สำนักหอสมุด มหาวิทยาลัยบูรพา
ต.แสนสุข อ.เมือง จ.ชลบุรี 20131

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์ปีที่ 2
ทุนอุดหนุนการวิจัย งบประมาณแผ่นดิน ประจำปี 2555

กำลังและความเหนียวของข้อต่อโครงสร้างเหล็ก ที่ก่อสร้างในประเทศไทยภายใต้แรงแผ่นดินไหว

Strength and Ductility of Steel Connections Constructed in Thailand under Earthquake Load

โดย

ผศ. ดร. อานนท์ วงษ์แก้ว
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

เริ่มบริการ
23 ก.ค. 2557

TA165077
-7 พ.ค. 2557
335503

b0024552y

อภินันทนาการ

บทคัดย่อ

การศึกษานี้เป็นการนำเสนอพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสาเหล็กก่อสร้างในประเทศไทย เมื่อรับแรงวัฏจักรด้วยการทดสอบตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ ข้อต่อมีลักษณะเชื่อมรอบหน้าตัดคานติดกับปีกเสา ดังนั้นข้อต่อเป็นแบบชนิดถ่ายโมเมนต์ ขนาดหน้าตัดคานและเสาที่ใช้ทดสอบประกอบด้วยเสาเหล็กเกรด SS400/SM400 หน้าตัด H ขนาดหน้าตัด 200x200 มิลลิเมตร มีน้ำหนัก 49.9 กิโลกรัมต่อความยาวหนึ่งเมตร (H200x49.9kg/m) ยาว 2859 มิลลิเมตร และคานเหล็กเกรด SS400/SM400 หน้าตัด H ขนาดหน้าตัด 150x150 มิลลิเมตร มีน้ำหนัก 31.5 กิโลกรัมต่อความยาวหนึ่งเมตร ยาว 2630 มิลลิเมตร การทดสอบทำตามมาตรฐานการทดสอบข้อต่อคาน-เสาเหล็กขนาดใหญ่กำหนดโดย SAC 1996 ผลการทดสอบตัวอย่าง BC1 เริ่มเกิดการครากเมื่อปลายคานเคลื่อนที่ในรอบประมาณ 38 มิลลิเมตร ปีกเสาด้านหลังครากที่ระยะการเคลื่อนที่ปลายคานเท่ากับ 75 มิลลิเมตร ส่วนแผ่น panel zone เกิดการครากที่ระยะการเคลื่อนที่ปลายคานเท่ากับ 90 มิลลิเมตร และสามารถทดสอบผ่านรอบการเคลื่อนที่สูงสุด 125 มม. ได้สมบูรณ์ทั้ง 2 รอบ โดยไม่มีรอยร้าวหรือการฉีกขาดขึ้นในเสาและคาน ตัวอย่าง BC1 รับแรงในรอบบวกได้สูงสุดเท่ากับ 32 กิโลนิวตัน ซึ่งมีการเลื่อนตัวที่ปลายคานเท่ากับ +125 มม. และรับแรงในรอบลบได้สูงสุดเท่ากับ 42 กิโลนิวตัน ซึ่งมีการเลื่อนตัวที่ปลายคานเท่ากับ -125 มม. ตัวอย่างทดสอบหมุนได้สูงสุดในช่วงพลาสติกเท่ากับ 0.03033 เรเดียน เมื่อแรงกระทำในทิศทางบวก และหมุนได้สูงสุดในช่วงพลาสติกเท่ากับ 0.02716 เรเดียน เมื่อแรงกระทำในทิศทางลบ นอกจากนี้เมื่อพิจารณารายละเอียดพบว่าคานและเสาหมุนในช่วงพลาสติกได้ใกล้เคียงกัน แต่น้อยกว่าการหมุนของ panel zone ในช่วงพลาสติก

คำสำคัญ: ข้อต่อคาน-เสาเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์, การทดสอบตัวอย่าง, ข้อต่อชนิดเชื่อมรอบหน้าตัดคาน

Abstract

The study presents the test results of a steel beam-column connection. The experiment was successfully implemented by using Universal Testing Machine (UTM) at Burapha University. The steel connection was named as BC1, comprised of H200x49.9 kg/m as a column and H150x31.5 kg/m as a beam, with a steel grade SS400/SM400. The beam and column have lengths of 2630 mm. and 2859 mm., respectively. All experimental setups including loading steps, number of cycles, and instrumentations to the specimen are followed the guidelines suggested by SAC 1996. The test shows a success result of using UTM to test a full size beam-column connection. Overall, the connection starts to yield at a cycle of the tip beam displacement of 38 mm. The column and panel zone have signs of yielding when the displacements at the tip beam are 75 mm. and 90 mm., respectively. The connection was completely tested up to the cycle of 125 mm. tip beam displacement without any cracks or major damages to the connection, except the some yielding in the beam, column, and panel zone. The connection can maintain the maximum load of 31.5 kN. in a positive cycle and 42 kN. in a negative cycle throughout the maximum displacements. The specimen BC1 has a total plastic rotation of 0.03033 and 0.02716 radians in positive and negative cycles. The beam and column have almost the same plastic rotations, but less than plastic rotation producing from the panel zone.

Keywords: Steel Beam-Column Connection, Experiment, Welded Flanges-Web Connection

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัย เรื่อง กำลังและความเหนียวของข้อต่อโครงสร้างเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทยภายใต้แรงแผ่นดินไหว ได้รับทุนสนับสนุนโครงการวิจัย ประจำปีงบประมาณ 2555 จาก สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ. ที่นี้

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ก
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	ข
กิตติกรรมประกาศ	ค
สารบัญ	ง
สารบัญตาราง	ฉ
สารบัญรูป	ช
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 ความเป็นมาและแรงจูงใจในการทำงานวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย	4
1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย	4
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	5
บทที่ 2 ข้อต่อคาน-เสาเหล็กและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	
2.1 บทนำ	6
2.2 ข้อต่อคาน-เสาเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย	7
2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับข้อต่อคาน-เสาเหล็ก	8
บทที่ 3 การเตรียมข้อต่อคาน-เสาเหล็ก (ตัวอย่างทดสอบBC1)	
3.1 ไดอะแกรมโมเมนต์ดัดของโครงข้อแข็งเหล็กเมื่อรับแรงกระทำด้านข้าง	15

3.2 การออกแบบและรายละเอียดตัวอย่าง 17

3.3 การดำเนินการติดตั้งและทดสอบตัวอย่าง BC1 21

บทที่ 4 ผลการทดสอบข้อต่อคาน-เสาเหล็ก BC1

4.1 สมการที่ใช้ในการคำนวณและการกำหนดตัวแปร 33

4.2 การตอบสนองโดยรวมของตัวอย่างทดสอบBC1 36

4.3 การตอบสนองเฉพาะส่วนของตัวอย่าง BC1 37

บทที่ 5 สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ 46

เอกสารอ้างอิง 47

สารบัญตาราง

		หน้า
ตารางที่ 3.1	ขนาดและลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของตัวอย่าง BC1	18
ตารางที่ 3.2	ขนาดมุมการหมุนของข้อต่อ ระยะการเคลื่อนที่ปลายคานและจำนวนรอบที่ใช้ในการทดสอบ ตามมาตรฐานการทดสอบตัวอย่างขนาดใหญ่ภายใต้การรับแรงแผ่นดินไหว (SAC 1997)	21
ตารางที่ 3.3	รายละเอียดการติดตั้ง LVDT และ PI Gauge บนตัวอย่าง BC1	26
ตารางที่ 3.4	รายละเอียดการติดตั้ง Strain Gauge บนตัวอย่าง BC1	27
ตารางที่ 3.5	การกำหนดค่าคงที่ต่างๆในโปรแกรมของเครื่อง Data Logger	30
ตารางที่ 4.1	แสดงขนาดหน้าตัดคานและเสาที่ใช้ในการทดสอบ ข้อต่อคาน-เสาชนิด Fully Welded Flanges-Web	32
ตารางที่ 4.2	ค่าตอบสนองสูงสุดจากการทดสอบตัวอย่าง BC1	45

สารบัญรูป

		หน้า
รูปที่ 2.1	จุดต่อระหว่างคาน-เสา ที่นิยมใช้ในประเทศไทย	7
รูปที่ 2.2	การไหลของความเค้นสูงสุดบริเวณข้อต่อคาน-เสา จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนอิลิเมนต์	9
รูปที่ 2.3	การกระจายตัวของความเค้นเฉือนในแผ่น Shear Tab วิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนอิลิเมนต์	10
รูปที่ 2.4	ปริมาณแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในปีกคานและแผ่น Shear Tab บริเวณข้อต่อ จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนอิลิเมนต์	10
รูปที่ 2.5	พฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของข้อต่อคาน-เสาชนิด Pre-Northridge	11
รูปที่ 2.6	รายละเอียดของ Cover Plate Connection ทดสอบโดย Engelhardt และ Sabol (1995)	14
รูปที่ 3.1	โครงข้อแข็งเหล็กเมื่อมีการรับแรงแผ่นดินไหว	16
รูปที่ 3.2	การถ่ายโอนโมเมนต์และแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง ขณะที่ปลายคานได้รับแรงกระทำ	17
รูปที่ 3.3	การเชื่อมต่อแบบ Fully welded moment connection ของตัวอย่าง BC1	18
รูปที่ 3.4	ลักษณะและขนาดของตัวอย่าง BC1 ที่จะใช้ทดสอบ	19
รูปที่ 3.5	ตัวอย่าง BC1 เมื่อสร้างเสร็จ	19
รูปที่ 3.6	ระยะเคลื่อนที่ที่ปลายคานและจำนวนรอบของแรงที่กระทำต่อปลายคาน	21

รูปที่ 3.7 เครื่องทดสอบยูนิเวอร์แซล (Universal Testing Machine, UTM) 23

รูปที่ 3.8 โครงสร้างรับแรงปฏิกิริยา (Reaction Frame) 24

รูปที่ 3.9 อุปกรณ์ค้ำยันด้านข้างแบบมือหมุนปรับระยะ 24

รูปที่ 3.10 อุปกรณ์ค้ำยันด้านข้างแบบยึดฐานแน่นด้วยฟิกเจอร์แบบแผ่น 25

รูปที่ 3.11 อุปกรณ์ค้ำยันด้านข้างปรับระยะแบบร่องบังคับเลื่อน 25

รูปที่ 3.12 ตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือวัดบนตัวอย่าง BC1 28

รูปที่ 3.13 รูปแบบการติด Strain Gauge เพื่อวัดค่า Shear Strain 29

รูปที่ 3.14 ค่าเครื่องหมายจากอุปกรณ์ LVDT 29

รูปที่ 3.15 รูปขณะทำการทดลอง และ Strain Gauge LVDT

และ PI Gauge ที่ติดตั้งบนตัวอย่าง BC1 31

รูปที่ 4.1 สัญลักษณ์และระยะการเสียรูปที่วัดจากตัวอย่าง BC1 33

รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ในช่วงอิลาสติกระหว่าง P และ θ 36

รูปที่ 4.3 แรงกระทำที่ปลายคานและระยะการเคลื่อนที่ของปลายคาน ของ BC1 39

รูปที่ 4.4 โมเมนต์ที่บริเวณหน้าเสาและการหมุนทั้งหมดในช่วงพลาสติกของ BC1 39

รูปที่ 4.5 โมเมนต์ที่หน้าเสาและการหมุนของคานในช่วงพลาสติกของ BC1 40

รูปที่ 4.6 โมเมนต์ที่หน้าเสาและการหมุนของเสาในช่วงพลาสติกของ BC1 40

รูปที่ 4.7 โมเมนต์ที่กึ่งกลางเสาและการหมุนของ Panel Zone ในช่วงพลาสติกของ BC1 41

รูปที่ 4.8 ความเครียดเฉือนที่แผ่นเอวคานกับมุมการหมุนของตัวอย่าง BC1 41

รูปที่ 4.9 ความเครียดเฉือนบริเวณ Panel Zone กับมุมการหมุนของตัวอย่าง BC1 42

รูปที่ 4.10 ความเครียดที่แผ่นปีกด้านล่างของคานกับมุมการหมุนของตัวอย่าง BC1 42

รูปที่ 4.11 ความเครียดที่แผ่นปีกด้านบนของคานกับมุมการหมุนของตัวอย่าง BC1 43

รูปที่ 4.12 การคราก บริเวณผิวบนของแผ่นปีกล่างของคานตัวอย่าง BC1 43

รูปที่ 4.13 การคราก บริเวณด้านหลังแผ่นปีกเสาตรงแนว Continuity Plate ของตัวอย่าง BC1 44

รูปที่ 4.14 การคราก บริเวณ Panel Zone ของตัวอย่าง BC1 44

รูปที่ 4.15 ลักษณะของตัวอย่าง BC1 หลังการทดสอบ 45

บทที่ 1
บทนำ

1.1 ความเป็นมาและแรงจูงใจในการทำงานวิจัย

จากอดีตจนถึงปัจจุบัน โครงสร้างเหล็กได้รับการยอมรับโดยทั่วไปว่าเป็นโครงสร้างที่มีความแข็งแรงและยืดหยุ่นเพียงพอที่จะใช้รับแรงลมและแรงแผ่นดินไหว โดยวิศวกรส่วนใหญ่เชื่อว่า โครงสร้างเหล็กจะไม่เสียหายหรือเกิดความเสียหายน้อยมากเมื่อเกิดแผ่นดินไหว พฤติกรรมของโครงสร้างเหล็กจะขึ้นอยู่กับพฤติกรรมของข้อต่อระหว่างเสา-คาน (Beam-to-column connections) และระบบการยึดรั้ง (Bracing) เป็นหลัก โดยพลังงานที่เกิดขึ้นจากแรงแผ่นดินไหว ควรจะถูกสลายไปที่บริเวณข้อต่อและองค์อาคารยึดรั้งเป็นส่วนใหญ่ ดังนั้นที่บริเวณข้อต่อและองค์อาคารยึดรั้งควรจะมีความเหนียว (Ductility) ที่สูงที่สามารถรองรับการเปลี่ยนรูปที่จะเกิดจากแผ่นดินไหวได้โดยไม่มีการแตกร้าว

อย่างไรก็ตาม เมื่อวันที่ 17 มกราคม ค.ศ. 1994 ได้เกิดแผ่นดินไหวขนาดปานกลางขึ้นที่เมืองเล็กๆ ชื่อ Northridge ใกล้กับเมือง Los Angeles ซึ่งต่อมาถูกเรียกชื่อว่า แผ่นดินไหว Northridge แผ่นดินไหวนี้ได้สร้างความสูญเสียอย่างใหญ่และเป็นบริเวณกว้าง ค่าความสูญเสียประมาณ 30,000 ล้านเหรียญ เมื่อเริ่มสำรวจพบว่า ความเสียหายที่เกิดขึ้น ส่วนใหญ่เกิดขึ้นกับโครงสร้างที่มีความยืดหยุ่นต่ำเช่น อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก อาคารจอดรถที่สร้างจากคอนกรีตอัดแรง ซึ่งโครงสร้างเหล่านี้พังทลายทั้งอาคาร ส่วนองค์อาคารเหล็กนั้น พบความเสียหายเพียงเล็กน้อยและไม่พบการพังทลายของอาคารเหล็กเลย อย่างไรก็ตามเมื่อทำการสำรวจภายในโดยละเอียดพบว่า มีรอยแตกเกิดขึ้นที่บริเวณข้อต่อคาน-เสาเป็นจำนวนมากกว่า 100 อาคารในบริเวณที่เกิดแผ่นดินไหว ถึงแม้ว่าอาคารเหล็กเหล่านั้นจะเป็นอาคารใหม่และถูกสร้างภายใต้มาตรฐานการออกแบบที่ใช้อยู่ในขณะนั้น

องค์อาคารเหล็กที่พบในเมือง Northridge นั้น ส่วนใหญ่เป็นโครงข้อแข็งแบบพิเศษ (Special Moment Frame, SMF) ซึ่งจากข้อกำหนดในมาตรฐานการออกแบบ AISC ระบุว่า โครงข้อแข็งเหล็กประเภทนี้ มีความยืดหยุ่นสูงที่สุด ซึ่งจะต้องสามารถรองรับการหมุนได้ไม่น้อยกว่า 0.03 เรเดียน เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว อย่างไรก็ตามความเสียหายที่ตรวจพบในอาคารกลับเป็นการแตกแบบเปราะที่บริเวณรอยต่อคาน-เสาเป็นส่วนใหญ่ การค้นพบนี้แสดงให้เห็นว่าโครงข้อแข็งที่ออกแบบตามมาตรฐานก่อนปี 1994 นั้น มีความเหนียวต่ำกว่าที่ควรจะเป็นอย่างมาก เกิดคำถามขึ้นมากมาย รวมถึงคำถามเกี่ยวกับความถูกต้องของมาตรฐานการออกแบบที่ใช้ ความปลอดภัยของอาคารเหล็กที่ยังใช้งานอยู่ในปัจจุบัน

และควรปรับปรุงหรือมีมาตรฐานการออกแบบองค์อาคารเหล่านี้ใหม่หรือไม่ เป็นต้น โดยภาพรวมทำให้ความเชื่อมั่นในการออกแบบและการใช้งานของโครงข้อแข็งแบบพิเศษนี้ลดลงเป็นอย่างมาก หลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว Federal Emergency Management Agency (FEMA) ได้ริเริ่มโครงงานศึกษาวิจัยองค์อาคารเหล็กแบบต่างๆ ที่เกิดหรืออาจเกิดผลกระทบจากแผ่นดินไหว โครงงานวิจัยมีระยะเวลา 4 ปี โดยเป็นการให้ทุนวิจัยแก่หน่วยงาน SAC Joint Venture ซึ่งเป็นองค์กรที่ประกอบด้วย Structural Engineers Association of California (SEAOC), Applied Technology Council (ATC), California Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREe) รวมถึงนักวิจัยและผู้เชี่ยวชาญในสาขาวิชาต่างๆที่เกี่ยวข้องตามมหาวิทยาลัยต่างๆในประเทศสหรัฐอเมริกา แผนงานวิจัยแบ่งเป็น 2 ช่วง โดยช่วงที่หนึ่งได้ดำเนินการเสร็จเมื่อเดือนสิงหาคม ค.ศ. 1995 และช่วงที่สองเสร็จสิ้นเมื่อเดือนธันวาคม ค.ศ. 2000 วัตถุประสงค์ของการวิจัยแบ่งออกเป็น 3 หัวข้อใหญ่ดังนี้

1) เพื่อศึกษาหาสาเหตุ และประเมินความเสียหาย ที่จะเกิดขึ้นกับองค์อาคารโครงข้อแข็งเหล็กหลังรับแรงแผ่นดินไหว รวมถึงวิธีการซ่อมแซมองค์อาคารเหล่านั้น

2) เพื่อศึกษาตรวจสอบ และประเมินความเสี่ยง ที่อาจเกิดขึ้นกับองค์อาคารโครงข้อแข็งเหล็ก รวมถึงการซ่อมเสริมอาคารก่อนรับแรงแผ่นดินไหว

3) เพื่อกำหนดแนวทางการออกแบบ และการก่อสร้างองค์อาคารเหล็กใหม่ ที่จะใช้ในอนาคตเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว

ภายหลังจากการวิจัย SAC และ FEMA ได้นำเสนอผลงานวิจัย โดยตีพิมพ์ในเอกสาร FEMA 267 และ FEMA 350 ถึง 355

ทั้งนี้ปัจจุบันประเทศไทยได้ออกกฎหมายที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบอาคารเพื่อรับแรงจากแผ่นดินไหวคือ “กฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ.2550” [28] ซึ่งมีพื้นฐานมาจากมาตรฐาน UBC-1985 ตามความในพระราชบัญญัติความคุมอาคาร พ.ศ.2522 มีผลบังคับใช้ตั้งแต่วันที่ 30 พฤศจิกายน 2550 ที่ผ่านมา ได้กำหนดพื้นที่ควบคุมเป็น 3 บริเวณได้แก่

“บริเวณเฝ้าระวัง” เป็นพื้นที่หรือบริเวณที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ได้แก่ จังหวัดกระบี่ ชุมพร พังงา ภูเก็ต ระนอง สงขลา และสุราษฎร์ธานี รวม 7 จังหวัด

“บริเวณที่ 1” เป็นพื้นที่หรือบริเวณที่เป็นดินอ่อนมากที่ได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะไกล ได้แก่ กรุงเทพมหานคร นนทบุรี ปทุมธานี สมุทรปราการ และสมุทรสาคร รวม 5 จังหวัด

"บริเวณที่ 2" เป็นพื้นที่หรือบริเวณที่อยู่ใกล้รอยเลื่อนที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ได้แก่ กาญจนบุรี เชียงราย เชียงใหม่ ตาก น่าน พะเยา แพร่ แม่ฮ่องสอน ลำปาง และ ลำพูน รวม 10 จังหวัด

นอกจากนั้นกรมโยธาธิการและผังเมืองได้จัดทำมาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวหรือ "มยผ. 1301-50" ขึ้น อย่างไรก็ตาม ข้อกำหนดนี้เป็นข้อกำหนดสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อเพิ่มเติมรายละเอียดการคำนวณออกแบบอาคาร และรายละเอียดในการเสริมเหล็ก ซึ่งกฎกระทรวงและมาตรฐานได้มีการเชื่อมโยงกัน โดยกฎกระทรวงได้ระบุให้การจัดระบบโครงสร้างอาคารจะต้องมีความเหนียวอย่างน้อยเทียบเท่าความเหนียวจำกัด (Limit Ductility) ตามที่กำหนดในมาตรฐาน ซึ่งยังไม่มีข้อกำหนดเกี่ยวกับโครงสร้างเหล็ก

สำหรับประเทศไทยนั้น ยังไม่เคยมีการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงสร้างเหล็กที่ออกแบบโดยใช้มาตรฐานการออกแบบของประเทศไทยภายใต้แผ่นดินไหวอย่างจริงจัง และยังไม่มีมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็กเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวโดยตรง ดังนั้นทำให้ปัญหาต่างๆ ที่กล่าวมาแล้วข้างต้นอาจเกิดขึ้นกับโครงสร้างเหล็กเหล่านี้ได้เหมือนกับที่เกิดขึ้นมาแล้วในประเทศอื่นๆ เมื่อเกิดแผ่นดินไหว นอกจากนี้รายละเอียดของการก่อสร้างโครงสร้างเหล็กในประเทศไทย ก็แตกต่างไปจากมาตรฐานของประเทศอื่น ๆ ซึ่งรายละเอียดการก่อสร้างนี้ส่วนใหญ่จะเป็นบริเวณข้อต่อ รอยต่อ และระบบยึดรั้ง ซึ่งส่วนเหล่านี้มีความสำคัญอย่างยิ่งในการดูดซับพลังงานจากแผ่นดินไหว รายละเอียดการก่อสร้างที่ใช้ในประเทศไทยเหล่านี้ ยังมิได้รับการศึกษาอย่างจริงจังถึงศักยภาพและพฤติกรรมเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว การนำมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็กในต่างประเทศมาใช้โดยตรงอาจเป็นการสิ้นเปลือง และอาจเป็นการไม่ถูกต้องเนื่องจากพฤติกรรมของโครงสร้างเหล็กในประเทศไทยอาจแตกต่างกับพฤติกรรมของโครงสร้างเหล็กในต่างประเทศ ดังนั้นการศึกษาวิจัยนี้จะเป็นการรวบรวม วิเคราะห์ และนำเสนอข้อมูลที่มีความสำคัญและจำเป็นต่อโครงสร้างเหล็กที่ก่อสร้างอยู่ในประเทศไทย ซึ่งถูกออกแบบสำหรับรับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง และแรงลมเท่านั้น จากนั้นจะทำการประเมินพฤติกรรมของโครงสร้างนี้ว่าจะมีพฤติกรรมอย่างไรเมื่อต้องถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำ มีความสามารถและศักยภาพในการต้านแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับใด โดยจะเน้นที่องค์อาคารที่เป็นจุดอ่อนต่อการต้านทานแผ่นดินไหว คือ ข้อต่อคาน-เสา

