

การวิเคราะห์โครงข้อแข็งเหล็กขึ้นรูปเย็นภายใต้แรงลม

Analysis of Cold-Formed Steel Frames under Wind Loading

สิทธิชัย ขอยโพธิ์สัย (Sittichai Yoiposai)* ดร.ธัญดา พรหมเชษฐ์ (Dr.Tanyada Pannachet)^{1**}

เมธี บุญพิเชษฐวงศ์ (Maetee Boonpichetvong)**

บทคัดย่อ

บทความนี้กล่าวถึงการศึกษาพฤติกรรมของโครงโรงงานอุตสาหกรรมที่ทำจากเหล็กขึ้นรูปเย็นภายใต้แรงลม โครงโรงงานที่ได้ทำการศึกษาเป็นโครงข้อแข็งที่นิยมใช้ทั่วไป ซึ่งประกอบขึ้นจากเหล็กขึ้นรูปเย็นรูปตัวซีขอบเม้มแบบ ประกอบหันหลังชนกันและมีการยึดต่อชิ้นส่วน โดยใช้ระบบสลักเกลียวและแผ่นประกบ การออกแบบโครงเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบชิ้นส่วนเหล็กขึ้นรูปเย็น ภายใต้แรงลมออกแบบของภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทยสำหรับกรณีอาคารเป็นแบบปิดบางส่วน การจำลองเชิงตัวเลขเพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงข้อแข็งทำโดยวิธีการแบบสถิตไม่เป็นเชิงเส้นภายใต้สมมติฐานของจุดหมุนพลาสติกในชิ้นส่วน รวมทั้งการพิจารณาความกึ่งแข็งเกร็งของจุดต่อและผลของโมเมนต์ลำดับที่สอง ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่า ความกึ่งแข็งเกร็งของจุดต่อและผลของโมเมนต์ลำดับที่สองส่งผลกระทบต่อความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของโครงข้อแข็ง โครงข้อแข็งเกิดการวิบัติได้สองแบบคือ การวิบัติจุดต่อและการวิบัติที่ชิ้นส่วน ซึ่งขึ้นกับระดับความกึ่งแข็งเกร็งของจุดต่อ โดยการวิบัติเกิดขึ้นสำหรับรูปแบบของโครงสร้างลักษณะนี้มีแนวโน้มจะเกิดขึ้นที่บริเวณตำแหน่งฐานเสาของโครงข้อแข็ง

ABSTRACT

This paper presents a study on behavior of cold-formed steel industrial frames under wind loading. The frames in the study are conventional portal frames composed of back-to-back lipped channel sections, and connected by using bolt and gusset plate system. The frame design is based on the design specifications for the cold-formed steel members and connections, for partially enclosed buildings, under the design wind load for the Northeastern region of Thailand. To study the behavior of the frames, the numerical analysis is based on the nonlinear static procedure under lumped plasticity assumption for the members, semi-rigidity assumption for the connections, and incorporation of the secondary moment. The results have shown that the joint semi-rigidity assumption and the P-Delta effect consideration significantly affects the load-deflection relations of the frames. Two types of the frame failure have been observed, including the joint failure and the member failure, depending on the semi-rigidity level of the joints. It is found that this type of the frame, under the given wind load, tends to fail at the column bases.

คำสำคัญ: เหล็กขึ้นรูปเย็น แรงลม การวิเคราะห์แบบสถิตไม่เป็นเชิงเส้น

Keywords: Cold-formed steel, Wind load, Nonlinear static analysis

¹Corresponding author: tanpan@kku.ac.th

*นักศึกษา หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น

**รองศาสตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น

บทนำ

โครงโรงงานอุตสาหกรรมที่ทำจากเหล็กขึ้นรูปเย็นมีให้เห็นมากขึ้นในปัจจุบัน เนื่องจากความสะดวกในการก่อสร้าง มีน้ำหนักเบาเมื่อเทียบกับการใช้เหล็กรูปพรรณแบบธรรมดา และมีอัตราส่วนของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกต่อน้ำหนักชิ้นส่วนสูง [1] โดยทั่วไปองค์อาคารที่ประกอบขึ้นเป็นโครงโรงงานจะถูกต่อยึดด้วยระบบสลักเกลียวและแผ่นประทับ ที่ถ่ายแรงหรือโมเมนต์คัตผ่านการเบกทาน (bearing) ของสลักเกลียวบนรูเจาะ แต่ด้วยหน้าตัดเหล็กขึ้นรูปเย็นที่มีความหนาน้อย ทำให้รูเจาะที่รับการถ่ายแรงจากสลักเกลียวเกิดการเสีรูปได้ง่ายขึ้น ซึ่งส่งผลให้รอยต่อระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้างมีพฤติกรรมแบบกึ่งแข็งเกร็ง (semi-rigid) แทนที่จะเป็นแบบแข็งเกร็ง (rigid)

การเสีรูปเฉพาะที่ (local deformations) ที่เกิดขึ้นบริเวณจุดต่อนั้น จะมีอิทธิพลต่อการเสีรูปโดยรวมของโครงข้อแข็งอย่างมีนัยสำคัญ โดยโครงข้อแข็งจะมีพฤติกรรมการเสีรูปที่แตกต่างออกไปจากสมมุติฐานของจุดต่อแข็งเกร็งเมื่อรับน้ำหนักบรรทุก ผลกระทบจากจุดตอกึ่งแข็งเกร็งจะทำให้การเสีรูปมีค่าสูงขึ้น [2] ดังนั้นการวิเคราะห์และออกแบบจึงต้องทราบคุณลักษณะของโมเมนต์คัตและมุมหมุนที่เกิดขึ้น ณ ตำแหน่งจุดต่อด้วย ซึ่งจุดที่เป็นอุปสรรคต่อการทำนายคุณลักษณะดังกล่าวคือ มาตรฐานการออกแบบที่ไม่ได้กำหนดแนวทางสำหรับจุดต่อในโครงข้อแข็งเหล็กขึ้นรูปเย็น (ไม่ได้กำหนดวิธีการหาความสัมพันธ์ของโมเมนต์และมุมหมุนของจุดต่อ) หรือมาตรฐานบางฉบับเช่น ASCE 41-17 [3] กำหนดว่าคุณลักษณะโมเมนต์และมุมหมุนของจุดต่อควรหาจากการทดสอบ ซึ่งก็เป็นวิธีการที่ดีที่สุด แต่ก็มี ความยุ่งยากในการทดสอบ อย่างไรก็ตาม นักวิจัยหลายคนได้ทำการกำหนดรูปแบบของจุดต่อและการทดสอบขึ้น และได้เสนอแบบจำลองที่สามารถทำนายความสัมพันธ์ของโมเมนต์และมุมหมุนได้ดีเมื่อเทียบกับผลการทดสอบ [2,4-6]

นอกจากนี้หน้าตัดเหล็กขึ้นรูปเย็นที่เป็นหน้าตัดเปิด (open-sections) โดยทั่วไปถูกจัดอยู่ในประเภทองค์อาคารหน้าตัดจะลุด ซึ่งมักเกิดปัญหาการโก่งเคาะแบบเสีรูป (distortional buckling) ซึ่งปัญหาดังกล่าวทำให้ความสามารถในการรับโมเมนต์คัตขององค์อาคารลดลง มาตรฐาน ASCE 41-17 [3] ได้ระบุวิธีการทำนายมุมหมุนที่องค์อาคารสามารถรับได้รวมถึงโมเมนต์คัตสูงสุดที่รับได้ เพื่อใช้สร้างความสัมพันธ์ของโมเมนต์คัตและมุมหมุนในการนำไปใช้ในโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างต่อไป

