



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์
ทุนอุดหนุนการวิจัย งบประมาณแผ่นดิน ประจำปี 2557

การประเมินสมการการออกแบบ Panel Zone ของโครงข้อแข็งเหล็กเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวด้วย
วิธีการวิเคราะห์ไฟไนต์อีเลเมนต์
Evaluation of Current Panel Zone Design Equations of Steel Moment Connections
under Earthquake Loading using Finite Element Analysis.

โดย

ผศ. ดร. อานนท์ วงษ์แก้ว
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

Abstract

The research presented herein focused on improving the inelastic performance of unreinforced welded steel moment connections. Both analytical and experimental studies were conducted to investigate the effects of panel zone and to evaluate the current panel zone design equations (AISC2000 and Michigan2001). The analytical studies included elastic and inelastic finite element analyses of exterior moment connections subjected to cyclic and monotonic loading. The experimental results used in this study were taken from inelastic cyclic tests of seven full-scale connection specimens carried out by other researchers.

The results from analytical studies showed that stress distributions and force flows in the connection region are very complex and significantly different from what had been assumed in past design practice. The beam flanges have to carry a considerable shear force instead of the shear tab. This shear force can cause premature fracture of the beam flanges before they can participate in the inelastic response. As indicated by the experiment and the finite element analysis results, the panel zone design equation proposed by Aron's Model (Michigan2001) are shown to extraordinarily capture the whole shear response of panel zones better than Krawinkler's Model (AISC2000). In addition, the new design procedure with the use of Michigan2001 design shear strength equation and the resistance factor of 0.9 was evidenced to successfully provide a balanced inelastic response between beam and the column panel zone.

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัย เรื่อง การประเมินสมรรถการการออกแบบ Panel Zone ของโครงข้อแข็งเหล็กเมื่อรับแรง
แผ่นดินไหวด้วยวิธีการวิเคราะห์ไฟไนต์อิเลเมนต์ ประจำปีงบประมาณ 2557 จาก สำนักงานคณะกรรมการ
วิจัยแห่งชาติ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ. ที่นี้

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	ก
กิตติกรรมประกาศ	ข
สารบัญ	ค

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ความเป็นมาและแรงจูงใจในการทำงานวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย	2
1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	3

บทที่ 2 ข้อต่อคาน-เสาเหล็กและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ข้อต่อคาน-เสาเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web	3
2.2 แรงที่เกี่ยวข้องกับคาน-เสา	5
2.3 การวิเคราะห์ข้อต่อเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์	6
2.4 กำลังรับแรงเฉือนของ Panel Zone	19
2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับข้อต่อคาน-เสาเหล็ก	19

บทที่ 3 การพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของข้อต่อคาน-เสาเหล็ก

3.1	บทนำ	21
3.2	ชนิดของชิ้นส่วนย่อยวัสดุ	22
3.3	คุณสมบัติของวัสดุ	23
3.4	ความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress) กับความเครียด (Strain) ของเหล็กที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง	24
3.5	การจำลองแรงกระทำแบบสลับทิศ (แรงวัฏจักร)	25
3.6	คุณสมบัติการยึดรั้งที่ปลายเสาด้านบนและล่าง	26
3.7	ค่าต่างๆ ที่ใช้ในการประเมินผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	26
3.8	การประเมินพฤติกรรมของแบบจำลองข้อต่อคาน-เสาเหล็ก	26
3.9	การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	28
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ข้อต่อชนิด		
Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web		
4.1	ข้อต่อคาน-เสาชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ทดสอบที่มหาวิทยาลัยแห่งรัฐมิชิแกน และแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1	30
4.2	การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์กับผลการทดสอบชิ้นงาน	32
4.3	การวิเคราะห์พฤติกรรมองค์รวมของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1	35
4.4	การวิเคราะห์พฤติกรรมองค์ประกอบย่อยของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1	23
บทที่ 5 ผลการวิเคราะห์ panel Zone ด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์		44
บทที่ 6 สรุปผลการศึกษา		54
เอกสารอ้างอิง		55

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและแรงจูงใจในการทำงานวิจัย

จากอดีตจนถึงปัจจุบัน โครงสร้างเหล็กได้รับการยอมรับโดยทั่วไปว่าเป็นโครงสร้างที่มีความแข็งแรง และยืดหยุ่นเพียงพอที่จะใช้รับแรงลมและแรงแผ่นดินไหว โดยวิศวกรส่วนใหญ่เชื่อว่า โครงสร้างเหล็กจะไม่เสียหายหรือเกิดความเสียหายน้อยมากเมื่อเกิดแผ่นดินไหว พฤติกรรมของโครงสร้างเหล็กจะขึ้นอยู่กับพฤติกรรมของข้อต่อระหว่างเสา-คาน (Beam-to-column connections) และระบบการยึดรั้ง (Bracing) เป็นหลัก โดยพลังงานที่เกิดขึ้นจากแรงแผ่นดินไหว ควรจะถูกสลายไปบริเวณข้อต่อและองค์อาคารยึดรั้งเป็นส่วนมาก ดังนั้นที่บริเวณข้อต่อและองค์อาคารยึดรั้งควรจะมี ductility ที่สูงที่สามารถรองรับการเปลี่ยนรูปที่จะเกิดจากแผ่นดินไหวได้โดยไม่มีการแตกหัก

อย่างไรก็ตาม เมื่อประมาณปีค.ศ. 1994 และ 1995 ได้เกิดแผ่นดินไหวครั้งใหญ่ขึ้นที่เมือง Northridge ประเทศสหรัฐอเมริกา และเมือง Kobe ประเทศญี่ปุ่นตามลำดับ หลังจากแผ่นดินไหวสงบ ได้มีการตรวจพบว่ามีรอยแตกหักและความเสียหายอย่างรุนแรง เกิดขึ้นกับโครงสร้างเหล็กที่เป็นตึกสูง, อาคาร, ที่จอดรถ, สะพาน, สำนักงาน เป็นต้น จากการวิเคราะห์โดยวิศวกรผู้เชี่ยวชาญด้านโครงสร้างมีบทสรุปว่า รอยแตกที่เกิดขึ้นนั้นเป็นรอยแตกแบบเปราะ (Brittle Fracture) ที่เกิดขึ้นอย่างรวดเร็วและกะทันหัน ซึ่งในบางกรณีอาจนำไปสู่การพังทลายของโครงสร้างได้ ความเสียหายเหล่านั้นแสดงให้เห็นว่าโครงสร้างเหล็กที่ถูกออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบในปัจจุบัน ยังไม่มีพฤติกรรมเป็นไปตามตามที่วิศวกรโยธาออกแบบตั้งใจไว้ การเกิดรอยแตกหักนี้บ่งบอกให้เห็นว่า ความรู้และความเข้าใจในการออกแบบรอยต่อ ข้อต่อ และระบบยึดของโครงสร้างเหล็กนั้นยังไม่เพียงพอ จากผลงานวิจัยที่ได้มีการกระทำมาเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงสร้างเหล็ก รวมถึงข้อมูลที่รวบรวมมาได้จาแผ่นดินไหวในระยะหลังๆ นั้น แสดงให้เห็นว่า ในความเป็นจริงนั้นโครงสร้างเหล็กจะมีพฤติกรรมที่ดีได้จะต้องได้รับการออกแบบและให้รายละเอียดที่ถูกต้องเหมาะสม

จากการศึกษารูปแบบความเสียหายของข้อต่อหลังจากเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งใหญ่ เมื่อปี ค.ศ. 1994 ที่เมือง Northridge ประเทศสหรัฐอเมริกา พบว่ารูปแบบความเสียหายของข้อต่อเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์นั้นมีหลายรูปแบบ แต่ที่สำคัญและเป็นความเสียหายที่รุนแรงคือ ความเสียหายที่เกิดกับส่วน Panel Zone เช่นการฉีกขาดเป็นแนวยาวจากส่วนปีกของเสาด้านแผ่นตั้งและเข้าหาอีกปีกหนึ่งของเสา การหักงอในส่วนแผ่นตั้งของเสา เป็นต้น ซึ่งรอยแตกที่เกิดขึ้นเป็นรอยแตกแบบเปราะ จึงมีคำถามถึง

วิธีการออกแบบชิ้นส่วน Panel Zone และความถูกต้องของการออกแบบชิ้นส่วนประเภทนี้ที่อาจมีได้
คำนึงถึงผลกระทบของแรงแผ่นดินไหวมาก่อน

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

- 1) เพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงข้อแข็งเหล็กทั้งประเภทเสาต้นริมด้วยวิธีไฟไนต์อีเลเมนต์
- 2) เพื่อศึกษาผลกระทบต่อพฤติกรรมของโครงข้อแข็งเหล็กทั้งประเภทเสาต้นริม เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงหน้าตัดคาน และหน้าตัดเสา
- 3) เพื่อเปรียบเทียบสมการการออกแบบ Panel Zone ของโครงข้อแข็งเหล็กที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน กับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีเลเมนต์

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

- 1) พัฒนาแบบจำลองไฟไนต์อีเลเมนต์ของข้อต่อคาน-เสา โครงข้อแข็งเหล็กของเสาต้นริม ทำการวิเคราะห์แบบจำลองนี้เพื่อศึกษาพฤติกรรมของข้อต่อเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว
- 2) ศึกษาตัวแปรต่างๆ ที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของ Panel Zone
- 3) ศึกษาสมการการออกแบบ Panel Zone ที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน นำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีเลเมนต์
- 4) นำเสนอเพื่อปรับปรุงวิธีการออกแบบ Panel Zone โครงข้อแข็งเหล็กของเสาต้นริม

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) ข้อมูลจากการวิเคราะห์เชิงตัวแปร (Parametric Study) ด้วยเทคนิค Finite Element Analysis จะทำให้เข้าใจพฤติกรรมของโครงสร้าง Panel Zone มากขึ้น และจะนำไปสู่การปรับปรุงและพัฒนาโครงสร้างเหล่านี้ ต่อไป

บทที่ 2

ข้อต่อคาน-เสาเหล็กและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ข้อต่อคาน-เสาเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web

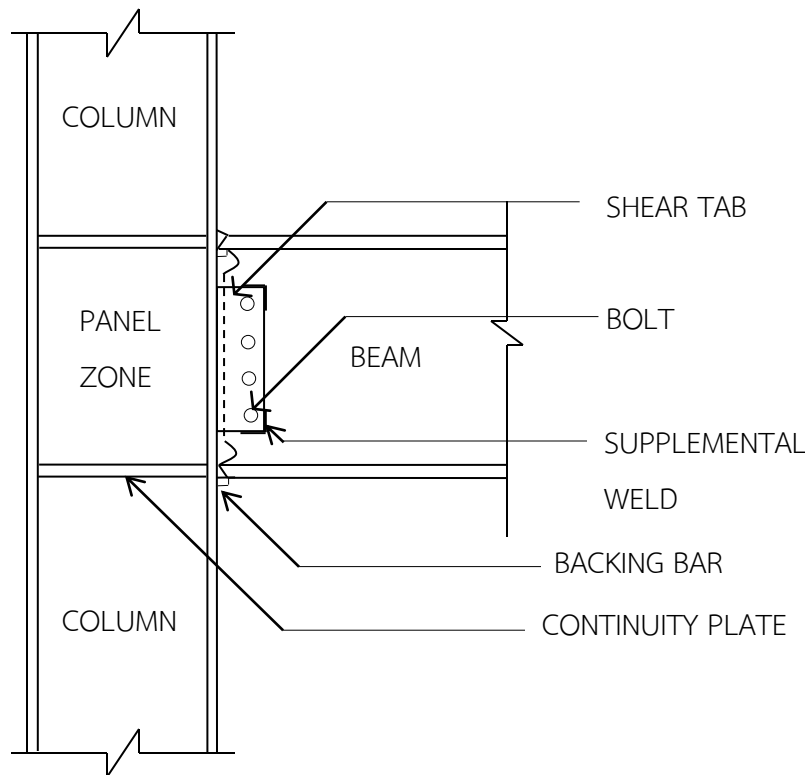
มาตรฐานการออกแบบ AISC ปี 2005 สำหรับโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว (AISC Seismic Provision 2005) ได้กำหนดให้โครงสร้างแบบพิเศษ (SMF) ต้องมีความสามารถรองรับการหมุนได้อย่างน้อย 0.04 radians ส่วนโครงสร้างแบบกลาง (IMF) จะต้องหมุนได้อย่างน้อย 0.02 radians และ 0.01 radians สำหรับโครงสร้างแบบธรรมดา (OMF) ทั้งนี้สำหรับโครงสร้างแบบธรรมดานี้ AISC ได้กำหนดให้พฤติกรรมขององค์อาคารอยู่ในช่วงอิลาสติกเท่านั้นหรือมีช่วงอินอิลาสติกน้อยมาก จึงได้กำหนดการหมุนของข้อต่อไว้เพียง 0.01 radians เท่านั้น ข้อกำหนดเหล่านี้เป็นไปตามผลการศึกษาของ SAC ซึ่งตีพิมพ์ในเอกสาร FEMA 350 ผู้อ่านสามารถหาข้อมูลเพิ่มเติมได้จากหนังสืออ้างอิง [5, 8] นอกจากนี้ ทั้ง FEMA 350 และมาตรฐานการออกแบบ AISC 2005 ได้กำหนดชนิดข้อต่อที่สามารถนำมาใช้ในโครงสร้างชนิดต่างๆ ไว้ด้วย ในรายงานของ FEMA 350 ได้กำหนดชนิดข้อต่อที่เหมาะสม (Prequalified Connections) โดยมีรายละเอียดดังนี้

- 1) ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ใช้ได้กับโครงสร้างแบบกลาง
- 2) ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Welded Web ใช้ได้กับโครงสร้างแบบกลางและพิเศษ
- 3) ชนิด Free Flange ใช้ได้กับโครงสร้างแบบกลาง และพิเศษ
- 4) ชนิด Reduced Beam Section ใช้ได้กับโครงสร้างแบบกลาง และพิเศษ
- 5) ชนิด Welded Flange Plate ใช้ได้กับโครงสร้างแบบกลาง และพิเศษ

อย่างไรก็ตาม มาตรฐานการออกแบบ AISC ได้กำหนดเฉพาะข้อต่อชนิด Reduced Beam Section ไว้ในมาตรฐานปี 2005 เท่านั้น มิได้รับเอาข้อเสนอแนะทั้งหมดจาก FEMA 350 มาไว้ในมาตรฐานสำหรับโครงสร้างเหล็กชนิด Welded Fully Restrained Connection Types

สำหรับการศึกษาในส่วนการพัฒนาแบบจำลองไฟไนลิเมนต์ ผู้วิจัยจะทำการศึกษาข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ซึ่งถูกระบุโดย AISC ให้ใช้ได้กับโครงสร้างแบบกลาง

สาเหตุที่มุ่งการศึกษาไปที่ข้อต่อชนิดนี้เพราะ ผู้วิจัยมีผลการทดสอบชิ้นงานขนาดใหญ่ข้อต่อประเภทนี้ จึงทำให้สามารถเปรียบเทียบผลความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนอิติเมนต์ ได้ดีกว่าข้อต่อประเภทอื่นๆ จากนั้นเมื่อได้แบบจำลองที่ถูกต้องแล้ว ก็จะสามารถปรับแบบจำลองนี้ให้มีรายละเอียดบริเวณข้อต่อคาน-เสาให้ใกล้เคียงกับรายละเอียดการก่อสร้างในประเทศไทย และทำการวิเคราะห์แบบจำลองใหม่ต่อไป รายละเอียดของข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web มีดังนี้



รูปที่ 2.1 รูปข้อต่อแบบถ่ายโมเมนต์ของเสาต้นริม (Exterior column)

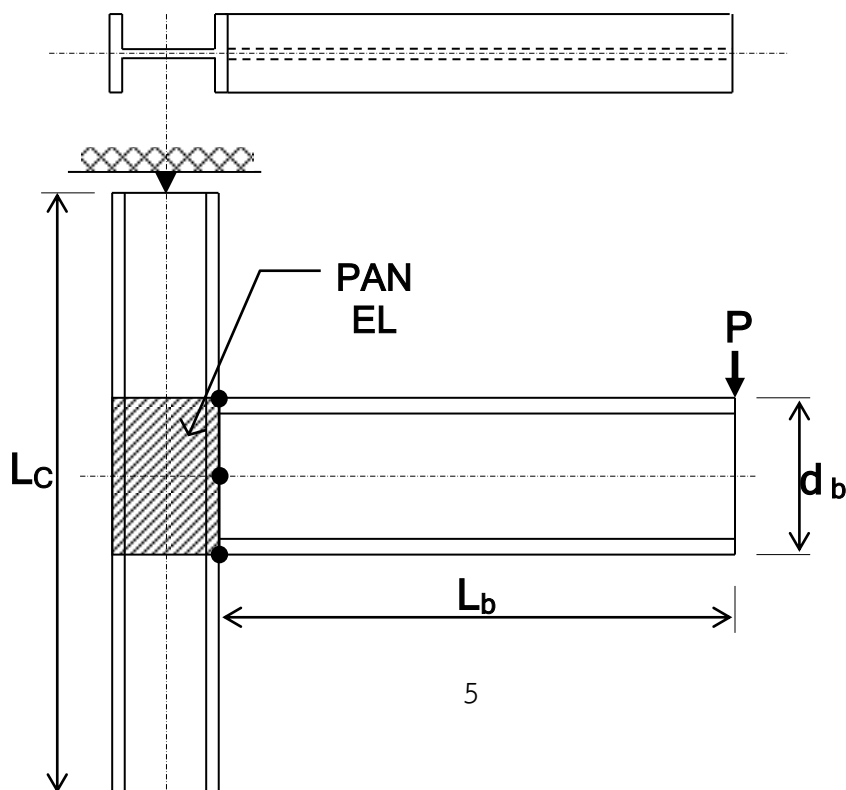
รูปที่ 2.1 แสดงข้อต่อแบบถ่ายโมเมนต์ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ของเสาต้นริม (Exterior column) ข้อต่อในลักษณะนี้จะถูกนำมาสร้างเป็นแบบจำลองสำหรับการศึกษาโครงการนี้ ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้ซึ่ง

- 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

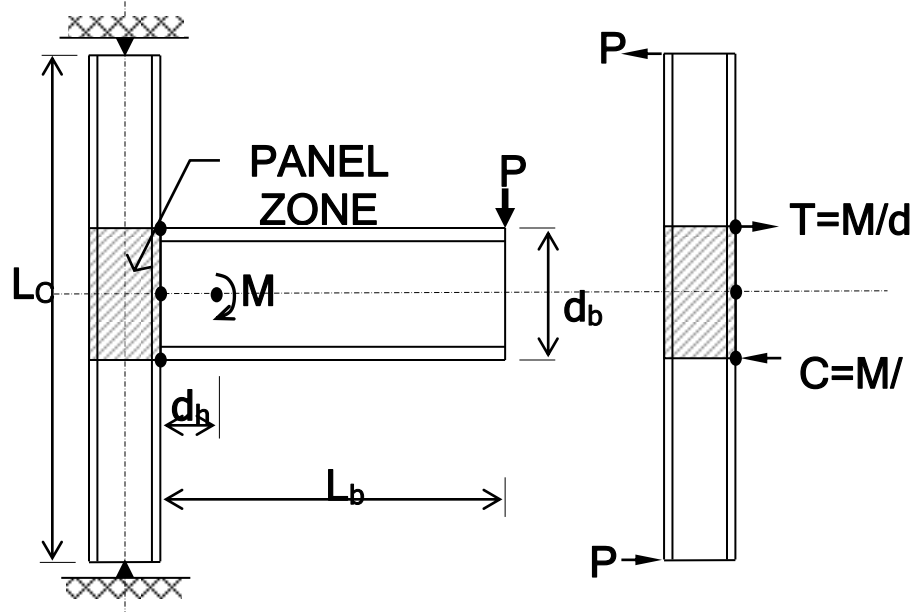
2.2 แรงที่เกี่ยวข้องกับคาน-เสา

การวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อข้อต่อเสา-คาน สามารถจำลองให้มีการรับแรง ดังรูปที่ 2.2 โดยให้จุดดัดกลับแทนด้วยจตุรรองรับแบบสลัก (Pin support) เนื่องจากจุดดัดกลับนี้มีค่าโมเมนต์ภายในเป็นศูนย์ โดยพิจารณาจากแรงปฏิกิริยาของจตุรรองรับ ส่วนที่ปลายคานให้ยังคงแรงไว้และปล่อยเป็นปลายอิสระโดยละทิ้งแรงในแนวแกน

