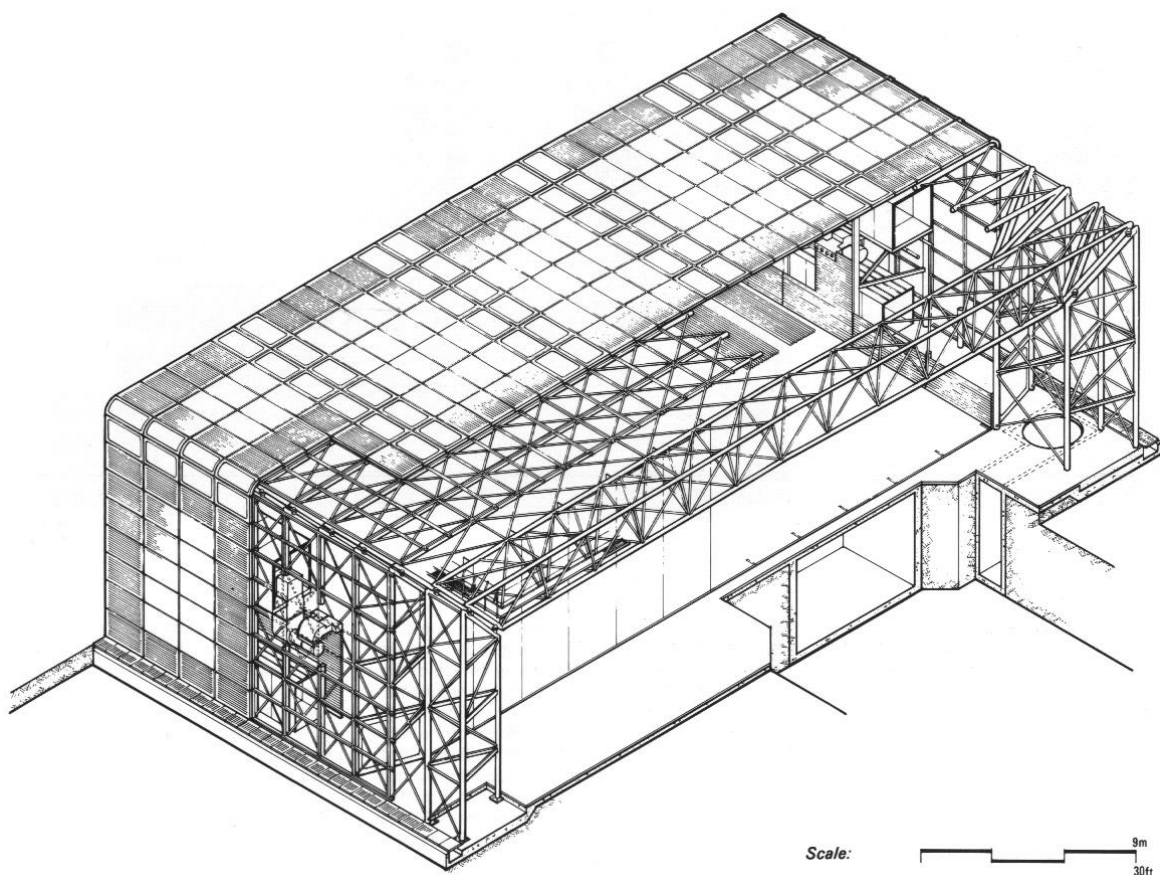




เอกสารคำสอนวิชา Structural Steel Design

เรียบเรียงโดย

รศ. ดร. สิทธิชัย แสงอาทิตย์

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

คำนำ

เอกสารคำสอนวิชา Structural Steel Design เล่มนี้ ได้ถูกแปลและเรียบเรียงขึ้นมาจากตำราและคู่มือการออกแบบโครงสร้างเหล็กจำนวนหลายเล่ม โดยมีจุดประสงค์ที่จะช่วยให้นักศึกษาส่วนหนึ่งที่มีพื้นฐานภาษาอังกฤษที่ไม่ดีพอ ใช้เป็นเอกสารอ้างอิงอ่านประกอบการอ่าน textbook ต่าง ๆ นอกจากนั้นแล้ว จะได้ช่วยให้นักศึกษาอีกส่วนหนึ่งที่ไม่สามารถจดคำบรรยายได้ทัน เนื่องจากการบรรยายเนื้อหาวิชาที่เร็วเกินไปหรือจำนวนนักศึกษาในชั้นเรียนมีมาก ได้มีเอกสารที่จะใช้ทบทวนหลังจากการบรรยาย ซึ่งผู้แปลและเรียบเรียงหวังเป็นอย่างยิ่งว่าจะช่วยให้นักศึกษาทุ่นเวลาในการอ่านและทำความเข้าใจในเนื้อหาของวิชาได้บ้างไม่มากนักน้อย อย่างไรก็ตาม เอกสารคำสอนเล่มนี้มีตัวอย่างการออกแบบจำนวนมาก ซึ่งน่าจะเป็นประโยชน์แก่วิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างเหล็กในการใช้อ้างอิงด้วย

เอกสารเล่มนี้ได้เน้นที่จะใช้ศัพท์ทางสาขาวิชาวิศวกรรมโยธาตามคู่มือ “ศัพท์วิทยาการวิศวกรรมโยธา” ของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย และได้พยายามใช้มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมที่เกี่ยวข้องกับเหล็กมาประกอบในตัวอย่างการออกแบบ เพื่อเป็นประโยชน์ต่อการใช้ผลิตภัณฑ์เหล็กในประเทศให้มากขึ้น