1R	56
4.8 ค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรง J6 และ J6R	57
4.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ใน แต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J1 (0.20% – 1.06% Story Drift Angle)	58
4.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ใน แต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J1 (1.45% – 4.90% Story Drift Angle)	59
4.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ใน แต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J1R (0.20% – 1.06% Story Drift Angle)	60
4.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ใน แต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J1R (1.45% – 4.90% Story Drift Angle)	61
4.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ใน แต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J6 (0.20% – 1.06% Story Drift Angle)	62
4.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ใน แต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J6 (1.45% – 4.90% Story Drift Angle)	63
4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ใน แต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J6R (0.20% – 1.06% Story Drift Angle)	64
4.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ใน แต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J6R (1.45% – 4.90% Story Drift Angle)	65



## สารบัญตาราง

### ตารางที่

2.1 การรับกำลังของคอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบในลักษณะต่าง ๆ Biddah, A. et al.	15
2.2 ผลการทดสอบเหล็กเสริมที่นำมาใช้ในการทดสอบ Biddah, A et al.	16
2.3 ผลการทดสอบของ Ghobarah, A. et al.	19
2.4 คุณสมบัติวัสดุผสมที่นำมาใช้ในการเสริมกำลัง Prota, A. et al.	22
2.5 การเสริมกำลังในแต่ละตัวอย่างทำการทดสอบ Prota, A. et al.	23
2.6 คุณสมบัติของ GFRP Grobarah, A. et al.	25
2.7 คุณสมบัติของแผ่น GFRP El-Amoury, T. et al.	29
2.8 รูปแบบการเสริมกำลังให้แก่ตัวอย่างการทดสอบ Ghobarah, A. et al.	31
3.1 กำลังของเหล็กเสริม	34
3.2 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ	35
3.3 ตารางการให้แรงสลับทิศของตัวอย่าง	40

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความเป็นมาและแรงจูงใจในการทำงานวิจัย

ปัจจุบันโครงสร้างหลักของงานก่อสร้างสิ่งก่อสร้างต่าง ๆ ทางวิศวกรรมในประเทศไทยนิยมใช้โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและโครงสร้างเหล็กเป็นเสียส่วนใหญ่ โดยโครงสร้างทั้งสองประเภทล้วนแล้วมีความสามารถในการรับแรงแตกต่างกันออกไป อาทิเช่น แรงอัด แรงดึง จากน้ำหนักบรรทุกต่าง ๆ แรงกระทำจากด้านข้างของโครงสร้าง แรงลม เป็นต้น โดยทั้งสองโครงสร้างนี้สามารถรับแรงกระทำดังกล่าวได้เพียงพอต่อความต้องการในการออกแบบ แต่สำหรับในประเทศไทยนั้นโครงสร้างแบบคอนกรีตเสริมเหล็กได้รับความนิยมอย่างมากและเป็นเวลานาน เนื่องด้วยการก่อสร้างที่มีความคุ้นเคยในการก่อสร้างกันมาอย่างช้านาน ต้นทุนในการก่อสร้างที่ถูกกว่าโครงสร้างแบบเหล็ก ทำให้โครงสร้างแบบคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นที่นิยมกันอย่างแพร่หลายในประเทศไทย แต่กระนั้นมาตรฐานในด้านการก่อสร้างในประเทศไทยก็ยังคงมาตรฐานที่ใช้ภายในประเทศโดยไม่ได้คำนึงถึงแรงนอกเหนือจากแรงกระทำด้วยน้ำหนักบรรทุกและแรงลม เมื่อเกิดแผ่นดินไหวโครงสร้างไม่สามารถรับแรงจากแผ่นดินไหวได้ทำให้เกิดผลกระทบทางด้านความเสียหายต่อโครงสร้างได้ ด้วยเหตุที่ไม่ได้คำนึงถึงแรงแผ่นดินไหวในการออกแบบ

เมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม พ.ศ. 2557 ได้เกิดเหตุแผ่นดินไหวขนาด 6.3 ริกเตอร์ จุดศูนย์กลางอยู่ที่อำเภอพาน จังหวัดเชียงราย นับเป็นแผ่นดินไหวครั้งใหญ่ที่สุดในประเทศไทยในรอบ 40 ปี ก่อให้เกิดความเสียหายกับเส้นทางคมนาคมและโครงสร้างองค์อาคาร จากเหตุการณ์ข้างต้นส่งผลให้โครงสร้างเกิดความเสียหาย บางโครงสร้างก็ถึงขั้นเสียหายอย่างรุนแรง และบางโครงสร้างเกิดความเสียหายในขั้นที่สามารถยังคงใช้การได้อยู่ แต่บางโครงสร้างที่ได้รับความเสียหายก็ไม่สามารถรับแรงกระทำได้อย่างเช่นเดิมเพราะสูญเสียการรับกำลังไปอย่างสิ้นเชิง โดยสาเหตุหลักที่ก่อให้เกิดความเสียหายเกิดจากโครงสร้างบริเวณข้อต่อคาน-เสาที่ได้รับความเสียหาย ทำให้เมื่อต้องการใช้อาคารตามเดิมจึงต้องมีการซ่อมแซมส่วนที่เสียหายแทนการทำลายอาคารเพื่อสร้างใหม่ที่ทั้งสิ้นเปลืองและก่อให้เกิดความยุ่งยากในการก่อสร้างใหม่

การวิจัยในครั้งนี้จึงมุ่งเน้นการซ่อมแซมองค์อาคารและชิ้นส่วนข้อต่อคาน-เสาที่ได้รับความเสียหายโดยวิธีการใช้คาร์บอนไฟเบอร์ ซึ่งมีการใช้กับโครงสร้างทางวิศวกรรมโยธาครั้งแรกที่ประเทศญี่ปุ่น ซึ่งเป็นประเทศที่มีเหตุการณ์แผ่นดินไหวเกิดขึ้นเป็นจำนวนมาก จากนั้นจึงเริ่มมีการพัฒนาและประยุกต์ใช้แพร่หลายในงานวิศวกรรมโยธาอีกหลาย ๆ ประเทศ เช่นการเสริมกำลังของเสา คาน ข้อต่อ ในโครงสร้าง

อาคารสูง สะพาน หรือบ้านพักเพื่อเพิ่มความสามารถในการยืดหยุ่น(Ductility) ของโครงสร้างเมื่อรับแรงด้านข้าง เช่นแรงลมหรือแรงจากแผ่นดินไหว เป็นต้น สำหรับประเทศไทยยังคงอยู่ในช่วงการศึกษาเพื่อนำมาประยุกต์ใช้ในงานด้านวิศวกรรมโยธาต่อไป

## 1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

- 1) ศึกษารูปแบบและจำนวนแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วที่เหมาะสมในการซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาดันริมเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวในระดับต่างๆ
- 2) เพื่อศึกษาผลกระทบของขนาดข้อต่อคาน-เสาค.ส.ล. ของเสาดันริมต่อปริมาณการใช้แผ่นไฟเบอร์ใยแก้ว ในการซ่อมแซมข้อต่อเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว

## 1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

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

- 1) สร้างตัวอย่างชิ้นงานทดสอบข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาดันริม ที่มีรายละเอียดการก่อสร้าง และอัตราส่วนโมเมนต์ (Mc/Mb) เหมือนกับข้อมูลการก่อสร้างอาคารที่สำรวจรวบรวมมาจากแบบก่อสร้างอาคารที่ก่อสร้างในประเทศไทย
- 2) ทดสอบตัวอย่างในห้องปฏิบัติการด้วยการใส่แรงกระทำแบบแรงวัฏจักร (Quasi-Static Cyclic) แทนแรงแผ่นดินไหวกระทำที่ปลายคาน จนตัวอย่างทดสอบเกิดความเสียหายใน 3 ระดับคือระดับไม่รุนแรง ระดับปานกลาง และระดับรุนแรง วิเคราะห์ผลการทดสอบของตัวอย่าง โดยประเมินจากผลตอบสนอง ลักษณะการพัง ความยืดหยุ่น และพลังงานแผ่นดินไหวที่ตัวอย่างทดสอบสามารถต้านทานได้
- 3) ซ่อมแซมตัวอย่างในข้อ 2) ด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วตามรูปแบบที่กำหนดไว้
- 4) ทำการทดสอบตัวอย่างที่ซ่อมแซมด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วในห้องปฏิบัติการด้วยการใส่แรงกระทำแบบแรงวัฏจักร (Quasi-Static Cyclic) แทนแรงแผ่นดินไหวกระทำที่ปลายคานจนตัวอย่างพังโดยสมบูรณ์ วิเคราะห์ผลการทดสอบของตัวอย่าง โดยประเมินจากผลตอบสนองลักษณะการพัง ความยืดหยุ่น และพลังงานที่ตัวอย่างทดสอบสามารถต้านทานได้

#### 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) ทำให้ทราบถึง กำลังและความเหนียว ความสามารถในการสลายพลังงาน และลักษณะความเสียหายของข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบโดยมาตรฐานทั่วไปที่คำนึงถึงแรงในแนวตั้งเท่านั้นภายใต้แรงวัฏจักร
- 2) ทำให้ทราบศักยภาพการใช้เทคโนโลยีแผ่นไฟเบอร์คอมโพสิตในงานซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็กที่เสียหายเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว
- 3) ข้อมูลที่ได้เป็นการนำเสนอวิธีการซ่อมแซมข้อต่อคาน-เสา ค.ล. ให้สามารถกลับมาใช้งานหลังเกิดแผ่นดินไหว และยังสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่อาจเกิดในครั้งต่อไปโดยไม่พังทลาย และทำความเสียหายแก่ทรัพย์สิน

## บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

### 2.1 ข้อต่อคาน-เสา

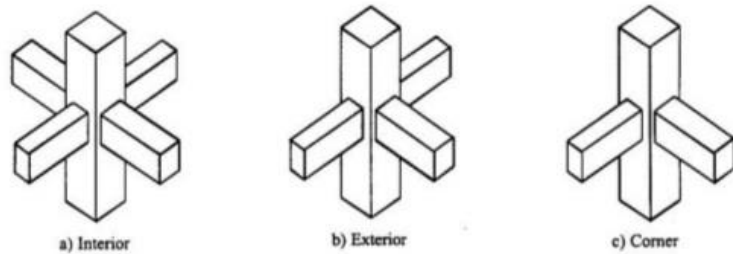
ข้อต่อคานเสา ถูกกำหนดว่า “อัตราส่วนของเสาคต่อความลึกของหน้าตัดคาน” โดยปกติทั่วไป จะแบ่งข้อต่อได้ทั้งหมด 2 ประเภท ประเภทที่ 1 คือโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบมาเพื่อรับแรงในแนวตั้งเพียงอย่างเดียว เมื่อชิ้นส่วนรวมกันเป็นโครงสร้าง (Frame) จะไม่มีความสามารถรับแรงในช่วง inelastic ได้ และประเภทที่ 2 คือโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่สามารถรับแรงในแนวตั้ง แรงกระทำด้านข้างรวมไปถึงความสามารถในการรับแรงในช่วง inelastic ได้

มาตรฐานการก่อสร้างแบบดั้งเดิมในประเทศไทยนั้นจัดอยู่ในโครงสร้างประเภทที่ 1 คำนึงเพียงการรับแรง (stress) โดยไม่ได้สนใจในชิ้นส่วนข้อต่อ จึงส่งผลให้โครงสร้างอาคารที่ถูกออกแบบตามโครงสร้างแบบดั้งเดิมนั้นเมื่อเจอกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวจึงเกิดความเสียหาย เพราะขาดความสามารถในการรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบริเวณข้อต่อของโครงสร้าง รวมไปถึงลักษณะต่าง ๆ ได้แก่

1. ขาดการถ่ายแรงที่ดีในส่วนของเหล็กเสริมภายในบริเวณข้อต่อ
2. ออกแบบตามหลักเสาอ่อน คานแข็ง
3. การใช้คอนกรีตที่มีกำลังต่ำ

สำหรับข้อต่อคาน-เสา ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น ทางสถาบัน ACI Committee 352 ได้จำแนกประเภทตามลักษณะรูปทรงข้อต่อ ดังนี้

1. ข้อต่อคาน-เสา ภายใน (Interior beam-column joint) เมื่อคานทั้ง 4 ตัวประกอบเข้าทุกด้าน อยู่ในโครงสร้างของเสาดังรูปที่ 2.1(a)
2. ข้อต่อคาน-เสา ภายนอก (exterior beam-column joint) เมื่อคาน 1 ด้านประกอบกับเสาและคานอีก 2 ด้านประกอบในแนวตั้งฉากกับเสาดังรูปที่ 2.1(b)
3. ข้อต่อคาน-เสาบริเวณมุม (corner beam-column joint) เมื่อคานประกอบเข้ากับเสาเป็น 2 ด้านในลักษณะตั้งฉากกับเสาดังรูปที่ 2.1(c)



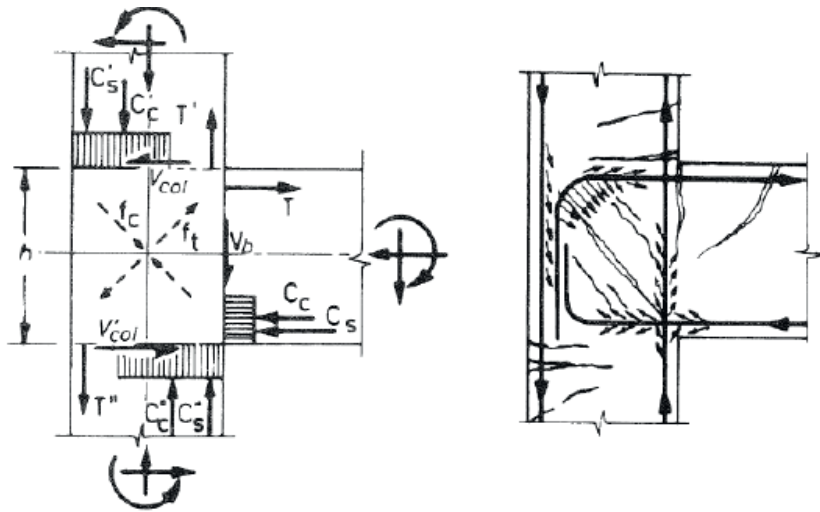
รูปที่ 2.1 แสดงประเภทข้อต่อของเสา

### 2.2.1 แรงที่กระทำต่อข้อต่อคาน-เสา

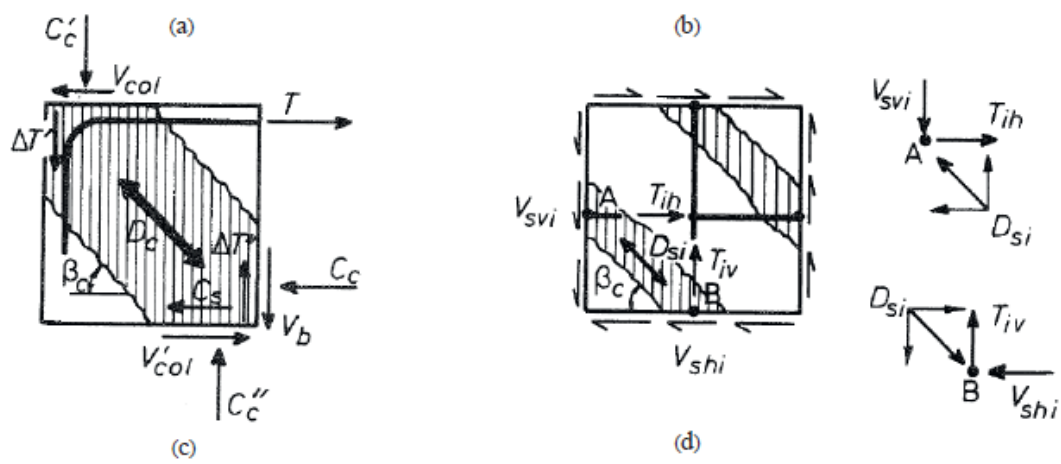
แรงกระทำจากแผ่นดินไหว โมเมนต์และแรงเฉือน ต่างกระทำต่อคานและเสา ในลักษณะของแรงภายในที่กระทำขนานภายในชิ้นส่วน และแรงภายนอกกระทำที่ผิวของชิ้นส่วนบริเวณแกนข้อต่อ แรงภายในนี้จะส่งผลโดยตรงกับแกนข้อต่อ รวมไปถึงแรงดึงในแนวทแยงและความเค้นอัด ที่จะส่งผลให้คอนกรีตเกิดการแตกร้าวได้ตั้งแต่ในแกนคอนกรีตจนถึงผิวของคอนกรีตดังรูปที่ 2.1(b) และ 2.1(c) ซึ่งหากกำลังต้านทานแรงเฉือนในแกนข้อต่อไม่มีเพียงพอก็จะทำให้เกิดการวิบัติในแนวทแยงภายในแกนข้อต่อเช่นกัน การออกแบบข้อต่อคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็ก รับแรงเฉือน (SRC) จึงต้องออกแบบภายใต้เกณฑ์การก่อสร้างของอาคารต้านแรงแผ่นดินไหว Chen et al. [3]

### 2.3 พฤติกรรมของแรงที่กระทำและการวิบัติภายในข้อต่อ

แรงกระทำภายในกับแกนข้อต่อ จะใช้วิธีการประมาณกับแรงที่กระทำภายนอกกับชิ้นส่วนข้อต่อคาน-เสา Paulay and Scarpas [1] เมื่อแรงกระทำกับคานจะทำให้เกิดเหตุการณ์ข้อต่อพลาสติกดังรูปที่ 2.2(a) ในขณะที่ชิ้นส่วนในองค์อาคารรับทั้งแรงอัดตามแนวตั้ง และแรงสลับทิศทางที่เกิดขึ้นจากแผ่นดินไหว ภายใต้แรงที่กระทำเหล่านี้ คานจะพัฒนากำลังตามปกติ ในขณะที่เหล็กเสริมตามยาวจะเกิดหน่วยแรงดึงเข้าใกล้กำลังคราก ชิ้นส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้างภายในข้อต่อจะรับหน้าที่ต่าง ๆ แตกต่างกันไป โดยเหล็กเสริมตามยาวจะรับแรงดึงและแรงอัด คอนกรีตจะรับแรงอัดและแรงเฉือนดังรูปที่ 2.2(a) ตัวแปรที่แสดง  $T, T', T''$  และ  $C_s, C_s', C_s''$  และ  $V, V_b, V'_{col}$  ตามลำดับดังรูปที่ 2.2(a)



รูปที่ 2.2(a) แรงที่กระทำกับข้อต่อคาน-เสา      รูปที่ 2.2(b) การแตกร้าวภายในแกนข้อต่อ



รูปที่ 2.2(c) และ 2.2(d) การแตกร้าวในแนวทแยงของคอนกรีต

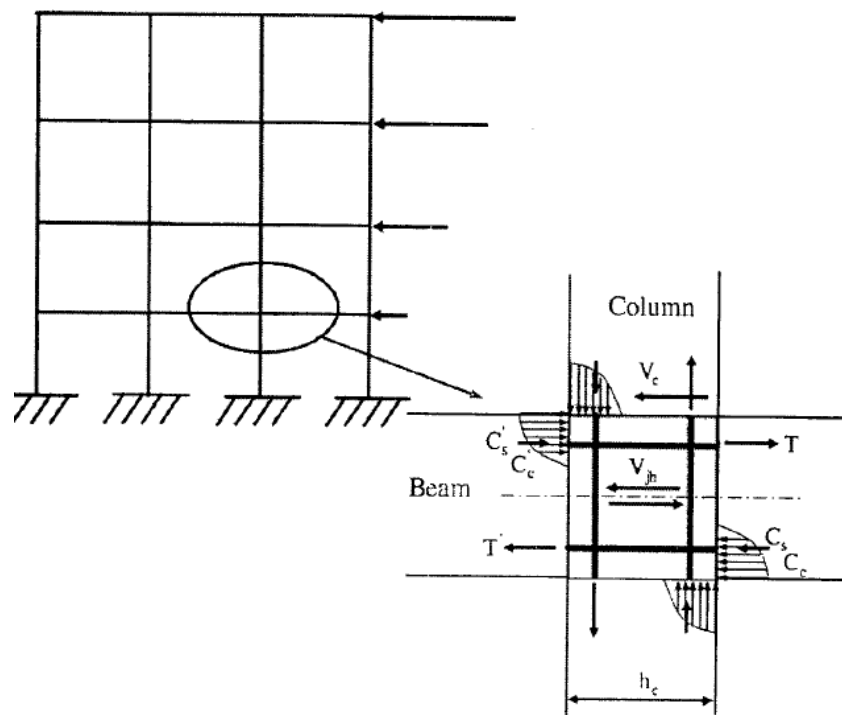
การประเมินผลของการกระจายแรงที่แสดงในรูปที่ 2.2(b) และผลการตรวจสอบพบว่า จากผลการสังเกตตามรูปจะเป็นการเสียหายอันเนื่องมาจากความไม่ยึดหยุ่นที่อาจจะกำหนดการตอบสนองของข้อต่อ การกระจายตัวของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและแรงเฉือน จากรูปที่ 2.2(a) อาจจะกระจายอย่างสม่ำเสมอหรือกระจายแบบผ่าน Diagonal compression ที่พัฒนาขึ้นในแกนข้อต่อดังรูปที่ 2.2(c) ดังนั้นโดยส่วนใหญ่กำลังที่จะกำหนดการพังของข้อต่อจึงเกิดมาจากแรงเฉือน สุดท้ายในรูปที่ 2.2(d) เป็นการแสดงการกระจายแรงเฉือนเข้าไปในแกนข้อต่อ การถ่ายแรงเฉือนนี้จะส่งผลให้เกิดรอยแตกทั่วคอนกรีต

บริเวณที่ใกล้กับพื้นที่รับแรงอัดดังรูปที่ 2.2(b) ในขณะเดียวกันหากรอยแตกในคอนกรีตยังคงขยายขึ้นเรื่อย ๆ จะส่งผลให้ความแข็งแรงและสติเฟนของข้อต่อลดลง

โดยทั่วไปแล้วแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อจะถูกสร้างขึ้นจากคานและเสาที่มาเชื่อมต่อกัน การคำนวณแรงเฉือนภายในสามารถคำนวณหาได้จากรูปที่ 2.3 โดยกำหนดให้แรงเฉือนนี้เป็นแรงภายในกระทำภายในข้อต่อ จากรูปเราสามารถหาแรงกระทำในแนวราบ และแรงเฉือนที่กระทำบริเวณกึ่งกลางของข้อต่อได้ ดังสมการที่ 2.2 และสมการที่ 2.3

$$V_{jh} = T + C'_c + C'_s - V_c \quad 2.1$$

$$V_{jh} = T + T' - V_c \quad 2.2$$



รูปที่ 2.3 การแสดงพฤติกรรมของแรงเฉือนภายในข้อต่อคาน-เสา

### 2.3.1 แรงเฉือนภายในข้อต่อภายนอก

สำหรับข้อต่อคาน-เสากลางนอก โมเมนต์ดัดที่โมเมนต์ดัดที่ไม่สมดุลในคานทำให้เกิดแรงเฉือนภายในข้อต่อ แรงกระทำที่ข้อต่อภายนอกในอุดมคติแสดงให้เห็นถึงรูปที่ 2.4(a) แรงที่ปลายคานทำให้เกิดแรงเฉือนใน



แนวราบ  $V_r$  และแรงแอนในแนวตั้ง  $V_r$  กระทำที่มุมข้อต่อ แรงดึงในเหล็กท่อนบนในคาน  $T_1$  ส่วนล่างของคานจะเกิดแรงอัดในเหล็กของคาน  $C_1$  การกระทำของแรงในเสาจะเกิดการดึงที่มุมขวาบนซึ่งเป็นผลทำให้เกิดแรงดึง  $T_2$  .ใน ส่วนที่ด้านซ้ายของเสารับแรงอัดซึ่งเป็นผลทำให้เกิดแรงอัด  $C_2$  แรงนี้ยังทำให้เกิดแรงอัดที่มุมล่างขวาซึ่งก็ทำให้เกิดแรงอัด  $C_3$  ในขณะที่ด้านซ้ายมือจะเป็นส่วนของการดึงที่ทำให้เกิดแรงดึง  $T_3$  การรวมกันระหว่างแรงเฉือน แรงดึงและแรงอัดในเหล็กเสริมในคานและเสา จะส่งผลให้เกิดแรงเฉือนภายในพื้นที่ข้อต่อ จากตำแหน่งของผลของหน่วยแรงทำให้เกิดแรงดึงในแนวทแยงมุม  $f_r$  เมื่อแรงดึงในแนวทแยงของมุมถูกพัฒนาเพิ่มมากขึ้นจนเกิดกำลังประลัยก็จะสามารถนำไปสู่การแตกร้าวในแนวทแยงมุมที่กว้างขวางได้ ความรุนแรงของแรงดึงในมุมทแยงมุมได้รับอิทธิพลจากการตัดของเหล็กเสริมและขนาดของแรงอัดตามแนวแกนในเสา