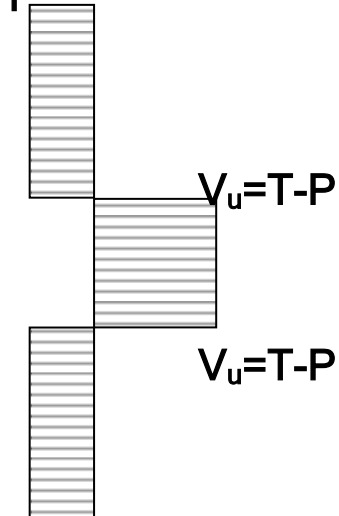


รูปที่ 2.2 แบบจำลองบริเวณของข้อต่อเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์

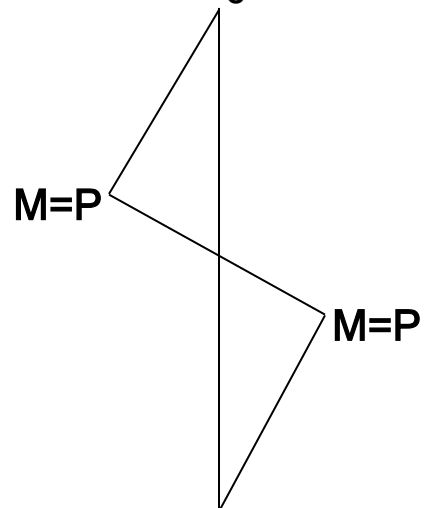
2.3 การวิเคราะห์ข้อต่อเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์

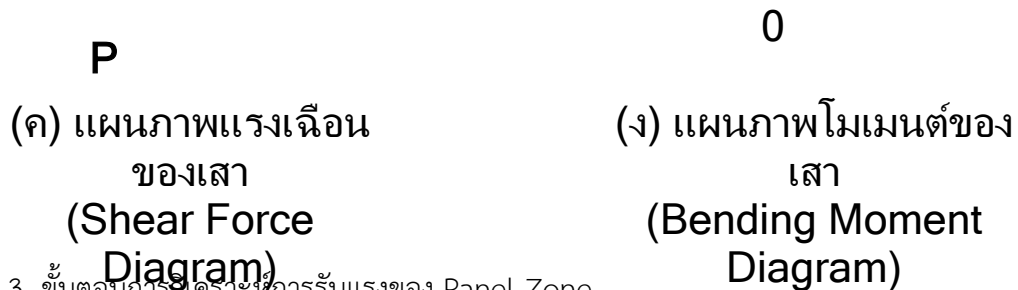


(ก) โมเมนต์ในคาน (Beam Moment)



(ข) แรงคู่ควบ (Couple)





รูปที่ 2.3 ขั้นตอนการวิเคราะห์การรับแรงของ Panel Zone

เนื่องจาก Panel Zone เป็นบริเวณที่เป็นส่วนของเสา ดังนั้นในการวิเคราะห์สภาพการรับแรง จึงนำเฉพาะส่วนของเสามาพิจารณา เพื่อคำนวณแรงที่กระทำต่อ Panel Zone ดังรูปที่ 2.3 ซึ่งมีขั้นตอนการพิจารณาดังนี้

- 1) ให้โมเมนต์ที่เกิดขึ้นบริเวณปลายคานในส่วนที่ติดกับเสา มีค่าดังสมการ

$$M = PL_b$$

ดังนั้น

$$P = \frac{M}{L_b}$$

- 2) ใช้สมการสมดุลเพื่อคำนวณแรงปฏิกิริยาที่จุดรองรับ
- 3) ใช้ทฤษฎีแรงคู่ควบ แปลงโมเมนต์ให้เป็นแรงคู่ควบ ดังรูป 2.3 (ข)
- 4) ใช้สมการสมดุล คำนวณและเขียนแผนภาพของแรงเฉือน แผนภาพโมเมนต์ตัด ดังรูปที่ 2.3 (ค) และ รูปที่ 2.3 (ข) ตามลำดับ

จากแผนภาพแรงเฉือน ในรูปที่ 2.3 (ค) สรุปได้ว่า แรงเฉือนที่มากที่สุดเกิดขึ้นในส่วนของ Panel Zone และมีลักษณะเป็นแบบกระจายตัวสม่ำเสมอ (Uniform) ส่วนโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในส่วน Panel Zone จะมีค่ามากที่สุดที่ระดับปีกคานด้านบนและล่าง และมีค่าโมเมนต์เป็นศูนย์ที่จุดกึ่งกลางของ Panel Zone ดังนั้นในการออกแบบ Panel Zone จึงใช้หลักการออกแบบโดยแรงเฉือนเป็นหลัก

2.4 Panel Zone

Panel Zone คือ ส่วนหนึ่งของแผ่นตั้งในเสา มีลักษณะเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าอยู่ระหว่างระดับปีกบนและปีกล่างของคาน และถูกล้อมรอบด้วยแผ่นคอนทินูอิตี (Continuity Plates) แสดงดังรูปที่ 2.1 และรูปที่ 2.2 เมื่อเสา-คานรับแรงแผ่นดินไหว แรงจะถูกถ่ายเทจากคานลงสู่เสา ตรงบริเวณข้อต่อ และแรงที่

กระทำนั้นจะถูกถ่ายเทลงสู่ Panel Zone ในลักษณะของแรงเฉือน โดยแรงเฉือนนี้จะมีผลสำคัญเป็นอย่างมากในการออกแบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว สำหรับการออกแบบโดยพิจารณาด้านกำลังเป็นหลัก ข้อต่อ (Connection) ต้องสามารถถ่ายแรงแผ่นดินไหวลงสู่ส่วน Panel Zone โดยไม่เกิดการเสียหายต่อข้อต่อและ Panel Zone ในขณะเดียวกันต้องคำนึงถึงค่าความยืดหยุ่นที่เกิดขึ้นจากข้อต่อและ Panel Zone จะต้องไม่ส่งผลกระทบต่อเสถียรภาพของโครงสร้างโดยรวม เมื่อเกิดการเคลื่อนที่ในแนวราบ

โครงข้อแข็งแบบต้านทานโมเมนต์ที่สามารถรับแรงจากแผ่นดินไหวได้นั้นขึ้นอยู่กับประสิทธิภาพของข้อต่อระหว่างเสากับคาน สำหรับโครงสร้างอาคารที่มีหลายชั้นนั้นข้อต่อถูกพัฒนาให้รับโมเมนต์ได้ถึงค่าพลาสติกโมเมนต์เพื่อให้เป็นไปตามผู้ออกแบบได้คาดไว้ โดยป้องกันไม่ให้ข้อต่อระหว่างเสากับคานถูกทำลาย ในโครงสร้างเหล็กเมื่อปีกของเสาเสียรูปและแผ่นตั้งของเสาถึงจุดครากจนไม่มีความสามารถในการรับแรง ส่วน Panel Zone ก็จะมีพัง ซึ่งในส่วนนี้ได้ชี้ให้เห็นถึงพฤติกรรมและการออกแบบ Panel Zone แบบเหนียว [8]

แผ่นคอนกรีต (Continuity Plate) สามารถป้องกันการเสียรูปของปีกเสาและการครากของแผ่นตั้งของเสาได้ [8] เมื่อคานรับแรงถึงค่าพลาสติกโมเมนต์ ปีกคานจะเป็นตำแหน่งที่รับแรงจากเสาในปริมาณที่มาก ซึ่งเป็นแรงดึงออกจากส่วนปีกของเสาถ้าไม่มีแผ่นคอนกรีต (Continuity Plate) ส่วนปีกของเสาจะถูกดึงออกทำให้โก่งงอ อย่างไรก็ตามการบิดตัวของปีกเสาจะไม่ถูกปล่อยให้เป็นอิสระเพราะว่าปีกของคานได้ยึดไว้ [8]

ในการทดสอบข้อต่อที่ไม่มีแผ่นคอนกรีต (Continuity) จะเกิดรอยแตกบริเวณปีกคานที่เชื่อมเข้ากับเสาในตำแหน่งกึ่งกลางปีกและจะลุกลามอย่างรวดเร็วเข้าไปในส่วนของปีกทั้งความกว้างและความหนา ในการป้องกันในการพังแบบนี้ มาตรฐานการออกแบบในการรับแรงแผ่นดินไหวจึงเพิ่มแผ่น Continuity ทำให้กำลังรับแรงของปีกเพิ่มขึ้น [8]

สำหรับมาตรฐานอื่นเช่น CSA (1994) ก็มีผลคล้ายกัน AISC (1992) เสนอให้ผู้ออกแบบติดตั้งแผ่นคอนกรีต (Continuity) มากกว่าระดับที่ต้องการเพื่อให้แสดงพฤติกรรมความเหนียวของข้อต่อออกมา

SAC (1995b) ได้เสนอแนะให้ใช้แผ่นคอนกรีต (Continuity) ในข้อต่อเหนียวแบบต้านโมเมนต์ทุกแบบ

การคำนวณที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบ Panel Zone

- 1) ข้อกำหนดทั่วไปของการออกแบบชิ้นส่วนรับแรงเฉือนโดยวิธี LRFD (Load and Resistance Factor Design)

เนื่องด้วย Panel Zone เป็นส่วนประกอบของข้อต่อเหล็กแบบต้านโมเมนต์ที่รับแรงเฉือนเป็นหลัก ดังนั้น ผู้ศึกษาจึงเลือกข้อกำหนดทั่วไปของการออกแบบชิ้นส่วนรับแรงเฉือนโดยวิธี LRFD (Load and Resistance Factor Design) เพื่อให้ประกอบการออกแบบแบบจำลอง ซึ่งข้อกำหนดนี้กำหนดให้ค่าแรงเฉือนในส่วนที่ผู้ออกแบบต้องการต้องมีค่าไม่เกินค่าแรงเฉือนสูงสุดที่วัสดุจะรับได้ที่ลดกำลังแล้ว โดยมีสมการออกแบบดังนี้

$$V_u \leq \phi V_n$$

โดยที่ V_u คือ แรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกสูงสุดตามที่ได้ออกแบบไว้
(ส่วนออกแบบ)

V_n คือ แรงเฉือนสูงสุดที่วัสดุจะรับได้ (ส่วนกำลัง)

ϕ คือ ค่าลดกำลังของแรงเฉือน

ได้มีผู้ทำการวิจัยหลายท่าน นำเสนอกระบวนการสำหรับการออกแบบ Panel Zone ซึ่งเป็นชิ้นส่วนรับแรงเฉือนเป็นหลัก ในส่วนของการศึกษานี้ได้นำสมการที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบ Panel Zone มาใช้ในการศึกษา โดยอ้างอิงเพียง 2 วิธี คือ วิธีของ AISC (2000) และ วิธีของ Michigan (2001) ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

2) สมการออกแบบตามข้อกำหนดของ AISC (2000)

ส่วนกำลังของวัสดุ ; ϕV_n

จากงานวิจัยของ Krawinkler [5], [6] ได้เสนอสมการเพื่อคำนวณกำลังรับแรงเฉือนในส่วน Panel Zone ดังนี้

$$V_n = \left[0.55 F_y d_c t_{cw} \left[1 + \frac{3.45 b_{cf} t_{cf}^2}{d_c d_b t_{cw}} \right] \right]$$

จากสมการกำลังรับแรงเฉือนจะเห็นได้ว่าปัจจัยที่มีผลกับกำลังรับแรงเฉือนคือ หน่วยแรงดึงในเหล็กที่จุดคราก, ความลึกของเสา, ความหนาของแผ่นตั้งของเสาซึ่งก็คือความหนาของส่วน panel zone นั้นเอง(พจน์แรก) และก็มีอิทธิพลจากความกว้างส่วนปีกของเสาและความหนาของส่วนปีกของเสาซึ่งอยู่ในรูปอัตราส่วน ปัจจัยสุดท้ายคือ ความลึกของคานซึ่งเป็นส่วนกำหนดความสูงของ panel zone

AISC ได้นำสมการดังกล่าวมาใช้ในการออกแบบ แต่ได้มีการปรับเปลี่ยนค่าเพื่อให้ง่ายต่อการนำไปใช้ออกแบบในส่วนของกำลังวัสดุ และ AISC ได้ใช้ค่าลดกำลัง (ϕ) มีค่าเท่ากับ 1.0 ทั้งยังมีการเปลี่ยนค่าสัมประสิทธิ์ในสมการ ดังนั้น จะได้สมการในส่วนกำลังของวัสดุ ดังนี้

$$\phi V_n = (1.0) \left[0.6 F_y d_c t_{cw} \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_c d_b t_{cw}} \right] \right]$$

โดยที่	d_b	คือ	ความลึกของหน้าตัดคาน
	d_c	คือ	ความลึกของหน้าตัดเสา
	F_y	คือ	หน่วยแรงดึงในเหล็กที่จุดคราก
	t_{cf}	คือ	ความหนาส่วนปีกของเสา
	t_{cw}	คือ	ความหนาแผ่นตั่งของเสา
	ϕ	คือ	ค่าลดกำลังของแรงเฉือน เท่ากับ 1.0

พลาสติกโมเมนต์ (Plastic Moment) ; M_p

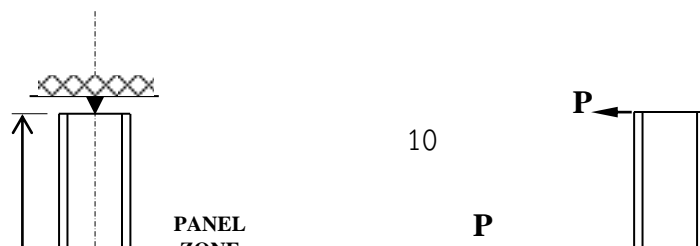
ในส่วนนี้ AISC แนะนำให้ใช้ค่าพลาสติกโมเมนต์ (Plastic Moment) ตามสมการ ดังนี้

$$M_p = 1.1 R_y F_y Z_b$$

โดยที่	M_p	คือ	โมเมนต์สูงสุดของเหล็กเมื่อเข้าสู่สภาพพลาสติก
	F_y	คือ	หน่วยแรงดึงในเหล็กที่จุดคราก (Yield Point)
	Z_b	คือ	พลาสติกโมดูลัสของหน้าตัดคาน
	R_y	คือ	ค่าคงที่ใช้ในการปรับแก้ความคลาดเคลื่อนของคุณภาพเหล็ก

ส่วนออกแบบหรือส่วนน้ำหนักบรรทุก ; V_u

การวิเคราะห์ข้อต่อเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์ภายใต้สภาวะรับแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว สามารถวิเคราะห์ได้ดังนี้



รูปที่ 2.4 ขั้นตอนการวิเคราะห์การรับแรงของ Panel Zone

ตามแนวทางการออกแบบของ AISC (2000)

ขั้นตอนการวิเคราะห์

- 1) เมื่อข้อต่อรับแรง จำลองสภาพการรับแรงได้ดังรูปที่ 2.4
- 2) สมมติให้คานเกิดพลาสติกโมเมนต์ (Plastic Moment) เมื่อรับน้ำหนัก (แรง P) จนถึงขีดจำกัดยืดหยุ่น โดยเกิดพลาสติกโมเมนต์ (Plastic Moment) ที่ระยะ d_h จากหน้าเสา (Column Face) (ดังรูปที่ 2.4) และ พลาสติกโมเมนต์ (Plastic Moment) มีค่าเป็น M_p จะได้ว่า

$$M_p = P(L_b - d_h)$$

$$\therefore P = \frac{M_p}{L_b - d_h} \dots\dots\dots (1)$$

- 3) พิจารณาที่ เส้นกึ่งกลาง (Center Line) ของคานและเสา คำนวณหาค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรง P ที่ตำแหน่งศูนย์กลางของ Panel Zone (ตำแหน่งเส้นกึ่งกลาง (Center Line) ของเสา และ คานตัดกันดังรูปที่ 2.4) และมีค่าเป็น M_o ดังสมการ

$$M_o = P \cdot L_c$$

จากสมการ (1) จะได้สมการ

$$M_o = \left(\frac{M_p}{L_b - d_h} \right) \cdot L_c \quad \dots\dots\dots (2)$$

4) จากหลักการโมเมนต์ของแรงคู่ควบ (Couple) คำนวณหาแรงปฏิกิริยาที่จุดรองรับ A_x , B_x ได้ ดังสมการ

$$R_x = A_x = -B_x = \frac{M_o}{H}$$

จากสมการ (2) จะได้ว่า

$$R_x = \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h} \right) L_c}{H} \quad \dots\dots\dots (3)$$

5) พิจารณาเสา คำนวณค่าโมเมนต์ที่ตำแหน่งหน้าเสา (Column Face) มีค่าเป็น M_F ซึ่งเกิดขึ้นเมื่อแรง P มีค่ามากที่สุด สามารถคำนวณได้ ดังสมการ

$$M_F = P \cdot L_b$$

แทนค่า P จากสมการ (1) จะได้

$$M_F = \left(\frac{M_p}{L_b - d_h} \right) \cdot L_b \quad \dots\dots\dots (4)$$

- 6) พิจารณาแรงกระทำต่อส่วนปีกของเสาที่ตำแหน่งกึ่งกลางความหนาส่วนปีกของคาน (T, C) เนื่องจากผลของ M_F โดยใช้หลักการโมเมนต์ของแรงคู่ควบ (Couple) ดังสมการ

$$T = -C = \frac{M_F}{d_b - t_{bf}}$$

แทนค่า M_F จากสมการ (4) จะได้

$$T = -C = \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h}\right) \cdot L_b}{d_b - t_{bf}} \dots\dots\dots (5)$$

- 7) จากแผนภาพแรงเฉือนของเสา ในรูปที่ 2.3 (ค) จะเห็นว่าแรงเฉือนที่มีค่ามากที่สุด (V_u) มีค่าเท่ากับ ผลต่างของสมการ (5) กับสมการ (3) ดังนี้

$$V_u = \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h}\right) \cdot L_b}{d_b - t_{bf}} - \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h}\right) \cdot L_c}{H}$$

AISC ได้เสนอสมการในส่วนนอกแบบ โดยมีการปรับแก้เทอม $d_b - t_{bf}$ เป็น $0.95d_b$ ดังนั้นจะได้สมการในส่วนนอกแบบ ดังนี้

$$V_u = \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h}\right) L_b}{0.95d_b} - \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h}\right) L_c}{H}$$