นอกจากนั้นแล้ว เอกสารคำสอนเล่มนี้ได้เน้นการออกแบบให้เป็นไปตามมาตรฐานสำหรับอาคารเหล็กรูปพรรณของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (มาตรฐาน วสท.) โดยใช้ข้อกำหนดของ American Institute of Steel and Construction (AISC: ASD Specification) ซึ่งในที่นี้จะเรียกสั้น ๆ ว่า ASD Specification ซึ่งจะทำให้นักศึกษาหรือวิศวกรเข้าใจและเห็นภาพรวมของแนวคิดต่าง ๆ เกี่ยวกับการออกแบบโครงสร้างเหล็กได้ชัดเจนมากขึ้น

ในการปรับปรุงเอกสารครั้งล่าสุดนี้ นอกจากมีการปรับปรุงเนื้อหา แก่คำผิด ปรับปรุงตัวอย่างแล้ว ยังได้เพิ่มภาคผนวกที่ 4 เรื่อง การออกแบบโครงสร้างเหล็กเตี้ย (Design of Low-rise Steel Building) เพื่อเป็นข้อมูลเบื้องต้นให้นักศึกษาได้นำไปประยุกต์ใช้ในการจัดทำโครงการออกแบบโครงสร้างเหล็ก

สุดท้าย หากนักศึกษาพบความไม่สมบูรณ์ในส่วนใดของเอกสารนี้ ช่วยกรุณาแจ้งให้ทราบด้วยที่ sitichai@sut.ac.th จักขอบคุณมาก

รศ.ดร. สิทธิชัย แสงอาทิตย์

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

31 พ.ค. 2563

สารบัญ

บทที่ 1 การออกแบบโครงสร้างเหล็ก

1-1 เหล็กในงานโครงสร้าง	1-1
1-2 คุณสมบัติของเหล็กตามมาตรฐานของกระทรวงอุตสาหกรรมและของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย	1-5
1-3 ขั้นตอนการออกแบบโครงสร้าง	1-6
1-4 มาตรฐานการออกแบบและข้อบัญญัติอาคาร.....	1-7
1-5 น้ำหนักบรรทุก	1-8
1-6 ปรัชญาในการออกแบบ (Design Philosophies)	1-13
1-7 การวิบัติของโครงสร้าง.....	1-14