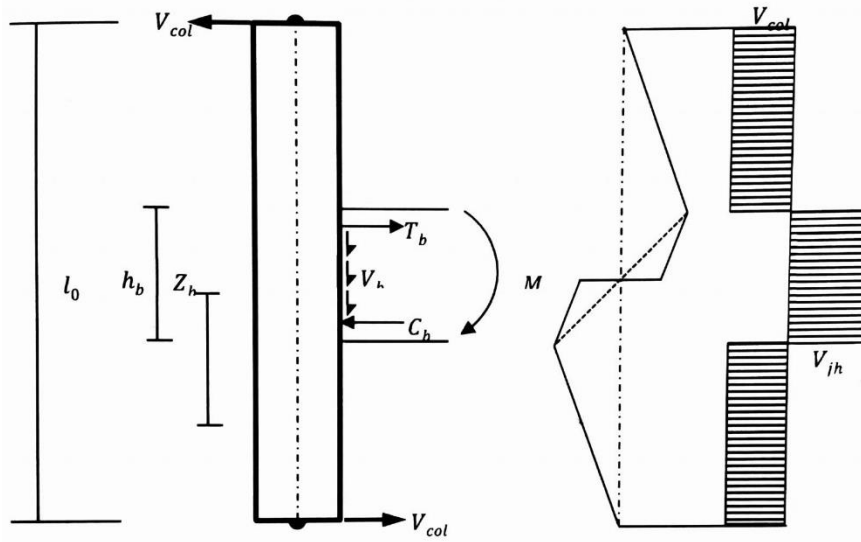
รูปที่ 2.4(a) แสดงให้เห็นถึงลักษณะของข้อต่อคาน-เสา บนพื้นฐานของหลักการสมดุลแรงเฉือนในเสาและแรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อสามารถคำนวณได้ดังนี้

แรงเฉือนในเสา

$$V_{col} = \frac{T_b Z_b + V_b \frac{h_c}{2}}{l_c} \quad 2.3$$

แรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นในข้อต่อ

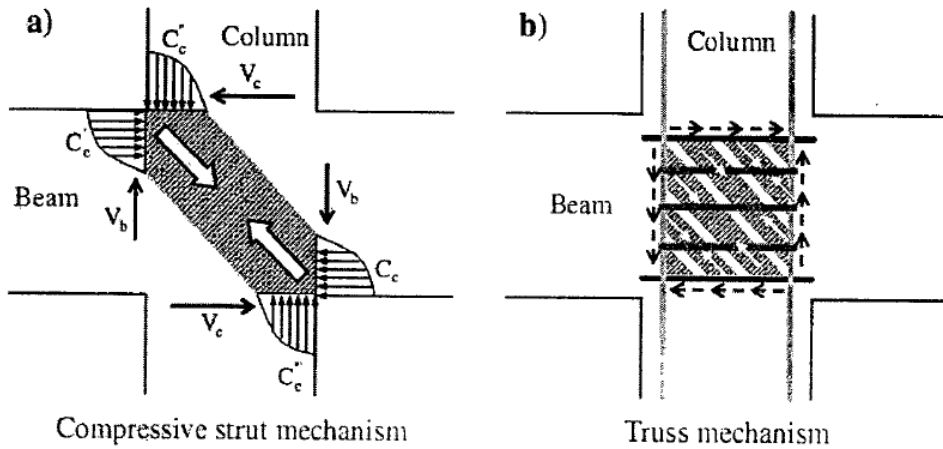
$$V_{jh} = V_{col} \left( \frac{l_c}{Z_b} \right) - V_b \left( \frac{h_c}{2Z_b} \right) \quad 2.4$$



2.4 (a)แรงในเสา (b)แผนภาพโมเมนต์ดัด (c)แผนภาพแรงเฉือน

### 2.3.2 กลไกการวิบัติของข้อต่อ

Paulay (1978) และคณะ สร้างแบบจำลอง อธิบายกำลังต้านทานแรงเฉือนในจุดต่อ ซึ่งนิยมใช้กันมากในปัจจุบัน มีอยู่ทั้งหมด 2 แบบจำลอง คือ Strut Mechanism และ Truss Mechanism ดังแสดงในรูปที่ 2.5



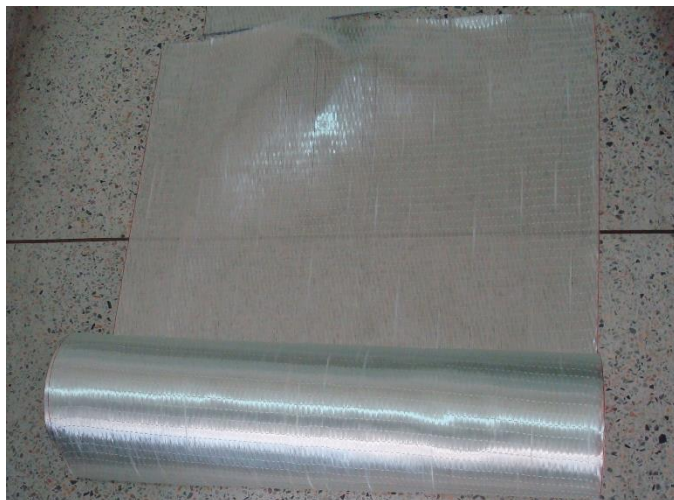
รูปที่ 2.5 แบบจำลองการต้านทานแรงเฉือนในจุดต่อของ T.Paulay

กลไกของ Strut Mechanism คือกำลังรับแรงเฉือนของข้อต่อนั้นขึ้นอยู่กับกำลังต้านทานรับแรงอัดของคอนกรีตในแนวทแยง ดังนั้นเมื่อเหล็กเสริมเกิดการคราก แรงทั้งหมดของข้อต่อ จะถูกถ่ายไป

ยังคอนกรีตในแนวทแยงเพื่อต้านทานการวิบัติ ดังรูป 2.5(a) และกลไกของ Truss Mechanism คือการรับแรงเฉือนของข้อต่อนั้นขึ้นอยู่กับกำลังครากของเหล็กรับแรงเฉือนในข้อต่อ โดยอาศัยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กนอนและคอนกรีต ดังรูปที่ 2.5(b)

แผ่นไฟเบอร์ใยแก้วเสริมกำลังและวัสดุประสานแสดงดังรูปที่ 2.6 ประกอบด้วยไฟเบอร์ซึ่งแทรกอยู่ในโพลิเมอร์เมทริกซ์ ซึ่งแสดงคุณสมบัติหลายอย่างที่สามารถนำมาใช้ในการเสริมกำลังให้กับวัสดุโครงสร้างได้เป็นอย่างดี วัสดุไฟเบอร์เสริมกำลังสามารถรับแรงดึงได้สูงในทิศทาง การเรียงตัวของไฟเบอร์ อย่างไรก็ตามวัสดุไฟเบอร์เสริมกำลังจะไม่แสดงจุดคราก แต่แสดงคุณสมบัติยืดหยุ่นจนกระทั่งฉีกขาด [12] คุณสมบัติของโพลิเมอร์เมทริกซ์มีด้วยกัน 2 ประการคือ ช่วยถ่ายแรงระหว่างไฟเบอร์ และช่วยป้องกันไฟเบอร์จากการกัดกร่อนของสภาพแวดล้อม เมื่อแผ่นไฟเบอร์เสริมกำลังถูกนำมาใช้ติดบริเวณภายนอกของคอนกรีตสามารถเพิ่มคุณสมบัติการยึดเกาะของคอนกรีตได้ดียิ่งขึ้น ซึ่งทำให้คุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามการเพิ่มคุณสมบัติการยึดเกาะของคอนกรีตนี้ยังขึ้นอยู่กับความสามารถในการประสานระหว่างแผ่นไฟเบอร์เสริมกำลังกับเนื้อคอนกรีต ทั้งนี้การประสานระหว่างแผ่นไฟเบอร์เสริมกำลังกับเนื้อคอนกรีตจำเป็นต้องใช้น้ำยาเชื่อมประสานชนิดพิเศษ เมื่อคุณสมบัติการยึดเกาะของคอนกรีตเพิ่มขึ้นจะทำให้คอนกรีตสามารถรับกำลังอัดได้เพิ่มขึ้นด้วย ดังนั้นจะเห็นว่าแผ่นไฟเบอร์เสริมกำลังช่วยเพิ่มความสามารถในการยึดเกาะของคอนกรีตซึ่งทำให้ความสามารถในการรับกำลังของคอนกรีตสูงขึ้นตามไปด้วย

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



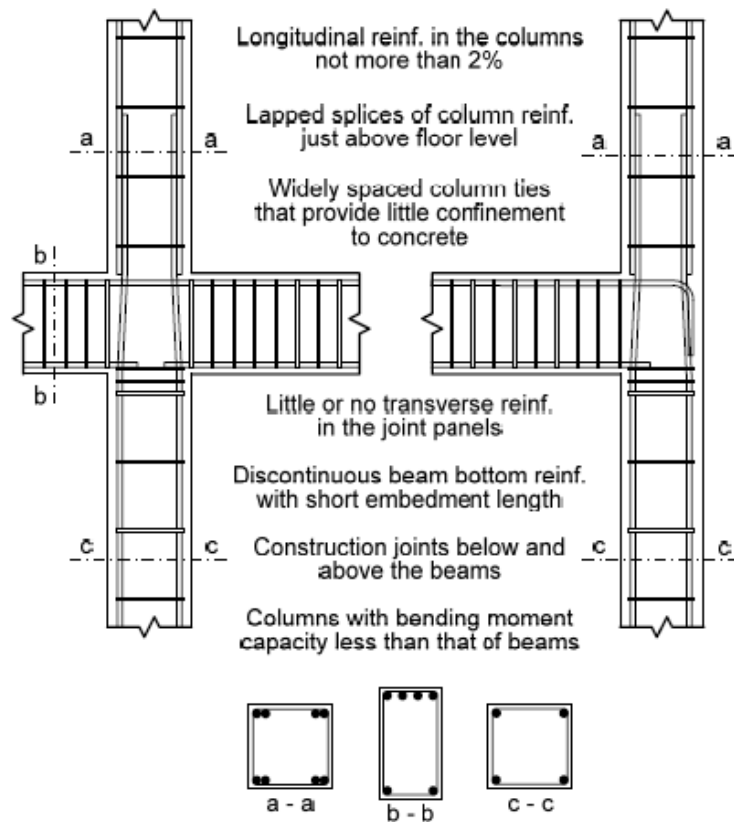
รูปที่ 2.6 แผ่นไฟเบอร์เสริมกำลัง SikaWrap และวัสดุเชื่อมประสาน Sikadur

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-เสา ค.ส.ล. มีรายละเอียดการเสริมเหล็กใกล้เคียงกับข้อต่อที่กล่าวไปแล้วข้างต้น ทำให้ข้อต่อค.ส.ล. ที่ก่อสร้างในประเทศไทยนี้ มีความเสี่ยงในการเกิดความเสียหายรุนแรงได้เมื่อเกิดแผ่นดินไหวเหมือนที่กล่าวไปแล้วข้างต้น

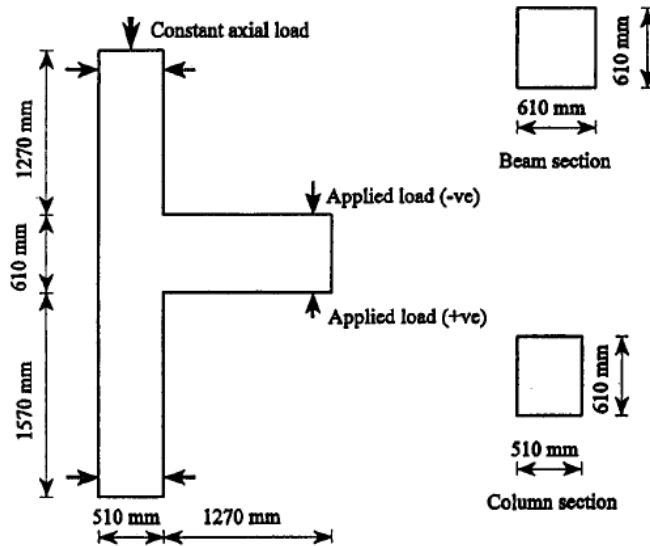
จากกรอบแนวความคิดเบื้องต้นสรุปได้ว่า บริเวณข้อต่อระหว่างคาน-เสา นั้นมีความสำคัญมาก ซึ่งจะนำไปสู่พฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้างเมื่อเกิดแผ่นดินไหว ข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ที่ใช้ในประเทศไทยมีการออกแบบและรายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อรับแรงในแนวตั้งเท่านั้น ทำให้ข้อต่อเหล่านี้มีความเสี่ยงที่จะเสียหายอย่างรุนแรงเมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหว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



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

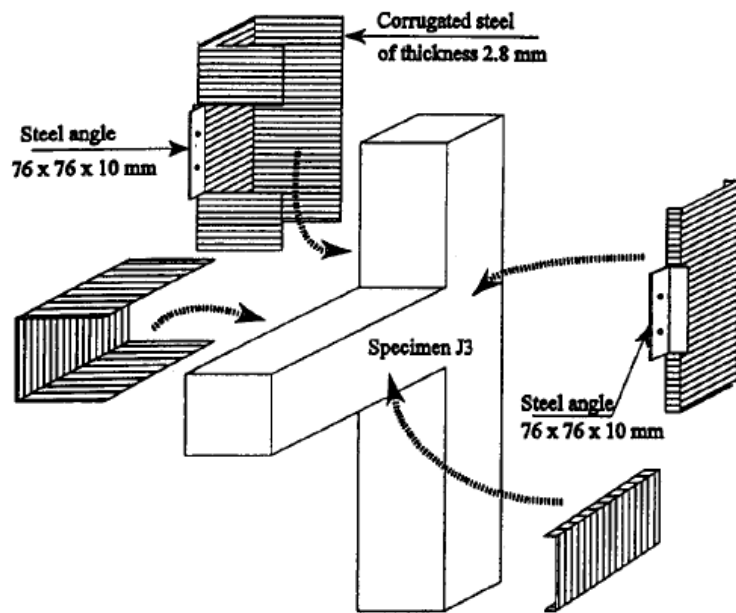
## 2.4 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Biddah, A et al. (1997) ได้ทำการทดสอบกับตัวอย่างทั้งหมด 6 ตัวอย่าง ในอัตราส่วน 1:3 ของขนาดโครงสร้างจริง โดยทำการทดสอบในลักษณะการทดสอบแรงสลับทิศ ตัวอย่างการทดสอบได้จำลองโครงสร้างเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กสองประเภทมาจากโรงผลิตไฟฟ้านิวเคลียร์ ในปี ค.ศ.1969 ทุกตัวอย่างจะมีขนาดหน้าตัดที่เท่ากันหมด ตามรูปที่ 2.8



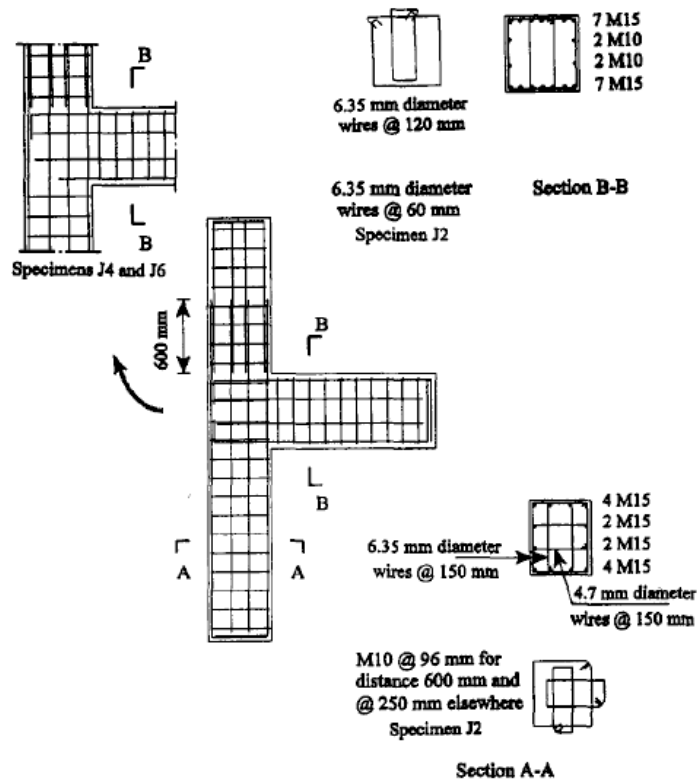
รูปที่ 2.8 แสดงถึงขนาดหน้าตัดของตัวอย่างในการทดสอบ Biddah, A. et al.(1997)

ในการทดสอบครั้งนี้ได้ใช้เทคนิคในการหุ้มเหล็กกับชิ้นส่วนบริเวณข้อต่อ โดยข้อต่อได้มีการออกแบบตามมาตรฐานการก่อสร้างก่อนปี 1970 แสดงตามรูปที่ 2.8 เทคนิคนี้ใช้เพื่อเป็นการลดแรงที่จะกระทำกับตัวข้อต่อ หลักการที่นำมาใช้ในการออกแบบวิธีนี้คือการเพิ่มความสามารถในการรับแรงเฉือนให้แก่ตัวคอนกรีตโดยใช้เพลทเหล็กนำมาเสริมเพื่อแก้ไขข้อต่อของตัวคอนกรีต ซึ่งตัวแปรที่มีผลกับการทดสอบนี้ได้แก่ เหล็กยี่ในตัวของคาน ความหนาของเพลทเหล็กที่นำมาครอบตัวอย่างและการออกแบบลักษณะเพลทที่นำมาครอบ



รูปที่ 2.9 รูปแบบการครอบเพลทเหล็กให้แก่ข้อต่อคาน-เสาของ Biddah, A et al.(1997)

สำหรับตัวอย่าง J1 และ J5 ได้มีการครอบเพลทที่เฉพาะบริเวณตัวข้อต่อคาน-เสา ในตัวอย่าง J3 ได้มีการครอบเพลทในส่วนของตัวข้อต่อและคานในบางส่วนตามรูปที่ 2.9 แต่ตัวอย่าง J5 ได้มีเพียงการครอบเพลทเหล็กที่ตัวเสาด้านล่างคานเพียงอย่างเดียว เพลทเหล็กที่นำมาทำการครอบมีความหนา 2.8 มม. ตัวอย่าง J2 ได้ออกแบบตามมาตรฐานการก่อสร้าง CSA A23.3-94 ที่มีการคำนึงถึงการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในตัวของข้อต่อ ส่วนตัวอย่าง J4 และ J6 ได้ออกแบบโดยไม่ได้คำนึงถึงการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในตัวของข้อต่อ และใน 2 ตัวอย่างได้เลือกใช้เพลทที่มีความหนา 3.5 มม. มาตรการที่บริเวณตัวเสาและข้อต่อตามรูปที่ 2.9 เหล็กเสริมที่นำมาเสริมในทุกตัวอย่างมีขนาดที่เท่ากันทั้งหมด มีเพียงตัวอย่าง J4 และ J6 ที่มีเหล็กฝักจากคานเข้าสู่ข้อต่อที่สั้นกว่าตัวอย่างอื่น ๆ รายละเอียดแสดงตามรูปที่ 2.10 ระยะหุ้มคอนกรีตของทุกตัวอย่างเท่ากับ 30 มม. และใช้วัสดุผสมพิเศษ (non-shrink grout) อุดรอยต่อระหว่างตัวคอนกรีตกับเพลทอีกหนึ่งชั้นตอน ตารางที่ 2.1 แสดงค่ากำลังรับแรงดึงและแรงอัดของตัวคอนกรีต และตารางที่ 2.2 แสดงคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่นำมาใช้



รูปที่ 2.10 รูปแบบการใส่เหล็กเสริมให้ตัวอย่างการทดสอบ Biddah, A et al.(1997)

ตารางที่ 2.1 การรับกำลังของคอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบในลักษณะต่าง ๆ Biddah, A et al.(1997)

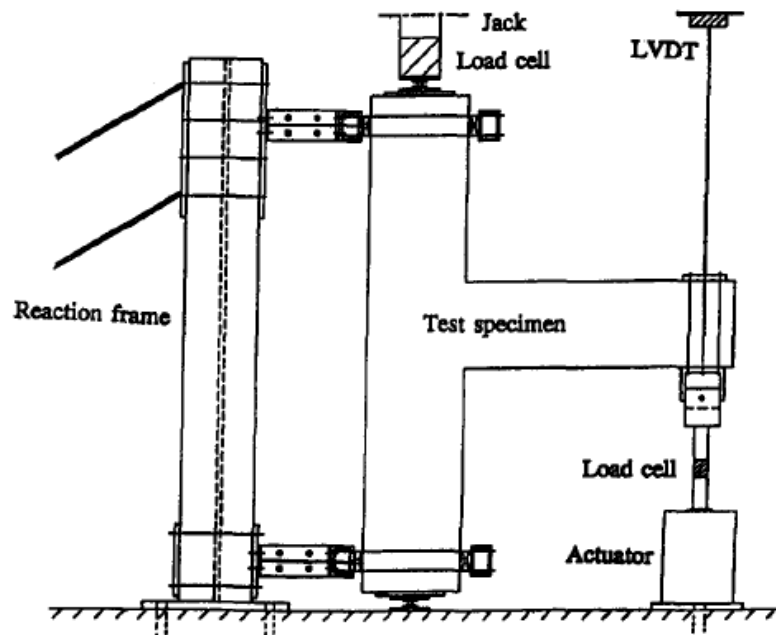
Time	Specimen					
	J1	J2	J3	J4	J5	J6
Twenty - eight days compressive strength (Mpa)	21.5	22.0	21.5	24.0	22.0	24.0
Twenty - eight days split tensile strength (Mpa)	2.85	2.40	2.85	2.42	2.40	2.42
Compressive strength at time of test (Mpa)	23.6	22.0	25.0	24.0	23.0	25.5



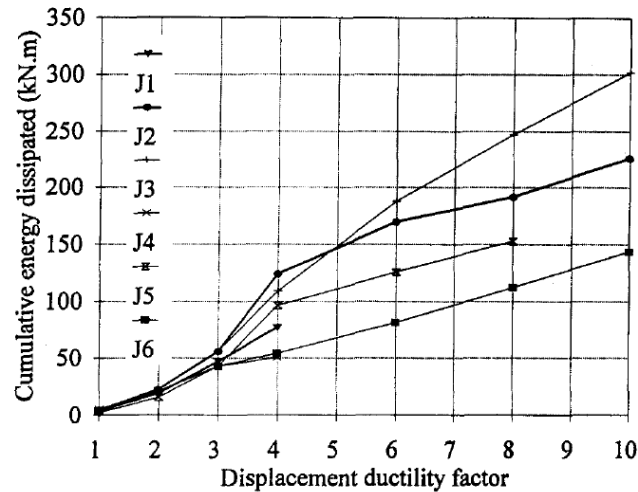
ตารางที่ 2.2 ผลการทดสอบเหล็กเสริมที่นำมาใช้ในการทดสอบ Biddah, A et al.(1997)

Item	$f_y$ (Mpa)	$\epsilon_u$ %	$f_u$ (Mpa)
M10 rebar	500	12.0	750
M15 rebar	440	14.5	697
6.35-mm-diameter smooth bar	448	13.8	534
4.7-mm-diameter smooth bar	648	5.0	706
2.8-mm-corrugated steel sheet	363	2.8	397
3.5-mm-corrugated steel sheet	342	2.9	390

การติดตั้งโดยทั่วไปเป็นไปตามรูปที่ 2.11 ในการทดสอบให้แรงตามแนวแกนกระทำที่ตัวเสามีค่าเท่ากับ 505 kN. เพื่อเป็นการแทนแรงในแนวตั้งให้แก่ตัวเสา แต่ทว่าแรงสลับทิศที่ให้แก่คานยังคงเป็นไปตามการคำนวณ ภายหลังจากการทดสอบเสร็จผลที่ได้จากการทดสอบได้บันทึกตาม CSA A23.3-94 ค่าการสลายพลังงานของตัวอย่างที่ 3 มีค่าที่สูงที่สุด แต่ตัวอย่าง J1 มีค่าการสลายพลังงานที่ต่ำที่สุด แสดงตามรูปที่ 2.12 โดยทั่วไปถือว่าเทคนิคนี้ประสิทธิภาพ เพราะในส่วนของที่ไม่ได้รับการครอบพลทเหล็กมีผลที่น่าพอใจทั้งในส่วนของการรับแรงเฉือนและการสลายพลังงานที่ไม่คลาดเคลื่อนจากความเป็นจริง

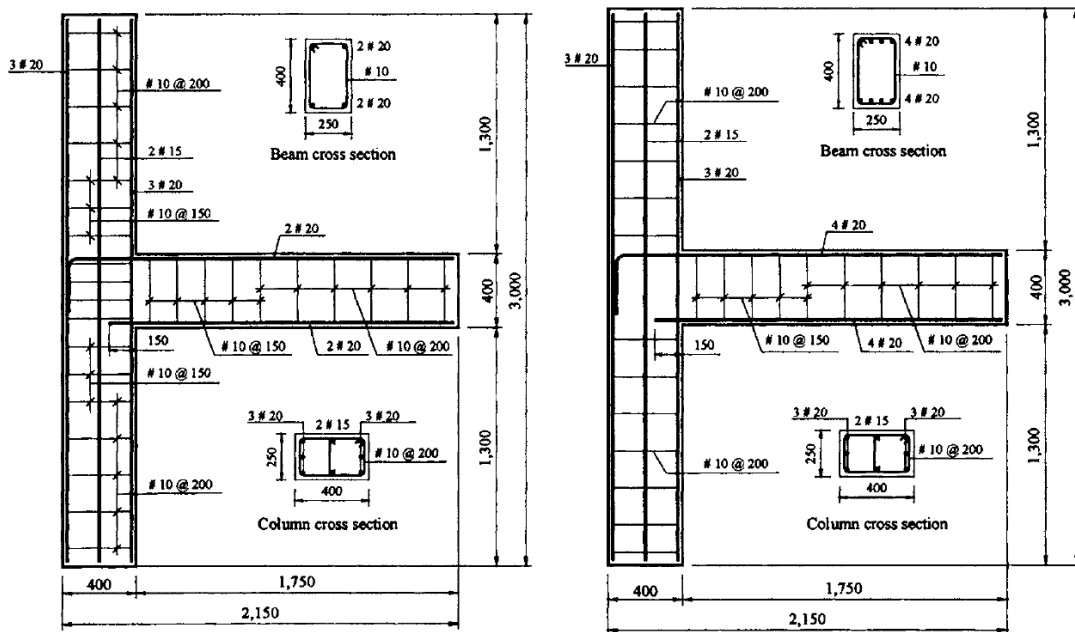


รูปที่ 2.11 การติดตั้งชิ้นงานกับเครื่องทำการทดสอบ Biddah, A et al.(1997)