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

1) เพื่อรวบรวมข้อมูลวิธีการออกแบบโครงสร้างเหล็กและข้อมูลเกี่ยวรายละเอียดการก่อสร้างโครงสร้างเหล็กในประเทศไทย (Typical Detail) โดยเฉพาะบริเวณข้อต่อ
2) เพื่อประยุกต์ใช้เครื่อง Universal Testing Machine (UTM) ที่มีอยู่ในภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพาในการทดสอบข้อต่อคาน-เสาโครงสร้างเหล็กของเสาต้นริม โดยใส่แรงสลับทิศ
3) เพื่อทดสอบข้อต่อคาน-เสา ที่เป็นตัวแทนของมาตรฐานการก่อสร้างในประเทศจากข้อที่ 1 ในห้องปฏิบัติการ เพื่อศึกษาพฤติกรรม ศักยภาพ ความเหนียว และข้อบกพร่องที่อาจมี ในการต้านทานแรงและการเปลี่ยนรูปที่อาจจะเกิดขึ้นภายใต้แรงแผ่นดินไหว
4) เพื่อนำเสนอแนวทางการปรับปรุงพฤติกรรมและ รายละเอียดการก่อสร้าง ข้อต่อคาน-เสาโครงสร้างเหล็กที่เหมาะสมกับประเทศไทย เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

1) เก็บข้อมูลโครงสร้างเหล็กที่ออกแบบโดยใช้มาตรฐานการออกแบบของประเทศไทยและข้อมูลเกี่ยวกับรายละเอียดของ คุณสมบัติเหล็ก ลักษณะการต่อระหว่างคาน-เสา วัสดุเชื่อม ที่ใช้ในการก่อสร้างในประเทศไทย
2) สร้างตัวอย่าง และทำการทดสอบข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาต้นริม ที่มีรายละเอียดการ ก่อสร้างเหมือนกับข้อมูลการก่อสร้างที่ได้รวบรวมมาในข้อ 1
3) วิเคราะห์ผลการทดสอบของตัวอย่างโดยการประเมินจากผลตอบสนอง ลักษณะการพัง ความยืดหยุ่น ความเหนียว และพลังงานแผ่นดินไหวที่ตัวอย่างทดสอบสามารถต้านทานได้ และหาสาเหตุ ของการทำให้ข้อต่อคาน-เสา ชนิดนี้เสียหาย
4) เสนอแนะแนวทางการปรับปรุงพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสาเหล็กที่ก่อสร้างอยู่แล้วหรือจะก่อสร้างในอนาคต เพื่อให้มีพฤติกรรมการรับแรงที่เหมาะสมกับผลกระทบของแรงแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นในประเทศไทย

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1) เป็นการพัฒนาเครื่องมือ Universal Testing Machine (UTM) ในห้องปฏิบัติการวิศวกรรมโครงสร้าง มหาวิทยาลัยบูรพา ให้มีประสิทธิภาพมากขึ้น สามารถทดสอบตัวอย่างขนาดใหญ่นอกแกนเครื่อง UTM ได้ ซึ่งจะเป็นแนวทางในการทำงานวิจัยชั้นสูงต่อไป
2) ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างขนาดใหญ่นี้ จะทำให้ทราบถึงศักยภาพของข้อต่อคาน-เสาโครงสร้างเหล็ก ที่ก่อสร้างตามมาตรฐานการก่อสร้างในประเทศไทย เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว ซึ่งยังไม่เคยมีการทดลองมาก่อน และจะนำไปสู่การปรับปรุงและพัฒนาการใหม่ให้โครงสร้างประเภทนี้ สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นในประเทศไทยได้โดยไม่พังทลาย และทำความเสียหายแก่ทรัพย์สิน

บทที่ 2
ข้อต่อคาน-เสาเหล็กและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 บทนำ

หลักการออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่เป็นที่ยอมรับกันอย่างสากลคือ ภายใต้แผ่นดินไหวขนาดเล็กจะต้องไม่เกิดความเสียหายแก่ส่วนหนึ่งส่วนใดของตัวอาคาร ภายใต้แผ่นดินไหวขนาดปานกลางจะต้องไม่เกิดความเสียหายแก่ส่วนของโครงสร้างที่รับแรง และภายใต้แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ อาคารอาจเกิดความเสียหายแก่ส่วนของโครงสร้างรับแรงได้ แต่ต้องไม่พังถล่มลงมา เพื่อความปลอดภัยแก่ชีวิตผู้อยู่อาศัย กล่าวอีกนัยหนึ่งคือ โครงสร้างจะต้องถูกออกแบบให้มีความเหนียวดีพอ เพื่อให้อาคารนั้นสามารถทนต่อการสั่นไหว จนถึงขั้นเกิดการแตกร้าว และเกิดการครากขององค์อาคารได้พอสมควร โดยยังคงกำลังส่วนใหญ่ไว้ได้ (80% ของกำลังสูงสุด) ดังนั้น เมื่อโครงสร้างเหล็ก ที่ถูกออกแบบรายละเอียดให้มีความเหนียวจะสามารถดูดซับพลังงานจากการสั่นไหวเมื่อเกิดแผ่นดินไหวได้ดี โดยที่รักษากำลังส่วนใหญ่ของอาคารไว้ได้ และไม่พังทลายในขณะเกิดแผ่นดินไหว ในทางตรงกันข้าม ถ้าโครงสร้างเหล็กมีส่วนหนึ่งส่วนใดเช่น ข้อต่อ ที่มีความเหนียวไม่เพียงพอหรือไม่แข็งแรงพอ ก็จะไม่สามารถรับแรงแผ่นดินไหว และแรงแนวดิ่งต่อไปได้ และเกิดการวิบัติเสียก่อน และจะทำให้องค์อาคารรวมเกิดการวิบัติตามมาอย่างรวดเร็ว

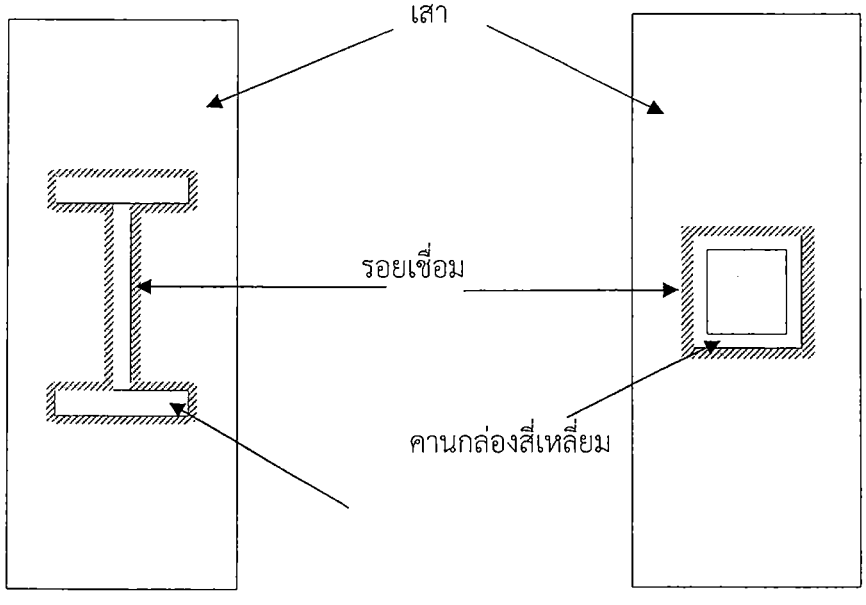
โครงสร้างเหล็กเป็นโครงสร้างที่มีการใช้อย่างแพร่หลายในเขตที่มีแผ่นดินไหว โดยเฉพาะในอาคารประเภทโรงงานอุตสาหกรรมต่างๆ เหล็กนั้นโดยตัววัสดุเองเป็นวัสดุที่มีความเหนียวในตัว โดยมากแล้ววิศวกรจึงมีความเชื่อว่า โครงสร้างเหล็กเป็นโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบเหนียวเช่นเดียวกับตัววัสดุ ในความเป็นจริงนั้นโครงสร้างเหล็กจะมีพฤติกรรมแบบเหนียวได้ จะต้องได้รับการออกแบบและให้รายละเอียดที่ถูกต้องเหมาะสม จากผลงานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงสร้างเหล็ก รวมถึงข้อมูลที่นักวิจัยรวบรวมมาได้จากแผ่นดินไหวในระยะหลังทำให้วิศวกรมีความรู้ความเข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงสร้างเหล็กมากขึ้นอย่างมาก ซึ่งส่งผลให้มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็กเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวมีการปรับปรุงเป็นอันมากในระยะหลัง อย่างไรก็ตามงานวิจัยในอดีตจนถึงปัจจุบันมักจะเน้นที่การศึกษาพฤติกรรมและหาวิธีการออกแบบอาคารเหล็กในพื้นที่ที่มีความเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวสูง เช่น ชุดโครงการวิจัยของ Federal Emergency Management และของ SAC Joint Venture โดยโครงการวิจัยเหล่านี้ เน้นไปที่การทดสอบจุดต่อระหว่างเสาและคานของโครงอาคารเหล็กที่ได้รับการออกแบบไว้เพื่อรับแรงไหว งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับอาคารเหล็กที่มิได้ออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว ยังมีอยู่น้อยมาก เช่นงานของ Astaneh-Asl et al. (2000) โดยเฉพาะอย่างยิ่งในประเทศไทย มีงานวิจัยเกี่ยวกับโครงสร้างเหล็กรับแรงแผ่นดินไหวน้อยมาก และไม่มีงานวิจัยใดเลยที่ศึกษาถึงความพร้อมและศักยภาพของโครงสร้างเหล็กที่มีอยู่เดิม ซึ่งถูกออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบและก่อสร้างที่ใช้อยู่ใน

ประเทศไทย โดยอาจเป็นตามมาตรฐาน AISC วิธี ASD หรือ AISC วิธี LRFD ก็ตาม กล่าวอีกนัยหนึ่ง โครงสร้างเหล็กเหล่านี้มิได้ถูกออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวโดยตรง จึงอาจมีคำถามถึงพฤติกรรม ความสามารถ และศักยภาพของโครงสร้างเหล็กเหล่านี้เมื่อเกิดแผ่นดินไหวขึ้น ถึงแม้ว่าประเทศไทย โดยเฉพาะกรุงเทพมหานคร อาจมีโอกาสเกิดแผ่นดินไหวขนาดเล็กถึงขนาดปานกลางก็ตาม

ดังนั้น โครงงานวิจัยนี้ จะเริ่มจากการศึกษาพฤติกรรม ศักยภาพ และความสามารถในการรับแรงแผ่นดินไหวของข้อต่อคาน-เสา โครงสร้างเหล็กที่ใช้กันอยู่ในประเทศไทย โดยจะนำเสนอข้อบกพร่องที่อาจเกิดขึ้นได้กับข้อต่อชนิดนี้ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว ด้วยวิธีทั้งการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนอิลิเมนต์ และการทดสอบตัวอย่างทดสอบขนาดใหญ่ในห้องปฏิบัติการ จากนั้นจะทำการพัฒนาข้อต่อคาน-เสาชนิดใหม่ที่เกิดขึ้นจากการปรับปรุงรายละเอียดต่างๆ ของข้อต่อชนิดเดิม เพื่อให้มีพฤติกรรมการรับแรงแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับประเทศไทย

2.2 ข้อต่อคาน-เสาเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย

จากการรวบรวมข้อมูลการก่อสร้างโครงเหล็กในประเทศไทย เบื้องต้นพบข้อมูลว่า บริเวณจุดต่อระหว่างคาน-เสานี้ วิศวกรโยธามักนิยมออกแบบโดยใช้การเชื่อมต่อด้วยวัสดุเชื่อมเป็นหลัก โดยนิยมใส่รอยเชื่อมรอบบริเวณเส้นรอบรูปคานดังแสดงในรูปที่ 2.1

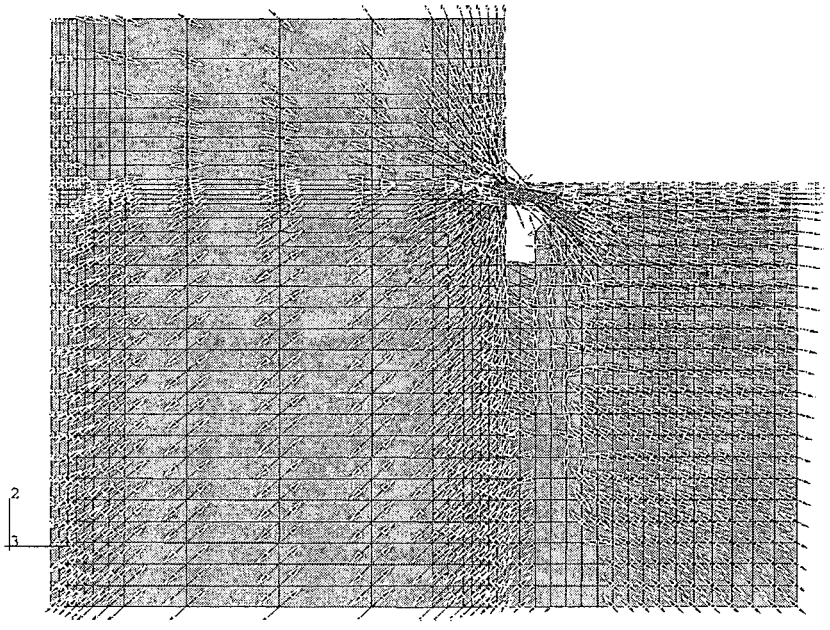


รูปที่ 2.1 แสดงจุดต่อระหว่างคาน-เสา ที่นิยมใช้ในประเทศไทย

ดังนั้นจะเห็นได้ว่า คานสามารถส่งผ่านโมเมนต์ไปสู่เสาได้ ดังนั้นจึงถือว่าข้อต่อคาน-เสาเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย เป็นข้อต่อแบบถ่ายโมเมนต์ประเภทหนึ่ง เบื้องต้นจะเห็นว่า ข้อต่อคาน-เสาเหล็กในประเทศไทยนั้น มีลักษณะใกล้เคียงกับข้อต่อคาน-เสาเหล็กชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web มาก จะแตกต่างกันตรงบริเวณแผ่นเอวของคาน ที่ข้อต่อในประเทศไทยจะไม่มีการใช้แผ่นปะกับรับแรงเฉือน (Shear Tab) และการใส่น๊อต แต่จะเป็นการเชื่อมแผ่นเอวของคานเข้ากับหน้าเสาโดยตรง

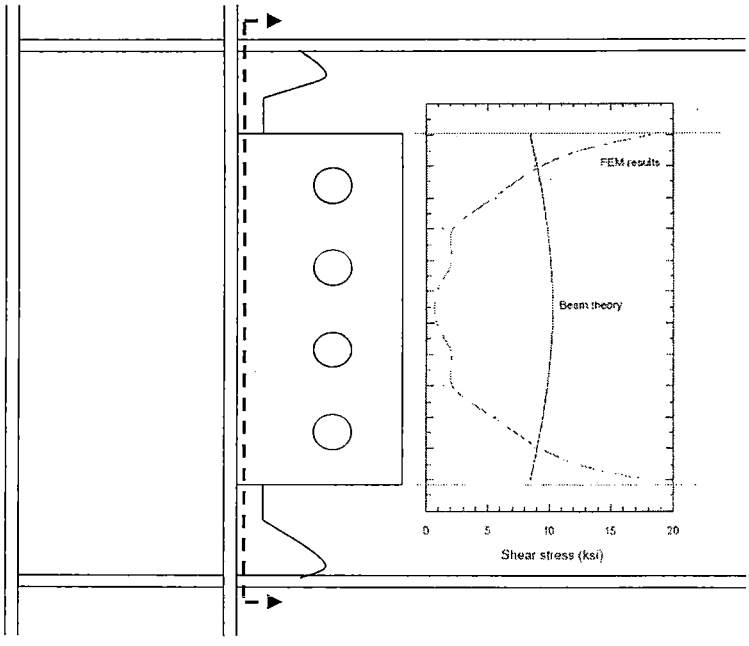
2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับข้อต่อคาน-เสาเหล็ก

จากการศึกษาของโครงการ SAC Joint Venture ช่วงที่ 1 และ 2 สรุปว่า รอยแตกที่เกิดขึ้นนั้นเป็นแบบเปราะ และเกิดได้จากหลายสาเหตุเช่น คุณภาพของการเชื่อม คุณภาพของวัสดุเชื่อม Backing Bar และอื่นๆ ที่บริเวณฐานของรอยเชื่อมระหว่าง Backing Bar และปีกเสาจะเกิดช่องว่างเล็กๆขึ้น เมื่อช่างเชื่อมขาดความระมัดระวังจะทำให้เกิดการตกค้างของ Slag ซึ่งรอยแตกมักจะเริ่มต้นจากจุดนี้ จากการศึกษาด้วยวิธีไฟ-ไนอิลิเมนต์พบว่า จะมีความเค้นสูงสุดไหลผ่านจากคานสู่เสาโดยผ่านที่ตำแหน่งนี้มากที่สุดแสดงในรูปที่ 2.2 จากรูปแสดงอย่างชัดเจนว่า มีความเค้นสูงสุดไหลผ่านเข้าสู่เสาที่บริเวณปีกคานสูงมากเมื่อเทียบกับบริเวณแผ่น Shear Tab ดังนั้นถ้าจะเกิดรอยแตกจะต้องเกิดขึ้นที่บริเวณนี้ก่อน นอกจากนี้ยังพบว่าตามสมมุติฐานที่วิศวกรใช้ในการออกแบบ คือ แผ่น Shear Tab จะทำหน้าที่รับแรงเฉือนส่วนใหญ่ที่เกิดขึ้น และจะมีแรงเฉือนเพียงส่วนน้อยที่เกิดขึ้นในปีกคานตรงบริเวณรอยต่อนี้ โดยเป็นไปตามทฤษฎีของคาน (Beam Theory) อย่างไรก็ตาม ผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนอิลิเมนต์แสดงให้เห็นว่ามีแรงเฉือนจำนวนมากเกิดขึ้นในปีกคาน ซึ่งอาจมีค่าสูงได้ถึงมากกว่า 60% ของแรงเฉือนทั้งหมดที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดตรงบริเวณนี้ นั่นหมายความว่าแผ่น Shear Tab จะรับแรงเฉือนเพียง 40% แสดงให้เห็นว่าปีกคานที่บริเวณนี้ต้องแบกรับแรงเฉือนที่วิศวกรมิได้คำนวณไว้ก่อน ซึ่งแรงเฉือนจำนวนนี้อาจเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้เกิดความเค้นสูงสุดที่บริเวณปีกคานมากที่สุด และนำไปสู่การเกิดรอยแตกขึ้นได้

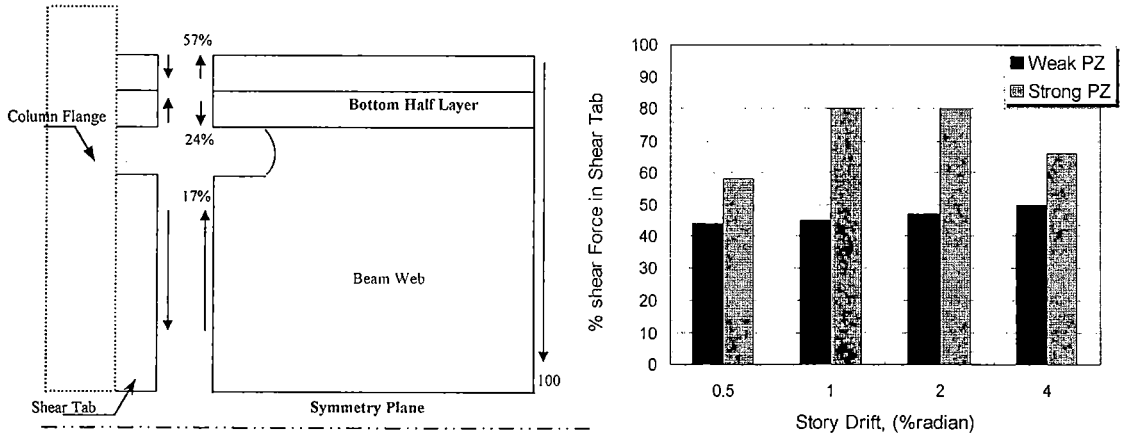


รูปที่ 2.2 การไหลของความเค้นสูงสุดบริเวณข้อต่อคาน-เสาจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนอิลิเมนต์ [14]

รูปที่ 2.3 แสดงการกระจายตัวของความเค้นเฉือนที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดที่ระยะ 0.25 นิ้วจากหน้าเสา จากรูปแสดงให้เห็นว่า ความเค้นเฉือนสูงสุดมิได้เกิดขึ้นที่แนวแกนสะเทิน (Neutral Axis) เหมือนกับที่แสดงด้วยการคำนวณจากทฤษฎีของคาน โดยค่าความเค้นเฉือนสูงสุดเกิดขึ้นที่บริเวณปลายบนและล่างของแผ่น Shear Tab เมื่อทำการวิเคราะห์เพิ่มเติมโดยคิดเป็นจำนวนเปอร์เซนต์ของแรงเฉือนทั้งหมดที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดนี้ จะพบว่าปีกคานด้านบนและล่างของคานบริเวณนี้จะต้องแบกรับแรงเฉือนเท่ากับ 66% ในขณะที่แผ่น Shear Tab จะรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นเพียง 34% ดังแสดงในรูปที่ 2.4 โดยพฤติกรรมการกระจายตัวของแรงเฉือนนี้จะเกิดขึ้นทั้งในช่วงการวิเคราะห์อิลาสติกและอินอิลาสติก (Elastic and Inelastic) รูปที่ 2.4 ยังแสดงความสัมพันธ์ของปริมาณแรงเฉือนในแผ่น Shear Tab ระหว่างเสาที่มีความแข็งแรงของแผ่น Panel Zone มากและน้อย จะพบว่าเมื่อแผ่น Panel Zone มีความแข็งแรงมาก ปริมาณแรงเฉือนในแผ่น Shear Tab จะเพิ่มขึ้นเมื่อมีการหมุนของข้อต่อเพิ่มขึ้น ส่วนเมื่อเสามีความแข็งแรงของแผ่น Panel Zone น้อยพบว่าปริมาณแรงเฉือนในแผ่น Shear Tab จะค่อนข้างคงที่ที่ประมาณ 45% - 50% เมื่อการหมุนของข้อต่อเพิ่มขึ้น