บทที่ 2 องค์อาคารรับแรงดึง

2-1 บทนำ.....	2-1
2-2 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ (Allowable Tensile Stresses).....	2-1
2-3 พื้นที่หน้าตัดสุทธิ (Net Areas)	2-2
2-4 การเจาะรูแบบซิกแซก (Staggered Hole)	2-8
2-5 การออกแบบองค์อาคารรับแรงดึง.....	2-13

บทที่ 3 องค์อาคารรับแรงกดอัด

3-1 บทนำ	3-1
3-2 การโก่งเดาะของเสา	3-1
3-3 การยัดรั้งที่ปลายเสาและความยาวประสิทธิพลของเสา.....	3-4
3-4 ผลของหน่วยแรงคงค้าง (Residual Stresses)	3-4
3-5 สมการออกแบบองค์อาคารรับแรงกดอัดของ ว.ส.ท.	3-7
3-6 การออกแบบองค์อาคารรับแรงกดอัด.....	3-11
3-7 เสาที่มีการค้ำยัน	3-17
3-8 ความยาวประสิทธิพลของเสา-เพิ่มเติม	3-19
3-9 รอยต่อเสา (Column Splices)	3-13
3-10 ฐานรองเสา (Column Base Plate)	3-23

บทที่ 4 การออกแบบคานและองค์อาคารรับแรงดัด

4-1 บทนำ	4-1
4-2 การออกแบบคานโดยใช้สมการการดัด	4-2
4-3 หน้าตัดแบบอัดแน่น (Compact Section).....	4-4
4-4 การค้ำยันทางด้านข้างของคาน	4-6
4-5 การค้ำยันทางด้านข้างของคานที่ไม่เพียงพอ.....	4-13
4-6 แรงเฉือน	4-22
4-7 ระยะโก่งตัว.....	4-25
4-8 แผ่นรับแรงแบกทาน (Bearing Plates) และแผ่นเสริมกำลัง (Stiffener).....	4-27

4-9 การดัดที่ไม่สมมาตร (Unsymmetrical Bending).....	4-37
---	------

บทที่ 5 องค์การรับโมเมนต์ดัดและแรงกดอัดร่วมกัน

5-1 บทนำ	5-1
5-2 สมการ Interaction ของ Beam-Column	5-1
5-3 แฟคเตอร์ขยายโมเมนต์ (Moment Amplification) และแฟคเตอร์ปรับแก้โมเมนต์ (Moment Modification)	5-4
5-4 สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท.....	5-7
5-5 การออกแบบ Beam-Columns	5-14

บทที่ 6 จุดเชื่อมต่ออย่างง่าย

6-1 บทนำ	6-1
6-2 ประเภทของสลักเกลียว	6-2
6-3 สลักเกลียวแบบไม่แต่งผิว: จุดเชื่อมต่อรับแรงเฉือน	6-5
6-4 สลักเกลียวกำลังสูง: จุดเชื่อมต่อรับแรงเฉือน	6-14
6-5 สลักเกลียวกำลังสูงรับแรงดึง	6-20
6-6 สลักเกลียวรองรับแรงเฉือนและแรงดึงร่วมกัน	6-22
6-7 จุดเชื่อมต่อโดยการเชื่อม	6-26
6-8 ข้อกำหนดของการเชื่อม	6-27