แรงกระทำเนื่องจากลมนั้น ถือได้ว่าเป็นแรงที่เกิดขึ้นจากธรรมชาติและสภาพแวดล้อมประเภทหนึ่งที่สามารถพบเห็นได้ทั่วไป แรงลมจะมีความเข้มเท่าใดขึ้นอยู่กับความเร็วลมในพื้นที่ที่จะทำการก่อสร้างอาคาร และแต่ละพื้นที่นั้นมีความเร็วลมแตกต่างกันไปตามสภาพภูมิประเทศ โดยแรงลมนั้นสามารถส่งผลกระทบต่อเสถียรภาพหรือความมั่นคงและรับแรงกระทำได้ของอาคาร และบางครั้งก็สร้างความเสียหายแก่สิ่งก่อสร้างได้ ดังนั้นการพิจารณาแรงลมที่กระทำต่ออาคารจึงเป็นสิ่งที่สำคัญอีกอย่างที่ไม่ควรมองข้ามไปในการออกแบบโครงสร้าง

นับถึงปัจจุบัน มีนักวิจัยหลายคนได้ทำการศึกษาวิเคราะห์โครงข้อแข็งที่ทำจากเหล็กขึ้นรูปเย็น โดยการจำลองโครงสร้างโดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ beam element และ shell element โดยนับรวมผลของความกึ่งแข็งเกร็งเข้าไปด้วย [4] หรือการจำลองโดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ beam element เพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงไปของโมเมนต์คัตในองค์อาคารเมื่อระดับของความกึ่งแข็งเกร็งของจุดต่อเปลี่ยนแปลงไป [7] การวิเคราะห์โครงข้อแข็งโดยใช้วิธีสถิตไม่เป็นเชิงเส้นเพื่อยืนยันแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ว่าทำนายพฤติกรรมได้ใกล้เคียงกับผลทดสอบจากห้องปฏิบัติการ [2,4-6] และการวิเคราะห์โครงขึ้นวางสำหรับอุตสาหกรรมที่ทำจากเหล็กขึ้นรูปเย็น โดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ข้อมูลคุณลักษณะของโมเมนต์และมุมหมุนของจุดต่อแบบไม่เป็นเชิงเส้นในการศึกษาตัวแปร (parametric study) เพื่อให้ได้วิธีการออกแบบที่แม่นยำ [8] ส่วนการวิเคราะห์หรือการจำลองโครงข้อแข็งโดยนับรวมผลของความไร้เสถียรภาพของ

หน้าตัดเหล็กขึ้นรูปเย็นตามมาตรฐาน ASCE 41-17 [3] ยังไม่มีในแหล่งข้อมูล รวมไปถึงการศึกษาโครงข้อแข็งเหล็กขึ้นรูปเย็นภายใต้แรงลมที่คำนวณจากมาตรฐานที่มีการตีพิมพ์ออกมา ก็ยังมีให้เห็นน้อยมาก จึงเป็นที่มาของบทความวิจัยนี้

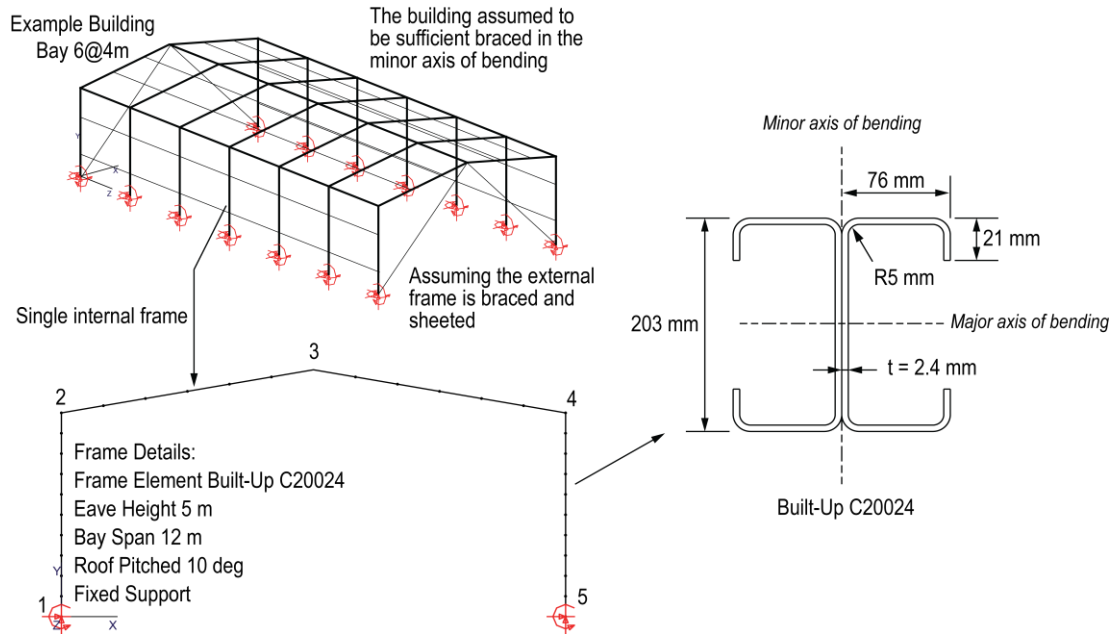
วัตถุประสงค์การวิจัย

เพื่อให้ทราบถึงความสามารถในการต้านทานแรงลมและการเสียรูปโดยรวมของโครงโรงงานอุตสาหกรรมที่ทำจากเหล็กขึ้นรูปเย็นภายใต้สมมติฐานของจุดต่อแบบกึ่งแข็งกึ่งอ่อนในรูปแบบต่าง ๆ แรงกระทำจากลมที่ใช้ในการศึกษานี้ได้มีการอ้างอิงตามมาตรฐานที่ใช้กันในระดับสากล ผลการศึกษาที่ได้จะช่วยให้ทราบถึงเสถียรภาพของโครงโรงงานอุตสาหกรรม ภายใต้แรงลม และช่วยให้วิศวกรผู้ออกแบบสามารถปรับปรุงและออกแบบโครงสร้างอาคารเหล็กขึ้นรูปเย็นได้อย่างปลอดภัยและมีประสิทธิภาพ