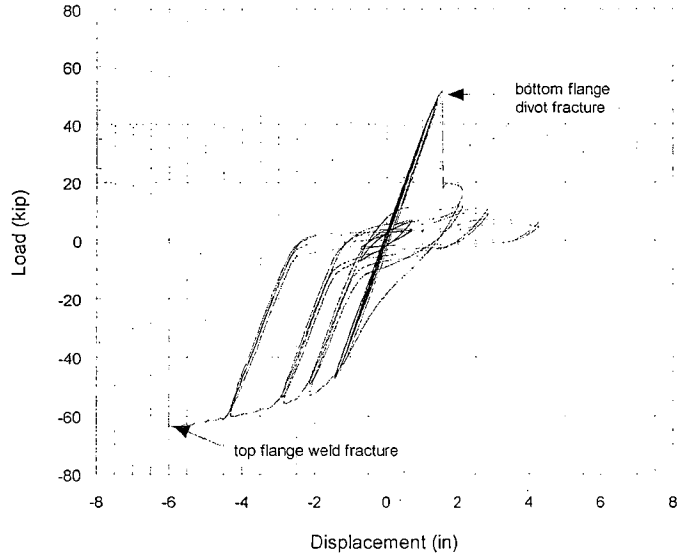


รูปที่ 2.3 การกระจายตัวของความเค้นเฉือนในแผ่น Shear Tab วิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนอิลิเมนต์ [14]



รูปที่ 2.4 ปริมาณแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในปีกคานและแผ่น Shear Tab บริเวณข้อต่อ จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนอิลิเมนต์ [14]

รูปที่ 2.5 แสดงพฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของตัวอย่างทดสอบคาน-เสาในห้องปฏิบัติการ จะเห็นว่าตัวอย่างทดสอบข้อต่อคาน-เสา ที่ออกแบบและก่อสร้างด้วยมาตรฐานการออกแบบเหมือนข้อจุดต่อทั่วๆไปก่อนปี 1994 มิได้แสดงพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ตัวอย่างทดสอบเกิดรอยแตกเร็วมาก โดยเกิดรอยแตกแรกที่บริเวณรอยเชื่อมของปีกคานด้านล่างเมื่อตัวอย่างยังอยู่ในช่วงอิลาสติก พฤติกรรมแบบนี้ได้รับการยืนยันจากการทดสอบตัวอย่างคาน-เสาขนาดเท่าของจริงจากห้องปฏิบัติการตามมหาวิทยาลัยต่างๆ ทั่วประเทศสหรัฐอเมริกา



รูปที่ 2.5 พฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของข้อต่อคาน-เสาชนิด Pre-Northridge [10]

การศึกษาในขั้นต้นของอานนท์ [14] แสดงให้เห็นว่ามีความเป็นไปได้อย่างมากที่จะออกแบบ Panel Zone ด้วยวิธี Balance Yielding ระหว่างคานและ Panel Zone กล่าวคือ ยอมให้เกิดการคราก (Yielding) ในส่วน Panel Zone ในขณะเดียวกันก็พยายามควบคุมไม่ให้การคราก (Yielding) เกิดขึ้นมากเกินระดับที่จะสามารถสร้างความเสียหายแก่ตัวข้อต่อและรอยเชื่อมได้ อย่างไรก็ตาม การศึกษาในขั้นต้นนี้ต้องการพิสูจน์ในอีกหลายกระบวนการเพื่อจะสามารถนำมาใช้งานได้จริง โดยจะต้องมีการวิเคราะห์เพิ่มเติมด้วยคอมพิวเตอร์ เพื่อวิเคราะห์หาสาเหตุที่แท้จริงว่ากระบวนการคราก (Yielding) ของ Panel Zone นั้นส่งผลกระทบอย่างไรบ้างต่อ ข้อต่อ รอยเชื่อม และหน้าตัดคานบริเวณข้อต่อ จากนั้นต้องวิเคราะห์ว่าระดับการคราก (Yielding) ขนาดเท่าไรจึงไม่เกิดผลเสียต่อ ข้อต่อ รอยเชื่อม และคาน จากนั้นอาจต้องปรับเปลี่ยนกระบวนการออกแบบ Panel Zone ในบางส่วน เพื่อความถูกต้องยิ่งขึ้น

ผลงานวิจัยของ Subhash C. Goel, Bozidar Stojadinovic และผู้ร่วมวิจัยท่านอื่นๆ [15] แสดงให้เห็นว่ารอยเชื่อมของข้อต่อเหล็กระหว่างเสา-คาน มีกระจายตัวของความเค้นและความเครียดสูงมาก

แรงเฉือนจะถูกถ่ายลงสู่เสา โดยผ่านที่บริเวณปีกคานบนและล่าง แทนที่จะเป็นการถ่ายโดยแผ่น Shear Tab การเกิดปรากฏการณ์เช่นนี้ อาจเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้ปีกคานไม่สามารถรับแรงเฉือนนี้ได้ และเกิดการแตกขึ้น

การศึกษาของ Scott A. Civjan,John L. Gross [16] เป็นการประเมินและปรับปรุงข้อต่อเหล็กในการถ่ายแรงของโมเมนต์ (Steel moment connection) จากการกระทำของแรงแผ่นดินไหว โดยมีการทดสอบตัวอย่างโดยใส่แรงแบบวัฏจักร (Cyclic loading) กับชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ผลการทดสอบตัวอย่างจากสภาพภายนอกแสดงให้เห็นว่าเมื่อรอยเชื่อมมีความเหนียวต่ำ ความแข็งแรงของปีกล่างของคานจะไม่เพียงพอต่อแรงกระทำ ซึ่งจากการสังเกตทำให้เกิดการปรับปรุงปีกล่างโดยการแทนที่ที่ปีกคานด้วยร่องของรอยเชื่อม ซึ่งรอยเชื่อมมีความเหนียวเพิ่มขึ้นจะไม่ทำให้เกิดการแตกในบริเวณขอบบนของรอยเชื่อม

D.Grecea,A.Stratan,A.Ciutina,D.Dubina [17] เป็นการศึกษามาตรฐานในการออกแบบแบบใหม่ ซึ่งแสดงพฤติกรรมของข้อต่อโดยมีตัวแปร 3 ตัวคือ กำลัง(Strength),ความแข็ง(Stiffness),ความเหนียว (Ductility) และการต้านทานโมเมนต์ของข้อต่อซึ่งความเหนียวจะถูกวัดออกมาในรูปแบบของการหมุนได้ ข้อต่อจะถูกแบ่งโดยการจัดหมวดหมู่ ซึ่งแสดงออกมาในรูปแบบความเหนียวของข้อต่อดังนี้

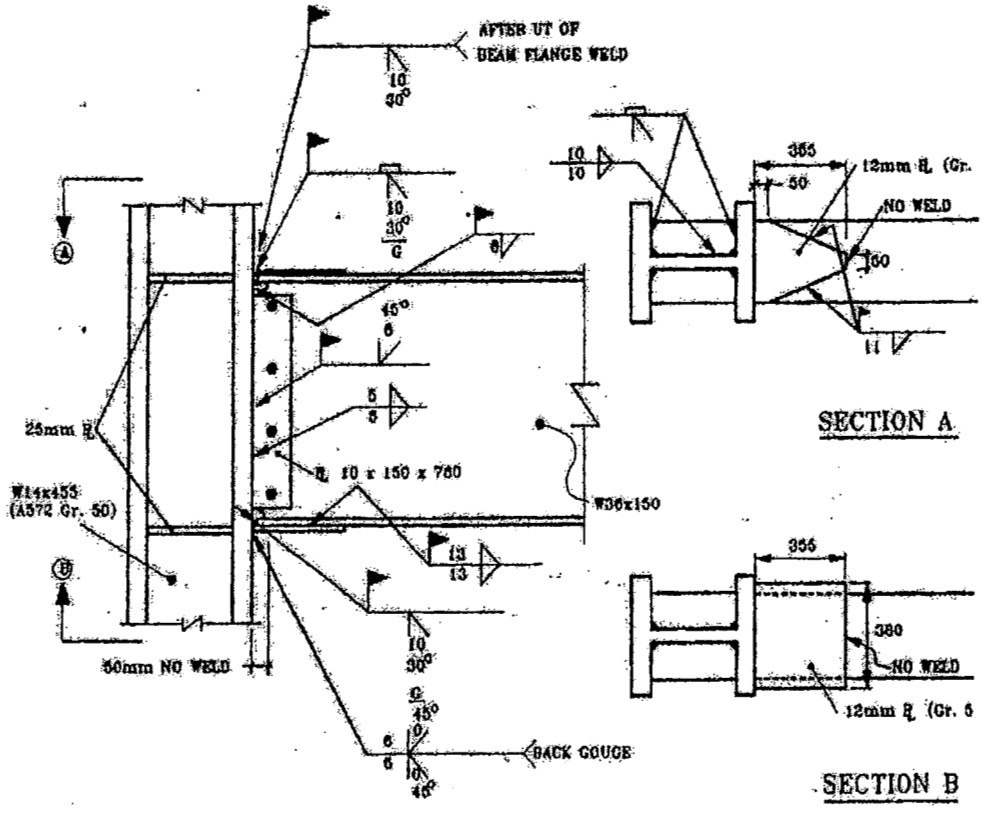
1) ระดับที่ 1 ข้อต่อแบบเหนียว ซึ่งความเหนียวของข้อต่อจะถูกพัฒนามาจากการต้านโมเมนต์แบบพลาสติกโมเมนต์และสามารถหมุนได้ในปริมาณที่มาก
2) ระดับที่ 2 ข้อต่อแบบมีความเหนียวปานกลาง ซึ่งความเหนียวของข้อต่อจะพัฒนามาจากการต้านโมเมนต์แบบพลาสติกโมเมนต์และมีข้อจำกัดในการหมุน
3) ระดับที่ 3 ข้อต่อที่ไม่มีความเหนียว โดยจะเกิดการพังแบบเปราะบริเวณข้อต่อก่อนที่จะเกิดค่าพลาสติกโมเมนต์

จากการศึกษาของ Krawinkler (1971-1978) [18-20], Popov (1986-1989) [21-24] แสดงให้เห็นว่า Panel Zone ที่ถูกออกแบบอย่างถูกต้อง และมีการควบคุมการก่อสร้างที่ดี สามารถรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นได้เลยจุดคราก (Yield Point) โดยไม่ส่งผลเสียต่อข้อต่อ การที่ยอมให้ Panel Zone เกิดการคราก (Yielding) ขึ้นนี้จะเรียกว่าการออกแบบ ด้วยวิธี Weak Panel Zone การออกแบบนี้ได้รับการยอมรับอย่างกว้างขวางและมีการใช้กันอย่างแพร่หลายตั้งแต่ปีค.ศ.1990 โดยได้มีการบรรจุลงในมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็ก AISC [1] ด้วย

Roeder (1995)[25] , Chen.et.al. (1996) [26] , EL-Tawil (1998) [27] การศึกษาทั้งหมดนี้ชี้ให้เห็นว่า มาตรฐานการออกแบบ AISC [1] ไม่ควรอนุญาตให้เกิดการคราก (Yielding) ขึ้นใน Panel Zone หมายความว่า Panel Zone จะเป็นแบบ Strong Panel Zone ซึ่งเป็นการออกแบบที่ใช้กันก่อนหน้าปี 1990 อย่างไรก็ตามการออกแบบโดยไม่ยอมให้เกิดการคราก (Yielding) ใน Panel Zone นั้น

หมายความว่าพลังงานจากแผ่นดินไหวทั้งหมดจะต้องถูกดูดซับด้วยการคราก (Yielding) ของหน้าตัดคานตรงบริเวณข้อต่อเพียงอย่างเดียว ซึ่งการออกแบบเช่นนี้ มีข้อเสียคือ ถ้าแผ่นดินไหวมีความรุนแรงในระดับปานกลางถึงมาก คานจะเสียหายอย่างมาก และจะเกิดรอยแตกร้าวขึ้นที่ข้อต่อเสมอ ถึงแม้ว่าจะถูกออกแบบและก่อสร้างเป็นอย่างดี นอกจากนี้ยังรวมถึงการออกแบบด้วยข้อต่อชนิดใหม่ (New Type of Connection) [8] ดังนั้นจนถึงปัจจุบันยังไม่มีข้อสรุปที่แน่ชัดว่าจะออกแบบ Panel Zone ด้วยวิธีใดจึงจะเหมาะสม

Engelhardt และ Sabol (1995) [28] ทำการทดสอบข้อต่อเสา-คานเหล็กจำนวน 12 ตัวอย่าง เป็นข้อต่อแบบ Moment resistant connection ที่มีคานด้านเดียว (single-sided steel) เสริมด้วยแผ่น cover plates รูปทรงสี่เหลี่ยมคางหมูและรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ขนาดคานทั่วไปเป็น เหล็กW36x150 เกรดเหล็ก A36 ความเค้นครากของปีกคาน (Beam flange yield) อยู่ระหว่าง 292 - 340 MPa เสาเรียงจากขนาด W14x257 ไป W14x455; เกรด 50 รายละเอียดของทั้งของ 12 ตัวอย่างถูกแสดงไว้ในรูป 2.6 ตัวอย่าง 10 ใน 12 ชิ้นที่ทดสอบพัฒนาการหมุนพลาสติกได้เป็นอย่างมาก ภายใต้สภาวะที่เป็นแรงสลับทิศทาง แต่อีกสองตัวอย่างคือ AISC-3A และ AISC-5B มีประสิทธิภาพที่ไม่ดีนัก ในตัวอย่าง AISC-3A รอยเชื่อมระหว่างปีกคานด้านบนและแผ่น Cover plate มีการแตกแบบเปราะ ซึ่งน่าจะเกิดจากการรอยเชื่อมมีความเหนียวต่ำ ใน AISC-5B เกิดการแตกเปราะที่ปีกคานด้านล่างและทำให้เกิดการแยกตัวของปีกคานด้านล่างและแผ่น Cover plate ออกจากปีกเสา การตรวจสอบจากรูปแบบ Fractographic และ Metallographic โดย Engelhardt และ Sabol ชี้ให้เห็นว่ามีความเค้นครากสูง (yield strength) ความหนา ความยาวของแผ่น Cover plate และความร้อนสูงที่เกิดขึ้นในการเชื่อมและการเกิดรอยแตกครั้งแรก มีส่วนทำให้เกิดความล้มเหลวของ Cover plate อย่างชัดเจน ความน่าเชื่อถือของการเชื่อมต่อดังกล่าวนำไปสู่งานวิจัยอื่นๆ อีกหลายงานตัวอย่างเช่นที่จะนำเสนอต่อไปนี้



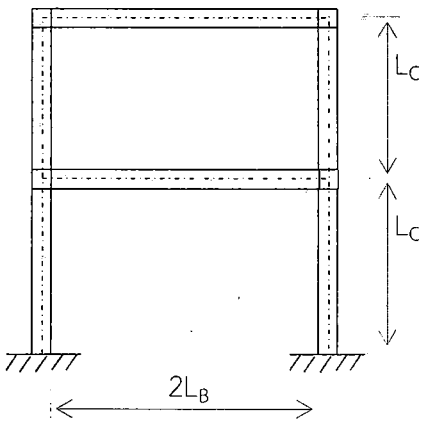
รูปที่ 2.6 รายละเอียดของ Cover Plate Connection ทดสอบโดย Engelhardt และ Sabol (1995) [28]

บทที่ 3
การเตรียมข้อต่อคาน-เสาเหล็ก (ตัวอย่างทดสอบBC1)

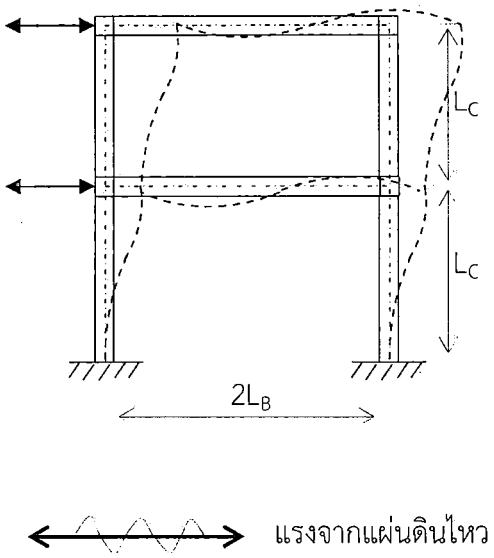
3.1 ไดอะแกรมโมเมนต์ดัดของโครงข้อแข็งเหล็กเมื่อรับแรงกระทำด้านข้าง

เมื่อโครงสร้างได้รับแรงแผ่นดินไหวอันเนื่องมาจากการสั่นสะเทือนที่ผิวดิน (Ground Motion) โครงสร้างจะเกิดการโยกตัวไปมาและมีความเร่งเกิดขึ้นที่ส่วนต่างๆของโครงสร้าง ทำให้เกิดแรงกระทำด้านข้างต่อโครงสร้างซึ่งแรงนี้เป็นแรงเฉื่อยที่เกิดจากความเร่งและมวลของโครงสร้างนั่นเอง เมื่อเกิดความหน่วงจากแรงแผ่นดินไหวแล้วส่วนต่างๆขององค์อาคารไม่สามารถเคลื่อนตัวไปพร้อมกับฐานรากได้ จึงทำให้องค์อาคารนั้นเกิดการเสียรูปโดยเฉพาะบริเวณข้อต่อคาน-เสาเหล็ก ซึ่งเป็นจุดที่อ่อนแอและได้รับความเสียหายมากที่สุด ดังนั้นเราจึงได้นำข้อต่อบริเวณนี้มาทำการทดสอบในรูปแบบของการรับแรงแบบแรงสลับ ซึ่งในการทดลองนี้ได้นำคาน-เสาเหล็ก ต้นนอกสุดขององค์อาคารมาทำการทดสอบ เนื่องจากจากการวิเคราะห์โครงสร้างพบว่าเสาต้นนอกสุดได้รับโมเมนต์มากสุดจากแรงที่มากระทำ เมื่อเกิดแผ่นดินไหวแผ่นดินจะมีการเคลื่อนตัวในลักษณะคลื่น (Wave) ทำให้เกิดแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว ซึ่งมีลักษณะเป็นวัฏจักร (Cyclic Load) โดยมีลักษณะไป-กลับ (ซ้าย – ขวา) เมื่อโครงข้อแข็งเหล็กรับแรงแผ่นดินไหว จึงเสมือนว่าถูกแรงกระทำด้านข้างกระทำ ดังแสดงในรูป 3.1ก และ 3.1ข ส่วนรูป 3.1ค แสดงไดอะแกรมโมเมนต์ดัดของโครงข้อแข็งเหล็ก เมื่อรับแรงด้านข้าง จะเห็นว่าที่บริเวณกึ่งกลางเสาชิ้นบน – ล่าง และจุดกึ่งกลางช่วงคาน จะเป็นจุดที่โมเมนต์ดัด เป็นศูนย์ (จุดดัดกลับของโมเมนต์ดัด) นั้นหมายความว่า ชิ้นส่วนคาน-เสาตรงบริเวณนี้ ซึ่งเป็นบริเวณข้อต่อระหว่างคานกับเสา สามารถจำลองสภาพการใส่แรง และเงื่อนไขการยึดรั้งได้ดังรูปที่ 3.1ง กล่าวโดยสรุป ข้อต่อคาน-เสาแบบถ่ายโมเมนต์ของเสาต้นริม เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว สามารถจำลองลักษณะการใส่แรงได้ โดยใส่แรงวัฏจักรที่บริเวณกึ่งกลางของช่วงคาน โดยที่ปลายเสาทั้งบนและล่างจะมีเงื่อนไขของการยึดรั้งเป็นแบบสลัก (Pin Support)

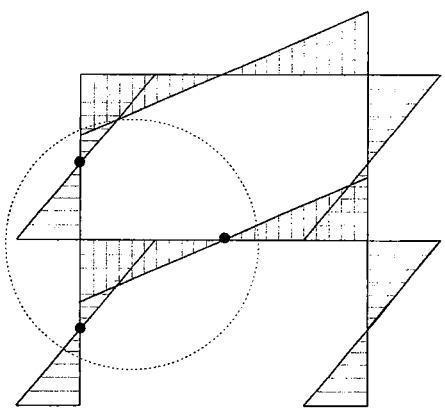
รูปที่ 3.2 แสดงการถ่ายโมเมนต์และแรงเฉือนจากคานสู่เสาเมื่อปลายคานได้รับแรงกระทำและปลายเสาเป็นการยึดรั้งแบบหมุนอิสระ พบว่าค่าโมเมนต์ดัดในเสาจะมีค่าสูงสุดที่บริเวณปีกคานบนและปีกคานล่าง นอกจากนี้มีค่าเป็นศูนย์ที่บริเวณกึ่งกลางเสา ส่วนค่าแรงเฉือนในเสามีค่าคงที่จากตำแหน่งรองรับด้านบนถึงบริเวณปีกคานด้านบนและมีค่าเท่ากับค่าแรงเฉือนจากปีกคานล่างถึงตำแหน่งรองรับด้านล่าง ส่วนในพื้นที่บริเวณกึ่งกลางระหว่างปีกคานบนถึงปีกคานล่างค่าแรงเฉือนจะมีค่าสม่ำเสมอและมีค่าสูงสุด



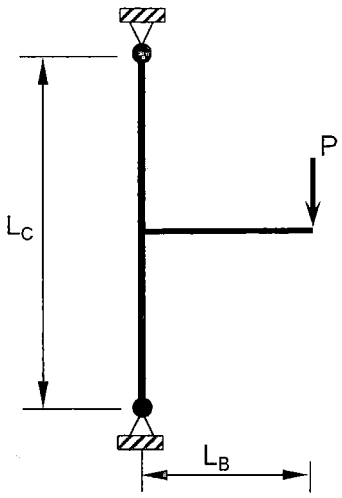
(ก) การจำลองโครงข้อแข็งเหล็กเพื่อวิเคราะห์การรับแรงด้านข้าง