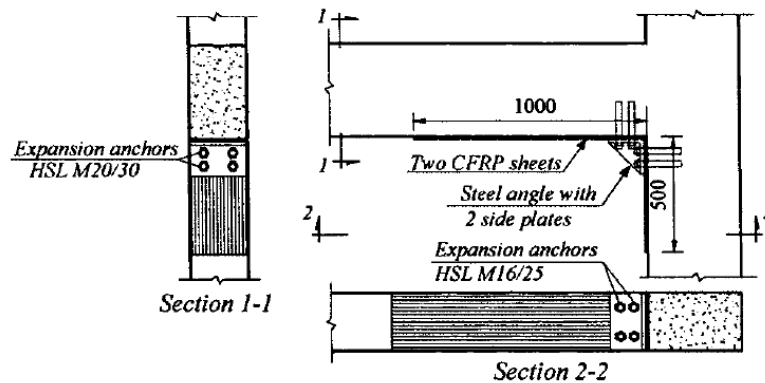
รูปที่ 2.12 กราฟแสดงการสลายพลังงานของตัวอย่างในการทดสอบ Biddah, A. et al.(1997)

Ghobarah, A. et al. (2005) ได้ทำการศึกษาและทดสอบกับตัวอย่างทั้งหมด 6 ตัวอย่าง ในการรับรับแรงกระทำจากภายนอกกระทำต่อข้อต่อคาน-เสา ที่ออกแบบตามมาตรฐานการก่อสร้างก่อนปี 1970 ขนาดและรูปร่างรวมถึงการเสริมเหล็กของตัวอย่างแสดงตามรูปที่ 2.13 ซึ่งในการทดสอบได้แบ่งกลุ่มตัวอย่างทดสอบทั้งหมด 2 กลุ่ม โดย 3 ตัวอย่างแรกได้มีการเสริมเหล็กครอบรอบแรงเฉือนในตัวข้อต่อ แต่อีก 3 ตัวอย่างที่เหลือ ได้มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนที่ตัวคานแทน ตามรูปที่ 2.13

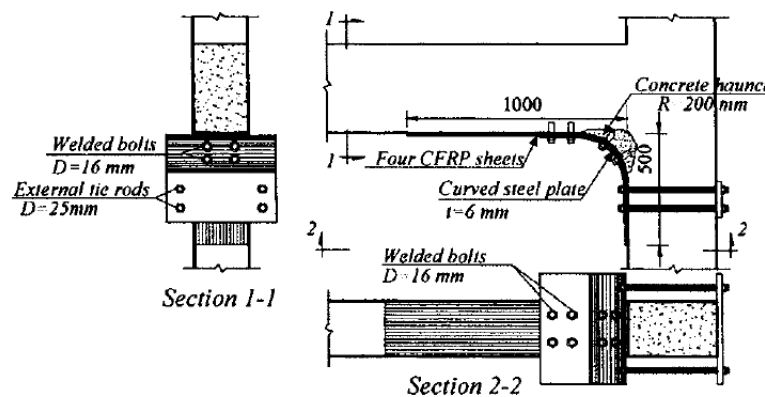


รูปที่ 2.13 แสดงขนาดและการเสริมเหล็กของตัวอย่างทำการทดสอบของ Ghobarah, A. et al. (2005)

ซึ่งวัสดุที่นำมาเสริมกำลังให้แก่ตัวอย่างในครั้งมีทั้งหมด 2 ชนิด ได้แก่ Carbon Fiber Reinforced Polymer(CFRP) และ Glass Fiber Reinforced Polymer(GFRP) ประเภท Tyfo BC และ MBrace EG900 ตามลำดับ โดยทั้งสองเป็นวัสดุสังผสม และในส่วนของตัวยึดรั้งและเหล็กเพลทใช้ตามมาตรฐานทั่วไป รูปที่ 2.14 แสดงเทคนิคการติดตั้งการเสริมกำลังให้แก่ตัวอย่างทดสอบเพื่อเปลี่ยนคุณสมบัติให้ตัวอย่างมีความเหนียวมากขึ้น รวมไปถึงการชดเชยคุณสมบัติของตัวเหล็กเสริม ทุกตัวอย่างการทดสอบถูกติดตั้งในแนวตั้ง โดยให้แรงกระทำตามแกนในแนวตั้งแก่เสาด้วยแรงเท่ากับ ( $0.2 A_g f'_c = 600 \text{ KN}$ ) และให้แรงกระทำกับตัวคานด้วยแรงสลับทิศตามการคำนวณ ในส่วนของค่าน้ำหนักประลัย ค่าการเคลื่อนตัว และรูปแบบการพัง แสดงตามตารางที่ 2.3

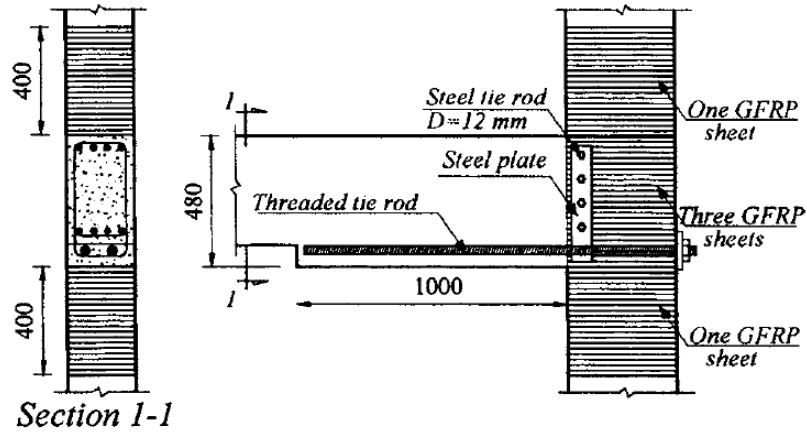


ข้อต่อ T-B12

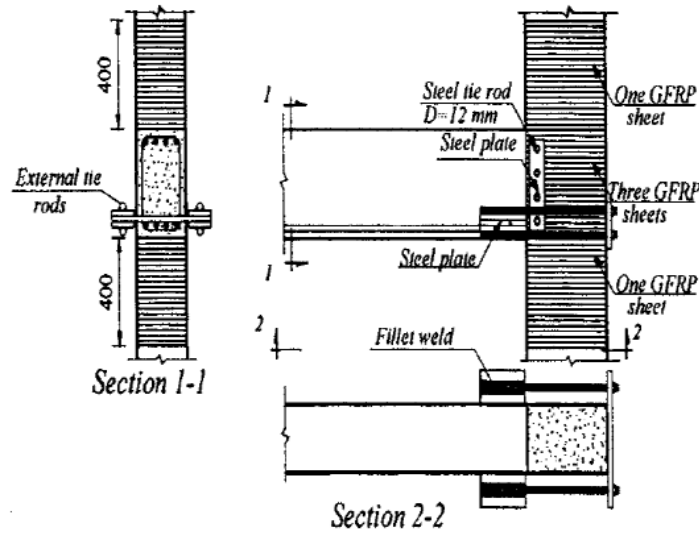


ข้อต่อ T-B11

รูปที่ 2.14 แสดงการเสริมกำลังด้วยลักษณะต่าง ๆ ของ Ghobarah, A. et al. (2005)



ข้อต่อ T-SB8



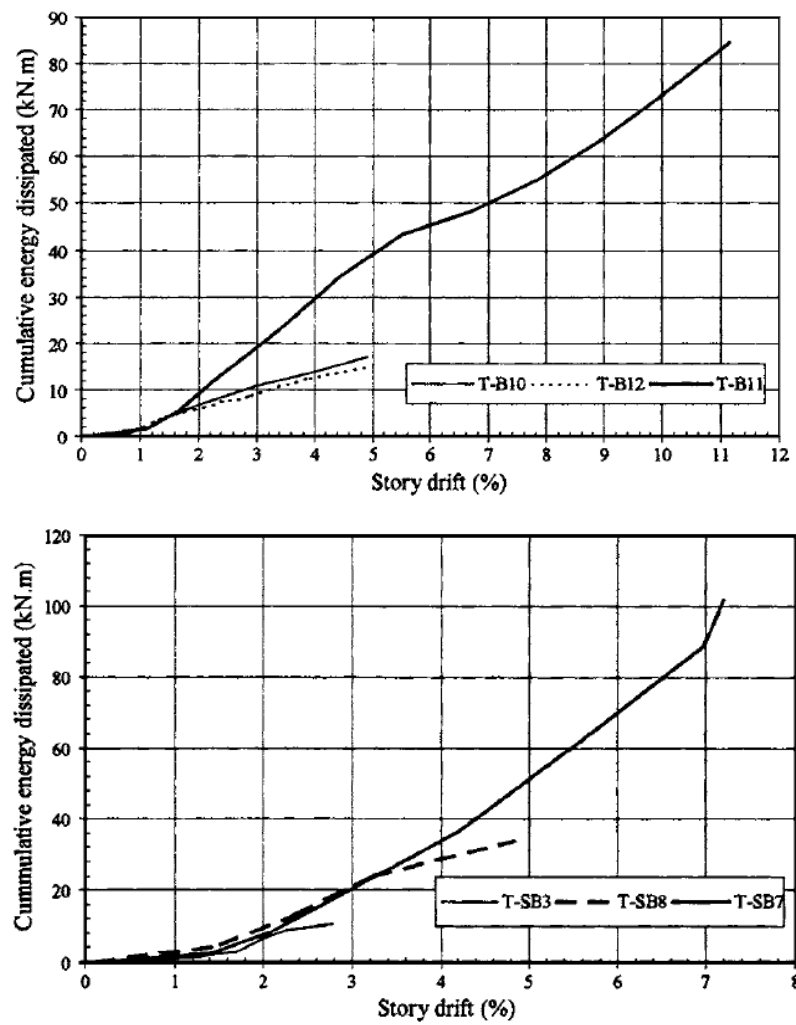
ข้อต่อ T-SB7

รูปที่ 2.14 (ต่อ) แสดงการเสริมกำลังด้วยลักษณะต่าง ๆ ของ Ghobarah, A. et al. (2005)

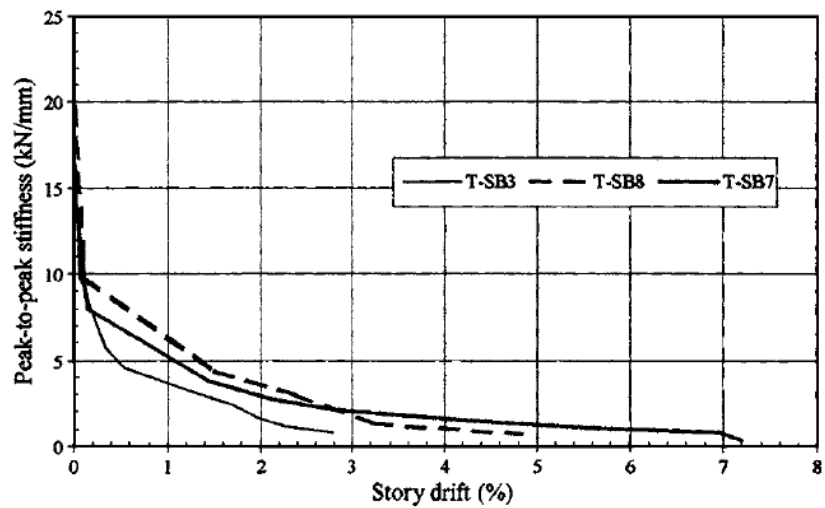
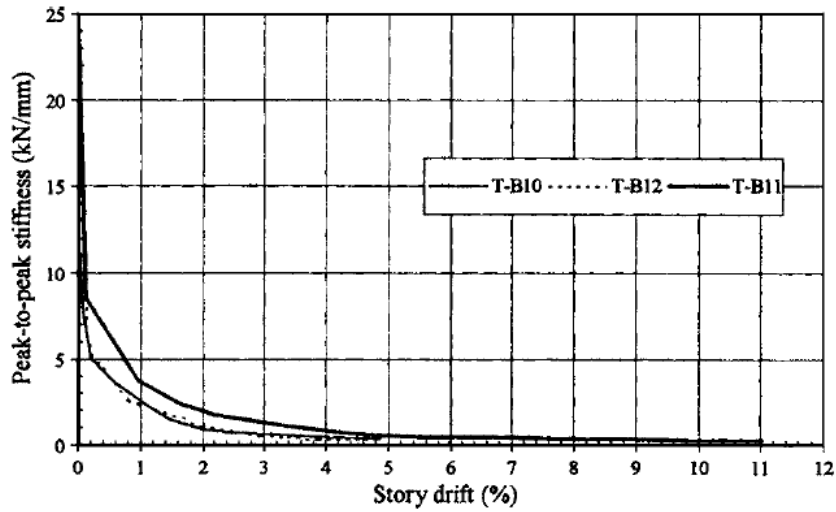
ตารางที่ 2.3 ผลการทดสอบของ Ghobarah, A. et al. (2005)

Joint	Failure mode	Ultimate tip load (kN)	Story drift at ultimate load (%)	Maximum story drift (%)
(a) Anchorage-deficient joints				
T-B10	Bond slip	+52.9 and -61.5	0.99	4.93
T-B12	FRP debonding	+46.8 and -55.0	1.95	4.86
T-B11	Beam hinging	+86.0 and -80.0	1.68	11.17
(b) Shear/anchorage-deficient joints				
T-SB3	Bond and shear	+61.4 and -92.1	1.62	2.70
T-SB8	Shear of rehab section	+152.0 and -127.6	2.43	4.86
T-SB7	Fracture of rehab rods	+124.0 and -127.9	4.22	8.43

จากการทดสอบทำให้ทราบว่า การทดสอบของข้อต่อที่ถูกออกแบบก่อนปี 1970 ที่มีความสามารถในการรับแรงเฉือนในข้อต่อของตัวเหล็กเสริมที่ตํานั้น เมื่อทำการเสริมกำลังด้วย GFRP มีการเกิดของรอยแตกร้าวและแรงเฉือนที่กระทำกับตัวข้อต่อน้อยลงอย่างเห็นได้ชัด สำหรับในตัวอย่างที่เสริมกำลังด้วย CFRP กับเพลทเหล็กด้านล่างคานเพื่อทดแทนความยาวของเหล็กยื่นในตัวคาน นั้นมีประสิทธิภาพที่ดีขึ้นอย่างมาก ในส่วนของกราฟการสลายพลังกับค่าความเหนียว จะแสดงในรูปที่ 2.15 และ 2.16 ในการทดสอบครั้งนี้ Ghobarah ได้ทดสอบด้วยวิธีที่หลากหลาย จนทำให้เขาได้ข้อสรุปจากการทดลองครั้งนี้ว่า “การออกแบบไม่ได้คำนึงถึงเพียงแค่เหล็กรับแรงเฉือนในตัวของโครงสร้าง แต่ตัวของคอนกรีตที่นำมาใช้จะต้องมีประสิทธิภาพที่ดีเช่นเดียวกัน”

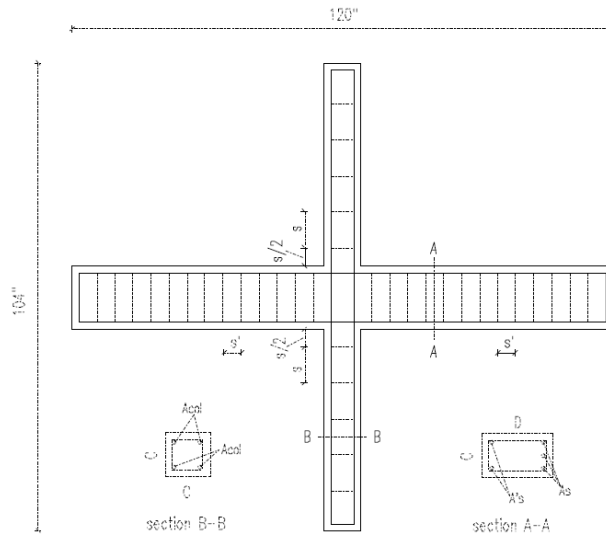


รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างการสลายพลังงานกับค่าการเคลื่อนตัว Ghobarah, A. et al. (2005)



รูปที่ 2.16 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า stiffness กับ ค่าการเคลื่อนตัว

Prota, A. et al. (2000) ได้ทำการเลือกใช้วัสดุผสมอย่าง Fiber Reinforced Polymer (FRP) เสริมคู่กับแบบเสริมโครงสร้าง (ตัวยึดรั้งและเพลทเหล็ก) เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพให้แก่ตัวข้อต่อของโครงสร้าง ซึ่งมาตรฐานในการก่อสร้างตัวอย่างใช้ตามมาตรฐาน ACI318-63 ซึ่งเป็นมาตรฐานที่ใหม่และง่ายต่อการนำข้อมูลไปวิเคราะห์และคำนวณที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริง ซึ่งมาตรฐานการออกแบบนี้มีส่วนช่วยในการเพิ่มกำลังรับแรงดัดให้แก่ตัวเสา ซึ่งเป็นไปตามวิธี near surface mounted (NSM) ในส่วนของ FRP ที่นำมาใช้เพื่อเป็นตัวรัดรอบในส่วนของข้อต่อ เพื่อเป็นการเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนและแรงเฉือนในตัวข้อต่อควบคู่กัน ขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กของตัวอย่างในการทดสอบแสดงตามรูปที่ 2.17 และในแต่ละตัวอย่างจะมีการเสริมกำลังที่แตกต่างกัน



รูปที่ 2.17 ขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กของตัวอย่างทำการทดสอบ Prota, A. et al. (2000)

สำหรับในการศึกษาในครั้งนี้ได้ทำการสร้างตัวอย่างทั้งหมด 12 ตัวอย่าง ซึ่งแบ่งเป็น 2 กลุ่ม กลุ่มละ 6 ตัวอย่าง ความต่างของทั้ง 2 กลุ่มที่ทำการทดสอบคือ การให้แรงตามแนวแกนที่มากกระทำกับตัวอย่างทำการทดสอบ ตารางที่ 2.5 แสดงถึงค่าแรงตามแนวแกนที่กระทำกับตัวอย่างทดสอบทั้ง 2 กลุ่ม ตัวอย่าง ซึ่งคอนกรีตที่ใช้ในการสร้างตัวอย่างมีกำลังรับแรงอัด ( $f'_c$ ) เท่ากับ 4530 psi. และค่าการครากของเหล็ก ( $f_y$ ) เท่ากับ 600 psi. ตารางที่ 2.4 แสดงถึงคุณสมบัติวัสดุผสมที่นำมาใช้ในการเสริมกำลังทุกตัวอย่างที่นำมาทดสอบนั้นล้วนแล้วแต่มีความหลายในการเสริมกำลัง บางตัวอย่างอาจมีการเสริมกำลังเพียงพัน CFRP ที่เฉพาะบริเวณรอบเสาหรือบ้างก็มีการพัน CFRP และใช้เพลทเหล็กเสริม เพื่อเป็นการเพิ่มความหลากหลายให้แก่ข้อมูลที่จะนำมาพิจารณาและเปรียบเทียบให้มากขึ้นตามตารางที่ 2.5

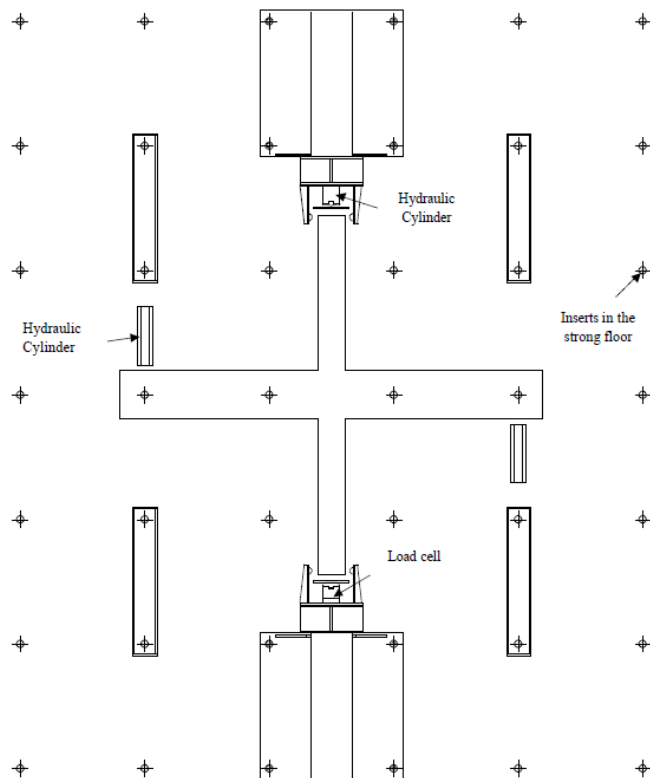
ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติวัสดุผสมที่นำมาใช้ในการเสริมกำลัง Prota, A. et al. (2000)

Material	Size	Modulus of Elasticity ( $E_{fr}$ )	Ultimate Tensile Strength ( $f_{su}$ )
CFRP Rod #3	(0.375 in. dia.)	15200 ksi	272 ksi
CFRP sheet	0.0065 in. thick	32800 ksi	495 ksi

ตารางที่ 2.5 การเสริมกำลังในแต่ละตัวอย่างทำการทดสอบ Prota, A. et al. (2000)

SET	Spec.	COLUMN					PANEL	BEAM						
		Axial Load kips	C in.	A <sub>col</sub> bars	s in.	FRP sheets layers	FRP NSMr rods number	upgraded by	C in.	D in.	A <sub>s</sub> rods	A <sub>s</sub> ' rods	s' in.	FRP sheets layers
1	1.a	56	8	2 - #5	8	0	0	-----	8	14	3 - #7	2 - #6	4	0
	1.b	56	8	2 - #5	8	2	0	-----	8	14	3 - #7	2 - #6	4	0
	1.c	56	8	2 - #5	8	2	8 - #3	-----	8	14	3 - #7	2 - #6	4	0
	1.d	56	8	2 - #5	8	2	8 - #3	sheets	8	14	3 - #7	2 - #6	4	0
	1.e	56	8	2 - #5	8	2	8 - #3	sh.+NSMr	8	14	3 - #7	2 - #6	4	0
	1.f	56	8	2 - #5	8	2	8 - #3	sh.+NSMr	8	14	3 - #7	2 - #6	4	2
2	2.a	28	8	2 - #5	8	0	0	-----	8	14	3 - #7	2 - #6	4	0
	2.b	28	8	2 - #5	8	2	0	-----	8	14	3 - #7	2 - #6	4	0
	2.c	28	8	2 - #5	8	2	8 - #3	-----	8	14	3 - #7	2 - #6	4	0
	2.d	28	8	2 - #5	8	2	8 - #3	sheets	8	14	3 - #7	2 - #6	4	0
	2.e	28	8	2 - #5	8	2	8 - #3	sh.+NSMr	8	14	3 - #7	2 - #6	4	0
	2.f	28	8	2 - #5	8	2	8 - #3	sh.+NSMr	8	14	3 - #7	2 - #6	4	2

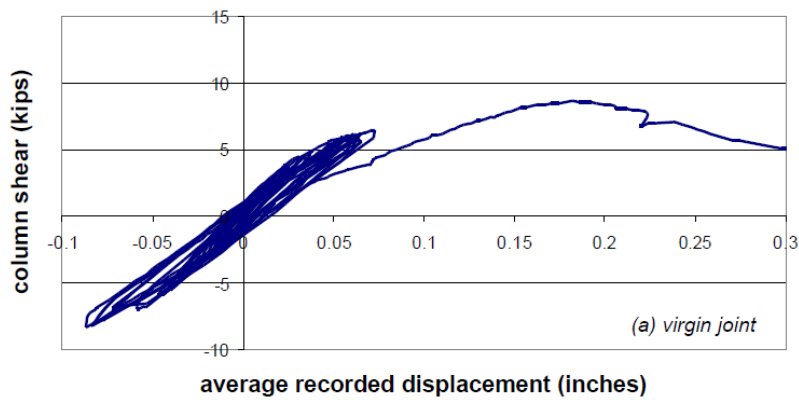
ในการทดสอบตัวอย่าง จะจำลองให้การทดสอบตัวอย่างอยู่ในแนวราบขนานกับพื้น โดยจะมีการใช้ไม้อัดในการวางชั้นกลางระหว่างพื้นกับตัวอย่างเพื่อเป็นการสร้างแรงเสียดทาน และเพื่อให้เกิดความอิสระต่อกันให้แก่คานและเสา ตามรูปที่ 2.18



