

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



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์
ทุนสนับสนุนโครงการวิจัยนวัตกรรมเพื่อถ่ายทอดเทคโนโลยีสู่ชุมชนฐานราก ประจำปี 2550
สำนักงานคณะกรรมการการอุดมศึกษา

หัวข้อโครงการวิจัย
การศึกษาความพร้อมองค์อาคารข้อต่อคาน-เสาเหล็กในประเทศไทยเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว
A Study of Steel Beam-to-Column Connections in Thailand for Earthquake Load

โดย

ผศ. ดร. อานนท์ วงษ์แก้ว

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

BK 01433.50

๒๕๐๑๔๓๕๐

29 พ.ค. 2560

37 095 1

เริ่มบริการ

28 ส.ย. 2560

บทคัดย่อ

ก่อนการเกิดแผ่นดินไหว Northridge ในปี 1994 วิศวกรโครงสร้างในประเทศสหรัฐอเมริกาเชื่อว่า โครงข้อแข็งเหล็กจะแสดงพฤติกรรมที่โดดเด่นในเรื่องความเหนียวและจะสามารถต้านทานการสั่นไหวที่รุนแรงได้ โดยไม่สูญเสียความแข็งแรงขององค์อาคารโดยรวม หรือสูญเสียน้อยมาก อย่างไรก็ตาม หลังการเกิดแผ่นดินไหว Northridge พบว่า โครงข้อแข็งจำนวนมากเกิดรอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อระหว่างคาน-เสา และต่อมาพบอีกว่ารอยแตกร้าวเหล่านี้เป็นรอยแตกแบบเปราะ ทำให้วิศวกรส่วนใหญ่มีความกังวลถึงองค์ความรู้และมาตรฐานในการออกแบบ โครงข้อแข็งเหล็กที่ใช้อยู่ขณะนั้น (ก่อนปี 1994) อาจมีข้อบกพร่องจำเป็นต้องทำการศึกษาเพิ่มเติม การศึกษานี้มีจุดมุ่งหมาย เพื่อศึกษาพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสาเหล็ก ที่มีรายละเอียดตามการก่อสร้างในประเทศไทย เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีไฟไนติเม้นต์ โดยเริ่มจากการสร้างแบบจำลองไฟไนติเม้นต์ของข้อต่อคาน-เสาชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web (ExBSh1C) ทำการวิเคราะห์แบบจำลอง ExBSh1C นำผลที่ได้จากการวิเคราะห์ เปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบชิ้นงานจริง จากนั้นจะทำการปรับรายละเอียดแบบจำลอง ExBSh1C ให้มีรายละเอียดของแบบจำลอง ตามรายละเอียดการก่อสร้างในประเทศไทย แบบเชื่อมรอบหน้าตัดคาน (ExTSh1C) ผลการวิเคราะห์แบบจำลอง ExBSh1C แสดงให้เห็นว่าแบบจำลองไฟไนติเม้นต์ที่พัฒนาขึ้นมา มีความแม่นยำ ถูกต้องสูง แรงตอบสนองสูงสุดของแบบจำลองมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบชิ้นงาน และแบบจำลองสามารถแสดงตำแหน่งการครากของข้อต่อได้ตรงกับผลที่ได้จากการทดสอบ เมื่อพิจารณาจากผลการวิเคราะห์แบบจำลอง ExTSh1C จะพบว่าแบบจำลองนี้มีพฤติกรรมด้านการรับแรงและการกระจายความเค้นได้ดีกว่า ดังนั้นจึงอาจสรุปได้ว่าข้อต่อประเภทเชื่อมรอบหน้าตัดคาน อาจมีพฤติกรรมและศักยภาพในการรับแรงแผ่นดินไหวได้ดีกว่าข้อต่อประเภท Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web

คำสำคัญ: ข้อต่อคาน-เสา, แบบจำลองไฟไนติเม้นต์, การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนติเม้นต์, ข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web, ข้อต่อชนิดเชื่อมรอบหน้าตัดคาน

Abstract

Prior to the 1994 Northridge earthquake, structural engineers believed that welded steel moment-resisting frame building would provide outstanding performance in earthquakes, exhibiting ductile behavior and resisting very strong ground motions without substantial degradation of their structural capacity. However, the discovery of brittle fracture damage in many steel moment frame buildings after the earthquake revealed substantial misunderstanding the ways engineers previously designed and constructed such steel structures. The research presented herein focused on investigating behavior of the beam-column connection constructed by Thai practice using finite element analysis. First, the finite element (FE) model of welded unreinforced flanges-bolted web beam-column connection (ExBSp1C) was developed and analyzed. The inelastic analysis results of ExBSp1C model included material nonlinearity and cyclic loading scheme were verified with an available full-scale connection tested at the University of Michigan. Guided by ExBSp1C model, a new FE model representing a connection constructed by Thai practice with fully welded beam to column (ExTSp1C) was developed. The FE analysis of this connection was aimed to investigate behavior and potential of such a type of the beam-column connection subjected to an earthquake.

The analytical results of ExBSp1C model showed excellent agreement with the experiment, globally and locally. The high von-Mises stress regions exceptionally matched yielding areas of the tested specimen. Based on the analytical results, ExTSp1C model indicated better behavior than the other model in terms of strength and behavior. Therefore, it can lead to conclude that the connection with fully welded beam to column may perform better than the US typical detailed connection during earthquake.

Keywords: Beam-Column Connection, Finite Element Model, Finite Element Analysis, Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web Connection, Fully Welded Connection

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัย เรื่องการศึกษาความพร้อมองค์อาคารข้อต่อคาน-เสาเหล็กในประเทศไทยเพื่อรับแรง
แผ่นดินไหว ได้รับทุนสนับสนุนโครงการวิจัยนวัตกรรมเพื่อถ่ายทอดเทคโนโลยีสู่ชุมชนฐานราก
ประจำปีงบประมาณ 2550 สำนักงานคณะกรรมการการอุดมศึกษา ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ. ที่นี้

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ก
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	ข
กิตติกรรมประกาศ	ค
สารบัญ	ง
สารบัญตาราง	ช
สารบัญรูป	ณ
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 ความเป็นมาและแรงจูงใจในการทำงานวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย	3
1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	4
บทที่ 2 ข้อต่อคาน-เสาเหล็กและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	
2.1 บทนำ	5
2.2 ข้อต่อคาน-เสาเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web	5
2.3 ข้อต่อคาน-เสาเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย	8
2.4 รูปแบบความเสียหายของข้อต่อคาน-เสาเหล็กชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web	9

2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับข้อต่อคาน-เสาเหล็ก	12
บทที่ 3 การพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของข้อต่อคาน-เสาเหล็ก	
3.1 บทนำ	18
3.2 ไดอะแกรมโมเมนต์คัตของโครงข้อแข็งเหล็กเมื่อรับแรงกระทำด้านข้าง	18
3.3 ชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element)	20
3.4 ความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress) กับความเครียด (Strain) ของเหล็กที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง	21
3.5 การจำลองแรงกระทำแบบสถิต (แรงวิงจอร์)	21
3.6 คุณสมบัติการยึดรั้งที่ปลายเสาด้านบนและล่าง	23
3.7 ค่าต่างๆ ที่ใช้ในการประเมินผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	23
3.8 การประเมินพฤติกรรมของแบบจำลองข้อต่อคาน-เสาเหล็ก	23
3.9 การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	25
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web (ExBSh1C)	
4.1 บทนำ	28
4.2 ข้อต่อคาน-เสาชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ทดสอบ ที่มหาวิทยาลัยแห่งรัฐมิชิแกน และแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ExBSh1C	28
4.3 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์กับ ผลการทดสอบชิ้นงาน	31
4.4 การวิเคราะห์พฤติกรรมองค์รวมของแบบจำลอง ExBSh1C	35

4.5 การวิเคราะห์พฤติกรรมองค์ประกอบย่อยของแบบจำลอง ExBSh1C	38
บทที่ 5 ผลการวิเคราะห์ไฟฟ้าในอิลิเมนต์ข้อต่อชนิดก่อสร้างในประเทศไทย (ExTSh1C)	
5.1 บทนำ	48
5.2 แบบจำลองไฟฟ้าในอิลิเมนต์ข้อต่อคาน-เสา ชนิดที่มีรายละเอียด ตามการก่อสร้างในประเทศไทย (ExTSh1C)	48
5.3 การวิเคราะห์พฤติกรรมองค์รวมของแบบจำลอง ExTSh1C	50
5.4 การวิเคราะห์พฤติกรรมองค์ประกอบย่อยของแบบจำลอง ExTSh1C	53
บทที่ 6 สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ	61
เอกสารอ้างอิง	63

สารบัญตาราง

	หน้า	
ตารางที่ 3.1	ขนาดกาน-เสาและลักษณะสำคัญของแบบจำลองไฟไนอิติเมนต์	27
ตารางที่ 4.1	แสดงขนาดหน้าตัดกานและเสาที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง ExBSh1C	30
ตารางที่ 4.2	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุดและตำแหน่งที่เกิด สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBSh1C	38
ตารางที่ 4.3	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด บริเวณ Access Hole ของแบบจำลอง ExBSh1C	39
ตารางที่ 4.4	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด บนแผ่น Shear Tab ของแบบจำลอง ExBSh1C	42
ตารางที่ 4.5	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด บนแผ่น Continuity Plate และปีกคานบนของแบบจำลอง ExBSh1C	44
ตารางที่ 4.6	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด ในแผ่น Panel Zone ของแบบจำลอง ExBSh1C	46
ตาราง 5.1	สรุปค่าความเค้น von-Mises และตำแหน่งที่เกิดตามสภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExTSh1C	50
ตารางที่ 5.2	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด ได้ปีกคานบน ของแบบจำลอง ExTSh1C	53
ตารางที่ 5.3	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด บนแผ่นเอวคานติดกับ หน้าเสาของแบบจำลอง ExTSh1C	55
ตารางที่ 5.4	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด ในแผ่น Continuity Plate	57

และปีกคานบนของแบบจำลอง ExTSh1C

ตารางที่ 5.5 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด ในแผ่น Panel Zone

59

ของแบบจำลอง ExTSh1C

,

สารบัญรูป

		หน้า
รูปที่ 2.1	รูปข้อต่อแบบถ่ายโมเมนต์ของเสาต้นใน (Interior Column)	6
รูปที่ 2.2	รูปข้อต่อแบบถ่ายโมเมนต์ของเสาต้นริม (Exterior column)	8
รูปที่ 2.3	แสดงจุดต่อระหว่างคาน-เสา ที่นิยมใช้ในประเทศไทย	9
รูปที่ 2.4	รูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นในบริเวณข้อต่อของ โครงสร้างเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์ [7]	10
รูปที่ 2.5	รูปแบบรอยแตกที่เกิดขึ้นกับข้อต่อคาน-เสาใน โครงข้อแข็งเหล็ก [6]	12
รูปที่ 2.6	การไหลของความเค้นสูงสุดบริเวณข้อต่อคาน-เสาจากการวิเคราะห์ ด้วยวิธีไฟไนติเม้นต์ [14]	13
รูปที่ 2.7	การกระจายตัวของความเค้นเฉือนในแผ่น Shear Tab วิเคราะห์ ด้วยวิธีไฟไนติเม้นต์ [14]	14
รูปที่ 2.8	ปริมาณแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในปีกคานและแผ่น Shear Tab บริเวณข้อต่อ จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนติเม้นต์ [14]	14
รูปที่ 2.9	พฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของข้อต่อคาน-เสาชนิด Pre-Northridge [10]	15
รูปที่ 3.1	โครงข้อแข็งเหล็กเมื่อมีการรับแรงแผ่นดินไหว	19
รูปที่ 3.2	ชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element)	20
รูปที่ 3.3	ความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress) กับความเครียด (Strain) ของวัสดุที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง	21
รูปที่ 3.4	ลักษณะการใส่แรงวิฤจักรจำลองกับแบบจำลองไฟไนติเม้นต์ของเสาต้นริม	22

รูปที่ 3.5	แรงวัฏจักรจำลองสำหรับการทดสอบชิ้นงานขนาดใหญ่ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว (SAC 1997)	22
รูปที่ 3.6	แสดงบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างคาน-เสา ที่ใช้แสดงพฤติกรรมองค์รอบของแบบจำลอง	24
รูปที่ 3.7	แสดงองค์ประกอบย่อยของข้อต่อคาน-เสาที่ใช้แสดงพฤติกรรม องค์ประกอบย่อยของแบบจำลอง	24
รูปที่ 3.8	ลักษณะแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์แบบเท่าขนาดจริง (Full Model)	25
รูปที่ 3.9	รายละเอียดที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ของเสาดันริม	26
รูปที่ 3.10	รายละเอียดที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองชนิดก่อสร้างในประเทศ	26
รูปที่ 3.11	แสดงชื่อแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ที่ใช้ในการศึกษา	27
รูปที่ 4.1	แสดงขนาดและการติดตั้งชิ้นงานที่ทดสอบที่มหาวิทยาลัยแห่งรัฐมิชิแกน	30
รูปที่ 4.2	แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ ExBSh1C	31
รูปที่ 4.3	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงตอบสนองที่ตำแหน่งปลายคาน กับระยะเคลื่อนที่ของปลายคาน	32
รูปที่ 4.4	แสดงค่าความเค้น von-Mises ของแบบจำลอง ExBSh1C และรูปถ่ายจากการทดสอบที่ระยะปลายคานเคลื่อนที่เท่ากับ 4.27 นิ้ว	34
รูปที่ 4.5	แรงตอบสนองที่ปลายคานกับระยะเคลื่อนที่ของปลายคาน ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBSh1C	36
รูปที่ 4.6	แสดงค่าความเค้น von-Mises ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBSh1C	37

รูปที่ 4.7	แสดงค่าความเค้น von-Mises ที่บริเวณ Access Hole ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBSh1C	40
รูปที่ 4.8	แสดงลักษณะการแตกของปีกคานด้านผิวบน ที่บริเวณ Access Hole ของชิ้นงานทดสอบ	41
รูปที่ 4.9	แสดงค่าความเค้น von-Mises บนแผ่น Shear Tab ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBSh1C	43
รูปที่ 4.10	แสดงค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Continuity Plate และปีกคานบนติดกับหน้าเสา ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBSh1C	45
รูปที่ 4.11	แสดงค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Panel Zone ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBSh1C	47
รูปที่ 5.1	แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ExTSh1C	49
รูปที่ 5.2	แรงตอบสนองที่ปลายคานกับระยะเคลื่อนที่ของปลายคาน ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExTSh1C	51
รูปที่ 5.3	แสดงค่าความเค้น von-Mises ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExTSh1C	52
รูปที่ 5.4	แสดงค่าความเค้น von-Mises ใต้ปีกคานบนที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExTSh1C	54
รูปที่ 5.5	แสดงค่าความเค้น von-Mises บนแผ่นเอวคานติดกับหน้าเสา ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExTSh1C	56
รูปที่ 5.6	แสดงค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Continuity Plate และปีกคานบน ของแบบจำลอง ExTSh1C ติดกับหน้าเสาที่สภาวะ 1-6	58

รูปที่ 5.7 แสดงค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Panel Zone

60

ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExTSh1C

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและแรงจูงใจในการทำงานวิจัย

จากอดีตจนถึงปัจจุบัน โครงสร้างเหล็กได้รับการยอมรับโดยทั่วไปว่าเป็นโครงสร้างที่มีความแข็งแรง และยืดหยุ่นเพียงพอที่จะใช้รับแรงลมและแรงแผ่นดินไหว โดยวิศวกรส่วนใหญ่เชื่อว่า โครงสร้างเหล็กจะไม่เสียหายหรือเกิดความเสียหายน้อยมากเมื่อเกิดแผ่นดินไหว พฤติกรรมของ โครงสร้างเหล็กจะขึ้นอยู่กับพฤติกรรมของข้อต่อระหว่างเสา-คาน (Beam-to-column connections) และ ระบบการยึดรั้ง (Bracing) เป็นหลัก โดยพลังงานที่เกิดขึ้นจากแรงแผ่นดินไหว ควรจะถูกสลายไปที่ บริเวณข้อต่อและองค์อาคารยึดรั้งเป็นส่วนใหญ่ ดังนั้นที่บริเวณข้อต่อและองค์อาคารยึดรั้งควรมี ความเหนียว (Ductility) ที่สูงที่สามารถรองรับการเปลี่ยนรูปที่จะเกิดจากแผ่นดินไหวได้โดยไม่มีการ แตกร้าว

อย่างไรก็ตาม เมื่อวันที่ 17 มกราคม ค.ศ. 1994 ได้เกิดแผ่นดินไหวขนาดปานกลางขึ้นที่เมือง เล็กๆ ชื่อ Northridge ใกล้กับเมือง Los Angeles ซึ่งต่อมาถูกเรียกชื่อว่า แผ่นดินไหว Northridge แผ่นดินไหวนี้ได้สร้างความสูญเสียอย่างใหญ่และเป็นบริเวณกว้าง ค่าความสูญเสียประมาณ 30 พันล้าน เหรียญ เมื่อเริ่มสำรวจพบว่า ความเสียหายที่เกิดขึ้น ส่วนใหญ่เกิดขึ้นกับโครงสร้างที่มีความยืดหยุ่นต่ำ เช่น อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก อาคารจอดรถที่สร้างจากคอนกรีตอัดแรง ซึ่งโครงสร้างเหล่านี้พังทลาย ทั้งอาคาร ส่วนองค์อาคารเหล็กนั้น พบความเสียหายเพียงเล็กน้อยและไม่พบการพังทลายของอาคาร เหล็กเลย อย่างไรก็ตามเมื่อทำการสำรวจภายในโดยละเอียดพบว่า มีรอยแตกเกิดขึ้นที่บริเวณข้อต่อคาน- เสาเป็นจำนวนมากกว่า 100 อาคาร ในบริเวณที่เกิดแผ่นดินไหว ถึงแม้ว่าอาคารเหล็กเหล่านั้นจะเป็น อาคารใหม่และถูกสร้างภายใต้มาตรฐานการออกแบบที่ใช้อยู่ในขณะนั้น

องค์อาคารเหล็กที่พบในเมือง Northridge นั้น ส่วนใหญ่เป็นโครงข้อแข็งแบบพิเศษ (Special Moment Frame, SMF) ซึ่งจากข้อกำหนดในมาตรฐานการออกแบบ AISC ระบุว่า โครงข้อแข็งเหล็ก ประเภทนี้ มีความยืดหยุ่นสูงสุด ซึ่งจะต้องสามารถรองรับการหมุนได้ไม่น้อยกว่า 0.03 radians เมื่อรับ แรงแผ่นดินไหว อย่างไรก็ตามความเสียหายที่ตรวจพบในอาคารกลับเป็นการแตกแบบเปราะที่ บริเวณรอยต่อคาน-เสาเป็นส่วนใหญ่ การค้นพบนี้แสดงให้เห็นว่าโครงข้อแข็งที่ออกแบบตามมาตรฐาน

ก่อนปี 1994 นั้น มีความเหนียวต่ำกว่าที่ควรจะเป็นอย่างมาก เกิดคำถามขึ้นมากมาย รวมถึงคำถามเกี่ยวกับความถูกต้องของมาตรฐานการออกแบบที่ใช้ ความปลอดภัยของอาคารเหล็กที่ยังใช้งานอยู่ในปัจจุบัน และควรปรับปรุงหรือมีมาตรฐานการออกแบบของอาคารเหล่านี้ใหม่หรือไม่ เป็นต้น โดยภาพรวมทำให้ความเชื่อมั่นในการออกแบบและการใช้งานของโครงสร้างแบบพิเศษนี้ลดลงเป็นอย่างมาก หลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว Federal Emergency Management Agency (FEMA) ได้ริเริ่มโครงการศึกษาวิจัยของอาคารเหล็กแบบต่างๆ ที่เกิดหรืออาจเกิดผลกระทบจากแผ่นดินไหว โครงการวิจัยมีระยะเวลา 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) รวมถึงนักวิจัยและผู้เชี่ยวชาญในสาขาวิชาต่างๆ ที่เกี่ยวข้องตามมหาวิทยาลัยต่างๆ ในประเทศสหรัฐอเมริกา แผนงานวิจัยแบ่งเป็น 2 ช่วง โดยช่วงที่หนึ่งได้ดำเนินการเสร็จเมื่อเดือนสิงหาคม ค.ศ. 1995 และช่วงที่สองเสร็จสิ้นเมื่อเดือนธันวาคม ค.ศ. 2000 วัตถุประสงค์ของการวิจัยแบ่งออกเป็น 3 หัวข้อใหญ่ดังนี้

- 1) เพื่อศึกษาหาสาเหตุ และประเมินความเสียหาย ที่จะเกิดขึ้นกับองค์อาคาร โครงสร้างเหล็กหลังรับแรงแผ่นดินไหว รวมถึงวิธีการซ่อมแซมองค์อาคารเหล่านั้น
- 2) เพื่อศึกษาตรวจสอบ และประเมินความเสี่ยง ที่อาจเกิดขึ้นกับองค์อาคาร โครงสร้างเหล็ก รวมถึงการซ่อมเสริมอาคารก่อนรับแรงแผ่นดินไหว
- 3) เพื่อกำหนดแนวทางการออกแบบ และการก่อสร้างองค์อาคารเหล็กใหม่ ที่จะใช้ในอนาคตเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว

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

สำหรับประเทศไทยนั้น ยังไม่เคยมีการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงสร้างเหล็กที่ออกแบบโดยใช้มาตรฐานการออกแบบของประเทศไทยภายใต้แผ่นดินไหวอย่างจริงจัง และยังไม่มีความรู้มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็กเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวโดยตรง ดังนั้นทำให้ปัญหาต่างๆ ที่กล่าวมาแล้วข้างต้น อาจเกิดขึ้นกับโครงสร้างเหล็กเหล่านี้ได้เหมือนกับที่เกิดขึ้นมาแล้วในประเทศอื่นๆ เมื่อเกิดแผ่นดินไหว นอกจากนี้รายละเอียดของการก่อสร้าง โครงสร้างเหล็กในประเทศไทย ก็แตกต่างไปจากมาตรฐานของประเทศอื่น ๆ ซึ่งรายละเอียดการก่อสร้างนี้ส่วนใหญ่จะเป็นบริเวณข้อต่อ รอยต่อ และระบบยึดรั้ง ซึ่งส่วนเหล่านี้มีความสำคัญอย่างยิ่งในการดูดซับพลังงานจากแผ่นดินไหว รายละเอียดการ

ก่อสร้างที่ใช้ในประเทศไทยเหล่านี้ ยังมิได้รับการศึกษาอย่างจริงจังถึงศักยภาพและพฤติกรรมเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว การนำมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็กในต่างประเทศมาใช้โดยตรงอาจเป็นการสิ้นเปลือง และอาจเป็นการไม่ถูกต้องเนื่องจากพฤติกรรมของ โครงสร้างเหล็กในประเทศไทยอาจแตกต่างกับพฤติกรรมของ โครงสร้างเหล็กในต่างประเทศ ดังนั้นการศึกษาวิจัยนี้จะเป็นการรวบรวม วิเคราะห์ และนำเสนอข้อมูลที่มีความสำคัญและจำเป็นต่อ โครงสร้างเหล็กที่ก่อสร้างอยู่ในประเทศไทย ซึ่งถูกออกแบบสำหรับรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง และแรงลมเท่านั้น จากนั้นจะทำการประเมิน พฤติกรรมของ โครงสร้างนี้ว่าจะมีพฤติกรรมอย่างไรเมื่อต้องถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำ มีความสามารถ และศักยภาพในการต้านแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับใด โดยจะเน้นที่องค์อาคารที่เป็นจุดอ่อนต่อการ ต้านทานแผ่นดินไหว คือ ข้อต่อคาน-เสา

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

- 1) เพื่อรวบรวมข้อมูลวิธีการออกแบบ โครงสร้างเหล็กและข้อมูลเกี่ยวรายละเอียดการก่อสร้าง โครงสร้างเหล็กในประเทศไทย (Typical Detail) โดยเฉพาะบริเวณข้อต่อ
- 2) เพื่อศึกษาพฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสาใน โครงสร้างเหล็กที่ก่อสร้างโดยใช้มาตรฐานการ ก่อสร้างของประเทศไทย ภายใต้แรงแผ่นดินไหว ด้วยโปรแกรมไฟไนติเม้นต์
- 3) เพื่อประเมินข้อต่อคาน-เสา ที่เป็นตัวแทนของมาตรฐานการก่อสร้างในประเทศไทย ด้าน ความสามารถในการรับกำลัง ลักษณะการพังและข้อบกพร่องที่อาจมี ในการต้านทานแรงและ การเปลี่ยนรูปที่อาจจะเกิดขึ้นกับข้อต่อภายใต้แรงแผ่นดินไหว ด้วยโปรแกรมไฟไนติเม้นต์

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

- 1) รวบรวมข้อมูลโครงสร้างเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย โดยมุ่งเน้นไปที่รอยต่อระหว่างคาน กับเสา เพื่อเป็นตัวแทนข้อต่อคาน-เสาเหล็กในประเทศไทย
- 2) พัฒนาแบบจำลองไฟไนติเม้นต์ของข้อต่อคาน-เสา เหล็กชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ทำการวิเคราะห์แบบจำลองนี้เพื่อศึกษาพฤติกรรมของข้อต่อเมื่อรับแรง แผ่นดินไหวเทียบกับผลการทดสอบชิ้นงานขนาดเท่า โครงสร้างจริง

- 3) ประยุกต์ใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในข้อ 2 โดยทำการปรับเปลี่ยนรายละเอียดบริเวณรอยต่อระหว่างคานกับเสาให้เหมือนกับรายละเอียดที่ก่อสร้างในประเทศไทย
- 4) นำเสนอพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสาเหล็กที่สร้างในประเทศไทยเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว
- 5) เสนอแนะศักยภาพของข้อต่อคาน-เสาเหล็กในประเทศไทยในการรับแรงแผ่นดินไหว

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) สามารถพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของข้อต่อคาน-เสาเหล็กชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ที่ให้ผลการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับผลการทดสอบชิ้นงานจริง
- 2) สามารถพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของข้อต่อคาน-เสาเหล็ก ชนิดที่ก่อสร้างตามการก่อสร้างในประเทศไทย
- 3) ทำให้ทราบพฤติกรรมและศักยภาพของข้อต่อคาน-เสาเหล็กในประเทศไทยเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว

บทที่ 2

ข้อต่อคาน-เสาเหล็กและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 บทนำ

สำหรับโครงสร้างทุกประเภทที่ออกแบบให้รับแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว ข้อกำหนดที่สำคัญคือการยึดต่อองค์ประกอบทุกส่วนให้ทำหน้าที่เป็นหนึ่งเดียวและที่สำคัญที่สุดก็คือรอยต่อและข้อต่อระหว่างองค์ประกอบหลักของโครงสร้าง เช่น คาน เสา เป็นต้น จึงเป็นสิ่งจำเป็นที่ข้อต่อจะต้องมีประสิทธิภาพมากกว่าความสามารถในการรับแรงขององค์ประกอบหลักของโครงสร้าง เพื่อให้การถ่ายเทแรงไปสู่โครงสร้างหลักได้อย่างมีประสิทธิภาพ การป้องกันการพังทลายของโครงสร้างขณะเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ จะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติขององค์ประกอบหลักและส่วนของข้อต่อ ซึ่งข้อต่อจะต้องแข็งแรงเพียงพอที่จะรับแรงที่เกิดขึ้น โดยแรงที่ใช้ในการออกแบบข้อต่อมีดังนี้ แรงเฉือน แนวนอน แรงตามแนวแกน แรงคดและบิด ส่วนการถ่ายแรงเฉือนสู่องค์ประกอบของโครงสร้างและส่วนข้อต่อจะต้องกระทำให้อึดถาวร และให้สอดคล้องกับสมมติฐานของการกระจายแรง