(ข) การจำลองการเสียรูปของโครงข้อแข็งเหล็กเมื่อรับแรงด้านข้าง

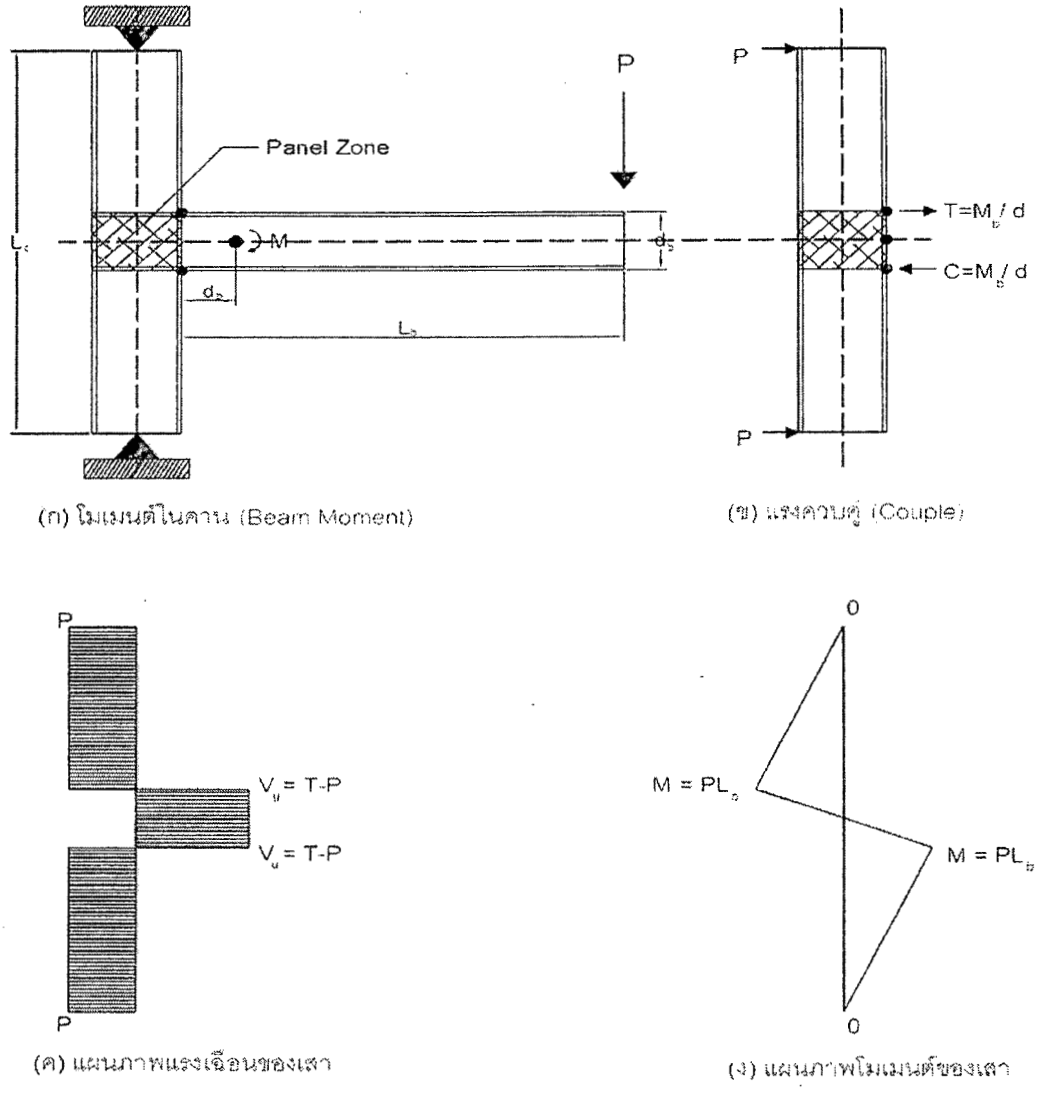


(ค) แผนภาพแสดงโมเมนต์ภายในของโครงสร้างเหล็ก



(ง) ขยายบริเวณข้อต่อ

รูปที่ 3.1 โครงข้อแข็งเหล็กเมื่อมีการรับแรงแผ่นดินไหว



(ก) โมเมนต์ในคาน (Beam Moment) (ข) แรงควบคู่ (Couple)

(ค) แผนภาพแรงเฉือนของเสา (ง) แผนภาพโมเมนต์ของเสา

รูปที่ 3.2 การถ่ายโอนโมเมนต์และแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในโครงสร้างขณะที่ปลายคานได้รับแรงกระทำ

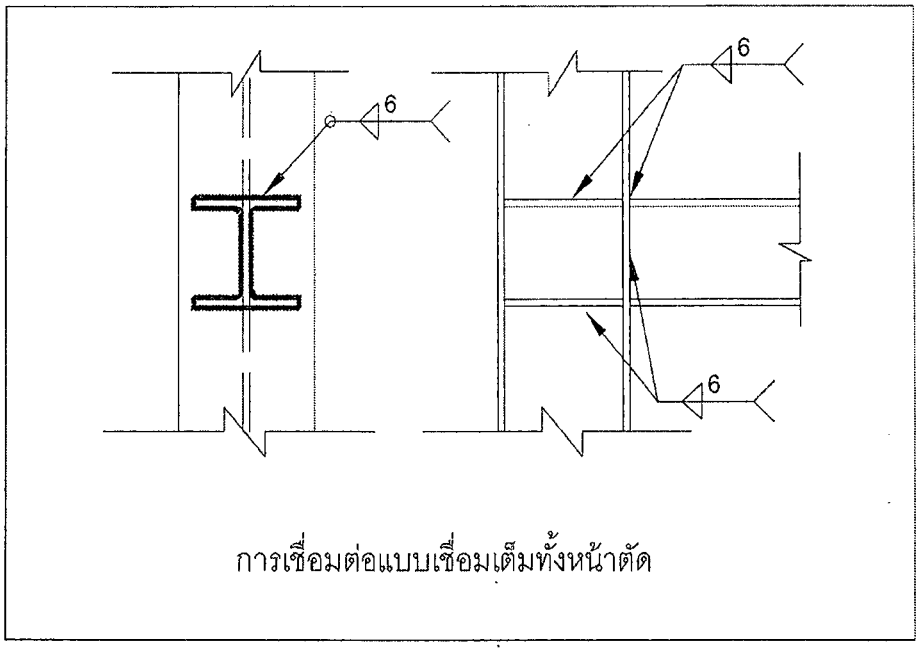
3.2 การออกแบบและรายละเอียดตัวอย่าง

3.2.1 การออกแบบตัวอย่าง

ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบเป็นข้อต่อชนิดเชื่อมเต็มหน้าตัด (Fully Welded Moment Connection) โดยตัวอย่างมีลักษณะเป็นเสาต้นริมที่มีคานด้านเดียว ดังที่ได้แสดงในรูปที่ 3.3 ซึ่งการติดตั้งตัวอย่างนี้ จะยึดปลายเสาทั้งสองด้านของตัวอย่างให้ติดโครงสร้างรับแรงปฏิกิริยา และทำการให้แรง

กับปลายคานโดยเครื่อง Universal Testing Machine (UTM) โดยรูปแบบแรงที่จะให้กับปลายคานจะเป็นแรงวัฏจักร (Cyclic Load) หรือแรงสลับทิศทางตามมาตรฐานการทดสอบตัวอย่างขนาดใหญ่ (SAC 1997)

การออกแบบตัวอย่างในการทดสอบครั้งนี้ อ้างอิงตามแบบก่อสร้างที่ใช้ในการก่อสร้างในประเทศไทย โดยเสาใช้เหล็กเกรด SS400/SM400 หน้าตัด H ขนาดหน้าตัด 200x200 มิลลิเมตร มีน้ำหนัก 49.9 กิโลกรัมต่อความยาวหนึ่งเมตร (H200x49.9kg/m) และคานใช้แหล็กเกรด SS400/SM400 หน้าตัด H ขนาดหน้าตัด 150x150 มิลลิเมตร มีน้ำหนัก 31.5 กิโลกรัมต่อความยาวหนึ่งเมตร (H150x31.5kg/m) แสดงดังตารางที่ 3.1



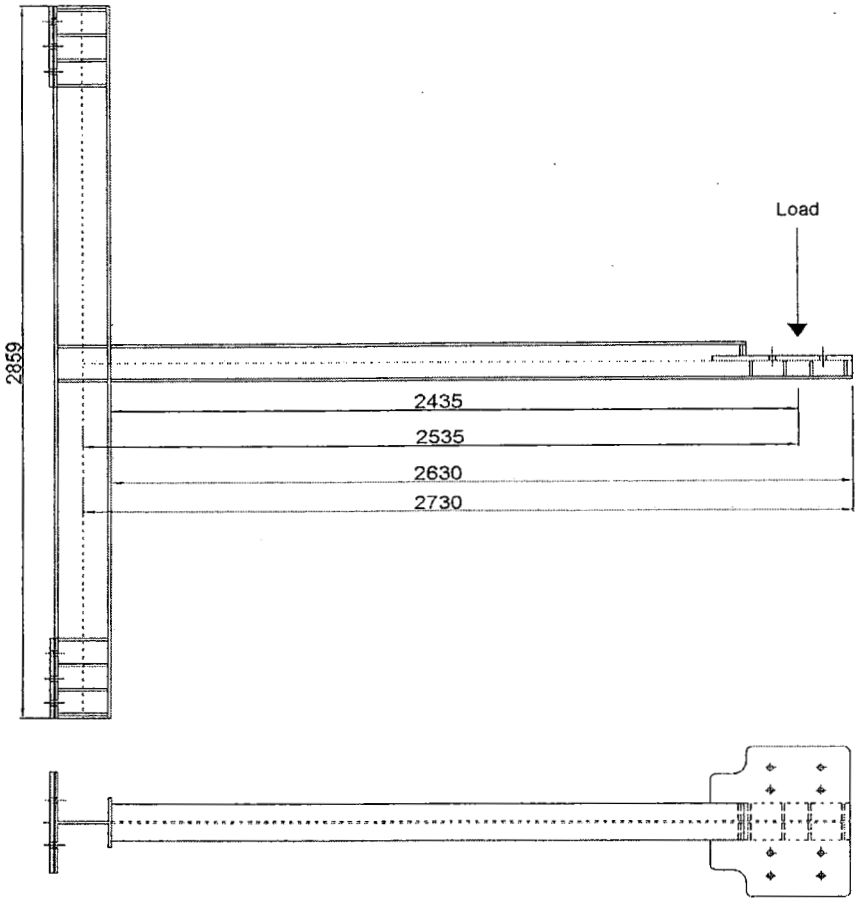
รูปที่ 3.3 การเชื่อมต่อแบบ Fully welded moment connection ของตัวอย่าง BC1

ตาราง 3.1 ขนาดและลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อของตัวอย่าง BC1

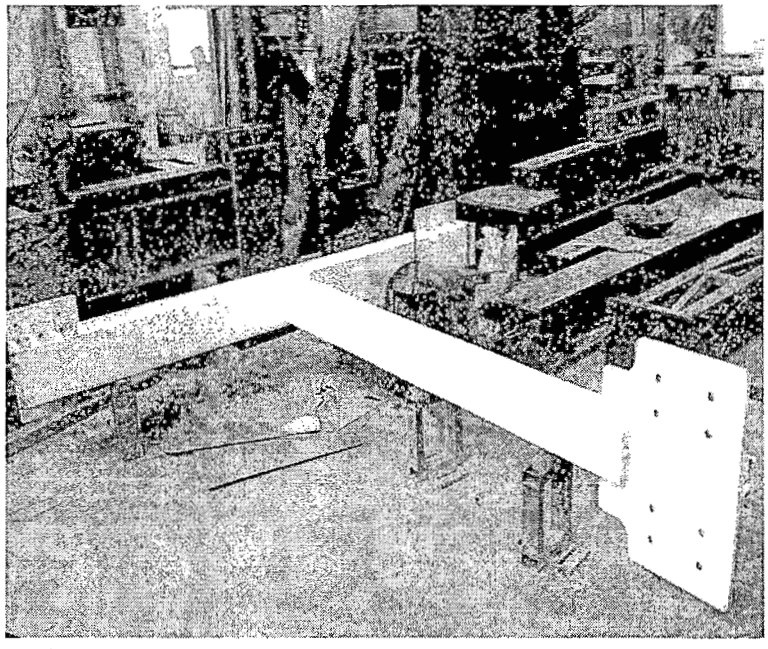
ชื่อตัวอย่าง	ขนาดของคาน	ขนาดของเสา	ลักษณะการต่อเชื่อมที่จุดต่อ
BC1	H150x31.5kg/m	H200x49.9kg/m	Fully welded moment connection

3.2.2 รายละเอียดและส่วนประกอบของตัวอย่าง BC1

รูปที่ 3.4 แสดงรายละเอียดและส่วนประกอบของตัวอย่าง BC1 โดยมีคาน H หน้าตัด 150x150 มิลลิเมตร ยาว 2600 มิลลิเมตร ปลายคานด้านหนึ่งติดแผ่นเหล็กขนาด 600 x 500 มิลลิเมตร หนา 20 มิลลิเมตร มีรูเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 22 มิลิเมตร จำนวน 8 รู สำหรับยึดปลายคานกับชุดตัวอย่างรองรับจุดหมุนปลายคาน เพื่อต่อปลายคานเข้ากับเครื่อง UTM มีแผ่นเหล็กเสริมความแข็งแรงขนาด 71x45 มิลิเมตร จำนวน 8 แผ่น และขนาด 71x65 มิลิเมตร จำนวน 2 แผ่น ยึดแผ่นเหล็กปลายคานกับแผ่นปีกของคานเพื่อถ่ายแรงจากหัวกด UTM ไปยังปีกคานทั้งสองข้าง ส่วนเสา H มีขนาดหน้าตัด 200x200 มิลลิเมตร ยาว 2900 มิลลิเมตร ที่ปลายทั้งสองด้าน มีแผ่นเหล็กเสริมความแข็งแรงขนาด 176x96 mm ด้านละ 8 แผ่น เพื่อช่วยเพิ่มความแข็งแรงบริเวณปลายเสาและถ่ายแรงจากปีกเสาทั้งสองด้านไปยังโครงสร้างรับแรงปฏิกิริยา มีแผ่นเหล็ก PC1 และ แผ่นเหล็ก PC2 ติดอยู่ที่ปลายเสาทั้งสองด้าน ด้านละ 3 แผ่น ประกอบด้วย แผ่นเหล็ก PC1 จำนวน 1แผ่น และแผ่นเหล็ก PC2 จำนวน 2 แผ่น โดยแผ่นเหล็ก PC1 มีขนาด 400 x 320 มิลลิเมตร หนา 150 มิลลิเมตร และแผ่นเหล็ก PC2 มีขนาด 320x100 มิลลิเมตร หนา 120 มิลลิเมตร โดยแผ่นเหล็ก PC2 จะถูก เชื่อมเข้ากับปีกของเสาทั้งสองข้าง เพื่อเพิ่มความกว้างของปีกเสาให้มีระยะเพียงพอต่อการยึดติดกับชุดรองรับจุดหมุนของเสา โดยแผ่นเหล็ก PC1 จะช่วยยึดระหว่าง แผ่น PC2 และปีกของเสาให้มีความแข็งแรงยิ่งขึ้น โดยแผ่นเหล็กที่ติดอยู่กับปลายเสาทั้งสองด้านจะมีรูเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 22 มิลลิเมตร จำนวนด้านละ 10 รู สำหรับยึดปลายเสาทั้งสองด้านเข้ากับชุดสำหรับยึดปลายเสาทั้งสองด้าน ส่วนรายละเอียดการเชื่อมต่อคาน-เสาของตัวอย่าง BC1 จะใช้วิธีการเชื่อมเต็มทั้งหน้าตัด โดยทำการเชื่อมด้วยวิธีเชื่อมพอก ขนาดขาของรอยเชื่อม 6 มิลิเมตร ตลอดทั้งหน้าตัด โดยใช้เลือดเชื่อม KOBE -30 ขนาด 3.2x350 มิลลิเมตร มีคุณสมบัติตามมาตรฐาน AWS A5.1 E6013 รูปที่ 3.5 แสดงรูปถ่ายของตัวอย่าง BC1 เมื่อทำการสร้างเสร็จพร้อมทำการทดสอบ



รูปที่ 3.4 ลักษณะและขนาดของตัวอย่าง BC1 ที่จะใช้ทดสอบ



รูปที่ 3.5 ตัวอย่าง BC1 เมื่อสร้างเสร็จ

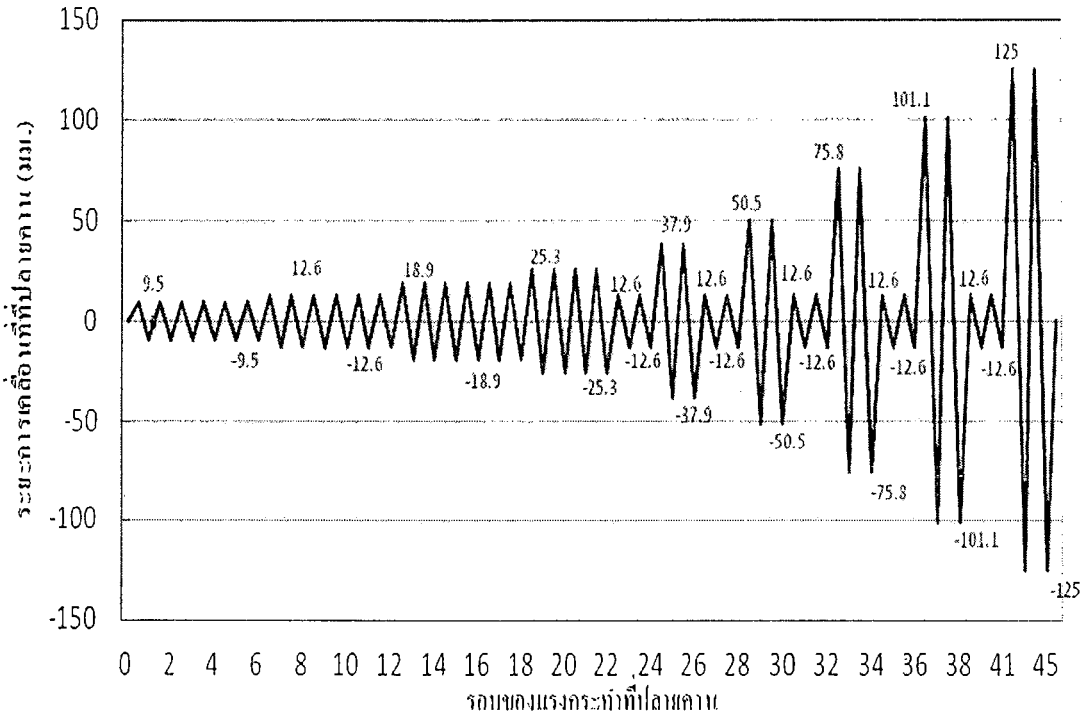
3.3 การดำเนินการติดตั้งและทดสอบตัวอย่าง BC1

3.3.1 การกำหนดแรงกระทำแบบสลับทิศทาง (แรงวัฏจักร)

การให้แรงวัฏจักรกระทำกับตัวอย่าง ดำเนินการโดยการกำหนดระยะการเคลื่อนที่ที่ปลายคาน ในลักษณะ ไป-กลับ เป็นรอบๆ ซึ่งระยะการเคลื่อนที่และจำนวนรอบในการทดสอบถูกกำหนดให้เป็นไปตามมาตรฐานการทดสอบตัวอย่างขนาดใหญ่ภายใต้การรับแรงแผ่นดินไหว (SAC 1997) [10] ซึ่งตามมาตรฐานการทดสอบนี้จะกำหนดการหมุนของข้อต่อในแต่ละรอบแสดงดังตารางที่ 3.2 และเมื่อคำนวณเป็นระยะการเคลื่อนที่ของปลายคานสามารถคำนวณได้จากสมการ $Delta = Theta * (Lb + \frac{dc}{2})$ ระยะการเคลื่อนทีและจำนวนรอบที่ใช้ในการการทดสอบดูได้จากตารางที่ 3.2 เช่นกัน การทดสอบจะดำเนินไปเรื่อยๆจนจะครบตามกำหนด หรือจนกว่าตัวอย่างคาน-เสา จะเกิดการวิบัติและไม่สามารถรับแรงต่อไปได้ รูปที่ 3.6 แสดงระยะเคลื่อนที่ที่ปลายคานกับรอบของแรงที่กระทำต่อปลายคาน

ตาราง 3.2 ขนาดมุมการหมุนของข้อต่อ ระยะการเคลื่อนที่ปลายคาน และจำนวนรอบที่ใช้ในการทดสอบตามมาตรฐานการทดสอบตัวอย่างขนาดใหญ่ภายใต้การรับแรงแผ่นดินไหว (SAC 1997) [10]

Theta (เรเดียน)	Delta (mm)	Cycles
0.00375	9.47625	6
0.005	12.635	6
0.0075	18.9525	6
0.01	25.27	4
0.005	12.635	2
0.015	37.905	2
0.005	12.635	2
0.015	50.54	2
0.005	12.635	2
0.02	75.81	2
0.005	12.635	2
0.04	101.08	2
0.005	12.635	2
0.05	126.35	2



รูปที่ 3.6 แสดงระยะเคลื่อนที่ที่ปลายคานและจำนวนรอบของแรงที่กระทำต่อปลายคาน

3.3.2 เครื่องมือที่ใช้ในการติดตั้งและทดสอบ

1) เครื่องทดสอบยูนิเวอร์แซล (Universal Testing Machine, UTM) เป็นเครื่องมือที่ใช้ระบบการทำงาน โดยแรงดันน้ำมันไฮดรอลิกส์มีกำลัง 1500 กิโลนิวตัน ระบายความร้อนด้วยน้ำควบคุมการเคลื่อนที่ขึ้นลงและจับปล่อยตัวอย่างโดย (Electrical control vale) ปฏิบัติการด้วยโปรแกรม (Instron) ซึ่งกระบอกไฮดรอลิกส์สามารถยืดออกสูงสุดได้เท่ากับ 250 มิลลิเมตร ซึ่งในการทดสอบเราจะให้กระบอกไฮดรอลิกส์เคลื่อนที่ขึ้นลงเท่ากับ 120 มิลลิเมตร แสดงดังรูปที่ 3.7

2) โครงสร้างรับแรงปฏิกิริยา (Reaction frame) ถูกสร้างขึ้นเพื่อการรองรับแรงดึงและแรงกด (Tension/ Compression) โดยจะติดตั้งตัวอย่างรองรับจุดหมุนของเสา (Hinge support) ซึ่งจะติดตั้งที่ตำแหน่งคานบนและคานล่าง เพื่อให้สามารถรองรับแรง (Reaction) ที่เกิดขึ้น แสดงดังรูปที่ 3.8