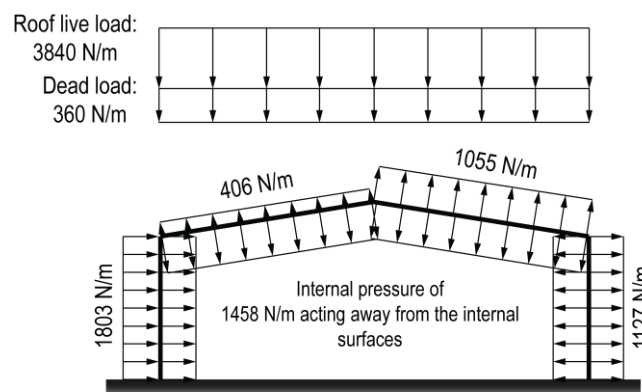
วิธีการวิจัย

1. รูปแบบของโครงข้อแข็งและแรงกระทำ

ตัวอย่างของโครงข้อแข็งที่ใช้ในการศึกษาเป็นดังภาพที่ 1 สมมุติให้โครงข้อแข็งดังกล่าวเป็น โครงตัวใน (internal frame) ซึ่งเป็นโครงที่รับผลจากแรงด้านข้างมากที่สุด [9] โดยมีความสูงที่ระดับกันสาดเท่ากับ 5 m ความกว้าง 12 m หลังคามีมุมลาด 10 องศา องค์อาคารของโครงข้อแข็งกำหนดให้ทำขึ้นจากหน้าตัดเหล็กขึ้นรูปเย็นแบบประกอบนหลังชนกัน ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำจากน้ำหนักรรทุกองที่, น้ำหนักรรทุกจรหลังคา และแรงกระทำจากลม โดยน้ำหนักรรทุกองที่เท่ากับ 360 N/m [10] และน้ำหนักรรทุกจรหลังคาเท่ากับ 3840 N/m [11] ในส่วนของแรงลมได้ใช้ค่าที่กำหนดไว้ตามมาตรฐาน ASCE 7-16 [11] ที่ความเร็วลมอ้างอิงของภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย ซึ่งระบุไว้โดยกรมโยธาธิการและผังเมือง (25 m/s) [12] ความเร็วลมเฉลี่ยที่เวลา 1 ชั่วโมง ได้ถูกแปลงให้เป็นความเร็วลมเฉลี่ยที่เวลา 3 วินาที เพื่อนำไปใช้คำนวณแรงลมที่กระทำต่ออาคารตามมาตรฐาน ASCE 7-16 [11] การแปลงค่าความเร็วลมดังกล่าว ทำได้โดยการคูณด้วยค่าคงที่คือ 1.52 ซึ่งจะได้ความเร็วลมเฉลี่ยที่เวลา 3 วินาที เท่ากับ 38 m/s สมมุติให้แรงลมดังกล่าวเป็นแรงลมที่กระทำกับอาคารปิดบางส่วน (partially enclosed building) ตามที่ระบุในมาตรฐาน ASCE 7-16 [11] ซึ่งแรงกระทำต่อโครงข้อแข็งทั้งหมดจะเป็นไปดังแสดงในภาพที่ 2



ภาพที่ 1 โครงข้อแข็งที่ใช้เป็นตัวอย่างในการศึกษา



ภาพที่ 2 แรงที่กระทำต่อโครงข้อแข็ง

จากแรงกระทำที่แสดงในภาพที่ 2 ซึ่งเป็นแรงกระทำที่ยังไม่ได้ทำการปรับค่า (unfactored load) การปรับค่าแรงกระทำจะเป็นไปตามหลักการรวมแรงกระทำ (load combinations) ที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ASCE 7-16 นั่นคือ $1.2D + 0.5L_r + 1.0W$ โดย D คือน้ำหนักบรรทุกคงที่ L_r คือน้ำหนักบรรทุกจรหลังคา และ W คือแรงลม เมื่อได้ทำการปรับค่าแรงกระทำ และทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตเชิงเส้น (linear static) จะได้แรงภายในที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนโครงข้อแข็งที่ประกอบไปด้วย แรงตามแนวแกน แรงเฉือน และโมเมนต์ดัด ดังสรุปไว้ในตารางที่ 1 การออกแบบของค้ำอาคารหลักขึ้นรูปเย็นของโครงข้อแข็งจะใช้หลักการคำนวณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุกทุก ทำการพิจารณาโหมดการโก่งเดาะของชิ้นส่วนตามมาตรฐาน AISI S100-16 [13] ที่ประกอบไปด้วย การโก่งเดาะเฉพาะที่ การโก่งเดาะทั้งชิ้นส่วน และการโก่งเดาะแบบเสียดรูป การศึกษานี้กำหนดให้ค่าหน่วยแรงครากของเหล็กขึ้นรูปเย็นเท่ากับ 450 N/mm^2 ซึ่งมาจากข้อมูลผลิตภัณฑ์ของเหล็กขึ้นรูปเย็นที่มีขายในประเทศไทย [14] จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง พบว่าทุกองค์อาคารเกิดแรงอัดตามแนวแกน แรงเฉือน และโมเมนต์ดัดขึ้นเมื่อได้รับแรงกระทำจากภายนอก จึงจำเป็นต้องออกแบบ

ให้ทุกชิ้นส่วนสามารถรับหน่วยแรงผสมได้ นอกจากนี้การออกแบบของค้ำอาคารที่รับแรงอัดตามแนวแกน ควรพิจารณาใช้ตัวประกอบความยาวประสิทธิผลให้เหมาะสมด้วย สำหรับการหาความยาวประสิทธิผลสำหรับค้ำอาคารในการศึกษานี้ จะใช้วิธีการของ Watwood [15] ซึ่งจะได้ค่าประกอบความยาวประสิทธิผลสำหรับเสาเท่ากับ 1.4 และสำหรับคานเท่ากับ 1.7 ผลลัพธ์จากการออกแบบจะทำให้ได้หน้าตัดประกอบ C20024 ซึ่งมีความสามารถในการต้านทานแรงดัดแสดงในตารางที่ 2 โดยอ้างอิงตัวคูณความต้านทานสำหรับการออกแบบตามมาตรฐาน AISI S100-16 [13] ได้แก่ $\phi_c = 0.85$ สำหรับออกแบบของค้ำอาคารรับแรงอัด, $\phi_v = 0.9$ สำหรับค้ำอาคารรับแรงเฉือน และ $\phi_b = 0.95$ สำหรับค้ำอาคารรับโมเมนต์ดัด ส่วนการตรวจสอบหน่วยแรงผสมระหว่างแรงอัดตามแนวแกน และ โมเมนต์ดัด และ หน่วยแรงผสมระหว่างแรงเฉือน และ โมเมนต์ดัด แสดงในตารางที่ 3 และตารางที่ 4 ตามลำดับ

ตารางที่ 1 แรงภายในสูงสุดที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนจากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตย์เชิงเส้น

องค์อาคาร	แรงอัดตามแนวแกน P_u (kN)	แรงเฉือน V_u (kN)	โมเมนต์ดัด M_u (kN-m)
1-2	-20.610	12.490	24.350
2-3	-15.750	17.360	24.350
3-4	-16.360	16.870	33.380
4-5	-20.230	13.180	33.380

ตารางที่ 2 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของหน้าตัดประกอบ C20024

องค์อาคาร	$\phi_c P_n$ (kN)	$\phi_v V_n$ (kN)	$\phi_b M_n$ (kN)
1-2	276.623	141.451	38.175
2-3	153.044	141.451	38.175
3-4	153.044	141.451	38.175
4-5	276.623	141.451	38.175

ตารางที่ 3 การตรวจสอบแรงผสมระหว่างแรงอัดตามแนวแกน และ โมเมนต์ดัด

องค์อาคาร	$\frac{P_u}{\phi_c P_n}$	$\frac{M_u}{\phi_b M_n}$	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n}$
1-2	0.075	0.638	0.712
2-3	0.103	0.638	0.741
3-4	0.107	0.874	0.981
4-5	0.073	0.874	0.948

หมายเหตุ: $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n}$ ต้องมีค่าไม่เกิน 1.0