2.2 ข้อต่อคาน-เสาเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web

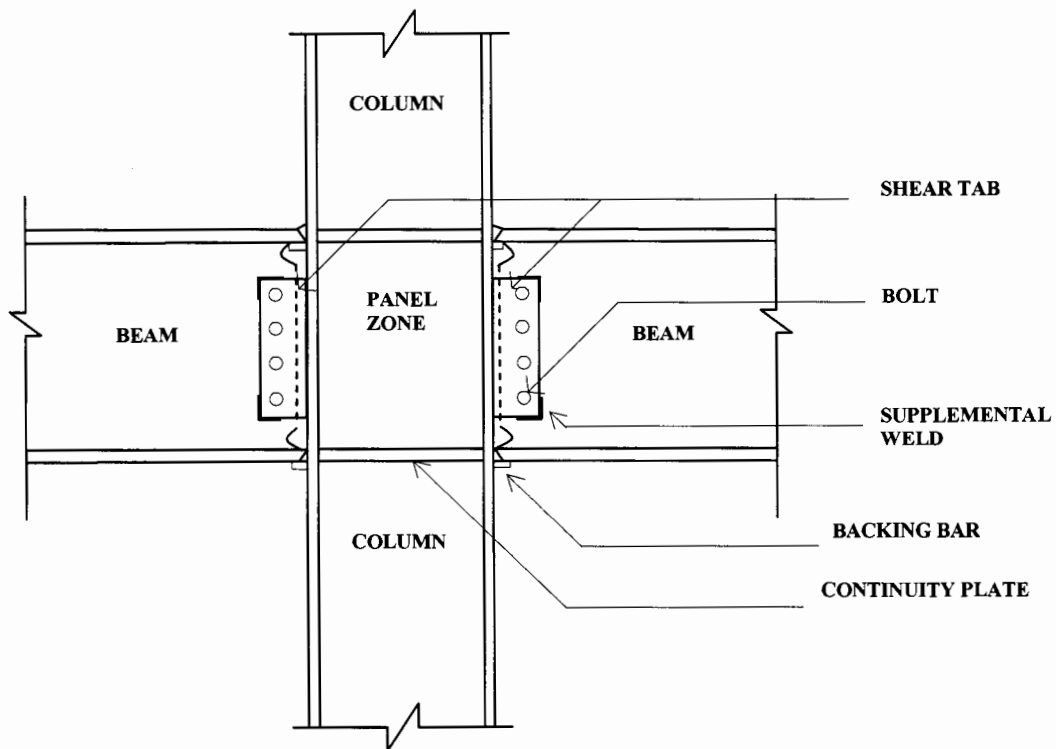
มาตรฐานการออกแบบ AISC ปี 2005 สำหรับโครงข้อแข็งรับแรงแผ่นดินไหว (AISC Seismic Provision 2005) ได้กำหนดให้โครงข้อแข็งแบบพิเศษ (SMF) ต้องมีความสามารถรองรับการหมุนได้อย่างน้อย 0.04 radians ส่วนโครงข้อแข็งแบบกลาง (IMF) จะต้องหมุนได้อย่างน้อย 0.02 radians และ 0.01 radians สำหรับโครงข้อแข็งแบบธรรมดา (OMF) ทั้งนี้สำหรับโครงข้อแข็งแบบธรรมดา AISC ได้กำหนดให้พฤติกรรมขององค์อาคารอยู่ในช่วงอิลาสติกเท่านั้นหรือมีช่วงอินอิลาสติกน้อยมาก จึงได้กำหนดการหมุนของข้อต่อไว้เพียง 0.01 radians เท่านั้น ข้อกำหนดเหล่านี้เป็นไปตามผลการศึกษาของ SAC ซึ่งตีพิมพ์ในเอกสาร FEMA 350 ผู้อ่านสามารถหาข้อมูลเพิ่มเติมได้จากหนังสืออ้างอิง [5, 8] นอกจากนี้ ทั้ง FEMA 350 และมาตรฐานการออกแบบ AISC 2005 ได้กำหนดชนิดข้อต่อที่สามารถนำมาใช้ในโครงข้อแข็งชนิดต่างๆ ไว้ด้วย ในรายงานของ FEMA 350 ได้กำหนดชนิดข้อต่อที่เหมาะสม (Prequalified Connections) โดยมีรายละเอียดดังนี้

- 1) ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ใช้ได้กับโครงข้อแข็งแบบกลาง
- 2) ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Welded Web ใช้ได้กับโครงข้อแข็งแบบกลางและพิเศษ

- 3) ชนิด Free Flange ใช้ได้กับ โครงข้อแข็งแบบกลาง และพิเศษ
- 4) ชนิด Reduced Beam Section ใช้ได้กับ โครงข้อแข็งแบบกลาง และพิเศษ
- 5) ชนิด Welded Flange Plate ใช้ได้กับ โครงข้อแข็งแบบกลาง และพิเศษ

อย่างไรก็ตาม มาตรฐานการออกแบบ AISC ได้กำหนดเฉพาะข้อต่อชนิด Reduced Beam Section ไว้ใน มาตรฐานปี 2005 เท่านั้น มิได้รับเอาข้อเสนอแนะทั้งหมดจาก FEMA 350 มาไว้ในมาตรฐานสำหรับ โครงข้อแข็งเหล็กชนิด Welded Fully Restrained Connection Types

สำหรับการศึกษาในส่วนการพัฒนาแบบจำลองไฟไนติเมนต์ ผู้วิจัยจะทำการศึกษาข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ซึ่งถูกระบุโดย AISC ให้ใช้ได้กับ โครงข้อแข็งแบบกลาง สาเหตุที่มุ่งการศึกษาไปที่ข้อต่อชนิดนี้เพราะ ผู้วิจัยมีผลการทดสอบชิ้นงานขนาดใหญ่ข้อต่อประเภทนี้ จึงทำให้สามารถเปรียบเทียบผลความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนติเมนต์ ได้ดีกว่าข้อต่อประเภท อื่นๆ จากนั้นเมื่อได้แบบจำลองที่ถูกต้องแล้ว ก็จะสามารถปรับแบบจำลองนี้ให้มีรายละเอียดบริเวณข้อ ต่อคาน-เสาให้ใกล้เคียงกับรายละเอียดการก่อสร้างในประเทศไทย และทำการวิเคราะห์แบบจำลองใหม่ ต่อไป รายละเอียดของข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web มีดังนี้



รูปที่ 2.1 รูปข้อต่อแบบถ่ายโมเมนต์ของเสาต้นใน (Interior Column)

รูปที่ 2.1 แสดงข้อต่อแบบถ่ายโมเมนต์ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ของเสาต้นใน (Interior column) ของโครงสร้างเหล็กตามมาตรฐานการออกแบบ AISC 2005 ซึ่งเป็นข้อต่อที่ต่อระหว่างเสาและคาน 2 ชั้น ในลักษณะสมมาตรด้านซ้ายและขวา จากรูปแสดงส่วนประกอบของข้อต่อซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

Column คือ เสาเหล็กซึ่งเป็นองค์ประกอบหลักของโครงสร้าง โดยทั่วไปจะเป็นแบบ W Shapes สำหรับประเทศสหรัฐอเมริกา

Beam คือ คานเหล็ก เป็นองค์ประกอบหลักของโครงสร้างเช่นเดียวกับ Column

Shear Tab คือ แผ่นประกบรับแรงเฉือน ซึ่งเป็นแผ่นเหล็กที่เชื่อมติดกับส่วนปีกของเสา ใช้ยึดส่วนของโครงสร้างโดยเป็นส่วนสำคัญในการรับแรงเฉือนในแนวตั้งของข้อต่อ

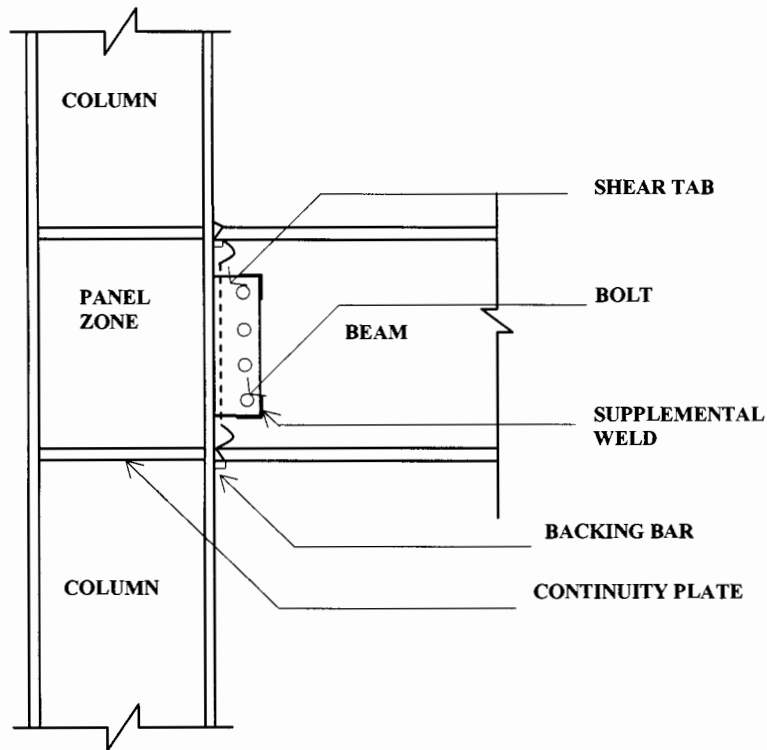
Bolt เป็นสลักเกลียวเหล็กที่ใช้ยึด Shear Tab เข้ากับคาน ขนาดของ Bolt จะขึ้นอยู่กับมาตรฐานของการออกแบบ

Continuity Plate คือแผ่นเหล็กที่อยู่ระหว่างปีกของเสา ซึ่งทำหน้าที่ถ่ายแรงจากคานเข้าสู่ส่วนแผ่นตั้งของเสา (Web)

Backing Bar คือแผ่นเหล็กที่ใช้ปิดเข้ากับรอยเชื่อมระหว่างส่วนปีกของคานและส่วนปีกของเสา

Access Hole คือ บริเวณที่ปลายแผ่นเอวของคานด้านบนและล่างที่ถูกคว้านออกเป็นรู เพื่อให้สะดวกต่อการเชื่อม

Supplemental Weld คือรอยเชื่อมเพื่อเสริมความแข็งแรงของจุดต่อระหว่าง Shear Tab และแผ่นตั้งของคาน

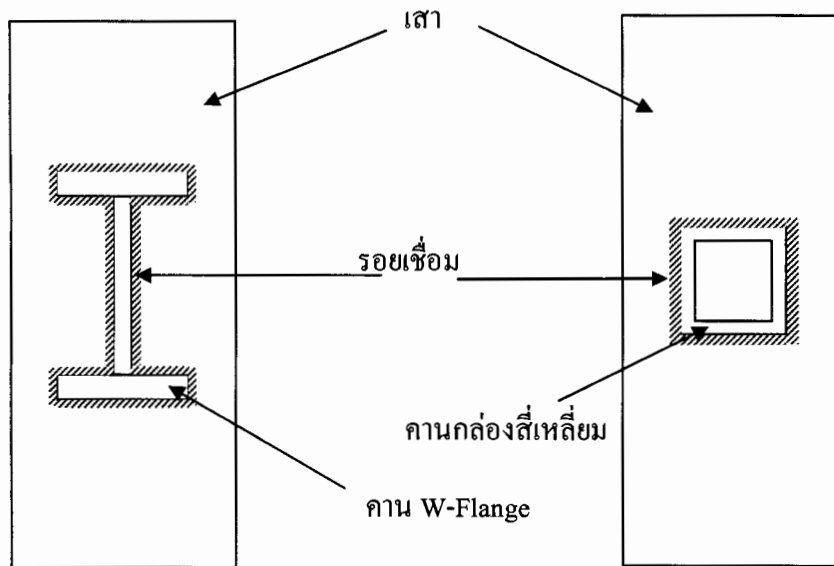


รูปที่ 2.2 รูปข้อต่อแบบถ่ายโมเมนต์ของเสาต้นริม (Exterior column)

รูปที่ 2.2 แสดงข้อต่อแบบถ่ายโมเมนต์ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ของเสาต้นริม (Exterior column) ซึ่งมีองค์ประกอบของข้อต่อเหมือนกับข้อต่อของเสาต้นใน (Interior column) ดังกล่าวข้างต้น แต่มีส่วนที่แตกต่างคือองค์ประกอบของโครงสร้างหลัก กล่าวคือจะมีคานเพียงด้านเดียวที่ต่อเข้ากับเสา ดังนั้นจึงเป็นข้อต่อที่ไม่สมมาตรด้วยองค์ประกอบหลัก ซึ่งข้อต่อในลักษณะนี้ จะถูกนำมาสร้างเป็นแบบจำลองสำหรับการศึกษาโครงการนี้

2.3 ข้อต่อคาน-เสาเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย

จากการรวบรวมข้อมูลการก่อสร้างโครงเหล็กในประเทศไทย เบื้องต้นพบข้อมูลว่า บริเวณจุดต่อระหว่างคาน-เสานี้ วิศวกรโยชามักนิยมออกแบบโดยใช้การเชื่อมต่อด้วยวัสดุเชื่อมเป็นหลัก โดยนิยมใส่รอยเชื่อมรอบบริเวณเส้นรอบรูปคานดังแสดงในรูปที่ 2.3

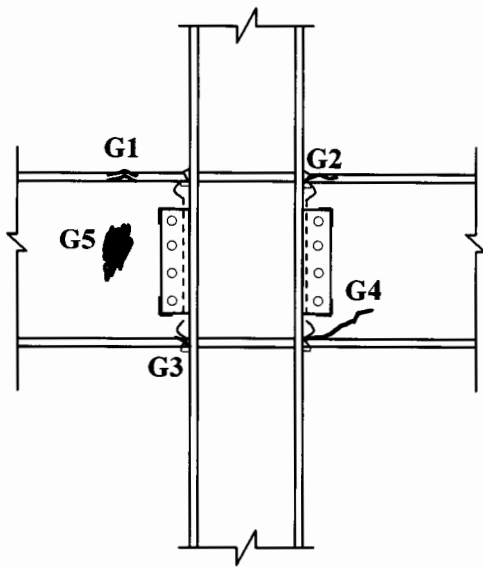


รูปที่ 2.3 แสดงจุดต่อระหว่างคาน-เสา ที่นิยมใช้ในประเทศไทย

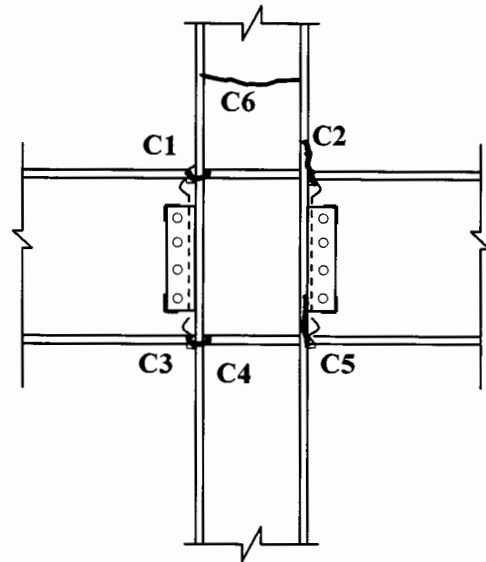
ดังนั้นจะเห็นได้ว่า คานสามารถส่งผ่านโมเมนต์ไปสู่เสาได้ ดังนั้นจึงถือว่าข้อต่อคาน-เสาเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย เป็นข้อต่อแบบถ่ายโมเมนต์ประเภทหนึ่ง เบื้องต้นจะเห็นว่า ข้อต่อคาน-เสาเหล็กในประเทศไทยนั้น มีลักษณะใกล้เคียงกับข้อต่อคาน-เสาเหล็กชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web มาก จะแตกต่างกันตรงบริเวณแผ่นเอวของคาน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

2.4 รูปแบบความเสียหายของข้อต่อคาน-เสาเหล็กชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web

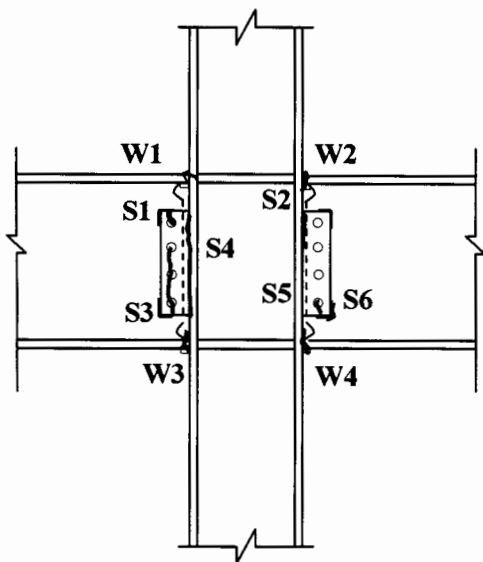
จากการศึกษารูปแบบความเสียหายของข้อต่อหลังจากเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งใหญ่ เมื่อปี ค.ศ. 1994 ที่เมือง Northridge ประเทศสหรัฐอเมริกา พบว่ารูปแบบความเสียหายของข้อต่อเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์สามารถจำแนกโดยละเอียดได้ดังรูปที่ 2.4



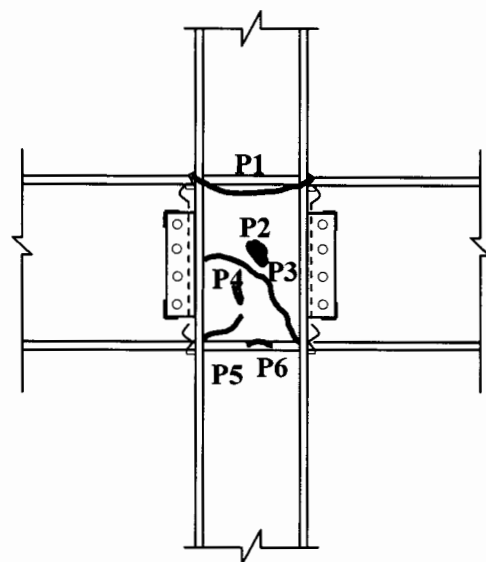
(ก) Girder Damage



(ข) Column Flange Damage



(ค) Weld and Shear Tab Damage



(ง) Panel Zone Damage

รูปที่ 2.4 รูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นในบริเวณข้อต่อของโครงสร้างเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์ [7]

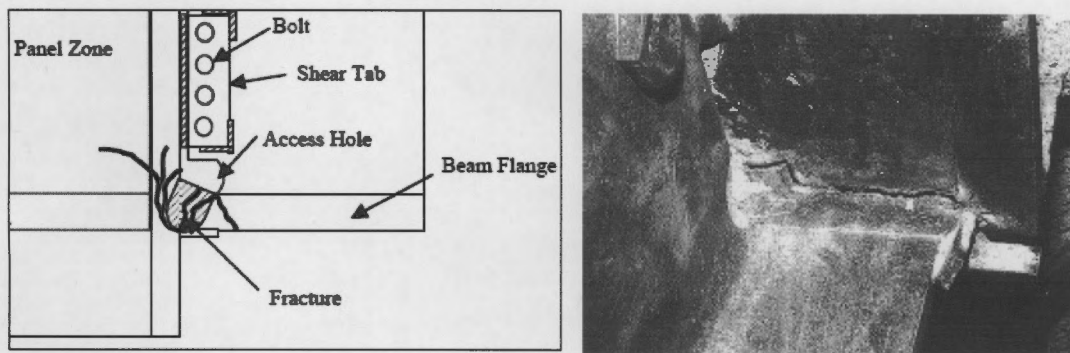
รูปที่ 2.4 สามารถอธิบายลักษณะรูปแบบความเสียหายได้ดังนี้

- 1) Girder Damage เป็นรูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นกับส่วนของคาน โดยมีรายละเอียดดังนี้ จุด G1 เกิดการค้ำงอในส่วนปีกของคาน จุด G2 การฉีกแตกในส่วนปีกบนของคานใกล้ๆกับรอยเชื่อม จุด G3 การฉีกแตกในส่วนปีกล่างของคานใกล้ๆกับรอยเชื่อม จุด G4 การฉีกแตกในแผ่นตั้งของคาน จุด G5 การบิดงอในส่วนแผ่นตั้งของคาน
- 2) Column Flange Damage เป็นรูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นกับส่วนปีกของเสา โดยมีรายละเอียดดังนี้ จุด C1 การฉีกขาดในส่วนปีกของเสาใกล้ๆรอยเชื่อมกับปีกบนของคาน จุด C2 การฉีกแตกในส่วนปีกของเสาใกล้ๆรอยเชื่อมกับปีกบนของคาน จุด C3 การฉีกแตกในส่วนปีกของเสาใกล้ๆรอยเชื่อมกับปีกล่างของคาน จุด C4 การฉีกขาดในส่วนปีกของเสาใกล้ๆรอยเชื่อมกับปีกล่างของคาน จุด C5 การฉีกขาดในส่วนปีกของเสาใกล้ๆรอยเชื่อมกับปีกล่างของคาน จุด C6 การฉีกแตกเป็นแนวยาวของส่วนปีกถึงอีกปีกของเสา
- 3) Weld and Shear Tab Damage เป็นรูปแบบความเสียหายที่เกิดกับส่วนรอยเชื่อมและส่วนแผ่นประกบรับแรงเฉือน โดยมีรายละเอียดดังนี้ จุด W1, W2, W3 และ W4 เป็นการฉีกแตกของรอยเชื่อมระหว่างส่วนปีกของเสาและส่วนปีกของคาน จุด S1 การฉีกแตกที่ขอบบนของแผ่นประกบที่ติดกับแผ่นตั้งของคาน จุด S2 และ S4 การฉีกแตกเป็นแนวยาวของแผ่นประกบในส่วนที่ติดกับปีกของเสา จุด S3 การฉีกแตกจากส่วนล่างของแผ่นประกบเข้าหารูของสลักเกลียว และจากรูของสลักเกลียวถึงอีกรูที่อยู่ติดกัน จุด S5 การฉีกขาดของสลักเกลียว และจุด S6 การฉีกแตกในส่วนรอยเชื่อมเสริมของแผ่นประกบรับแรงเฉือน
- 4) Panel Zone Damage เป็นรูปแบบความเสียหายที่เกิดกับส่วน Panel Zone โดยมีรายละเอียดดังนี้ จุด P1 การฉีกขาดเป็นแนวยาวจากส่วนปีกของเสาค้นแผ่นตั้งและเข้าหาอีกปีกหนึ่งของเสา จุด P2 การหักงอในส่วนแผ่นตั้งของเสา จุด P3 การฉีกขาดเป็นแนวยาวในส่วนแผ่นตั้งของเสา จุด P4 การฉีกขาดเป็นบางส่วนของแผ่นตั้งของเสา จุด P5 การฉีกแตกเป็นแนวยาวจากรอยเชื่อมที่มุมของแผ่นตั้งในส่วนของเสา และจุด P6 การโค้งงอเพียงบางส่วนของแผ่นคอนทิวนิตี

(Continuity Plates)

โดยสรุปรอยแตกที่เกิดขึ้นเป็นรอยแตกแบบเปราะ โดยส่วนใหญ่จะเกิดที่บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างคานและเสา โดยรอยแตกจะมีลักษณะที่คล้ายกันคือ มีจุดเริ่มต้นของการแตกที่ฐานของรอยเชื่อมกับ Backing Bar จากนั้นรูปแบบรอยแตกจะกระจายตัวออกผ่านปีกเสาค้นแผ่นเอวของเสา หรือบางรูปแบบจากจุดเริ่มต้นของรอยแตกอาจจะกระจายตัวตลอดฐานของรอยเชื่อมดังแสดงในรูปที่ 2 อาจกล่าวโดยสรุปได้ว่ารอยแตกนี้มีรูปแบบไม่แน่นอน อย่างไรก็ตามที่สรุปได้คือ รอยแตกจะมีจุดเริ่มจาก

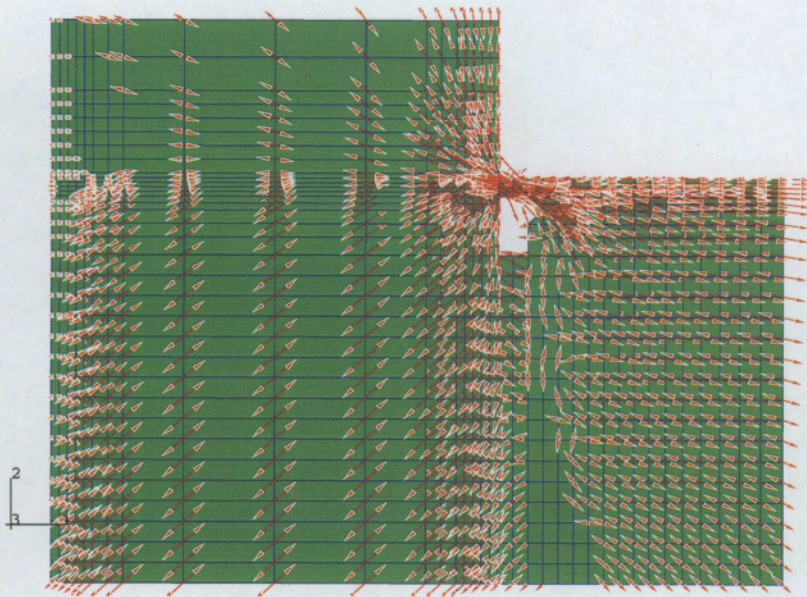
ฐานของรอยเชื่อมและ Backing Bar และรอยแตกที่พบมากอีกหนึ่งรูปแบบคือ รอยแตกของปีกคาน ซึ่ง มีจุดเริ่มต้นจากปลายของ Access Hole เข้าสู่ฐานรอยเชื่อม หรือผ่านความหนาของปีกคาน



รูปที่ 2.5 รูปแบบรอยแตกที่เกิดขึ้นกับข้อต่อคาน-เสาในโครงข้อแข็งเหล็ก [6]