บทที่ 7 จุดเชื่อมต่อรับแรงเยื้องศูนย์

7-1 บทนำ	7-1
7-2 จุดเชื่อมต่อรับแรงเยื้องศูนย์โดยใช้สลักเกลียวรับแรงเฉือน	7-1
7-3 จุดเชื่อมต่อรับแรงเยื้องศูนย์โดยใช้สลักเกลียวรับแรงเฉือนและแรงดึงร่วมกัน	7-7
7-4 จุดเชื่อมต่อรับแรงเยื้องศูนย์โดยใช้การเชื่อมรับแรงเฉือน	7-11
7-5 จุดเชื่อมต่อรับแรงเยื้องศูนย์โดยใช้การเชื่อมรับแรงเฉือนและแรงดึงร่วมกัน	7-19
7-6 จุดเชื่อมต่อรับโมเมนต์ (Moment- Resisting Connections)	7-25

หนังสืออ้างอิง

ภาคผนวกที่ 1 คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กมาตรฐาน	A1-1
ภาคผนวกที่ 2 หน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_d	A2-1
ภาคผนวกที่ 3 Allowable Stress Design Table สำหรับคาน	A3-1
ภาคผนวกที่ 4 การออกแบบโครงสร้างเหล็กเตี้ย (Design of Low-rise Steel Building)	A4-1

บทที่ 1

การออกแบบโครงสร้างเหล็ก

1-1 เหล็กโครงสร้าง

เหล็กโครงสร้าง (structural steel) เป็นโลหะที่ได้จากการนำเอาแร่เหล็ก (iron ore) มาถลุงในเตาถลุง (blast-furnace) ซึ่งจะได้ผลผลิตออกมาเป็นเหล็กดิบ (pig iron) เมื่อนำเหล็กดิบมาผสมกับคาร์บอนและสารชนิดอื่น ๆ และผ่านกรรมวิธีปรับปรุงคุณภาพเหล็กแล้ว เราจะได้เหล็กที่ใช้ในงานโครงสร้าง 3 ประเภทคือ เหล็กเหนียว (wrought iron) เหล็กกล้า (steel) และเหล็กหล่อ (cast iron)

1. เหล็กเหนียว (wrought iron) เป็นเหล็กที่มีปริมาณคาร์บอนน้อยกว่า 0.1% มีกำลัง (strength) ต่ำ แต่มีความเหนียว (ductility) สูง ซึ่งทำให้เหล็กชนิดนี้ถูกแปรรูปได้ง่ายและรับแรงกระทำซ้ำได้ดี
2. เหล็กกล้า (steel) เป็นโลหะผสม (alloy) ที่ได้จากการผสมเหล็กดิบด้วยคาร์บอนและ/หรือสารชนิดอื่น ๆ โดยแบ่งออกเป็นเหล็กกล้าคาร์บอน (carbon steel) และเหล็กกล้าผสม (alloy steel)

Carbon steel จะเป็นเหล็กกล้าที่มีปริมาณคาร์บอนอยู่ระหว่าง 0.2% ถึง 2% แต่โดยทั่วไปแล้ว จะมีปริมาณคาร์บอนน้อยกว่า 1.2% คุณสมบัติของเหล็กชนิดนี้จะขึ้นอยู่กับปริมาณคาร์บอนที่ผสมอยู่ โดยที่ปริมาณคาร์บอนจะมีผลต่อกำลัง ความแข็ง และความเหนียวของเหล็กกล้าชนิดนี้

Alloy steel จะเป็นเหล็กกล้าที่มีคุณสมบัติไม่ขึ้นอยู่กับคาร์บอนเป็นหลัก แต่จะขึ้นอยู่กับสารชนิดอื่น ๆ ด้วย เช่น silicon, sulfur, phosphorous, และ manganese เป็นต้น