ตารางที่ 4 การตรวจสอบแรงผสมระหว่างแรงเฉือน และ โมเมนต์ดัด

องค์อาคาร	$\frac{V_u}{\phi_v V_n}$	$\frac{M_u}{\phi_b M_n}$	$\frac{V_u}{\phi_v V_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n}$
1-2	0.088	0.638	0.644
2-3	0.123	0.638	0.650
3-4	0.119	0.874	0.882
4-5	0.093	0.874	0.879

หมายเหตุ: $\frac{V_u}{\phi_v V_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n}$ ต้องมีค่าไม่เกิน 1.0

2. แบบจำลองของจุดต่อและแบบจำลองโมเมนต์-มุมหมุนขององค์อาคารที่ใช้ในการศึกษา

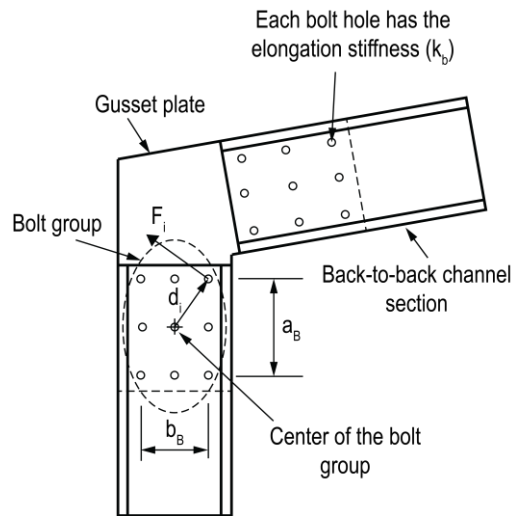
จุดต่อในโครงข้อแข็งที่ทำการศึกษาคือ เป็นจุดต่อที่ใช้ระบบสลักเกลียวและแผ่นประกบ ดังภาพที่ 3 ซึ่งการจัดวางตำแหน่งการเจาะรู ณ บริเวณจุดต่อ สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนได้โดยใช้หลักการที่เสนอโดย Lim and Nethercot [4] ในการถ่ายโมเมนต์ดัดจากชิ้นส่วนผ่านจุดต่อ สลักเกลียวแต่ละชิ้นจะช่วยกันต้านทานไม่ให้เกิดการหมุนรอบจุดศูนย์กลางของกลุ่มสลักเกลียว ทำให้รูเจาะแต่ละรูต้องรับแรงดัดซึ่งเป็นสัดส่วนกับระยะ d_i วัดจากศูนย์กลางการหมุนไปถึงรูเจาะที่พิจารณา และกระทำในทิศทางตั้งฉากกับเส้นที่ลากจากรูเจาะไปถึงศูนย์กลางการหมุนจากหลักการดังกล่าว สติเฟนสเชิงมุมหมุน (rotational stiffness, k_B) ของกลุ่มสลักเกลียวสามารถหาได้จากสมการที่ (1)

$$k_B = k_b \sum_i d_i^2 \quad (1)$$

เมื่อ k_b คือ สติเฟนสการเสยรูปของรูเจาะ ซึ่งคำนวณได้โดยใช้วิธีการที่เสนอโดย Zadanfarrokh and Bryan [16], Zaharia and Dubina [17] หรือโดยมาตรฐาน Eurocode 3 [18] โดยขึ้นอยู่กับจำนวนของสลักเกลียวที่ใช้และระยะระหว่างสลักเกลียวแต่ละตัว ความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดของจุดต่อสามารถคำนวณได้จากกำลังรับแรงแบกทานของรูเจาะแต่ละรูในหน้าตัดเหล็กขึ้นรูปเย็น แล้วใช้หลักสถิตศาสตร์ในการคำนวณความสามารถของจุดต่อ โดยการเทคโมเมนต์รอบศูนย์กลางของกลุ่มสลักเกลียว ดังสมการที่ (2)

$$\sum_i F_i \cdot d_i = M \quad (2)$$

สำหรับการศึกษานี้ ได้เลือกใช้สลักเกลียวขนาด 16 mm จำนวน 4, 9 และ 16 ตัว เพื่อศึกษาระดับของความแข็งแรงที่จุดต่อ ค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของจุดต่อที่ปรับค่าแล้ว (factored resistance) จะเป็นดังแสดงในตารางที่ 5 โดยค่าที่แสดงเป็นความสามารถของจุดต่อที่มีระยะความยาวของกลุ่มสลักเกลียว (a_b) และความกว้างของกลุ่มสลักเกลียว (b_b) เท่ากับ 240 mm และ 140 mm ตามลำดับ และได้ใช้ค่าแรงภายในสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ปลายชิ้นส่วนสำหรับการตรวจสอบปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด



ภาพที่ 3 จุดต่อของชิ้นส่วนเหล็กขึ้นรูปเป็นแบบสลักเกลียวและแผ่นประกบ

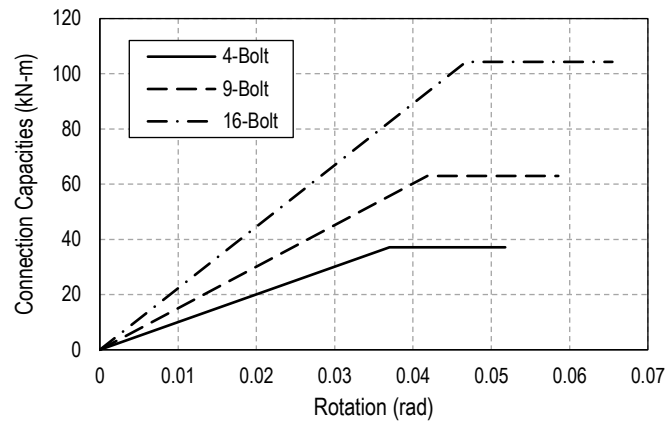
ตารางที่ 5 กำลังรับแรงเฉือนและโมเมนต์คดของจุดต่อ

กลุ่มสลักเกลียว	ความสามารถในการรับโมเมนต์	ความสามารถในการรับแรง	ค่าปฏิสัมพันธ์ของโมเมนต์คด
	คด (kN-m)	เฉือน (kN)	และแรงเฉือน
4-Bolt	37.1	304.0	0.915
9-Bolt	63.0	684.0	0.539
16-Bolt	104.0	1216.0	0.325

หมายเหตุ: ค่าปฏิสัมพันธ์ของโมเมนต์คดและแรงเฉือน (Moment-shear interaction) ต้องมีค่าไม่เกิน 1.0

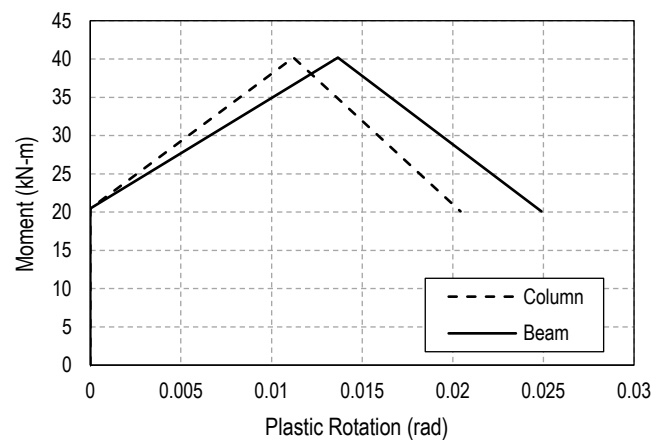
เมื่อทราบสถิติแรงและกำลังรับโมเมนต์คดของจุดต่อ ก็สามารถคำนวณมุมหมุน ณ ค่าโมเมนต์คดสูงสุดที่จุดต่อรับได้ และจากงานวิจัยของ Yu, Wong, and Chung [2] พบว่าพฤติกรรมของจุดต่อมีความคล้ายคลึงพฤติกรรมแบบอีลาสติก-พลาสติกแบบสมมาตร อย่างไรก็ตาม จากงานวิจัยของ Dubina [5] มีข้อสังเกตจากผลการทดสอบคือ จุดต่อจะคงสภาพพลาสติกสมมาตร ไปจนกระทั่งมุมหมุนของจุดต่อมีค่าเท่ากับ 1.4 เท่าของมุมหมุน ณ กำลังรับโมเมนต์สูงสุด ดังนั้น สำหรับงานวิจัยนี้ การวิเคราะห์โครงสร้างจะถูกหยุดเมื่อมุมหมุนของจุดต่อมีค่าเท่ากับ 1.4 เท่าของมุมหมุน ณ กำลังรับโมเมนต์สูงสุด