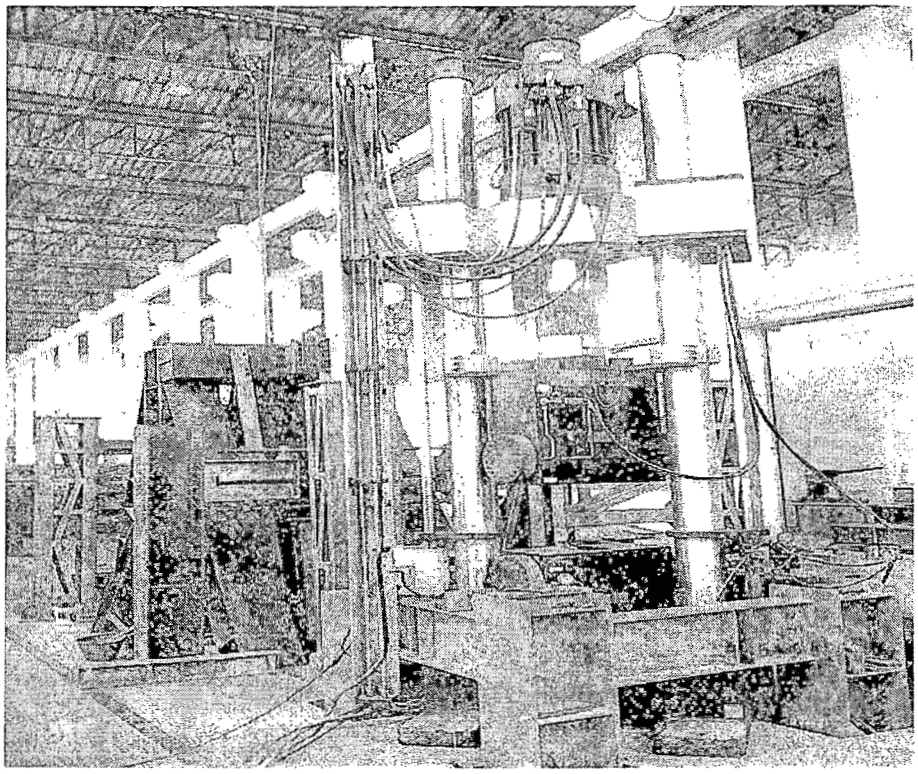
3) อุปกรณ์ค้ำยันด้านข้างแบบมือหมุนปรับระยะ เป็นชุดอุปกรณ์ที่ถูกสร้างขึ้นมาเพื่อใช้ค้ำยันด้านข้างใกล้ตำแหน่งจุดเชื่อมต่อระหว่างคานและเสา ซึ่งโครงสร้างเสาหลักและเสาค้ำยันถูกยึดติดพื้น

สำนักหอสมุด มหาวิทยาลัยบูรพา
ต.แสนสุข อ.เมือง จ.ชลบุรี 20131

คอนกรีตอัดแรง Stud bolt ขนาด M24x3 ส่วนด้านข้างมีลักษณะคานยึดยึดติดกับตัวเสาด้วย Nut-bolt ความยาวของแขนค้ำยันสามารถหมุนปรับเพิ่มระยะได้ แสดงดังรูปที่ 3.9

4) อุปกรณ์ค้ำยันด้านข้างแบบยึดฐานแน่นด้วยฟิกเจอร์แบบแผ่น เป็นชุดอุปกรณ์ที่นำโครงสร้างเหล็กที่ไม่ได้ใช้งานแล้วนำมาปรับเปลี่ยนแก้ไขรูปแบบให้สามารถใช้เป็นอุปกรณ์ช่วยในการทดสอบ โดยมีหน้าที่ค้ำยันด้านข้างคาน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางของคาน โดยมีลักษณะเป็นเสาคู่โครงสร้างเป็นชนิดโครงถัก (Truss) รูปสี่เหลี่ยม ฐานล่างเชื่อมติดกับแผ่นเหล็กหนาซึ่งได้ทำร่อง Slot บังคับการเคลื่อนที่ไว้ตรงกลางแผ่น และประกอบวางไว้บนแผ่นเหล็กหนาที่ยึดติดด้วย Stud bolt กับพื้นคอนกรีต เคลื่อนที่ปรับระยะตามแนวร่อง Slot บังคับการเคลื่อนที่เมื่อได้ระยะจะขันยึดแน่น แสดงดังรูปที่ 3.10

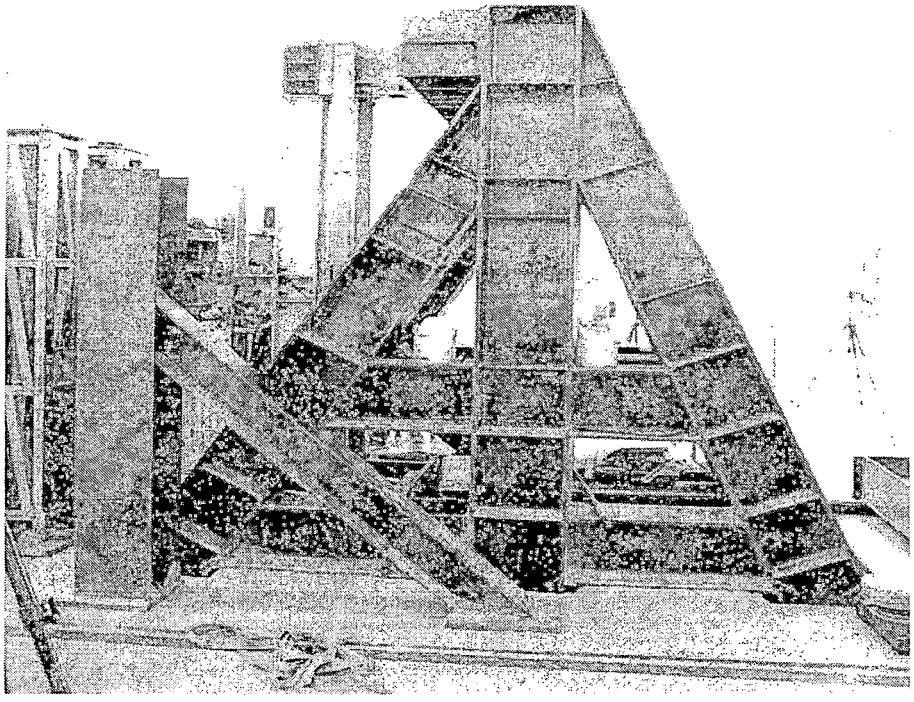
5) อุปกรณ์ค้ำยันด้านข้างปรับระยะแบบร่องบังคับเลื่อน เป็นชุดอุปกรณ์ค้ำยันด้านข้างคานบริเวณปลายของคาน โดยโครงสร้างเป็นชนิดโครงเหล็กถัก (Truss) รูปสี่เหลี่ยม การเคลื่อนที่ปรับระยะด้วยร่องบังคับ Slot ซึ่งภายในร่องบังคับจะมี Stud bolt ขนาด M24x2.5 ยึดติดพื้นคอนกรีต ทำหน้าที่นำร่องบังคับและเมื่อได้ระยะตำแหน่งที่ต้องการแล้วจะทำการขันยึดให้แน่น แสดงดังรูปที่ 3.11



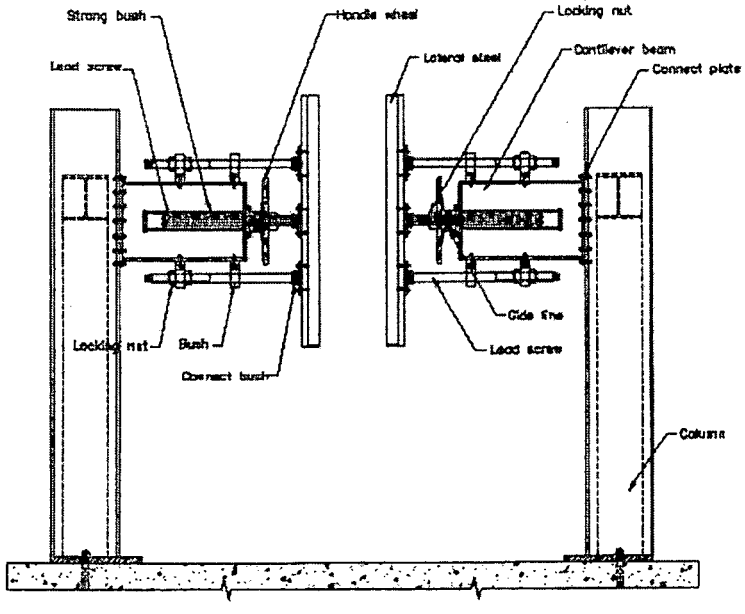
รูปที่ 3.7 เครื่องทดสอบยูนิเวอร์แซล (Universal Testing Machine, UTM)

624.176
ด629ก
2555
ฉ.2

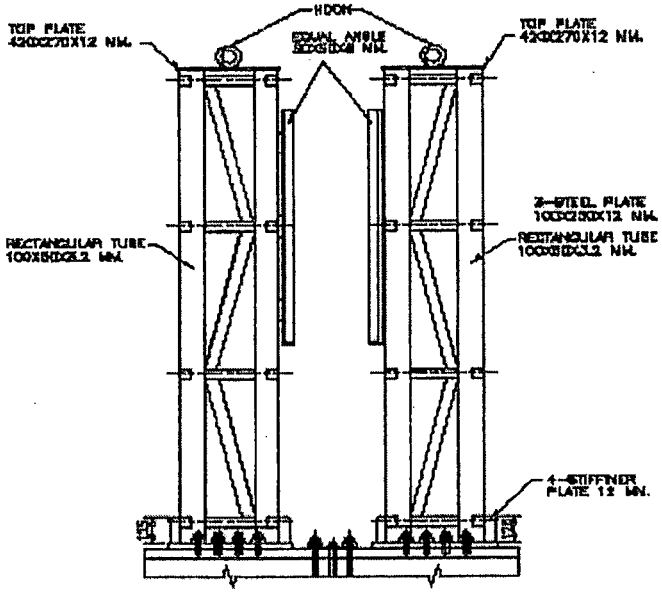
335503



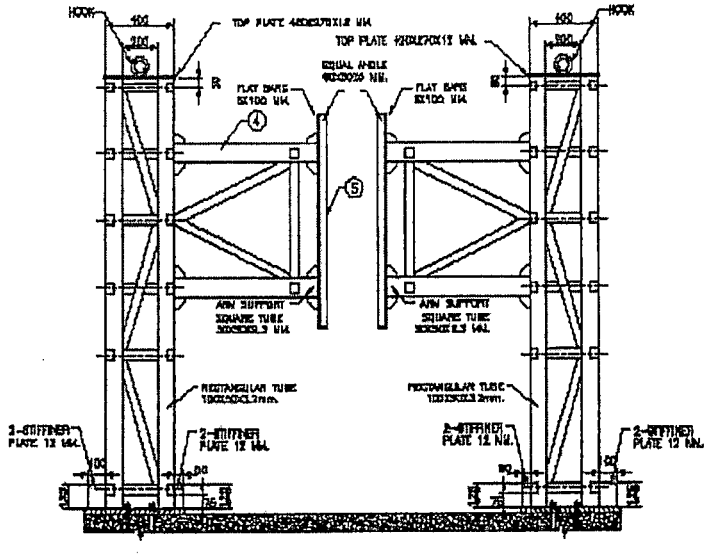
รูปที่ 3.8 โครงสร้างรับแรงปฏิกิริยา (Reaction Frame)



รูปที่ 3.9 อุปกรณ์ค้ำยันด้านข้างแบบมือหมุนปรับระยะ



รูปที่ 3.10 อุปกรณ์ค้ำยันด้านข้างแบบยึดฐานแน่นด้วยฟิกเจอร์แบบแผ่น



รูปที่ 3.11 อุปกรณ์ค้ำยันด้านข้างปรับระยะแบบร่องบังคับเลื่อน

3.3.3 เครื่องมือวัดผลและเก็บข้อมูล

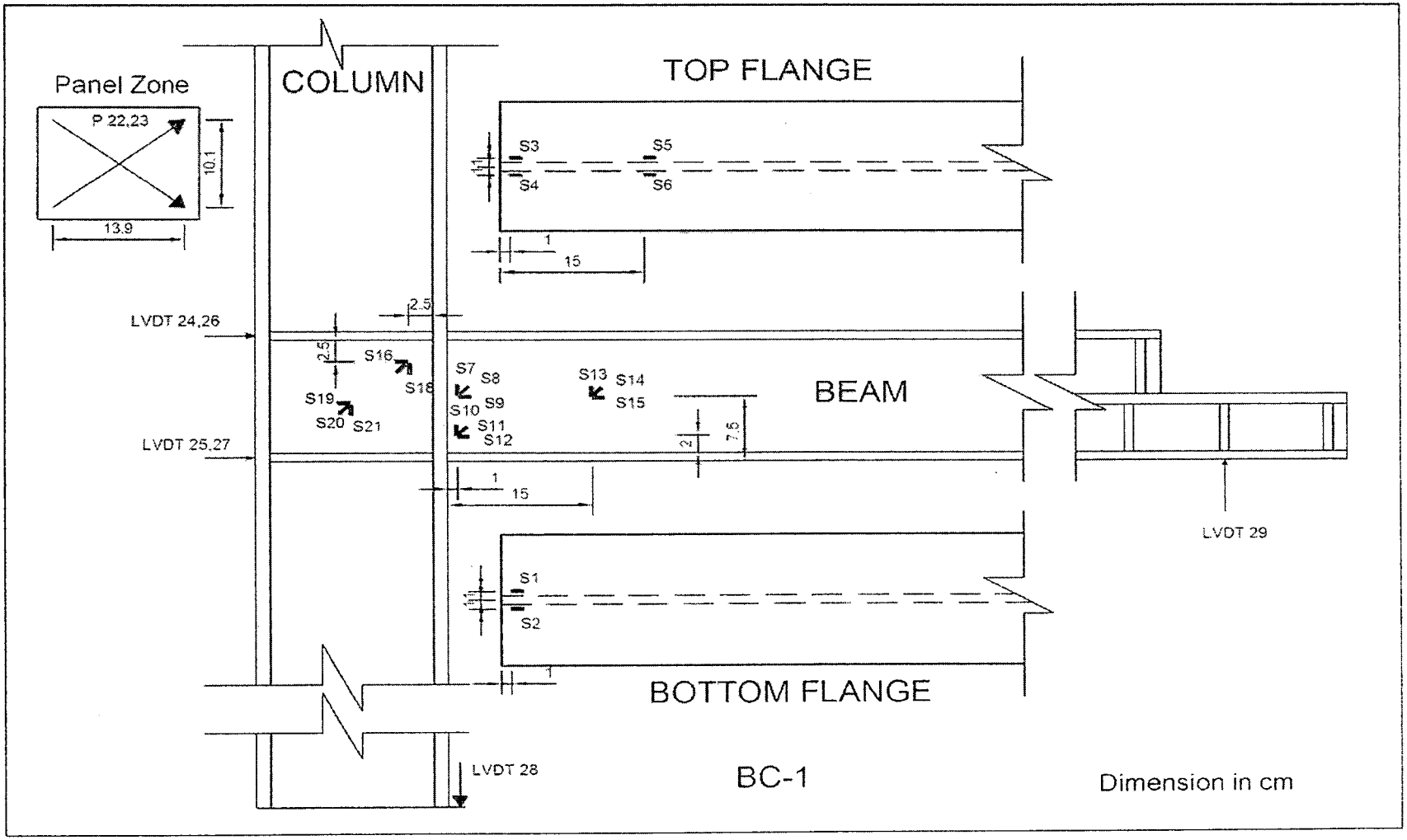
เครื่องมือวัดผลการทดลองสำหรับตัวอย่างทดสอบประกอบไปด้วย Strain Gauge (S), PI Gauge (P), และ LVDT โดยที่เครื่องมือวัดผลทั้งหมดรวมไปถึงปริมาณแรงที่กระทำต่อปลายคานซึ่งวัดได้โดยเครื่อง Universal Testing Machine จะถูกเชื่อมต่อเข้ากับ Data Logger เพื่อทำการแปลงสัญญาณและเชื่อมต่อกับคอมพิวเตอร์เพื่อบันทึกข้อมูลในช่วงเวลาเดียวกันทั้งหมด สำหรับ PI Gauge และ LVDT นั้นจะใช้สำหรับวัดค่าการเคลื่อนที่ในบริเวณที่สนใจศึกษาและต้องการเก็บข้อมูล ส่วน Strain Gauge ใช้สำหรับเก็บค่าความเครียดที่เกิดขึ้นที่ผิวคอนกรีต รายละเอียด คำอธิบาย และตำแหน่งของการติดเครื่องมือวัดต่างๆแสดงไว้ในรูปที่ 3.12 และตารางที่ 3.3-3.4

ตาราง 3.3 รายละเอียดการติดตั้ง LVDT และ PI Gauge บนตัวอย่าง BC1

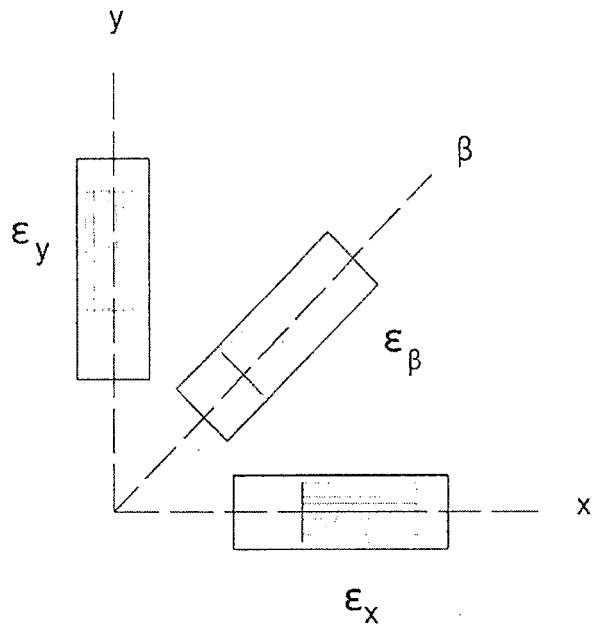
หมายเลข	ข้อมูลที่ต้องการวัด	ตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องมือ
LVDT 24	การเคลื่อนที่ในแนวนอนของเสา	บริเวณปีกเสา ด้านตรงข้ามคาน ในแนวปีกคานด้านบน
LVDT 25	การเคลื่อนที่ในแนวนอนของเสา	บริเวณปีกเสา ด้านตรงข้ามคาน ในแนวปีกคานด้านบน
LVDT 26	การเคลื่อนที่ในแนวนอนของเสา	บริเวณปีกเสา ด้านตรงข้ามคาน ในแนวปีกคานด้านล่าง
LVDT 27	การเคลื่อนที่ในแนวนอนของเสา	บริเวณปีกเสา ด้านตรงข้ามคาน ในแนวปีกคานด้านล่าง
LVDT 28	การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของเสา	บริเวณปลายเสาด้านล่าง
LVDT 29	การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของปลายคาน	บริเวณปลายคานด้านที่ติดกับเครื่องทดสอบ
P22	การยืดตัวของแผ่น Panel Zone	ภายในบริเวณ Panel Zone
P23	การยืดตัวของแผ่น Panel Zone	ภายในบริเวณ Panel Zone

ตาราง 3.4 รายละเอียดการติดตั้ง Strain Gauge บนตัวอย่าง BC1

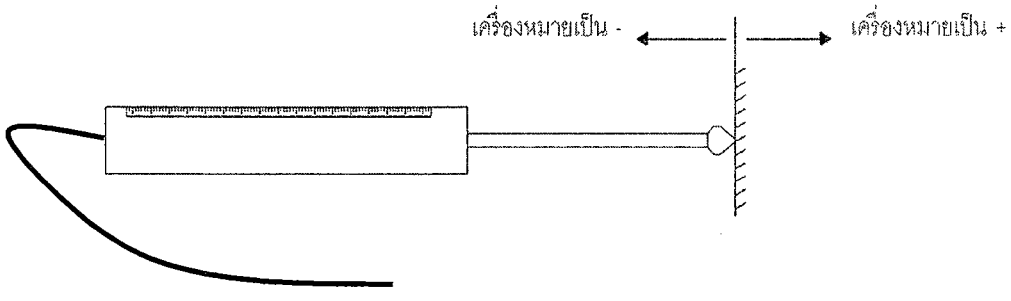
หมายเลข	ข้อมูลที่ต้องการวัด	ตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องมือ
S1	ความเครียดที่ปีกคาน	ปีกคานด้านล่าง ห่างจากหน้าเสา 1 ซม.
S2	ความเครียดที่ปีกคาน	ปีกคานด้านล่าง ห่างจากหน้าเสา 1 ซม.
S3	ความเครียดที่ปีกคาน	ปีกคานด้านบน ห่างจากหน้าเสา 1 ซม.
S4	ความเครียดที่ปีกคาน	ปีกคานด้านบน ห่างจากหน้าเสา 1 ซม.
S5	ความเครียดที่ปีกคาน	ปีกคานด้านบน ห่างจากหน้าเสา 15 ซม.
S6	ความเครียดที่ปีกคาน	ปีกคานด้านบน ห่างจากหน้าเสา 15 ซม.
S7	แรงเฉือนที่แผ่นเว็บคาน	กลางแผ่นเว็บคาน ห่างจากหน้าเสา 1 ซม. ติดในแนวตั้ง
S8	แรงเฉือนที่แผ่นเว็บคาน	กลางแผ่นเว็บคาน ห่างจากหน้าเสา 1 ซม. ติดในแนวทแยง
S9	แรงเฉือนที่แผ่นเว็บคาน	กลางแผ่นเว็บคาน ห่างจากหน้าเสา 1 ซม. ติดในแนวนอน
S10	แรงเฉือนที่แผ่นเว็บคาน	ด้านล่างแผ่นเว็บคาน ห่างจากหน้าเสา 1 ซม. ติดในแนวตั้ง
S11	แรงเฉือนที่แผ่นเว็บคาน	ด้านล่างแผ่นเว็บคาน ห่างจากหน้าเสา 1 ซม. ติดในแนว
S12	แรงเฉือนที่แผ่นเว็บคาน	ทแยง
S13	แรงเฉือนที่แผ่นเว็บคาน	ด้านล่างแผ่นเว็บคาน ห่างจากหน้าเสา 1 ซม. ติดในแนวนอน
S14	แรงเฉือนที่แผ่นเว็บคาน	กลางแผ่นเว็บคาน ห่างจากหน้าเสา 15 ซม. ติดในแนวตั้ง
S15	แรงเฉือนที่แผ่นเว็บคาน	กลางแผ่นเว็บคาน ห่างจากหน้าเสา 15 ซม. ติดในแนวทแยง
S16	แรงเฉือนใน Panel Zone	กลางแผ่นเว็บคาน ห่างจากหน้าเสา 15 ซม. ติดในแนวนอน
S17	แรงเฉือนใน Panel Zone	มุมบน Panel Zone, 2.5 ซม. จาก Continuity Plate ใน
S18	แรงเฉือนใน Panel Zone	แนวนอน
S19	แรงเฉือนใน Panel Zone	มุมบน Panel Zone, 2.5 ซม.จาก Continuity Plate ใน
S20	แรงเฉือนใน Panel Zone	แนวทแยง
S21	แรงเฉือนใน Panel Zone	มุมบน Panel Zone, 2.5 ซม.จากปีกเสา ติดในแนวตั้ง
		บริเวณกลาง Panel Zone ติด Strain Gauge ในแนวนอน
		บริเวณกลาง Panel Zone ติด Strain Gauge ในแนวทแยง
		บริเวณกลาง Panel Zone ติด Strain Gaugeในแนวตั้ง



รูปที่ 3.12 ตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือวัดบนตัวอย่าง BC1