เหล็กกล้าจะเป็นเหล็กที่ใช้ในงานโครงสร้าง

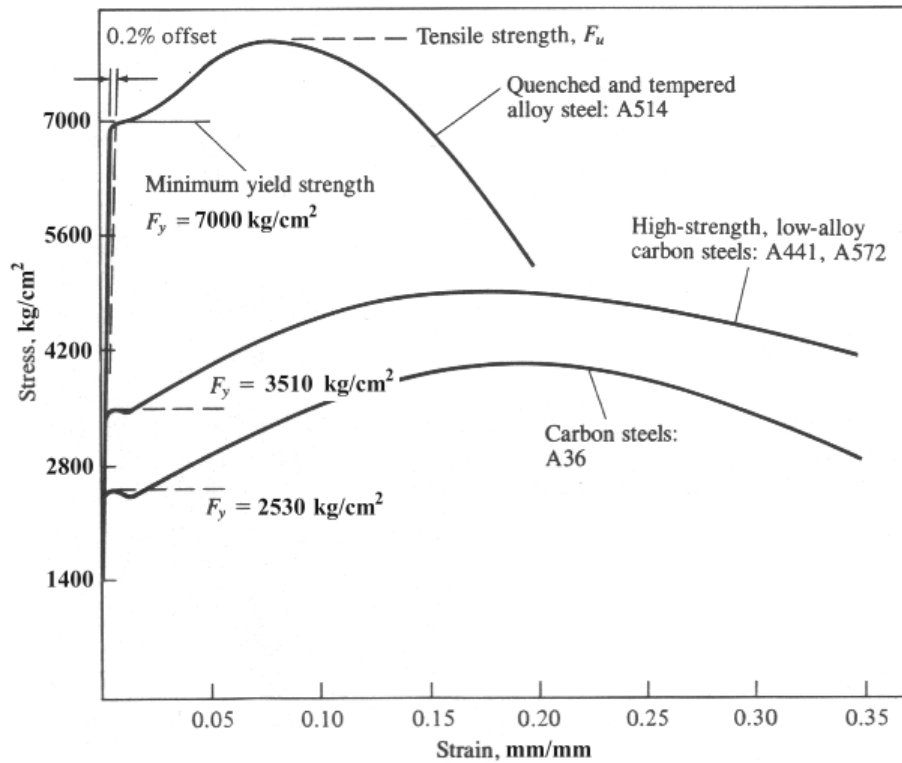
3. เหล็กหล่อ (cast iron) เป็นเหล็กที่มีปริมาณคาร์บอนอยู่ระหว่าง 2.2% ถึง 4.5% มีกำลังต้านทานต่อแรงกดอัด และมีความแข็งของผิวสูง แต่มีกำลังรับแรงดึงที่ต่ำและเป็นวัสดุเปราะ

รูปที่ 1-1 แสดง stress-strain ของเหล็กโครงสร้างชนิดต่าง ๆ ซึ่งเราจะเห็นได้ว่า เมื่อเปอร์เซ็นต์ของคาร์บอนมีค่าเพิ่มขึ้นแล้ว กำลังของเหล็กจะมีค่าเพิ่มขึ้น แต่ความเหนียวจะมีค่าลดลง อย่างไรก็ตาม เหล็กทุกชนิดมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (modulus of elasticity) โดยประมาณเท่ากันคือ $2.10(10^6) \text{ kg/cm}^2$

1-1.1 ข้อได้เปรียบและข้อเสียเปรียบของการใช้เหล็กในงานโครงสร้าง

การใช้เหล็กในงานโครงสร้างมีข้อได้เปรียบเมื่อเทียบกับวัสดุก่อสร้างชนิดอื่น ๆ ดังนี้