- โดยที่
- d_b คือ ความลึกของหน้าตัดคาน
 - d_c คือ ความลึกของหน้าตัดเสา
 - d_h คือ ระยะจากหน้าเสาถึงจุดที่เกิดพลาสติกโมเมนต์
 - M_p คือ โมเมนต์สูงสุดของเหล็กเมื่อเข้าสู่สภาพพลาสติก

t_{cf}	คือ	ความหนาส่วนปีกของเสา
t_{cw}	คือ	ความหนาแผ่นตั้งของเสา
L_b	คือ	ระยะจากปลายคานถึงหน้าเสา
L_c	คือ	ระยะจากปลายคานถึงกึ่งกลางเสา
H	คือ	ความสูงของเสา

3) สมการออกแบบ Panel Zone ตามวิธีการออกแบบของ Michigan (2001)

ส่วนกำลังของวัสดุ ; ϕV_n

จากงานวิจัยของ Wongkaew A. [7] มหาวิทยาลัยแห่งรัฐมิชิแกน ได้เสนอสมการเพื่อคำนวณกำลังรับแรงเฉือนในส่วน Panel Zone ดังนี้

$$\phi V_n = (0.9) \left[0.78 F_y (d_c - 2t_{cf}) t_{cw} \left[1 + \frac{2.7 I b_{cf} t_{cf}^2}{d_b (d_c - 2t_{cf}) t_{cw}} \right] \right]$$

โดยที่	d_b	คือ	ความลึกของหน้าตัดคาน
	d_c	คือ	ความลึกของหน้าตัดเสา
	F_y	คือ	หน่วยแรงดึงในเหล็กที่จุดคราก
	t_{cf}	คือ	ความหนาส่วนปีกของเสา
	t_{cw}	คือ	ความหนาแผ่นตั้งของเสา
	ϕ	คือ	ค่าลดกำลังของแรงเฉือน เท่ากับ 0.9

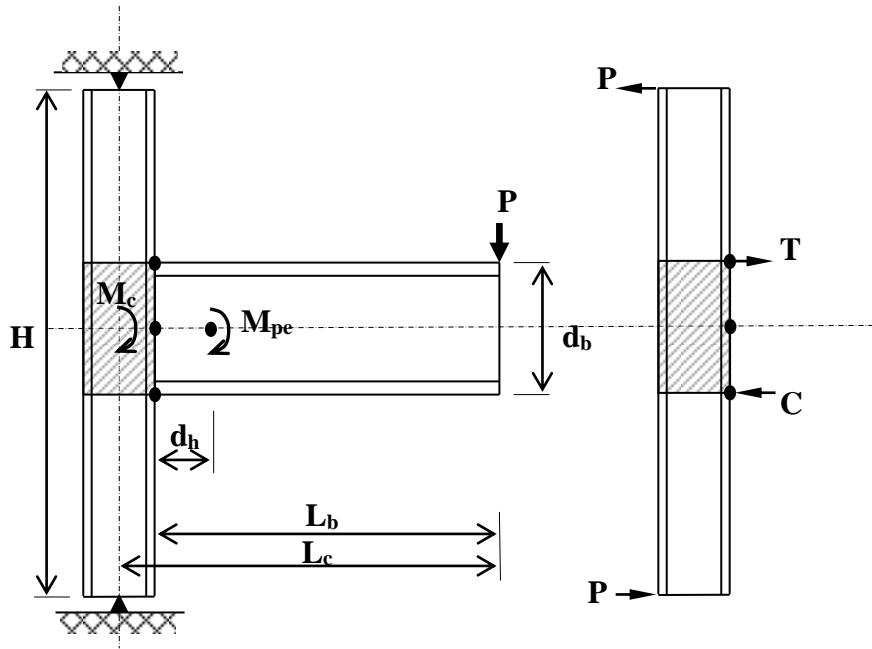
พลาสติกโมเมนต์ (Plastic Moment) ; M_p

ในส่วนนี้ Michigan (2001) แนะนำให้ใช้ค่าตามสมการซึ่งเท่ากับค่าตามวิธีของ AISC ดังนี้

$$M_p = 1.1 R_y F_y Z_b$$

โดยที่	M_p	คือ	โมเมนต์สูงสุดของเหล็กเมื่อเข้าสู่สภาพพลาสติก
	F_y	คือ	หน่วยแรงดึงในเหล็กที่จุดคราก (Yield Point)
	Z_b	คือ	พลาสติกโมดูลัสของหน้าตัดคาน
	R_y	คือ	ค่าคงที่ใช้ในการปรับแก้ความคลาดเคลื่อนของคุณภาพเหล็ก

ส่วนออกแบบหรือส่วนน้ำหนักบรรทุก ; V_u



รูปที่ 2.5 ขั้นตอนการวิเคราะห์การรับแรงของ Panel Zone

ตามแนวทางการออกแบบของ Michigan (2001)

ขั้นตอนการวิเคราะห์

- 1) เมื่อข้อต่อรับแรง จำลองสภาพการรับแรงได้ดังรูปที่ 2.5
- 2) สมมติให้คานเกิด พลาสติกโมเมนต์ (Plastic Moment) เมื่อรับน้ำหนัก (แรง P) จนถึงขีดจำกัดยืดหยุ่น เกิด พลาสติกโมเมนต์ (Plastic Moment) ที่ระยะ d_h จาก Column Face (ดังรูปที่ 2.5) และ พลาสติกโมเมนต์ (Plastic Moment) มีค่าเป็น M_p จะได้ว่า

$$M_p = P(L_b - d_h)$$

$$\therefore P = \frac{M_p}{L_b - d_h} \dots\dots\dots (6)$$

- 3) พิจารณาที่ เส้นกึ่งกลาง (Center Line) ของคานและเสา คำนวณหาค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรง P ที่ตำแหน่งศูนย์กลางของ Panel Zone (ตำแหน่ง เส้น

กึ่งกลาง (Center Line) ของเสา และ คานตัดกันดังรูปที่ 2.5) และมีค่าเป็น M_o ดังสมการ

$$M_o = P \cdot L_c$$

จากสมการ (6) จะได้สมการ

$$M_o = \left(\frac{M_p}{L_b - d_h} \right) \cdot L_c \quad \dots\dots\dots (7)$$

4) จากหลักการโมเมนต์ของแรงคู่ควบ (Couple) คำนวณหาแรงปฏิกิริยาที่จุดรองรับ A_x , B_x ได้ ดังสมการ

$$R_x = A_x = -B_x = \frac{M_o}{H}$$

จากสมการ (7) จะได้ว่า

$$R_x = \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h} \right) L_c}{H} \quad \dots\dots\dots (8)$$

5) พิจารณาเสา คำนวณค่าโมเมนต์ที่ตำแหน่งกึ่งกลาง Panel Zone มีค่าเป็น M_c ซึ่งเกิดขึ้นเมื่อแรง P มีค่ามากที่สุด สามารถคำนวณได้ ดังสมการ

$$M_c = P \cdot L_c$$

แทนค่า P จากสมการ (6) จะได้

$$M_c = \left(\frac{M_p}{L_b - d_h} \right) \cdot L_c \dots\dots\dots(9)$$

6) พิจารณาแรงกระทำต่อส่วนปีกของเสาที่ตำแหน่งกึ่งกลางความหนาส่วนปีกของคาน (T, C) เนื่องจากผลของ M_c โดยใช้หลักการโมเมนต์ของแรงคู่ควบ (Couple) ดังสมการ

$$T = -C = \frac{M_c}{d_b - t_{bf}}$$

แทนค่า M_c จากสมการ (9) จะได้

$$T = -C = \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h} \right) \cdot L_c}{d_b - t_{bf}} \dots\dots\dots (10)$$

7) จากแผนภาพแรงเฉือนของเสา ในรูปที่ 3.16 (ค) จะเห็นว่าแรงเฉือนที่มีค่ามากที่สุด (V_u) มีค่าเท่ากับ ผลต่างของสมการ (10) กับสมการ (8) ดังนี้

$$V_u = \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h} \right) \cdot L_c}{d_b - t_{bf}} - \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h} \right) \cdot L_c}{H}$$

มีการปรับแก้เทอม $d_b - t_{bf}$ เป็น $0.95d_b$ เช่นเดียวกับวิธีของ AISC ดังนั้นจะได้สมการในส่วนออกแบบ ดังนี้

$$V_u = \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h} \right) L_c}{0.95d_b} - \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h} \right) L_c}{H}$$

โดยที่

d_b	คือ	ความลึกของหน้าตัดคาน
d_c	คือ	ความลึกของหน้าตัดเสา
d_h	คือ	ระยะจากหน้าเสาถึงจุดที่เกิดพลาสติกโมเมนต์
M_p	คือ	โมเมนต์สูงสุดของเหล็กเมื่อเข้าสู่สภาพพลาสติก
t_{cf}	คือ	ความหนาส่วนปีกของเสา
t_{cw}	คือ	ความหนาแผ่นตั้งของเสา
L_b	คือ	ระยะจากปลายคานถึงหน้าเสา
L_c	คือ	ระยะจากปลายคานถึงกึ่งกลางเสา
H	คือ	ความสูงของเสา

ตารางที่ 2.1 ตารางเปรียบเทียบการออกแบบ Panel Zone ทั้งสองวิธี

ข้อเปรียบเทียบ	AISC (2000)	Michigan(2001)
1) ค่าลดทอนกำลัง(ϕ) ของส่วนกำลังรับแรงเฉือน	1.0	0.9
2) สมการของกำลังรับแรงเฉือน (V_n)	จากงานวิจัยของ Krawinkler $V_n = 0.55F_y d_c t_{cw} \left[1 + \frac{3.45b_{cf} t_{cf}^2}{d_c d_b t_{cw}} \right]$	จากงานวิจัยของ Wongkaew A. $V_n = 0.78F_y (d_c - 2t_{cf}) t_{cw} \left[1 + \frac{2.71b_{cf} t_{cf}^2}{(d_c - 2t_{cf}) d_b t_{cw}} \right]$
3) สมการค่าพลาสติกโมเมนต์(M_p)	$M_p = 1.1R_y F_y Z_b$	$M_p = 1.1R_y F_y Z_b$
4) ตำแหน่งที่เกิด	ระยะ d_h จากหน้าเสา	ระยะ d_h จากหน้าเสา

พลาสติกโมเมนต์		
5) การถ่ายแรงกระทำเข้าสู่ส่วนปีกของเสา	คำนวณจากค่าโมเมนต์ที่ตำแหน่งหน้าเสา	คำนวณจากค่าโมเมนต์ที่ตำแหน่งกลางเสา
6) การถ่ายแรงจากส่วนปีกเสาเข้าสู่ Panel Zone	ใช้หลักการแรงคู่ควบ(Couple) จากค่าโมเมนต์ที่ตำแหน่งหน้าเสา	ใช้หลักการแรงคู่ควบ(Couple) จากค่าโมเมนต์ที่ตำแหน่งกลางเสา
7) สมการค่าแรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก (V_u)	$V_u = \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h}\right)L_c}{0.95d_b} - \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h}\right)L_c}{H}$	$V_u = \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h}\right)L_c}{0.95d_b} - \frac{\left(\frac{M_p}{L_b - d_h}\right)L_c}{H}$

2.4 กำลังรับแรงเฉือนของ Panel Zone

เมื่อก้าวถึงความอ่อนหรือแข็งของ Panel zone จะเกิดคำถามว่าแบบไหนถึงเรียกว่าอ่อนแบบไหนถึงจะเรียกว่าแข็ง ก็ยังไม่สามารถตอบได้ แต่ถ้ามีการเปรียบเทียบว่าอ่อนกว่าอะไรหรือแข็งกว่าอะไรก็สามารถอธิบายได้ เช่น เมื่อเปรียบเทียบความแข็งแรงของส่วน Panel zone กับส่วนคานในกรณีรับแรงเฉือนเหมือนกัน

Panel zone แบบอ่อนเป็นการยอมให้ panel zone เกิดการครากมากซึ่งอาจส่งผลเสียต่อรอยเชื่อมที่ข้อต่อตามมาโดยมีพฤติกรรมที่ชี้ให้เห็นค่าความเค้นในรอยเชื่อมจะเพิ่มขึ้นเมื่อ panel zone เกิดการคราก

Panel zone แบบกลาง; การยอมเกิดการครากใน panel zone นั้นในขณะเดียวกันนี้ก็พยายามไม่ให้เกิดการครากเกิดขึ้นมากเกินไปจนระดับที่จะสร้างความเสียหายแก่ข้อต่อและรอยเชื่อมโดยจะทำให้ panel zone และส่วนอื่นๆนั้นเกิดการครากพร้อมๆกัน

Panel zone แบบแข็ง; การออกแบบโดยไม่ยอมให้เกิดการครากใน panel zone นั้นหมายความว่าแรงจากแผ่นดินไหวทั้งหมดจะต้องถูกดูดซับด้วยการครากของคานบริเวณข้อต่อเพียงอย่างเดียวซึ่งการออกแบบเช่นนี้มีข้อเสียคือ ถ้าเกิดแผ่นดินไหวที่รุนแรงในระดับปานกลางถึงมากคานที่ข้อต่อเพียงอย่างเดียวไม่สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้เพราะคานจะเกิดความเสียหายอย่างมาก และจะเกิดการแตกร้าวที่ข้อต่อเสมอ [21]

2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับข้อต่อคาน-เสาเหล็ก

Subhash C. Goel, Bozidar Stojadinovic และผู้ร่วมวิจัยท่านอื่นๆ [14,16] แสดงให้เห็นว่ารอยเชื่อมของข้อต่อเหล็กระหว่างเสา-คาน มีกระจายตัวของความเค้นและความเครียดสูงมาก แรงเฉือนจะถูกถ่ายลงสู่เสา โดยผ่านที่บริเวณปีกคานบนและล่าง แทนที่จะเป็นการถ่ายโดยแผ่น Shear Tab การเกิดปรากฏการณ์เช่นนี้ อาจเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้ปีกคานไม่สามารถรับแรงเฉือนนี้ได้ และเกิดการแตกขึ้น

การศึกษาของ Scott A. Civjan, John L. Gross [13] เป็นการประเมินและปรับปรุงข้อต่อเหล็กในการถ่ายแรงของโมเมนต์ (Steel moment connection) จากการกระทำของแรงแผ่นดินไหว โดยมีการทดสอบชิ้นงานโดยใส่แรงแบบวัฏจักร (Cyclic loading) กับชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ผลการทดสอบชิ้นงานจากสภาพภายนอกแสดงให้เห็นว่าเมื่อรอยเชื่อมมีความเหนียวต่ำ ความแข็งแรงของปีกคานของคานจะไม่เพียงพอต่อแรงกระทำ ซึ่งจากการสังเกตทำให้เกิดการปรับปรุงปีกคานโดยการแทนที่ที่ปีกคานด้วยร่องของรอยเชื่อม ซึ่งรอยเชื่อมมีความเหนียวเพิ่มขึ้นจะไม่ทำให้เกิดการแตกในบริเวณขอบบนของรอยเชื่อม

การศึกษาในขั้นต้นของ Wongkaew A. [15] แสดงให้เห็นว่ามีความเป็นไปได้อย่างมากที่จะออกแบบ Panel Zone ด้วยวิธี Balance Yielding ระหว่างคานและ Panel Zone กล่าวคือ ยอมให้เกิดการคราก (Yielding) ในส่วน Panel Zone ในขณะที่เดียวกันก็พยายามควบคุมไม่ให้เกิดการคราก (Yielding) เกิดขึ้นมากเกินไปในระดับที่จะสามารถสร้างความเสียหายแก่ตัวข้อต่อและรอยเชื่อมได้ อย่างไรก็ตาม การศึกษาในขั้นต้นนี้ต้องการพิสูจน์ในอีกหลายกระบวนการเพื่อจะสามารถนำมาใช้งานได้จริง โดยจะต้องมีการวิเคราะห์เพิ่มเติมด้วยคอมพิวเตอร์ เพื่อวิเคราะห์หาสาเหตุที่แท้จริงว่ากระบวนการคราก (Yielding) ของ Panel Zone นั้นส่งผลกระทบต่ออย่างไรบ้างต่อ ข้อต่อ รอยเชื่อม และหน้าตัดคานบริเวณข้อต่อ จากนั้นต้องวิเคราะห์ว่าระดับการคราก (Yielding) ขนาดเท่าไรจึงไม่เกิดผลเสียต่อ ข้อต่อ รอยเชื่อม และคาน จากนั้นอาจต้องปรับเปลี่ยนกระบวนการออกแบบ Panel Zone ในบางส่วน เพื่อความถูกต้องยิ่งขึ้น

จากการศึกษาของ Krawinkler (1987-1978) [17][18], Popov 1987 [20], Popovetal 1989 [21] แสดงให้เห็นว่า Panel Zone ที่ถูกออกแบบอย่างถูกต้อง และมีการควบคุมการก่อสร้างที่ดี สามารถรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นได้เลยจุดคราก (Yield Point) โดยไม่ส่งผลเสียต่อข้อต่อ การที่ยอมให้ Panel Zone เกิดการคราก (Yielding) ขึ้นนี้จะเรียกว่าการออกแบบ ด้วยวิธี Weak Panel Zone การออกแบบนี้ได้รับการยอมรับอย่างกว้างขวางและมีการใช้กันอย่างแพร่หลายตั้งแต่ปีค.ศ.1990 โดยได้มีการบรรจุลงในมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็ก AISC [2-5] ด้วย

Roeder [22], EL-Tawil [21] การศึกษาทั้งหมดนี้ชี้ให้เห็นว่า มาตรฐานการออกแบบ AISC [2-5] ไม่ควรอนุญาตให้เกิดการคราก (Yielding) ขึ้นใน Panel Zone หมายความว่า Panel Zone จะเป็นแบบ Strong Panel Zone ซึ่งเป็นการออกแบบที่ใช้กันก่อนหน้าปี 1990 อย่างไรก็ตามการออกแบบ โดยไม่ยอมให้เกิดการคราก (Yielding) ใน Panel Zone นั้นหมายความว่าพลังงานจากแผ่นดินไหว ทั้งหมดจะต้องถูกดูดซับด้วยการคราก (Yielding) ของหน้าตัดคานตรงบริเวณข้อต่อเพียงอย่างเดียว ซึ่งการออกแบบเช่นนี้ มีข้อเสียคือ ถ้าแผ่นดินไหวมีความรุนแรงในระดับปานกลางถึงมาก คานจะเสียหายอย่างมาก และจะเกิดรอยแตกร้าวขึ้นที่ข้อต่อเสมอ ถึงแม้ว่าจะถูกออกแบบและก่อสร้างเป็นอย่างดี นอกจากนี้ยังรวมถึงการออกแบบด้วยข้อต่อชนิดใหม่ (New Type of Connection) [7] ดังนั้นจนถึงปัจจุบันยังไม่มีข้อสรุปที่แน่ชัดว่าจะออกแบบ Panel Zone ด้วยวิธีใดจึงจะเหมาะสม

บทที่ 3

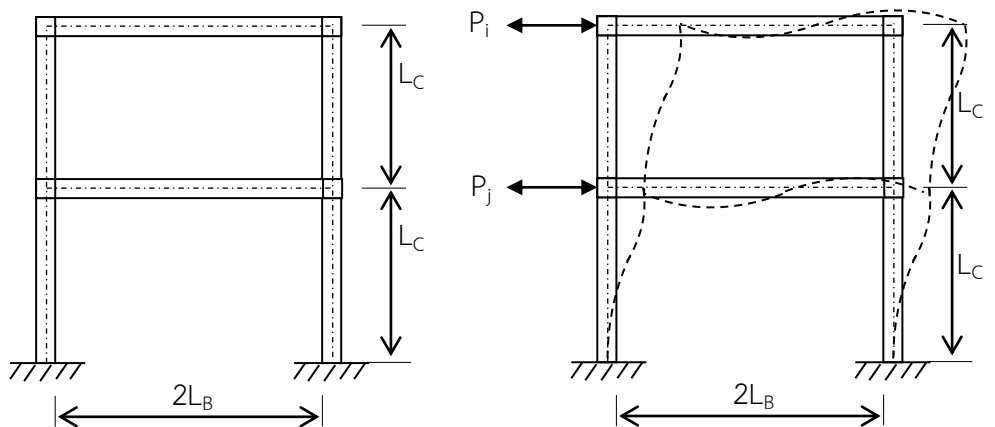
การพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของข้อต่อคาน-เสาเหล็ก