รูปที่ 3.13 รูปแบบการติด Strain Gauge เพื่อวัดค่า Shear Strain



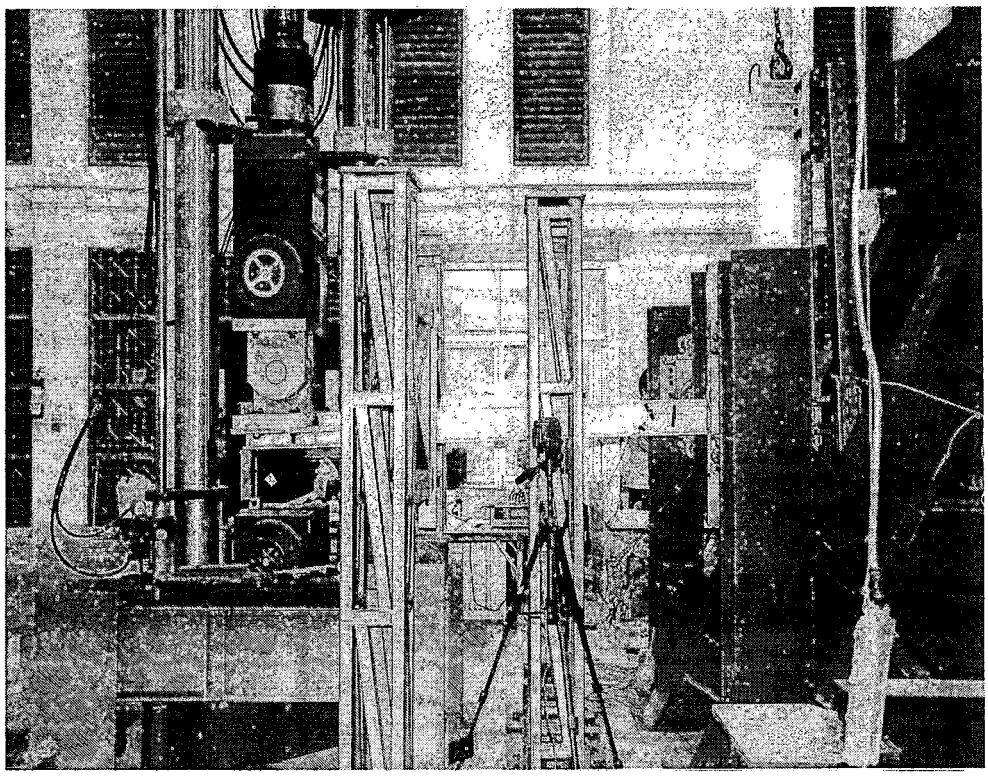
รูปที่ 3.14 ค่าเครื่องหมายจากอุปกรณ์ LVDT

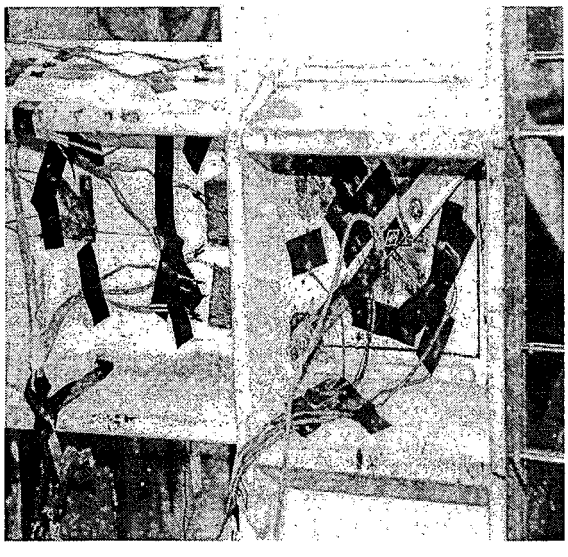
รูปที่ 3.13 แสดงการติด Strain Gauge เพื่อวัดค่า Shear Strain ที่ตำแหน่งแผ่นเอวคานและที่แผ่น Panel Zone รูปที่ 3.14 แสดงการอ่านของ LVDT เมื่อเคลื่อนตัวออกจะอ่านค่าเป็นบวกและเมื่อเคลื่อนตัวเข้าจะอ่านค่าเป็นลบ เนื่องจากโปรแกรมและเครื่องมือวัดต่างๆนั้น มีความละเอียดอ่อนมาก นอกจากต้องติดตั้งเครื่องมือด้วยความระมัดระวังแล้ว การกำหนดค่าในโปรแกรมที่ใช้บันทึกค่าที่วัดได้ก็เป็นเรื่องสำคัญ ดังนั้นการตั้งค่า Coefficients ของแต่ละเครื่องมือวัดจึงมีความสำคัญอย่างยิ่ง สำหรับค่า

Coefficients ของ Strain Gauge นั้น ค่าจะแปรเปลี่ยนตามความยาวของสายไฟ แต่เนื่องจากในการทดสอบความยาวของสายไฟมีค่าใกล้เคียงกันทำให้ค่า Coefficients ของ Strain Gauge ไม่แตกต่างกันมากนัก ค่า Coefficients ต่างๆแสดงไว้ในตารางที่ 3.5 รูปที่ 3.15 แสดงรูปขณะทำการทดลอง และ Strain Gauge และ LVDT ที่ติดตั้งบนตัวอย่าง BC1

ตาราง 3.5 การกำหนดค่าคงที่ต่างๆในโปรแกรมของเครื่อง Data Logger

ชนิดเครื่องมือ	Sensor	Coefficients	Unit
Strain gauge	1G3W120	+9.672000E-01	Microstrain
LVDT 100 mm	4GAGE	+2.000000E-02	mm
LVDT 50 mm	4GAGE	+1.000000E-02	mm
PI-gauge	4GAGE	+4.872000E-04	mm
Load UTM	V[1/100]	+1.000000E+00	kN

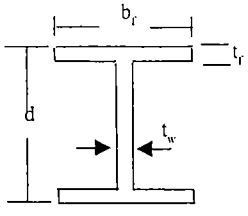




รูปที่ 3.15 รูปขณะทำการทดลอง และ Strain Gauge LVDT และ PI Gauge ที่ติดตั้งบนตัวอย่าง BC1

บทที่ 4
ผลการทดสอบข้อต่อคาน-เสาเหล็ก BC1

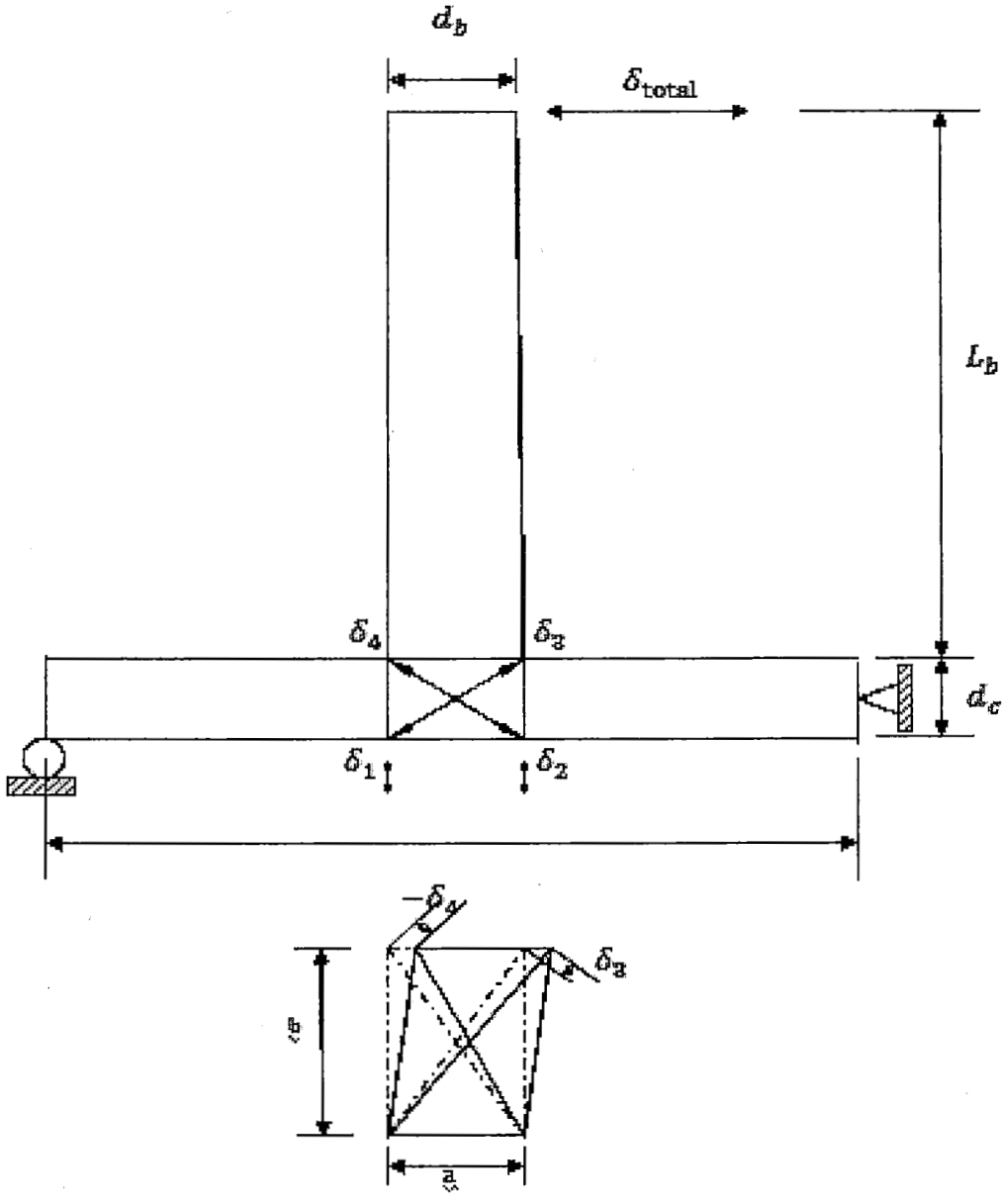
คานที่ใช้ในการทดสอบมีขนาดหน้าตัดเท่ากับ H150x31.5 kg/m และเสามีขนาดหน้าตัดเท่ากับ H200x49.9kg/m ซึ่งเป็นหน้าตัด H เหล็กชนิด SS400/SM400 ผลิตโดยบริษัทเหล็กสยามยามาโตะ จำกัด ขนาดหน้าตัดแสดงโดยสรุปไว้ในตารางที่ 4.1 การใส่แรงวัฏจักรกระทำกับตัวอย่างทดสอบ จะกระทำได้โดยผ่านเครื่องกำเนิดแรง (Actuator) กระทำที่ปลายคาน แสดงดังรูป ลักษณะการใส่แรงวัฏจักรจะเป็นไปตามมาตรฐานการทดสอบกำหนดโดย SAC 1997 เครื่องกำเนิดแรงจะทำการผลักตัวอย่างทดสอบไปทางด้านซ้าย จนถึงระยะ 9.5 มม. และผลักกลับทิศมาทางขวาจนถึงค่าลบ 9.5 มม. ในระหว่างที่ผลักนี้ เครื่องจะบันทึกแรงตอบสนองของตัวอย่างที่เกิดขึ้นเนื่องจากการผลัก และบันทึกไว้ในคอมพิวเตอร์ เป็นคู่ลำดับระหว่างระยะทางที่ผลักกับแรงตอบสนองของข้อต่อคาน-เสา ตัวอย่างทดสอบจะถูกผลักเป็นรอบๆ โดยมีรอบของระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 12.6 มม. และ 18.9 มม. อย่างละ 6 รอบ 25.3 มม. จำนวน 4 รอบ 37.9 มม. 50.5 มม. 75.8 มม. 101.1 มม. และ 125 มม. อย่างละ 2 รอบ ในระหว่างการผลักที่ระยะการเคลื่อนที่ตั้งแต่ 25.3 มม. ถึง 125 มม. จะมีการสลับด้วยระยะการเคลื่อนที่ 9.5 มม. จำนวน 2 รอบก่อนที่จะมีการเปลี่ยนระยะการผลักให้มากขึ้นตามลำดับ



ตารางที่ 4.1 แสดงขนาดหน้าตัดคานและเสาที่ใช้ในการทดสอบข้อต่อคาน-เสาชนิด Fully Welded Flanges-Web

ตัวอย่าง	ความลึก d	แผ่นตั้ง	ปีก		ความยาว
		ความหนา t_w	ความกว้าง b_f	ความหนา t_f	
	มม.	มม.	มม.	มม.	มม.
คาน	150	7.0	150	10.0	2630
เสา	200	8.0	200	12.0	2859

4.1 สมการที่ใช้ในการคำนวณและการกำหนดตัวแปร



รูปที่ 4.1 สัญลักษณ์และระยะการเสียรูปที่วัดจากตัวอย่าง BC1

ข้อมูลที่สำคัญๆที่ต้องการนำเสนอประกอบด้วยความสามารถในการหมุนในช่วงพลาสติกของคาน เสา Panel Zone และลักษณะความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นกับตัวอย่าง ซึ่งเป็นข้อมูลที่สำคัญที่จะบ่งบอกได้

ว่า ตัวอย่างมีความสามารถทนต่อสภาวะรับแรงสลับ (แรงแผ่นดินไหว) ได้มากน้อยเพียงใด หากเกิดการหมุนในช่วงพลาสติกได้มากนั่นหมายความว่า ข้อต่อคานเสาย่อมความยืดหยุ่นที่ดี แต่ค่าการหมุนในช่วงพลาสติกนั้นไม่สามารถวัดจากการติดเครื่องมือได้โดยตรง ดังนั้นจึงต้องทำการคำนวณจากสมการโดยนำข้อมูลที่วัดได้จากเครื่องมือวัดการเครื่องที่ข่อง คาน เสา และ Panel Zone มาทำการพิจารณา ซึ่งตำแหน่งและการติดเครื่องมือดังกล่าวได้แสดงไว้แล้วในบทที่ 3 เมื่อมีข้อมูลครบตามตำแหน่งด้านบนแล้วสามารถคำนวณค่าการหมุนในช่วงพลาสติกได้ดังต่อไปนี้ โดยใช้สูตรต่างๆที่แสดงไว้ข้างล่างนี้

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2ab}(\delta_4 - \delta_3)$$

$$\theta_c = \frac{\delta_1 - \delta_2}{d_b} - \gamma(1 - \frac{d_b}{H})$$

$$\delta_b = \delta_{total} - \gamma L_b + \frac{\gamma d_b}{H}(L_b + \frac{d_c}{2}) - \theta_c(L_b + \frac{d_c}{2})$$

$$\theta_b = \frac{\delta_b}{L_b}$$

$$\theta_{total} = \theta_b + \theta_c + \gamma$$

$$\theta_c^p = \theta_c - (\frac{P}{k_c})$$

$$\theta_b^p = \theta_b - (\frac{P}{k_b})$$

$$\theta_\gamma^p = \theta_\gamma - (\frac{P}{k_\gamma})$$

$$\theta_{total}^p = \theta_{total} - (\frac{P}{k_{total}})$$

L_b =distance measured from applied load position to the face of column

d_c =column depth

δ_b =beam displacement

H =column high

a =distance in panel zone measured in beam direction

b = distance in panel zone measured in column direction

θ_{total} =total connection rotation

θ_b =beam rotation

θ_c =column rotation

γ =panel zone rotation

θ_{total}^{p} =total plastic rotation of connection

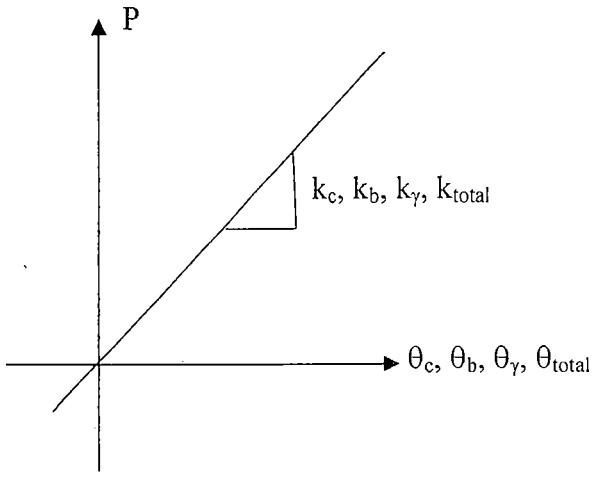
θ_c^p =column plastic rotation of connection

θ_b^p =beam plastic rotation of connection

θ_γ^p =panel zone plastic rotation of connection

P = the applied actuator force at the center of column

$k_c, k_b, k_\gamma, k_{total}$ = the elastic stiffness determined from the initial (elastic) portion of P versus θ curves (กราฟในช่วงอิลาสติกระหว่าง P และ θ) แสดงดังรูปที่ 4.2



รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ในช่วงอิลาสติกระหว่าง P และ θ

4.2 การตอบสนองโดยรวมของตัวอย่างทดสอบBC1

เมื่อเริ่มทำการทดสอบโดยการให้ระยะการเคลื่อนที่กับปลายคานในช่วงต้นจนกระทั่งถึงรอบของการเคลื่อนที่เท่ากับ 12.64 มิลลิเมตร มีเสียงของการเสียดสีกันระหว่างคานกับอุปกรณ์ค้ำยันด้านข้างของคาน ซึ่งเมื่อเพิ่มระยะการเคลื่อนที่มากขึ้นก็มีเสียงดังมากขึ้นตามไปด้วย เมื่อดำเนินการทดสอบไปเรื่อยๆ จนกระทั่งถึงการเคลื่อนที่ปลายคานประมาณ 75 มิลลิเมตร เริ่มสังเกตเห็นการหลุดร่อนของสีที่บริเวณด้านหลังเสาตรงกับตำแหน่งที่เชื่อมต่อกับคาน และเมื่อปลายคานเคลื่อนที่ประมาณ 90 มิลลิเมตร จะเริ่มสังเกตเห็นการครากในบริเวณ Panel Zone ส่วนในบริเวณอื่นการหลุดล่อนของสีมีไม่มากนัก การทดลองสามารถดำเนินไปได้ถึงระยะการเคลื่อนที่ปลายคานได้เท่ากับ 125 มม. ซึ่งเป็นตำแหน่งจำกัดสูงสุดของกระบอกสูบไฮดรอลิก ตัวอย่างยังไม่มีส่วนไหนเกิดความเสียหายรุนแรง มีเพียงสีขาวที่ทาไว้เกิดการหลุดล่อนเพิ่มขึ้น ตัวอย่าง BC1 สามาถทดสอบผ่านรอบการเคลื่อนที่สูงสุด 125 มม. ได้สมบูรณ์ทั้ง 2 รอบ

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลายคานกับการเคลื่อนที่ปลายคานในรูปที่ 4.3 พบว่า เมื่อระยะการเคลื่อนที่เพิ่มมากขึ้น แรงกระทำที่ปลายคานที่กระทำก็มีอัตราเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องเช่นกัน ตัวอย่าง BC1 รับแรงในรอบบวกได้สูงสุดเท่ากับ 32 กิโลนิวตัน ซึ่งมีการเลื่อนตัวที่ปลายคาน

เท่ากับ +125 มม. และรับแรงในรอบลบได้สูงสุดเท่ากับ 42 กิโลนิวตัน ซึ่งมีการเลื่อนตัวที่ปลายคานเท่ากับ -125 มม. รูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ที่หน้าเสากับการหมุนทั้งหมดในช่วงพลาสติก จากรูปพบว่าตัวอย่าง BC1 หมุนได้สูงสุดในช่วงพลาสติกเท่ากับ 0.03033 เรเดียน เมื่อแรงกระทำในทิศทางบวก และหมุนได้สูงสุดในช่วงพลาสติกเท่ากับ 0.02716 เรเดียน เมื่อแรงกระทำในทิศทางลบ เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 4.5 โมเมนต์ที่หน้าเสากับการหมุนของคานในช่วงพลาสติก ประกอบกับรูปที่ 4.6 โมเมนต์ที่หน้าเสากับการหมุนของเสาในช่วงพลาสติก และรูปที่ 4.7 โมเมนต์ที่หน้าเสากับการหมุนของ panel zone ในช่วงพลาสติก พบว่าคานและเสาหมุนในช่วงพลาสติกได้ใกล้เคียงกัน แต่น้อยกว่าการหมุนของ panel zone ในช่วงพลาสติก ผลการทดสอบของตัวอย่าง BC1 สรุปได้ดังแสดงในตารางที่ 4.2