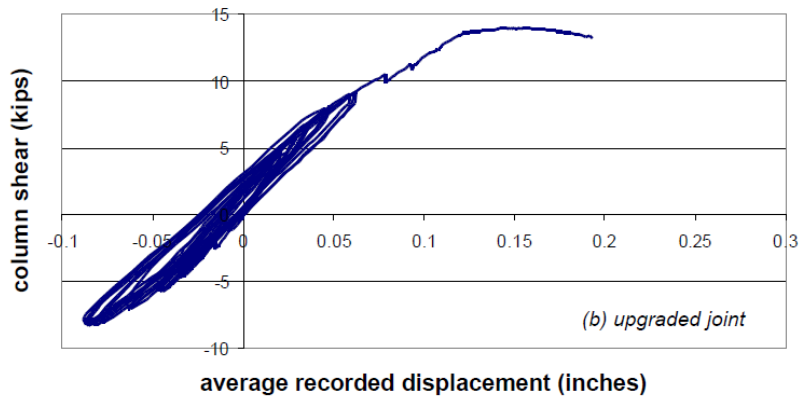
รูปที่ 2.18 การติดตั้งตัวอย่างกับเครื่องทำการทดสอบ Prota, A. et al. (2000)



หลักการในการทำการทดสอบคือ จะทำการให้แรงกระทำกับตัวเสาตามที่ยกก่อนหน้า และจะให้ Hydraulic cylinder ที่ปลายคานทั้งสองตัวทำการให้แรงกระทำที่ปลายคานเพื่อเป็นการจำลองสร้างแรงเฉือนและโมเมนต์ให้แก่ตัวเสา จากการศึกษาในครั้งนี้ทำให้พบว่าการทำงานร่วมกันของวัสดุเสริมกำลังที่ทำงานร่วมกันระหว่าง FRP กับ NSM นั้นสำเร็จในการเสริมกำลังให้แก่อาคารในการรับแรงกระทำในแนวดิ่ง (Gravity load Designed Buildings : GLD) และการเสริมกำลังด้วยวิธีต่าง ๆ สามารถช่วยลดโอกาสการพังของโครงสร้างได้อย่างแท้จริง รูปที่ 2.19 แสดงถึงกราฟระหว่างการรับแรงเฉือนของเสากับระยะที่เคลื่อนตัวไปในตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการเสริมกำลัง (1ก.) และตัวอย่างที่ได้การเสริมกำลัง(1ข.) ส่งผลให้กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดเพิ่มขึ้นถึง 1.6% จากตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการเสริมกำลัง



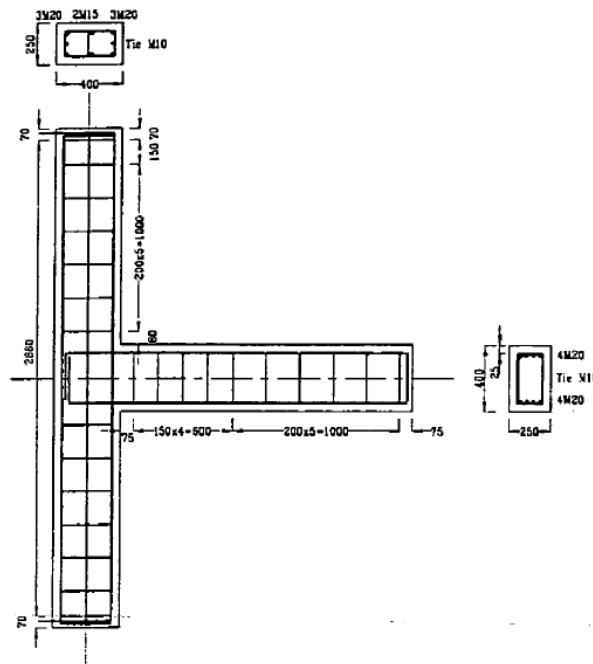
(1ก.)



(1ข.)

รูปที่ 2.19 การรับแรงเฉือนและระยะการเคลื่อนตัว (1ก.)ตัวอย่างไม่ได้เสริมกำลัง และ(1ข.) ตัวอย่างที่เสริมกำลัง Prota, A. et al. (2000)

Grobarah, A. et al. (2001) ได้ใช้ Glass fiber Reinforced Polymer (GFRP) laminates ในการเสริมกำลังภายนอกให้แก่ข้อต่อคาน-เสา ในการทดสอบครั้งนี้ได้ใช้ตัวอย่างเพียง 1 ตัวอย่างมีขนาดตามความเป็นจริง ซึ่งตัวอย่างนี้จะไม่มีเสริมเหล็กรับแรงเฉือนภายในข้อต่อ ขนาดหน้าตัดรวมไปถึงรายละเอียดการเสริมเหล็กนั้นจะแสดงอยู่ในรูปที่ 2.20 คอนกรีตที่ใช้สามารถรับกำลังอัดได้ที่ 30.8 Mpa และจุดครากของเหล็กเสริมอยู่ที่ 454 และ 425 Mpa ของเหล็ก M10 และ M20 ตามลำดับ



รูปที่ 2.20 แสดงขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็ก Grobarah, A. et al. (2001)

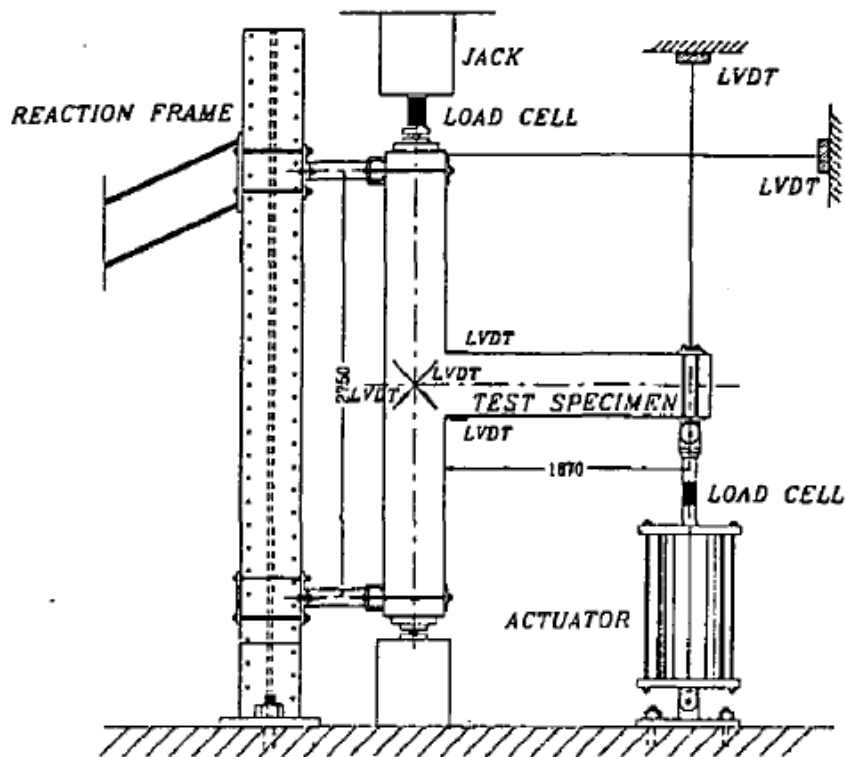
หัวข้อหลักในการศึกษาในครั้งนี้เพื่อที่จะเป็นการนำ GFRP มาประยุกต์ใช้และเสริมกำลังให้แก่ข้อต่อคาน-เสา เพื่อเป็นการลดแรงที่กระทำด้านข้างรวมถึงลดแรงเฉือนที่จะเกิดขึ้นภายในตัวของข้อต่อ คุณสมบัติของ GFRP แสดงตามตารางที่ 2.6

ตารางที่ 2.6 คุณสมบัติของ GFRP Grobarah, A. et al. (2001)

GFRP	Ultimate Tensile Strength, Mpa	Ultimate Elongation, %	Elastic Modulus, Mpa	Thickness, mm.
Bi-directional (in the 45° direction)	552	1.7-4.0	27579	1.1

การให้แรงแก่ตัวอย่างทั้งสองการทดสอบนั้น ในการทดสอบครั้งแรกนั้นนำมาจากการประมาณแรงเพียง 15% จากแรงที่ทำให้คานเกิดรอยแตกร้าวโดยแรงดังกล่าวจะนำมาควบคุมทั้ง 2 การทดสอบ ในการทดสอบครั้งแรกจะเริ่มให้แรงไปจนถึงจุดครากของเหล็กเสริมในคาน ตัวอย่างในการทดสอบครั้งแรกมีชื่อว่า T1 ซึ่งในตัวอย่างควบคุมในการทดสอบ หลังจากการทดสอบ T1 เสร็จสิ้น ตัวอย่างจะถูกซ่อมแซมด้วยการสกัดคอนกรีตที่แตกร้าวออกและทำการตีแบบเทคอนกรีตใหม่ ที่มีกำลังรับแรงอัดเท่ากับ 38 Mpa จากนั้นทำการครอบบริเวณข้อต่อด้วย GFRP ในลักษณะตัว “U” ด้านปลายของ GFRP ทำการยึดด้วยเพลทเหล็กและยึดด้วยน็อตเพื่อป้องกันการหลุดออกจากตัวอย่างทดสอบ ภายหลังจากซ่อมเสร็จตัวอย่างจะมีชื่อว่า T1R

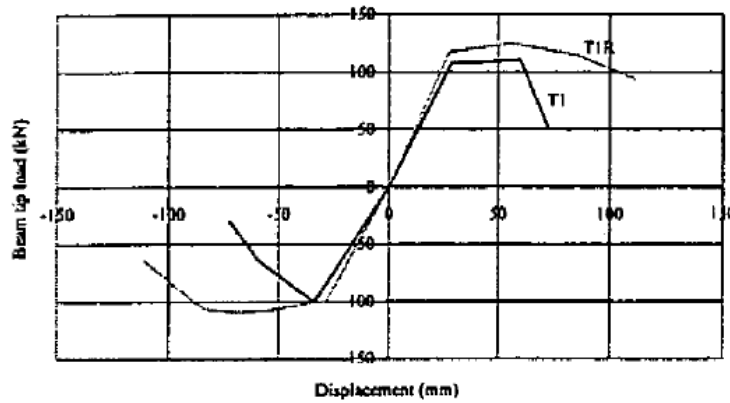
ในการทดสอบ T1R นั้นจะทำการติดตั้งตัวอย่างให้อยู่ในแนวตั้ง โดยให้แรงกระทำกับที่ตัวเสาคำนวณจาก  $0.2A_g f'_c$  และที่คานจะให้แรงสลับทิศอย่างอิสระ ตามรูปที่ 2.21



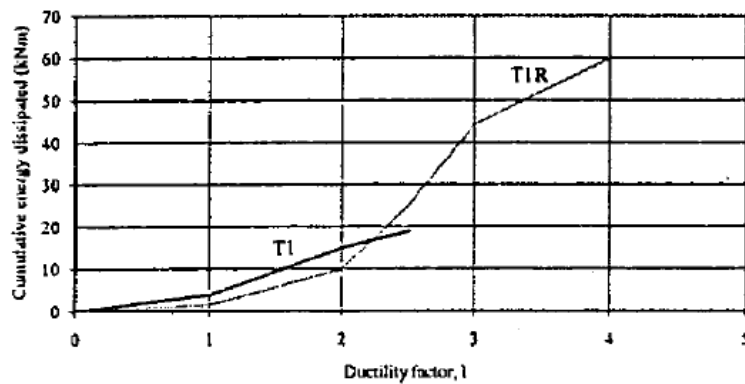
รูปที่ 2.21 การติดตั้งตัวอย่างทำการทดสอบกับเครื่องทำการทดสอบ Grobarah, A. et al. (2001)

ภายหลังจากการทดสอบผลที่ได้คือ ตัวอย่าง T1 นั้นมีความสามารถในการรับแรงเฉือนที่ตัด และมีรอยแตกร้าวที่มาก แตกต่างกับตัวอย่าง T1R ที่ได้รับการซ่อมแซมและเสริมกำลังด้วย GFRP ทำให้สามารถรับแรงเฉือนได้มากขึ้น รวมไปถึงค่าความเหนียวที่เพิ่มขึ้นตามด้วย (เพิ่มมากขึ้นจากเดิมถึง 60%)

รวมไปถึงการพัฒนาการเกิดมุมหมุนพลาสติกในตัวคาน รูปที่ 2.22 แสดงถึงการเปรียบเทียบการรับกำลัง และระยะการเคลื่อนตัวของทั้งสองตัวอย่าง รูปที่ 2.23 แสดงการสลายพลังงานของทั้งสองตัวอย่าง

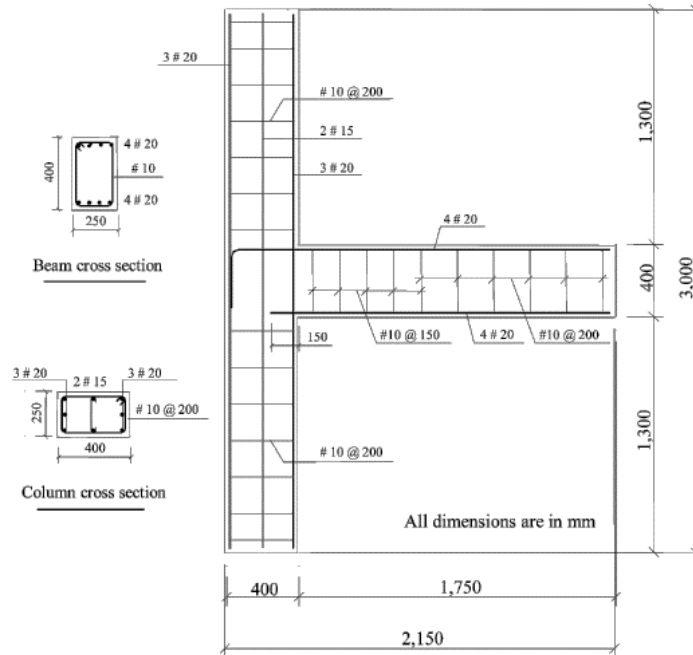


รูปที่ 2.22 เปรียบเทียบการรับกำลังและการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบ Grobarah, A. et al. (2001)



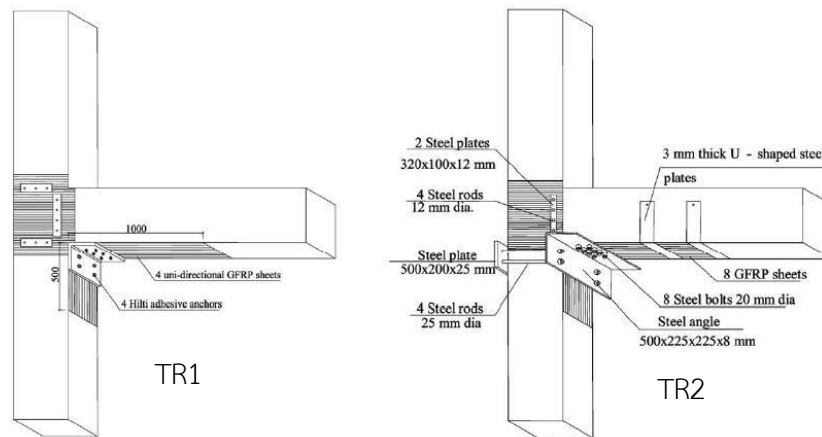
รูปที่ 2.23 แสดงการสลายพลังงานของตัวอย่างทำการทดสอบ Grobarah, A. et al. (2001)

El-Amoury, T. et al. (2001) ได้ทำการศึกษาถึงวิธีการเสริมกำลังให้กับข้อต่อคาน-เสา ด้วย Glass Fiber Reinforced Polymer(GFRP) sheets เพราะข้อต่อคาน-เสา ด้านนอกนั้นมีความอ่อนไหว ต่อแรงที่กระทำมากกว่าบริเวณข้างในข้อต่อ สำหรับตัวอย่างในการทดสอบมีด้วยกันทั้งหมด 3 ตัวอย่างซึ่ง ได้สร้างตามแบบการก่อสร้างก่อนปี 1970 ที่ออกแบบเพื่อรับแรงในแนวตั้งเพียงอย่างเดียว ตัวอย่าง “T0” จะเป็นตัวอย่างที่ไม่ได้รับการเสริมกำลังและเป็นตัวอย่างในการควบคุมการทดสอบ สำหรับตัวอย่าง TR1 และ TR2 นั้นจะได้รับการเสริมกำลังที่บริเวณข้อต่อ แต่ทุกตัวอย่างการทดสอบนั้นจะมีขนาดหน้าตัดคาน- เสา และการเสริมเหล็กภายในที่เหมือนกัน ตามรูปที่ 2.24 เหล็กเสริมภายในประกอบไปด้วย M10 M15 และ M20 มีกำลังที่จุดครากเท่ากับ 450 408 และ 425 Mpa ตามลำดับ ใช้คอนกรีตที่มีกำลังเท่ากับ 30.6 43.5 และ 39.5 Mpa กับตัวอย่าง T0 TR1 และ TR2 ตามลำดับ



รูปที่ 2.24 แสดงขนาดหน้าตัดและเหล็กเสริมภายในตัวอย่าง El-Amoury, T. et al. (2001)

ตัวอย่าง TR1 เป็นตัวอย่างที่ได้รับการซ่อมภายหลังจากที่ตัวอย่าง T0 ทดสอบเสร็จโดยการสกัดคอนกรีตเก่าออกและเทคอนกรีตกำลังสูงจากเดิมและทำการเสริมกำลังด้วยการใช้ แผ่น GFRP ครอบคลุมบริเวณข้อต่อคาน-เสา แต่ตัวอย่าง TR2 คือตัวอย่างที่ยังไม่ได้รับการทดสอบทำการติดตั้งการเสริมกำลังที่ตัวข้อต่อเรียบร้อย ซึ่งรูปแบบการติดตั้ง แผ่น GFRP จะแสดงตามรูปที่ 2.45 สำหรับคุณสมบัติของแผ่น GFRP นั้นมาจากทางผู้ผลิต ตามตารางที่ 2.8 ในการติดตั้งแผ่น GFRP ครั้งนี้จะติดตั้งทั้งหมด 2 ชั้น โดยชั้นแรกจะเป็น bi-directional sheet และชั้นที่สองจะเป็น unidirection sheet

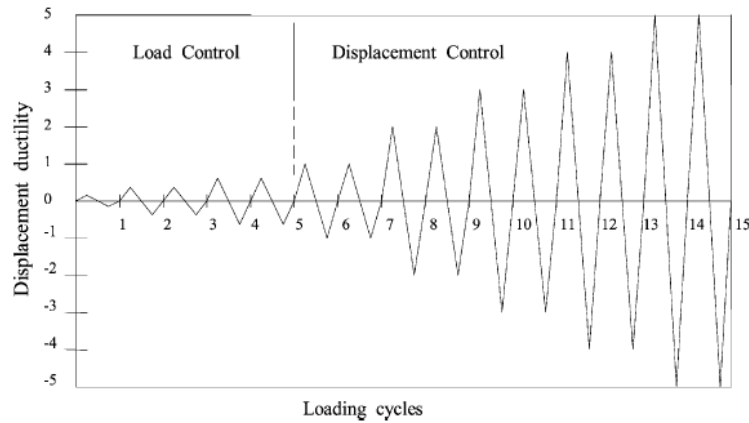


รูปที่ 2.25 การติดตั้งวัสดุการเสริมกำลังที่ข้อต่อคาน-เสา ของทั้งสองตัวอย่าง El-Amoury, T. et al. (2001)

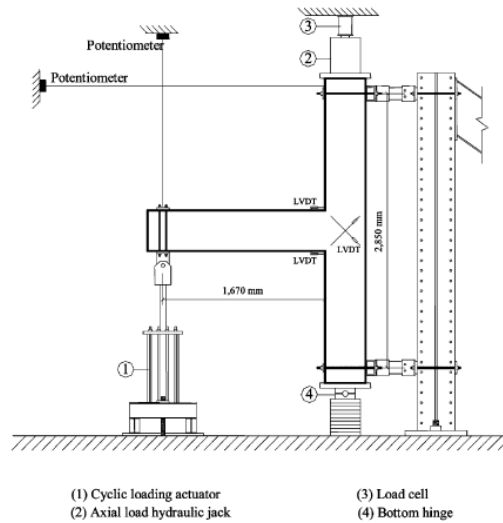
ตารางที่ 2.7 คุณสมบัติของแผ่น GFRP El-Amoury, T. et al. (2001)

GFRP	Tensile strength in 0° direction (MPa)	Elongation at break (%)	Tensile modulus (GPa)	Thickness (mm)
Bi-directional ( $\pm 45^\circ$ )	279	1.5	19	0.864
Unidirectional	1700	2	71	0.353

แรงที่ใช้ในการทดสอบทั้งสองตัวอย่างแสดงในรูปที่ 2.26 ซึ่งในส่วนของเสาจะมีการให้แรงกระทำที่ปลายเสาด้วยแรงเท่ากับ  $0.2A_g f'_c$  และให้ซัพพอร์ตที่ปลายเสาด้านล่างเป็นแบบ pin และที่คานจะให้แรงสลับทิศแบบอิสระที่ปลายคานตามรูปที่ 2.26 ในการติดตั้งตัวอย่างกับเครื่องทำการทดสอบจะติดตั้งให้อยู่ในแนวตั้งตามรูปที่ 2.27

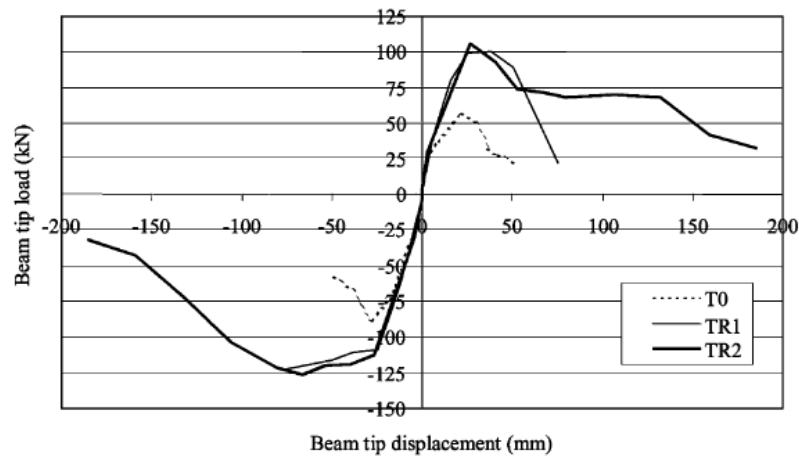


รูปที่ 2.26 แรงที่กระทำที่ปลายคาน El-Amoury, T. et al. (2001)

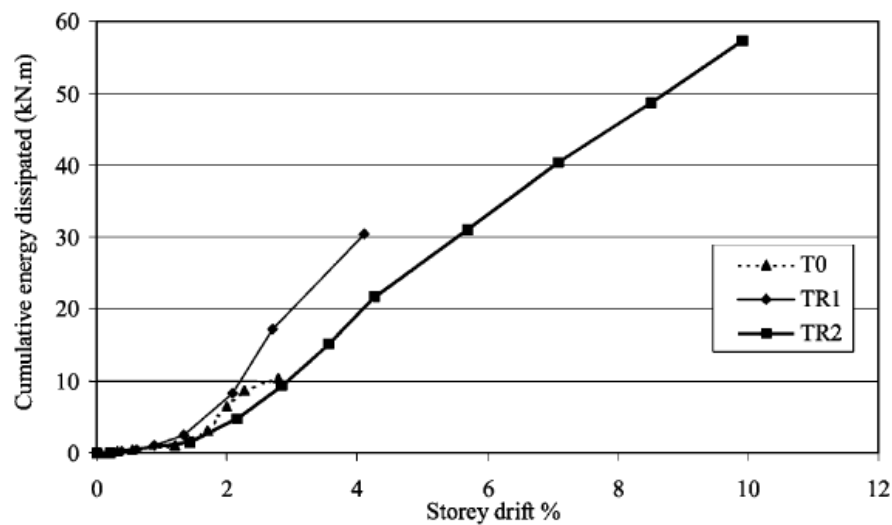


รูปที่ 2.27 การติดตั้งตัวอย่างก่อนการทดสอบ El-Amoury, T. et al. (2001)

ภายหลังจากการทดสอบผลการทดสอบในตัวอย่าง T0 ที่เป็นตัวอย่างควบคุมเป็นไปตามที่คาดไว้ทั้งด้านการรับกำลังและการวิบัติ สำหรับในตัวอย่างที่ได้รับการเสริมกำลังด้วยแผ่น GFRP นั้น มีความแตกต่างกับตัวอย่างแรกอย่างเห็นได้ชัด ทั้งการเกิดรอยร้าวหรือการเลื่อนหลุดของเหล็กเสริมล่างในคานนั้นกลับมีระยะเวลาที่นานขึ้นเมื่อเทียบกับแรงที่กระทำในช่วงเดียวกัน อีกทั้งยังสามารถเพิ่มความสามารถในการสลายพลังงานและการเพิ่มค่าความเหนียวอย่างเห็นได้ชัดตามรูปที่ 2.28 และ 2.29



รูปที่ 2.28 ความแตกต่างของตัวอย่างในการรับกำลังของคานต่อการเคลื่อนตัว El-Amoury, T. et al. (2001)