ความสัมพันธ์ของโมเมนต์คดและมุมหมุนแบบเส้นตรงสองเส้น (bilinear) สำหรับจุดต่อทั้ง 3 รูปแบบ จะเป็นดังภาพที่ 4 การจำลองจุดต่อที่ตำแหน่งศูนย์กลางของกลุ่มสลักเกลียวในโครงข้อแข็งตามสมมติฐานของ Lim and Nethercot [4] โดยกำหนดทิศทางการเสียดสีของจุดต่อเฉพาะในทิศทางการหมุนแบบเดียวกับการคดของชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง



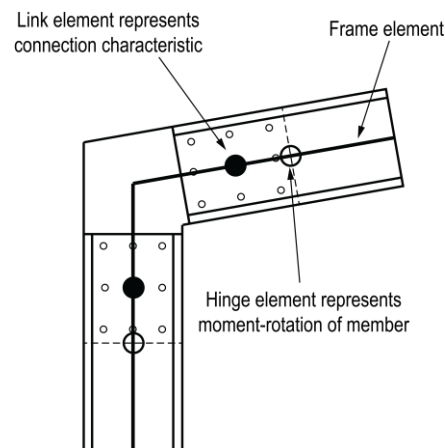
ภาพที่ 4 ความสัมพันธ์โมเมนต์และมุมหมุนของจุดต่อทั้ง 3 รูปแบบ

สำหรับการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เป็นเชิงเส้นขององค์อาคารเหล็กขึ้นรูปเย็นนั้น จะใช้แบบจำลองแบบรวมพฤติกรรมพลาสติก (lumped plasticity) ในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์-มุมหมุนที่จุดหมุนพลาสติก ซึ่งมีการพิจารณาการโก่งเดาะในรูปแบบต่าง ๆ ร่วมด้วย ได้แก่ การโก่งเดาะเฉพาะที่ (local buckling) และการโก่งเดาะแบบเสียรูป (distortional buckling) จากมาตรฐาน ASCE 41-17 [3] กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและมุมหมุนพลาสติกสำหรับเสาและคานในบทความนี้เป็นดังแสดงในภาพที่ 5



ภาพที่ 5 ความสัมพันธ์ของโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกขององค์อาคาร

การใส่แบบจำลองทั้งสองลงในโครงข้อแข็งจะมีตัวอย่างดังแสดงในภาพที่ 6 โดยตำแหน่งที่ใส่แบบจำลองพฤติกรรมแบบกึ่งแข็งกึ่งอ่อนของจุดต่อและตำแหน่งที่ใส่แบบจำลองพฤติกรรมแบบไม่เป็นเชิงเส้นขององค์อาคาร จะเป็นดังตารางที่ 6 ตัวเลขในวงเล็บแสดงจุดต่าง ๆ บนโครงข้อแข็งตามที่ระบุไว้ในภาพที่ 1



ภาพที่ 6 ตัวอย่างการกำหนดจุดเพื่อจำลองพฤติกรรมแบบไม่เป็นเชิงเส้นที่บริเวณจุดต่อ

ตารางที่ 6 ตำแหน่งการใส่แบบจำลองโครงสร้างข้อแข็ง

องค์อาคาร	จุดปลาย	ตำแหน่งที่ใส่แบบจำลองจุดต่อ วัดจากจุดปลาย (mm)	ตำแหน่งที่ใส่แบบจำลององค์อาคาร วัดจากจุดปลาย (mm)
เสาซ้าย (1-2)	ฐาน (1)	130.000	260.000
	ชายคา (2)	4786.090	4656.090
คานซ้าย (2-3)	ชายคา (2)	213.901	343.901
	ยอด (3)	5953.811	5823.811
คานขวา (3-4)	ยอด (3)	138.749	268.749
	ชายคา (4)	5878.650	5748.650
เสารขวา (4-5)	ชายคา (4)	213.901	343.901
	ฐาน (5)	4870.000	4740.000

3. วิธีการวิเคราะห์โครงสร้าง

นอกเหนือจากวิธีสถิตเชิงเส้นที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างแล้ว ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างจะใช้วิธีสถิตไม่เป็นเชิงเส้น ซึ่งแบ่งออกเป็นแบบที่ไม่พิจารณาผลของ P-Delta และแบบที่พิจารณาผลของ P-Delta โดยการพิจารณาผลของ P-Delta จะมีการปรับลดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นลงให้เหลือ 80 เปอร์เซ็นต์ของค่าเดิม โดยคำนึงถึงผลของความไม่เป็นเชิงเส้นทางเรขาคณิตของหน้าตัดเหล็กขึ้นรูปเย็นเนื่องจากการโก่งเดาะแบบเสียรูป ตามงานวิจัยที่มีอยู่ [8,13] การวิเคราะห์โครงสร้างทั้งหมดในบทความนี้ ดำเนินการโดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง SAP2000

การใส่แรงกระทำต่อโครงสร้างข้อแข็ง จะแบ่งเป็นสองช่วงคือ ช่วงที่ 1 ใส่น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรบนหลังคา โดยใช้ตัวคูณออกแบบและรวมผลน้ำหนักกระทำตามที่ระบุไว้ในมาตรฐาน ASCE 7-16 [11] สำหรับในช่วงที่ 2 จะเป็นการใส่แรงลม โดยค่อย ๆ เพิ่มการเสียรูปในแนวนอนที่หัวเสาด้านขวา (จุดที่ 4 ในรูปที่ 2) และมีการควบคุมให้แรงลมเป็นไปตามสัดส่วนของแรงลมออกแบบ

โครงข้อแข็งที่ศึกษามีทั้งหมด 7 โครง โดยโครง FR เป็นโครงอ้างอิงซึ่งได้ใช้ในออกแบบ สำหรับอีก 6 โครงที่เหลือ เป็นโครงที่มีการจำลองสภาพของจุดต่อที่แตกต่างกัน 3 ระดับ และใช้รูปแบบการวิเคราะห์ 2 รูปแบบ คือ แบบที่พิจารณาผลของ P-Delta และแบบที่ไม่พิจารณาผลของ P-Delta ดังสรุปในตารางที่ 7