3.1 บทนำ

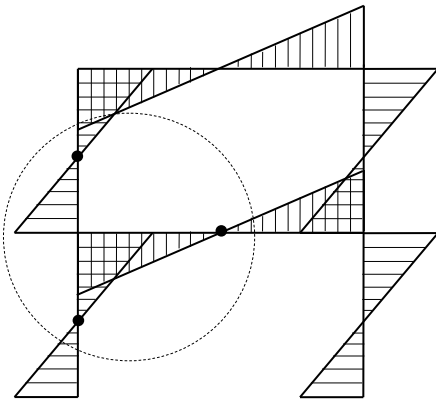
การประยุกต์ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ได้ขยายตัวขึ้นมาก โดยในปี ค.ศ. 1969 Szabo และ Lee แสดงให้เห็นว่าสามารถหาคำสมการไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างได้โดยวิธีเวทเรซิดิว (weighted-residual method) เช่นวิธีการกาลเลอร์กิน (Galerkin's method) จากแนวคิดดังกล่าวทำให้สามารถใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์วิเคราะห์ปัญหาที่ไม่ใช่โครงสร้าง (non-structure) ได้สะดวกขึ้น เช่นในปี ค.ศ. 1977

Lyness, Owen และ Zienkiewicz ได้ใช้วิธีเวทเรซิดิววิเคราะห์ปัญหาของสนามแม่เหล็ก (magnetic field) นอกจากนี้มีการประยุกต์ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ได้ขยายไปในสาขาอื่นๆ อีก เช่น สาขาชีววิศวกรรม ปัจจุบันการวิเคราะห์ปัญหาด้านวิศวกรรมศาสตร์โดยเฉพาะอย่างยิ่งด้าน CAD ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นที่นิยมมากขึ้นทั้งในสถาบันการศึกษาและอุตสาหกรรมขนาดเล็กทั่วไป ทั้งนี้เพราะขีดความสามารถของเครื่องไมโครคอมพิวเตอร์ และโปรแกรมมาตรฐานสำหรับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่จะใช้กับเครื่องคอมพิวเตอร์ขนาดเล็กได้พัฒนาขึ้นอย่างมาก และกว้างขวางยิ่งขึ้น การใช้งานจึงทำได้สะดวก รวดเร็ว ถูกต้องแม่นยำสูง และเสียค่าใช้จ่ายไม่มาก ในบทนี้ ผู้วิจัยจะนำเสนอการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของข้อต่อคาน-เสาเหล็ก โดยจะใช้ข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ของเสาตันริม ที่มีรายละเอียดดังที่แสดงไว้ในบทที่ 2 เป็นต้นแบบในการทำงานวิจัย เนื่องจากผู้วิจัยสามารถเทียบความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์นี้ กับข้อมูลผลการทดสอบคาน-เสาเหล็กในห้องปฏิบัติการที่มีอยู่ได้ แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้นนี้ จะเป็นแบบเทียบเท่าชิ้นงานทดสอบจริง (Full Model) โดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์ชนิดชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element) มีเงื่อนไขการยึดรั้งที่ปลายเสาแบบสลัก (Pin Support) ตำแหน่งการใส่แรงจะเป็นที่บริเวณปลายคาน และชนิดของแรงจะเป็นแรงวัฏจักร (Cyclic Load) หรือแรงสลับทิศ ตามมาตรฐานการทดสอบชิ้นงานขนาดใหญ่ (SAC 1997) นอกจากนี้ ในบทนี้จะนำเสนอค่าความเค้น และค่าชีวิตต่างๆ ที่จะใช้ในการประเมินแบบจำลอง รวมถึงตำแหน่งและชิ้นส่วนต่างๆ ของแบบจำลองที่จะใช้ในการประเมินแบบจำลอง เพื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจริง ซึ่งจะกล่าวต่อไปในบทที่ 4

3.2 ไดอะแกรมโมเมนต์ตัดของโครงข้อแข็งเหล็กเมื่อรับแรงกระทำด้านข้าง

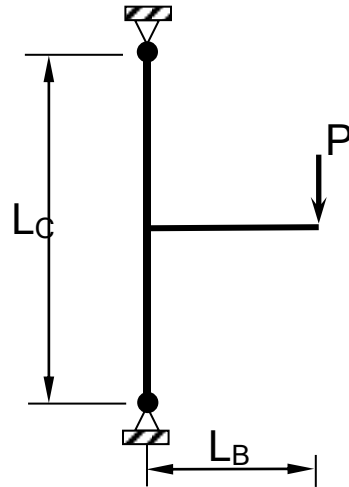


(ก) การจำลองโครงข้อแข็งเหล็กเพื่อวิเคราะห์
การรับแรงด้านข้าง



(ค) แผนภาพแสดงโมเมนต์ภายในของโครงสร้างเหล็ก

(ข) การจำลองการเสียรูปของโครงข้อแข็งเหล็ก
เมื่อรับแรงด้านข้าง



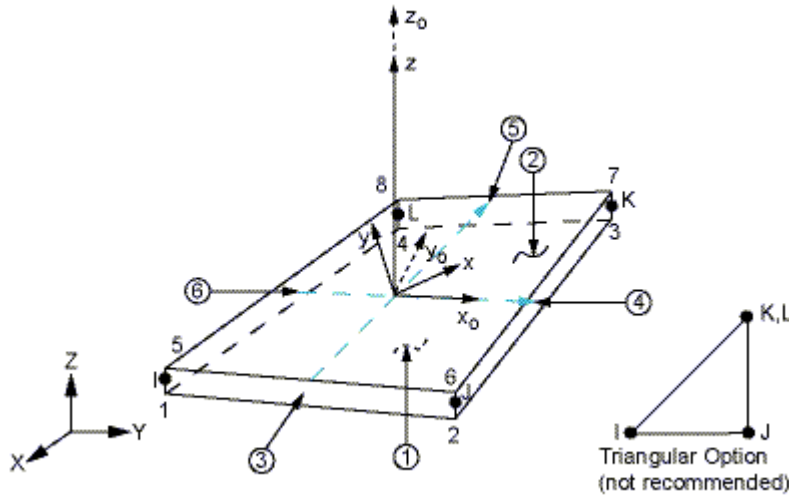
(ง) ขยายบริเวณข้อต่อ

รูปที่ 3.1 โครงข้อแข็งเหล็กเมื่อมีการรับแรงแผ่นดินไหว

เมื่อเกิดแผ่นดินไหวแผ่นดินจะมีการเคลื่อนตัวในลักษณะคลื่น (Wave) ทำให้เกิดแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว ซึ่งมีลักษณะเป็นวัฏจักร (Cyclic Load) โดยมีลักษณะไป-กลับ (ซ้าย - ขวา) เมื่อโครงข้อแข็งเหล็กรับแรงแผ่นดินไหว จึงเสมือนว่าถูกแรงกระทำด้านข้างกระทำ ดังแสดงในรูป 3.1ก และ 3.1ข ส่วนรูป 3.1ค แสดงไดอะแกรมโมเมนต์ดัดของโครงข้อแข็งเหล็ก เมื่อรับแรงด้านข้าง จะเห็นว่าที่บริเวณกึ่งกลางเสาชั้นบน - ล่าง และจุดกึ่งกลางช่วงคาน จะเป็นจุดที่โมเมนต์ดัด เป็นศูนย์ (จุดดัดกลับของโมเมนต์ดัด) นั้นหมายความว่า ชั้นส่วนคาน-เสาตรงบริเวณนี้ ซึ่งเป็นบริเวณข้อต่อระหว่างคานกับเสาสามารถจำลองสภาพการใส่แรง และเงื่อนไขการยึดรั้งได้ดังรูปที่ 3.1ง กล่าวโดยสรุป ข้อต่อคาน-เสาแบบถ่ายโมเมนต์ของเสาดันริบ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว สามารถจำลองลักษณะการใส่แรงได้ โดยใส่แรงวัฏจักร

ที่บริเวณกึ่งกลางของช่วงคาน โดยที่ปลายเสาทั้งบนและล่างจะมีเงื่อนไขของการยึดรั้งเป็นแบบสลัก (Pin Support)

3.3 ชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element)

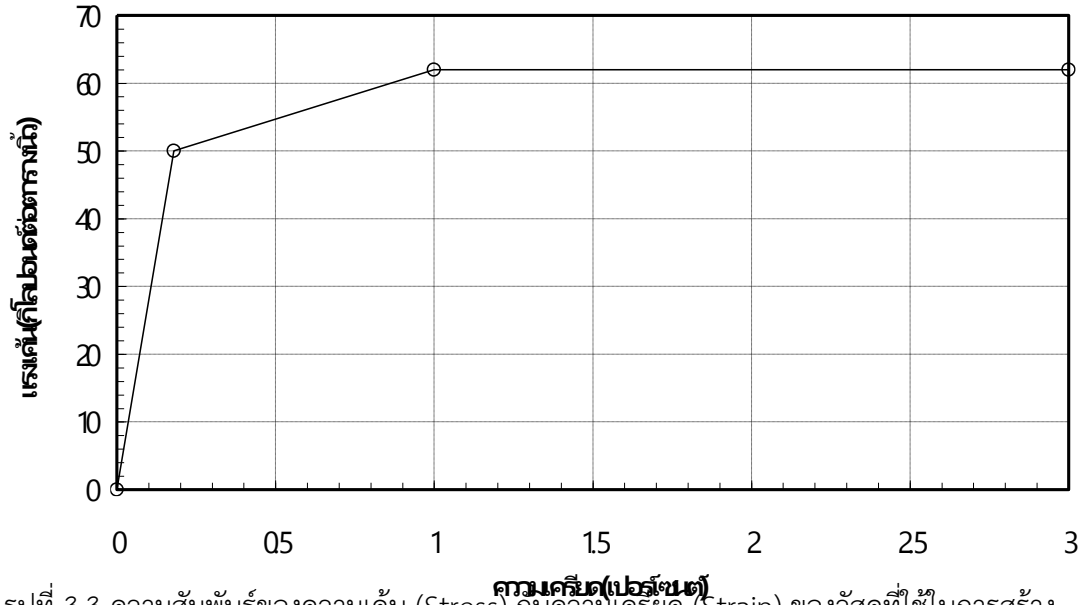


รูปที่ 3.2 ชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element)

ในงานวิจัยนี้ แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้น จะใช้ชนิดของเอลิเมนต์ที่ใช้จะเป็นแบบแผ่นบาง (Shell Element) เป็นหนึ่งในชนิดของชิ้นส่วนย่อย (Element Types) ในการสร้างแบบจำลองเพื่อนำไปวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 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 จะมีทิศทางเป็นบวกรอบตามกฎมือขวาโดยใช้มือขวาหมุนตามตัวเลขที่กำหนดจุดต่อ ดังรูปคือ 1-2-3-4 จะได้ว่านิ้วหัวแม่มือจะแสดงทิศทางที่เป็นบวกรอบ ดังนั้นจากรูป 3.2 ผิวด้านบนจะเป็นทิศบวกรอบ ส่วนผิวด้านล่างจะเป็นทิศลบ

ชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบางนี้ เหมาะกับการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ที่ความหนาของแบบจำลองมีค่าน้อยกว่าความกว้างและความยาวมากๆ ซึ่งในกรณีสามารถใช้จำลองแผ่นปีก และแผ่นเอวของคานและเสาเหล็กได้ดี เนื่องจากเหตุผลดังกล่าวข้างต้น

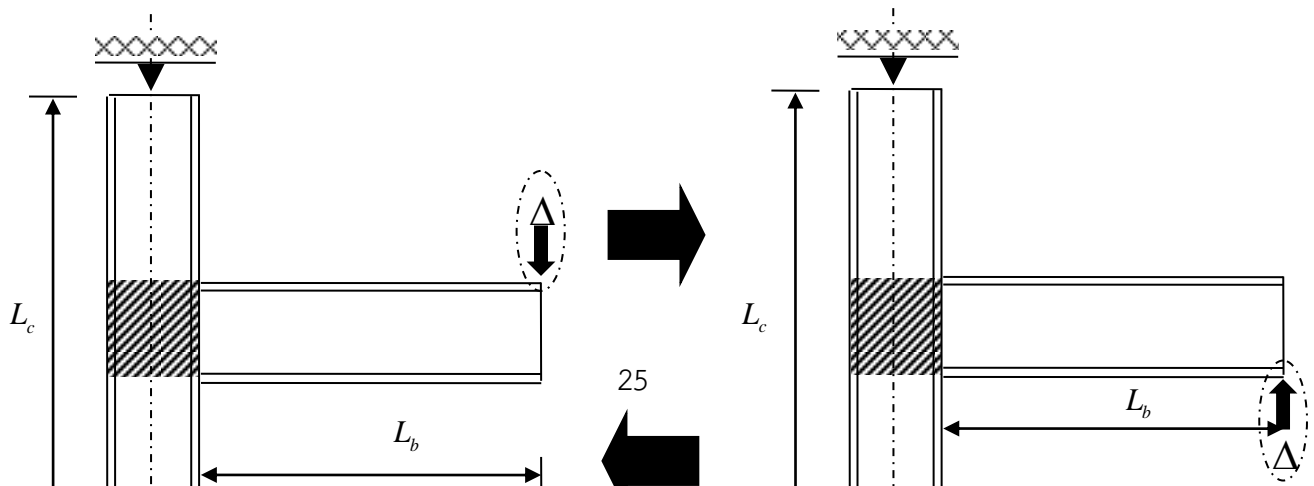
3.4 ความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress) กับความเครียด (Strain) ของเหล็กที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง



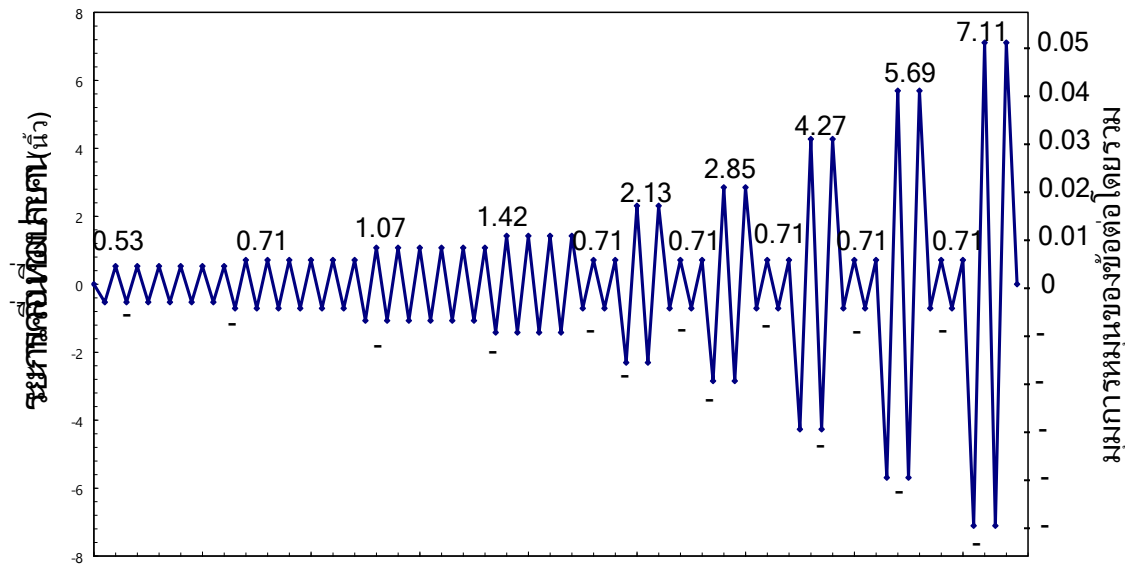
รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress) กับความเครียด (Strain) ของวัสดุที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง

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

3.5 การจำลองแรงกระทำแบบสลับทิศ (แรงวัฏจักร)



รูปที่ 3.4 ลักษณะการใส่แรงวัฏจักรจำลองกับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาต้นริม



รูปที่ 3.5 แรงวัฏจักรจำลองสำหรับการทดสอบชิ้นงานขนาดใหญ่เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว (SAC 1997)

การจำลองแรงแผ่นดินไหวซึ่งเป็นแรงแบบวัฏจักร (Cyclic Load) ทำได้โดยการใส่ระยะการเคลื่อนที่ที่ปลายคานในลักษณะไป-กลับเป็นรอบๆ กระทำกับแบบจำลอง แสดงดังรูปที่ 3.4 โดยแบบจำลองแรงวัฏจักรนี้ เป็นไปตามมาตรฐานการทดสอบชิ้นงานขนาดใหญ่ ภายใต้รับแรงแผ่นดินไหว (SAC 1997) แสดงไว้ในรูปที่ 3.5

3.6 คุณสมบัติการยึดรั้งที่ปลายเสาด้านบนและล่าง

จากการที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 3.2 จะพบว่า เงื่อนไขของการยึดรั้งที่ปลายเสาด้านบนและล่าง จะเป็นแบบสลัก (Pin Support) กล่าวคือ ที่จุดต่อ (Node) แต่ละจุดของชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบางที่บริเวณปลายเสา ซึ่งมีทิศทางอิสระเท่ากับ 6 ดีกรีนั้น จะต้องทำการยึด (Constrain) ไม่ให้เคลื่อนที่ได้อิสระใน

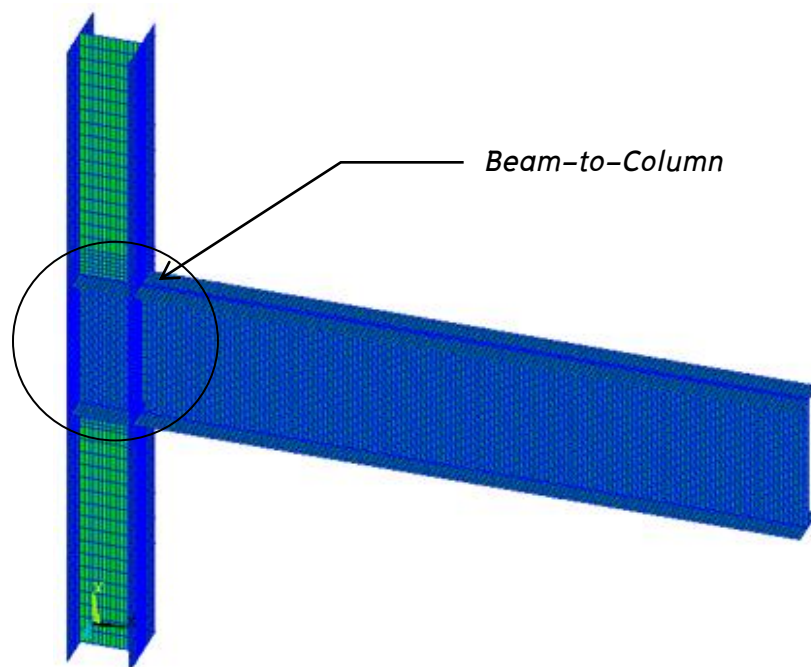
แนวแกน x , y และ z ส่วนค่าการหมุนตัวนั้น จะทำการยึดไม่ให้เกิดการหมุนรอบแกน x และแกน y เพื่อ
บังคับไม่ให้เกิดการบิดรอบแกน x และ แกน y แต่ให้การหมุนรอบแกน z เป็นอิสระ เพราะเป็นการแสดง
คุณสมบัติของสลักที่บริเวณปลายเสาด้านบนและล่าง โดยเงื่อนไขดังกล่าวเหล่านี้ จะใส่ให้กับจุดต่อ
(Node) ทุกจุดต่อของชิ้นส่วนแบบแผ่นบางที่ปลายเสาด้านบนและล่างทั้งระนาบ xz