รูปที่ 2.29 การเปรียบเทียบการสลายพลังงานของแต่ละตัวอย่างการทดสอบ El-Amoury, T. et al. (2001)

Ghobarah, A. et al. (2002) ในครั้งนี้ Ghobarah และคณะ ได้ความสำเร็จในการคิดค้นวิธีการเสริมกำลังให้ข้อต่อคาน-เสา ที่ง่ายขึ้นและไม่กินพื้นที่ในการเสริมกำลังให้แก่ตัวของข้อต่อ ในการ

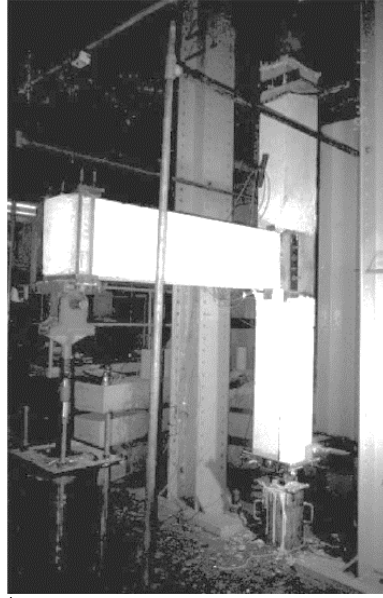
ทดสอบครั้งนี้มีตัวอย่างในการทดสอบทั้งหมด 4 ตัวอย่าง มีขนาดใหญ่ตามความเป็นจริงและออกแบบตามหลักการก่อสร้างก่อนปี 1970 ที่มีลักษณะของคานแข็ง-เสาอ่อน และการถ่ายเทแรงที่เกิดขึ้นภายในข้อต่อที่ไม่ดี ตัวเสามีขนาดหน้าตัด  $250 \times 400$  mm. และสูง 3000 mm. คานมีขนาดหน้าตัด  $250 \times 400$  mm. และยาว 1750 mm. วัดจากหน้าเสา ในการเสริมเหล็กในเสาใช้เหล็กยี่นขนาด #20 จำนวน 6 เส้น และใช้เหล็กปลอกขนาด #10 ตลอดทั้งเสา ในเสาใช้เหล็กยี่นขนาด #20 จำนวน 4 เส้น และเหล็กปลอกเป็นขนาด #10 รััดตลอดทั้งคาน ส่วนภายในข้อต่อไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนตามมาตรฐานก่อสร้างก่อนปี 1970 คอนกรีตที่ใช้มีกำลังอัดเท่ากับ 25 Mpa ชื่อของตัวอย่างประกอบไปด้วย T1 T2 T4 และ T9 ตัวอย่าง T1 และ T2 เป็นตัวอย่างในการควบคุมแต่มีความต่างในการให้แรงกระทำที่ปลายเสามนการทดสอบ โดยตัวอย่าง T1 ให้แรงกระทำตามแนวแกนเท่ากับ 600 kN. (kN=224.81b) คิดเป็น 20% ของกำลังของเสารับได้ และในตัวอย่างที่ 2 ให้แรงกระทำกับตัวเสาด้วยแรงเท่ากับ 300 kN คิดเป็น 10% ของกำลังของเสารับได้ ทั้งสองตัวอย่างภายหลังจากการทดสอบเสร็จก็ได้ทำการซ่อมแซมใหม่และตั้งชื่อใหม่เป็น TR1 และ TR2 สำหรับรูปแบบและวิธีการเสริมกำลังให้แก่ตัวอย่างจะแสดงดังตารางที่ 2.8

ตารางที่ 2.8 รูปแบบการเสริมกำลังให้แก่ตัวอย่างการทดสอบ Ghobarah, A. et al. (2002)

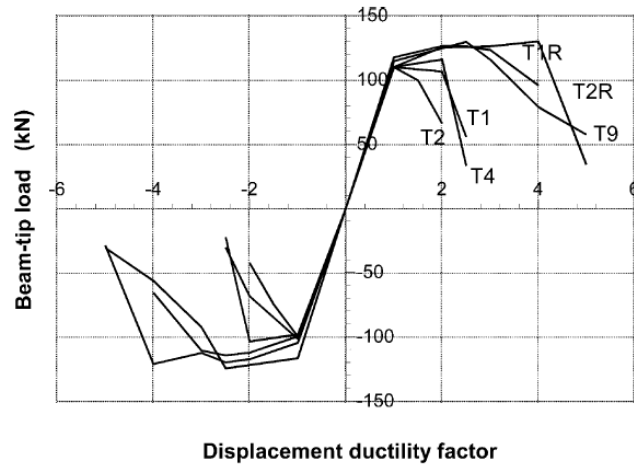
Specimen designation	Test conditions and retrofit schemes using GFRP
T1	Control (column axial load of 600 kN).
T2	Control (column axial load of 300 kN).
T1R	Repaired specimen T1 after control test, then rehabilitated with one bi-directional "U" shaped GFRP sheet, same height as the joint with added cover plates and anchors through the joint
T2R	Repaired specimen T2 after control test, then rehabilitated with two "U" shaped GFRP layers extending above and below the joint with added cover plates and anchors through the joint.
T4	Rehabilitated using one bi-directional "U" shaped GFRP sheet, same height as the joint, similar to T1R shown in Fig. 3 but without cover plates and anchors through the joint.
T9	Rehabilitated with three diagonal GFRP layers.

ทุกตัวอย่างที่ทำการทดสอบจะถูกตั้งให้อยู่ในแนวตั้ง โดยให้แรงกระทำที่ปลายเสาและที่ปลายคานจะให้แรงสลับทิศตามการคำนวณ ตามรูปที่ 2.30 รูปที่ 2.31 และ 2.32 แสดงผลการทดสอบในชั้นส่วนที่ได้รับ การเสริมกำลังด้วย GFRP ที่บริเวณข้อต่อคาน-เสา นั้นมีผลสำเร็จในการเพิ่มกำลังให้แก่ตัวข้อต่อและย้าย ความเสียหายของตัวชิ้นส่วนไปยังคานตามรูปที่ 2.33 สามารถอธิบายถึงมูมหมุนพลาสติกที่ย้ายไปยังคานรวมไปถึงยังทำให้กำลังรับแรงเฉือนที่เสาเพิ่มมากขึ้น ปัญหาที่พบเจอในการทดสอบครั้งนี้คือการหลุดของแผ่น GFRP ซึ่งเกิดจากการแตกร้าวของคอนกรีตที่ได้แผ่น GFRP ดันออกมานั่นเอง สำหรับตัวอย่าง T1 และ T2 ซึ่งเป็นตัวอย่างที่ใช้ในการควบคุมและมีความแตกต่างกันที่แรงที่กระทำตามแนวแกนในเสา ผลที่ได้คือมีกำลังต้านแรงเฉือนและความเหนียวที่ต่ำ

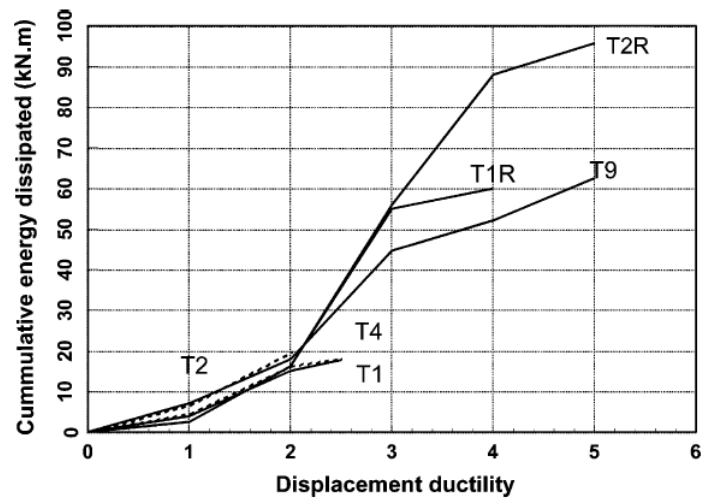




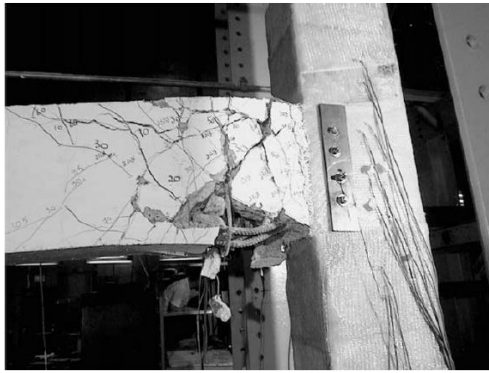
รูปที่ 2.30 การติดตั้งตัวอย่างกับเครื่องทำการทดสอบ Ghobarah, A. et al. (2002)



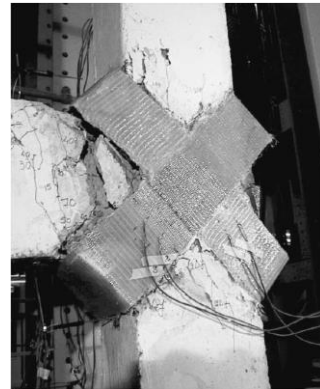
รูปที่ 2.31 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กระทำต่อระยะการเคลื่อน Ghobarah, A. et al. (2002)



รูปที่ 2.32 กราฟแสดงการสลายพลังงาน Ghobarah, A. et al. (2002)



ความเสียหายข้อต่อ T2R



ความเสียหายข้อต่อ T9

รูปที่ 2.33 ความเสียหายของตัวอย่างทำการทดสอบ Ghobarah, A. et al. (2002)

### 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

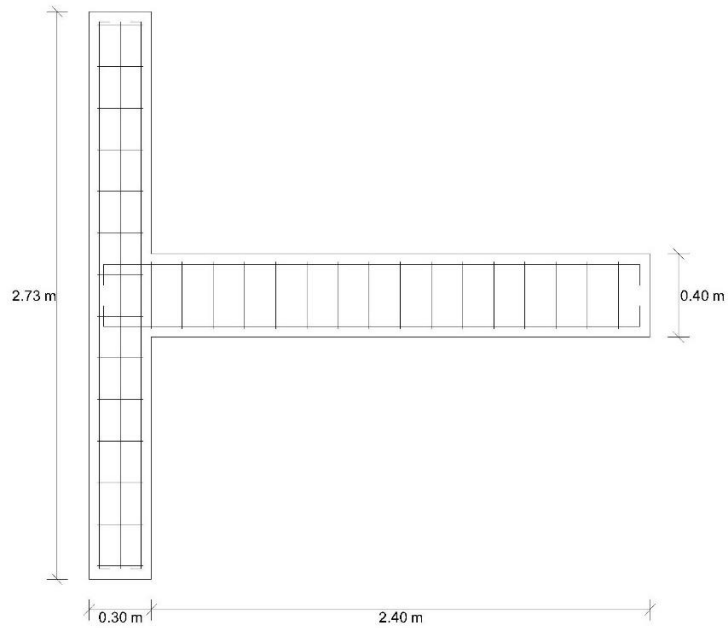
### 3.3 รายละเอียดของตัวอย่าง

ในการทดสอบนี้จะมีทั้งหมด 4 ตัวอย่าง โดยจะแบ่งขนาดของตัวอย่างออกเป็น 2 กลุ่ม โดยรายละเอียดโครงสร้างที่นำมาหล่อนั้นใช้มาตรฐานการออกแบบทั่วไปของประเทศไทย (ว.ส.ท. 1008-38) โดยชิ้นส่วนโครงสร้างที่จำลองขึ้นมาจะเหมือนกับชิ้นส่วนข้อต่อคาน-เสาในอาคารของเสารับพื้นชั้นต่างๆ โดยมีการออกแบบให้รับแรงบรรทุกในแนวตั้งเท่านั้น อย่างไรก็ตามลักษณะรายละเอียดของชิ้นงานจะเป็นข้อต่อของเสาดันริมจะมีรายละเอียดเหล็กเสริมที่นิยมใช้ก่อสร้างตามมาตรฐานประเทศไทย (J1 และ J6) และรายละเอียดเหล็กเสริมรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน ACI318 (มยพ. 1301-54) (J1R และ J6R) ซึ่งมีรายละเอียดของตัวอย่างดังตารางที่ 3.2 และแสดงดังรูปที่ 3.1-3.7 โดยในการทดสอบนี้จะเปรียบเทียบกลุ่มตัวอย่างที่มีอัตราส่วนของกำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาคานที่แตกต่างกัน

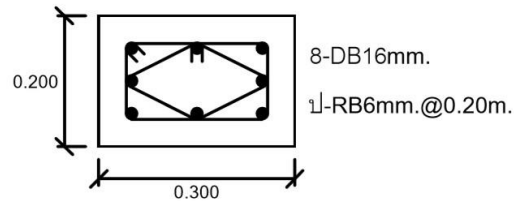
ตารางที่ 3.2 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ

กลุ่ม	ชื่อ	เสา (mm-mm)	คาน (mm-mm)	เสายาว (m)	คานยาว (m)	แผ่นไฟเบอร์
1	J1	200x300	200x400	2.73	2.52	ไม่มี
	J1R	200x300	200x400	2.73	2.52	มี
2	J6	350x400	200x400	2.73	2.42	ไม่มี
	J6R	350x400	200x400	2.73	2.42	มี

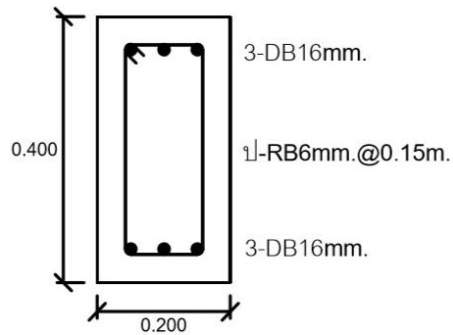
กลุ่มตัวอย่างที่ 1 ( J1 และ J1R )



(a.) ขนาดคานและเสาของกลุ่มตัวอย่างที่ 1



(b.) หน้าตัดเสาของกลุ่มตัวอย่างที่ 1



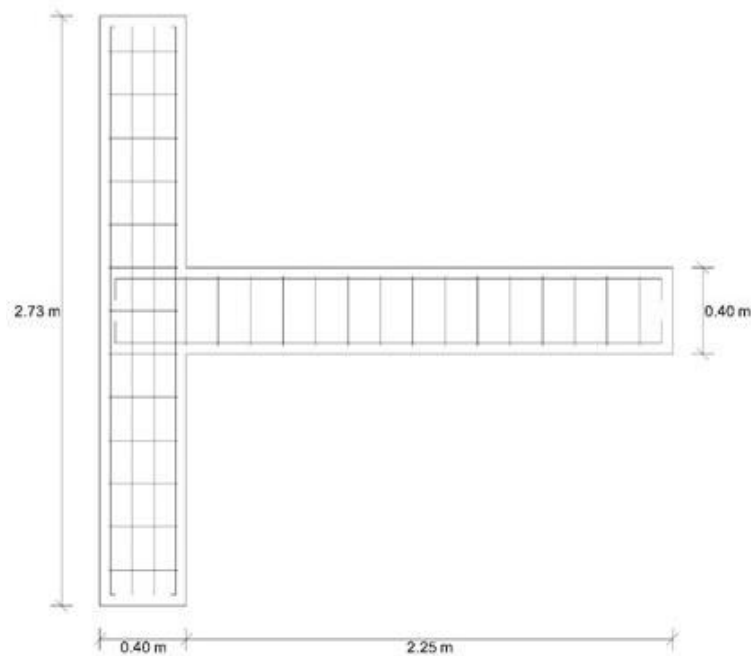
(c.) หน้าตัดคานของกลุ่มตัวอย่างที่ 1

รูปที่ 3.1 ขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างกลุ่มที่ 1

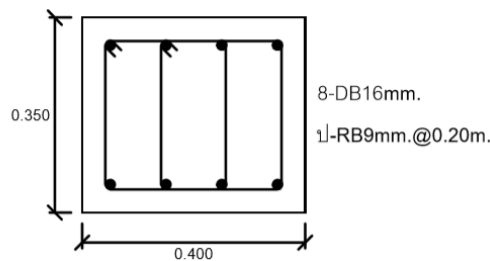
รูปที่ 3.1 เป็นตัวอย่างโครงสร้างกลุ่มที่ 1 ประกอบไปด้วยเสาที่มีขนาดหน้าตัดความกว้าง 0.20 เมตร ความลึก 0.30 เมตร มีความยาว 2.73 เมตร การเสริมเหล็กเสริมตามความยาวขนาด DB16 จำนวน

8 เส้น และใช้เหล็กปลอก RB6 จำนวน 2 วงต่อกันโดยในส่วนของปลายเสาขึ้นมา 0.30 เมตรทั้งสองด้าน ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 0.15 เมตร ถัดจากนั้นมีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 0.20 เมตรโดยบริเวณข้อต่อจะไม่มีการเสริมเหล็กปลอก มีระยะคอนกรีตห่อหุ้มเหล็กเสริม 0.03 เมตร แสดงดังรูป 3.1(b.) และคานมีขนาดหน้าตัดความกว้าง 0.20 เมตร ความลึก 0.40 เมตร มีความยาว 2.40 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.)

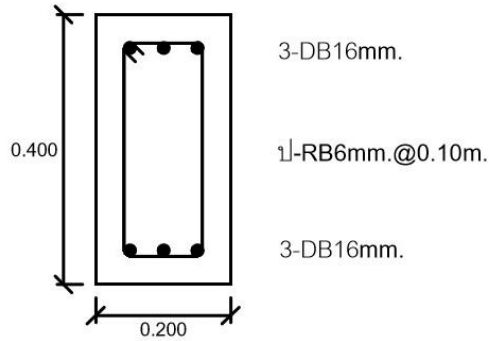
### กลุ่มตัวอย่างที่ 2 ( J6 และ J6R )



(a.) ขนาดคานและเสาของกลุ่มตัวอย่างที่ 2



(b.) หน้าตัดเสาของกลุ่มตัวอย่างที่ 2



(c.) หน้าตัดคานของกลุ่มตัวอย่างที่ 2

รูปที่ 3.2 ขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างกลุ่มที่ 2

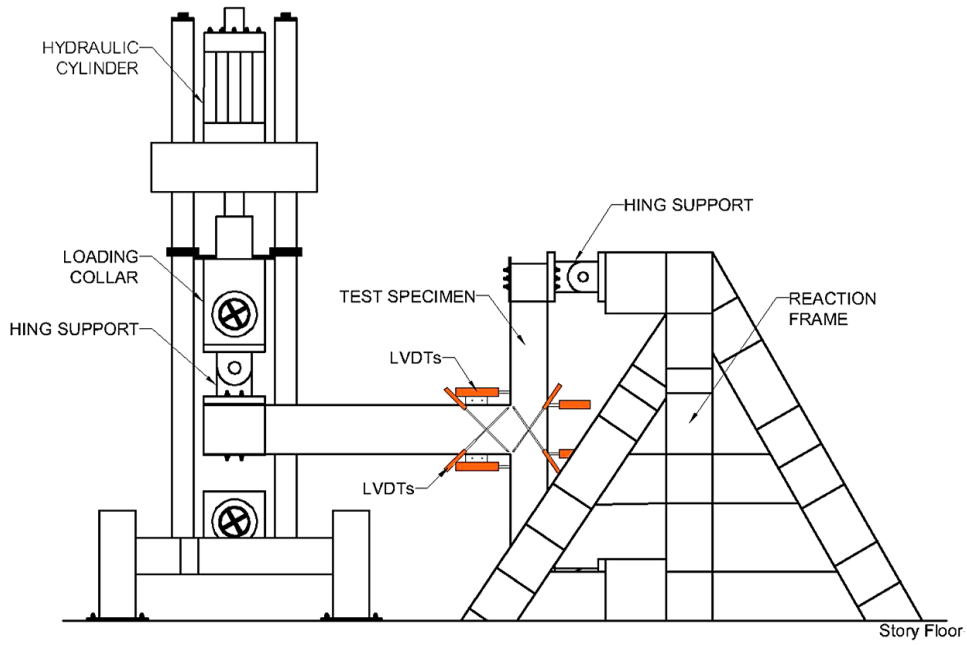
จากรูปที่ 3.2 เป็นตัวอย่างโครงสร้างกลุ่มที่ 2 ประกอบไปด้วยเสาที่มีขนาดหน้าตัดความกว้าง 0.35 เมตร ความลึก 0.40 เมตร มีความยาว 2.73 เมตร การเสริมเหล็กเสริมตามความยาวขนาด DB16 จำนวน 8 เส้น และใช้เหล็กปลอก RB6 จำนวน 2 วงต่อกันโดยในส่วนของปลายเสาขึ้นมา 0.30 เมตรทั้งสองด้านระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 0.15 เมตร ถัดจากนั้นมีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 0.20 เมตรโดยบริเวณข้อต่อจะไม่มีเสริมเหล็กปลอก มีระยะคอนกรีตห่อหุ้มเหล็กเสริม 0.03 เมตร แสดงดังรูป 3.2(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 3.2(c.)

### 3.3 เครื่องทดสอบ

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

ในการทดลองนั้น การเก็บข้อมูลแรงที่ปลายคานที่วัดได้จากเครื่องทดสอบ UTM จะเก็บข้อมูลผ่านซอฟต์แวร์ที่ถูกติดตั้งไว้ในคอมพิวเตอร์ ซึ่งถูกเชื่อมโยงไว้กับเครื่องทดสอบ UTM เมื่อตัวอย่างชิ้นงานถูกแรงนี้กระทำ จะเกิดเป็นแรงภายในขึ้นทั้งในเหล็กเสริม และคอนกรีต เป็นทั้งแรงดึง และแรงอัดที่จะ

ถ่ายเข้าสู่ข้อต่อคาน-เสา ซึ่งสามารถคำนวณหาแรงภายในต่าง ๆ เหล่านี้ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง และกฎสมมูล



รูปที่ 3.3 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ



รูปที่ 3.4 เครื่อง Universal Testing Machine (UTM)



### 3.5 การกำหนดแรงสลับทิศ (Cyclic Loading)

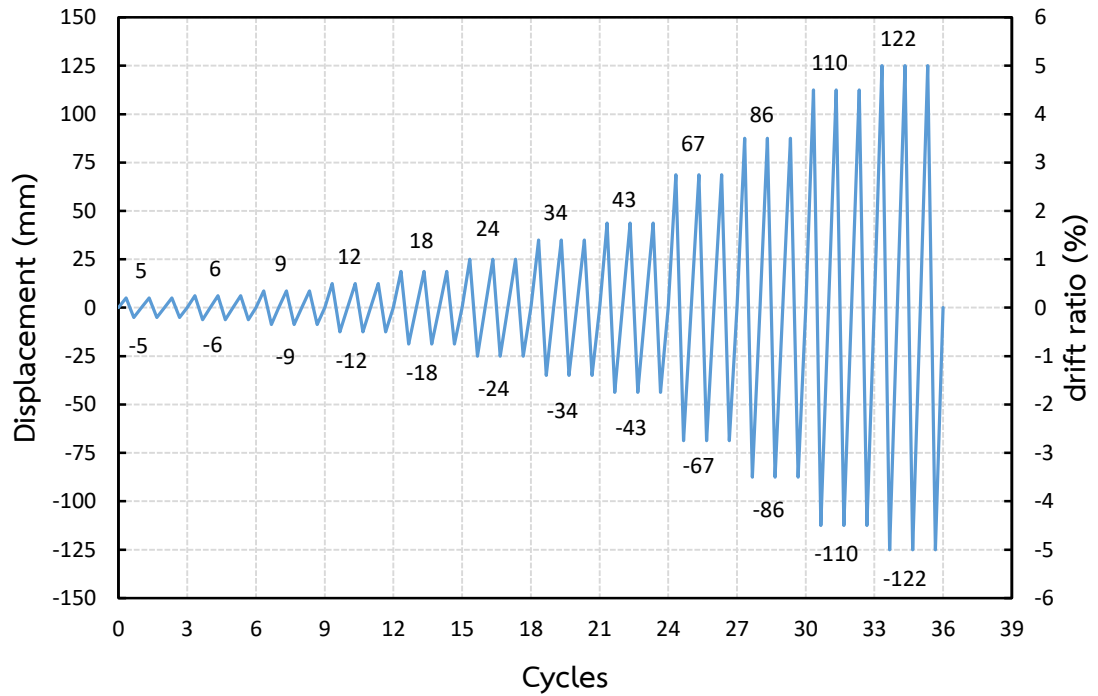
ในการทดสอบครั้งนี้ ต้องการให้ชิ้นงานได้รับแรงภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยให้แรงที่ปลายของคาน และกำหนดการเปลี่ยนตำแหน่งเป็นตัวควบคุมในการทดสอบ ซึ่งตำแหน่งต่าง ๆ สามารถคำนวณได้ตามสมการ

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

โดยจะบังคับให้ปลายของคานเคลื่อนที่ขึ้น - ลงทั้งหมด 3 รอบ ในแต่ละการตำแหน่งที่ควบคุม โดยใช้ตามมาตรฐาน ACI T1.1-01 (ACI 2001) โดยมีรายละเอียดดังตารางที่ 3.3 ซึ่งแต่ละตำแหน่งการเคลื่อนที่ดังแสดงในรูปที่ 3.13