ตารางที่ 7 โครงข้อแข็งที่ทำการวิเคราะห์ในการศึกษานี้

โครงข้อแข็ง	แบบจำลองจุดต่อ	แบบจำลองชิ้นส่วน	ผลของ P-Delta
FR	จุดต่อแบบแข็งเกร็ง	สถิตเชิงเส้น	ไม่พิจารณา
SR4	จุดต่อแบบกึ่งแข็งเกร็ง กลุ่มสลักเกลียว 4 ตัว	สถิตไม่เป็นเชิงเส้น	ไม่พิจารณา
SR9	จุดต่อแบบกึ่งแข็งเกร็ง กลุ่มสลักเกลียว 9 ตัว	สถิตไม่เป็นเชิงเส้น	ไม่พิจารณา
SR16	จุดต่อแบบกึ่งแข็งเกร็ง กลุ่มสลักเกลียว 16 ตัว	สถิตไม่เป็นเชิงเส้น	ไม่พิจารณา
SR4P	จุดต่อแบบกึ่งแข็งเกร็ง กลุ่มสลักเกลียว 4 ตัว	สถิตไม่เป็นเชิงเส้น	มีการพิจารณา
SR9P	จุดต่อแบบกึ่งแข็งเกร็ง กลุ่มสลักเกลียว 9 ตัว	สถิตไม่เป็นเชิงเส้น	มีการพิจารณา
SR16P	จุดต่อแบบกึ่งแข็งเกร็ง กลุ่มสลักเกลียว 16 ตัว	สถิตไม่เป็นเชิงเส้น	มีการพิจารณา

ผลการวิเคราะห์และการวิจารณ์

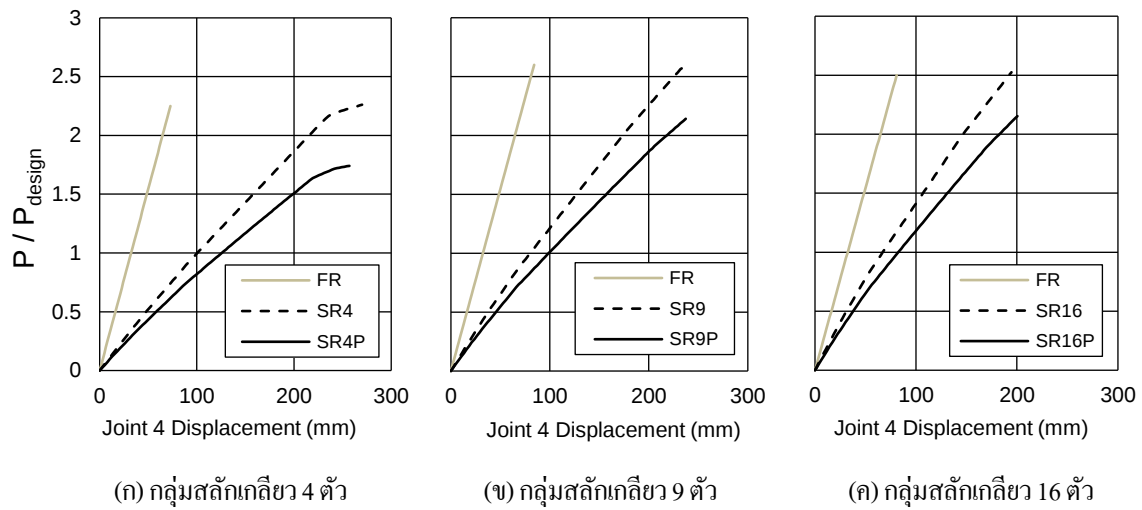
หากไม่นับรวมโครงอ้างอิง (FR) โครงข้อแข็งทั้ง 6 โครงที่เหลือจะใช้แบบจำลองความกึ่งแข็งเกร็งของจุดต่อที่ขึ้นอยู่กับค่าสตีเฟนส์ที่จุดต่อ ซึ่งเป็นผลมาจากการใช้จำนวนสลักเกลียวที่แตกต่างกัน ส่วนการจำลองพฤติกรรมสถิตไม่เป็นเชิงเส้นในองค์อาคารจะอยู่บนพื้นฐานของหลักการรวมพฤติกรรมพลาสติก ซึ่งทั้ง 6 โครงจะมีแบบจำลองโมเมนต์และการหมุนเหมือนกัน การวิเคราะห์จะหยุดเมื่อเกิดการวิบัติที่ตำแหน่งใดตำแหน่งหนึ่งขององค์อาคาร

ในที่นี้ พฤติกรรมของโครงข้อแข็งจากการวิเคราะห์ได้ถูกเสนอในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนเท่าของแรงลมออกแบบและการเสียรูปในแนวนอนของจุดขายคานาด้านขวา (จุดต่อที่ 4 ในภาพที่ 1) ดังแสดงในภาพที่ 7 และภาพที่ 8 โครง FR เป็นโครงอ้างอิงที่มีการจำลองตามสมมติฐานจุดต่อแบบแข็งเกร็งที่ใช้ในการออกแบบและถูกวิเคราะห์แบบสถิตเชิงเส้น จึงให้ผลเป็นกราฟเส้นตรงเนื่องจากไม่มีการลดลงของความสามารถของชิ้นส่วนใด ๆ ในโครงข้อแข็ง ดังนั้นจึงเลือกที่จะหยุดการวิเคราะห์โครงนี้ที่แรงสูงสุดที่โครงอื่น ๆ รับได้ก่อนจะวิบัติ เพื่อให้สามารถเปรียบเทียบที่ตรงกับผลของโครงอื่น ๆ

ผลการวิเคราะห์ในภาพที่ 7 ซึ่งเปรียบเทียบให้เห็นความแตกต่างของวิธีการวิเคราะห์สำหรับแต่ละกลุ่มสลักเกลียว แสดงให้เห็นว่า การใส่ความกึ่งแข็งเกร็งลงไปจุดต่อ ทำให้โครงมีการเสียรูปมากขึ้นก่อนที่จะวิบัติ และหากวิเคราะห์แบบพิจารณาผลของ P-Delta ร่วมด้วย จะเห็นว่าโครงมีความสามารถในการรับแรงลดลง ในขณะที่การเสียรูปทางด้านข้างของโครง ณ การวิบัติ ไม่ได้แตกต่างไปจากกรณีที่ไม่พิจารณาผลของ P-Delta ผลที่ได้จากการวิเคราะห์โครงที่มีสลักเกลียว 4 ตัว 9 ตัว และ 16 ตัว เป็นไปในทำนองเดียวกัน ดังแสดงในภาพที่ 7(ก) ภาพที่ 7(ข) และภาพที่ 7(ค) ตามลำดับ