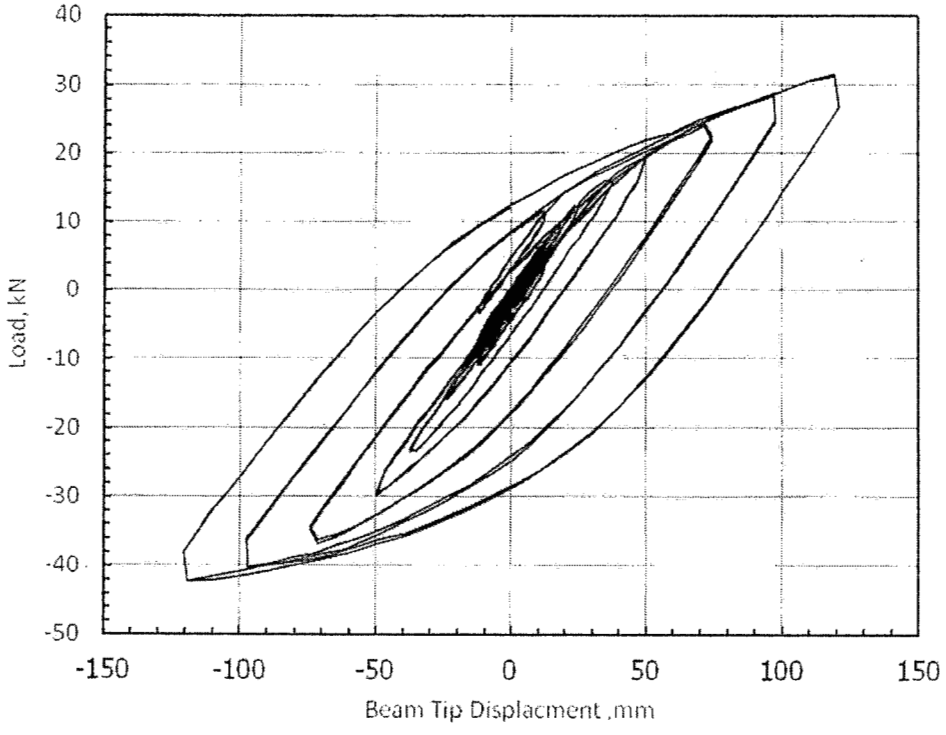
4.3 การตอบสนองเฉพาะส่วนของตัวอย่าง BC1

รูป 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเฉือนที่แผ่นเอวคานกับมุมการหมุนของตัวอย่าง BC1 เปรียบเทียบให้เห็นปริมาณของความเครียดเฉือนที่เกิดขึ้นในบริเวณแผ่นเอวของคาน ห่างจากหน้าเสา 1 เซติเมตร (R1) บริเวณด้านล่างแผ่นตั้งของคานห่างจากหน้าเสา 1 เซนติเมตร (R2) และกึ่งกลางแผ่นเว็บห่างจากหน้าคาน 15 เซนติเมตร จากกราฟจะสังเกตเห็นได้ชัดว่า เมื่อเครื่อง UTM กดลง (มุมการเคลื่อนของปลายคานมีเครื่องหมายเป็นลบ) ความเครียดเฉือนที่ตำแหน่ง R1 และ R2 ซึ่งเป็นตำแหน่งใกล้กับหน้าเสามีค่าเพิ่มมากขึ้น ตรงกันข้ามกับตำแหน่ง R3 ที่มีค่าลดลงเมื่อเครื่อง UTM เคลื่อนที่ลง และเมื่อเครื่อง UTM เคลื่อนที่ขึ้น (มุมการเคลื่อนที่ที่ปลายคานมีเครื่องหมายเป็นบวก) ค่าความเครียดเฉือนที่ตำแหน่ง R1 และ R2 มีค่าลดลง ส่วนตำแหน่ง R3 มีค่าเพิ่มมากขึ้น ค่าความเครียดเฉือนที่บริเวณแผ่นเอวของคานที่มากที่สุดที่สามารถวัดได้มีค่าเท่ากับ 0.026 เกิดขึ้นในตำแหน่ง R1 และค่าน้อยที่สุดที่สามารถวัดได้เท่ากับ 0.0057 ซึ่งเกิดขึ้นที่ตำแหน่ง R3 ในรูป 4.9 เปรียบเทียบให้เห็นถึงปริมาณความเครียดเฉือนใน Panel zone ที่บริเวณกลางกึ่งกลาง panel zone (R5) และที่มุมบนของ panel zone (R4) จากกราฟจะเห็นได้ว่า ความเครียดเฉือนบริเวณ R5 จะมีค่ามากที่สุดเท่ากับ 0.168 ในรอบการเคลื่อนที่ที่เป็นลบและมีค่าน้อยที่สุดเท่ากับ -0.184 ในรอบการเคลื่อนที่ที่เป็นบวก ค่าที่มากที่สุดในรอบการเคลื่อนที่ที่เป็นบวกและเป็นลบนั้น มีค่าใกล้เคียงกัน ส่วนความเครียดเฉือนบริเวณ R4 จะมีค่าที่น้อยและใกล้เคียงกันมากในรอบการเคลื่อนที่ที่เป็นลบ ส่วนรอบการเคลื่อนที่ที่เป็นบวกในช่วง 0–0.01 นั้น ค่าความเครียดเฉือนจะค่อยลดลง แต่ในมุม 0.015-0.05 เรเดียน นั้น ค่าความเครียดเฉือนที่บริเวณมุมของ Panel zone มีค่าสูงต่ำสลับกัน โดยค่ามากสุดที่วัดได้ในบริเวณนี้เท่ากับ 0.27 และมีค่าน้อยสุดเท่ากับ -0.082

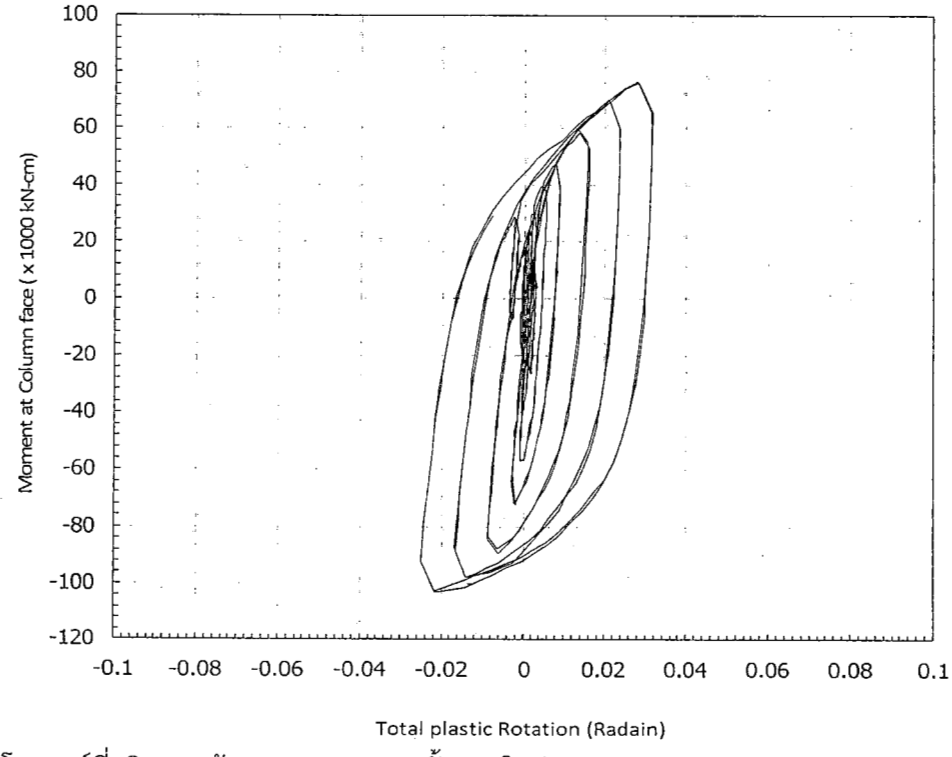
ในรูป 4.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่แผ่นปีกด้านล่างของคานกับมุมการหมุนของตัวอย่าง BC1 จากกราฟพบว่าความเครียดบริเวณแผ่นปีกล่างเมื่อเพิ่มมุมการเคลื่อนที่ให้กับปลายคาน

โดยเปรียบเทียบความเครียดที่บริเวณปีกคานด้านล่างที่ตำแหน่ง S1 กับ S2 ซึ่งทั้งสองตำแหน่งอยู่ในตำแหน่งสมมาตร ดังนั้นค่าความเครียดจึงควรจะมีค่าที่ใกล้เคียงกัน ซึ่งจะเห็นว่า S1 และ S2 จะมีค่าความเครียดใกล้เคียงกันในมุม 0–0.03 เรเดียน และมีค่าแตกต่างกันพอสมควรหลังจากมุม 0.03 เรเดียนเป็นต้นไปแสดงว่าเมื่อการหมุนเกินกว่า 0.03 เรเดียน คานมีการบิดตัว โดยค่าความเครียดที่แผ่นปีกด้านล่างที่สามารถวัดได้มีค่าสูงสุดเท่ากับ 0.021ที่ตำแหน่ง S1 และมีค่าน้อยสุดเท่ากับ -0.166 ที่ตำแหน่ง S1 เช่นเดียวกัน ส่วนในรูป 4.11 แสดงความเครียดที่แผ่นปีกด้านบนของคานกับมุมการหมุนของตัวอย่าง จากกราฟค่าความเครียดที่ตำแหน่งต่างๆของแผ่นปีกคานด้านบน จะเห็นได้ว่า S3 กับ S4 ที่มีระยะห่างจากหน้าเสาเท่ากันที่ 1 เซนติเมตร จะมีค่าความเครียดที่ใกล้เคียงกัน เช่นเดียวกันกับ S4 กับ S5 ที่มีระยะห่างจากหน้าเสาเท่ากันที่ 15 เซนติเมตรก็จะมีค่าความเครียดใกล้เคียงกันด้วย ในรอบการเคลื่อนที่ต่ำๆ ความเครียดทั้ง 4 ตำแหน่งมีค่าใกล้เคียงกันมาก จนกระทั่งในมุมการเคลื่อนที่ที่ 0.03 เรเดียน เป็นต้นไป ค่าความเครียดที่บริเวณทั้งสี่ก็เริ่มแสดงความแตกต่างกันอย่างชัดเจน โดย S3, S4 มีค่าเพิ่มมากขึ้นในรอบการเคลื่อนที่ด้านลบ และมีค่าลดลงในรอบการเคลื่อนที่ด้านเป็นบวก ส่วนบริเวณ S5 และ S6 หลังจากรอบการเคลื่อนที่ที่ 0.03 เรเดียน เป็นต้นไป ค่าความเครียดจะลดลงทั้งในรอบการเคลื่อนที่ที่เป็นบวกและลบ โดยค่าความเครียดสูงสุดที่วัดได้ในปีกคานบนเท่ากับ 0.036 ที่บริเวณ S3 และค่าความเครียดที่น้อยที่สุดเท่ากับ -0.087 วัดได้ที่ตำแหน่ง S6 จากค่าความเครียดดังกล่าวแสดงว่าเมื่อตัวอย่างหมุนเกิน 0.03 เรเดียนขึ้นไป ตัวอย่างเกิดการบิดขึ้น

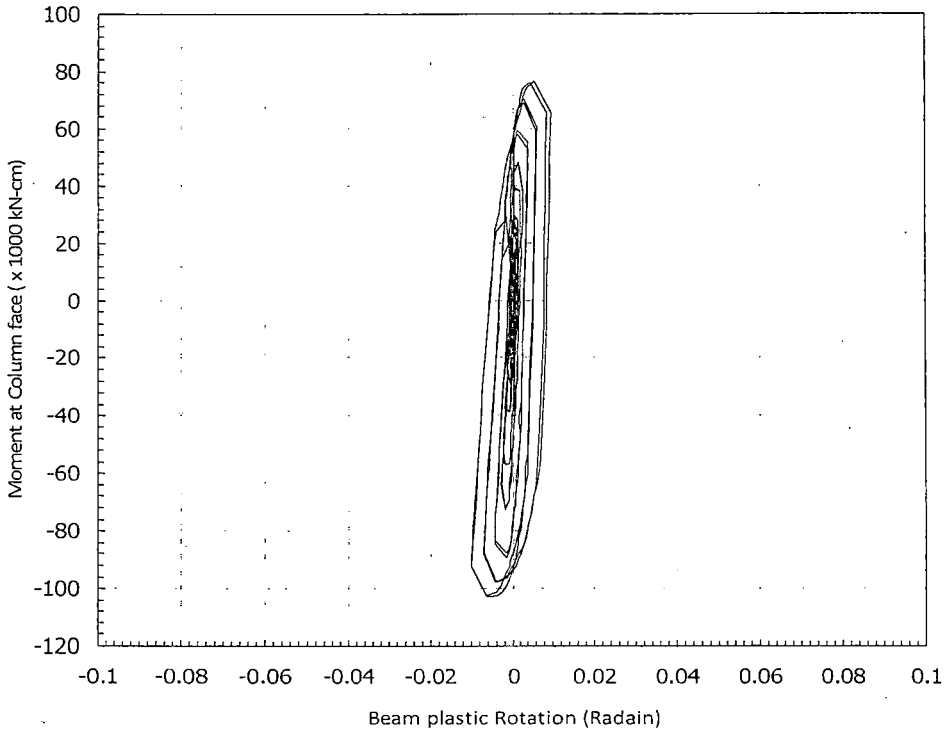
รูปที่ 4.12 แสดงการครากที่เกิดขึ้นบริเวณผิวบนของแผ่นปีกล่างคาน BC1 ในตำแหน่งติดกับรอยเชื่อม จะเห็นว่าสีขาวที่ทาไว้มีการหลุดล่อนและเกิดเป็นลายริ้วๆ คล้ายลายเส้นสานกันไปมา สามารถสังเกตได้ทั้งปีกคานบนและปีกคานล่าง นอกจากนั้นยังเกิดขึ้นทั้งผิวด้านนอกและผิวด้านในของปีกคาน รูปที่ 4.13 แสดงการครากบริเวณแผ่นปีกเสาด้านหลังตรงกับแนวปีกคานและ Continuity Plate และรูปที่ 4.14 แสดงการครากบริเวณแผ่น Panel Zone จากรูปพบว่าบริเวณทั้งสองนี้เกิดการครากสังเกตจากการหลุดล่อนและลายเส้นกะเทาะของสีขาวที่เกิดขึ้น รูปที่ 4.15 แสดงลักษณะของตัวอย่าง BC1 หลังการทดสอบ ซึ่งเมื่อตรวจสอบโดยละเอียดแล้วไม่พบรอยแตกหรือการฉีกขาดของตัวอย่าง พบเพียงรอยการครากของเหล็กบริเวณรอบๆข้อต่อระหว่างคานและเสา



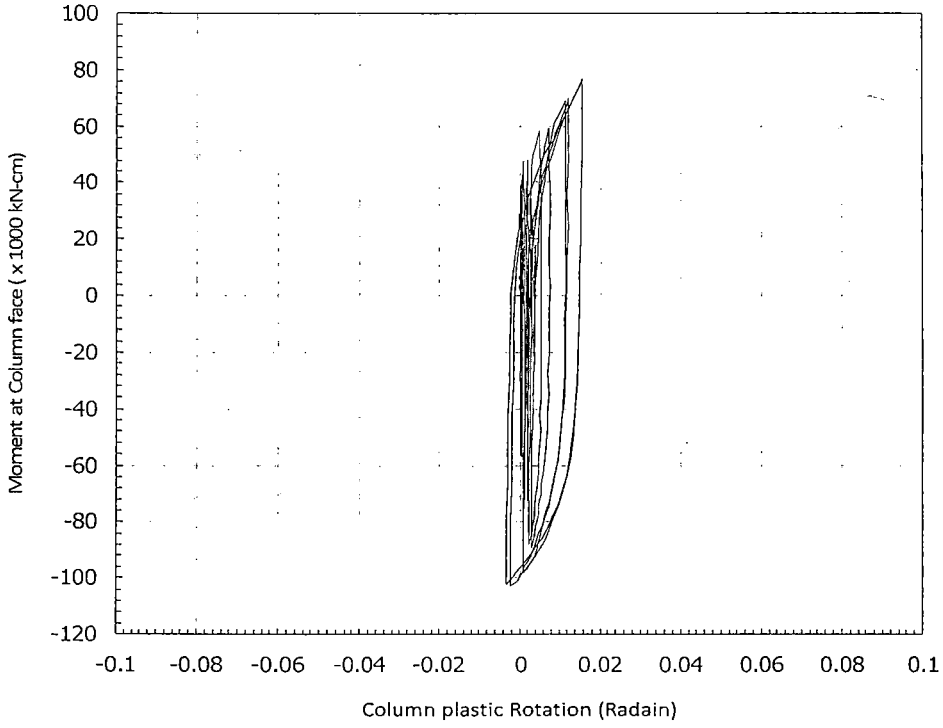
รูปที่ 4.3 แรงกระทำที่ปลายคานและระยะการเคลื่อนที่ของปลายคาน ของ BC1



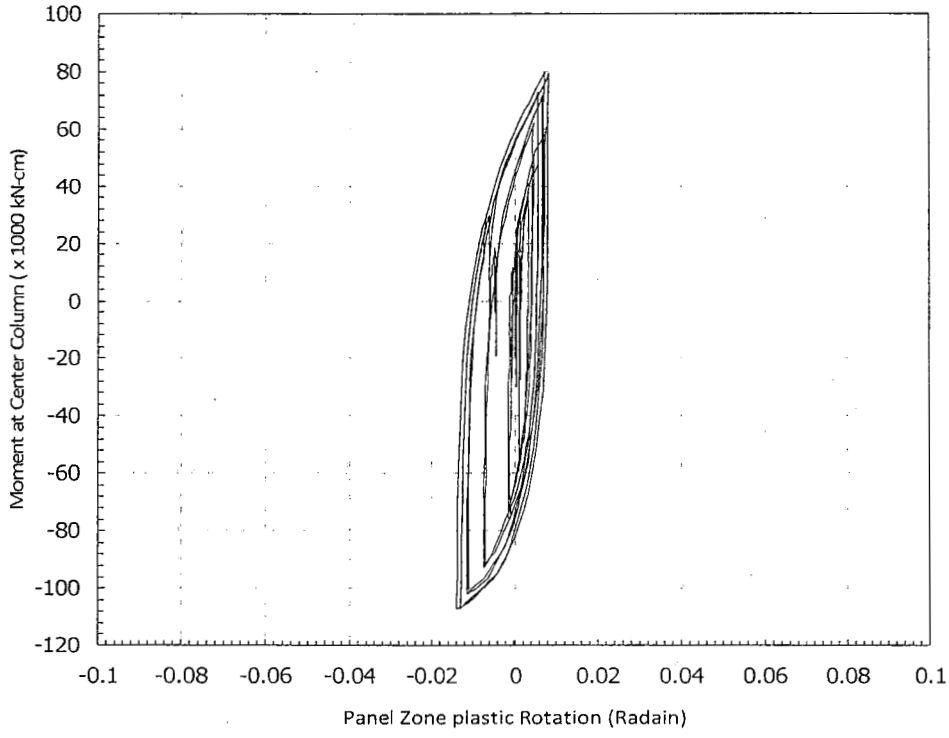
รูปที่ 4.4 โมเมนต์ที่บริเวณหน้าเสาและการหมุนทั้งหมดในช่วงพลาสติกของ BC1



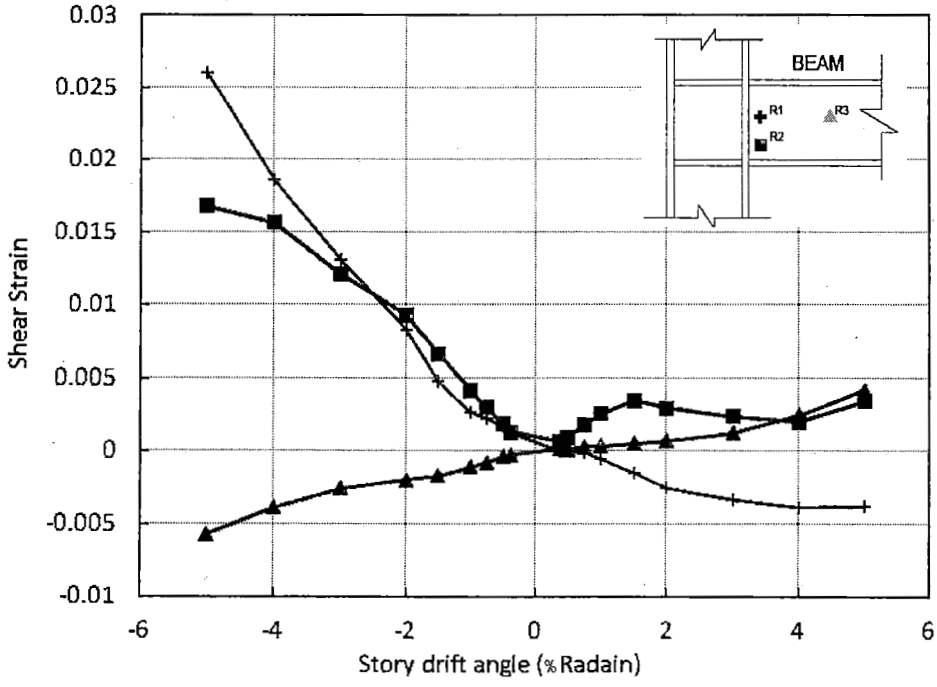
รูปที่ 4.5 โมเมนต์ที่หน้าเสาและการหมุนของคานในช่วงพลาสติกของ BC1



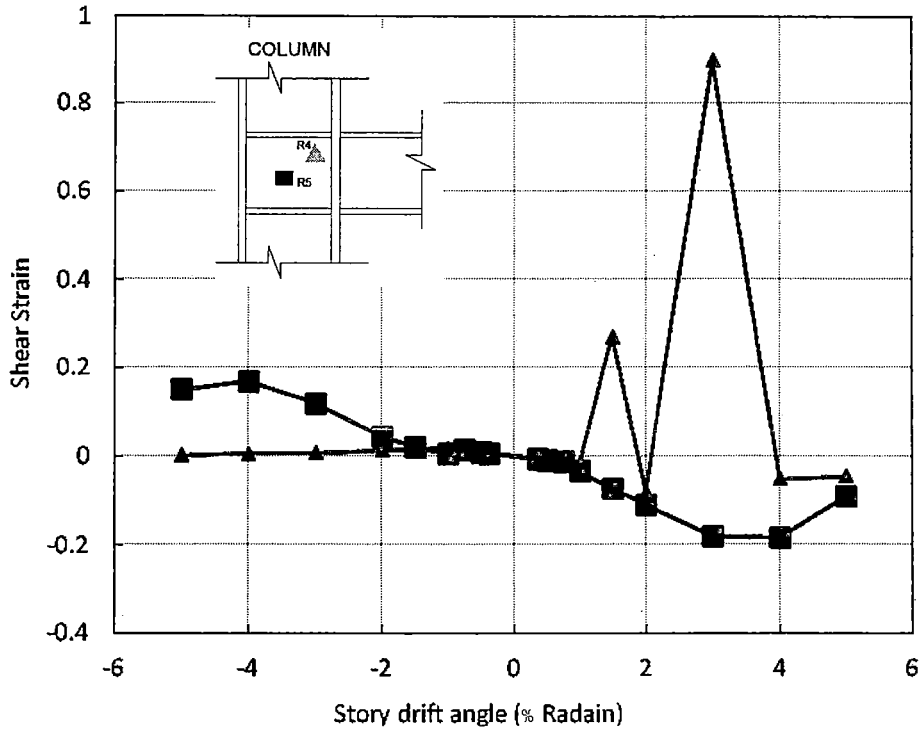
รูปที่ 4.6 โมเมนต์ที่หน้าเสาและการหมุนของเสาในช่วงพลาสติกของ BC1



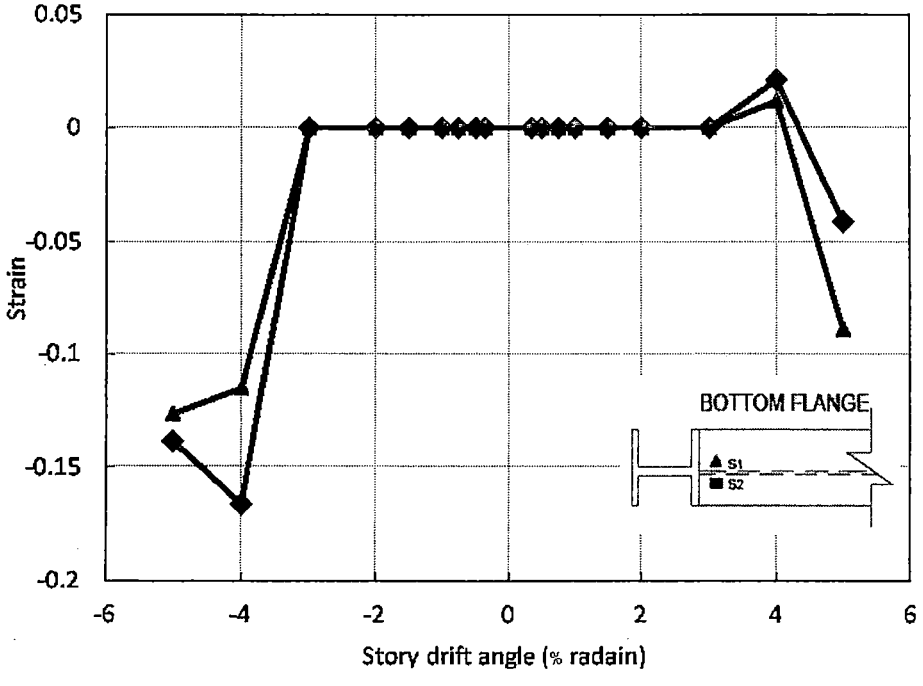
รูปที่ 4.7 โมเมนต์ที่กึ่งกลางเสาและการหมุนของ Panel Zone ในช่วงพลาสติกของ BC1