ตารางที่ 3.3 ตารางการให้แรงสลับทิศของตัวอย่าง

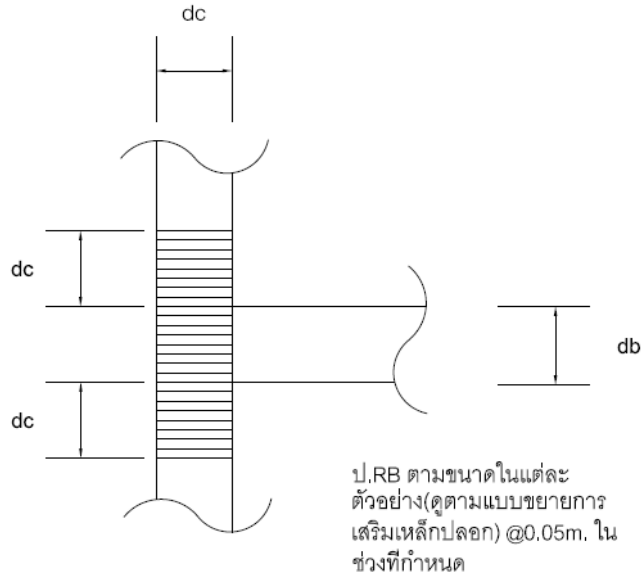
Drift Ratio (%)	Drift ( $\theta$ , rad)	Cycle	$\Delta$ (mm)	
			กลุ่มตัวอย่างที่ 1	กลุ่มตัวอย่างที่ 2
0.2	0.002	3	5	5
0.25	0.0025	3	6	6
0.35	0.0035	3	9	9
0.5	0.005	3	12	12
0.75	0.0075	3	19	18
1	0.01	3	25	24
1.4	0.014	3	35	34
1.75	0.0175	3	44	43
2.75	0.0275	3	69	67
3.5	0.035	3	87	86
4.5	0.045	3	112	110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



รูปที่ 3.6 การเสริมเหล็กปลอกเพิ่มเติมบริเวณข้อต่อคาน-เสาและบริเวณรอบๆ

ขั้นตอนในการซ่อมแซมตัวอย่างทดสอบมีวิธีการดังนี้

- 1) เมื่อตัวอย่างทำการทดสอบได้ทดสอบเสร็จสิ้นจะต้องนำตัวอย่างทดสอบมาทำการสกัดคอนกรีตที่เกิดความเสียหายออกจากตัวอย่างชิ้นงานตามรูปที่ 3.7 ระยะเวลาในการสกัดคอนกรีตนั้นจะต้องทำการสกัดอย่างน้อยเป็นระยะความลึกของหน้าตัดเสาหรือคานและห้ามน้อยกว่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นในเสาหรือคาน 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 ถอดแบบคอนกรีตออกแล้วทาน้ำยาบ่มคอนกรีตจากนั้น จึงรอคอนกรีตให้ได้อายุถึง 28 วันตามรูปที่ 3.14



รูปที่ 3.14 ทาน้ำยาบ่มคอนกรีต

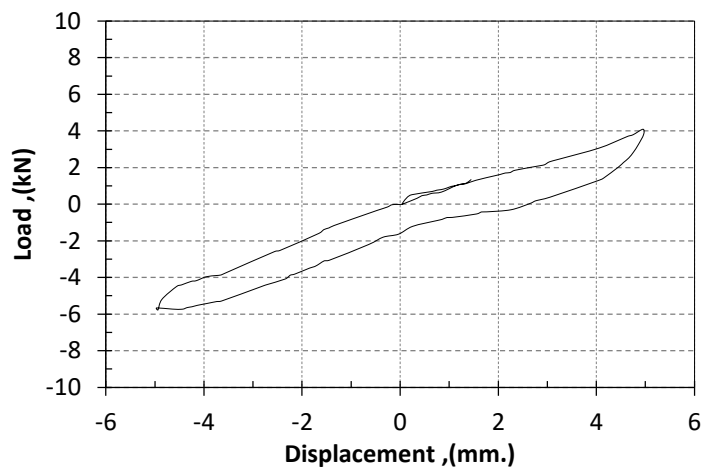


รูปที่ 3.15 การพันแผ่นไฟเบอร์

### 3.7 ข้อมูลที่ต้องการศึกษา

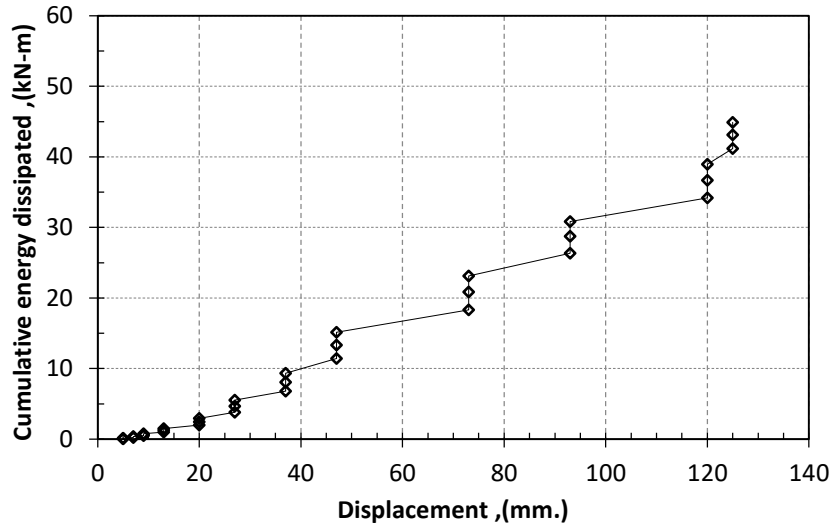
#### 1 ความสามารถในการสลายพลังงาน (dissipation of energy)

ในการประเมินพฤติกรรมการดูดซับพลังงานจากตัวอย่างการทดสอบ พิจารณาจากความสัมพันธ์ในรูปแบบ Hysteretic ค่าการสลายพลังงานในแต่ละรอบของการให้แรงสลับทิศใน 1 รอบ สามารถคำนวณได้จากพื้นที่ภายในวงรอบ Hysteretic สำหรับแต่ละรอบแสดงดังรูปที่ 3.16 และพลังงานสะสมจะถูกคำนวณจากผลรวมของพื้นที่แต่ละวงรอบในการให้แรงสลับทิศจนกระทั่งข้อต่อเกิดการวิบัติ และการสลายพลังงานสะสมจนกระทั่งข้อต่อเกิดการวิบัติดังแสดงในรูปที่ 3.17 และข้อมูลอื่นๆที่แสดงความสัมพันธ์และแสดงให้เห็นรูปแบบการสลายพลังงานและการรับกำลังของโครงสร้าง เนื่องจากกราฟความสัมพันธ์ของแรงกับการเคลื่อนที่ไม่สามารถเขียนออกมาในรูปของฟังก์ชันได้ จึงจะต้องทำการคำนวณพื้นที่ใต้กราฟโดยประมาณจากการหาพื้นที่สี่เหลี่ยมคางหมู (Trapezoidal rule) ตามรูปที่ 3.18 ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.1

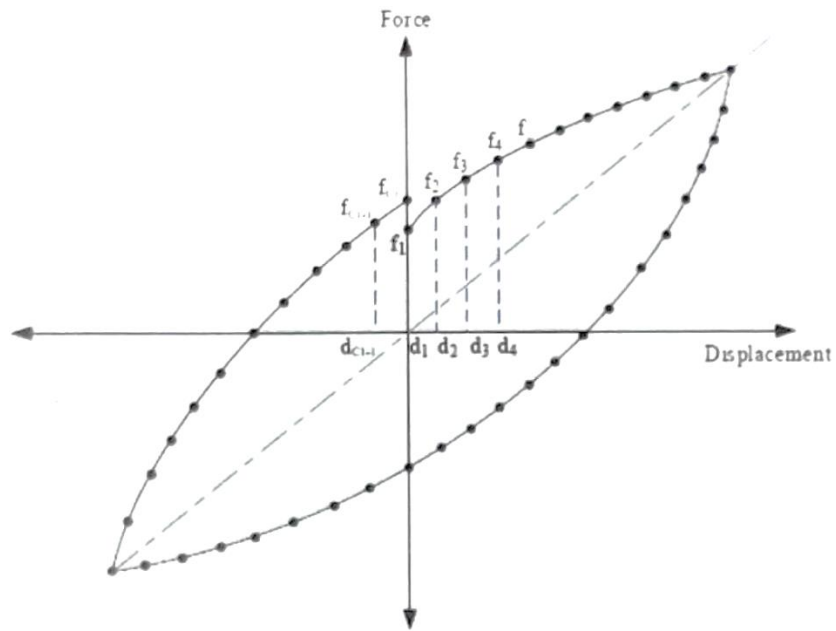


รูปที่ 3.16 กราฟความสัมพันธ์แบบ Hysteretic ที่การโยกตัวรอบแรก ของตัวอย่างทดสอบ J1





รูปที่ 3.17 การสลายพลังงานสะสมของตัวอย่าง J1



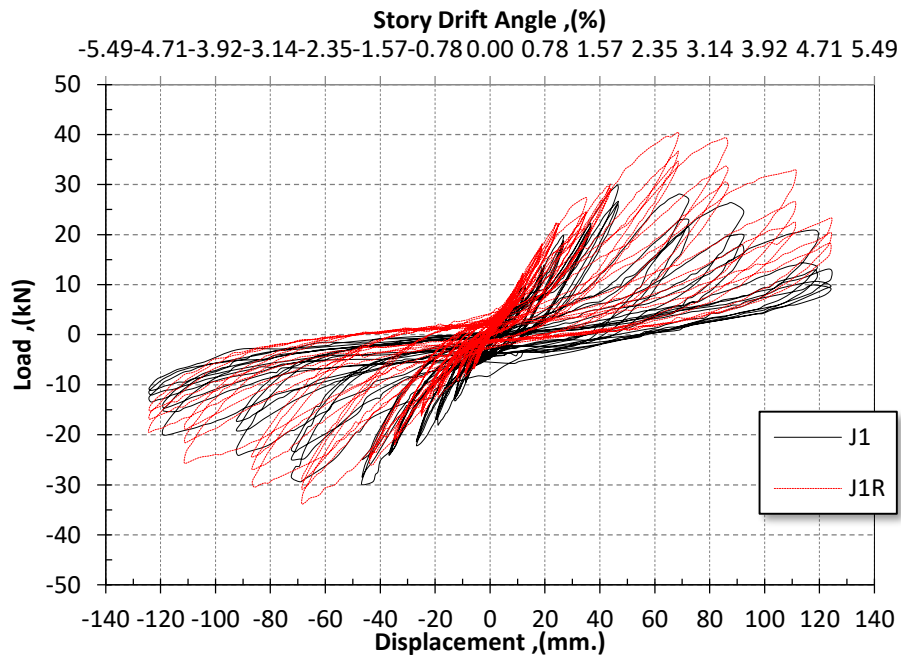
รูปที่ 3.18 การหาพื้นที่ใต้กราฟโดยประมาณจากกฎสี่เหลี่ยมคางหมู

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

3.1

บทที่ 4  
ผลการทดสอบ

4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัว  
ตัวอย่าง J1 และ J1R



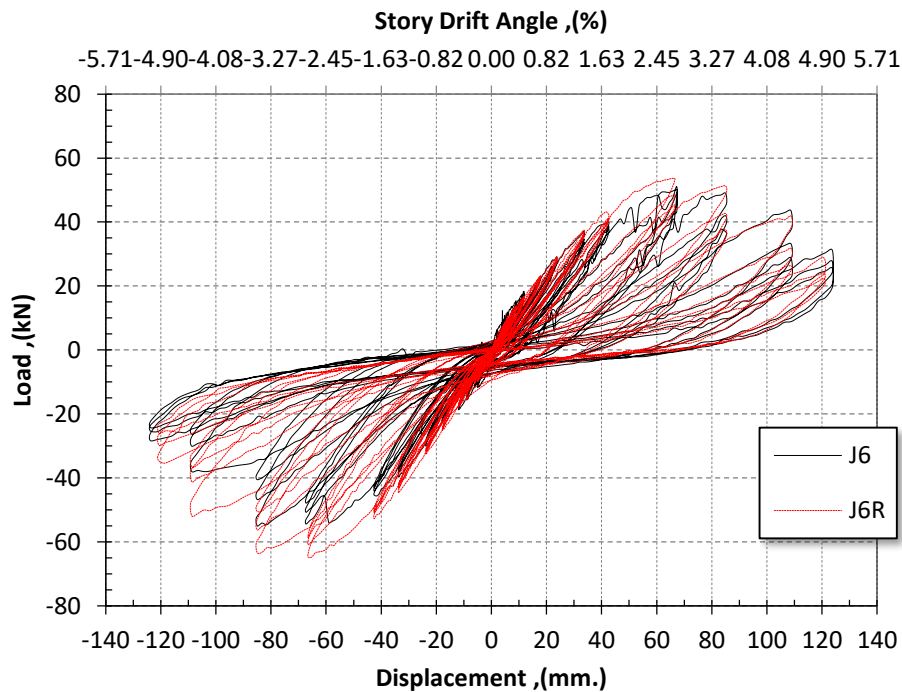
รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพันธ์ J1 และ J1R

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพันธ์ของ J1 แสดงดังรูป 4.1 ตัวอย่าง J1 มีพฤติกรรมในแบบยืดหยุ่น (Elastic) ทั้งรอบการเคลื่อนที่ขึ้นและลงในช่วงการเคลื่อนที่สัมพันธ์ 1.18% หลังจากช่วงการเคลื่อนที่สัมพันธ์มากกว่า 1.18% จะเห็นว่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงแต่ไม่มาก ในช่วงการเคลื่อนที่สัมพันธ์ 1.68% ตัวอย่างสามารถรับแรงสูงสุดประมาณ 30 kN ซึ่งเป็นกำลังต้านทานสูงสุดก่อนที่ความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงพร้อมกับการรับแรงที่ลดลงอย่างต่อเนื่อง แสดงให้เห็นว่าเมื่อโครงสร้างเกิดความเสียหายจากการรับแรงแผ่นดินไหว โครงสร้างไม่สามารถต้านทานแรงต่อไปได้ สำหรับการวนซ้ำในรอบสองและสามของแต่ละระยะการเคลื่อนที่สัมพันธ์จากกราฟที่ 4.1 แสดงให้เห็นว่าการวนซ้ำส่งผลให้ค่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงโดยเฉพาะช่วงการเคลื่อนที่สัมพันธ์ 2.90% การวนซ้ำในรอบสองและสามส่งผลให้กำลังต้านทานของตัวอย่างลดลงอย่างมากแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างนี้เกิดการวิบัติแล้ว

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของ J1R แสดงดังรูป 4.1 ตัวอย่าง J1R มีพฤติกรรมในแบบยืดหยุ่น (Elastic) ทั้งรอบการเคลื่อนที่ขึ้นและลงในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 1.18% หลังจากช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 1.18% จะเห็นว่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงแต่ไม่มากในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.59% ตัวอย่างสามารถรับแรงสูงสุด 47.38 kN ในรอบการเคลื่อนที่ขึ้นและสามารถรับแรงสูงสุด 26.70 kN ในรอบการเคลื่อนที่ลงซึ่งเป็นกำลังต้านทานสูงสุดก่อนที่ความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงแต่การรับแรงยังไม่ลดลง ในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.59% ถึง 3.33% แสดงให้เห็นว่าเมื่อโครงสร้างเกิดความเสียหายจากการรับแรงแผ่นดินไหวโครงสร้างยังคงสามารถต้านทานแรงต่อไปได้หลังจากการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 3.33% ความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงพร้อมกับการรับแรงที่ลดลงอย่างต่อเนื่องบ่งบอกว่าโครงสร้างไม่สามารถรับแรงต่อได้อีก สำหรับการวนซ้ำในรอบสองและสามของแต่ละระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์จากกราฟที่ 4.1 แสดงให้เห็นว่าการวนซ้ำส่งผลให้ค่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงโดยเฉพาะช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 4.31% การวนซ้ำในรอบสองและสามส่งผลให้กำลังต้านทานของตัวอย่างลดลงอย่างมากแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างนี้เกิดการวิบัติแล้ว การที่กำลังรับแรงของตัวอย่างในการเคลื่อนที่ขึ้นและลงไม่เท่ากันนี้เป็นผลมาจากคอนกรีตที่แตกออกในช่วงที่ตัวอย่างได้รับการทดสอบให้มีทิศทางการเคลื่อนที่ขึ้นแล้วมีการแตกออกของคอนกรีตบริเวณข้อต่อ เมื่อทดสอบโดยการเคลื่อนที่ลงช่องว่างในส่วนของคอนกรีตแตกออกไม่ก่อให้เกิดการรับกำลังของตัวอย่าง จึงส่งผลให้กำลังรับแรงในด้านเคลื่อนที่ขึ้นมากกว่าการเคลื่อนที่ลง

เมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่าง J1 และ J1R ที่ได้รับการออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบโดยทั่วไปในประเทศไทย (ว.ส.ท. 1008-38) ที่ไม่ได้คำนึงถึงการรับแรงแผ่นดินไหว จะเห็นว่ากำลังต้านทานการสลายพลังงานและความแข็งแรงในตัวอย่าง J1R มีมากกว่าอีกทั้งยังสามารถรับแรงต่อได้หลังจากเกิดความเสียหายกับโครงสร้าง แต่ไม่แตกต่างกับตัวอย่าง J1 มากนัก

## ตัวอย่าง J6 และ J6R



รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ J6 และ J6R

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของ J6 แสดงดังรูป 4.2 ตัวอย่าง J6 มีพฤติกรรมในแบบยืดหยุ่น (Elastic) ทั้งรอบการเคลื่อนที่ขึ้นและลงในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.37% หลังจากช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 0.37% จะเห็นว่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงแต่ไม่มาก ในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.73% ตัวอย่างสามารถรับแรงสูงสุด 55.0 kN ซึ่งเป็นกำลังต้านทานสูงสุดก่อนที่ความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงพร้อมกับการรับแรงที่ลดลงอย่างต่อเนื่อง แสดงให้เห็นว่าเมื่อโครงสร้างเกิดความเสียหายจากการรับแรงแผ่นดินไหวโครงสร้างไม่สามารถต้านทานแรงต่อไปได้ สำหรับการวนซ้ำในรอบสองและสามของแต่ละระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์จากกราฟที่ 4.2 แสดงให้เห็นว่าการวนซ้ำส่งผลให้ค่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงตั้งแต่ช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.73% การวนซ้ำในรอบสองและสามส่งผลให้กำลังต้านทานของตัวอย่างลดลงอย่างมากแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างนี้เกิดการวิบัติแล้ว

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของ J6R แสดงดังรูป 4.2 ตัวอย่าง J6R มีพฤติกรรมในแบบยืดหยุ่น (Elastic) ทั้งรอบการเคลื่อนที่ขึ้นและลงในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.73% หลังจากช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 0.73% จะเห็นว่าความแข็งแรงของตัวอย่างลดลงแต่ไม่มาก ในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.78% ตัวอย่างสามารถรับแรงสูงสุด 58.8 kN ซึ่งเป็นกำลังต้านทานสูงสุดก่อนที่ความแข็งแรงของตัวอย่างลดลง พร้อมกับการรับแรงที่ลดลงอย่างต่อเนื่อง แสดงให้

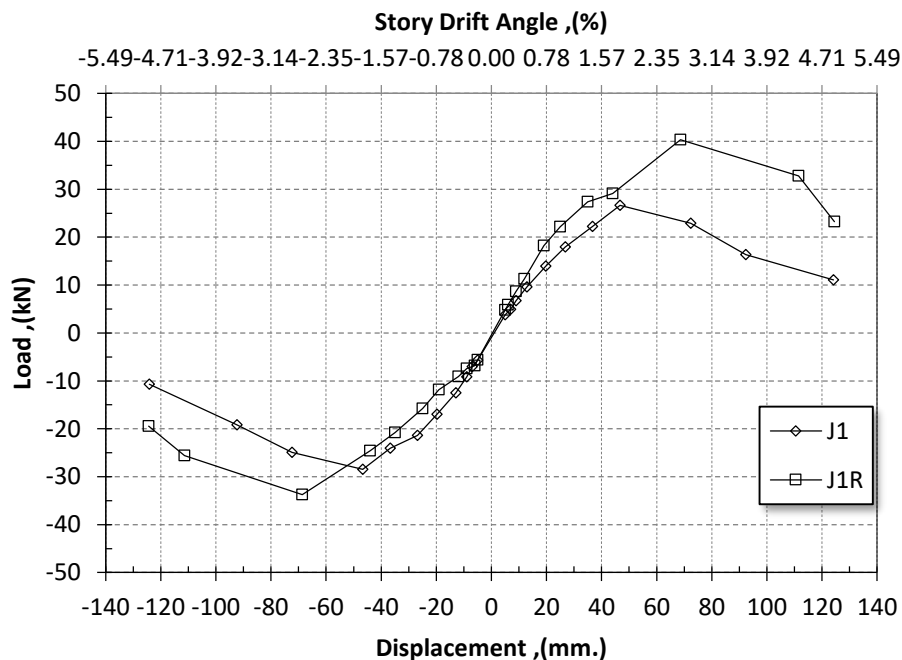
เห็นว่าเมื่อโครงสร้างเกิดความเสียหายจากการรับแรงแผ่นดินไหวโครงสร้างไม่สามารถต้านทานแรงต่อไปได้ สำหรับการวนซ้ำในรอบสองและสามของแต่ละระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์จากกราฟที่ 4.2 แสดงให้เห็นว่าการวนซ้ำส่งผลให้ค่าความแกร่งของตัวอย่างลดลงตั้งแต่ช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.78% การวนซ้ำในรอบสองและสามส่งผลให้กำลังต้านทานของตัวอย่างลดลงอย่างมากแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างนี้เกิดการวิบัติแล้ว

เมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างตัวอย่าง J6 และ J6R ที่ได้รับการออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบโดยทั่วไปในประเทศไทย(ว.ส.ท. 1008-38) ที่ไม่ได้คำนึงถึงการรับแรงแผ่นดินไหว จะเห็นว่าตัวอย่างทั้งสองมีกำลังต้านทานและการสลายพลังงานและมีความความแข็งแรงได้เกือบเทียบเท่ากันแสดงว่าตัวอย่างทั้งสองไม่แตกต่างกันมากนัก

#### 4.2 Maximum load กับ %Drift ratio

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

#### ตัวอย่าง J1 และ J1R

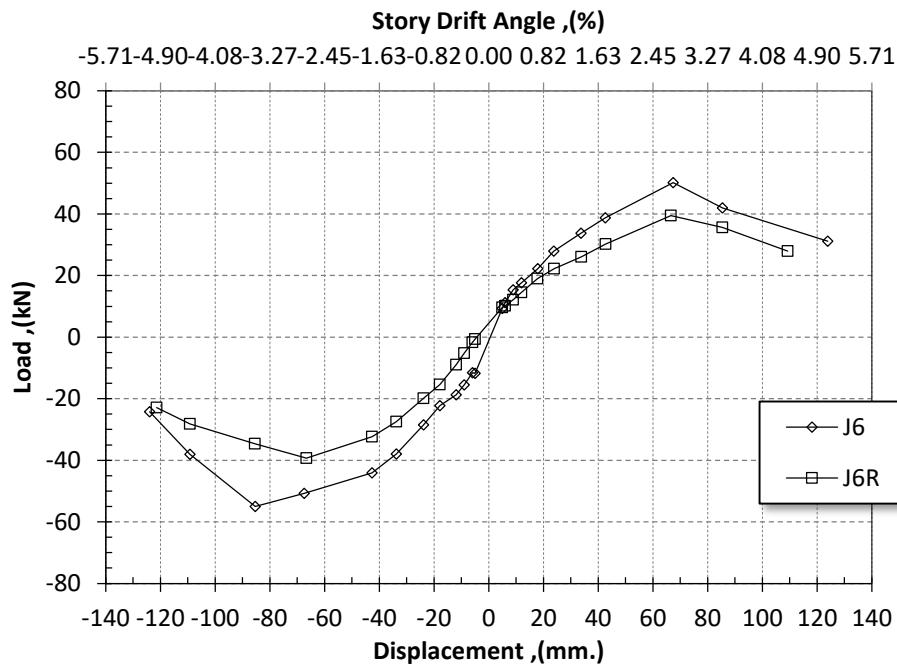


รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง Maximum load กับ %Drift ratio J1 และ J1R

จากรูปที่ 4.3 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ %Drift ratio ของตัวอย่าง J1 และ J1R พบว่าความชันในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์น้อยกว่า 0.39% บ่งบอกว่าความแข็งแรงของตัวอย่าง

ในช่วงต้นไม่แตกต่างกันแต่เมื่อระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มมากขึ้น J1 หลังจากเกิดการแตกร้าของคอนกรีตแล้วกำลังในการรับแรงลดลงอย่างช้าๆ แต่ J1R ความชันของกราฟลดลงอย่างเห็นได้ชัดเจน เพราะตัวอย่างขาดกำลังในการรับแรง