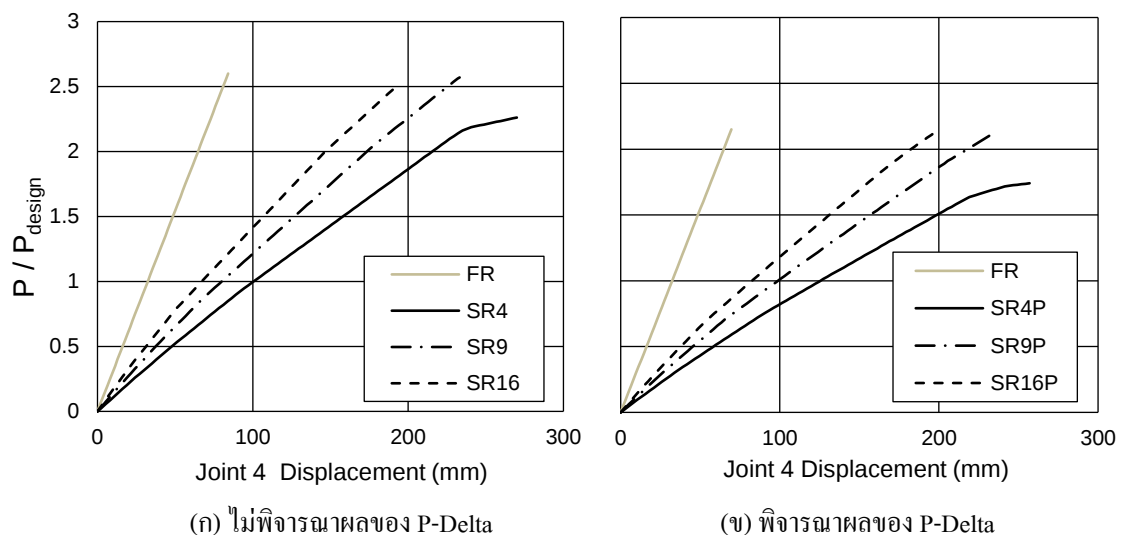
อย่างไรก็ตาม ลักษณะพฤติกรรมของโครงที่มีการต่อยึดด้วยสลักเกลียว 4 ตัว (SR4/SR4P) มีความแตกต่างไปจากโครงที่ต่อยึดด้วยสลักเกลียว 9 ตัว (SR9/SR9P) และ 16 ตัว (SR16/SR16P) อย่างชัดเจนในช่วงก่อนการวิบัติ เมื่อสังเกตกราฟในภาพที่ 7(ก) จะเห็นว่ามีการลดความชันลงก่อนจะเกิดการวิบัติที่จุดต่อที่ตำแหน่งหัวเสา ด้านขวา เมื่อมุมหมุนของจุดตอดังกล่าวมีค่าเท่ากับ 1.4 เท่าของมุมหมุน ณ ค่ารับโมเมนต์สูงสุด ลักษณะการวิบัติดังกล่าวแตกต่างจากกรณีของโครงที่มีกลุ่มสลักเกลียว 9 ตัว และ 16 ตัว ซึ่งมีการวิบัติเกิดขึ้นในชิ้นส่วนที่ฐานเสา ด้านขวา โดยเป็นการวิบัติ

เนื่องจากการโก่งเดาะแบบเสี้ยวรูป (distortional buckling) เนื่องจากโมเมนต์คด ๓ ตำแหน่งจุดหมุนพลาสติกมีค่าและความสามารถสูงสุดในการรับโมเมนต์คดโก่งเดาะแบบเสี้ยวรูปที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ASCE 41-17 [3]



ภาพที่ 7 ผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งโดยแบ่งตามกลุ่มสลักเกลียว

ภาพที่ 8 เปรียบเทียบให้เห็นผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในกรณีที่ไม่มีการพิจารณาผลของ P-Delta และมีการพิจารณาผลของ P-Delta ในโครงที่มีสลักเกลียวในจำนวนที่ต่างกัน จะเห็นว่าพฤติกรรมของโครงข้อแข็งขึ้นกับลักษณะการต่อยึดชิ้นส่วนเป็นอย่างมาก เมื่อเพิ่มจำนวนสลักเกลียวมากขึ้น สดฟเนสของจุดต่อจะสูงขึ้น และโครงมีการเสี้ยวรูปน้อยลง เมื่อเทียบที่ค่าแรงกระทำเท่ากัน อย่างไรก็ตาม พบว่า เมื่อเพิ่มจำนวนสลักเกลียวจนจุดต่อมีความแข็งแรงกว่าชิ้นส่วนแล้ว (กรณีสลักเกลียว 9 ตัว และ 16 ตัว) ค่าแรงที่โครงรับได้ไม่ได้มีค่าที่แตกต่างกันมากนัก เนื่องจากการวิบัติของโครงถูกควบคุมความแข็งแรงของชิ้นส่วน ไม่ใช่ของจุดต่ออีกต่อไป



ภาพที่ 8 ผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งโดยแบ่งตามการพิจารณาผลของ P-Delta

ข้อมูลแรงลมและการเสียวรูปที่สภาวะใช้งานและที่สภาวะวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด ของโครงข้อแข็ง ได้ถูกสรุปรวบรวมไว้ดังแสดงในตารางที่ 8 โดยที่สภาวะใช้งานจะถูกจำกัดโดยอัตราส่วนของแรงลมต่อแรงลมออกแบบไม่เกิน 1.0 หรือระยะเสียวรูปในแนวราบที่ชายคาไม่เกิน $h/90$ [19] ขึ้นกับว่าค่าใดจะควบคุม สำหรับผลการตรวจสอบแรงตามแนวแกนและแรงเฉือนที่จุดต่อและในชิ้นส่วน พบว่า ในขณะที่ชิ้นส่วนวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด แรงเฉือนและแรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นยังมีค่าน้อยกว่าค่าความสามารถของหน้าตัด

จากผลที่แสดงในตารางที่ 8 จะเห็นได้ว่า โครงข้อแข็งภายใต้สมมติฐานแบบกึ่งแข็งกึ่งอ่อนสามารถต้านทานแรงได้น้อยลงในสภาวะใช้งาน เมื่อเปรียบเทียบกับโครงข้อแข็งภายใต้สมมติฐานของจุดต่อแบบแข็งกึ่ง และความต้านทานมีแนวโน้มจะสูงขึ้นเมื่อเพิ่มจำนวนสลักเกลียว หากพิจารณาในกรณีที่เกิดผลของ P-Delta ร่วมด้วย เมื่อใช้สลักเกลียว 4 ตัว โครงสามารถรับแรงได้ในสภาวะใช้งานเพียง 48% ของแรงลมออกแบบ และเมื่อเพิ่มสลักเกลียวเป็น 16 ตัว โครงสามารถรับแรงได้ในสภาวะใช้งาน 72% ของแรงลมออกแบบ สำหรับในสภาวะวิบัติ พบว่า แรงที่โครงสามารถรับได้ก่อนการวิบัติอยู่ระหว่าง 1.7-2.2 เท่าของแรงลมออกแบบ โดยเมื่อเพิ่มจำนวนสลักเกลียวในการต่อยึดชิ้นส่วน โครงจะมีแนวโน้มที่จะรับแรงได้มากขึ้นในขณะที่เสียวรูปน้อยลงก่อนการวิบัติ อย่างไรก็ตาม ความสามารถในการรับแรงขึ้นอยู่กับความสามารถของชิ้นส่วนอาคารด้วยเช่นกัน

ตารางที่ 8 ข้อมูลแรงและการเสียวรูปของโครงข้อแข็งที่สภาวะใช้งานและที่สภาวะวิบัติ

โครงข้อ	ที่สภาวะใช้งาน		ที่สภาวะวิบัติ		
	$P_{\max}/P_{\text{design}}$	การเสียรูป (mm)	$P_{\max}/P_{\text{design}}$	การเสียรูป (mm)	ตำแหน่งวิบัติ
FR	1.00	32.4	-	-	-
SR4	0.58	55.6	2.26	270.0	จุดต่อหัวเสาต้านขวา
SR4P	0.48	55.6	1.74	257.0	จุดต่อหัวเสาต้านขวา
SR9	0.72	55.6	2.57	233.2	องค์อาคาร ณ ฐานเสาต้านขวา
SR9P	0.60	55.6	2.14	237.3	องค์อาคาร ณ ฐานเสาต้านขวา
SR16	0.85	55.6	2.53	194.6	องค์อาคาร ณ ฐานเสาต้านขวา
SR16P	0.72	55.6	2.15	200.5	องค์อาคาร ณ ฐานเสาต้านขวา