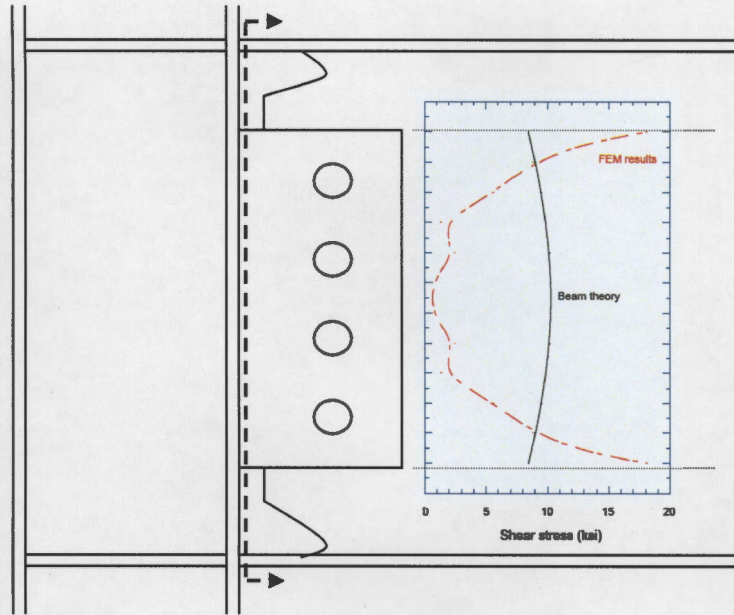
2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับข้อต่อคาน-เสาเหล็ก

จากการศึกษาของโครงการ SAC Joint Venture ช่วงที่ 1 และ 2 สรุปว่า รอยแตกที่เกิดขึ้นนั้น เป็นแบบเปราะ และเกิดได้จากหลายสาเหตุเช่น คุณภาพของการเชื่อม คุณภาพของวัสดุเชื่อม Backing Bar และอื่นๆ ที่บริเวณฐานของรอยเชื่อมระหว่าง Backing Bar และปีกเสาจจะเกิดช่องว่างเล็กๆขึ้น เมื่อช่างเชื่อมขาดความระมัดระวังจะทำให้เกิดการตกค้างของ Slag ซึ่งรอยแตกมักจะเริ่มต้นจากจุดนี้ จากการศึกษาด้วยวิธีไฟ-ไนอิลิเมนต์พบว่า จะมีความเค้นสูงสุดไหลผ่านจากคานสู่เสาโดยผ่านที่ตำแหน่งนี้มากที่สุดแสดงในรูปที่ 2.6 จากรูปแสดงอย่างชัดเจนว่า มีความเค้นสูงสุดไหลผ่านเข้าสู่เสาที่บริเวณปีกคานสูงมากเมื่อเทียบกับบริเวณแผ่น Shear Tab ดังนั้นถ้าจะเกิดรอยแตกจะต้องเกิดขึ้นที่บริเวณนี้ก่อน นอกจากนี้ยังพบว่าตามสมมุติฐานที่วิศวกรใช้ในการออกแบบ คือ แผ่น Shear Tab จะทำหน้าที่รับแรงเฉือนส่วนใหญ่ที่เกิดขึ้น และจะมีแรงเฉือนเพียงส่วนน้อยที่เกิดขึ้นในปีกคานตรงบริเวณรอยต่อนี้ โดยเป็นไปตามทฤษฎีของคาน (Beam Theory) อย่างไรก็ตาม ผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนอิลิเมนต์ แสดงให้เห็นว่ามีแรงเฉือนจำนวนมากเกิดขึ้นในปีกคาน ซึ่งอาจมีค่าสูงได้ถึงมากกว่า 60% ของแรงเฉือนทั้งหมดที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดตรงบริเวณนี้ นั่นหมายความว่าแผ่น Shear Tab จะรับแรงเฉือนเพียง 40% แสดงให้เห็นว่าปีกคานที่บริเวณนี้ต้องแบกรับแรงเฉือนที่วิศวกรมิได้คำนวณไว้ก่อน ซึ่งแรงเฉือนจำนวนมากนี้อาจเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้เกิดความเค้นสูงสุดที่บริเวณปีกคานมากที่สุด และนำไปสู่การเกิดรอยแตกขึ้นได้

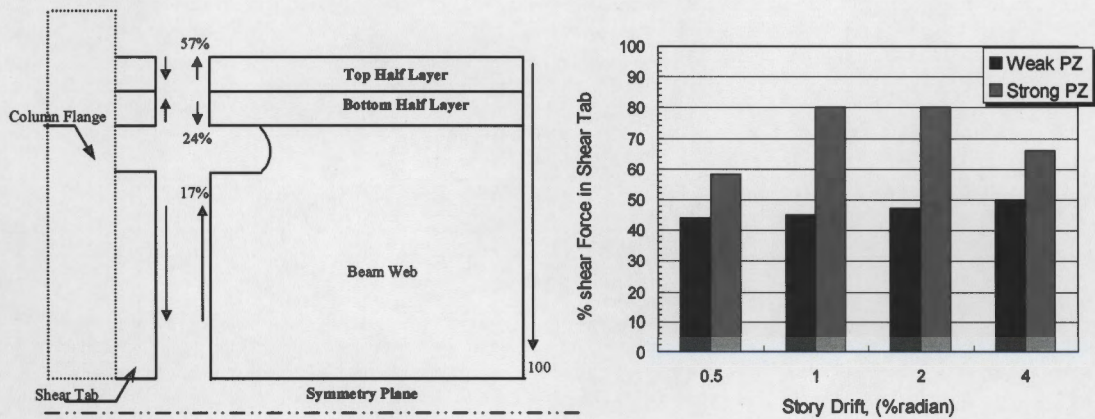


รูปที่ 2.6 การไหลของความเค้นสูงสุดบริเวณข้อต่อคาน-เสาจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ [14]

รูปที่ 2.6 แสดงการกระจายตัวของความเค้นเฉือนที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดที่ระยะ 0.25 นิ้วจากหน้าเสา จากรูปแสดงให้เห็นว่า ความเค้นเฉือนสูงสุดมิได้เกิดขึ้นที่แนวแกนสะเทิน (Neutral Axis) เหมือนกับที่แสดงด้วยการคำนวณจากทฤษฎีของคาน โดยค่าความเค้นเฉือนสูงสุดเกิดขึ้นที่บริเวณปลายบนและล่างของแผ่น Shear Tab เมื่อทำการวิเคราะห์เพิ่มเติมโดยคิดเป็นจำนวนเปอร์เซ็นต์ของแรงเฉือนทั้งหมดที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดนี้ จะพบว่าปีกคานด้านบนและล่างของคานบริเวณนี้จะต้องแบกรับแรงเฉือนเท่ากับ 66% ในขณะที่แผ่น Shear Tab จะรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นเพียง 34% ดังแสดงในรูปที่ 6 โดยพฤติกรรมการกระจายตัวของแรงเฉือนนี้จะเกิดขึ้นทั้งในช่วงการวิเคราะห์อีลาสติกและอินอีลาสติก (Elastic and Inelastic) รูปที่ 6 ยังแสดงความสัมพันธ์ของปริมาณแรงเฉือนในแผ่น Shear Tab ระหว่างเสาที่มีความแข็งแรงของแผ่น Panel Zone มากและน้อย จะพบว่าเมื่อแผ่น Panel Zone มีความแข็งแรงมาก ปริมาณแรงเฉือนในแผ่น Shear Tab จะเพิ่มขึ้นเมื่อมีการหมุนของข้อต่อเพิ่มขึ้น ส่วนเมื่อเสาที่มีความแข็งแรงของแผ่น Panel Zone น้อยพบว่าปริมาณแรงเฉือนในแผ่น Shear Tab จะค่อนข้างคงที่ที่ประมาณ 45% - 50% เมื่อการหมุนของข้อต่อเพิ่มขึ้น

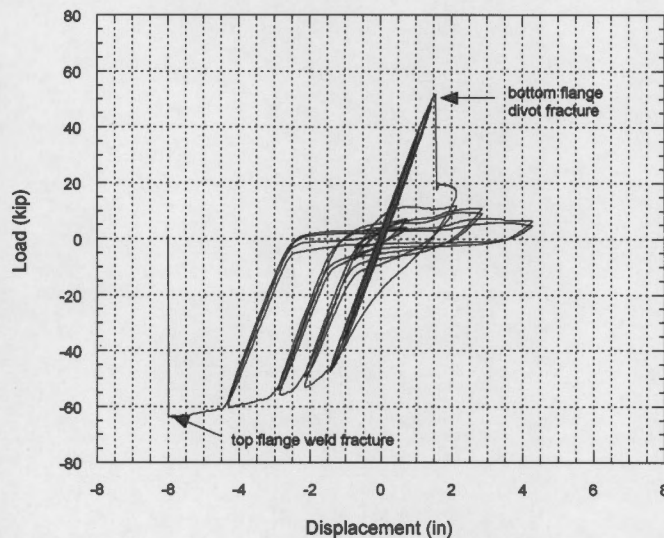


รูปที่ 2.7 การกระจายตัวของความเค้นเฉือนในแผ่น Shear Tab วิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนติเมนต์ [14]



รูปที่ 2.8 ปริมาณแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในปีกคานและแผ่น Shear Tab บริเวณข้อต่อ จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนติเมนต์ [14]

รูปที่ 2.9 แสดงพฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของตัวอย่างทดสอบคาน-เสาในห้องปฏิบัติการ จะเห็นว่าตัวอย่างทดสอบข้อต่อคาน-เสา ที่ออกแบบและก่อสร้างด้วยมาตรฐานการออกแบบเหมือนข้อจุดต่อต่างๆ ไปก่อนปี 1994 มิได้แสดงพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ตัวอย่างทดสอบเกิดรอยแตกเร็วมาก โดยเกิดรอยแตกแรกที่บริเวณรอยเชื่อมของปีกคานด้านล่างเมื่อตัวอย่างยังอยู่ในช่วงอีลาสติก พฤติกรรมแบบนี้ได้รับการขยับขึ้นจากการทดสอบตัวอย่างคาน-เสานขนาดเท่าของจริงจากห้องปฏิบัติการตามมหาวิทยาลัยต่างๆ ทั่วประเทศสหรัฐอเมริกา



รูปที่ 2.9 พฤติกรรมการรับแรงสลับทิศของข้อต่อคาน-เสานิค Pre-Northridge [10]

การศึกษาในขั้นต้นของอาานนท์ [14] แสดงให้เห็นว่ามีความเป็นไปได้อย่างมากที่จะออกแบบ Panel Zone ด้วยวิธี Balance Yielding ระหว่างคานและ Panel Zone กล่าวคือ ขอมให้เกิดการคราก (Yielding) ในส่วน Panel Zone ในขณะที่พยายามควบคุมไม่ให้การคราก (Yielding) เกิดขึ้นมากเกินไประดับที่จะสามารถสร้างความเสียหายแก่ตัวข้อต่อและรอยเชื่อมได้ อย่างไรก็ตาม การศึกษาในขั้นต้นนี้ต้องการพิสูจน์ในอีกหลายกระบวนการเพื่อจะสามารถนำมาใช้งานได้จริง โดยจะต้องมีการวิเคราะห์เพิ่มเติมด้วยคอมพิวเตอร์ เพื่อวิเคราะห์หาสาเหตุที่แท้จริงว่ากระบวนการคราก (Yielding) ของ Panel Zone นั้นส่งผลกระทบต่ออย่างไรบ้างต่อ 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 โดยมีการทดสอบชิ้นงานโดยใส่แรงแบบวัฏจักร (Cyclic loading) กับชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ผลการทดสอบชิ้นงานจากสภาพภายนอกแสดงให้เห็นว่าเมื่อรอยเชื่อมมีความเหนียวต่ำ ความแข็งแรงของปีกคานของคานจะไม่เพียงพอต่อแรงกระทำ ซึ่งจากการสังเกตทำให้เกิดการปรับปรุงปีกคาน โดยการแทนที่ที่ปีกคานด้วยร่องของรอยเชื่อม ซึ่งรอยเชื่อมมีความเหนียวเพิ่มขึ้นจะไม่ทำให้เกิดการแตกในบริเวณขอบบนของรอยเชื่อม

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

- 1) ระดับที่ 1 ข้อต่อแบบเหนียว ซึ่งความเหนียวของข้อต่อจะถูกพัฒนามาจากการต้านโมเมนต์แบบพลาสติก โมเมนต์และสามารถหมุนได้ในปริมาณที่มาก
- 2) ระดับที่ 2 ข้อต่อแบบมีความเหนียวปานกลาง ซึ่งความเหนียวของข้อต่อจะพัฒนามาจากการต้านโมเมนต์แบบพลาสติก โมเมนต์และมีข้อจำกัดในการหมุน
- 3) ระดับที่ 3 ข้อต่อที่ไม่มีความเหนียว โดยจะเกิดการพังแบบเปราะบริเวณข้อต่อ ก่อนที่จะเกิดค่าพลาสติกโมเมนต์

จากการศึกษาของ Krawinkler (1971-1978) [18-20], Popov (1986-1989) [21-24] แสดงให้เห็นว่า Panel Zone ที่ถูกออกแบบอย่างถูกต้อง และมีการควบคุมการก่อสร้างที่ดี สามารถรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นได้โดยจุดคราก (Yield Point) โดยไม่ส่งผลเสียต่อข้อต่อ การที่ยอมให้ Panel Zone เกิดการคราก (Yielding) ขึ้นนี้จะเรียกว่าการออกแบบ ด้วยวิธี Weak Panel Zone การออกแบบนี้ได้รับการยอมรับอย่างกว้างขวางและมีการใช้กันอย่างแพร่หลายตั้งแต่ปีค.ศ. 1990 โดยได้มีการบรรจุลงในมาตรฐานการออกแบบ โครงสร้างเหล็ก 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 นั้นหมายความว่าพลังงานจากแผ่นดินไหวทั้งหมดจะต้องถูกดูดซับด้วยการคราก (Yielding) ของหน้าตัดคานตรงบริเวณข้อต่อเพียงอย่างเดียว ซึ่งการออกแบบเช่นนี้ มีข้อเสียคือ ถ้าแผ่นดินไหวมีความรุนแรงในระดับปานกลางถึงมาก คานจะเสียหายอย่างมาก และจะเกิดรอยแตกร้าวขึ้นที่ข้อต่อเสมอ ถึงแม้ว่าจะถูกออกแบบและก่อสร้างเป็นอย่างดี นอกจากนี้ยังรวมถึงการออกแบบด้วยข้อต่อชนิดใหม่ (New Type of Connection) [8] ดังนั้นจนถึงปัจจุบันยังไม่มีข้อสรุปที่แน่ชัดว่าจะออกแบบ Panel Zone ด้วยวิธีใดจึงจะเหมาะสม

บทที่ 3

การพัฒนาแบบจำลองไฟไนลิเมนต์ของข้อต่อคาน-เสาเหล็ก

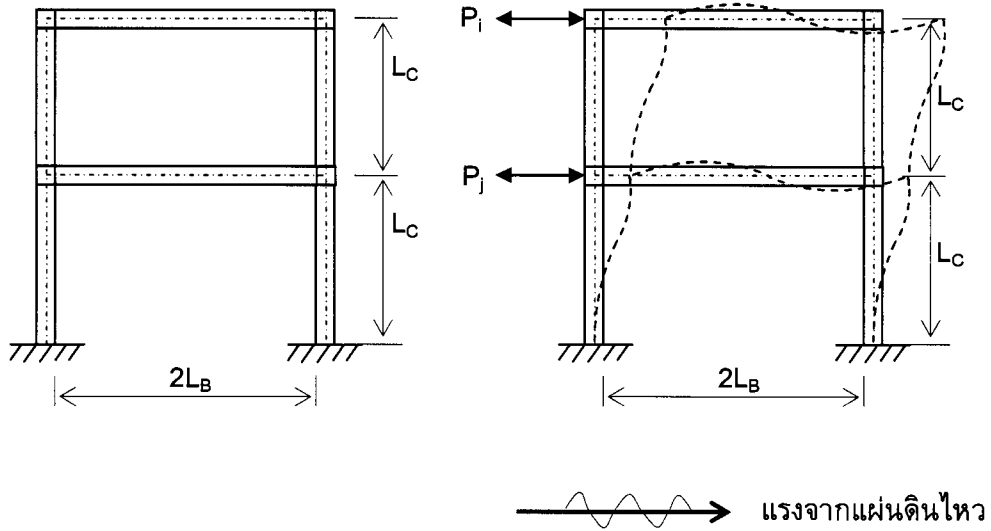
3.1 บทนำ

ในบทนี้ ผู้วิจัยจะนำเสนอการพัฒนาแบบจำลองไฟไนลิเมนต์ของข้อต่อคาน-เสาเหล็ก โดยจะใช้ข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ของเสาต้นริม ที่มีรายละเอียดดังที่แสดงไว้ในบทที่ 2 เป็นต้นแบบในการทำงานวิจัย เนื่องจากผู้วิจัยสามารถเทียบความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนลิเมนต์นี้ กับข้อมูลผลการทดสอบคาน-เสาเหล็กในห้องปฏิบัติการที่มีอยู่ได้ แบบจำลองไฟไนลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้นนี้ จะเป็นแบบเทียบเท่าชิ้นงานทดสอบจริง (Full Model) โดยใช้ไฟไนลิเมนต์ชนิดชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element) มีเงื่อนไขการยึดรั้งที่ปลายเสาแบบสลัก (Pin Support) ตำแหน่งการใส่แรงจะเป็นที่บริเวณปลายคาน และชนิดของแรงจะเป็นแรงวัฏจักร (Cyclic Load) หรือแรงสลับทิศ ตามมาตรฐานการทดสอบชิ้นงานขนาดใหญ่ (SAC 1997) นอกจากนี้ ในบทนี้จะนำเสนอค่าความเค้น และค่าชีวิัตต่างๆ ที่จะใช้ในการประเมินแบบจำลอง รวมถึงตำแหน่งและชิ้นส่วนต่างๆ ของแบบจำลองที่จะใช้ในการประเมินแบบจำลอง เพื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจริง ซึ่งจะกล่าวต่อไปในบทที่ 4

3.2 ไดอะแกรมโมเมนต์ตัดของโครงข้อแข็งเหล็กเมื่อรับแรงกระทำด้านข้าง

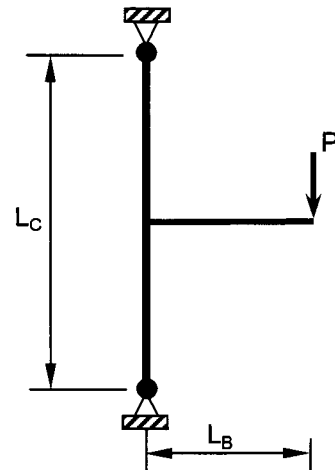
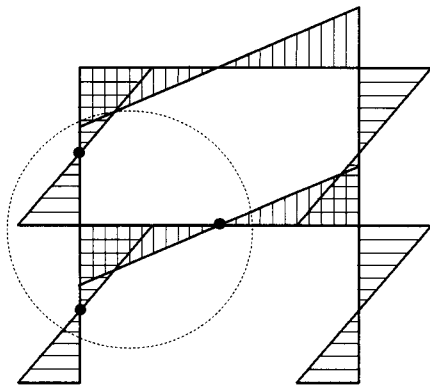
เมื่อเกิดแผ่นดินไหวแผ่นดินจะมีการเคลื่อนตัวในลักษณะคลื่น (Wave) ทำให้เกิดแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว ซึ่งมีลักษณะเป็นวัฏจักร (Cyclic Load) โดยมีลักษณะไป-กลับ (ซ้าย - ขวา) เมื่อโครงข้อแข็งเหล็กรับแรงแผ่นดินไหว จึงเสมือนว่าถูกแรงกระทำด้านข้างกระทำ ดังแสดงในรูป 3.1ก และ 3.1ข ส่วนรูป 3.1ค แสดงไดอะแกรมโมเมนต์ตัดของโครงข้อแข็งเหล็ก เมื่อรับแรงด้านข้าง จะเห็นว่าที่บริเวณกึ่งกลางเสาชั้นบน - ล่าง และจุดกึ่งกลางช่วงคาน จะเป็นจุดที่โมเมนต์ตัด เป็นศูนย์ (จุดตัดกลับของโมเมนต์ตัด) นั้นหมายความว่า ชิ้นส่วนคาน-เสาตรงบริเวณนี้ ซึ่งเป็นบริเวณข้อต่อระหว่างคานกับเสา สามารถจำลองสภาพการใส่แรง และเงื่อนไขการยึดรั้งได้ดังรูปที่ 3.1ง กล่าวโดยสรุป ข้อต่อคาน-เสาแบบถ่ายโมเมนต์ของเสาต้นริม เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว สามารถจำลองลักษณะการใส่แรงได้ โดยใส่

แรงวัฏจักรที่บริเวณกึ่งกลางของช่วงคาน โดยที่ปลายเสาทั้งบนและล่างจะมีเงื่อนไขของการยึดตรึงเป็นแบบสลัก (Pin Support)



(ก) การจำลองโครงข้อแข็งเหล็กเพื่อวิเคราะห์การรับแรงด้านข้าง

(ข) การจำลองการเสีรูปร่างของโครงข้อแข็งเหล็กเมื่อรับแรงด้านข้าง



(ค) แผนภาพแสดงโมเมนต์ภายในของโครงสร้างเหล็ก

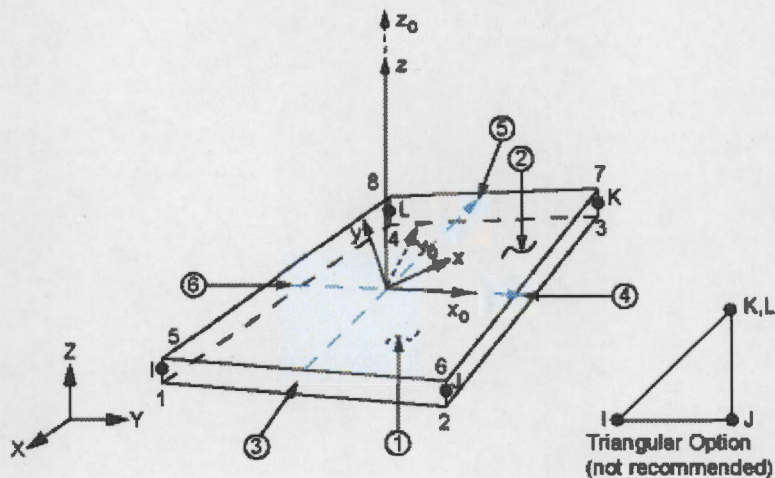
(ง) ขยายบริเวณข้อต่อ

รูปที่ 3.1 โครงข้อแข็งเหล็กเมื่อมีการรับแรงแผ่นดินไหว

3.3 ชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element)

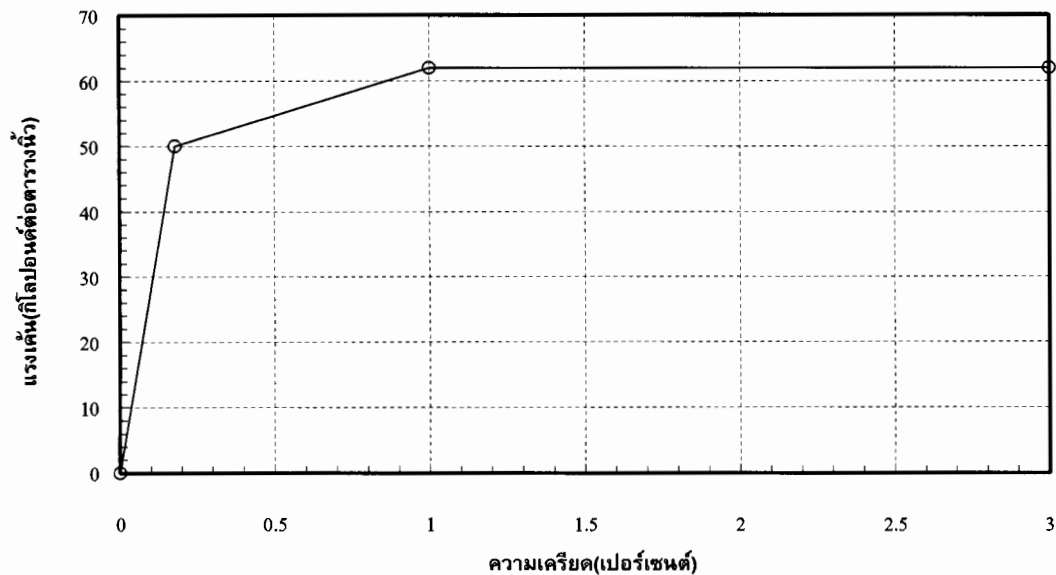
ในงานวิจัยนี้ แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้น จะใช้ชนิดของเอลิเมนต์ที่ใช้จะเป็นแบบแผ่นบาง (Shell Element) เป็นหนึ่งในชนิดของชิ้นส่วนย่อย (Element Types) ในการสร้างแบบจำลอง เพื่อนำไปวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบางชนิดนี้ ประกอบไปด้วยจุดต่อ (Node) จำนวน 4 จุด แต่ละจุดมีดีกรีความอิสระ (Degree of Freedom) เท่ากับ 6 ดีกรีคือ มีการเคลื่อนที่อิสระ (Translation) ในทิศทางตามแนวแกน x , y , z และมีค่าการหมุนตัวอิสระ (Rotation) รอบแนวแกน x , y , z รูปที่ 3.2 แสดงชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง โดยผิวของชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง จะมีทิศทางเป็นบวก ตามกฎมือขวาโดยใช้มือขวาหมุนตามตัวเลขที่กำหนดจุดต่อ ดังรูปคือ 1-2-3-4 จะได้ว่านิ้วหัวแม่มือจะแสดงทิศทางที่เป็นบวก ดังนั้นจากรูป 3.2 ผิวด้านบนจะเป็นทิศบวก ส่วนผิวด้านล่างจะเป็นทิศลบ

ชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบางนี้ เหมาะกับการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ที่ความหนาของแบบจำลองมีค่าน้อยกว่าความกว้างและความยาวมากๆ ซึ่งในกรณีสามารถใช้จำลองแผ่นปีก และแผ่นเอวของคานและเสาเหล็กได้ดี เนื่องจากเหตุผลดังกล่าวข้างต้น



รูปที่ 3.2 ชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element)

3.4 ความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress) กับความเครียด (Strain) ของเหล็กที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง



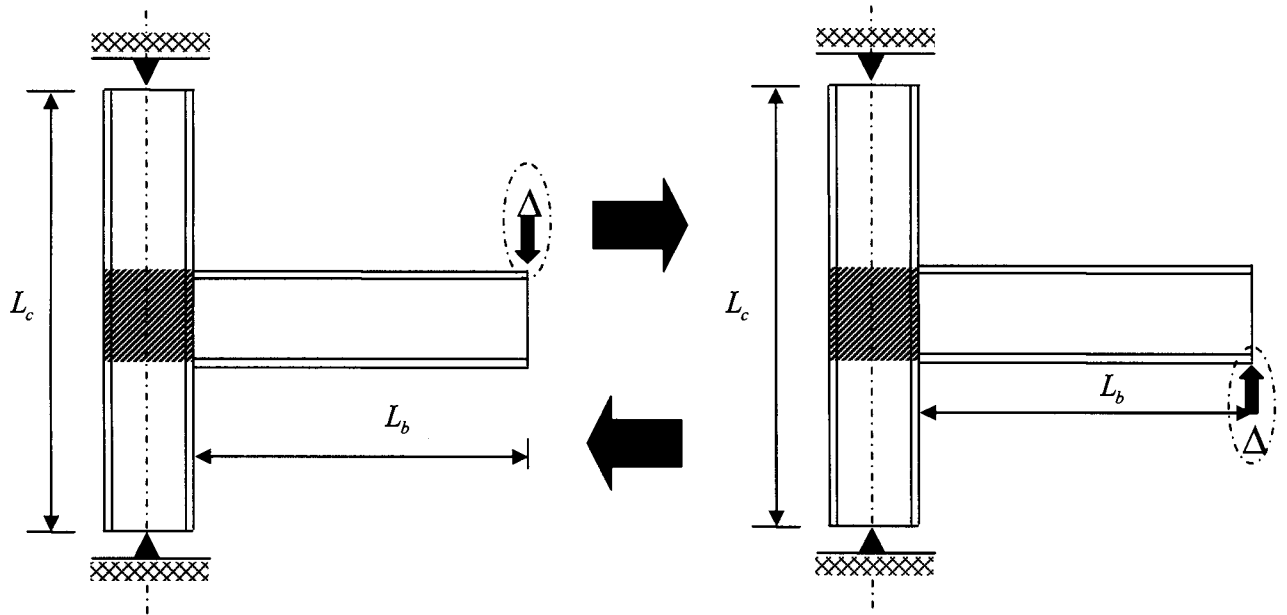
รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress) กับความเครียด (Strain) ของวัสดุที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง

รูปที่ 3.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้น กับ ความเครียด ของเหล็กซึ่งเป็นคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้กับแบบจำลอง โดยจะเห็นได้ว่าค่าความเค้น มีการเปลี่ยนค่า 2 ช่วง โดยช่วงแรกวัสดุจะมีคุณสมบัติอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic) ซึ่งมีค่าขีดจำกัดความยืดหยุ่นของความเค้นคือ 50 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว และมีค่าความเครียดเท่ากับ 0.1724% ส่วนช่วงที่สอง วัสดุจะมีสภาพ Strain hardening ซึ่งมีขีดจำกัดความเค้นที่ค่า 62 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว และค่าความเครียดเท่ากับ 1 % ค่าความสัมพันธ์นี้ได้มาจากการทดสอบตัวอย่างเหล็กที่ถูกตัดมาจากแผ่นปีก และแผ่นเอวของคานและเสาเหล็กที่เป็นชิ้นงานทดสอบในห้องปฏิบัติการ ณ มหาวิทยาลัยแห่งรัฐมิชิแกน

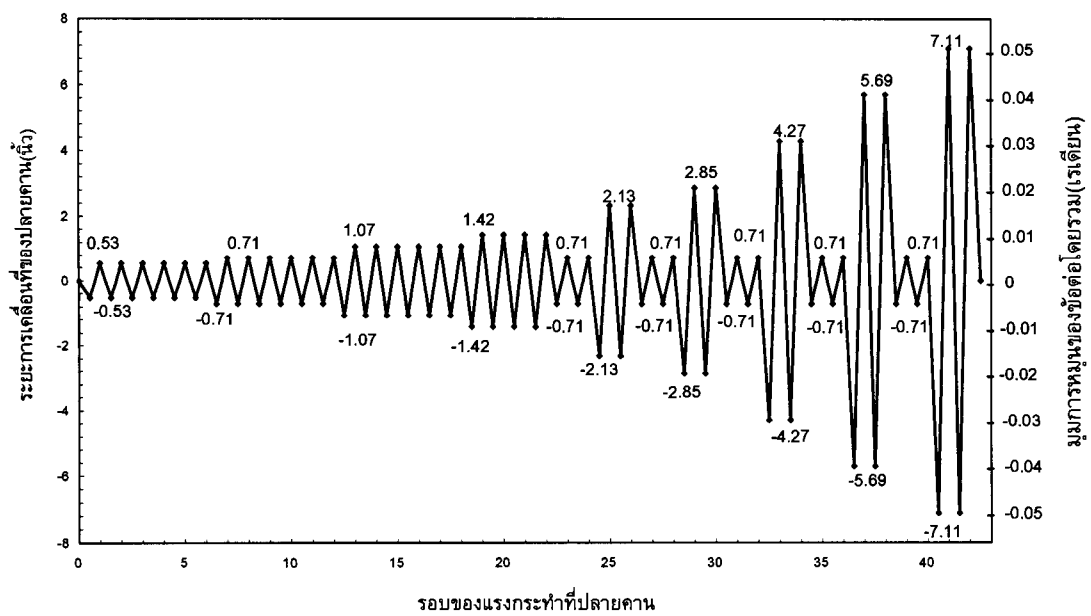
3.5 การจำลองแรงกระทำแบบสลับทิศ (แรงวัฏจักร)

การจำลองแรงแผ่นดินไหวซึ่งเป็นแรงแบบวัฏจักร (Cyclic Load) ทำได้โดยการใส่ระยะการเคลื่อนที่ที่ปลายคานในลักษณะไป-กลับเป็นรอบๆ กระทำกับแบบจำลอง แสดงดังรูปที่3.4 โดย

แบบจำลองแรงวิฤจักรนี้ เป็นไปตามมาตรฐานการทดสอบชิ้นงานขนาดใหญ่ ภายใต้อรับแรงแผ่นดินไหว (SAC 1997) แสดงไว้ในรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.4 ลักษณะการใส่แรงวิฤจักรจำลองกับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาต้นริม



รูปที่ 3.5 แรงวิฤจักรจำลองสำหรับการทดสอบชิ้นงานขนาดใหญ่เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว (SAC 1997)

3.6 คุณสมบัติการยึดรั้งที่ปลายเสาด้านบนและล่าง

จากการที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 3.1 จะพบว่า เงื่อนไขของการยึดรั้งที่ปลายเสาด้านบนและล่าง จะเป็นแบบสลัก (Pin Support) กล่าวคือ ที่จุดต่อ (Node) แต่ละจุดของชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบางที่ บริเวณปลายเสา ซึ่งมีดีกรีความอิสระเท่ากับ 6 ดีกรีนั้น จะต้องทำการยึด (Constrain) ไม่ให้เคลื่อนที่ได้ อิสระในแนวแกน x , y และ z ส่วนค่าการหมุนตัวนั้น จะทำการยึดไม่ให้เกิดการหมุนรอบแกน x และ แกน y เพื่อบังคับไม่ให้เกิดการบิดรอบแกน x และ แกน y แต่ให้การหมุนรอบแกน z เป็นอิสระ เพราะ เป็นการแสดงคุณสมบัติของสลักที่บริเวณปลายเสาด้านบนและล่าง โดยเงื่อนไขดังกล่าวเหล่านี้ จะใส่ ให้กับจุดต่อ (Node) ทุกจุดต่อของชิ้นส่วนแบบแผ่นบางที่ปลายเสาด้านบนและล่างทั้งระนาบ xz

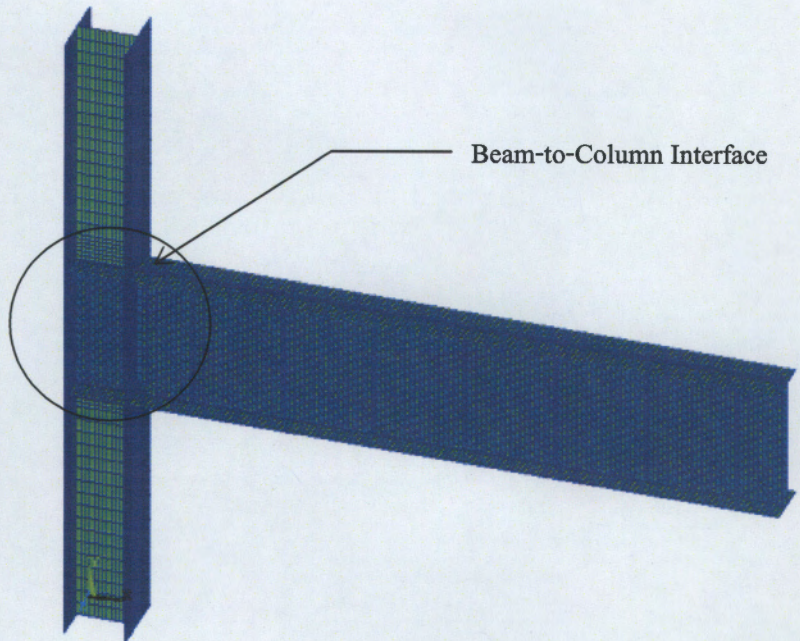
3.7 ค่าต่างๆ ที่ใช้ในการประเมินผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟในอติเมตต์

งานวิจัยนี้จะใช้ค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่เกิดขึ้นที่ปลายคาน และระยะการเคลื่อนที่ของ ปลายคาน เป็นค่าที่ใช้ประเมินผลและความถูกต้องของแบบจำลอง โดยนำมาเทียบกับค่าที่ได้จากผลการ ทดสอบจริง ส่วนความเค้นที่ใช้แสดงพฤติกรรมการครากของข้อต่อคาน-เสานั้น จะใช้ค่าความเค้น von-Mises ทั้งนี้เนื่องจากมีบทพิสูจน์แล้วว่า สำหรับวัสดุเหนียว (Ductile Material) บรรทัดฐานของมิส (von-Mises Yield Criterion) สามารถทำนายพฤติกรรมของวัสดุได้ถูกต้องมากกว่าบรรทัดฐานการพัง แบบอื่นๆ นอกจากนี้ จะใช้เวกเตอร์ของแรง (Force Vector) เป็นรูปแสดงลักษณะการส่งถ่ายแรง จาก แรงกระทำที่ปลายคานเข้าสู่เสาตรงบริเวณข้อต่อคาน-เสา

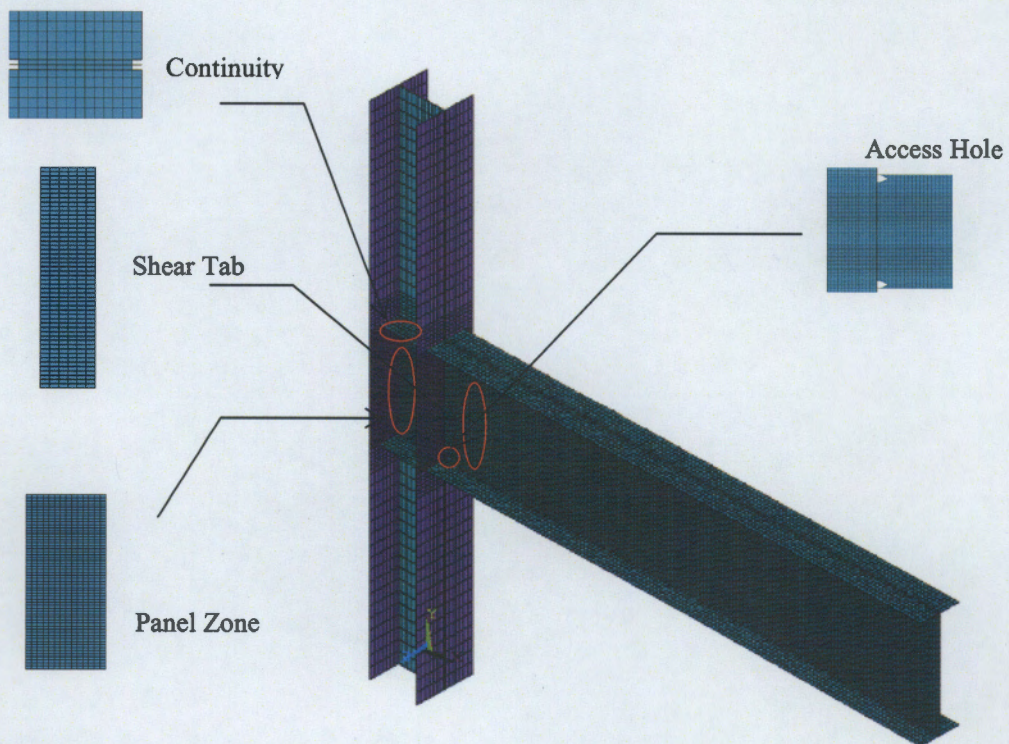
3.8 การประเมินพฤติกรรมของแบบจำลองข้อต่อคาน-เสาเหล็ก

จะทำการประเมินพฤติกรรมของข้อต่อเป็น 2 ส่วนคือ พฤติกรรมองค์รวมของข้อต่อ (Global Response) ตรงบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างคาน-เสา (Beam-to-Column Interface Area) แสดงดังรูป 3.6 และ พฤติกรรมขององค์ประกอบย่อยของข้อต่อบริเวณ Access Hole Shear tab Panel Zone และแผ่น Continuity Plate แสดงดังรูปที่ 3.7

370951

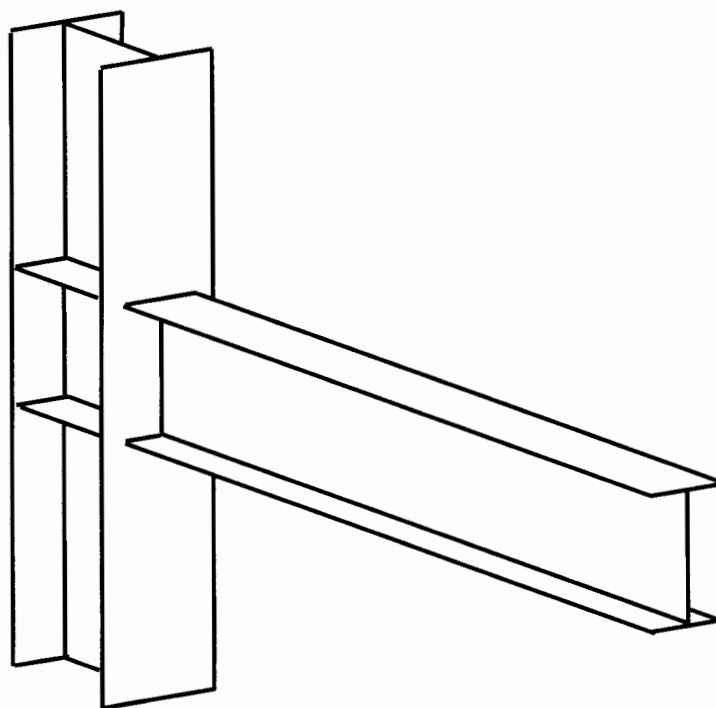


รูปที่ 3.6 แสดงบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างคาน-เสา ที่ใช้แสดงพฤติกรรมองค์ประกอบของแบบจำลอง



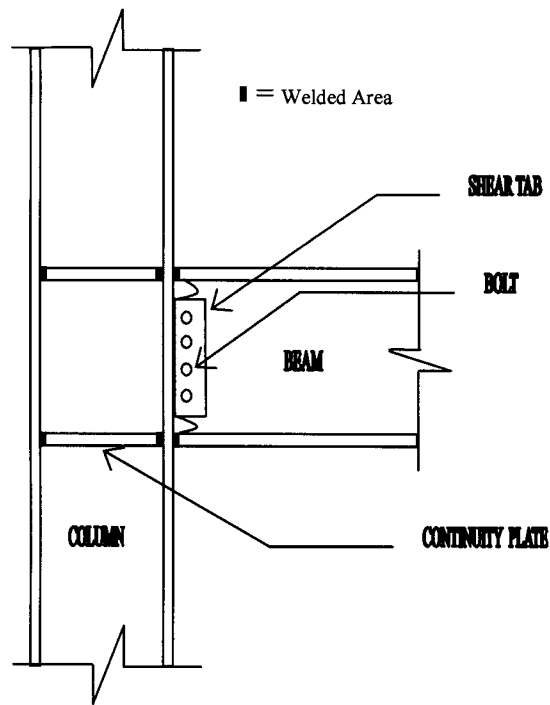
รูปที่ 3.7 แสดงองค์ประกอบย่อยของข้อต่อคาน-เสาที่ใช้แสดงพฤติกรรมองค์ประกอบย่อยของแบบจำลอง

3.9 การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์



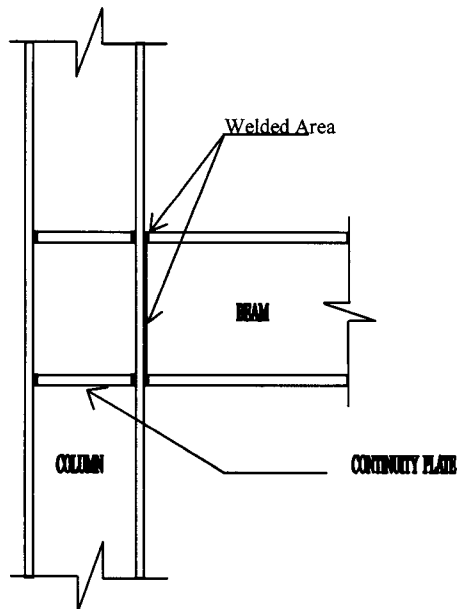
รูปที่ 3.8 ลักษณะแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบเท่าขนาดจริง (Full Model)

แบบจำลองที่ใช้ในงานวิจัยนี้มี 2 ชนิดคือ แบบจำลองคาน-เสาเหล็กของเสาด้านริมชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web และแบบจำลองคาน-เสาเหล็กของเสาด้านริมชนิดก่อสร้างในประเทศไทย โดยแบบจำลองทั้งสองจะเป็นแบบเท่าขนาดจริง (Full Model) ดังแสดงในรูปที่ 3.8 ส่วนรายละเอียดต่างๆ ตรงบริเวณข้อต่อนั้นจะแตกต่างกัน กล่าวคือ เสาด้านริมชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web จะประกอบไปด้วยแผ่นปะกับ (Shear tab) และน็อต ดังแสดงในรูปที่ 3.9 สำหรับเสาด้านริมชนิดก่อสร้างในประเทศไทย จะไม่มีแผ่นปะกับ และน็อต โดยจะใช้การเชื่อมจุดต่อ (Node) ของแผ่นแอม ส่วนคานเข้ากับ Node ของแผ่นปีกเสา รายละเอียดแสดงในรูปที่ 3.10 ความแตกต่างอีกประการหนึ่งที่มีระหว่างข้อต่อ 2 ชนิดนี้คือ บริเวณ Access Hole ซึ่งจะมีเฉพาะกับข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web แต่ไม่มีสำหรับข้อต่อที่ก่อสร้างในประเทศไทย ส่วนรายละเอียดอื่นๆ เช่น แผ่น Continuity plate และตำแหน่งเชื่อมของปีกคานบน-ล่าง ติดกับปีกเสานั้น มีลักษณะเหมือนกัน

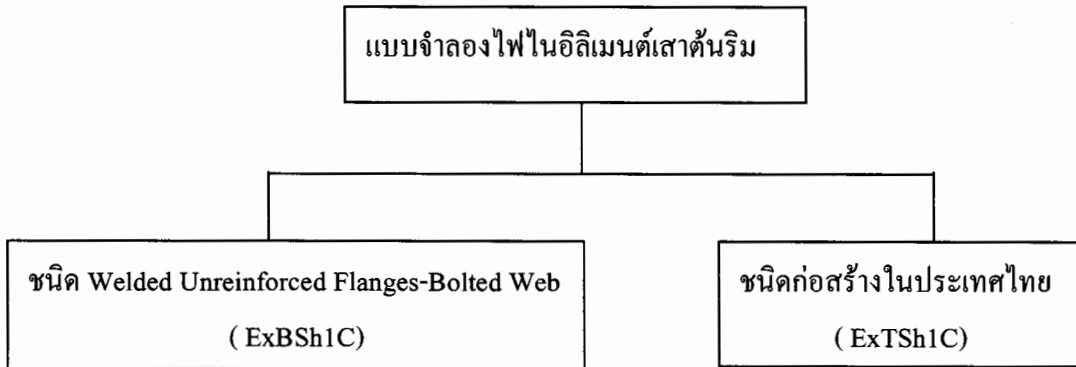


รูปที่ 3.9 รายละเอียดที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองไฟในอิเลเมนต์ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ของเสาต้นริม

3.2.2 ข้อต่อเหล็กแบบ Thai Practice ของเสาต้นริม



รูปที่ 3.10 รายละเอียดที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองชนิดก่อสร้างในประเทศ



รูปที่ 3.11 แสดงชื่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ในการศึกษา

ตารางที่ 3 สรุปขนาดคานและเสาที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์และลักษณะสำคัญของแบบจำลอง โดยคานที่ใช้จะมีขนาด W30x99 และเสามีขนาด W14x145 ทั้งคานและเสาเป็นหน้าตัดประเภท W-flange ซึ่งมีคุณสมบัติหน้าตัดตามมาตรฐานการออกแบบ AISC/LRFD 2005 ทุกประการ รายละเอียดของคานและเสาจะกล่าวต่อไปในบทที่ 4 ส่วนชื่อแบบจำลองดังแสดงในรูปที่ 3.11 โดยแสดงความสัมพันธ์ดังนี้อักษร Ex แทนเสาต้นริม อักษร B แสดงว่าเป็นข้อต่อคาน-เสา ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web อักษร T แสดงว่าเป็นข้อต่อคาน-เสา ชนิดก่อสร้างในประเทศไทย อักษร Sh1 แสดงสัญลักษณ์ ของการใช้เอลิเมนต์ชนิดชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element) และ อักษร C แทนสัญลักษณ์แรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic Load)

ตารางที่ 3.1 ขนาดคาน-เสาและลักษณะสำคัญของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

ตัวอย่าง	คาน	เสา	ชนิด เอลิเมนต์	แผ่นปะกับ Shear Tab	ขนาด	แรงกระทำ
ExBSh1C	W 30x99	W 14x145	Shell	มี	Full Model	Cyclic
ExTSh1C	W 30x99	W 14x145	Shell	ไม่มี	Full Model	Cyclic

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์ไฟในอิลิเมนต์ข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web (ExBSh1C)

4.1 บทนำ

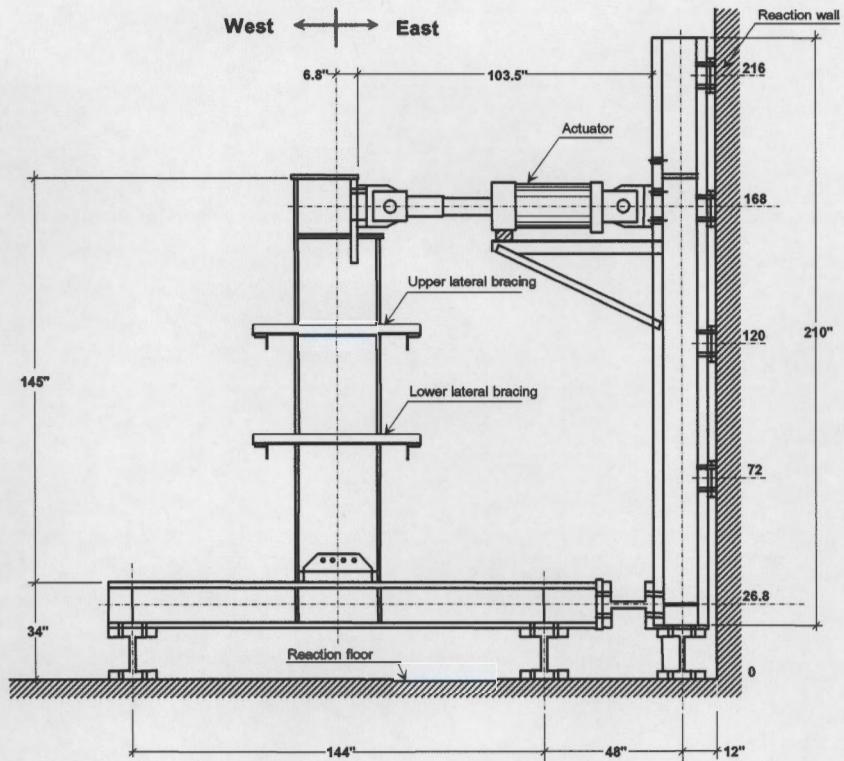
ในบทนี้จะนำเสนอผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ของข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web (ExBSh1C) โดยจะเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับผลการทดสอบ ข้อต่อคาน-เสาเหล็กทดสอบที่มหาวิทยาลัยแห่งรัฐมิชิแกน ทั้งนี้แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้น ตามลักษณะและข้อกำหนดที่นำเสนอในบทที่ 3 ซึ่งจะมีขนาดหน้าตัดและขนาดความยาวของคานและ เสา เท่ากับชิ้นงานทดสอบจริงทุกประการ รวมถึงคุณสมบัติเหล็ก คุณสมบัติยึดรั้งที่ปลายเสาคานและ ล่าง ขนาดแผ่นปะกับ ขนาด Access Hole จำนวนน็อตที่ใช้และอื่นๆ ด้วย จุดประสงค์ของการ เปรียบเทียบค่าที่ได้จากผลการวิเคราะห์ กับค่าที่ได้จากผลการทดสอบชิ้นงานทดสอบจริง เพื่อนำสรุป ถึงความเที่ยงตรงของแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้น นอกจากนี้ยังสามารถอธิบายพฤติกรรม ต่างๆ ของแบบจำลองข้อต่อ เช่น ลักษณะการกระจายตัวของความเค้น ลักษณะการกระจายแรงกระทำ จากคานสู่เสา และลักษณะการครากของบริเวณชิ้นส่วนต่างๆของข้อต่อ สิ่งเหล่านี้สามารถนำมา พิจารณาประกอบการประเมินศักยภาพการรับแรงของข้อต่อ และลักษณะการพังของข้อต่อได้ เมื่อได้ แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ที่มีความถูกต้องแม่นยำแล้ว ก็สามารถที่จะประยุกต์ใช้แบบจำลองนี้กับข้อต่อ คาน-เสาเหล็ก ที่มีรายละเอียดการก่อสร้างในประเทศไทยได้ต่อไป

4.2 ข้อต่อคาน-เสานชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ทดสอบที่มหาวิทยาลัยแห่งรัฐ มิชิแกน และแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ ExBSh1C

รูปที่ 4.1 แสดงรูปวาดขนาดชิ้นงานทดสอบ การติดตั้งและอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ โดย ชิ้นงานเป็นข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาด้านริม (Exterior Connection) ที่มีรายละเอียดการออกแบบ และ ก่อสร้างเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบ AISC/CRFD 1994 คานมีความยาวจากปลายคานตรงบริเวณ ใต้อันตรกิริยา (ระยะการเคลื่อนที่ซ้าย-ขวา) ถึงตำแหน่งกึ่งกลางเสา เท่ากับ 136 นิ้ว และมีความสูงของ เสาจากกึ่งกลางของตำแหน่งยึดรั้งบนถึงล่างเท่ากับ 144 นิ้ว คานที่ใช้ในการทดสอบมีขนาดหน้าตัด เท่ากับ W30x99 และเสามีขนาดหน้าตัดเท่ากับ W14x145 ซึ่งเป็นหน้าตัด W-Flange ตามหนังสือ มาตรฐาน AISC 2005 ทุกประการ ขนาดหน้าตัดแสดงโดยสรุปไว้ในตารางที่ 4.1 การใต้อันตรกิริยา