### ตัวอย่าง J6 และ J6R

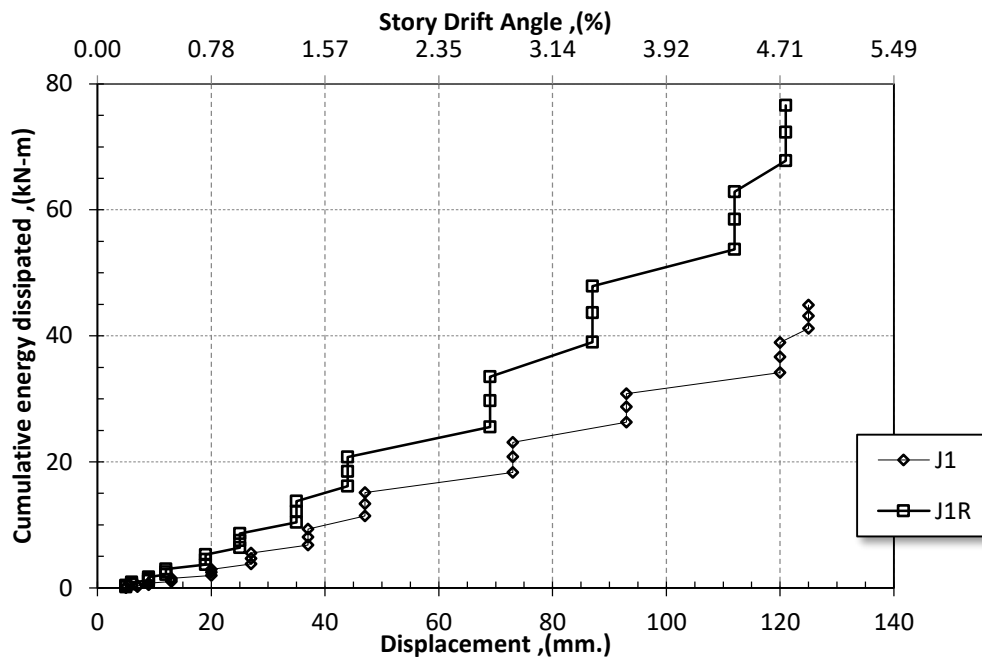


รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง Maximum load กับ %Drift ratio J6 และ J6R

จากรูปที่ 4.4 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ %Drift ratio ของตัวอย่าง J6 และ J6R พบว่าความชันในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์น้อยกว่า 1.63% บ่งบอกว่าความแข็งแรงของตัวอย่าง J6 มีค่าความแข็งแรงมากกว่าตัวอย่าง J6R และเมื่อระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 2.73% รูปแบบของตัวอย่างทั้งสองเหมือนกันคือกำลังในการรับแรงลดลงอย่างรวดเร็ว

### 4.3 ค่าการสลายพลังงาน

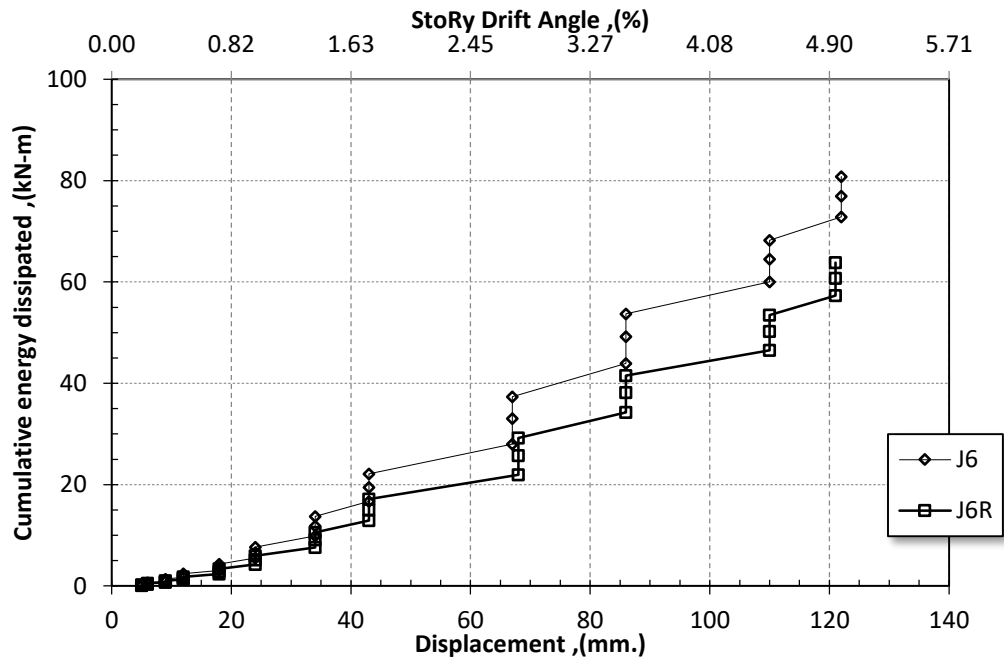
#### ตัวอย่าง J1 และ J1R



รูปที่ 4.5 พลังงานสะสม J1 และ J1R

ค่าการสลายพลังงานแสดงดังกราฟที่ 4.5 แสดงให้เห็นว่าเมื่อตัวอย่างมีระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่มากขึ้นพลังงานที่ถูกสลายมีค่ามากขึ้น ส่งผลให้ Hysteretic ของตัวอย่างมีวงกว้างมากขึ้น จากกราฟแสดงให้เห็นว่า J1R มีการสลายพลังงานที่มากกว่า J1 ซึ่งค่าการสลายพลังงาน J1 มีการสลายพลังงานสูงสุดเท่ากับ 44.9 kN-m และ J1R มีการสลายพลังงานสูงสุดเท่ากับ 76.6 kN-m โดยในช่วงแรกของระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์การสะสมพลังงานของทั้งสองตัวอย่างมีลักษณะการสลายพลังงานที่การทดสอบวนซ้ำสามครั้ง ในแต่ละรอบมีสลายพลังงานได้ใกล้เคียงกันและสลายพลังงานได้ไม่มาก Hysteretic มีวงแคบ เมื่อระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J1R เท่ากับ 2.74% ความสูงของกราฟในช่วงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เดียวกันมีความสูงมากขึ้นส่งผลให้กราฟ Hysteretic มีวงที่กว้างขึ้นอย่างชัดเจน และการสลายพลังงานของตัวอย่าง J1R มากกว่าตัวอย่าง J1 เท่ากับ 1.7 เท่า

ตัวอย่าง J6 และ J6R



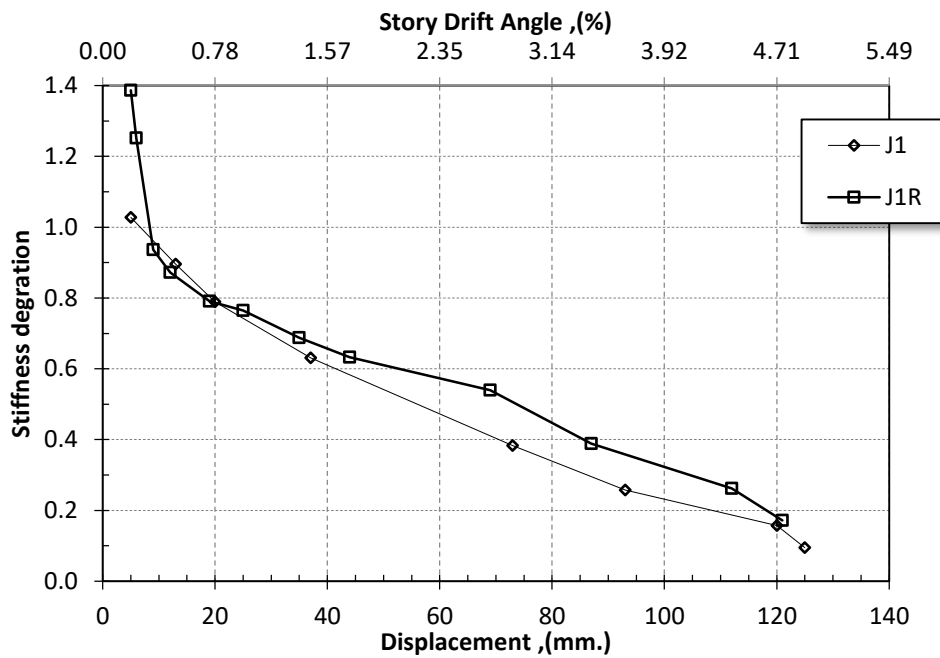
รูปที่ 4.6 พลังงานสะสม J6 และ J6R

ค่าการสลายพลังงานแสดงดังกราฟที่ 4.6 แสดงให้เห็นว่าเมื่อตัวอย่างมีระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่มากขึ้นพลังงานที่ถูกสลายมีค่ามากขึ้น ส่งผลให้ Hysteretic ของตัวอย่างมีวงกว้างมากขึ้น จากกราฟแสดงให้เห็นว่า J6 มีการสลายพลังงานที่มากกว่า J6R ซึ่งค่าการสลายพลังงาน J6 มีการสลายพลังงานสูงสุดเท่ากับ 80.8 kN-m และ J6R มีการสลายพลังงานสูงสุดเท่ากับ 63.8 kN-m โดยในช่วงแรกของระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์การสะสมพลังงานของทั้งสองตัวอย่างมีลักษณะการสลายพลังงานที่การทดสอบวนซ้ำสามครั้ง ในแต่ละรอบมีสลายพลังงานได้ใกล้เคียงกันและสลายพลังงานได้ไม่มาก Hysteretic มีวงแคบ เมื่อระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J6 และ J6R เท่ากับ 2.77% ความสูงของกราฟในช่วงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เดียวกันมีความสูงมากขึ้นส่งผลให้กราฟ Hysteretic มีวงที่กว้างแต่ไม่มากเท่าใดนัก และการสลายพลังงานของตัวอย่าง J6 มากกว่าตัวอย่าง J6R เท่ากับ 1.3 เท่า



#### 4.4 ค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรง

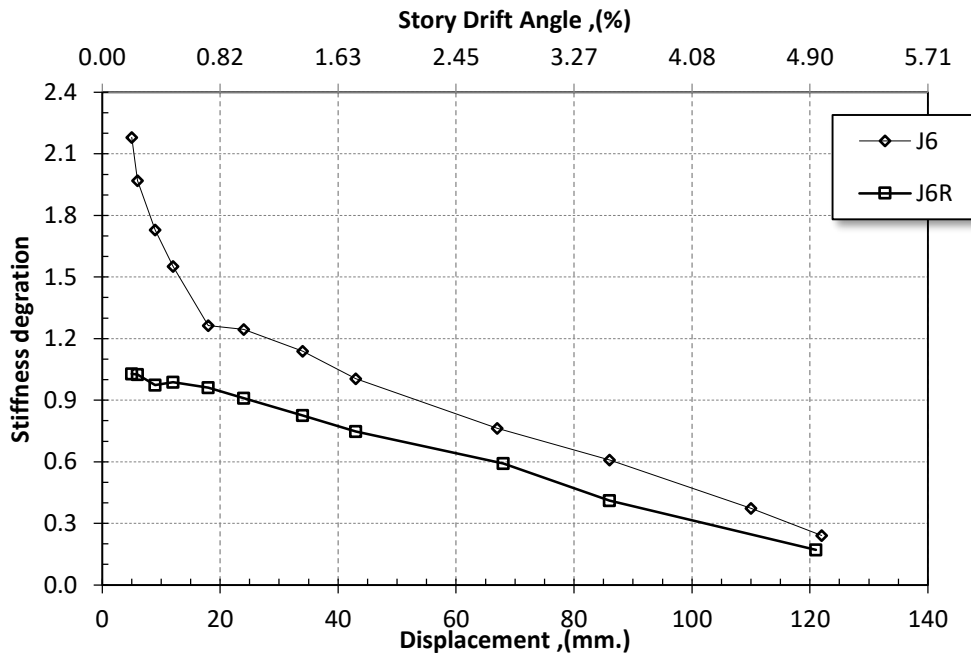
ตัวอย่าง J1 และ J1R



รูปที่ 4.7 ค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรง J1 และ J1R

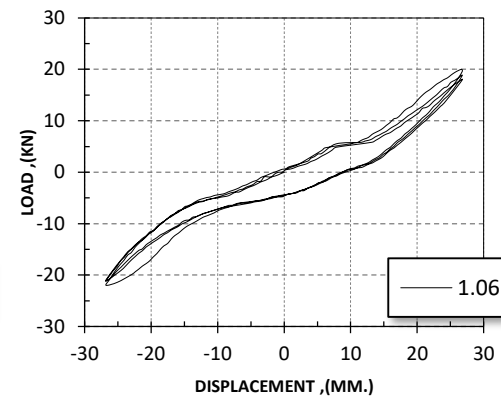
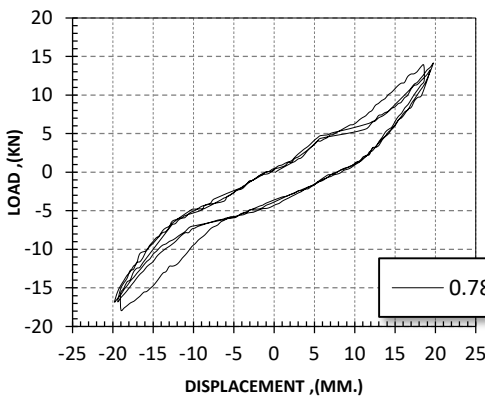
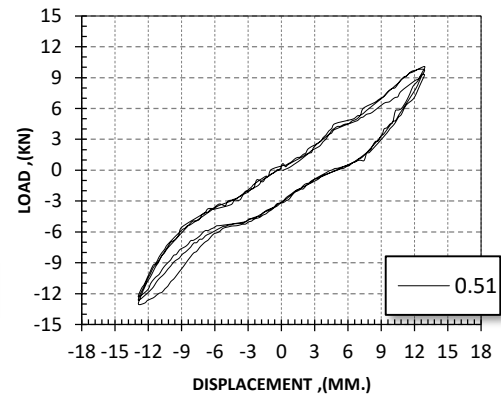
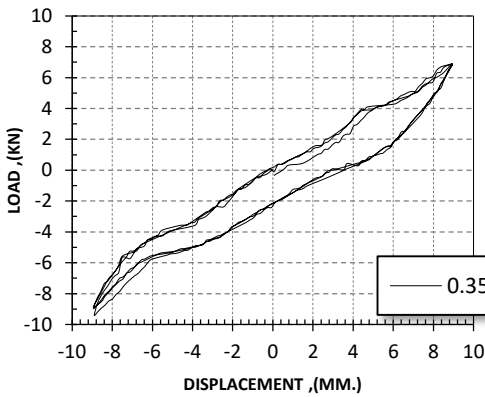
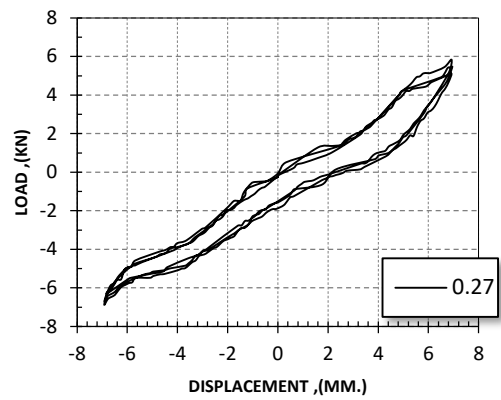
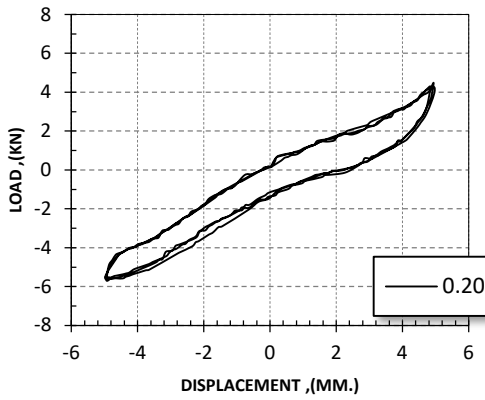
เมื่อเปรียบเทียบค่าความแข็งแรงของตัวอย่าง J1 และ J1R พบว่าตัวอย่าง J1R มีการเสื่อมถอยของค่าความแข็งแรงค่อยๆลดลงอย่างช้าๆแต่เกิดขึ้นอย่างรวดเร็วที่ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่มากขึ้น ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเมื่อตัวอย่างเกิดความเสียหายแล้วนั้นจะเกิดความเสียหายอย่างต่อเนื่องและเกิดการวิบัติแบบทันที กลับกันกับตัวอย่าง J1 ในช่วงระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์น้อยกว่า 0.39% เกิดการเสื่อมถอยของค่าความแข็งแรงอย่างรวดเร็วและช้าลงเมื่อระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากขึ้นแสดงให้เห็นว่าโครงสร้างเกิดความเสียหายจะเกิดการวิบัติอย่างต่อเนื่อง ซึ่งไม่เป็นผลดีต่อผู้ใช้อาคารในลักษณะนี้

## ตัวอย่าง J6 และ J6R

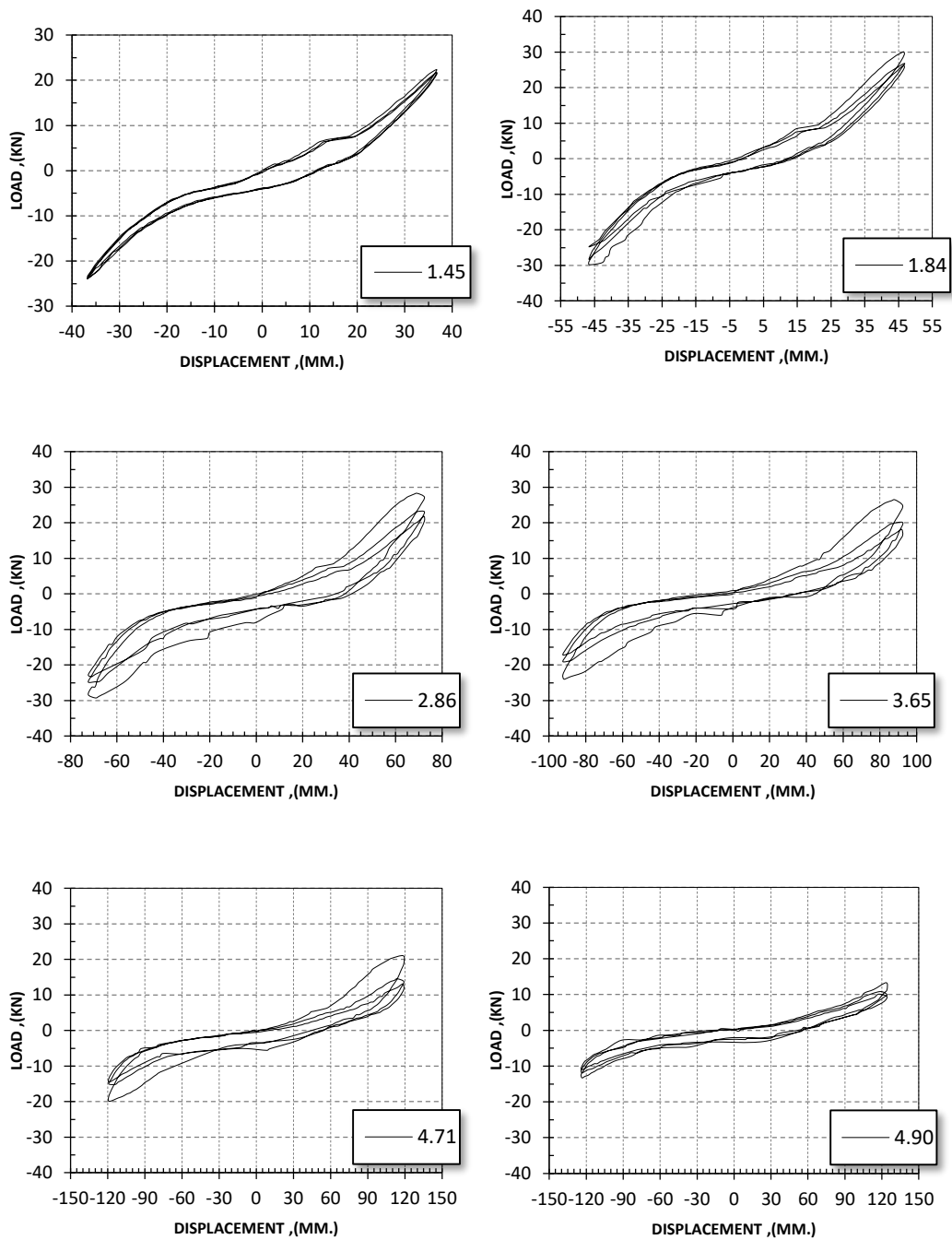


รูปที่ 4.8 ค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรง J6 และ J6R

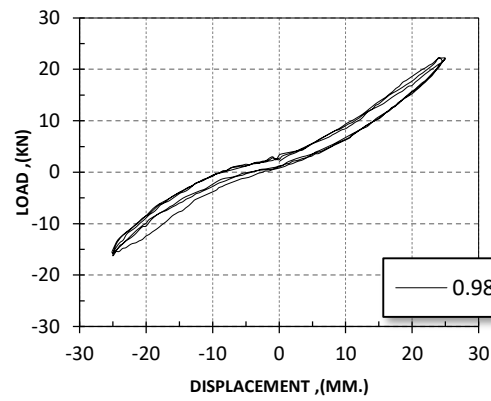
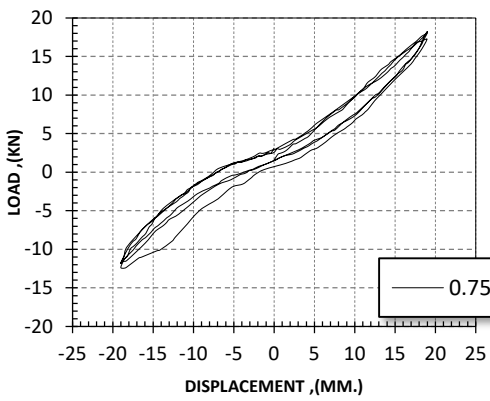
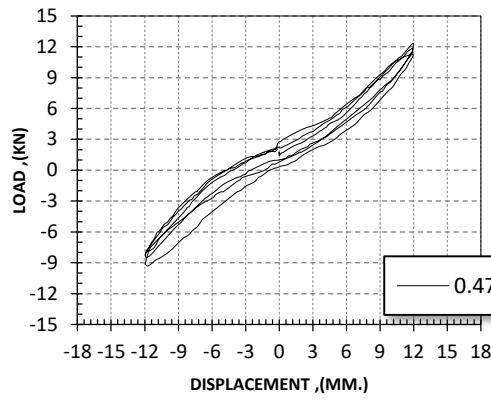
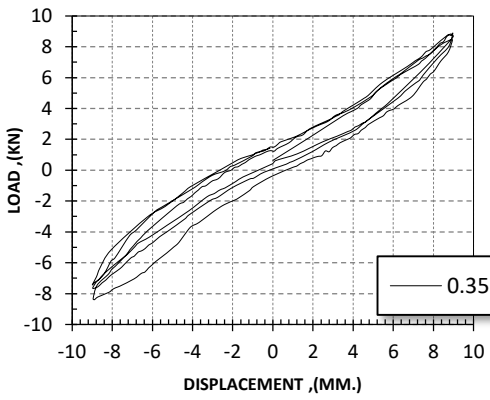
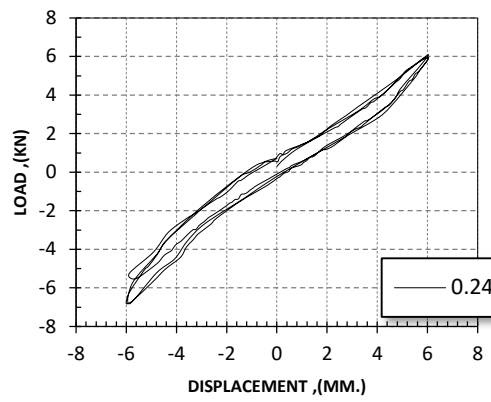
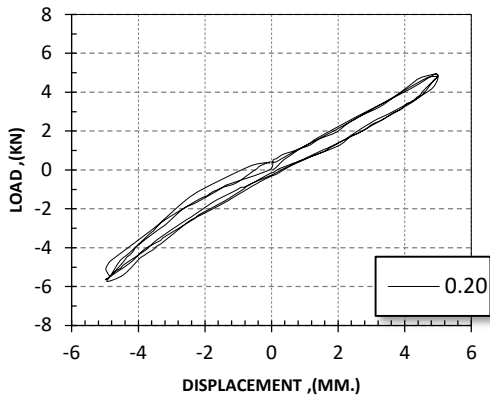
เมื่อเปรียบเทียบค่าความแข็งแรงของตัวอย่าง J6 และ J6R พบว่าตัวอย่าง J6R มีการเสื่อมถอยของค่าความแข็งแรงในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์น้อยกว่า 0.36% เกิดค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรงอย่างช้าๆ เมื่อการเคลื่อนที่สัมพัทธ์อยู่ในช่วง 0.36% ถึง 0.73% ค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรงอยู่ในสภาวะคงตัวซึ่งแสดงให้เห็นว่าเมื่อตัวอย่างได้รับแรงกระทำแล้วนั้นวัสดุมีความแกร่งที่จะต้านทานแรงกระทำหลังจากการเคลื่อนที่สัมพัทธ์น้อยกว่า 0.73% ค่าความเสื่อมถอยของความแกร่งลดลงอย่างต่อเนื่องอย่างช้าๆ แสดงว่าตัวอย่างเกิดความเสียหายอย่างต่อเนื่องแต่ไม่เกิดการวิบัติแบบทันทีทันใด ในทางตรงกันข้ามตัวอย่าง J6 ในช่วงระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์น้อยกว่า 0.73% เกิดการเสื่อมถอยของค่าความแข็งแรงอย่างรวดเร็วและช้าลงเมื่อระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 0.73% แต่ยังคงเกิดการเสื่อมถอยอย่างต่อเนื่องแต่ยังคงมีความแกร่งมากกว่า J6R ซึ่งโครงสร้างที่เกิดความเสื่อมถอยของตัวอย่างเช่นนี้เป็นลักษณะที่ไม่ดีต่อโครงสร้างอาคารเพราะเมื่อเกิดความเสียหายจะเกิดการวิบัติแบบรวดเร็วซึ่งเป็นอันตรายต่อผู้ใช้อาคาร