สรุปผลการศึกษา

ในบทความนี้ได้ทำการวิเคราะห์โครงข้อแข็งเหล็กขึ้นรูปเป็นภายใต้การกระจายของแรงลมตามมาตรฐานที่กำหนดไว้สำหรับภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย โครงประกอบด้วยชิ้นส่วนที่ทำจากเหล็กขึ้นรูปเป็นรูปตัวซี ประกอบแบบหันหลังชนกันและใช้ระบบสลักเกลียวร่วมกับแผ่นประกบ การจำลองพฤติกรรมของโครงทำได้โดยการใส่แบบจำลองสภาพกึ่งแข็งกึ่งอ่อนของจุดต่อและแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและมุมหมุนที่ปลายชิ้นส่วน ซึ่งนำมาสู่บทสรุปของการศึกษาได้ดังนี้

1. จุดต่อมีค่าสลิปเนสซึ่งขึ้นอยู่กับขนาดของแผ่นประกบ ขนาดของสลักเกลียว จำนวนของสลักเกลียวที่ใช้ ขนาดของกลุ่มสลักเกลียว และความหนาของหน้าตัด โดยจุดต่อที่ใช้จำนวนสลักเกลียวน้อย จะทำให้สลิปเนสด้านข้างของโครงข้อแข็งน้อยลง กล่าวคือภายใต้แบบจำลองความกึ่งแข็งกึ่งอ่อนของจุดต่อ เมื่อพิจารณาที่ค่าแรงกระทำเดียวกัน โครงข้อแข็งที่ใช้สลักเกลียวน้อยจะเสียวรูปทางด้านข้างมากกว่าโครงข้อแข็งที่ใช้สลักเกลียวมาก

2. เมื่อพิจารณาผลของ P-Delta ร่วมด้วยในการวิเคราะห์โครงข้อแข็ง พบว่าโครงแสดงความสามารถในการต้านทานแรงลดลง

3. การวิบัติที่พบแบ่งได้เป็นสองแบบ คือ การวิบัติโดยการครากของจุดต่อ และการวิบัติโดยการโก่งเคาะแบบเสถียรขององค์อาคารเหล็กขึ้นรูปเย็น สิ่งที่ควบคุมการวิบัติจะมีสองอย่างคือ กำลังรับโมเมนต์ขององค์อาคาร และกำลังรับโมเมนต์ของจุดต่อ ซึ่งกำลังรับโมเมนต์ของจุดต่อ หากมีค่ามากกว่ากำลังรับโมเมนต์ขององค์อาคาร โครงข้อแข็งจะเกิดการวิบัติโดยความไร้เสถียรภาพขององค์อาคาร แต่ถ้ากำลังรับโมเมนต์ของจุดต่อมีค่าน้อยกว่ากำลังรับโมเมนต์ขององค์อาคาร โครงข้อแข็งจะวิบัติโดยการครากของจุดต่อ ในการศึกษาพบว่า โครงที่ใช้สลักเกลียว 4 ตัวในการต่อยึดนั้น เกิดการวิบัติโดยการครากของจุดต่อที่ขาชา ส่วนโครงที่ใช้สลักเกลียว 9 ตัว และ 16 ตัว เกิดการวิบัติที่ชิ้นส่วนอาคารที่บริเวณฐานเสา

ในงานวิจัยนี้ ได้จำกัดขอบเขตของการวิจัยโดยกำหนดรูปแบบการจัดวางของสลักเกลียวในจุดต่อในลักษณะเดียว ซึ่งหากมีการสำรวจจุดต่อลักษณะอื่นซึ่งมีผลจากการทดสอบร่วมด้วย น่าจะทำให้งานวิจัยมีความครบถ้วนและได้ผลสรุปที่สามารถนำไปเพิ่มประสิทธิภาพจุดต่อในโครงสร้างเหล็กขึ้นรูปเย็นได้ดียิ่งขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนวิจัยจากศูนย์วิจัยและพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานอย่างยั่งยืน (SIRDC) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น และทุนอุดหนุนการค้นคว้าและวิจัยในการทำวิทยานิพนธ์ สำหรับนักศึกษามหาบัณฑิตศึกษา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น

เอกสารอ้างอิง

1. Rondal J. Introduction to light gauge metal structures. In: Rondal J, Dubina D, editors. Light gauge metal structures recent advances. Udine: Springer-Verlag Wien; 2005. p. 1-3.
2. Yu WK, Chung KF, Wong MF. Analysis of bolted moment connections in cold-formed steel beam-column sub-frames. Journal of Constructional Steel Research. 2005; (61): 1332-1352.
3. American Society of Civil Engineers. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, ASCE/SEI 41-17. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers; 2017. 576 p.
4. Lim JBP, Nethercot DA. Finite element idealization of a cold-formed steel portal frame. J Struct Eng. 2004; (130): 78-94.
5. Dubina D. Structural analysis and design assisted by testing of cold-formed steel structures. Thin-Walled Structures. 2008; (46): 741-764.
6. Bucmys Z, Daniunas A, Jaspart JP, Demonceau JF. A component method for cold-formed steel beam-to-column bolted gusset plate joints. Thin-Walled Structures. 2018; (123): 520-527.
7. Blum HB. Long-span cold-formed steel double channel portal frames [PhD thesis]. Sydney, NSW: The University of Sydney; 2017.



8. Pekoz T, Karakaphan A, Koc A. Frame analysis and design of industrial cold-formed steel racks. In: LaBoube RA, Yu WW, editors. 20th International Specialty Conference: Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Structures; 2010 Nov 3-4; St. Louis, Missouri.
9. MacLeod IA. Analytical modelling of structural systems. West Sussex: Ellis Horwood; 1990. 222 p.
10. Wrzesien AM, Lim JBP, Nethercot DA. Optimum joint detail for a general cold-formed steel portal frame. *Advances in Structural Engineering*. 2012; (September): 1-17.
11. American Society of Civil Engineers. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-16. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers; 2016. 822 p.
12. Department of Public Works and Town and Country Planning. Standard for calculating wind load and building response. Bangkok: SPM Printing; 2007. 108 p. Thai.
13. American Iron and Steel Institute. North American specification for cold-formed steel structural members, AISI S100-16. Washington, DC: American Iron and Steel Institute; 2016. 512 p.
14. BlueScope Steel. LYSAGHT Zeds and Cees user guide for design and installation professionals. Melbourne: BlueScope Steel; 2017. 63 p.
15. Watwood VB. Gable frame design considerations. *Journal of Structural Engineering*. 1985; (111): 1543-1558.
16. Zadanfarrokh F, Bryan ER. Testing and design of bolted connections in cold-formed steel structures. In: Yu WW, LaBoube RA, editors. 11th International Specialty Conference: Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Design and Constructions; 1992 Oct 20-21; St. Louis, Missouri.
17. Dubina D, Zaharia R. Cold-formed steel trusses with semi-rigid joints. *Thin-Walled Structures*. 1997; (29): 273-287.
18. European Committee for Standardisation. Eurocode 3: design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, EN1993-1-8. [n.p.]; European Committee for Standardisation. 2005. 133 p.
19. International Code Council. International Building Code. Country Club Hills, IL; International Code Council. 2018. 726 p.