3.7 ค่าต่างๆ ที่ใช้ในการประเมินผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนติเมนต์

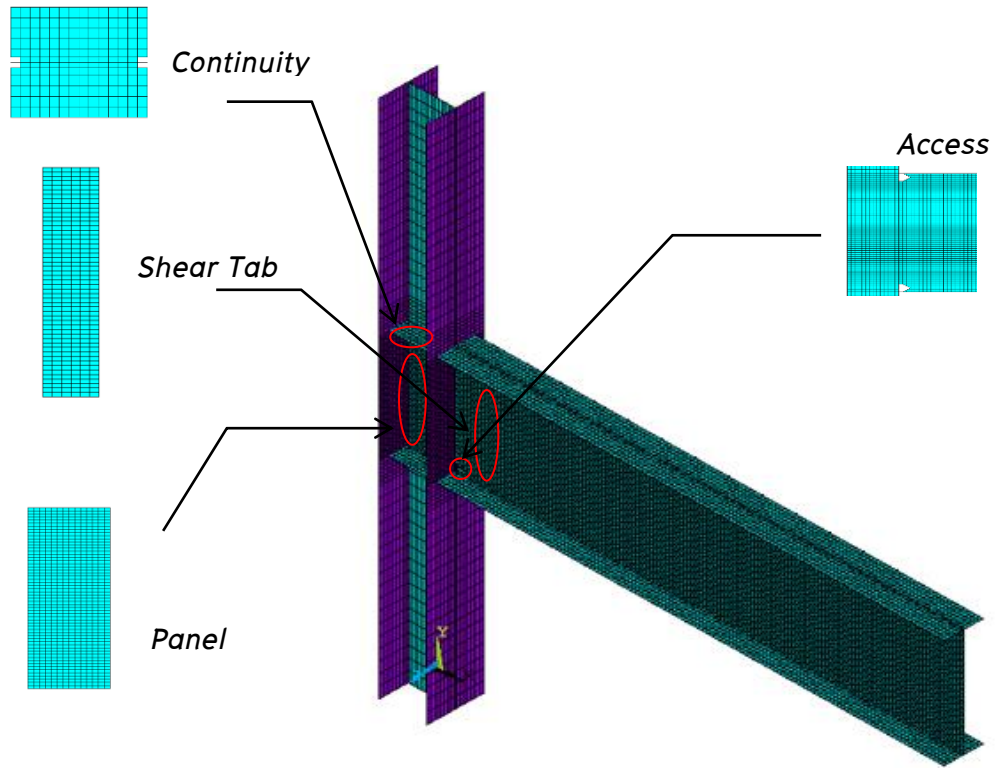
งานวิจัยนี้จะใช้ค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่เกิดขึ้นที่ปลายคาน และระยะการเคลื่อนที่ของ
ปลายคาน เป็นค่าที่ใช้ประเมินผลและความถูกต้องของแบบจำลอง โดยนำมาเทียบกับค่าที่ได้จากผลการ
ทดสอบจริง ส่วนความเค้นที่ใช้แสดงพฤติกรรมการครากของข้อต่อคาน-เสานั้น จะใช้ค่าความเค้น von-
Mises ทั้งนี้เนื่องจากมีบทพิสูจน์แล้วว่า 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

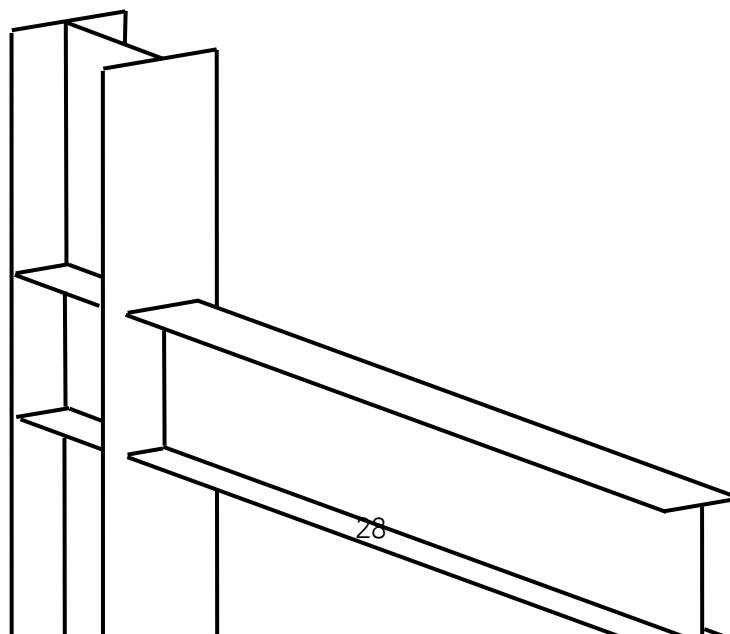


รูปที่ 3.6 แสดงบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างคาน-เสา ที่ใช้แสดงพฤติกรรมองค์รวมของแบบจำลอง



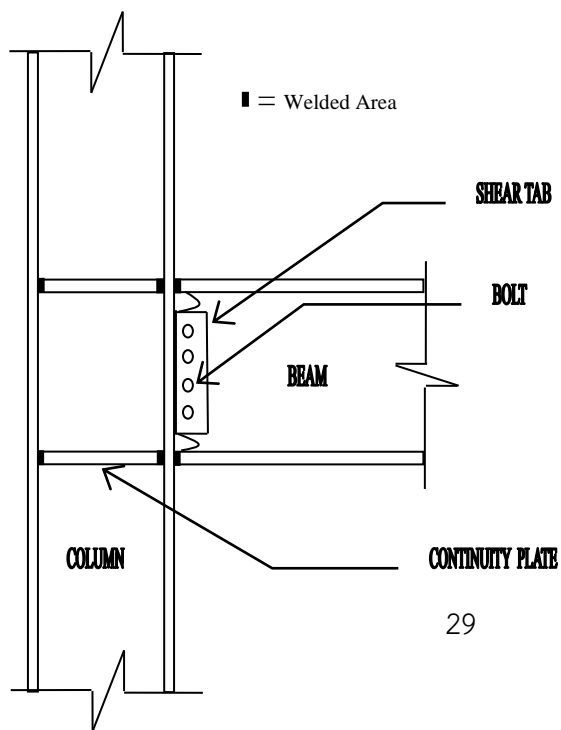
รูปที่ 3.7 แสดงองค์ประกอบย่อยของข้อต่อคาน-เสาที่ใช้แสดงพฤติกรรมองค์ประกอบย่อยของแบบจำลอง

3.9 การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์



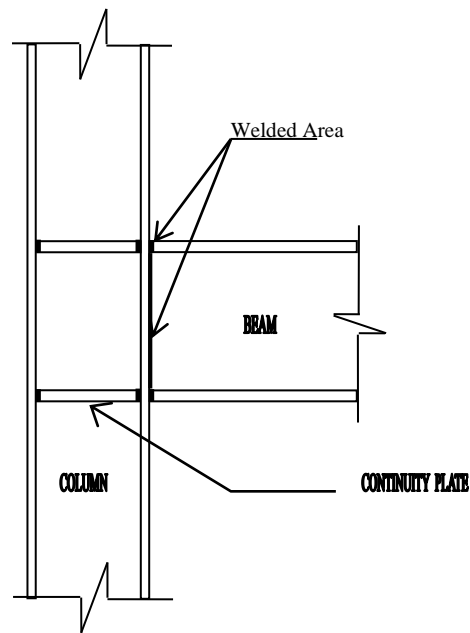
รูปที่ 3.8 ลักษณะแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบเท่าขนาดจริง (Full Model)

แบบจำลองที่ใช้ในงานวิจัยนี้มี 2 ชนิดคือ แบบจำลองคาน-เสาเหล็กของเสาต้นริมชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web (FEM1) และแบบจำลองคาน-เสาเหล็กของเสาต้นริมชนิดก่อสร้างในประเทศไทย (FEM2) โดยแบบจำลองทั้งสองจะเป็นแบบเท่าขนาดจริง (Full Model) ดังแสดงในรูปที่ 3.8 ส่วนรายละเอียดต่างๆ ตรงบริเวณข้อต่อนั้นจะแตกต่างกัน กล่าวคือ เสาต้นริมชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web จะประกอบไปด้วยแผ่นปะกับ (Shear tab) และน็อต ดังแสดงในรูปที่ 3.9 สำหรับเสาต้นริมชนิดก่อสร้างในประเทศไทย จะไม่มีแผ่นปะกับ และน็อตโดยจะใช้การเชื่อมจุดต่อ (Node) ของแผ่นแฉก 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 รายละเอียดที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ของเสาต้นริม (FEM1)

๓.๙.๒ ข้อต่อเหล็กแบบ Thai Practice ของเสาต้นริม



รูปที่ 3.10 รายละเอียดที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองชนิดก่อสร้างในประเทศ (FEM2)

บทที่ 4

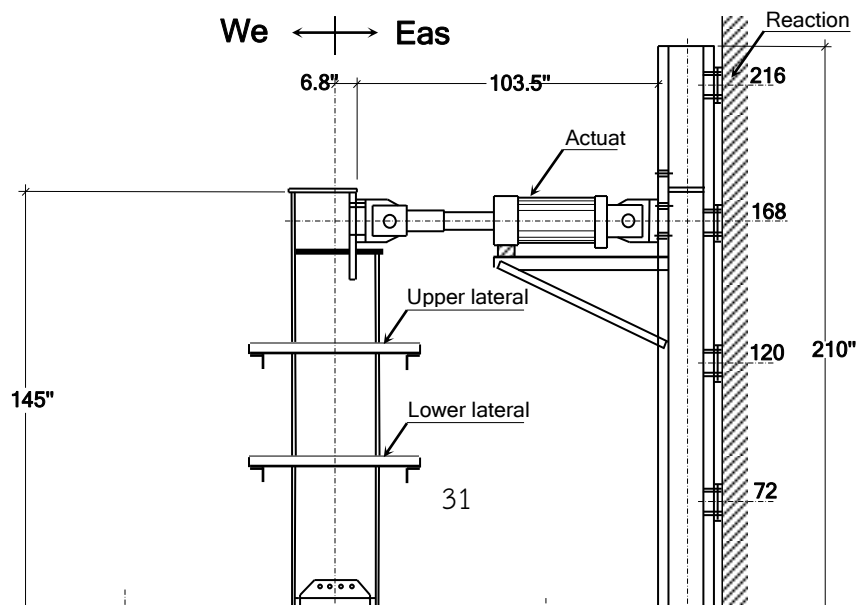
ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web

**4.1 ข้อต่อคาน-เสาชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ทดสอบที่มหาวิทยาลัย
แห่งรัฐมิชิแกน และแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1**

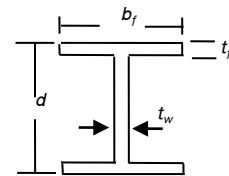
รูปที่ 4.1 แสดงรูปวาดขนาดชิ้นงานทดสอบ การติดตั้งและอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ โดย
ชิ้นงานเป็นข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาต้นริม (Exterior Connection) ที่มีรายละเอียดการออกแบบ และ
ก่อสร้างเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบ AISC/CRFD 1994 คานมีความยาวจากปลายคานตรงบริเวณ

ใส่แรงวิฤจักร (ระยะการเคลื่อนที่ซ้าย-ขวา) ถึงตำแหน่งกึ่งกลางเสา เท่ากับ 136 นิ้ว และมีความสูงของเสาจากกึ่งกลางของตำแหน่งยึดตั้งบนถึงล่างเท่ากับ 144 นิ้ว คานที่ใช้ในการทดสอบมีขนาดหน้าตัดเท่ากับ W30x99 และเสามีขนาดหน้าตัดเท่ากับ W14x145 ซึ่งเป็นหน้าตัด W-Flange ตามหนังสือ มาตรฐาน AISC 2005 ทุกประการ ขนาดหน้าตัดแสดงโดยสรุปไว้ในตารางที่ 4.1 การใส่แรงวิฤจักรกระทำกับชิ้นงานทดสอบ จะกระทำได้โดยผ่านเครื่องกำเนิดแรง (Actuator) กระทำที่ปลายคาน แสดงดังรูป ลักษณะการใส่แรงวิฤจักรจะเป็นไปตามมาตรฐานการทดสอบกำหนดโดย SAC 1997 ดังแสดงในรูปที่ 3.5 เครื่องกำเนิดแรงจะทำการผลักชิ้นงานทดสอบไปทางด้านซ้าย จนถึงระยะ 0.53 นิ้ว และผลักกลับทิศทางขวา จนถึงค่าลบ 0.53 นิ้ว ในระหว่างที่ผลักนี้ เครื่องจะบันทึกแรงตอบสนองของชิ้นงานที่เกิดขึ้นเนื่องจากการผลัก และบันทึกไว้ในคอมพิวเตอร์ เป็นคู่ลำดับระหว่างระยะทางที่ผลักกับแรงตอบสนองของข้อต่อคาน-เสา ชิ้นงานทดสอบจะถูกผลักเป็นรอบๆ โดยจะมีรอบของระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 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 ในระหว่างการผลักที่ระยะการเคลื่อนที่ตั้งแต่ 1.42 นิ้ว ถึง 7.11 นิ้วจะมีการสลับด้วยระยะการเคลื่อนที่ 0.71 นิ้ว จำนวน 2 รอบก่อนที่จะมีการเปลี่ยนระยะการผลักให้มากขึ้นตามลำดับ

นอกจากนี้ ระยะการผลักชิ้นงานทดสอบ ยังมีความสัมพันธ์กับมุมการหมุนของข้อต่อโดยรวม (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 นิ้ว ข้อต่อหมุนประมาณ 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 ข้อต่อจะหมุนเท่ากับ 0.053 เรเดียน ค่าที่ได้จากการทดสอบ จะถูกนำมาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงตอบสนองของข้อต่อ กับค่าการเคลื่อนที่ของปลายคาน โดยลักษณะเส้นกราฟจะมีลักษณะเป็นวงรอบ (loop) ตามจำนวนรอบของการเคลื่อนที่ของข้อต่อ ลักษณะเส้นกราฟประเภทนี้มีชื่อเฉพาะว่า Hysteresis loop ซึ่งแสดงถึงพลังงานที่ข้อต่อสามารถดูดซับได้ ในกรณีที่วงรอบขนาดใหญ่ จะหมายความว่าสามารถดูดซับพลังงานจากแผ่นดินไหวได้ดีกว่าวงรอบที่มีขนาดเล็ก



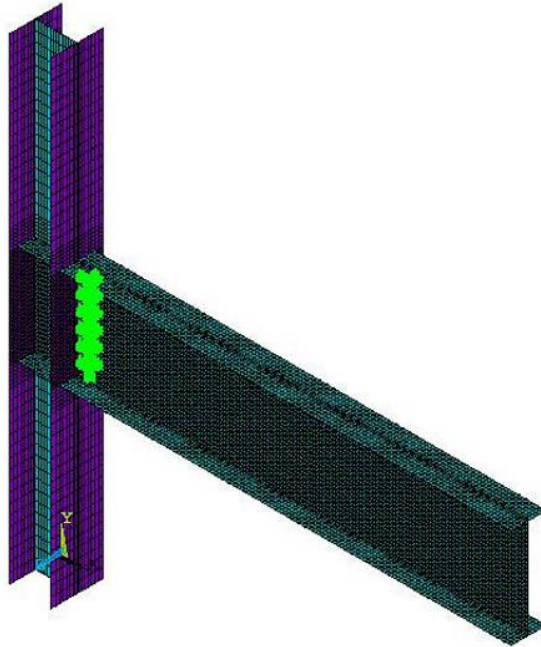
รูปที่ 4.1 แสดงขนาดและการติดตั้งชิ้นงานที่ทดสอบที่มหาวิทยาลัยแห่งรัฐมิชิแกน



ตารางที่ 4.1 แสดงขนาดหน้าตัดคานและเสาที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง FEM1

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

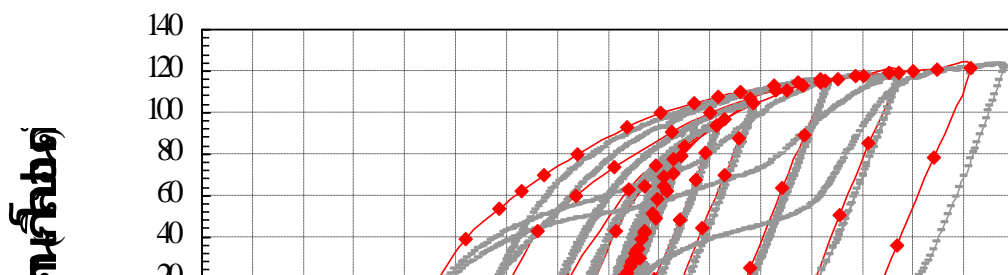
รูปที่ 4.2 แสดงแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้นตามข้อกำหนดในบทที่ 3 มีขนาดหน้าตัดขนาดความยาวคานและเสา รายละเอียดต่างๆ และคุณสมบัติอื่นๆ เหมือนกับชิ้นงานทดสอบในข้อ 4.1 ทุกประการ



รูปที่ 4.2 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ข้อต่อคาน-เสา FEM1

4.2 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์กับผลการทดสอบชิ้นงาน

การเปรียบเทียบผล สามารถวิเคราะห์ได้จากการศึกษากราฟแรงตอบสนองของข้อต่อ วัตต์ที่ปลายคาน กับระยะการเคลื่อนที่ของปลายคาน ดังแสดงในรูปที่ 4.3 เส้นกราฟแสดงในรูปที่ 4.3 มี 2 เส้น คือ เส้นกราฟที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ แสดงด้วยเส้นและจุดประ ส่วนผลการทดสอบจริงแสดงด้วยเส้นสีที่จางกว่า โดยภาพรวมจะพบว่า ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ให้ผลใกล้เคียงกับผลการทดสอบ โดยเฉพาะในช่วงที่ยังไม่เกินพิกัดยืดหยุ่น (Elastic) เมื่อเกินพิกัดยืดหยุ่นแล้ว ก็ยังพบว่าผลที่ได้จากการวิเคราะห์ให้ผลดีมากจนถึงสภาวะที่ปีกคานล่างของตัวอย่างทดสอบฉีกขาดในรอบที่ 2 ของการผลักลายคานเท่ากับ 4.27 นิ้ว จากนั้นชิ้นงานทดสอบก็จะมีค่ากำลัง (Stiffness) ลดลง จึงทำให้ผลการวิเคราะห์แตกต่างจากผลการทดสอบ อย่างไรก็ตาม ในส่วนของปีกคานบน ซึ่งไม่ฉีกขาด ทำให้ในรอบของการผลักรูปที่เป็นบวก ข้อต่อมีค่าแรงตอบสนองสูงสุดประมาณ 120 กิโลปอนด์ ซึ่งมีค่าเท่ากับผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง