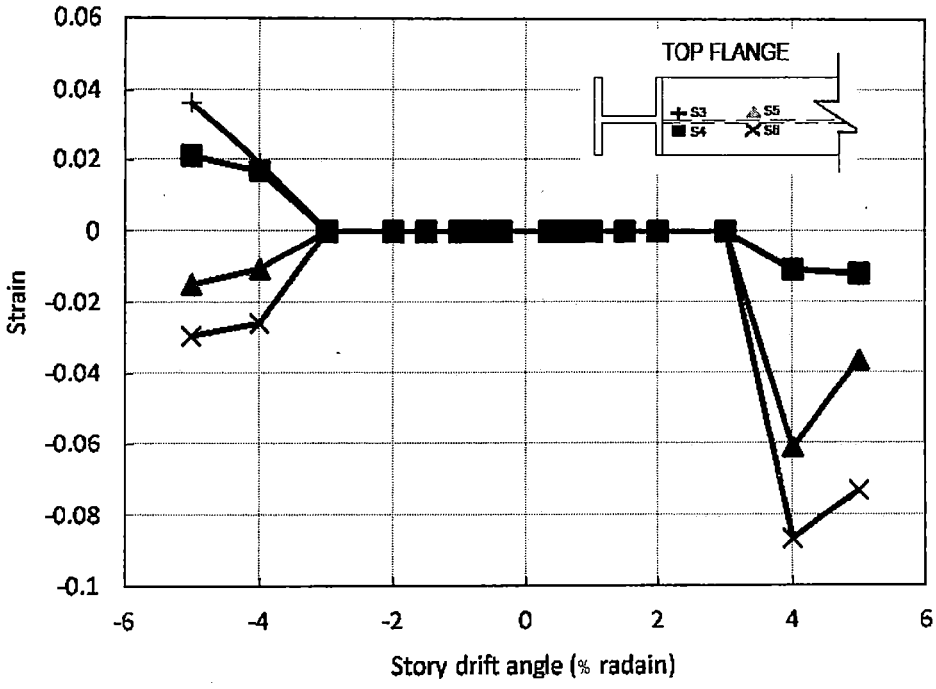
รูปที่ 4.8 ความเครียดเฉือนที่แผ่นเอวคานกับมุมการหมุนของตัวอย่าง BC1



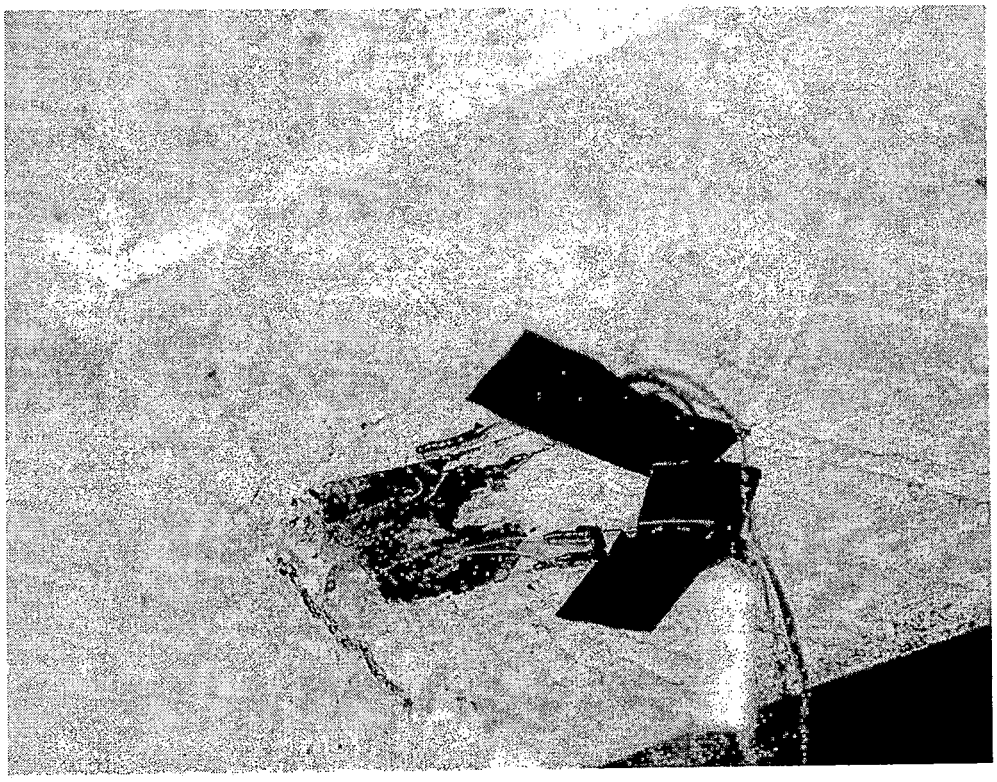
รูปที่ 4.9 ความเครียดเฉือนบริเวณ Panel Zone กับมุมการหมุนของตัวอย่าง BC1



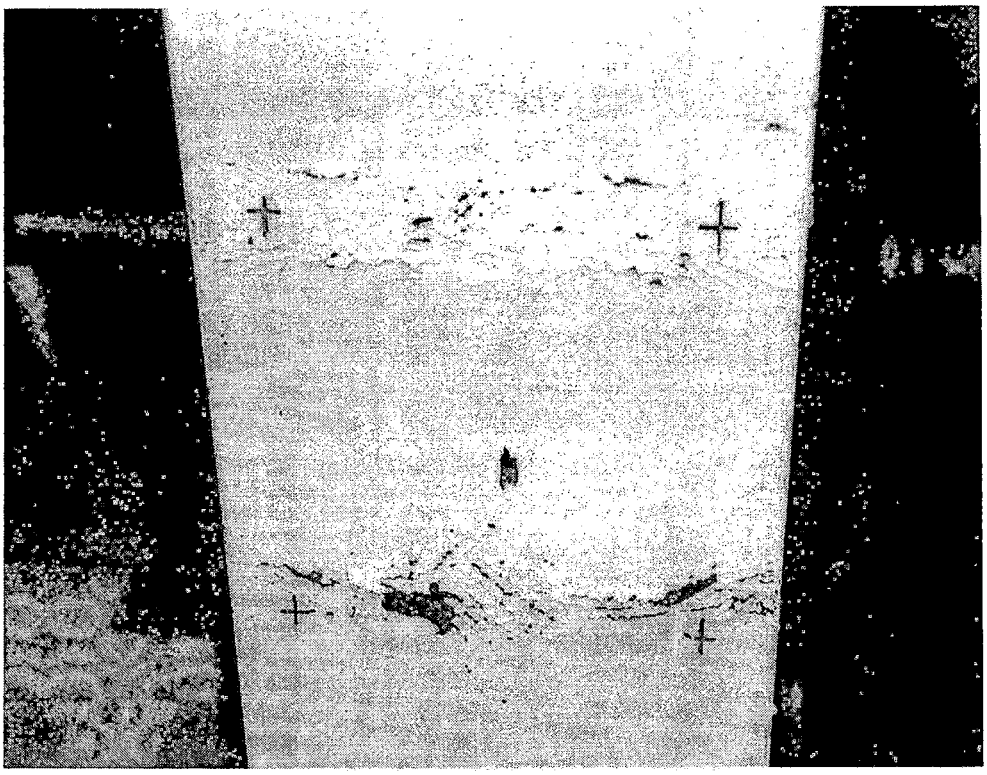
รูปที่ 4.10 ความเครียดที่แผ่นปีกด้านล่างของคานกับมุมการหมุนของตัวอย่าง BC1



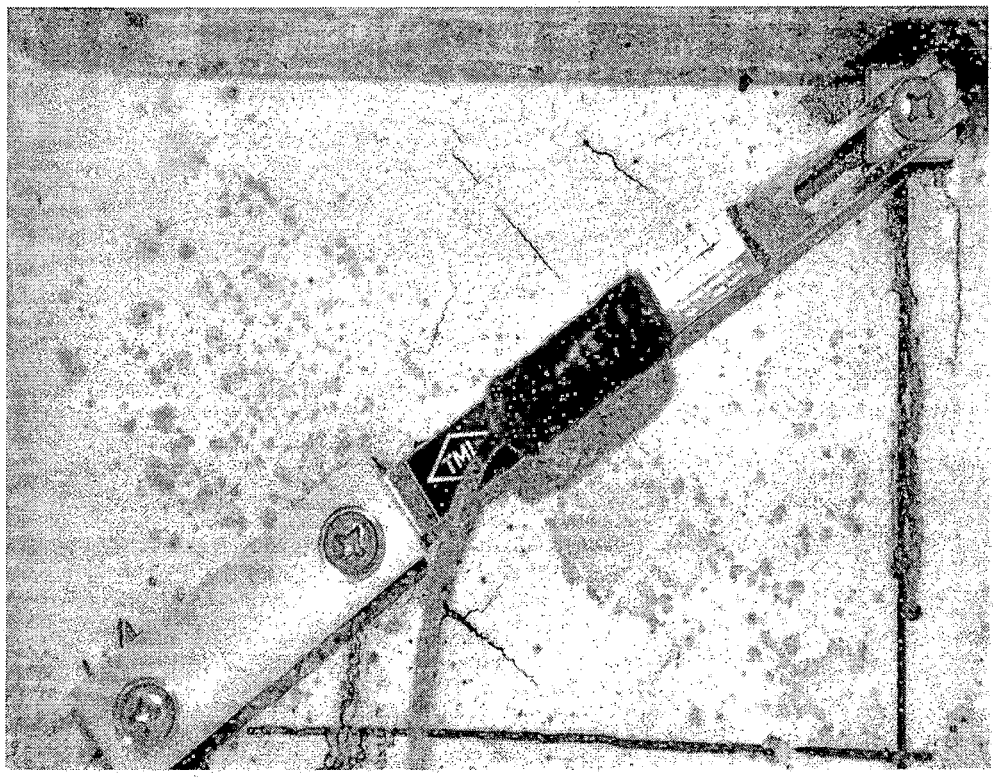
รูปที่ 4.11 ความเครียดที่แผ่นปีกด้านบนของคานกับมุมการหมุนของตัวอย่าง BC1



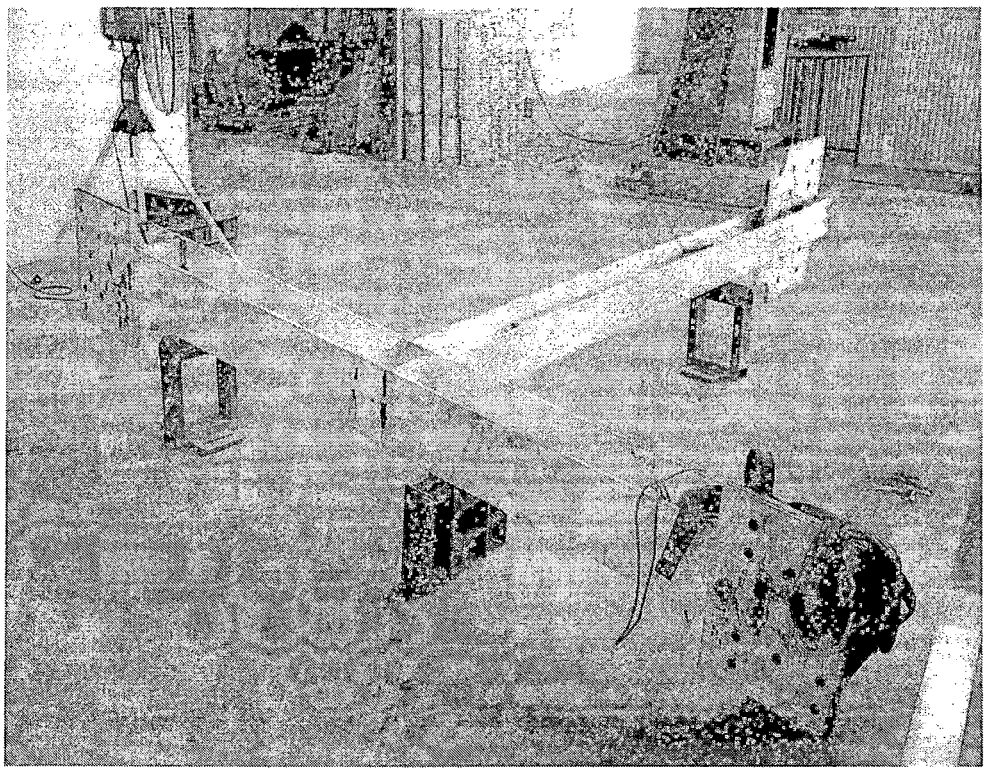
รูปที่ 4.12 การครากบริเวณผิวบนของแผ่นปีกล่างของคานตัวอย่าง BC1



รูปที่ 4.13 การครากบริเวณด้านหลังแผ่นปีกเสาตรงแนว Continuity Plate ของตัวอย่าง BC1



รูปที่ 4.14 การครากบริเวณ Panel Zone ของตัวอย่าง BC1



รูปที่ 4.15 ลักษณะของตัวอย่าง BC1 หลังการทดสอบ

ตารางที่ 4.2 ค่าตอบสนองสูงสุดจากการทดสอบตัวอย่าง BC1

ค่าที่ต้องการวัด	ค่ามากที่สุดที่วัดได้	
	การเคลื่อนที่ด้านบวก	การเคลื่อนที่ด้านลบ
แรงกระทำสูงสุดจากเครื่อง UTM (kN)	31.5444	42.2639
ระยะการเคลื่อนที่ของปลายคาน (mm)	120.858	120.851
โมเมนต์ที่หน้าเสา (kN-mm)	76810.614	102912.59
โมเมนต์ที่กึ่งกลางเสา (kN-mm)	79965.05	107138.98
การหมุนตัวในช่วงพลาสติกทั้งหมด (เรเดียน)	0.03033	0.02716
การหมุนตัวในช่วงพลาสติกของคาน (เรเดียน)	0.00959	0.00981
การหมุนตัวในช่วงพลาสติกของเสา (เรเดียน)	0.00959	0.00321
การหมุนตัวในช่วงพลาสติกของ Panel Zone (%เรเดียน)	0.01128	0.01415

บทที่ 7
สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

งานศึกษานี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมและศักยภาพของข้อต่อคาน-เสาของโครงสร้างเหล็กที่ก่อสร้างโดยใช้มาตรฐานการก่อสร้างของประเทศไทยในการรับแรงแผ่นดินไหว ด้วยการทดสอบตัวอย่างขนาดใหญ่ในห้องปฏิบัติการ โดยได้เลือกข้อต่อคาน-เสาประเภทที่ปลายคานถูกเชื่อมรอบเส้นรอบรูปของคานหน้าตัด H เป็นการเชื่อมทั้งแผ่นเอวคานและปีกคานบนและล่างติดกับแผ่นปีกเสา ซึ่งสามารถสรุปผลการศึกษาได้ดังนี้

1) สามารถประยุกต์ใช้เครื่องทดสอบ Universal Testing Machine (UTM) ในการทดสอบตัวอย่างคาน-เสาขนาดใหญ่รับแรงวัฏจักร (แรงสลับทิศ) ซึ่งเป็นการทดสอบนอกแกน UTM ได้ผลสำเร็จ
2) ข้อต่อคาน-เสาเหล็ก BC1 สามารถหมุนในช่วงพลาสติกทั้งหมด ได้เท่ากับ 0.03033 เรเดียน ในด้านการคลื่อนที่เป็นบวก และได้เท่ากับ 0.02716 เรเดียน ในด้านการคลื่อนที่เป็นลบ
3) ข้อต่อคาน-เสาเหล็ก BC1 สามารถหมุนในช่วงพลาสติกของคาน ได้เท่ากับ 0.00959 เรเดียน ในด้านการคลื่อนที่เป็นบวก และได้เท่ากับ 0.00981 เรเดียน ในด้านการคลื่อนที่เป็นลบ
4) ข้อต่อคาน-เสาเหล็ก BC1 สามารถหมุนในช่วงพลาสติกของเสา ได้เท่ากับ 0.00946 เรเดียน ในด้านการคลื่อนที่เป็นบวก และได้เท่ากับ 0.00321 เรเดียน ในด้านการคลื่อนที่เป็นลบ
5) ข้อต่อคาน-เสาเหล็ก BC1 สามารถหมุนในช่วงพลาสติกของ panel zone ได้เท่ากับ 0.01128 เรเดียน ในด้านการคลื่อนที่เป็นบวก และได้เท่ากับ 0.01415 เรเดียน ในด้านการคลื่อนที่เป็นลบ
6) ข้อต่อคาน-เสาเหล็ก BC1 เริ่มเกิดการครากเมื่อปลายคานเคลื่อนที่ในรอบประมาณ 38 มิลลิเมตร
7) ข้อต่อคาน-เสาเหล็ก BC1 ไม่เกิดรอยร้าวหรือรอยแตกที่บริเวณรอยเชื่อมหรือส่วนหนึ่งใดในคานและเสา

ข้อเสนอแนะ

ปัญหาที่เกิดขึ้นในระหว่างการทดสอบนั้น ปัญหาสำคัญอย่างแรกคือ การติดตั้งตัวอย่างกับเครื่องทดสอบ ซึ่งเป็นสาเหตุให้ตัวอย่างคานเกิดการบิดตัว ควรจะมีการวางแผนในการเคลื่อนย้ายและติดตั้งให้ดีเพื่อป้องกันอุบัติเหตุที่อาจเกิดขึ้นกับตัวอย่าง ส่วนการติดตั้งเครื่องมือวัดค่าต่างๆ ควรติดอย่างระมัดระวังและมีหมายเลขกำกับอย่างชัดเจน เพื่อป้องกันความผิดพลาดในการวิเคราะห์ข้อมูลหลังการทดสอบ

เอกสารอ้างอิง

1) American Institute of Steel Construction (1994), "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings", AISC, 2nd Edition, Chicago, Illinois.
2) American Institute of Steel Construction (1997), "Seismic Provisions for Structural Steel Building", AISC, Chicago, Illinois.
3) American Institute of Steel Construction (2000), "Seismic Provisions for Structural Steel Building", AISC, Chicago, Illinois.
4) American Institute of Steel Construction (2005), "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", AISC, Chicago, Illinois.
5) American Institute of Steel Construction (2005), "Seismic Provisions for Structural Steel Building", AISC, Chicago, Illinois.
6) Federal Emergency Management Agency (1995), "Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures", Report FEMA-267, SAC Joint Venture, Sacramento, California.
7) Federal Emergency Management Agency (1997), "Interim Guidelines advisory No. 1", Report No. SAC-96-03, SAC Joint Venture, Sacramento, California.
8) Federal Emergency Management Agency (2000), "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings", Report FEMA-350, SAC Joint Venture, Sacramento, California.
9) SAC (1995), "Analytical and Field Investigations of Buildings Affected by the Northridge Earthquake: Part 2", Report SAC 95-04, SAC Joint Venture, Sacramento California.
10) SAC (1996), "Experimental Investigation of Beam-Column Subassemblages: Part 1 and Part 2", Report SAC 96-01, SAC Joint Venture, Sacramento California.
11) SAC (1996), "Steel Connection Subassemblage: Testing Investigations, Northridge Earthquake, Report SAC 96-01, SAC Joint Venture, Sacramento California.
12) SAC (1999), "Connection Performance TAP Meeting", Minutes and Material from the meeting, SAC Joint Venture, San Francisco California.

13) Stojadinovic, B., Goel, S., Lee, H.K., Margarian, A.G., and Choi, J.H. (2000), "Parametric Tests on Unreinforced Steel Moment Connections", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 1, January, pp. 40-49.

14) Wongkaew, A., Goel, S.C., and Stojadinovic, B. (2001), "Development of Improved Details for Unreinforced Welded Steel Moment Connections", Report UMCEE 01-20, Dept. of Civ. & Env. Engrg., Unv. of Michigan, Ann Arbor, Michigan.

15) Goel, S.C., and Stojadinovic, B., and Lee, K.H., Margarian, A.G., Choi, J.H., Wongkaew, A., Reyher, B.P., and Lee, D.Y. (1998), "Conduct Parametric Tests of Unreinforced Connections", Preliminary Report to SAC, Task 7, Subtak 7.02, Unv. of Michigan, Ann Arbor, Michigan

16) Scott A. Civjan,John L. Gross,P.E.,Michael D. Engelhardt, & P.E., Members,ASCE

17) D.Grecea,A.Stratan,A.Ciutina,D.Dubina,Politehnica University of Timisoara,Romania.at present.Prof. to INSA Rennes France.

18) Krawinkler, H. (1978), "Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames", Engineering Journal, AISC, Vol. 15, No. 3, pp. 82-91.

19) Krawinkler, H., Bertero, V.V., and Popov, E.P. (1975), "Shear Behavior of Steel Frame Joints", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST11, pp. 2317-2335.

20) Krawinkler, H., and Mohasseb, S. (1987), "Effects of Panel Zone Deformation on Seismic Response", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 8, pp. 233-250.

21) Popov, E.P., Amin, N.R., Louie, J.C., and Stephen, R.M. (1986), "Cyclic Behavior of Large Beam-Column Assemblies", Engineering Journal, AISC, First Quarter, pp. 9-23.

22) Popov, E. P. (1987), "Panel Zone flexibility in Seismic Moment Joints", Journal Construction Steel Research, Barking, England, pp. 91-118.

23) Popov, E.P., Tsai, K-C, and Engelhardt, M.D. (1989), "On Seismic Steel Joints and Connections", Engineering Structures, Vol. 11, July, pp. 148-162.

24) Popov, E.P., Yang, T-S, and Chang S-P (1998), "Design of Steel MRF Connections before and after 1994 Northridge Earthquake", Engineering Structures, Vol. 20, No. 12, pp. 1030-1038.

25) Roeder, C.W., Schneider, S.P., and Carpenter, J.E. (1993), "Seismic Behavior of Moment-Resisting Steel Frames: Analytical Study", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 6, June, pp. 1866-1883.

26) Chen, S.J., Yeh, C.H., and Chu, J.M. (1996), "Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 11, November, pp. 1292-1299.

27) El-Tawil, S., Mikesell, T., Vidarsson, E., and Kunnath, S. (1998), "Inelastic Behavior and Design of Steel Panel Zones", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 2, pp. 183-193.

28) Engelhardt, M. D., and Sabol, T. A. 1995. Testing of welded steel moment connections in response to the Northridge earthquake in Northridge steel update I. American Institute of Steel Construction, October 1994. Available from AISC:312-670-2400. Also presented in Modern Steel Construction (May 1995) and in proceedings of 1995 AISC National Steel Construction Conference (San Antonio, May 1995).

29) กระทรวงมหาดไทย, กฎกระทรวงฉบับที่ 50 (พ.ศ. 2550) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522