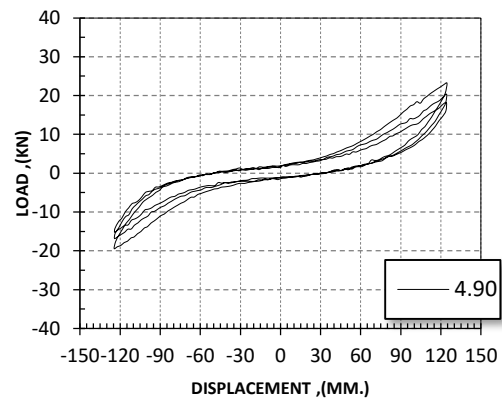
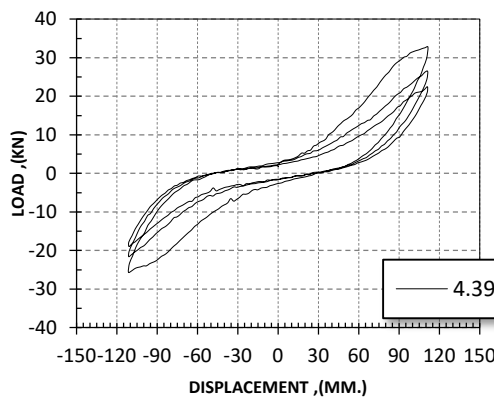
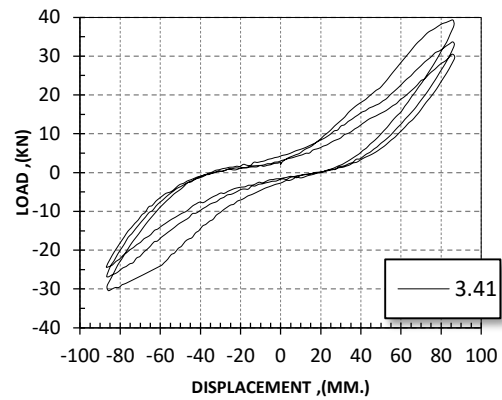
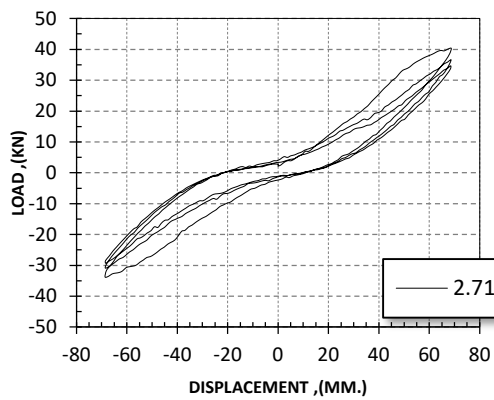
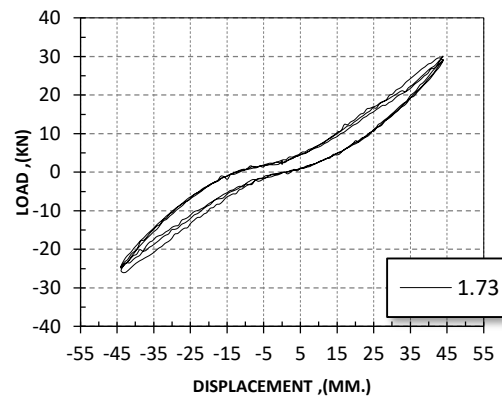
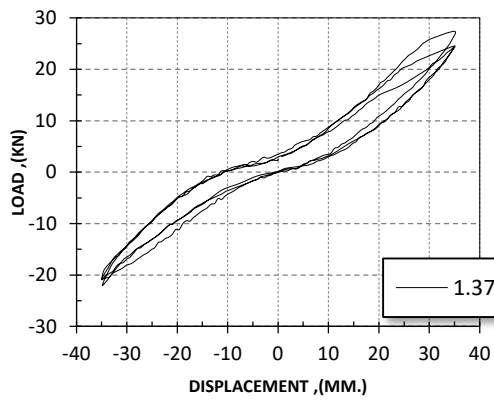
รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ของตัวอย่าง J1 (0.20% – 1.06% Story Drift Angle)



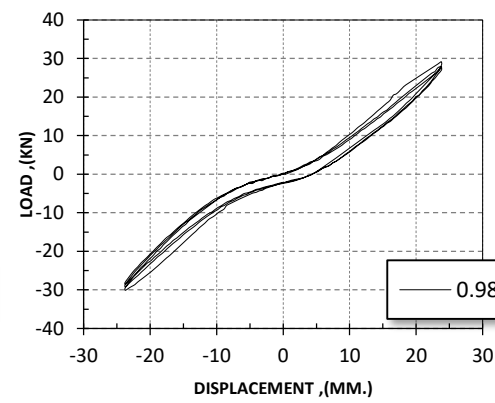
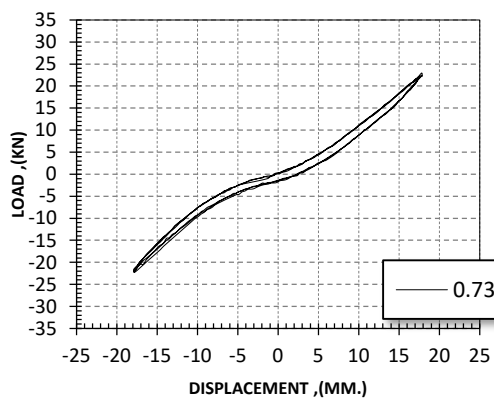
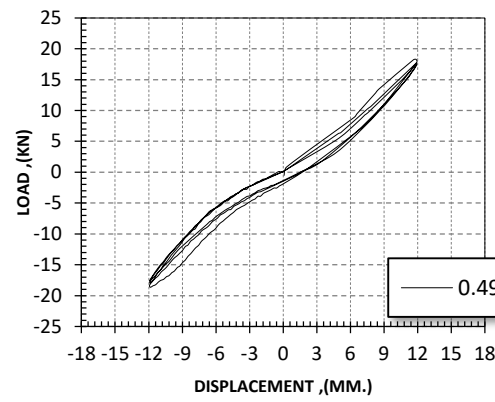
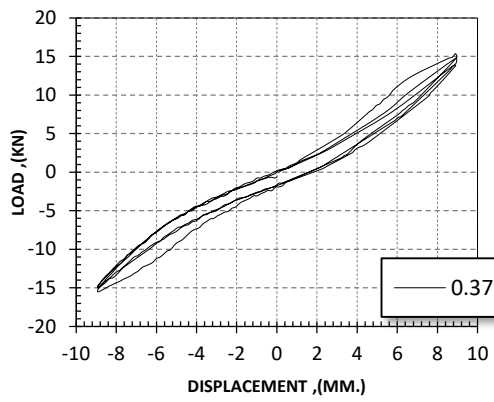
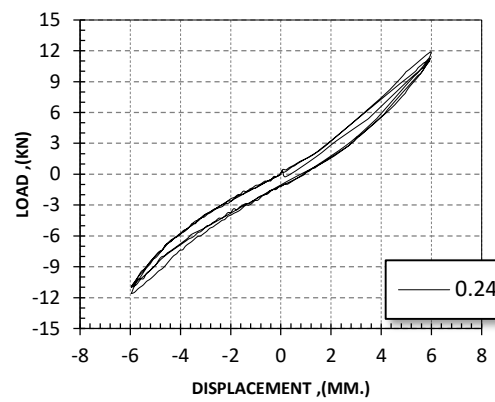
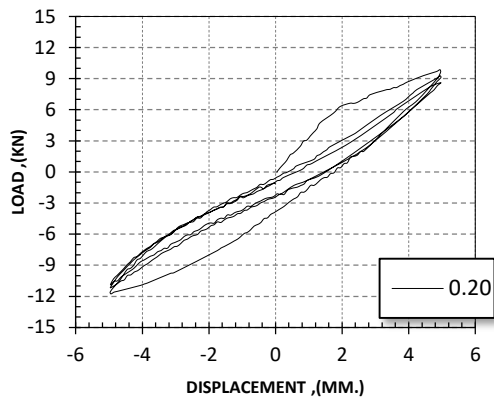
รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ของตัวอย่าง J1 (1.45% – 4.90% Story Drift Angle)



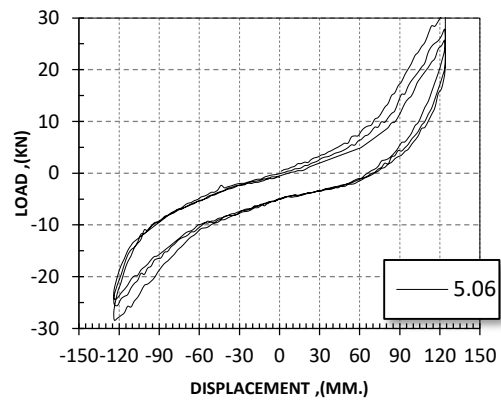
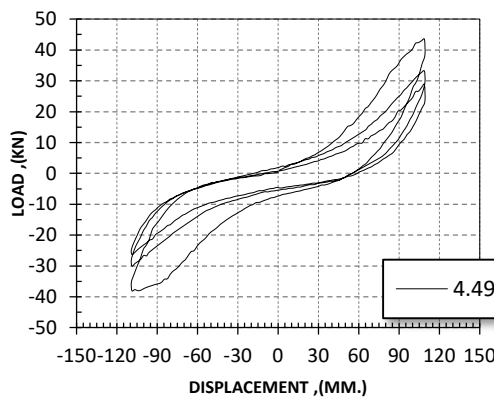
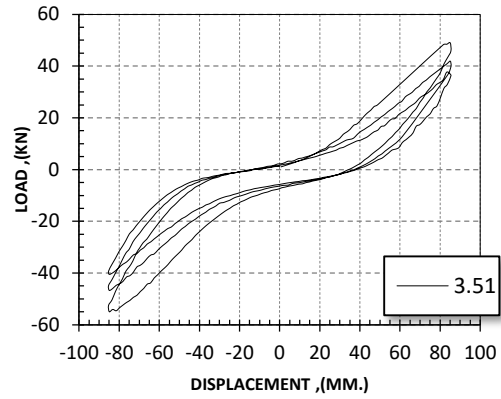
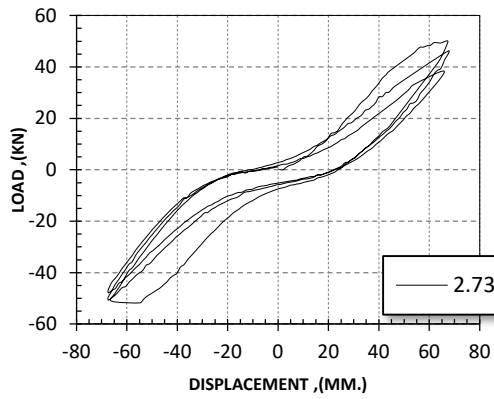
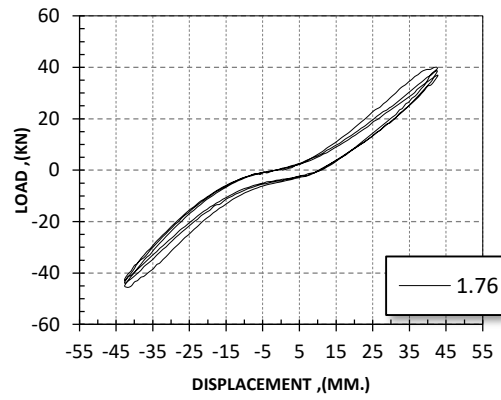
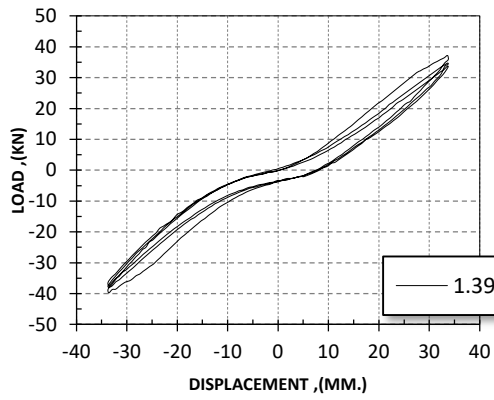
รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J1R (0.20% – 0.98% Story Drift Angle)



รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J1R (1.37% – 4.90% Story Drift Angle)

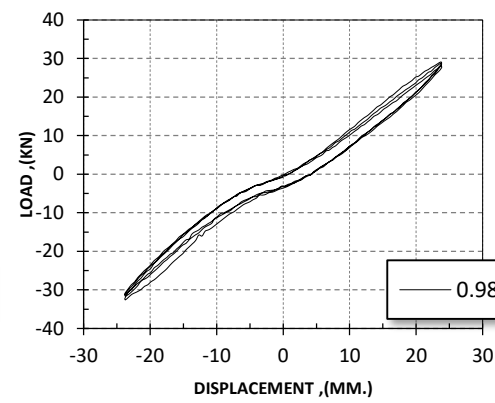
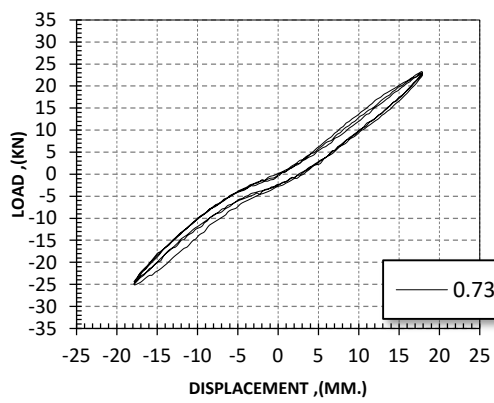
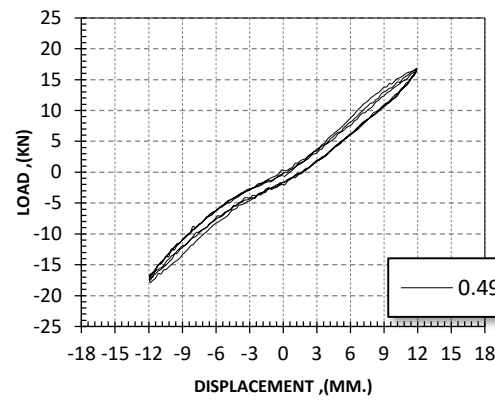
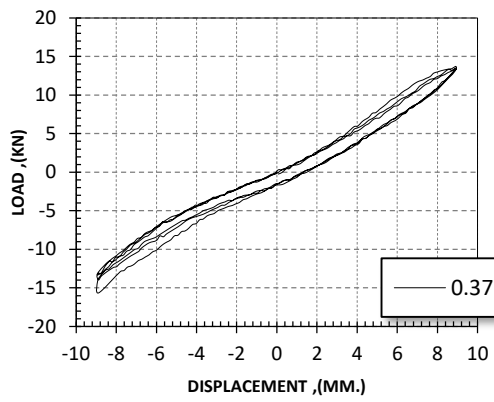
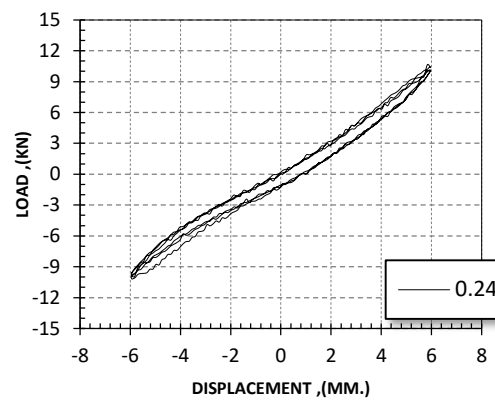
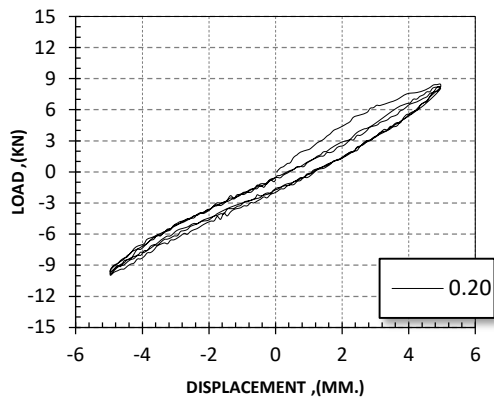


รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J6 (0.20% – 0.98% Story Drift Angle)

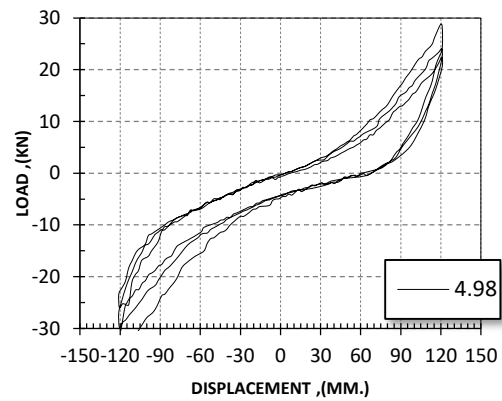
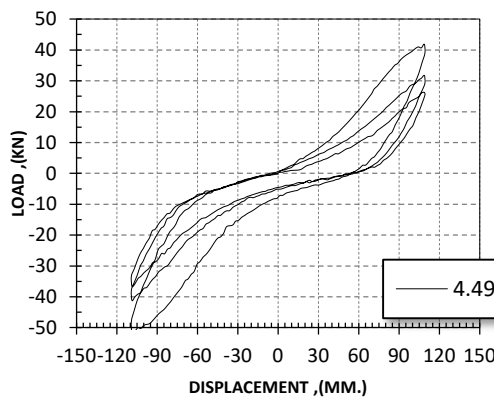
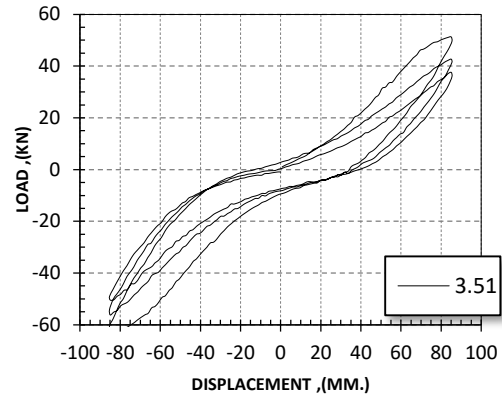
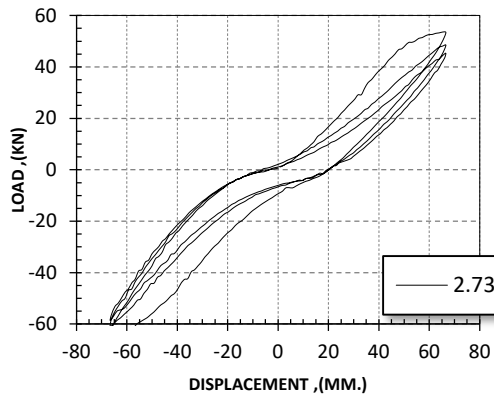
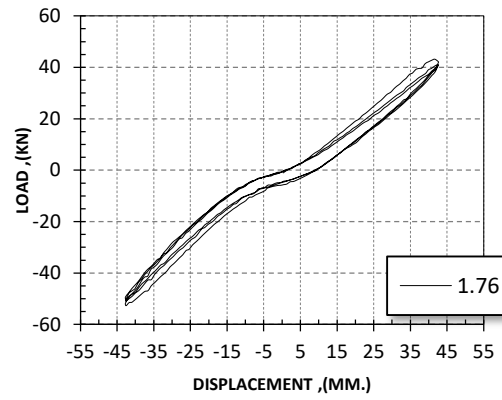
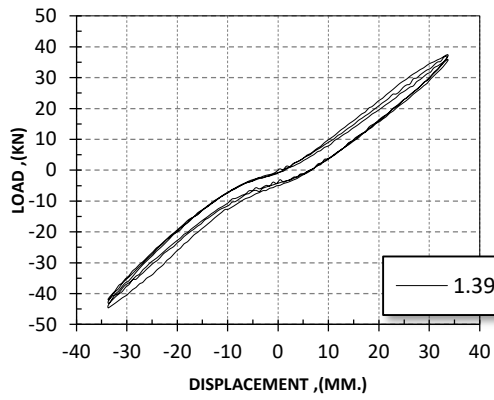


รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J6 (1.39% – 5.06% Story Drift Angle)





รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J6R (0.20% – 0.98% Story Drift Angle)



รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแต่ละรอบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของตัวอย่าง J6R (1.39% – 4.98% Story Drift Angle)

## บทที่ 5

### สรุปผลการศึกษา

1) จากการทดสอบพบว่า Hysteretic Loop ของตัวอย่าง J1R ที่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์มีขนาดใหญ่กว่าตัวอย่าง J1 ที่ไม่ได้พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ แสดงให้เห็นว่าแผ่นไฟเบอร์ช่วยในการสลายพลังงาน อย่างไรก็ตาม Hysteretic Loop ของตัวอย่าง J6R ที่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์กลับมีขนาดเล็กกว่าตัวอย่าง J6 ที่ไม่ได้พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ แสดงว่าแผ่นไฟเบอร์ไม่ได้ช่วยในการสลายพลังงานสำหรับตัวอย่างชุด J6 เมื่อพิจารณาจากขนาดของตัวอย่างทดสอบพบว่าตัวอย่างชุด J1 มีขนาดคานและเสาเล็กกว่าตัวอย่างชุด J6 ดังนั้นเมื่อพันแผ่นไฟเบอร์ด้วยจำนวนชั้นที่เท่ากัน แผ่นไฟเบอร์จึงขาดประสิทธิภาพในการเพิ่มความสามรถการรับแรงของข้อต่อ

2) ในช่วงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่าง 0-20 มม. ตัวอย่าง J1R มีการลดลงของค่าความแข็งแรงอย่างรวดเร็วและในอัตราที่มากกว่า J1 ส่วนในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่าง 20-120 มม. นั้น ตัวอย่าง J1 และ J1R มีค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรงใกล้เคียงกัน

3) ในช่วงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่าง 0-20 มม. ตัวอย่าง J6 มีการลดลงของค่าความแข็งแรงอย่างรวดเร็วและในอัตราที่มากกว่า J6R ส่วนในช่วงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่าง 20-120 มม. นั้น ตัวอย่าง J6 และ J6R มีค่าความเสื่อมถอยของความแข็งแรงใกล้เคียงกัน

4) รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างที่ไม่พันด้วยแผ่นไฟเบอร์ J1 และ J6 เกิดการอัดแตกของคอนกรีตที่บริเวณข้อต่อเนื่องจากแรงเฉือน (Joint Shear) ส่วนตัวอย่าง J1R และ J6R 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 อาเคลิซานโตโน (1994), “การวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย”, วิศวกรรมสารฉบับวิจัยและพัฒนา, วิศวกรรมสารแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, ปีที่ 5 ฉบับที่ 1 พ.ศ. 2537, หน้า 69-91.
- 4) กระทรวงมหาดไทย, กฎกระทรวงฉบับที่ 50 (พ.ศ. 2550) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
- 5) American Concrete Institute Committee 318 (1999), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318), American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan, USA.
- 6) ACI T1.1-01. “Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing”. American Concrete Institute, 2001.
- 7) 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.
- 8) Do Tein Thinh. (2003). “Seismic Performance of Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages without Seismic Detailing”. Thesis No. ST-03-30, Asian Institute of Technology.
- 9) Chayut Cheejaroen. (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.
- 10) Paulay, T., and Priestley, M.J.N., (1992) Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. USA: John-Wiley & Sons.

- 11) Paulay, T., and Park, R., (1984), Joints of Reinforced Concrete Frames Designed for Earthquake Resistance, Research Report 84-9, Department of Civil Engineering, University of Caterbury, Christchurch.
- 12) MacGregor G. (1997), Reinforced Concrete: Mechanics and Design, 3rd Ed., Prentice Hall.
- 13) K. Maekawa, A. Pimanmas and H.Okamura, 2003. Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete Spon Press.
- 14) 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.
- 15) Pantazapoulou, S.J., and J.F. Bonacci. 1994. On earthquake-resistant reinforced concrete frame connections. Canadian Journal of Civil Engineering, 21, 307-28.
- 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) Reaveley D. L., (2000). Performance-based evaluation of exterior reinforced concrete building joints for seismic excitation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 05, July.
- 18) Pantelides P. C., et al., (2002), Assessment of reinforced concrete building exterior joints with substandard details, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 18, May.
- 19) 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.
- 20) Sharmaa, A., Reddya, G.R., Eligehausenb, 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.
- 21) 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.

- 22) 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.
- 23) อานนท์ วงษ์แก้ว และ คณะ (2558) “การทดสอบข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมภายใต้แรงวัฏจักร” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20 STR448 หน้า 1-9