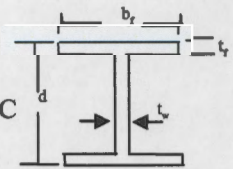
กระทำกับชิ้นงานทดสอบ จะกระทำได้โดยผ่านเครื่องกำเนิดแรง (Actuator) กระทำที่ปลายคาน แสดง
คังรูป ลักษณะการใส่แรงวัฏจักรจะเป็นไปตามมาตรฐานการทดสอบกำหนดโดย SAC 1997 ดังแสดง
ในรูปที่ 3.5 เครื่องกำเนิดแรงจะทำการผลัดชิ้นงานทดสอบไปทางด้านซ้าย จนถึงระยะ 0.53 นิ้ว และ
ผลัดกลับทิศทางขวาจนถึงค่าลบ 0.53 นิ้ว ในระหว่างที่ผลัดนี้ เครื่องจะบันทึกแรงตอบสนองของ
ชิ้นงานที่เกิดขึ้นเนื่องจากการผลัด และบันทึกไว้ในคอมพิวเตอร์ เป็นคู่ลำดับระหว่างระยะทางที่ผลัดกับ
แรงตอบสนองของข้อต่อคาน-เสา ชิ้นงานทดสอบจะถูกผลัดเป็นรอบๆ โดยจะมีรอบของระยะการ
เคลื่อนที่เท่ากับ 0.71 นิ้วและ 1.07 นิ้ว อย่างละ 6 รอบ 1.42 นิ้วจำนวน 4 รอบ 2.13 นิ้ว 2.85 นิ้ว 4.27 นิ้ว
5.69 นิ้วและ 7.11 นิ้ว อย่างละ 2 รอบ ในระหว่างการผลัดที่ระยะการเคลื่อนที่ตั้งแต่ 1.42 นิ้ว ถึง 7.11
นิ้วจะมีการสลับด้วยระยะการเคลื่อนที่ 0.71 นิ้ว จำนวน 2 รอบก่อนที่จะมีการเปลี่ยนระยะการผลัดให้
มากขึ้นตามลำดับ

นอกจากนี้ ระยะการผลัดชิ้นงานทดสอบ ยังมีความสัมพันธ์กับมุมการหมุนของข้อต่อ โดยรวม
(Story Drift Angle) ด้วยดังนี้ ระยะการเคลื่อนที่แนวราบเท่ากับ 0.5 นิ้ว ข้อต่อจะมีการหมุนประมาณ
0.004 เรเดียน ที่ 0.71 นิ้ว ข้อต่อจะหมุนประมาณ 0.005 เรเดียน ที่ 1.07 นิ้ว ข้อต่อหมุนประมาณ 0.008
เรเดียน ที่ 1.42 นิ้วข้อต่อหมุนประมาณ 0.01 เรเดียน ที่ 2.13 นิ้ว เท่ากับ 0.016 เรเดียน ที่ 2.85 นิ้ว เท่ากับ
0.021 เรเดียน ที่ 4.27 นิ้ว เท่ากับ 0.032 เรเดียน ที่ 5.69 นิ้ว เท่ากับ 0.042 เรเดียน และ ที่ 7.11 นิ้ว ข้อต่อ
จะหมุนเท่ากับ 0.053 เรเดียน ค่าที่ได้จากการทดสอบ จะถูกนำมาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรง
ตอบสนองของข้อต่อ กับค่าการเคลื่อนที่ของปลายคาน โดยลักษณะเส้นกราฟจะมีลักษณะเป็นวงรอบ
(loop) ตามจำนวนรอบของการเคลื่อนที่ของข้อต่อ ลักษณะเส้นกราฟประเภทนี้มีชื่อเฉพาะว่า
Hysteresis loop ซึ่งแสดงถึงพลังงานที่ข้อต่อสามารถดูดซับได้ ในกรณีที่วงรอบขนาดใหญ่ จะ
หมายความว่าสามารถดูดซับพลังงานจากแผ่นดินไหวได้ดีกว่าวงรอบที่มีขนาดเล็ก



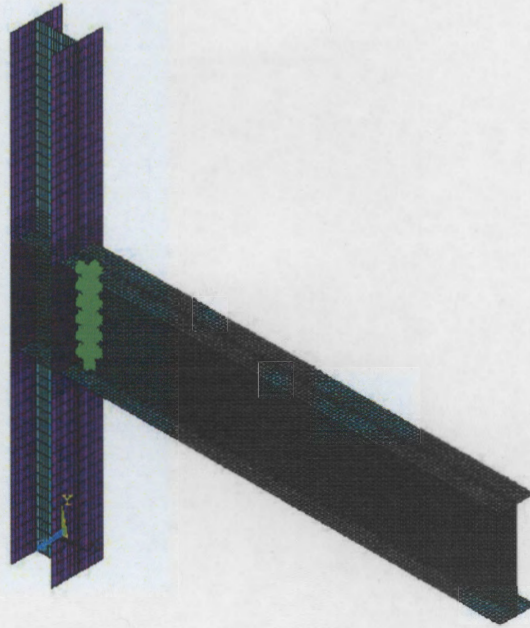
รูปที่ 4.1 แสดงขนาดและการติดตั้งชิ้นงานที่ทดสอบที่มหาวิทยาลัยแห่งรัฐมิชิแกน

ตารางที่ 4.1 แสดงขนาดหน้าตัดคานและเสาที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง ExBSh1C



ตัวอย่าง	ความลึก	แผ่นดั่ง		ปีก		ความยาว
	d	ความหนา	ความกว้าง	ความหนา		
	นิ้ว	t_w นิ้ว	b_f นิ้ว	t_f นิ้ว	นิ้ว	
คาน	29.65	0.52	10.45	0.67	136	
เสา	14.75	0.68	15.5	1.09	144	

รูปที่ 4.2 แสดงแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้นตามข้อกำหนดในบทที่ 3 มีขนาดหน้าตัด ขนาดความยาวแกนและเสา รายละเอียดต่างๆ และคุณสมบัติอื่นๆ เหมือนกับชิ้นงานทดสอบในข้อ 4.1 ทุกประการ

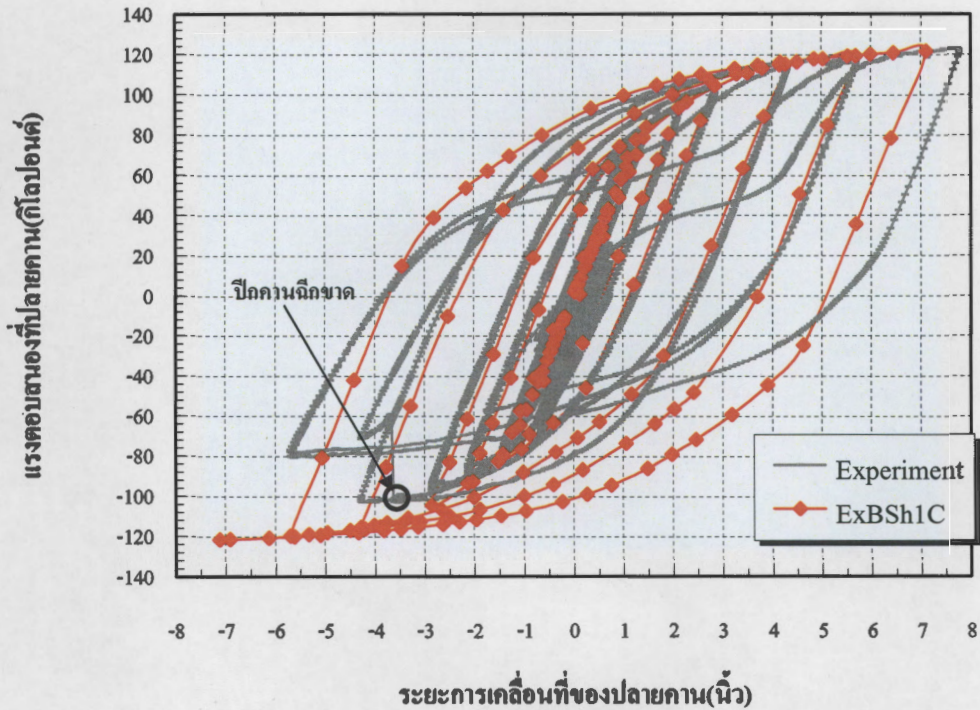


รูปที่ 4.2 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ExBSb1C

4.3 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์กับผลการทดสอบชิ้นงาน

การเปรียบเทียบผล สามารถวิเคราะห์ได้จากการศึกษากราฟแรงตอบสนองของข้อต่อ วัตที่ปลายแกน กับระยะการเคลื่อนที่ของปลายแกน ดังแสดงในรูปที่ 4.3 เส้นกราฟแสดงในรูปที่ 4.3 มี 2 เส้น คือ เส้นกราฟที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ แสดงด้วยเส้นและจุดประ ส่วนผลการทดสอบจริงแสดงด้วยเส้นสีที่จางกว่า โดยภาพรวมจะพบว่า ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ให้ผลใกล้เคียงกับผลการทดสอบ โดยเฉพาะในช่วงที่ยังไม่เกินพิกัดยืดหยุ่น (Elastic) เมื่อเกินพิกัดยืดหยุ่นแล้ว ก็ยังพบว่าผลที่ได้จากการวิเคราะห์ให้ผลดีมากขึ้นถึงสภาวะที่ปีกแกนล่างของตัวอย่างทดสอบฉีกขาดในรอบที่ 2 ของการผลัดปลายแกนเท่ากับ 4.27 นิ้ว จากนั้นชิ้นงานทดสอบก็จะมีค่ากำลัง (Stiffness) ลดลง จึงทำให้ผลการวิเคราะห์แตกต่างจากผลการทดสอบ อย่างไรก็ตาม ในส่วนของปีก

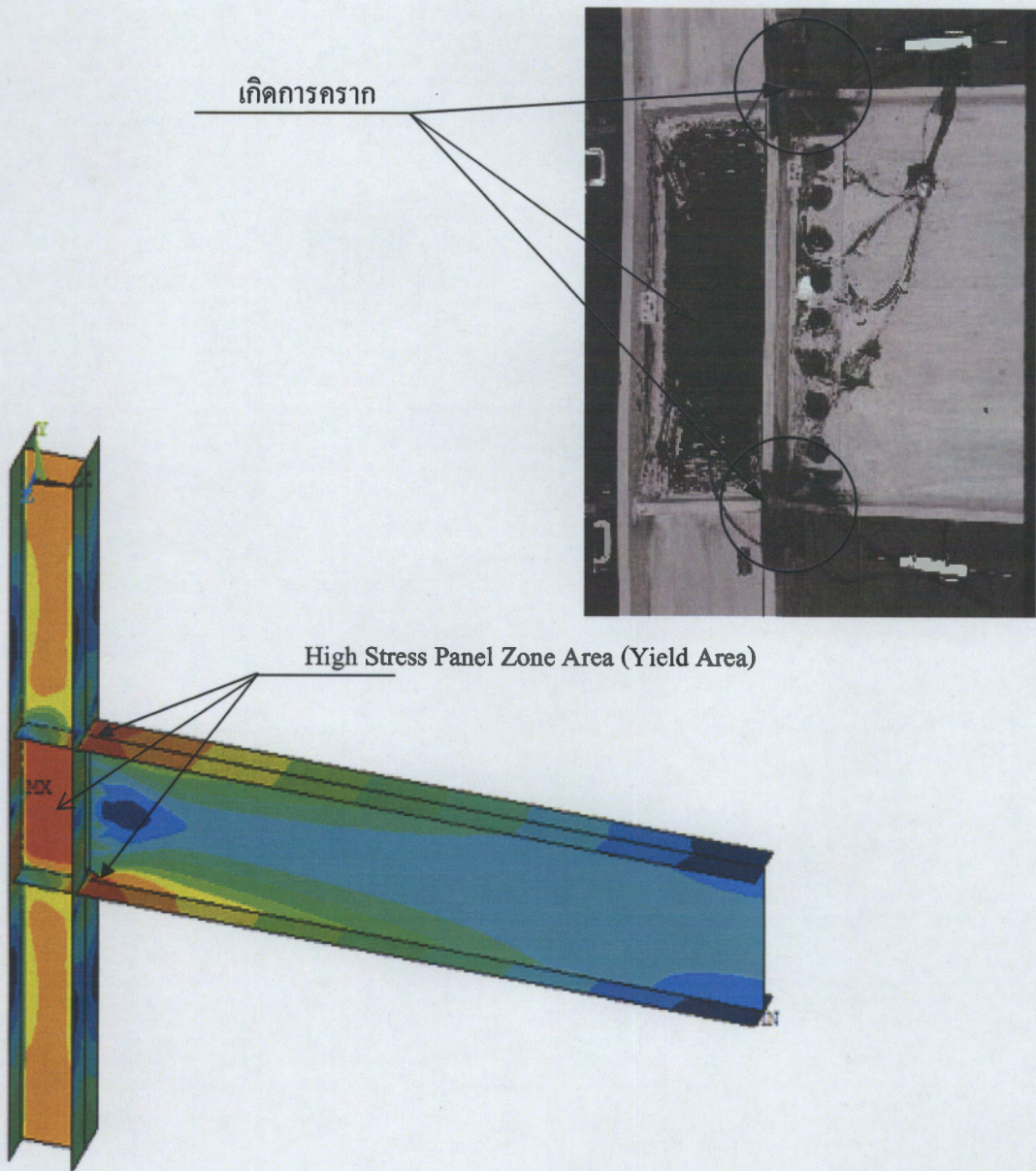
คานบน ซึ่งไม่ถือขนาด ทำให้ในรอบของการผลึกที่เป็นบวก ข้อต่อมีค่าแรงคอบสนองสูงสุดประมาณ 120 กิโลปอนด์ ซึ่งมีค่าเท่ากับผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง



รูปที่ 4.3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงคอบสนองที่ตำแหน่งปลายคานกับระยะเคลื่อนที่ของปลายคาน

รูปที่ 4.4 แสดงค่าความเค้น von-Mises ของแบบจำลอง เทียบกับรูปถ่ายชิ้นงาน จากการทดสอบที่ระยะปลายคานเคลื่อนที่เท่ากับ 4.27 นิ้ว จากการทดสอบพบว่า บริเวณแผ่น Panel Zone ของชิ้นงานทดสอบเกิดการครากทั้งแผ่นและที่บริเวณรอยต่อระหว่างปีกคานบนและล่าง กับหน้าเสาที่เกิดการครากขึ้นอย่างมาก สังเกตได้จากการที่สีขาวที่ทาไว้ เกิดการหลุดร่อนออก เมื่อเทียบกับการกระจายตัวของค่าความเค้น von-Mises จะพบว่า ตรงตำแหน่งเดียวกันกับตำแหน่งที่เกิดการครากมาก ๆ ค่าความเค้น von-Mises จะมีค่าสูงมากเช่นกัน คือมีค่าตั้งแต่ 50 ถึง 62 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว นั้นแสดงว่าบริเวณเหล่านี้เกิดการครากแล้วเช่นกัน ส่วนในบริเวณอื่นๆ ของแบบจำลอง ก็จะมีค่าความเค้น von-Mises ลดน้อยลงไปตามแถบสีที่แสดงในรูป และในบางบริเวณมีค่าน้อยมาก แสดงว่าบริเวณเหล่านี้อยู่ในช่วงพิคภัยยืดหยุ่น

จากรูปที่ 4.3 และ 4.4 สามารถสรุปได้ว่า แบบจำลองไฟในอติเมตต์มีความถูกต้องสูง สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อคาน-เสาเหล็กได้ดีมาก นอกจากนี้ยังสามารถแสดงพฤติกรรมการครากได้ตรงกับตำแหน่งที่เกิดการครากในชิ้นงานทดสอบ ถึงแม้ว่าแบบจำลองไฟในอติเมตต์นี้ไม่สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อ ณ เวลาที่ปีกคานเกิดการฉีกขาดได้ แต่แบบจำลองสามารถระบุบริเวณที่น่าจะเกิดการฉีกขาดได้ตรงกับตำแหน่งที่เกิดการฉีกขาดของปีกคานจริงในชิ้นงานทดสอบ กล่าวคือ บริเวณปีกคาน ตรงตำแหน่งที่ติดกับหน้าเสาทั้งด้านบนและล่าง ซึ่งก็คือตำแหน่งที่เกิดการฉีกขาดจริงในการทดสอบ จะมีค่าความเค้นสูงสุดมากกว่าที่บริเวณอื่น จึงอาจสันนิษฐานได้ว่า ตรงตำแหน่งนี้น่าจะเกิดการฉีกขาด ซึ่งเป็นบริเวณเดียวกับที่เกิดในผลการทดสอบ



รูปที่ 4.4 แสดงค่าความเค้น von-Mises ของแบบจำลอง ExBSsh1C และรูปถ่ายจากการทดสอบที่ระยะ
 ปลายคานเคลื่อนที่เท่ากับ 4.27 นิ้ว

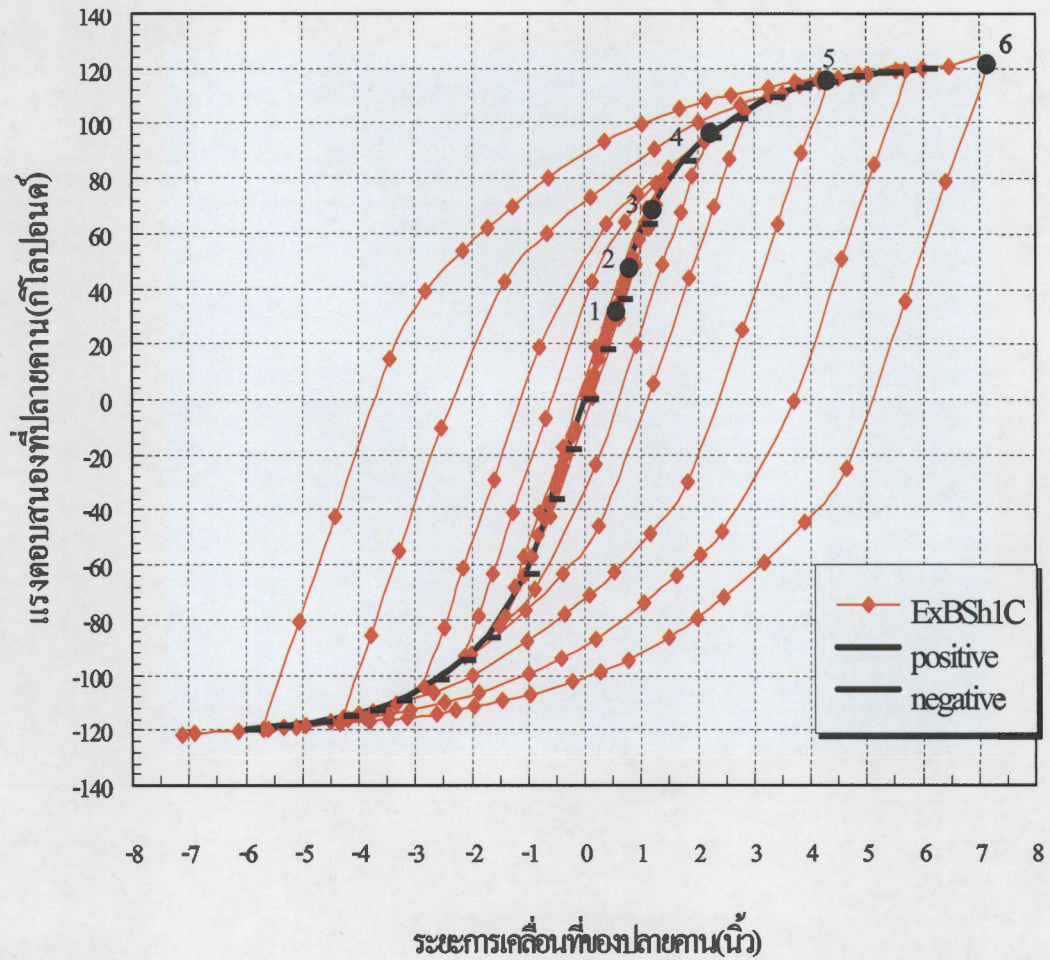
4.4 การวิเคราะห์พฤติกรรมรวมของแบบจำลอง ExBSh1C

ในขั้นต้นสามารถสรุปได้ว่า แบบจำลองไฟในอิเลเมนต์ที่พัฒนาขึ้นนั้นมีความถูกต้องแม่นยำสูง ดังนั้นเพื่อให้นักศึกษาสมบูรณ์ยิ่งขึ้น ผลการวิเคราะห์ข้อต่อนี้จะถูกนำเสนอถึงการตอบสนองของข้อต่อตามสถานะต่างๆ กัน เริ่มตั้งแต่ในสถานะที่ยังไม่เกินพิกัดยืดหยุ่น (Elastic) จนถึงสถานะเกินพิกัดยืดหยุ่น (Inelastic) ในลักษณะการต่อเนื่องของการเคลื่อนที่ปลายคาน

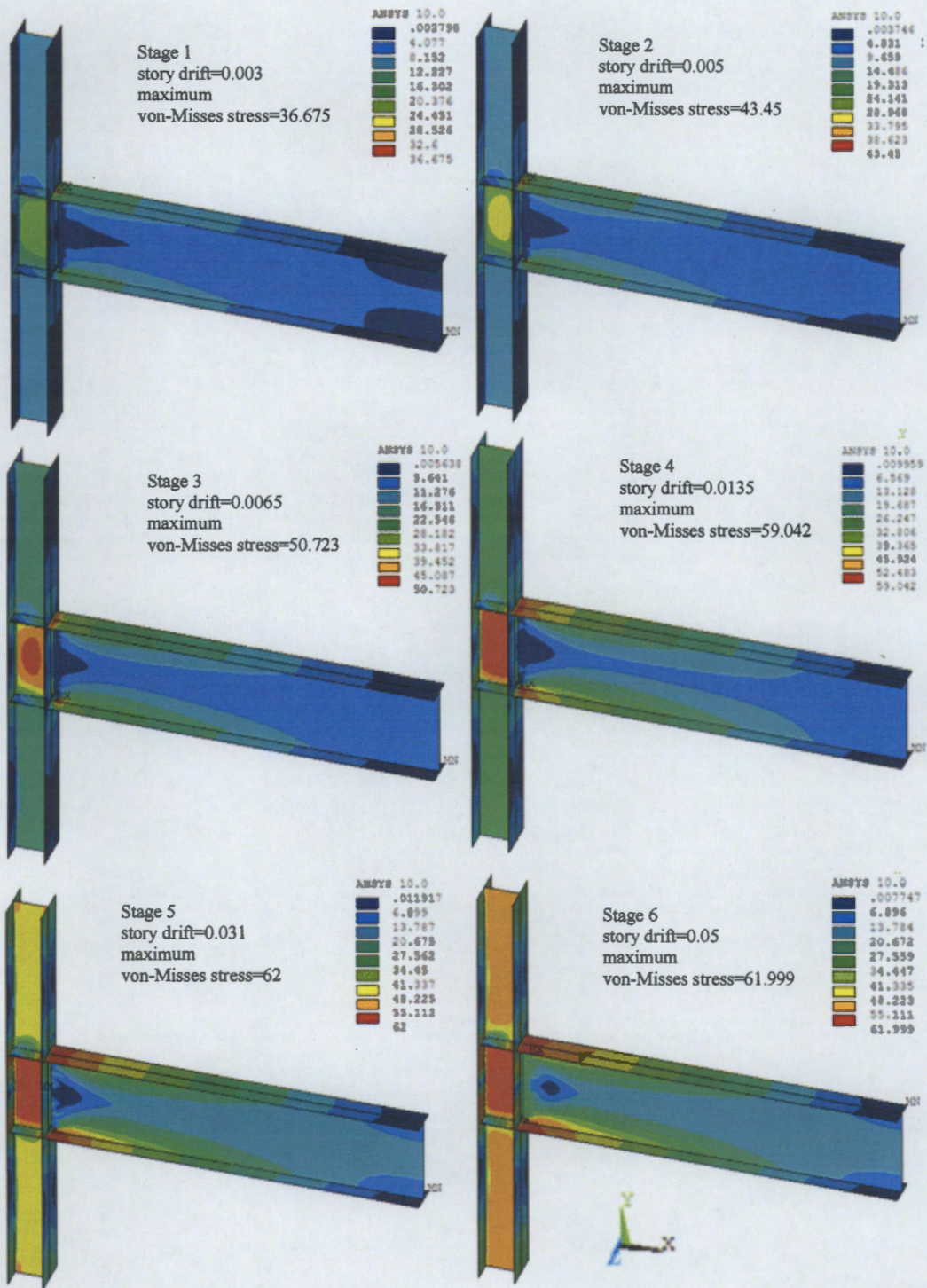
การนำเสนอผลการวิเคราะห์ จะทำโดยลากเส้นต่อจุดที่ค่าแรงตอบสนองที่ปลายคานสูงสุดในแต่ละรอบของการปลัดในทิศทางเดียวกัน แสดงดังเส้นทึบในรูปที่ 4.5 จุด 1-6 แสดงค่าในรอบที่ระยะปลัดเป็นบวก จุดเหล่านี้จะแสดงสถานะต่างๆ ของข้อต่อ ซึ่งแต่ละสถานะ ข้อต่อก็จะมีผลการตอบสนองที่ต่างกันออกไป และเนื่องจากความสมมาตรของผลตอบสนอง ดังนั้นจึงทำให้ทราบว่า ผลการวิเคราะห์ทั้งในด้านที่เป็นบวกจะมีค่าเท่ากับด้านที่เป็นลบ เพียงแต่กลับทิศกันเท่านั้น

รูปที่ 4.6 แสดงค่าความเค้น von-Mises ที่สถานะ 1 ถึง 6 ของแบบจำลอง ExBSh1C ซึ่งสอดคล้องกับค่าแรงตอบสนองที่ปลายคาน และระยะการเคลื่อนที่ของปลายคาน ดังแสดงในรูปที่ 4.5 จากรูปที่ 4.5 ที่จุด 1 2 และ 3 เส้นกราฟยังคงเป็นเส้นตรง แสดงว่าพฤติกรรมของข้อต่อยังอยู่ในช่วงพิกัดยืดหยุ่น ดังนั้นค่าความเค้น von-Mises ในรูป 4.6 สถานะ 1 2 และ 3 ควรจะมีค่าไม่เกิน 50 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว เมื่ออ่านจากแถบสีแสดงค่าความเค้นก็พบว่า ค่าที่อ่านได้อยู่ในช่วงไม่เกิน 50 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้วจริง ส่วนจุด 4 5 และ 6 ในรูปที่ 4.5 แสดงอยู่บนส่วนของเส้นกราฟที่เป็นเส้นโค้ง แสดงว่าพฤติกรรมของข้อต่ออยู่ในช่วงเกินพิกัดยืดหยุ่น แสดงว่าในรูปที่ 4.6 สถานะ 4 5 และ 6 ค่าความเค้น von-Mises จะต้องอ่านค่าแถบสีได้เกินกว่า 50 กิโลปอนด์จนถึง 62 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว ซึ่งแถบสีที่อ่านได้ก็ให้ค่าสอดคล้องกับการประเมินผลจากเส้นกราฟ โดยบริเวณที่มีค่าความเค้น von-Mises เกินกว่า 50 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว แสดงว่าเกิดการคราก และการครากนี้จะเกิดขึ้นที่บริเวณแผ่น Panel Zone และบริเวณปีกคานบนและล่างที่อยู่ติดกับหน้าเสา ส่วนบริเวณที่ไกลออกมาจากหน้าเสา ค่าความเค้น von-Mises ก็จะมีค่าน้อยลงเรื่อยๆ ทั้งในบริเวณปีกคาน และแผ่นเอวของคาน เมื่อพิจารณาเป็นลักษณะแบบต่อเนื่องจะพบว่า ที่แผ่น Panel Zone จะเริ่มมีค่าความเค้นสูงสุดที่ตรงกลาง จากนั้นจะน้อยลงในบริเวณรอบนอก และน้อยที่สุดที่บริเวณติดกับแผ่น Continuity Plate เมื่อระยะการเคลื่อนที่ของปลายคานเพิ่มขึ้น ค่าความเค้นสูงสุดนี้ก็จะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนทั้ง แผ่น Panel Zone เกือบทั้งแผ่นเกิดความเค้นสูงสุดเท่ากับ 62 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว ลักษณะการกระจายตัวของค่าความเค้นในส่วนปีกคานบนและล่าง ตรงบริเวณใกล้กับข้อต่อ (หน้าเสา) ก็จะมีลักษณะเหมือนกันคือ ค่าความเค้นสูงสุดค่อยๆ เพิ่มมากขึ้นตามระยะการเคลื่อนที่ของปลายคานที่เพิ่มมากขึ้น ตารางที่ 4.2 แสดงค่าความเค้น

von-Mises สูงสุด และตำแหน่งที่เกิดค่าสูงสุด ของแบบจำลอง ExBSh1C ซึ่งอ่านได้จากรูปที่ 4.6 ตามสภาวะต่างๆ จาก 1-6