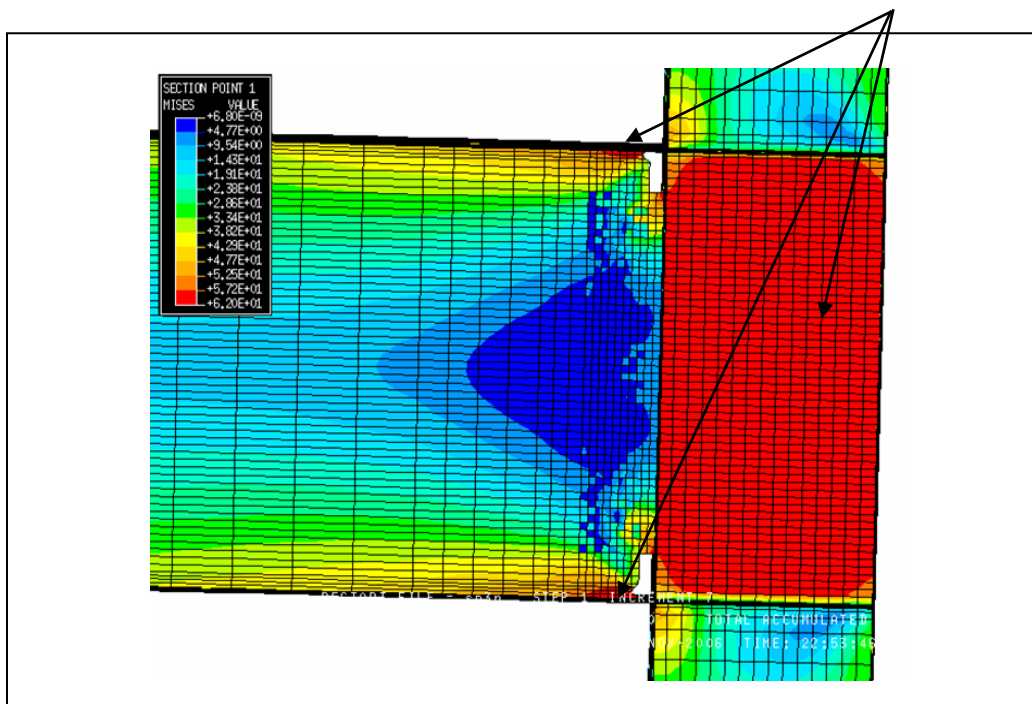


รูปที่ 4.3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงตอบสนองที่ตำแหน่งปลายคานกับระยะเคลื่อนที่ของปลายคาน

รูปที่ 4.4 แสดงค่าความเค้น von-Mises ของแบบจำลอง เทียบกับรูปถ่ายชิ้นงาน จากการทดสอบที่ระยะปลายคานเคลื่อนที่เท่ากับ 4.27 นิ้ว จากการทดสอบพบว่า บริเวณแผ่น Panel Zone ของชิ้นงานทดสอบเกิดการครากทั้งแผ่นและที่บริเวณรอยต่อระหว่างปีกคานบนและล่าง กับหน้าเสาก็เกิดการครากขึ้นอย่างมาก สังเกตได้จากการที่สีขาวที่ทาไว้ เกิดการหลุดร่อนออก เมื่อเทียบกับการกระจายตัวของค่าความเค้น von-Mises จะพบว่า ตรงตำแหน่งเดียวกันกับตำแหน่งที่เกิดการครากมากๆ ค่าความเค้น von-Mises จะมีค่าสูงมากเช่นกัน คือมีค่าตั้งแต่ 50 ถึง 62 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว นั้นแสดงว่า บริเวณเหล่านี้เกิดการครากแล้วเช่นกัน ส่วนในบริเวณอื่นๆ ของแบบจำลอง ก็จะมีค่าความเค้น von-Mises ลดน้อยลงไปตามแถบสีที่แสดงในรูป และในบางบริเวณมีค่าน้อยมาก แสดงว่าบริเวณเหล่านี้อยู่ในช่วงพิกัดยืดหยุ่น



High Stress Panel Zone Area (Yield Area)



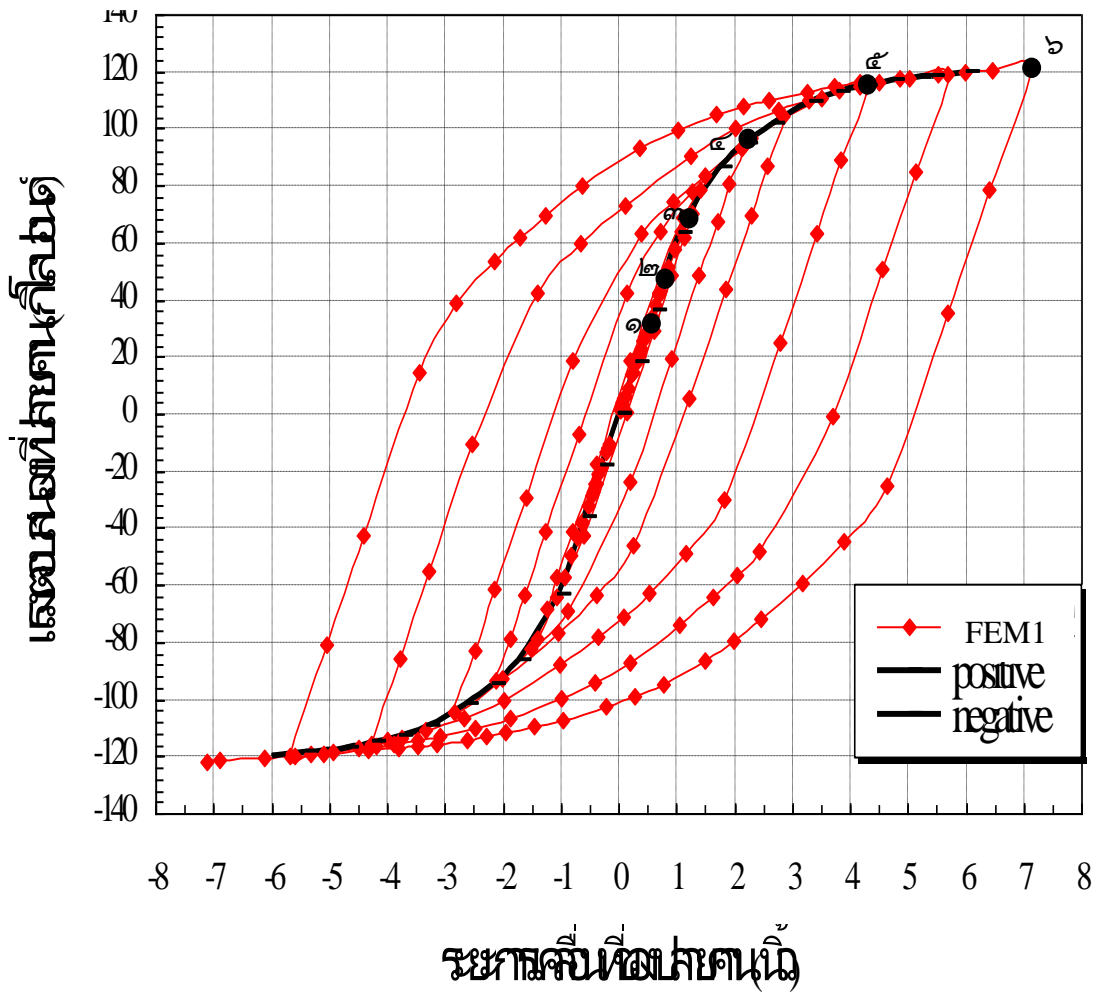
รูปที่ 4.4 แสดงค่าความเค้น von-Mises ของแบบจำลอง FEM1 และรูปถ่ายจากการทดสอบที่ระยะปลายคานเคลื่อนที่เท่ากับ 4.27 นิ้ว

จากรูปที่ 4.3 และ 4.4 สามารถสรุปได้ว่า แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มีความถูกต้องสูง สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อคาน-เสาเหล็กได้ดีมาก นอกจากนี้ยังสามารถแสดงพฤติกรรมการครากได้ตรงกับตำแหน่งที่เกิดการครากในชิ้นงานทดสอบ ถึงแม้ว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์นี้ไม่สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อ ณ เวลาที่ปีกคานเกิดการฉีกขาดได้ แต่แบบจำลองสามารถระบุบริเวณที่น่าจะเกิดการฉีกขาดได้ตรงกับตำแหน่งที่เกิดการฉีกขาดของปีกคานจริงในชิ้นงานทดสอบ กล่าวคือบริเวณปีกคาน ตรงตำแหน่งที่ติดกับหน้าเสาทั้งด้านบนและล่าง ซึ่งก็คือตำแหน่งที่เกิดการฉีกขาดจริงในการทดสอบ จะมีค่าความเค้นสูงสุดมากกว่าที่บริเวณอื่น จึงอาจสันนิษฐานได้ว่า ตรงตำแหน่งนี้น่าจะเกิดการฉีกขาด ซึ่งเป็นบริเวณเดียวกับที่เกิดในผลการทดสอบ

4.3 การวิเคราะห์พฤติกรรมองค์รวมของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1

ในขั้นต้นสามารถสรุปได้ว่า แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้นนั้นมีความถูกต้องแม่นยำสูง ดังนั้นเพื่อให้เกิดการเรียนรู้ยิ่งขึ้น ผลการวิเคราะห์ข้อต่อนี้จะถูกนำเสนอถึงการตอบสนองของข้อต่อตามสถานะต่างๆ กัน เริ่มตั้งแต่ในสถานะที่ยังไม่เกินพิกัดยืดหยุ่น (Elastic) จนถึงสถานะเกินพิกัดยืดหยุ่น (Inelastic) ในลักษณะการต่อเนื่องของการเคลื่อนที่ปลายคาน

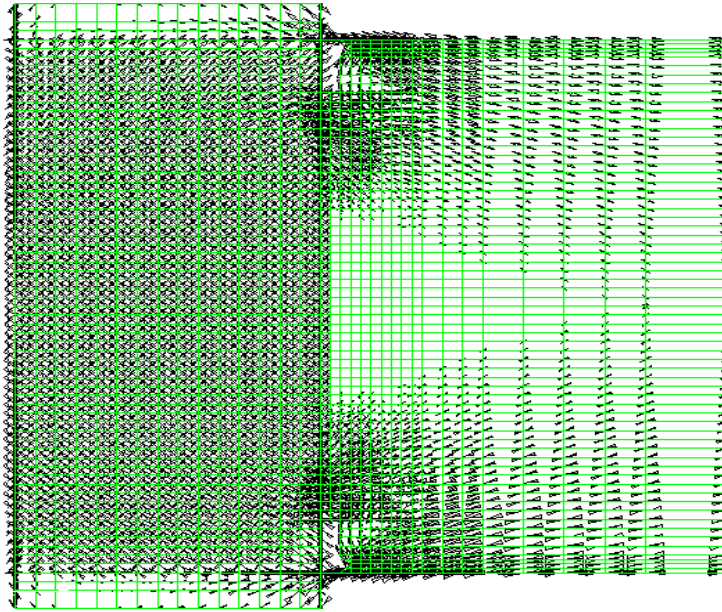
การนำเสนอผลการวิเคราะห์ จะทำโดยลากเส้นต่อจุดที่ค่าแรงตอบสนองที่ปลายคานสูงสุดในแต่ละรอบของการผลึกในทิศทางเดียวกัน แสดงตั้งเส้นทึบในรูปที่ 4.5 จุด 1-6 แสดงค่าในรอบที่ระยะผลึกเป็นบวก จุดเหล่านี้จะแสดงสถานะต่างๆ ของข้อต่อ ซึ่งแต่ละสถานะ ข้อต่อก็จะมีผลการตอบสนองที่ต่างกันออกไป และเนื่องจากความสมมาตรของผลตอบสนอง ดังนั้นจึงทำให้ทราบว่า ผลการวิเคราะห์ทั้งในด้านที่เป็นบวกจะมีค่าเท่ากับด้านที่เป็นลบ เพียงแต่กลับทิศทางเท่านั้น จากรูปที่ 4.5 ที่จุด 1 2 และ 3 เส้นกราฟยังคงเป็นเส้นตรงแสดงว่าพฤติกรรมของข้อต่อยังอยู่ในช่วงพิกัดยืดหยุ่น ส่วนจุด 4 5 และ 6 ในรูปที่ 4.5 แสดงอยู่บนส่วนของเส้นกราฟที่เป็นเส้นโค้ง แสดงว่าพฤติกรรมของข้อต่ออยู่ในช่วงเกินพิกัดยืดหยุ่น ตารางที่ 4.2 แสดงค่าความเค้น von-Mises สูงสุด และตำแหน่งที่เกิดค่าสูงสุด ของแบบจำลอง FEM1 ซึ่งอ่านได้จากรูปที่ 4.5 ตามสถานะต่างๆ จาก 1-6



รูปที่ 4.5 แรงตอบสนองที่ปลายคานากับระยะเคลื่อนที่ของปลายคานา ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง FEM1

ตารางที่ 4.2 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุดและตำแหน่งที่เกิด สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง FEM1

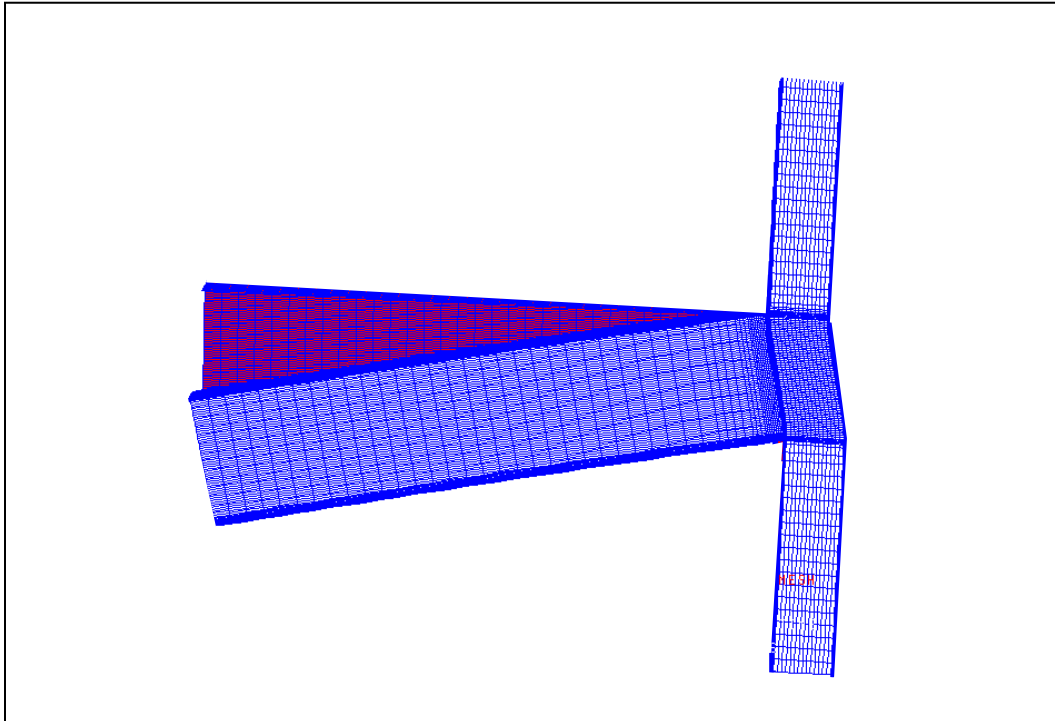
สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ ปลายคานา (นิ้ว)	การหมุน ของข้อต่อ (เรเดียน)	แรงตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	36.675	ปีกคานติดกับหน้าเสา
2	0.71	0.005	62	43.452	
3	1.08	0.0065	95	50.724	Panel Zone และ
4	2.147	0.0135	110	59.354	ปีกคานติดกับหน้าเสา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



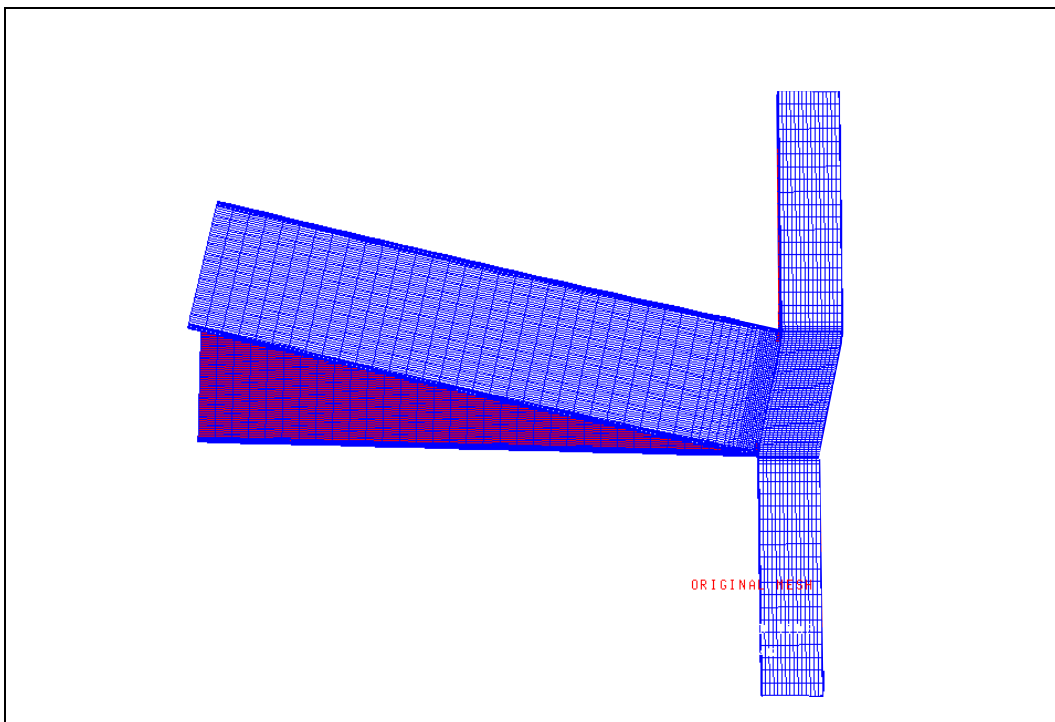
รูปที่ 4.6 การไหลของความเค้นสูงสุดบริเวณข้อต่อคาน-เสาของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์พบว่า จะมีความเค้นสูงสุดไหลผ่านจากคานสู่เสาโดยผ่านที่ตำแหน่งนี้มากที่สุดแสดงในรูปที่ 4.6 จากรูปแสดงอย่างชัดเจนว่า มีความเค้นสูงสุดไหลผ่านเข้าสู่เสาที่บริเวณปีกคานสูงมากเมื่อเทียบกับบริเวณแผ่น Shear Tab ดังนั้นถ้าจะเกิดรอยแตกจะต้องเกิดขึ้นที่บริเวณนี้ก่อน

จากรูปที่ 4.7 และ 4.8 พบว่าแบบจำลองมีการหมุนตัวไปตามค่าแรงกระทำที่ตำแหน่งปลายคาน ในขณะเดียวกันส่วนของคานก็มีการเคลื่อนตัว สังเกตจากตำแหน่งปลายคานมีการเปลี่ยนตำแหน่งจากตำแหน่งเดิม เป็นที่น่าสังเกตว่าส่วนของคานแทบจะยังคงเป็นเส้นตรงซึ่งแทบจะไม่มีงอโก่งเกิดขึ้นเลย แต่ข้อต่อโดยรวมมีการหมุนตัวเกิดขึ้น นั่นก็หมายความว่า การหมุนตัวของข้อต่อส่วนใหญ่เกิดในแผ่น Panel Zone แสดงให้เห็นว่าแผ่น Panel Zone มีการหมุนอย่างมาก และมีอีกเพียงบางส่วนที่มาจาก การหมุนตัวของคาน



รูปที่ 4.7 พฤติกรรมการเสียรูปของแบบจำลอง FEM1 เมื่อมีการรับแรงแบบวิฆัจกร (แรงลง)



รูปที่ 4.8 พฤติกรรมการเสียรูปของแบบจำลอง FEM1 เมื่อมีการรับแรงแบบวัฏจักร (แรงขึ้น)

4.4 การวิเคราะห์พฤติกรรมองค์ประกอบย่อยของแบบจำลองไฟไนลิเมนต์ FEM1

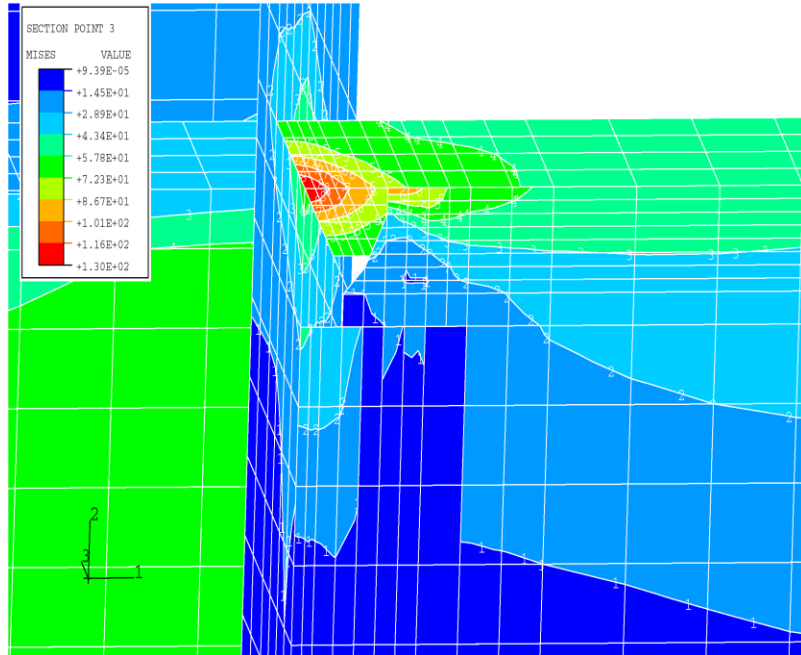
องค์ประกอบย่อยของแบบจำลองไฟไนลิเมนต์จะกล่าวถึงคือ บริเวณ Access Hole บริเวณแผ่น Shear Tab และบริเวณแผ่น Panel Zone โดยค่าที่จะนำเสนอเป็นค่าการกระจายของค่าความเค้น von-Mises ที่สภาวะการเคลื่อนที่ของปลายคานต่างๆ จากสภาวะ 1-6

รูปที่ 4.9 เป็นการกระจายตัวของค่าความเค้น von-Mises ที่บริเวณ Access Hole จากรูปจะเห็นว่าค่าความเค้นสูงสุดจะเกิดขึ้นที่ บริเวณปลายของ Access Hole ด้านที่ติดกับแผ่นปีกคานก่อน จากนั้นค่าความเค้นสูงสุดนี้จะค่อยๆ กระจายตัวออก 2 ทิศทางคือ ตามแนวกว้างของปีกคาน และกระจายตัวลงสู่ส่วนเว้าของ 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 และทำให้เกิดรอยแตกทะลุผ่านความหนาของปีกคาน ขึ้นสู่ผิวด้านบนของปีกคาน จากนั้นรอยแตกนี้จะกระจายตัวออกด้านข้างทำให้ปีกคานขาดออกจากกัน แสดงดังรูปที่ 4.10 ตารางที่ 4.3 แสดงค่าความเค้น von-Mises สูงสุด และตำแหน่งที่เกิดค่าสูงสุด ซึ่งอ่านได้จากรูปที่ 4.9 ตามสภาวะต่างๆ จาก 1-6

ตารางที่ 4.3 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด บริเวณ Access Hole ของแบบจำลอง FEM1

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	
2	0.71	0.005	62	43.45	
3	1.08	0.0065	95	50.723	ใต้ปีกคานบนติดกับ
4	2.147	0.0135	110	59.042	ปลาย Access Hole

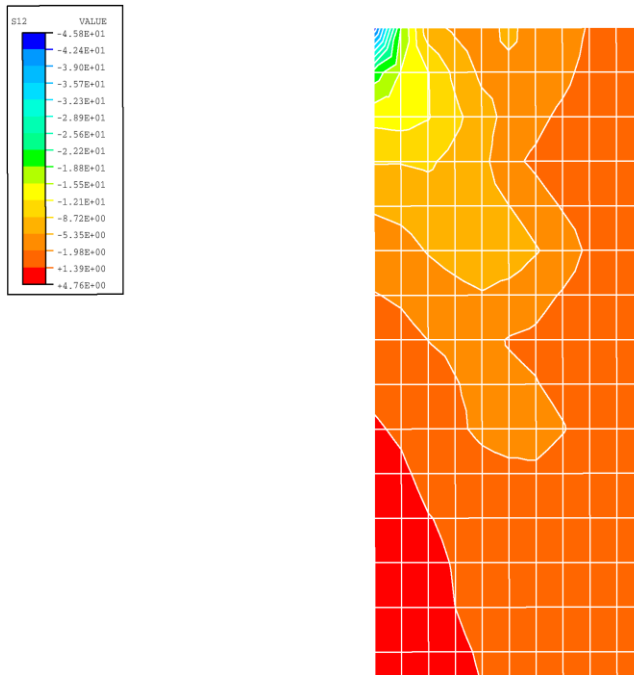
5	4.304	0.031	116	62
6	7.158	0.05	120	61.999



รูปที่ 4.9 แสดงค่าความเค้น von-Mises ที่บริเวณ Access Hole ที่สภาวะ 6 ของแบบจำลอง FEM1



รูปที่ 4.10 แสดงลักษณะการแตกของปีกคานด้านผิวบน ที่บริเวณ Access Hole ของชิ้นงานทดสอบ



รูปที่ 4.11 แสดงค่าความเค้น von-Mises บนแผ่น Shear Tab ที่สภาวะ 6 ของแบบจำลอง FEM1

รูปที่ 4.11 แสดงการกระจายตัวของค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Shear Tab จากรูปจะเห็นว่า ค่าความเค้นสูงสุดจะเกิดขึ้นที่มุมบนและล่างด้านขวาของแผ่น Shear Tab และเมื่อค่าการเคลื่อนที่ของปลายคานเพิ่มขึ้น ค่าความเค้นสูงสุดนี้จะมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนมีค่าประมาณ 55 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว แสดงว่าที่มุมบนและล่างขวาของแผ่น Shear Tab จะเกิดการคราก อย่างไรก็ตาม เป็นที่น่าสนใจเป็นอย่างยิ่งว่า แผ่น Shear Tab บริเวณที่ติดกับหน้าเสา คือด้านซ้ายมือในรูป จะมีค่าความเค้น von-Mises ต่ำมาก และเป็นบริเวณที่มีค่าน้อยที่สุดในแผ่น Shear Tab เมื่อค่าการเคลื่อนที่มากขึ้น ค่าความเค้นบริเวณนี้จึงค่อยๆ มีค่าเพิ่มขึ้น แต่จะเห็นว่าเพิ่มขึ้นค่อนข้างช้า และเพิ่มขึ้นไม่มากนัก เมื่อถึงสภาวะที่ 6 พบว่า ค่าความเค้น von-Mises ในบริเวณนี้มีค่าสูงสุดเพียง 20 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว ซึ่งยังไม่ถึงจุดครากของเหล็ก จากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวข้างต้นพบว่า แผ่น Shear Tab ทั้งแผ่นนั้น มีค่าความเค้น von-Mises สูงสุดโดยเฉลี่ยอยู่ที่ประมาณ 25 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้วยกเว้นบริเวณเล็กๆ ที่มุมขวา

ด้านบนและล่าง เมื่อคานมีระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 7.2 นิ้ว แสดงให้เห็นว่า แผ่น Shear Tab อาจไม่มีประสิทธิภาพที่ตีพอนในการส่งถ่ายแรงเฉือนเข้าสู่เสา นอกจากนี้ จากทฤษฎีของคาน ที่กำหนดไว้ว่าค่าแรงเฉือนสูงสุดควรเกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางแผ่น Shear Tab และค่าแรงเฉือนส่วนใหญ่จะต้องเกิดขึ้นในแผ่น Shear Tab และส่วนน้อยเท่านั้นที่จะเกิดขึ้นในปีกคาน แต่จากผลการวิเคราะห์ สามารถสรุปผลได้ตรงข้ามกับทฤษฎีของคาน กล่าวคือ ค่าแรงเฉือนส่วนใหญ่ ไม่ได้เกิดขึ้นในแผ่น Shear Tab และค่าแรงเฉือนสูงสุดก็ไม่ได้เกิดขึ้นที่บริเวณกึ่งกลางของแผ่น 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 6 ซึ่งอ่านได้จากรูปที่ 4.11 แสดงสรุปไว้ในตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4.4 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด บนแผ่น Shear Tab ของแบบจำลอง FEM1

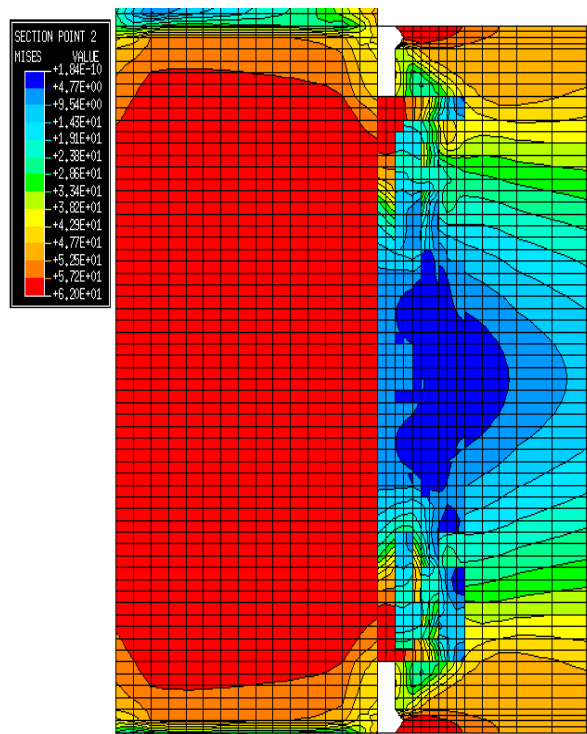
สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุน ของข้อต่อ (เรเดียน)	แรง ตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	7.024	
2	0.71	0.005	62	23.325	
3	1.08	0.0065	95	31.75	มุมบนและล่างด้านขวามือของ
4	2.147	0.0135	110	41.282	แผ่น Shear Tab
5	4.304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

รูปที่ 4.12 แสดงการกระจายตัวของค่าความเค้น von-Mises บนแผ่น Panel Zone จากรูปค่าความเค้นสูงสุด 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 ซึ่งตรงกับผลที่ได้จากการทดสอบชิ้นงาน ทั้งนี้

เนื่องจากข้อต่อคาน-เสาชุดนี้ ถูกออกแบบให้แผ่น Panel Zone มีความแข็งแรงน้อย เมื่อเทียบกับความแข็งแรงของคาน จึงทำให้เกิดการครากเป็นบริเวณกว้างในแผ่น Panel Zone ทั้งนี้การเกิดการครากที่มากเกินไปในแผ่น Panel Zone อาจส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมรวมขององค์อาคาร เช่น ปัญหาแรงเฉือน ศูนย์ อย่างไรก็ตาม ผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ไม่สามารถแสดงปัญหาที่อาจเกิดขึ้นกับข้อต่อเนื่องจากการครากที่มากเกินไปของแผ่น Panel Zone จึงอาจต้องทำการวิเคราะห์ต่อไปในเชิงลึก เพื่อหาผลกระทบของการครากนี้ต่อพฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสาเหล็กต่อไป ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด และตำแหน่งที่เกิดในแผ่น Panel Zone ที่อ่านได้จากรูป 4.12 ที่สภาวะต่างๆ จาก 1-6 แสดงสรุปไว้ในตารางที่ 4.5

ตารางที่ 4.5 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด ในแผ่น Panel Zone ของแบบจำลอง FEM1

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



รูปที่ 4.12 แสดงค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Panel Zone ที่สภาวะ 6 ของแบบจำลอง FEM1

บทที่ 5

ผลการวิเคราะห์ panel Zone ด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

5.1 บทนำ

จากบทที่ 4 สามารถสรุปได้ว่า แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1 ที่พัฒนาขึ้นนั้น มีความถูกต้อง สามารถทำนายได้ ความสามารถในการรับแรงวิงจอร์ได้ดี และสามารถทำนายพฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสาชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ได้ดี เมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ ชิ้นงานจริงในห้องปฏิบัติการ ดังนั้น เมื่อนำแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในบทที่ 4 มาทำการปรับรายละเอียดต่างๆ ให้มีลักษณะคล้ายกับข้อต่อคาน-เสาเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย และทำการวิเคราะห์ แบบจำลองนี้ ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ควรให้ผลที่ใกล้เคียงกับผลที่คาดว่าจะได้จากการทดสอบตัวอย่าง ข้อต่อคาน-เสา

5.2 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ข้อต่อคาน-เสา

ตัวอย่างที่จะนำมาวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นตัวอย่างที่มีการทดสอบในห้องปฏิบัติการ และมีการตีพิมพ์เป็นเอกสาร ซึ่งสามารถมั่นใจได้ว่าผลที่ได้จากการทดสอบนั้นเป็นค่าที่ถูกต้องและสามารถนำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ได้ ซึ่งตัวอย่างทดสอบที่จะนำมาวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีทั้งตัวอย่างที่เป็นข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาต้นริม (Exteriors Column) ข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาต้นใน (Interiors Column) มีทั้งหมด 14 ตัวอย่าง ซึ่งตัวอย่างทดสอบนี้มีคุณสมบัติที่แตกต่างกัน เช่น ขนาดคาน ขนาดเสา และการติด Double plate เป็นต้น

ตารางที่ 5.1 ตัวอย่างทดสอบแบบข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาต้นริม (Exteriors Column)

ชื่อ	ขนาดคาน	ขนาดเสา	ขนาด Double Plate (in)
Sp8.2	W24x68	W14x120	0.625
Sp9.1	W30x99	W14x176	-
Sp9.2	W30x99	W14x176	0.75
Sp10.1	W30x124	W14x257	-
Sp10.2	W30x124	W14x257	0.5
T1	W36x150	W14x311	-
T5	W36x150	W14x311	0.5

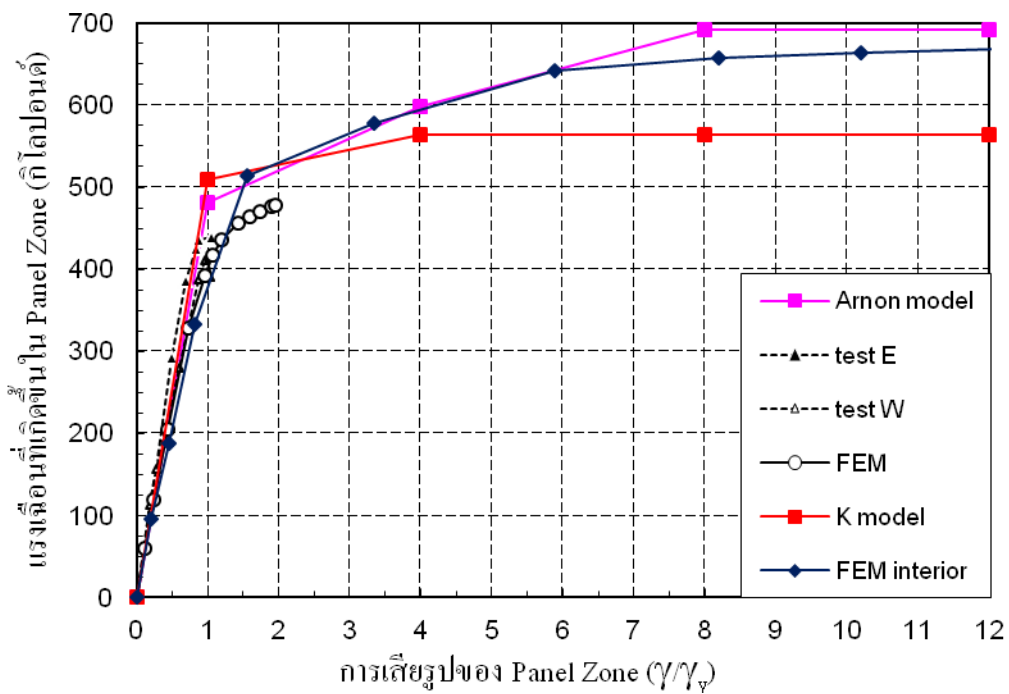
ตารางที่ 5.2 คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบของข้อต่อ

ชื่อ	Sp8.2	Sp9.1	Sp9.2	Sp10.1	Sp10.2	T1	T5
F_y	52.68	54	54	58	58	51	51
d_c (in)	14.5	15.2	15.2	16.4	16.4	17	17
b_{cf} (in)	14.7	15.7	15.7	16	16	16.2	16.2
t_{cw} (in)	0.59	0.83	0.83	1.18	1.18	1.41	1.41
t_{cf} (in)	0.94	1.31	1.31	1.89	1.89	2.26	2.26
d_b (in)	23.7	29.7	29.7	30	30	35.9	35.9
b_{bf} (in)	8.97	10.5	10.5	10.5	10.5	12	12
t_{bw} (in)	0.415	0.52	0.52	0.585	0.585	0.625	0.625

t_{bf} (in)	0.585	0.67	0.67	0.93	0.93	0.94	0.94
Continuity (in)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	1	-
H (in)	144	144	144	144	144	156	156
$L_b+d_c/2$ (in)	134	134	134	134	134	177	177
สถานที่ทดสอบ	Michigan	Michigan	Michigan	Michigan	Michigan	Lehigh	Lehigh

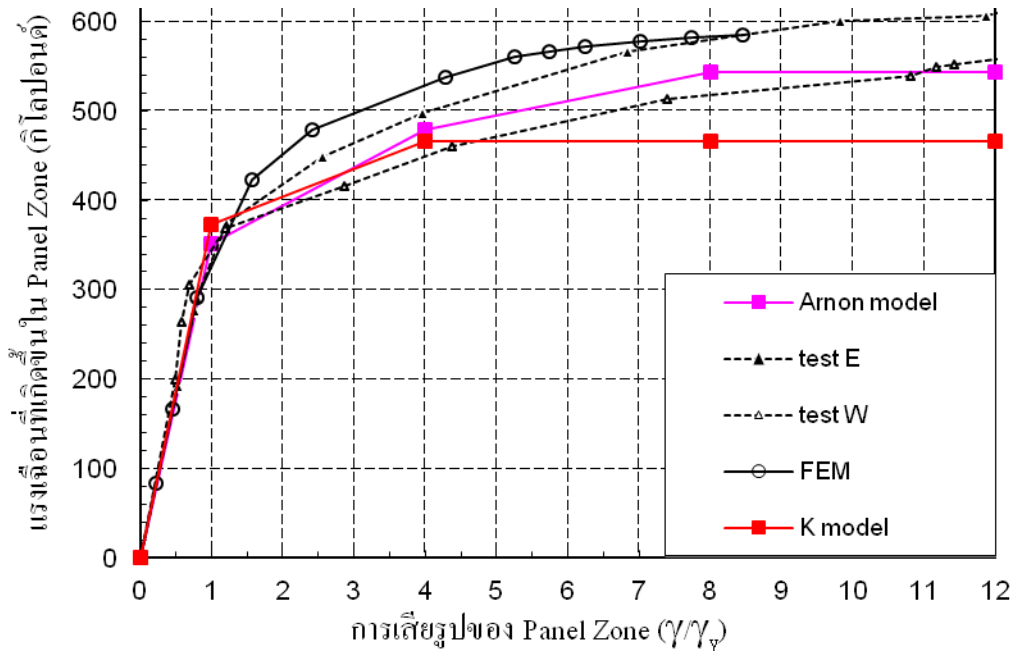
5.3 การวิเคราะห์สมการออกแบบ Panel Zone

การศึกษาได้นำเสนอผลการทดสอบ (test E/W) ผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนลิเมนต์ (FEM และ FEM interior) และ ผลการออกแบบ Panel Zone ด้วยสมการ AISC 2000 (K model) และ Arnon Model ดังต่อไปนี้