รูปที่ 4.5 แรงตอบสนองที่ปลายคานกับระยะเคลื่อนที่ของปลายคาน ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBSh1C



รูปที่ 4.6 แสดงค่าความเค้น von-Mises ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBS1C

ตารางที่ 4.2 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุดและตำแหน่งที่เกิด สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBSh1C

สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุน ของข้อต่อ (เรเดียน)	แรง ตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	36.675	ปีกคานติดกับหน้าเสา
2	0.71	0.005	62	43.452	Panel Zone และ ปีกคานติดกับหน้าเสา
3	1.08	0.0065	95	50.724	
4	2.147	0.0135	110	59.354	
5	4.303	0.031	116	62	
6	7.163	0.05	120	62	

4.5 การวิเคราะห์พฤติกรรมองค์ประกอบย่อยของแบบจำลอง ExBSh1C

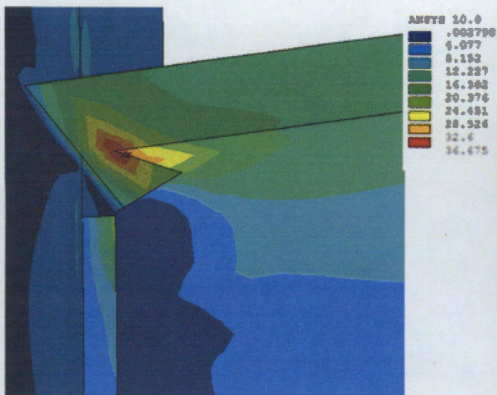
องค์ประกอบย่อยของแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์จะกล่าวถึงคือ บริเวณ Access Hole บริเวณแผ่น Shear Tab บริเวณแผ่น Continuity Plate และปีกคานบน และบริเวณแผ่น Panel Zone โดยค่าที่จะนำเสนอเป็นค่าการกระจายของค่าความเค้น von-Mises ที่สภาวะการเคลื่อนที่ของปลายคานต่างๆ จากสภาวะ 1-6

รูปที่ 4.7 เป็นการกระจายตัวของค่าความเค้น von-Mises ที่บริเวณ Access Hole จากรูปจะเห็นว่าค่าความเค้นสูงสุดจะเกิดขึ้นที่ บริเวณปลายของ Access Hole ด้านที่ติดกับแผ่นปีกคานก่อน จากนั้นค่าความเค้นสูงสุดนี้จะค่อยๆ กระจายตัวออก 2 ทิศทางคือ ตามแนวกว้างของปีกคาน และ กระจายตัวลงสู่ส่วนเว้าของ Access Hole ในแผ่นเอวคาน ค่าความเค้นสูงสุดนี้จะกระจายจนเต็มหน้าตัดปีกคาน และกระจายมาทางด้านหลังของ Access Hole เต็มบริเวณปีกคานด้านหลัง ค่าความเค้นที่ได้จะมีค่าเกินจุดคราก ส่วนบริเวณแผ่นเอวคานที่ติดกับปีกคานเหนือส่วนเว้าของ Access Hole ก็จะทำให้เกิดความเค้นสูงสุดเกินจุดครากเช่นกัน คือมีค่าเกิน 50 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว จากผลการวิเคราะห์นี้ สามารถสรุปได้ว่า ที่บริเวณจุดต่อระหว่างปลาย Access Hole กับแผ่นปีกคาน สามารถเกิดการฉีกขาดของเหล็กได้ เพราะมีค่าความเค้นสูงสุดมาก และอยู่ในบริเวณที่แคบๆ การกระจายตัวของค่าความเค้นมีน้อย ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบชิ้นงานขนาดใหญ่ พบว่ารอยแตกจะเกิดขึ้นที่บริเวณนี้ก่อน และทำให้เกิดรอยแตก

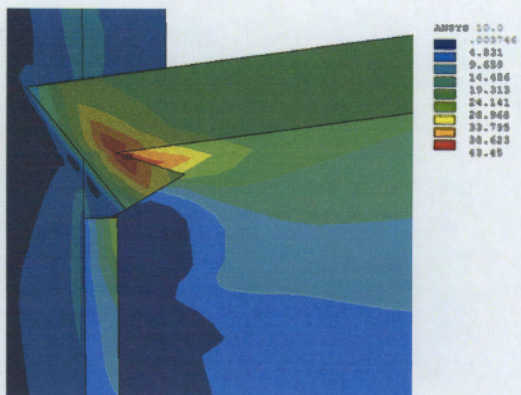
ทะลุผ่านความหนาของปีกคาน ขึ้นสู่ผิวด้านบนของปีกคาน จากนั้นรอยแตกนี้จะกระจายตัวออก ด้านข้างทำให้ปีกคานขาดออกจากกัน แสดงดังรูปที่ 4.8 ตารางที่ 4.3 แสดงค่าความเค้น von-Mises สูงสุด และตำแหน่งที่เกิดค่าสูงสุด ซึ่งอ่านได้จากรูปที่ 4.7 ตามสภาวะต่างๆ จาก 1-6

ตารางที่ 4.3 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด บริเวณ Access Hole ของแบบจำลอง ExBSh1C

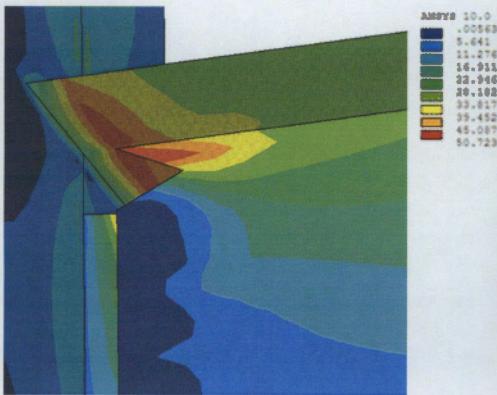
สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุน ของข้อต่อ (เรเดียน)	แรง ตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	36.675	ใต้ปีกคานบนติดกับ ปลาย Access Hole
2	0.71	0.005	62	43.45	
3	1.08	0.0065	95	50.723	
4	2.147	0.0135	110	59.042	
5	4.304	0.031	116	62	
6	7.158	0.05	120	61.999	



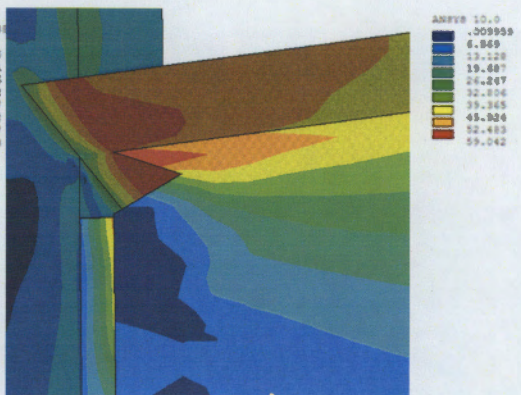
Stage 1
story drift=0.003
maximum von-Mises stress=36.675



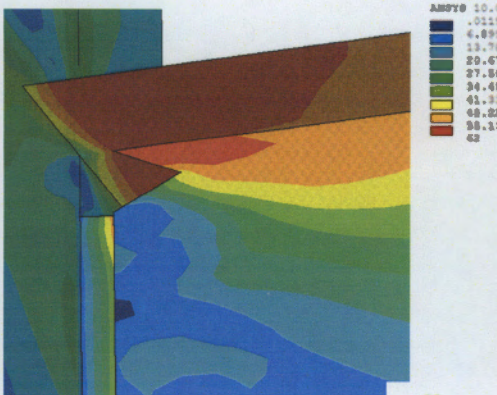
Stage 2
story drift=0.005
maximum von-Mises stress=43.45



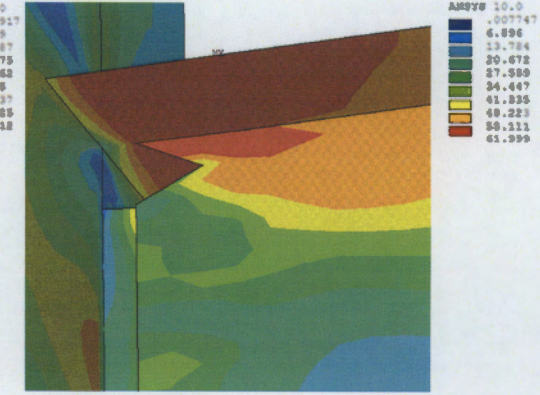
Stage 3
story drift=0.0065
maximum von-Mises stress=50.723



Stage 4
story drift=0.0135
maximum von-Mises stress=59.042



Stage 5
story drift=0.031
maximum von-Mises stress=62



Stage 6
story drift=0.05
maximum von-Mises stress=61.999



รูปที่ 4.7 แสดงค่าความเค้น von-Mises ที่บริเวณ Access Hole ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBSh1C



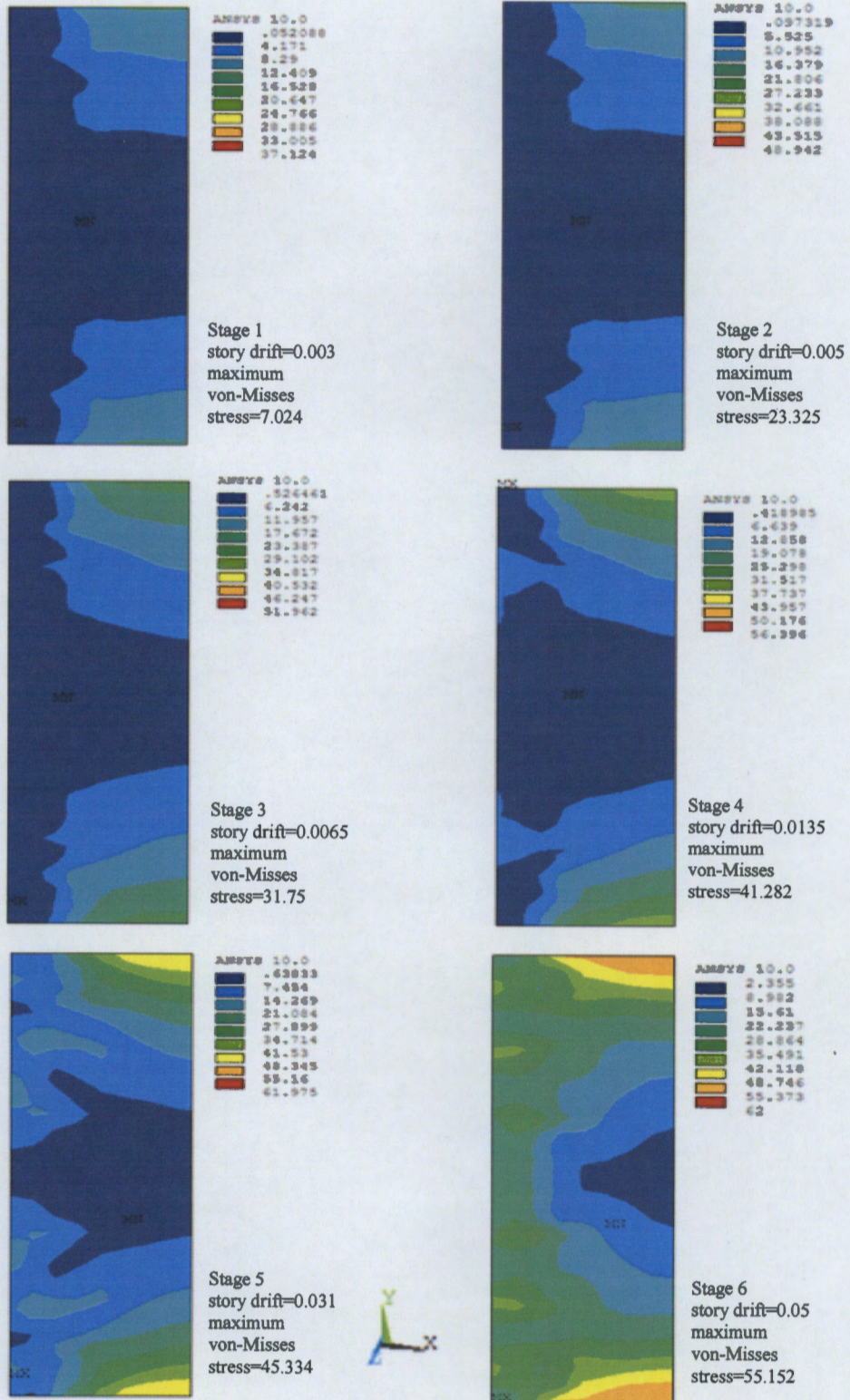
รูปที่ 4.8 แสดงลักษณะการแตกของปีกคานด้านผิวบน ที่บริเวณ Access Hole ของชิ้นงานทดสอบ

รูปที่ 4.9 แสดงการกระจายตัวของค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Shear Tab จากรูปจะเห็นว่าค่าความเค้นสูงสุดจะเกิดขึ้นที่มุมบนและล่างด้านขวามือของแผ่น Shear Tab และเมื่อค่าการเคลื่อนที่ของปลายคานเพิ่มขึ้น ค่าความเค้นสูงสุดนี้จะมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนมีค่าประมาณ 55 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว แสดงว่าที่มุมบนและล่างขวามือของแผ่น Shear Tab จะเกิดการคราก อย่างไรก็ตาม เป็นที่น่าสนใจเป็นอย่างยิ่งว่า แผ่น Shear Tab บริเวณที่ติดกับหน้าเสา คือด้านซ้ายมือในรูป จะมีค่าความเค้น von-Mises ต่ำมาก และเป็นบริเวณที่มีค่าน้อยที่สุดในแผ่น Shear Tab เมื่อค่าการเคลื่อนที่มากขึ้น ค่าความเค้นบริเวณนี้จึงค่อยๆ มีค่าเพิ่มขึ้น แต่จะเห็นว่าเพิ่มขึ้นค่อนข้างช้า และเพิ่มขึ้นไม่มากนัก เมื่อถึงสถานะที่ 6 พบว่า ค่าความเค้น von-Mises ในบริเวณนี้มีค่าสูงสุดเพียง 20 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว ซึ่งยังไม่ถึงจุดครากของเหล็ก จากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวข้างต้นพบว่า แผ่น Shear Tab ทั้งแผ่นนั้น มีค่าความเค้น von-Mises สูงสุดโดยเฉลี่ยอยู่ที่ประมาณ 25 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว ยกเว้นบริเวณเล็กๆ ที่มุมขวาด้านบนและล่าง เมื่อคานมีระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 7.2 นิ้ว แสดงให้เห็นว่า แผ่น Shear Tab อาจไม่มีประสิทธิภาพที่ดีพอในการส่งถ่ายแรงเฉือนเข้าสู่เสา นอกจากนี้ จากทฤษฎีของคาน ที่กำหนดไว้ว่าค่าแรงเฉือนสูงสุดควรเกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางแผ่น Shear Tab และค่าแรงเฉือนส่วนใหญ่จะต้องเกิดขึ้นในแผ่น Shear Tab และส่วนน้อยเท่านั้นที่จะเกิดขึ้นในปีกคาน แต่จากผลการวิเคราะห์ สามารถสรุปผลได้ตรงข้ามกับทฤษฎีของคาน กล่าวคือ ค่าแรงเฉือนส่วนใหญ่ ไม่ได้เกิดขึ้นในแผ่น Shear Tab และ

ค่าแรงเฉือนสูงสุดก็ไม่ได้เกิดขึ้นที่บริเวณกึ่งกลางของแผ่น Shear Tab ด้วย นอกจากนี้ผลที่ได้จากการทดสอบชิ้นงานทดสอบขนาดใหญ่ ก็ยืนยันผลการวิเคราะห์ ดังนี้คือ แผ่น Shear Tab มีความเสียหายน้อยมากและแทบจะไม่เกิดการครากเลย เมื่อเทียบกับบริเวณปีกคานบนและล่าง ตรงบริเวณจุดต่อคาน-เสา แสดงว่า การออกแบบแผ่น Shear Tab อาจเกิดข้อผิดพลาด ควรมีการศึกษาเพิ่มเติมในเชิงลึกให้มากขึ้น เพื่อนำไปสู่ข้อสรุปสำหรับการออกแบบแผ่น Shear Tab ที่เหมาะสม รวมถึงรูปแบบแผ่น Shear Tab ที่มีประสิทธิภาพในการรับแรงเฉือนได้ดียิ่งขึ้น ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด และตำแหน่งที่เกิดบนแผ่น Shear Tab ที่สภาวะ 1-6 ซึ่งอ่านได้จากรูปที่ 4.9 แสดงสรุปไว้ในตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4.4 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด บนแผ่น Shear Tab ของแบบจำลอง ExBSh1C

สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุน ของข้อต่อ (เรเดียน)	แรง ตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	7.024	มุมบนและล่างด้านขวามือ ของแผ่น Shear Tab
2	0.71	0.005	62	23.325	
3	1.08	0.0065	95	31.75	
4	2.147	0.0135	110	41.282	
5	4.304	0.031	116	45.334	
6	7.158	0.05	120	55.152	

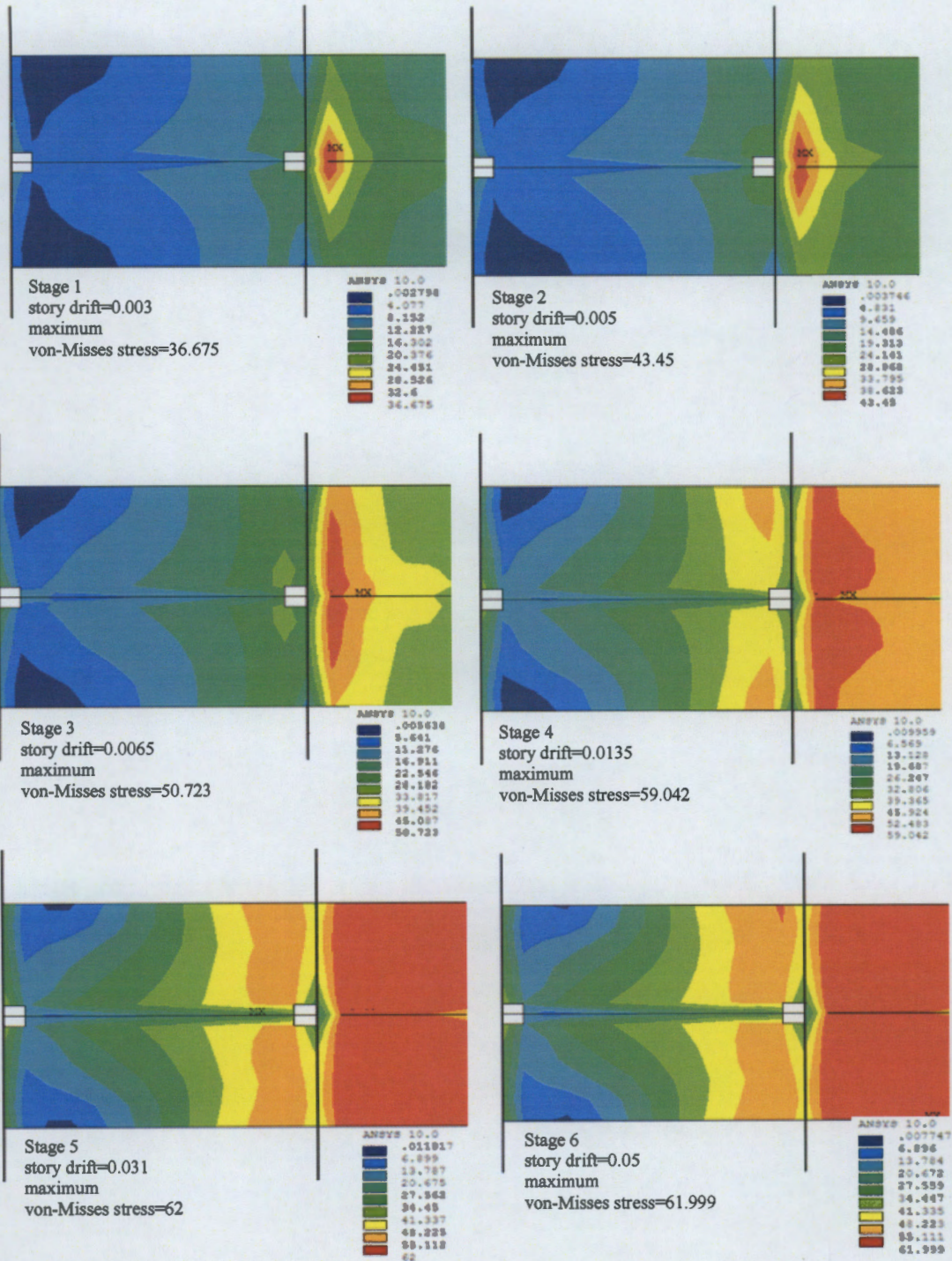


รูปที่ 4.9 แสดงค่าความเค้น von-Mises บนแผ่น Shear Tab ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBSh1C

รูปที่ 4.10 แสดงการกระจายตัวค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Continuity Plate และในปีกคานบนติดกับหน้าเสา สำหรับ แผ่น Continuity Plate นั้น ค่าความเค้นสูงสุดมีค่าประมาณ 55 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว ตรงบริเวณที่ติดกับปีกคาน มีระยะวัดจากหน้าเสาด้านที่ติดกับปีกคานประมาณหนึ่งในสี่ของระยะความลึกของเสา แสดงว่าบริเวณนี้ เหล็กจะเกิดการคราก ส่วนบริเวณอื่นที่เหลือของแผ่น Continuity Plate จะไม่เกิดการคราก ส่วนปีกคานบนนั้น จะเกิดค่าความเค้นสูงสุดที่บริเวณจุดกึ่งกลางความกว้างของปีกคาน ซึ่งจะเป็นตำแหน่งที่ตรงกับปลายของ Access Hole ติดกับปีกคานบนด้านผิวล่าง ค่าความเค้นนี้จะค่อยๆ ขยายตัวออกด้านข้าง จนเต็มความกว้างของปีกคาน และจากนั้น จะกระจายตัวมาทางด้านหลังห่างออกจากหน้าเสา ซึ่งมีลักษณะคล้ายกับเมื่อมองจากผิวด้านล่างของปีกคาน ค่าความเค้นสูงสุด มีค่าเท่ากับ 62 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว แสดงว่า ปีกคานสามารถเกิดการครากขึ้นได้ในบริเวณกว้าง ถ้าบริเวณอื่นไม่เกิดการฉีกขาดเสียก่อน ทั้งนี้อาจเป็นเรื่องค่อนข้างยาก เพราะบริเวณที่เกิดค่าความเค้น von-Mises สูงสุดเท่ากับ 62 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว ที่บริเวณกึ่งกลางของคานเกิดขึ้นในสภาวะที่ 2 ซึ่งถือว่าเร็วมาก ดังนั้น จุดนี้น่าจะเกิดการฉีกขาดได้ก่อนที่ค่าความเค้นจะสามารถกระจายตัวได้ถึงสภาวะที่ 6 คาดว่าน่าจะมีการฉีกขาดที่ประมาณสภาวะที่ 4 ซึ่งมีค่าการเคลื่อนที่ของปลายคานเท่ากับ 3.34 นิ้ว หรือข้อต่อหมุนไปประมาณ 0.022 เรเดียน ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด และตำแหน่งที่เกิดบนแผ่น Continuity Plate และปีกคานบนที่สภาวะ 1-6 ซึ่งอ่านได้จากรูปที่ 4.9 แสดงสรุปไว้ในตารางที่ 4.5

ตารางที่ 4.5 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด บนแผ่น Continuity Plate และปีกคานบนของแบบจำลอง ExBSh1C

สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุน ของข้อต่อ (เรเดียน)	แรง ตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	36.675	ปีกคานบน ติดกับหน้าเสา
2	0.71	0.005	62	43.45	
3	1.08	0.0065	95	50.723	
4	2.147	0.0135	110	59.042	
5	4.304	0.031	116	62	
6	7.158	0.05	120	61.999	

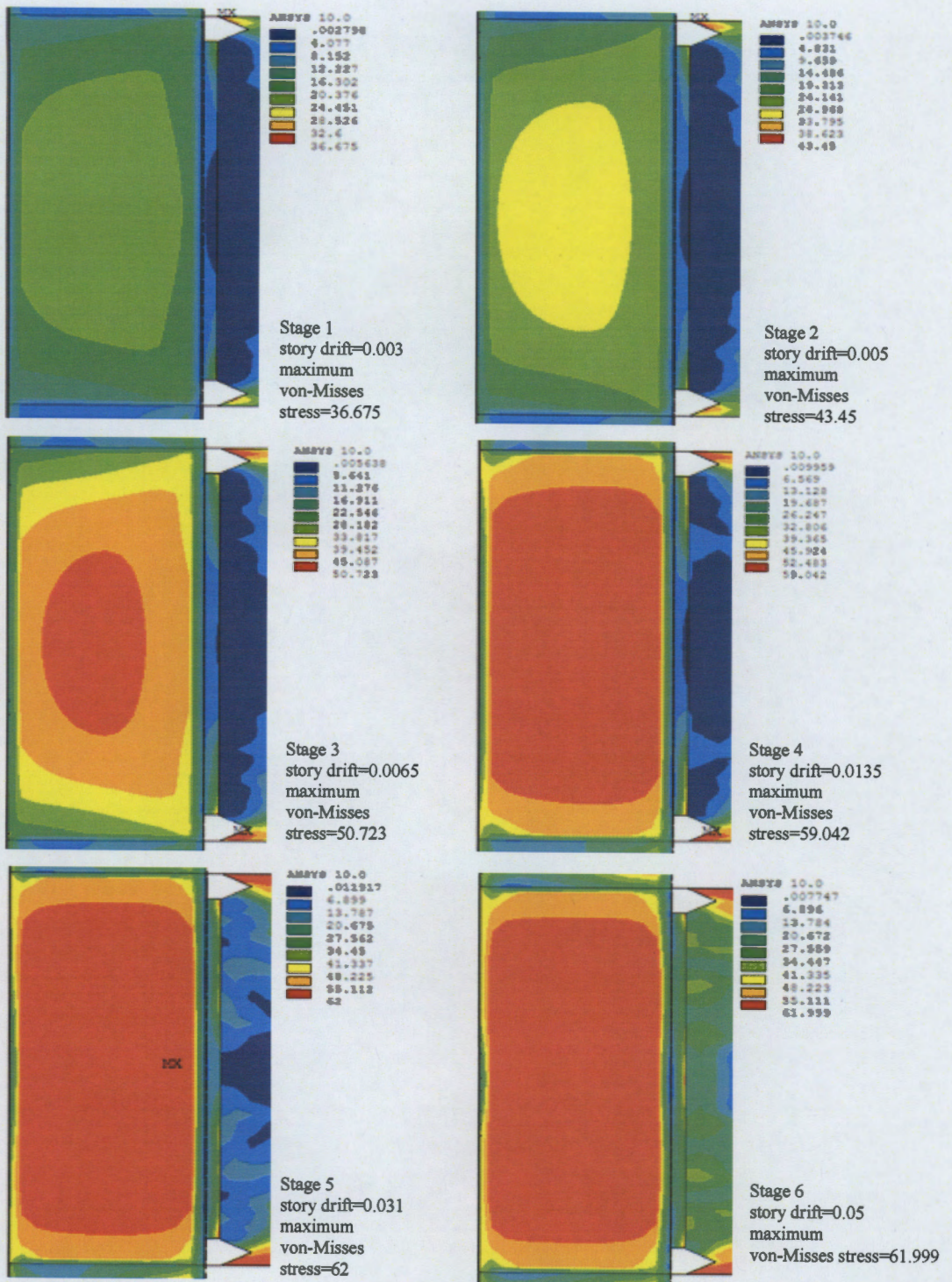


รูปที่ 4.10 แสดงค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Continuity Plate และปีกคานบนติดกับหน้าเสา ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBSh1C