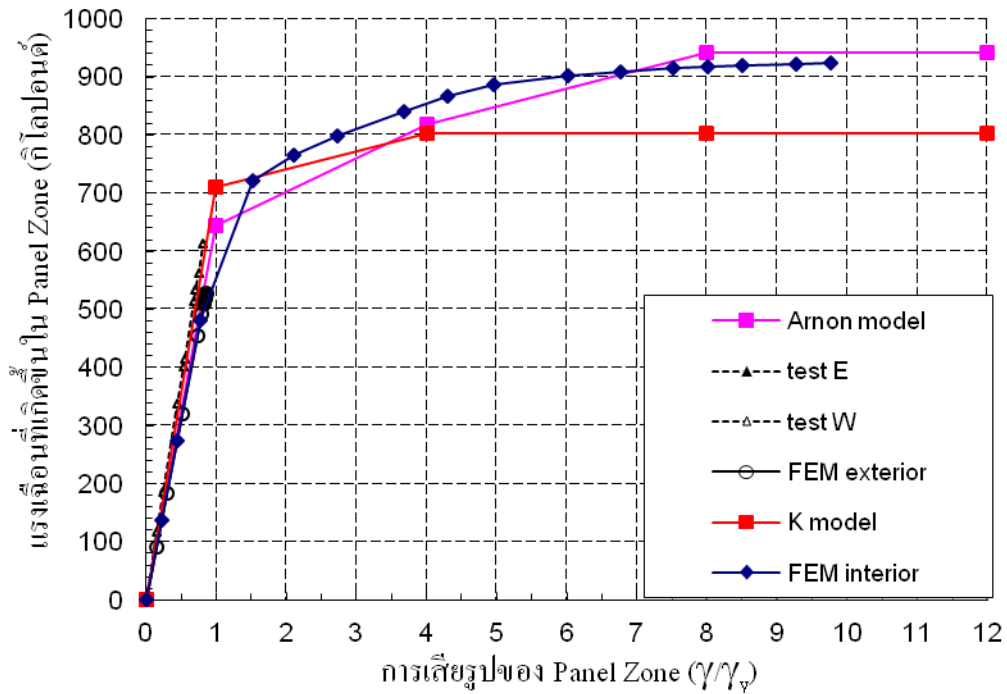
รูปที่ 5.1 แรงเฉือนใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสียรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง sp8.2

จากรูปที่ 5.1 เมื่อทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และสมการ ทั้งสาม พบว่ากราฟในช่วง $0 - \gamma_y$ เส้นกราฟทั้งหมดมีค่าที่ใกล้เคียงกันมาก แต่เมื่อเส้นกราฟเลยจากจุด γ_y ไปแล้วเส้นกราฟจะเกิดความแตกต่างกัน แต่สมการของ Arnon Model ตั้งแต่ช่วง $\gamma_y - 6\gamma_y$ ค่ามีค่า ใกล้เคียงกับผลของการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์มาก ส่วนสมการของ AISC 2000 (K model) มีการ ประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ ต่ำกว่าค่าจากไฟไนต์เอลิเมนต์



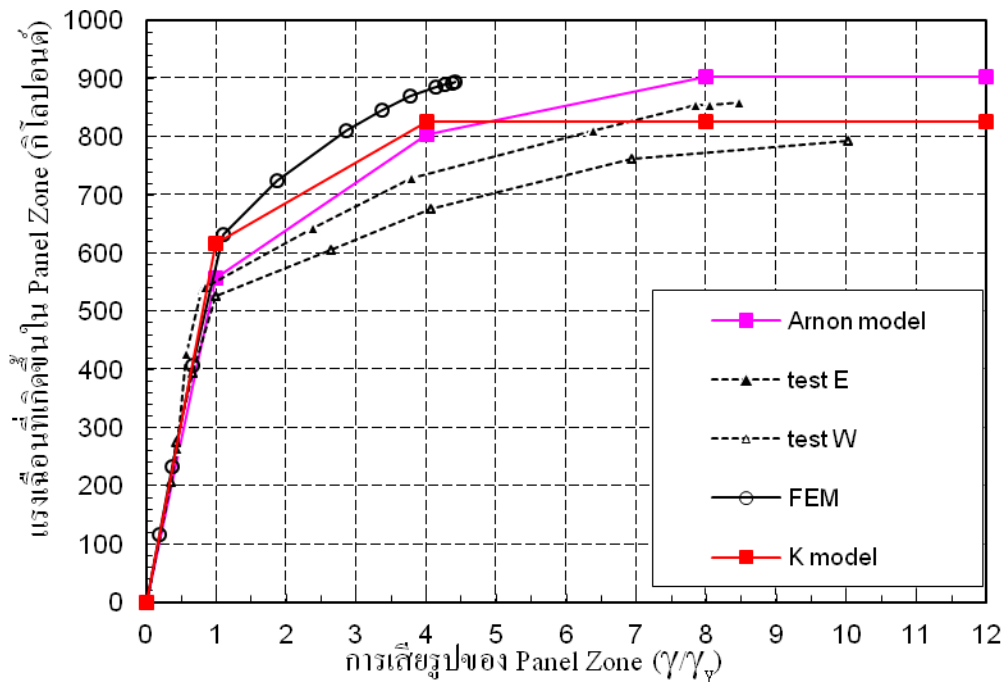
รูปที่ 5.2 แรงเฉือนใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง sp9.1

จากรูปที่ 5.2 เมื่อทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และสมการ ทั้งสาม พบว่ากราฟในช่วง $0 - \gamma_y$ เส้นกราฟทั้งหมดมีค่าที่ใกล้เคียงกันมากจนเกือบจะเป็นเส้นเดียวกัน แต่ เมื่อเส้นกราฟเลยจากจุด γ_y ไปแล้วเส้นกราฟจะเกิดความแตกต่างกัน เมื่อแยกพิจารณาแต่ละสมการจะ เห็นว่าสมการออกแบบมีความแตกต่างจากผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มาก



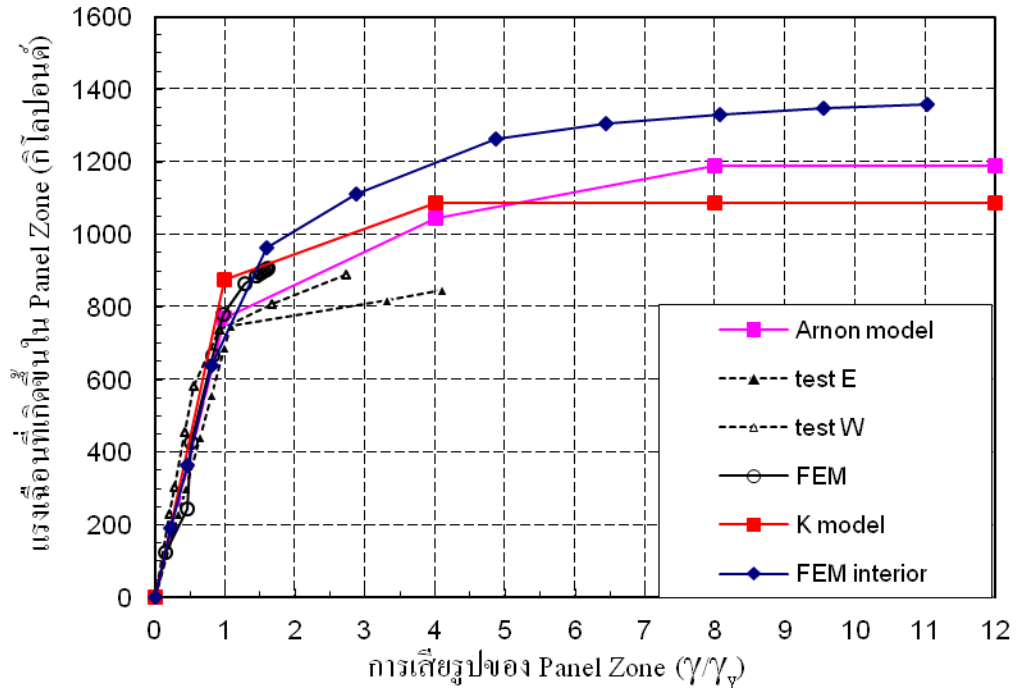
รูปที่ 5.3 แรงเฉือนใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสียรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง sp9.2

จากรูปที่ 5.3 เมื่อทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และสมการทั้งสาม พบว่ากราฟในช่วง $0 - \gamma_y$ เส้นกราฟทั้งหมดมีค่าที่ใกล้เคียงกันมากจนเกือบจะเป็นเส้นเดียวกัน แต่เมื่อเส้นกราฟเลยจากจุด γ_y ไปแล้วเส้นกราฟจะเกิดความแตกต่างกัน แต่สมการของ Arnon Model มีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกันกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ส่วนสมการของ AISC 2000 (K model) มีการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ ต่ำกว่าค่าจากไฟไนต์เอลิเมนต์



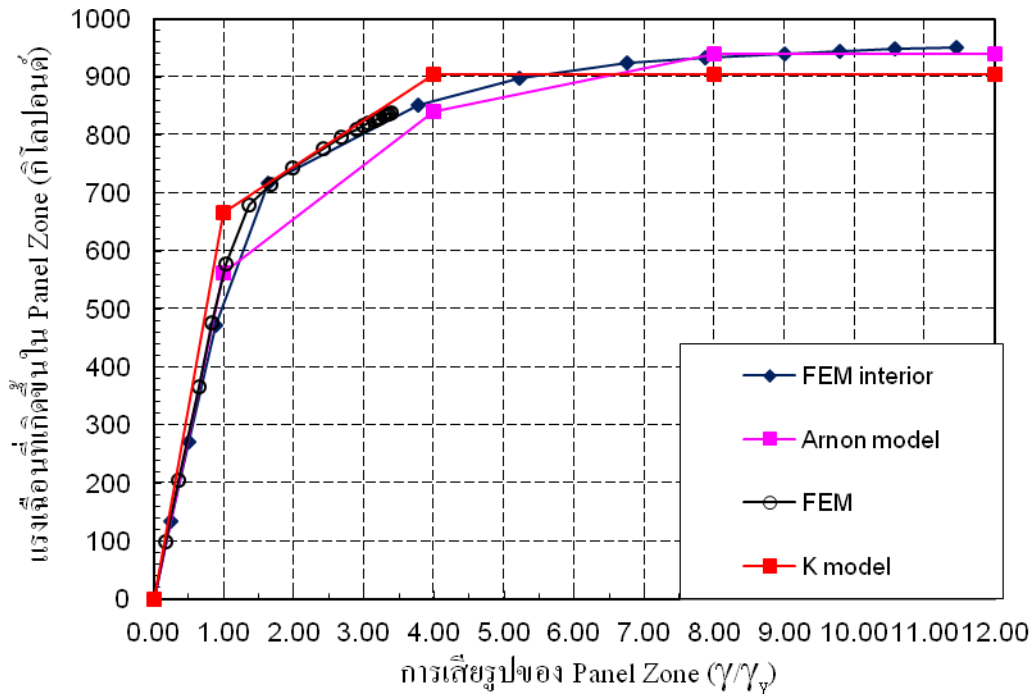
รูปที่ 5.4 แรงเฉือนใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสียรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง sp10.1

จากรูปที่ 5.4 เมื่อทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และสมการทั้งสาม พบว่ากราฟในช่วง $0 - \gamma_y$ เส้นกราฟทั้งหมดมีค่าที่ใกล้เคียงกันมากจนเกือบจะเป็นเส้นเดียวกัน แต่เมื่อเส้นกราฟเลยจากจุด γ_y ไปแล้วเส้นกราฟจะเกิดความแตกต่างขึ้นเมื่อแยกพิจารณาแต่ละสมการจะเห็นว่าเส้นกราฟจากผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สิ้นสุดแค่ที่ $4 \gamma_y$ แต่ค่าแรงเฉือนสูงสุดมีค่าเท่ากับแรงเฉือนที่จุด $8 \gamma_y$ ของสมการ Arnon Model ส่วนสมการของ AISC 2000 (K model) มีการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ ต่ำกว่าค่าจากไฟไนต์เอลิเมนต์



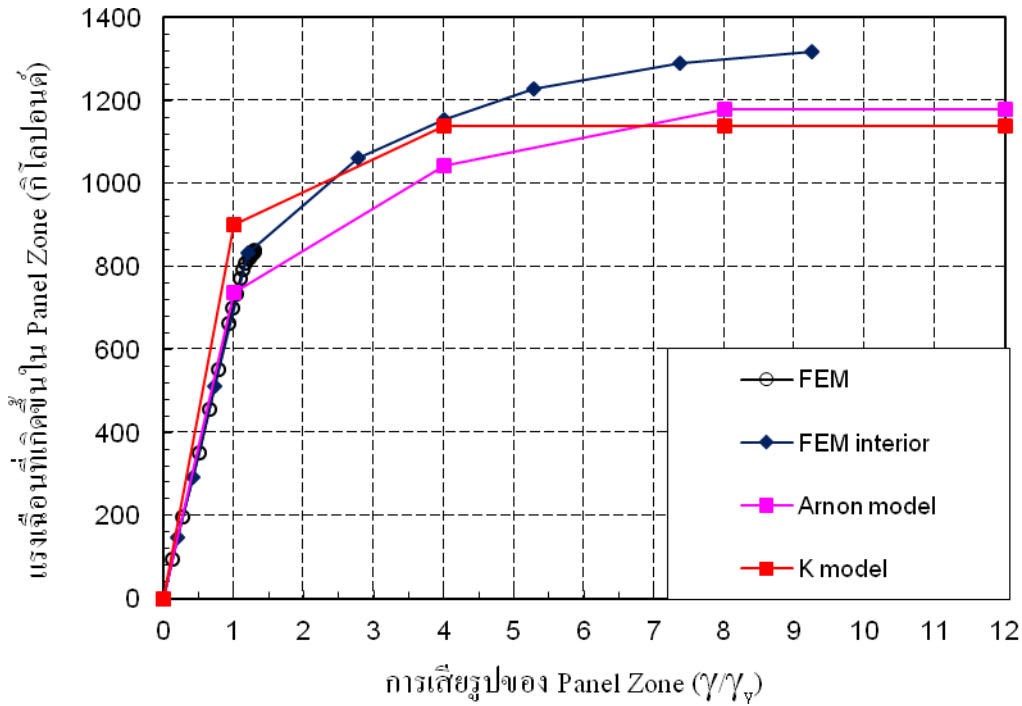
รูปที่ 5.5 แรงเฉือนใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสียรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง sp10.2

จากรูปที่ 5.5 เมื่อทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์และสมการทั้งสาม พบว่ากราฟจากผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แตกต่างจากสมการทั้งสองมาก



รูปที่ 5.6 แรงเฉือนใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสียรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง T1

จากรูปที่ 5.6 เมื่อทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และสมการทั้งสาม พบว่ากราฟในช่วง $0 - \gamma_y$ เส้นกราฟทั้งหมดมีค่าที่ใกล้เคียงกันมาก แต่เมื่อเส้นกราฟเลยจากจุด γ_y ไปแล้วเส้นกราฟจะเกิดความแตกต่างกัน แต่สมการ AISC 2000 และสมการของ Arnon Model มีความใกล้เคียงกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์



รูปที่ 5.7 แรงเฉือนใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสียรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง T5

จากรูปที่ 5.7 เมื่อทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และสมการทั้งสาม พบว่าเส้นกราฟในช่วง $0 - \gamma_y$ เส้นกราฟของ Arnon Model เป็นเส้นเดียวกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ และเมื่อเส้นกราฟเลยจากจุด γ_y ไปแล้วกราฟก็มีความแตกต่างจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เกิดขึ้นทั้งสามสมการ แต่ในช่วง $2\gamma_y - 4\gamma_y$ สมการของ AISC 2000 มีความใกล้เคียงกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

ตารางที่ 5.3 ตารางแสดงผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM) และผลจากสมการของข้อต่อแบบเสาต้นริม (Exterior column)

ที่	ชื่อ	ค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone, V_{pz} (กิโลปอนด์)								
		FEM			AISC 2000 (K model)			Arnon model		
		γ_y	$4\gamma_y$	$8\gamma_y$	γ_y	$4\gamma_y$	$8\gamma_y$	γ_y	$4\gamma_y$	$8\gamma_y$
1	Sp8.2	400	600	670	509	564	564	482	598	692
2	Sp9.1	320	530	585	374	466	466	354	479	544
3	Sp9.2	550	850	924	711	803	803	645	819	942
4	Sp10.1	600	880	894	616	825	825	557	804	904
5	Sp10.2	740	920	996	876	1086	1086	768	1046	1188
6	T1	540	850	952	611	831	831	516	771	863
7	T5	750	1150	1317	828	1048	1048	678	958	1081

บทที่ 6

สรุปผลการศึกษา

- 1) แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1 ที่พัฒนาขึ้น มีความถูกต้องเที่ยงตรงสูง เมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบชิ้นงานจริง สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อได้ดี นอกจากนี้ยังแสดงพฤติกรรมการครากได้ดี ใกล้เคียงกับผลที่ได้จากการทดสอบจริง
- 2) แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1 ไม่สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อในขณะที่เกิดการฉีกขาดของปีกคานได้
- 3) สมการ AISC 2000 ทำนายกำลังรับแรงเฉือนของ Panel Zone ได้ต่ำกว่าค่าแรงเฉือนจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์
- 4) สมการ Arnon Model ทำนายกำลังรับแรงเฉือนของ Panel Zone ได้ใกล้เคียงกับค่าแรงเฉือนจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

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) Scott A. Civjan, John L. Gross, P.E., Michael D. Engelhardt (2000), "Retrofit of Pre-Northridge Moment-Resisting Connection", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 126, No. 6, April, pp. 445-452.
- 14) 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.
- 15) 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.
- 16) 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, Univ. of Michigan, Ann Arbor, Michigan
- 17) Krawinkler, H. (1978), "Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames", Engineering Journal, AISC, Vol. 15, No. 3, pp. 82-91.
- 18) Krawinkler, H., and Mohasseb, S. (1987), "Effects of Panel Zone Deformation on Seismic Response", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 8, pp. 233-250.
- 19) 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.
- 20) Popov, E. P. (1987), "Panel Zone flexibility in Seismic Moment Joints", Journal Construction Steel Research, Barking, England, pp. 91-118.
- 21) 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.
- 22) 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.

23) 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.