รูปที่ 4.11 แสดงการกระจายตัวของค่าความเค้น von-Mises บนแผ่น Panel Zone จากรูปค่าความเค้นสูงสุด จะเกิดขึ้นที่บริเวณกึ่งกลางของแผ่น Panel Zone และมีค่าน้อยที่สุดที่บริเวณติดกับ แผ่น Continuity Plate ด้านบนและล่าง เมื่อค่าการเคลื่อนที่ของปลายคานเพิ่มขึ้น ค่าความเค้นสูงสุดจะค่อยๆ ขยายตัวออกจากกึ่งกลางจนเต็มบริเวณแผ่น Panel Zone ในลักษณะสมมาตร ค่าความเค้นสูงสุดมีค่าเท่ากับ 62 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว ที่สถานะที่ 6 และเกิดขึ้นกับพื้นที่ส่วนใหญ่ของแผ่น Panel Zone แสดงว่า แผ่น Panel Zone ส่วนใหญ่เกิดการคราก ซึ่งตรงกับผลที่ได้จากการทดสอบชิ้นงาน ทั้งนี้ เนื่องจากข้อต่อคาน-เสาชนิดนี้ ถูกออกแบบให้แผ่น Panel Zone มีความแข็งแรงน้อย เมื่อเทียบกับความแข็งแรงของคาน จึงทำให้เกิดการครากเป็นบริเวณกว้างในแผ่น Panel Zone ทั้งนี้การเกิดการครากที่มากเกินไปในแผ่น Panel Zone อาจส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมรวมขององค์อาคาร เช่น ปัญหาแรงยึดศูนย์กลาง ใดๆก็ตาม ผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ไม่สามารถแสดงปัญหาที่อาจเกิดขึ้นกับข้อต่อเนื่องจากการครากที่มากเกินไปของแผ่น Panel Zone จึงอาจต้องทำการวิเคราะห์ต่อไปในเชิงลึก เพื่อหาผลกระทบของการครากนี้ต่อพฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสาเหล็กต่อไป ค่าความเค้น von-Mises สูงสุดและตำแหน่งที่เกิดในแผ่น Panel Zone ที่อ่านได้จากรูป 4.11 ที่สถานะต่างๆ จาก 1-6 แสดงสรุปไว้ในตารางที่ 4.6

ตารางที่ 4.6 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด ในแผ่น Panel Zone ของแบบจำลอง ExBSh1C

สถานะ	ระยะเคลื่อนที่ ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุน ของข้อต่อ (เรเดียน)	แรง ตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	36.675	กลาง Panel Zone
2	0.71	0.005	62	43.45	
3	1.08	0.0065	95	50.723	
4	2.147	0.0135	110	59.042	
5	4.304	0.031	116	62	
6	7.158	0.05	120	61.999	



รูปที่ 4.11 แสดงค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Panel Zone ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExBSh1C

บทที่ 5

ผลการวิเคราะห์ไฟในอิลิเมนต์ข้อต่อชนิดก่อสร้างในประเทศไทย (ExTSh1C)

5.1 บทนำ

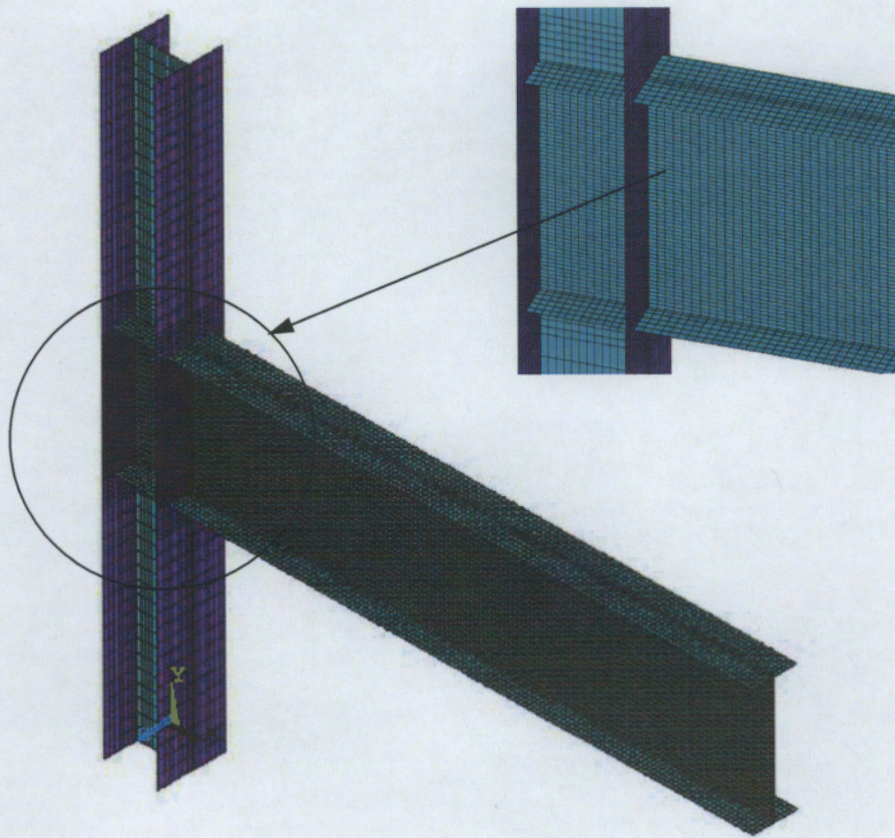
จากบทที่ 4 สามารถสรุปได้ว่า แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ (ExBsh1C) ที่พัฒนาขึ้นนั้น มีความถูกต้อง สามารถทำนายได้ ความสามารถในการรับแรงวัฏจักรได้ดี และสามารถทำนายพฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสาชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ได้ดี เมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบชิ้นงานจริงในห้องปฏิบัติการ ดังนั้น เมื่อนำแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ในบทที่ 4 มาทำการปรับรายละเอียดต่างๆ ให้มีลักษณะคล้ายกับข้อต่อคาน-เสาเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย และทำการวิเคราะห์แบบจำลองนี้ ผลที่ได้จากการวิเคราะห์หน้าจะให้ผลที่ใกล้เคียงกับผลที่คาดว่าจะได้จากการทดสอบชิ้นงานทดสอบที่มีรายละเอียดการก่อสร้างในประเทศไทย

5.2 แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ข้อต่อคาน-เสา ชนิดที่มีรายละเอียดตามการก่อสร้างในประเทศไทย (ExTSh1C)

จากการรวบรวมข้อมูลเบื้องต้นทำให้ทราบว่า การก่อสร้างข้อต่อคาน-เสานั้น จะไม่ใช่แผ่น Shear Tab โดยจะทำการเชื่อมแผ่นเอวคานและปีกคานบนล่าง ติดกับหน้าเสา เป็นลักษณะการเชื่อมรอบเส้นรอบรูปของคาน W-Flange ดังนั้นจึงทำให้ไม่มีการตัดแผ่นเอวคานทำเป็น Access Hole ด้วย แสดงไว้ในรูปที่ 2.3 กล่าวโดยสรุป ข้อต่อคาน-เสาเหล็กในประเทศไทย จะเป็นลักษณะเชื่อมเต็มเส้นรอบรูปหน้าตัดคาน โดยไม่มีแผ่น Shear Tab และ Access Hole

รูปที่ 5.1 แสดงแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ข้อต่อคาน-เสาชนิดก่อสร้างในประเทศไทย (ExTSh1C) โดยยังคงเป็นข้อต่อของเสาด้านริม (Exterior Connection) ขนาดหน้าตัดคานและเสาที่ใช้สำหรับแบบจำลองนี้ มีขนาดเท่ากับแบบจำลอง ExBsh1C ทุกประการคือ คานมีหน้าเท่ากับ W30x99 และเสามีขนาดหน้าตัดเท่ากับ W14x145 โดยคานมีความยาวจากปลายคานตรงบริเวณใส่แรงวัฏจักร (ระยะการเคลื่อนที่ซ้าย-ขวา) ถึงตำแหน่งกึ่งกลางเสา เท่ากับ 136 นิ้ว และมีความสูงของเสาจากกึ่งกลางของตำแหน่งยึดรับจนถึงล่างเท่ากับ 144 นิ้ว การใส่แรงวัฏจักรก็จะเป็นไปตามมาตรฐานการทดสอบกำหนดโดย SAC 1997 ซึ่งก็จะเหมือนกับทำให้แรงสลักในบทที่ 4 ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง จะถูกนำเสนอในลักษณะเดียวกับการนำเสนอผลในบทที่ 4 คือ ค่าที่ได้จากการทดสอบ จะถูกนำมา

สร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงตอบสนองของข้อต่อ กับค่าการเคลื่อนที่ของปลายคาน โดยสรุป การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ExTSh1C จะเหมือนกับ ExBsh1C ทุกประการ ยกเว้น ExTSh1C จะไม่มีแผ่น Shear Tab และไม่มีช่อง Access Hole ส่วนอื่นๆ เช่น คุณสมบัติของเหล็ก คุณสมบัติที่ ตำแหน่งยึดรั้ง ตำแหน่งการให้แรงวิฤจักร รูปแบบแรงวิฤจักร จะเหมือนกับแบบจำลองในบทที่ 4 ทุก ประการ



รูปที่ 5.1 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ExTSh1C

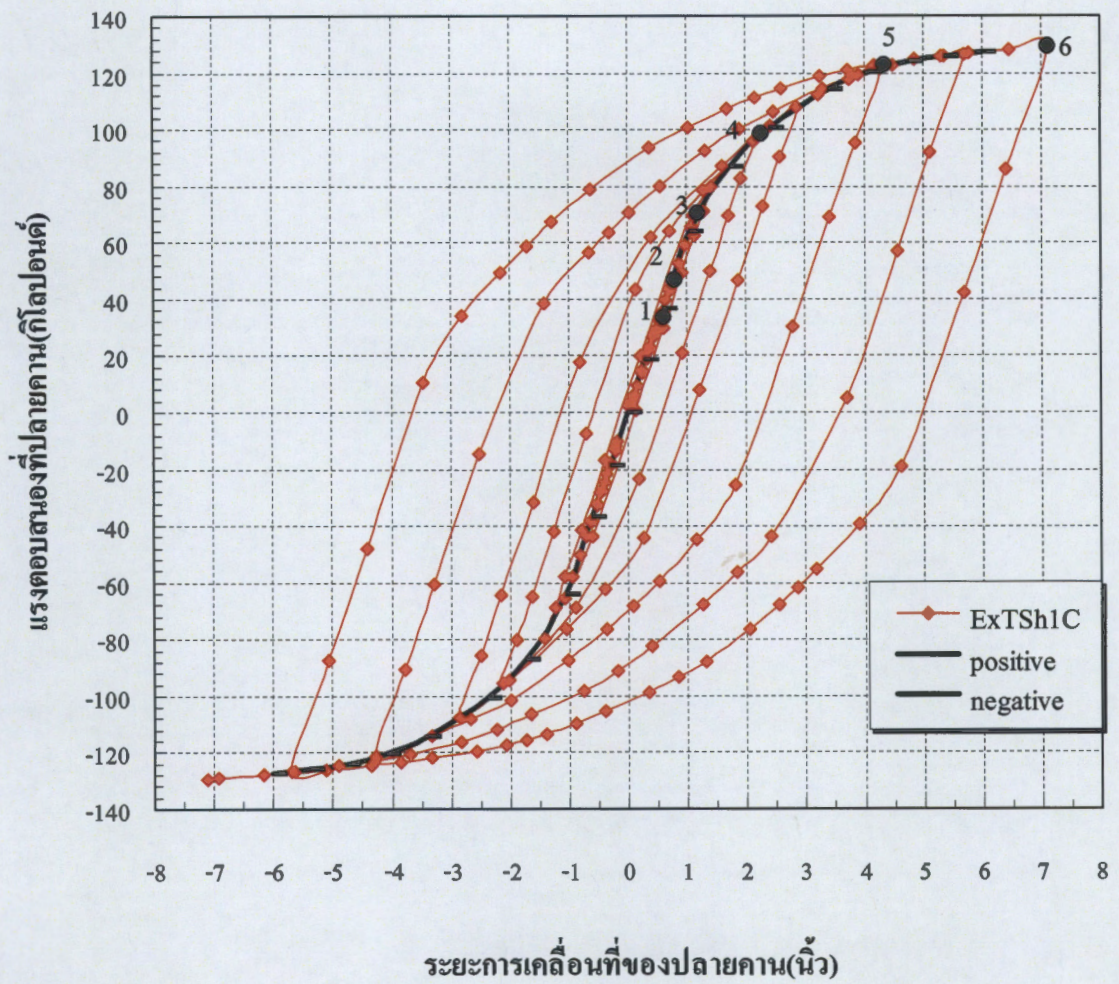
5.3 การวิเคราะห์พฤติกรรมองค์รวมของแบบจำลอง ExTSh1C

รูปที่ 5.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงตอบสนองที่ปลายคาน กับระยะเคลื่อนที่ของปลายคาน จากรูปพบว่า Hysteresis loop ของแบบจำลอง ExTSh1C มีขนาดใหญ่กว่าแบบจำลอง ExBSh1C เล็กน้อยคือ มีค่าแรงตอบสนองของข้อมูลสูงสุดประมาณ 130 กิโลปอนด์ อย่างไรก็ตาม รูปลักษณะของวงรอบมีลักษณะใกล้เคียงกัน คือมีขนาดใหญ่และกว้าง แสดงว่าข้อต่อนี้สามารถรับแรงวัฏจักรได้ดี นอกจากนี้ เมื่อพิจารณาแผ่น Panel Zone ที่สภาวะที่ 6 จะพบว่า แผ่น Panel Zone เกิดการครากทั้งแผ่น และมีค่าความเค้น Von-Mises ในส่วนเท่ากับ 62 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว ซึ่งมีลักษณะคล้ายกับแบบจำลอง ExBSh1C

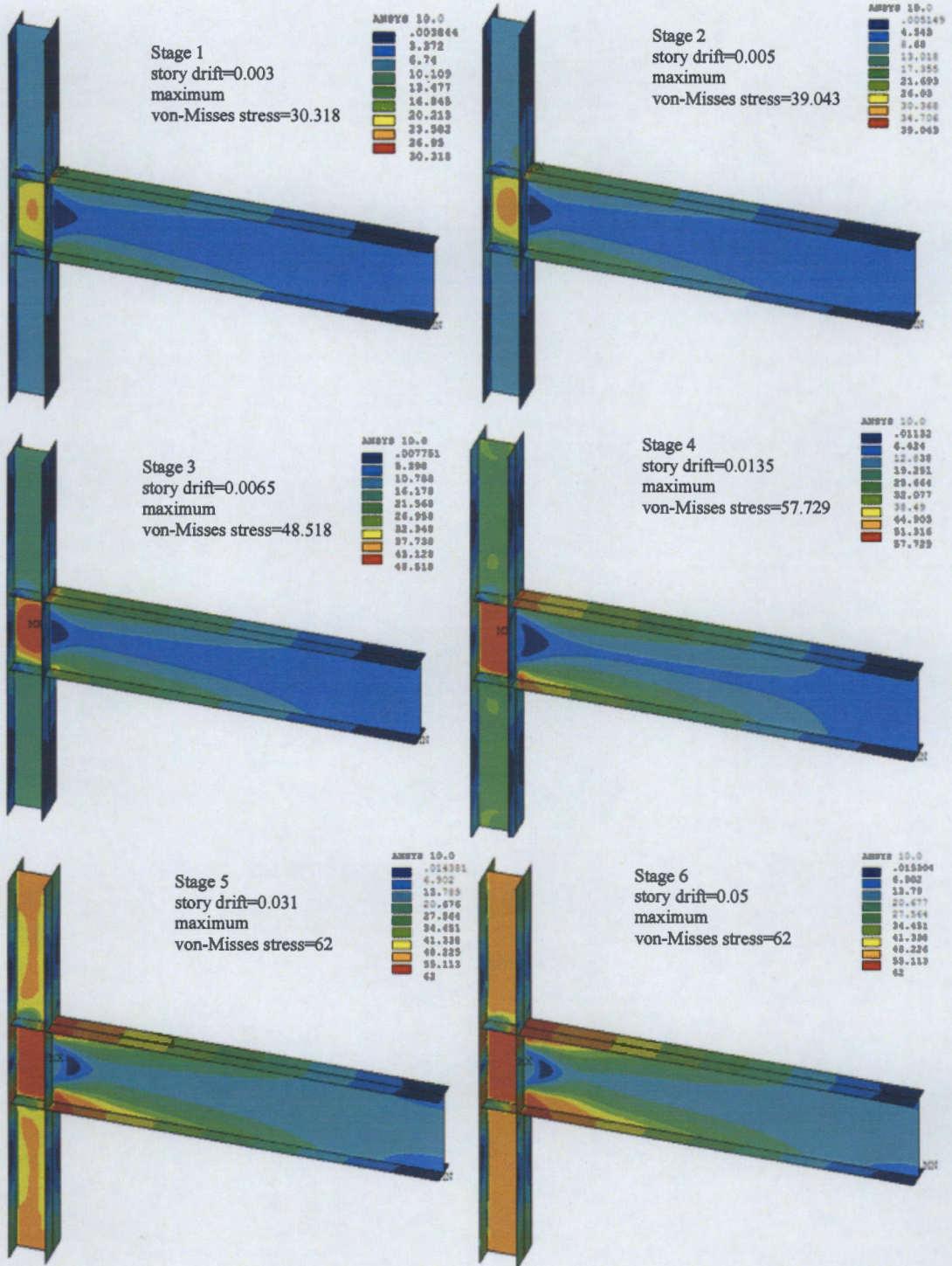
พฤติกรรมของข้อต่อที่สภาวะต่างๆ จาก 1 ถึง 6 นั้น แสดงในรูปที่ 5.3 การนำเสนอจะคล้ายกับการนำเสนอผลการวิเคราะห์ของแบบจำลอง ExTSh1C โดยสภาวะที่ 1 ถึง 3 จะเป็นช่วงที่ข้อต่อยังอยู่ในช่วงพิกัดยืดหยุ่น(Elastic) และสภาวะ 4 ถึง 6 จะเป็นช่วงที่ข้อต่อมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงเกินพิกัดยืดหยุ่น (Inelastic) จากการอ่านค่าความเค้น Von-Mises ในส่วนบริเวณข้อต่อระหว่างปีกคานเข้าสู่หน้าเสา และแผ่น Panel Zone จะพบว่า ค่าความเค้นจะมีค่าสูงกว่าบริเวณอื่นๆ และมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ เมื่อระยะการเคลื่อนที่ปลายคานเพิ่มขึ้น ค่าความเค้นสูงสุดในบริเวณเหล่านี้จะมีค่าเท่ากับ 62 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว เหมือนกับแบบจำลอง ExBSh1C ตารางที่ 5.1 แสดงค่าความเค้น Von-Mises สูงสุด และตำแหน่งที่เกิดค่าตามสภาวะจาก 1 ถึง 6

ตาราง 5.1 สรุปค่าความเค้น von-Mises และตำแหน่งที่เกิดตามสภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExTSh1C

สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุน ของข้อต่อ (เรเดียน)	แรง ตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่า ความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	30.318	ปีกคานติดกับหน้าเสา
2	0.71	0.005	60	39.043	Panel Zone และ ปีกคานติดกับหน้าเสา
3	1.08	0.0065	95	48.518	
4	2.146	0.0135	118	57.729	
5	4.3	0.031	120	62	
6	7.157	0.05	125	62	



รูปที่ 5.2 แรงตอบสนองที่ปลายคานกับระยะเคลื่อนที่ของปลายคาน ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExTSh1C



รูปที่ 5.3 แสดงค่าความเค้น von-Mises ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExTSh1C

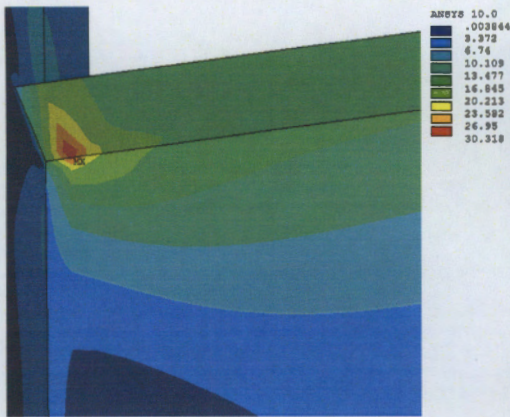
5.4 การวิเคราะห์พฤติกรรมองค์ประกอบย่อยของแบบจำลอง ExTSh1C

เนื่องจากแบบจำลองนี้ไม่มี Access Hole และแผ่น Shear Tab ดังนั้นองค์ประกอบย่อยที่จะนำเสนอคือ บริเวณจุดต่อระหว่างปีกคานและหน้าเสา ซึ่งจะคือบริเวณเดียวกับ Access Hole ซึ่งบริเวณนี้ จะยังคงมีเนื้อเหล็กของแผ่นเอวคานอยู่ ซึ่งเป็นตำแหน่งที่เชื่อมติดกับหน้าเสา, บริเวณแผ่น Continuity Plate และปีกคานบน และบริเวณแผ่น Panel Zone โดยจะนำเสนอค่าการกระจายของค่าความเค้น Von-Mises ที่สภาวะการเคลื่อนที่ของปลายคานต่างๆ จากสภาวะ 1-6

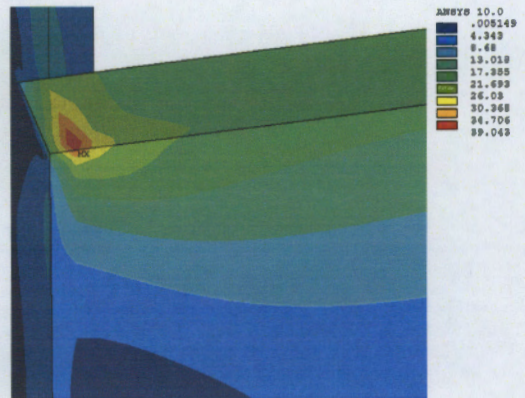
รูปที่ 5.4 แสดงการกระจายตัวของค่าความเค้น Von-Mises ที่บริเวณใต้ปีกคานบน ตำแหน่งเดียวกับ Access Hole จากรูปพบว่า การกระจายตัว มีความแตกต่างกันคือ ค่าความเค้นสูงสุด จะเกิดขึ้นตรงบริเวณแผ่นเอวที่ติดกับใต้ปีกคาน นอกจากนี้ จะมีค่ามากขึ้นและกระจายตัวมากขึ้นในบริเวณแผ่นเอวด้านบนที่ติดกับใต้ปีกคาน เมื่อระยะการเคลื่อนที่ของคานเพิ่มขึ้น เนื่องจากในแบบจำลอง ExBSh1C เนื้อเหล็กบริเวณแผ่นเอวนี้จะถูกตัดออก เพื่อทำเป็น Access Hole ดังนั้นทำให้ค่าความเค้นสูงสุดในบริเวณนี้มีไม่มากนัก สำหรับแบบจำลอง ExBSh1C เมื่อเทียบค่ากับแบบจำลอง ExTSh1C จากลักษณะการกระจายตัวของค่าความเค้นของแบบจำลอง ExTSh1C นี้ อาจสรุปได้ว่า การครากอาจจะสามารถกระจายตัวจากปีกคานลงสู่แผ่นเอว ในบริเวณที่ติดกับปีกคานได้ แต่ทั้งนี้ยังต้องศึกษาถึงรายละเอียดอื่นๆ เพิ่มเติมด้วย เพื่อยืนยันว่าการกระจายตัวของการครากสู่แผ่นเอวจะส่งผลคือพฤติกรรมการครากของข้อต่อ ค่าความเค้น Von-Mises สูงสุดและตำแหน่งที่เกิด ซึ่งอ่านได้จากรูปที่ 5 แสดงไว้ในตารางที่ 5.2

ตารางที่ 5.2 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด ใต้ปีกคานบน ของแบบจำลอง ExTSh1C

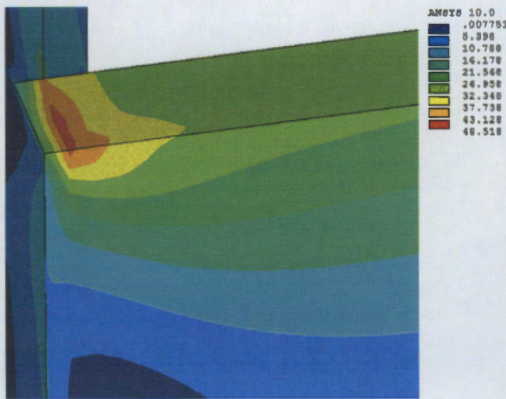
สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุน ของข้อต่อ (เรเดียน)	แรง ตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่า ความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	30.318	แผ่นเอวใต้ปีกคาน ติดกับหน้าเสา
2	0.71	0.005	60	39.043	
3	1.08	0.0065	95	48.518	
4	2.146	0.0135	118	57.729	
5	4.3	0.031	120	62	
6	7.157	0.05	125	62	



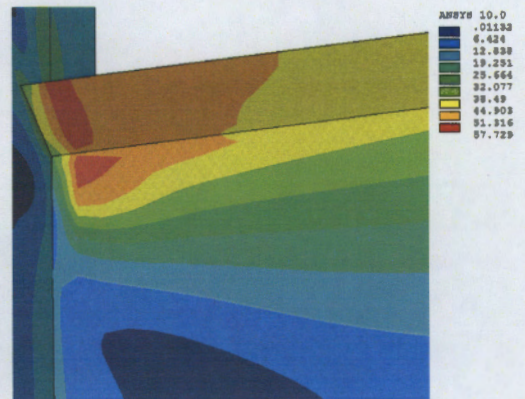
Stage 1
story drift=0.003
maximum von-Mises stress=30.318



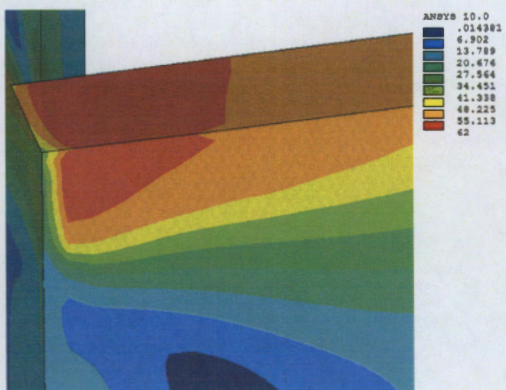
Stage 2
story drift=0.005
maximum von-Mises stress=39.043



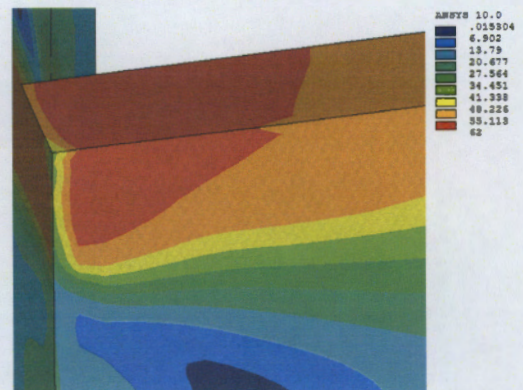
Stage 3
story drift=0.0065
maximum von-Mises stress=48.518



Stage 4
story drift=0.0135%
maximum von-Mises stress=57.729



Stage 5
story drift=0.031
maximum von-Mises stress=62



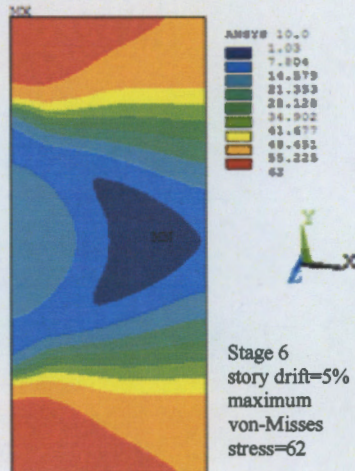
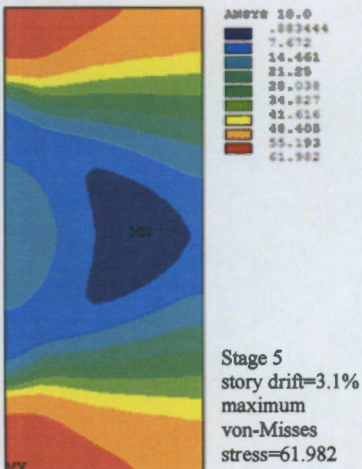
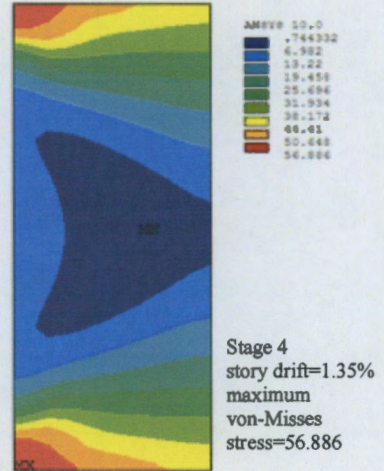
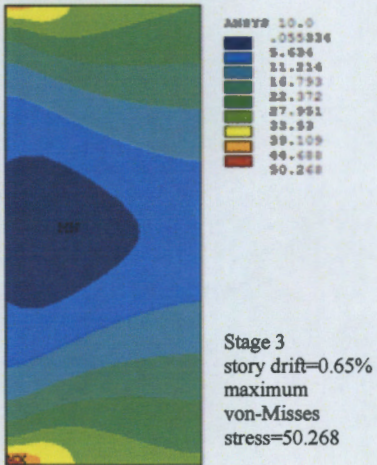
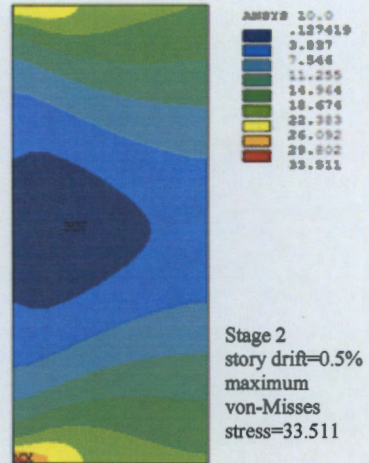
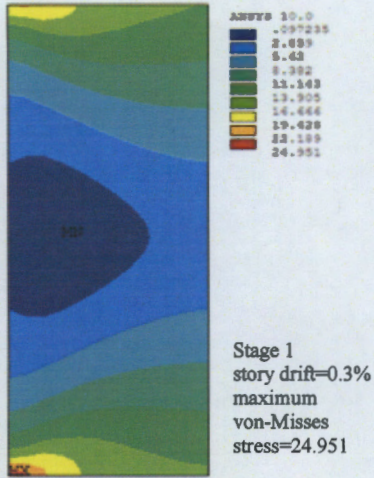
Stage 6
story drift=0.05
maximum von-Mises stress=62

รูปที่ 5.4 แสดงค่าความเค้น von-Mises ได้ปีกคานบนที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExTSh1C

รูปที่ 5.5 แสดงการกระจายตัวของค่าความเค้น Von-Mises ในแผ่นเอวคานบริเวณที่ติดกับหน้าเสา จากรูปจะเห็นว่า ค่าความเค้นสูงสุดจะเกิดขึ้นที่มุมบนและล่างด้านซ้ายมือ ซึ่งก็คือมุมที่ติดกับหน้าเสานั้นเอง และค่าความเค้นสูงสุดนี้จะเพิ่มขึ้นเมื่อการเคลื่อนที่ของคานเพิ่มขึ้น ลักษณะการกระจายตัวนี้มีความต่างจาก แบบจำลอง ExBSh1C ที่เกิดขึ้นที่มุมบนและล่างด้านขวามือของแผ่น Shear Tab นอกจากนี้ จากการประเมินค่าความเค้นที่สภาวะการผลัดต่างๆ จาก 1 ถึง 6 ของแบบจำลอง ExTSh1C พบว่ามีค่าเฉลี่ยมากกว่าของแบบจำลอง ExBSh1C และมีลักษณะการกระจายตัวที่แตกต่างกันคือ ที่บริเวณแผ่นเอวคานที่ติดกับหน้าเสา จะมีค่าความเค้น ในระดับที่มากกว่าค่าความเค้นที่เกิดกับแบบจำลอง ExBSh1C ที่ตำแหน่งและสภาวะการหมุนของข้อต่อเดียวกัน ประเมินได้จากแถบสีแสดงค่าความเค้นอาจสรุปได้ว่า แผ่นเอวคานมีประสิทธิภาพในการรับแรงเฉือน และส่งถ่ายแรงเฉือนเข้าสู่เสาได้ดีกว่า แผ่น Shear Tab อย่างไรก็ตาม ค่าแรงเฉือนสูงสุดก็ไม่ได้เกิดที่บริเวณกึ่งกลางแผ่นเอวคาน แต่เกิดที่มุมบนและล่างของแผ่นเอวคานที่ติดกับปีกคานบนและล่าง แสดงว่าค่าที่ได้ก็ไม่ได้เป็นไปตามทฤษฎีของคาน ซึ่งเหมือนกับค่าที่ได้จากแบบจำลอง ExBSh1C ดังนั้นการจะออกแบบบริเวณปลายคานที่ติดกับหน้าเสา ควรมีการศึกษาเพิ่มเติม เพื่อให้การออกแบบเป็นไปอย่างถูกต้อง ค่าความเค้น Von-Mises สูงสุด และตำแหน่งที่เกิดขึ้นบริเวณแผ่นเอวคานใกล้กับหน้าเสา ตามสภาวะต่างๆ ของแบบจำลอง ExTSh1C แสดงดังตารางที่ 5.3

ตารางที่ 5.3 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด บนแผ่นเอวคานติดกับหน้าเสาของแบบจำลอง ExTSh1C

สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ที่ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุนของข้อต่อ (เรเดียน)	แรงตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	24.951	มุมบนและล่างซ้ายมือของแผ่นเอวคานติดกับหน้าเสา
2	0.71	0.005	60	33.511	
3	1.08	0.0065	95	50.268	
4	2.146	0.0135	118	56.886	
5	4.3	0.031	120	61.982	
6	7.157	0.05	125	62	

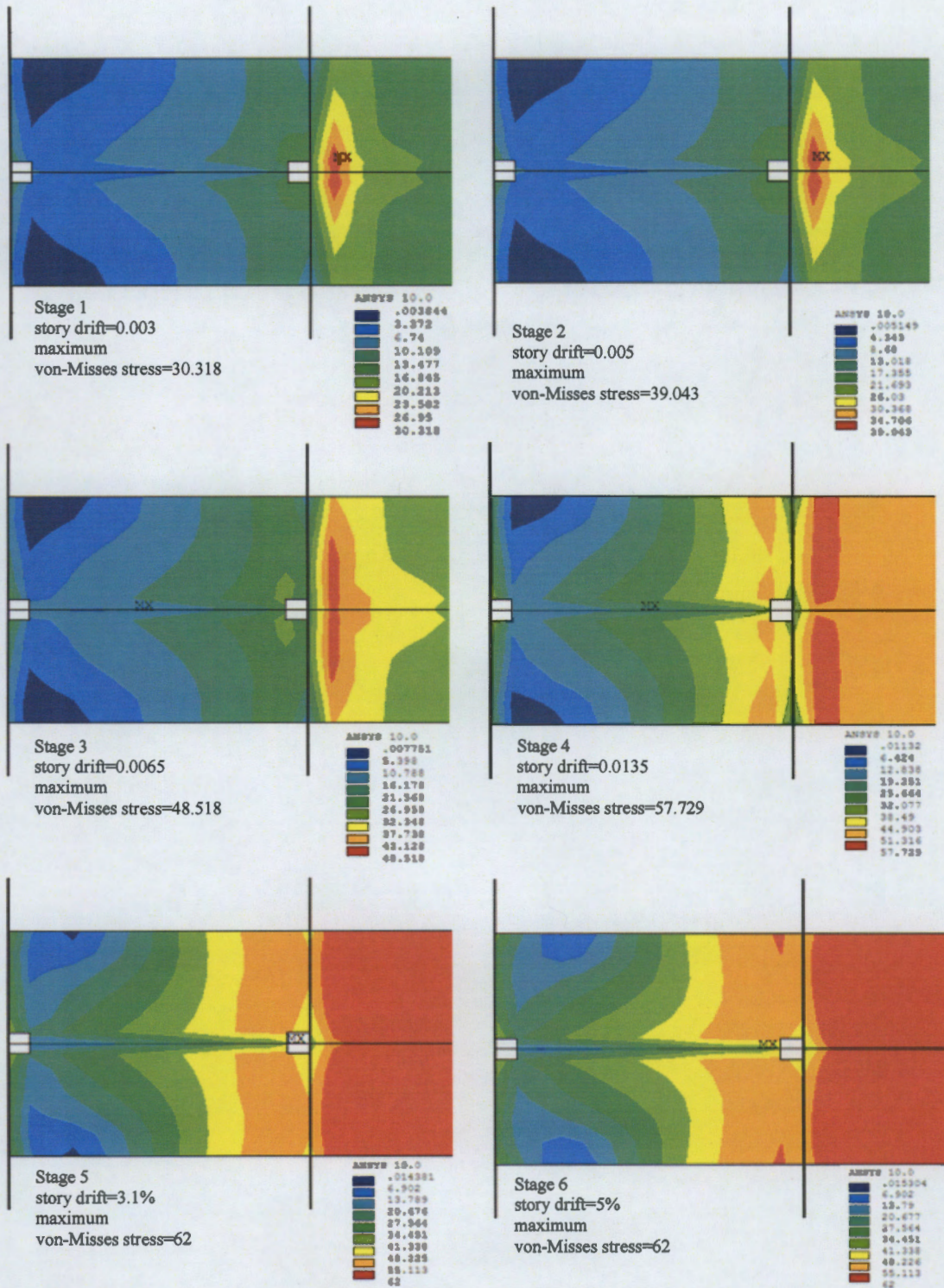


รูปที่ 5.5 แสดงค่าความเค้น von-Mises บนแผ่นเอวคานติดกับหน้าเสาที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExTSh1C

การกระจายตัวของความเค้น Von-Mises ในแผ่น Continuity Plate และในปีกคานบนติดกับหน้าเสาแสดงในรูปที่ 5.6 จากรูปพบว่า ในช่วงพิกัดยึดหุ่น การกระจายตัวของความเค้นของแบบจำลอง ExTSh1C มีลักษณะคล้ายกับแบบจำลอง ExBSh1C คือ มีค่าความเค้นสูงสุดที่กึ่งกลางปีกคาน และค่อยๆ กระจายตัวออกสู่ด้านข้างของปีกคาน ส่วนการกระจายตัวของความเค้นในแผ่น Continuity Plate มีลักษณะใกล้เคียงกัน โดยแผ่น Continuity Plate ของแบบจำลอง ExTSh1C จะมีค่าความเค้นสูงสุดมากกว่าค่าความเค้นสูงสุดของแบบจำลอง ExBSh1C เมื่อเทียบที่สภาวะการหมุนของข้อต่อที่เท่ากัน เมื่อข้อต่อเข้าสู่สภาวะเกินพิกัดยึดหุ่นจะพบว่า การกระจายตัวของความเค้นในปีกคานของแบบจำลอง ExTSh1C มีค่าสม่ำเสมอตลอดความกว้างของปีกคาน มากกว่าการกระจายตัวของความเค้นในปีกคานของแบบจำลอง ExBSh1C ที่จะมีค่าสูงที่กึ่งกลาง และมีค่าน้อยลงที่บริเวณขอบของปีกคาน จากผลข้างต้นดังกล่าวอาจสรุปได้ว่า การครากของปีกคานตรงบริเวณข้อต่อคานสู่เสาของแบบจำลอง ExTSh1C จะมีลักษณะสม่ำเสมอ และน่าจะทำให้ปีกคานมีพฤติกรรมที่ดีกว่าข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web เนื่องจากค่าความเค้นสูงสุดไม่ได้รวมตัวอยู่ที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน เพียงตำแหน่งเดียว ส่วนแผ่น Continuity Plate พบว่า เมื่อเข้าสู่สภาวะเกินพิกัดยึดหุ่น ความเค้นจะกระจายตัวค่อนข้างสม่ำเสมอมากกว่าแบบจำลอง ExBSh1C และมีค่าความเค้นสูงสุดมากกว่าเมื่อเทียบที่สภาวะเดียวกัน ทำให้สรุปได้ว่า แผ่น Continuity Plate ของแบบจำลองนี้ น่าจะมีประสิทธิภาพในการถ่ายแรงจากปีกคานเข้าสู่แผ่นเอวเสาได้ดีกว่าแบบจำลอง ExBSh1C ตารางที่ 5.4 แสดงความเค้น Von-Mises สูงสุดที่อ่านได้จากรูป ตามสภาวะการเคลื่อนที่ของปลายคานต่างๆ จาก 1-6 และแสดงตำแหน่งที่เกิดค่าสูงสุด

ตารางที่ 5.4 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด ในแผ่น Continuity Plate และปีกคานบนของแบบจำลอง ExTSh1C

สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุนของข้อต่อ (เรเดียน)	แรงตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	30.318	ปีกคานบนติดกับหน้าเสา
2	0.71	0.005	60	39.043	
3	1.08	0.065	95	48.518	
4	2.146	0.035	118	57.729	
5	4.3	0.031	120	62	
6	7.157	0.05	125	62	

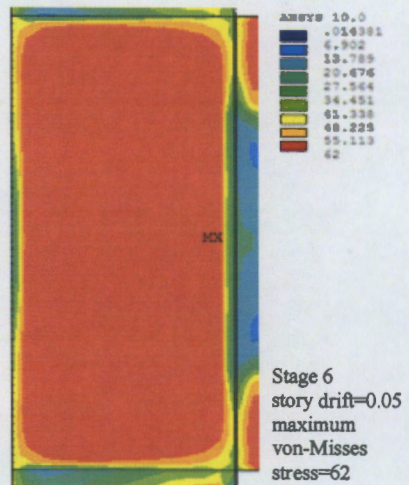
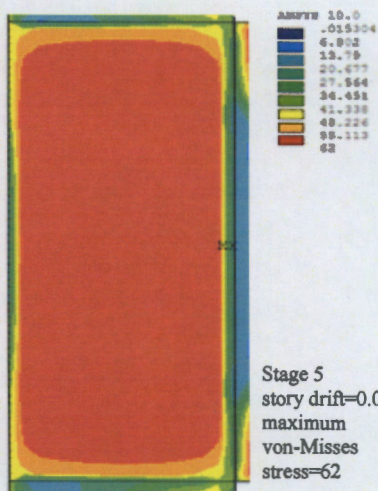
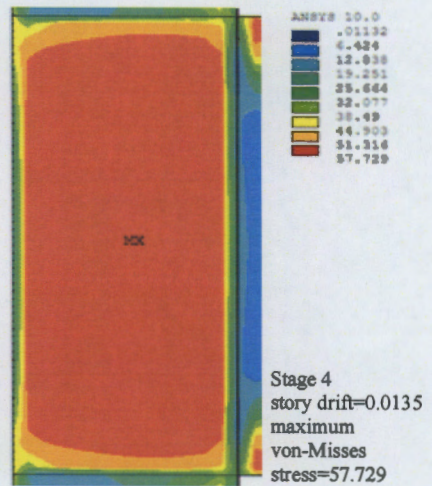
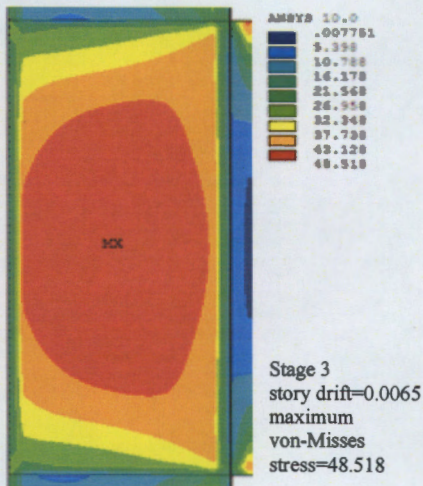
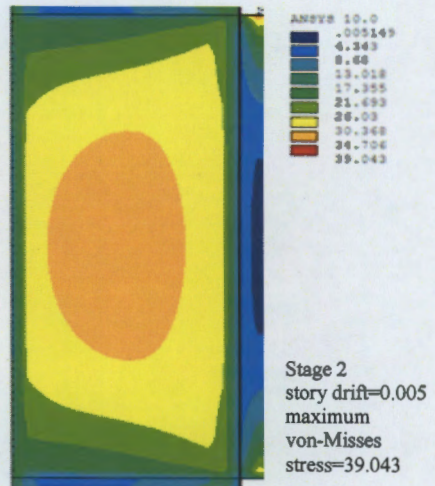
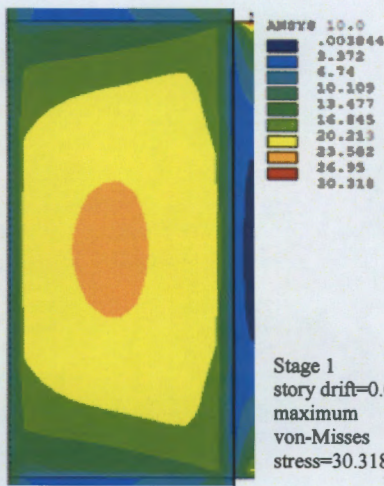


รูปที่ 5.6 แสดงค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Continuity Plate และปีกคานบนของแบบจำลอง ExTsh1C ติดกับหน้าเสาที่สภาวะ 1-6

องค์ประกอบที่สำคัญอีกสิ่งหนึ่งคือ แผ่นเอวเสาหรือแผ่น Panel Zone ค่าการกระจายตัวของความเค้น Von-Mises ในแผ่น Panel Zone แสดงได้ดังรูปที่ 5.7 จากรูปพบว่า ลักษณะการกระจายตัวของความเค้นมีลักษณะคล้ายกับแบบจำลองก่อนหน้านี้นี้คือ ค่าความเค้นสูงสุด จะเกิดขึ้นที่บริเวณกึ่งกลางของแผ่น Panel Zone และมีค่าน้อยที่สุดที่บริเวณติดกับ แผ่น Continuity Plate ด้านบนและล่าง เมื่อค่าการเคลื่อนที่ของปลายคานเพิ่มขึ้น ค่าความเค้นสูงสุดจะค่อยๆ ขยายตัวออกจากกึ่งกลางจนเต็มบริเวณแผ่น Panel Zone ในลักษณะสมมาตร ค่าความเค้นสูงสุดมีค่าเท่ากับ 62 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว ที่สภาวะที่ 6 และเกิดขึ้นกับพื้นที่ส่วนใหญ่ของแผ่น Panel Zone แสดงว่า แผ่น Panel Zone ส่วนใหญ่เกิดการคราก เมื่อเปรียบเทียบลักษณะการครากของแผ่น Panel Zone ทั้งสองแบบจำลองพบว่า แผ่น Panel Zone ของแบบจำลอง ExTSh1C มีค่าความเค้นสูงสุดมากกว่า และมีพื้นที่ในการเกิดค่าความเค้นสูงสุดมากกว่าแบบจำลอง ExBSh1C เมื่อเปรียบเทียบที่สภาวะการหมุนของข้อต่อขนาดเท่ากัน ทำให้อาจสรุปได้ว่า แผ่น Panel Zone ของแบบจำลอง ExTSh1C มีประสิทธิภาพในการรับแรงเฉือนได้ดีกว่าแบบจำลอง ExBSh1C และน่าจะสามารถดูดซับพลังงานจากแผ่นดินไหวได้ดีกว่า อย่างไรก็ตาม ดังที่กล่าวไปแล้วในบทที่ 4 การเกิดการครากที่มากเกินไปในแผ่น Panel Zone อาจส่งผลด้านลบต่อพฤติกรรมรวมขององค์อาคาร เช่น ปัญหาแรงเฉื่อยศูนย์ ดังนั้นควรมีการทดสอบชิ้นงานทดสอบจริง ที่ถูกออกแบบให้แผ่น Panel Zone มีความแข็งแรงน้อยกว่าความแข็งแรงของคาน และให้ข้อต่อมีรายละเอียดการสร้างเหมือนกับแบบจำลอง ExTSh1C เพื่อศึกษาว่าการครากของแผ่น Panel Zone นั้นส่งผลกระทบต่อไรบ้างกับข้อต่อประเภทนี้ เพื่อนำพฤติกรรมของข้อต่อจากการทดสอบชิ้นงานจริง มาเปรียบเทียบกับพฤติกรรมที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟไนติเมนต์ ตารางที่ 5.5 แสดงค่าความเค้น Von-Mises สูงสุด ที่เกิดขึ้นในแผ่น Panel Zone และตำแหน่งที่เกิดที่สภาวะ 1-6

ตารางที่ 5.5 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด ในแผ่น Panel Zone ของแบบจำลอง ExTSh1C

สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุนของข้อต่อ (เรเดียน)	แรงตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	30.318	กลาง Panel Zone
2	0.71	0.005	60	39.043	
3	1.08	0.065	95	48.518	
4	2.146	0.035	118	57.729	
5	4.3	0.031	120	62	
6	7.157	0.05	125	62	



รูปที่ 5.7 แสดงค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Panel Zone ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง ExtSh1C

บทที่ 6

สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

งานศึกษานี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมและศักยภาพของข้อต่อคาน-เสา ในโครงสร้างเหล็กที่ก่อสร้างโดยใช้มาตรฐานการก่อสร้างของประเทศไทยในการรับแรงแผ่นดินไหว โดยได้เลือกข้อต่อคาน-เสาประเภทที่ปลายคานถูกเชื่อมรอบเส้นรอบรูปของคานหน้าตัด W-Flange เป็นการเชื่อมทั้งแผ่นเอวคานและปีกคานบนและล่างติดกับแผ่นปีกเสา การศึกษานี้ใช้โปรแกรมไฟไนลิเมนต์ในการวิเคราะห์หาพฤติกรรมและศักยภาพของข้อต่อคาน-เสาเหล็ก เริ่มจากการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนลิเมนต์ของข้อต่อประเภท Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web (ExBSh1C) เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับผลทดสอบชิ้นงานทดสอบจริง จากนั้นทำการปรับรายละเอียดแบบจำลองไฟไนลิเมนต์ให้มีรายละเอียดตามการก่อสร้างในประเทศไทยที่กล่าวข้างต้น และทำการวิเคราะห์แบบจำลองนี้ด้วยวิธีไฟไนลิเมนต์ ซึ่งสามารถสรุปผลการศึกษาได้ดังนี้

- 1) แบบจำลองไฟไนลิเมนต์ ExBSh1C ที่พัฒนาขึ้น มีความถูกต้องเที่ยงตรงสูง เมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบชิ้นงานจริง สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อ ได้ดี นอกจากนี้ยังแสดงพฤติกรรมการครากได้ดี ใกล้เคียงกับผลที่ได้จากการทดสอบจริง
- 2) แบบจำลองไฟไนลิเมนต์ ExBSh1C ไม่สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อในขณะที่เกิดการฉีกขาดของปีกคานได้
- 3) แบบจำลองไฟไนลิเมนต์ ExTSh1C ที่ปรับรายละเอียดของข้อต่อ แสดงผลที่ใกล้เคียงกับแบบจำลอง ExBSh1C โดยมีค่าแรงตอบสนองที่ปลายคานเท่ากับ 130 กิโลปอนด์
- 4) แผ่น Panel Zone ของแบบจำลอง ExBSh1C แสดงการครากเกิดขึ้นทั้งแผ่น ที่สภาวะการเคลื่อนที่ของปลายคานเท่ากับ 4.3 นิ้ว ซึ่งตรงกับสภาพการครากของแผ่น Panel Zone ที่สังเกตได้จากผลการทดสอบชิ้นงาน
- 5) พฤติกรรมขององค์ประกอบย่อยของแบบจำลอง ExTSh1C แสดงพฤติกรรมที่ดีกว่าแบบจำลอง ExBSh1C ในด้านการกระจายค่าความเค้น Von-Mises
- 6) จากแบบจำลองไฟไนลิเมนต์ ExTSh1C จะสรุปได้ว่า ข้อต่อคาน-เสาเหล็กชนิดที่มีรายละเอียดการก่อสร้างในประเทศไทยแบบเชื่อมรอบหน้าตัดคาน อาจจะมีพฤติกรรมและความสามารถในการรับแรงแผ่นดินไหวได้ดีกว่าข้อต่อคาน-เสาประเภท Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web

ข้อเสนอแนะ

ควรทำการศึกษาเพิ่มเติมในส่วนของ การทดสอบชิ้นงานข้อต่อคาน-เสาเหล็ก ที่มีรายละเอียด การก่อสร้างในประเทศไทยแบบเชื่อมรอบหน้าตัดคาน เพื่อประเมินพฤติกรรมและศักยภาพของข้อ ต่อประเภทนี้เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว และเพื่อให้ทราบถึงลักษณะการพังและข้อบกพร่องที่อาจเกิด ขึ้นกับข้อต่อประเภทนี้ และยังสามารถใช้ผลที่ได้จากการทดสอบชิ้นงานจริงในการประเมินความ ถูกต้อง เทียบตรงของแบบจำลองไฟไนต์อิเลเมนต์ ExTSh1C ที่วิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์

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., Univ. 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, Subtask 7.02, Univ. 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.