1. เหล็กเป็นวัสดุที่มีอัตราส่วนของกำลัง (strength) ต่อน้ำหนักที่ค่อนข้างสูง ซึ่งทำให้โครงสร้างเหล็กมีน้ำหนักรวมที่ค่อนข้างต่ำ ดังนั้นจึงเหมาะที่จะใช้ในการก่อสร้างสะพานที่มีความยาว span มาก ๆ และอาคารสูง
2. คุณสมบัติทางกลของเหล็กไม่เปลี่ยนแปลงตามเวลาเหมือนดังเช่นคอนกรีตหรือวัสดุก่อสร้างชนิดอื่น ๆ
3. เหล็กเป็นวัสดุที่มีความยืดหยุ่น (elasticity) สูง ดังนั้น เหล็กจึงมีพฤติกรรมที่ใกล้เคียงกับข้อสมมุติฐานต่าง ๆ ที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้าง
4. โครงสร้างเหล็กที่ได้รับการดูแลที่เหมาะสมและถูกต้องจะเป็นโครงสร้างที่มีอายุการใช้งานที่ยาวนาน
5. เหล็กเป็นวัสดุที่มีกำลังสูงและสามารถเปลี่ยนแปลงรูปร่างได้มากก่อนการวิบัติ ดังนั้น เหล็กจึงเป็นวัสดุที่สามารถดูดซับพลังงานได้สูงและสามารถรับ stress concentration ได้ดี และการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่สูงก่อนการวิบัตียังจะเป็นสิ่งเตือนภัยว่าโครงสร้างกำลังจะเกิดการวิบัติด้วย
6. เหล็กเป็นวัสดุที่สามารถผลิตที่โรงงานแล้วนำมาประกอบที่สถานที่ก่อสร้างได้ง่าย จึงทำให้การก่อสร้างโครงสร้างเหล็กทำได้อย่างรวดเร็วกว่าโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมาก



รูปที่ 1-1

การใช้เหล็กในงานโครงสร้างมีข้อเสียเปรียบเมื่อเทียบกับวัสดุก่อสร้างชนิดอื่น ๆ ดังนี้

1. เหล็กเป็นวัสดุที่ผุกร่อนได้ง่ายถ้าไม่ได้รับการดูแลรักษาที่ดี ดังนั้น ถ้าโครงสร้างเหล็กไม่ได้ถูกออกแบบให้ถูกต้องแล้ว ค่าบำรุงรักษาโครงสร้างเหล็กจึงมักจะมีค่าสูง
2. กำลังของเหล็กจะลดลงอย่างมากเมื่อเกิดไฟไหม้และเนื่องจากเหล็กเป็นวัสดุที่นำความร้อนได้ดี ดังนั้น ความร้อนอาจจะถูกถ่ายเทจากจุดที่เพลิงไหม้ไปยังบริเวณอื่น ๆ ของโครงสร้าง จนกระทั่ง ทำให้วัสดุที่อยู่ติดกับโครงเหล็กในบริเวณดังกล่าวเกิดการติดไฟได้ ดังนั้น โครงสร้างเหล็กจะต้องมีระบบป้องกันไฟที่ดี โดยทั่วไปแล้ว โครงสร้างเหล็กจะต้องถูกพ่นทับด้วยฉนวนกันไฟ
3. เนื่องจากเหล็กมีกำลังที่ค่อนข้างสูง ดังนั้น องค์อาคารเหล็กที่รับแรงกดอัดและมีความขูดสูงจะเกิดการวิบัติโดยการโก่งเดาะได้ง่าย
4. กำลังของโครงสร้างเหล็กอาจจะลดลงเป็นอย่างมากเมื่อถูกกระทำโดยแรงกระทำซ้ำไปซ้ำมา (fatigue)
5. เมื่อโครงสร้างเหล็กตั้งอยู่ในบริเวณที่มีอุณหภูมิต่ำมาก ๆ และเมื่อโครงสร้างเหล็กถูกกระทำโดยแรงกระทำซ้ำไปซ้ำมาเป็นเวลานานแล้ว โครงสร้างเหล็กดังกล่าวจะเกิดการวิบัติแบบเปราะได้

1-1.2 ชนิดและลักษณะการใช้งานของเหล็กโครงสร้าง

เหล็กกล้าที่ใช้ในงานโครงสร้าง (structural steel) มีมากมายหลายชนิดตามมาตรฐาน เช่น มาตรฐานของประเทศสหรัฐอเมริกา (ASTM Standard) และมาตรฐานของประเทศญี่ปุ่น (JIS Standard) เป็นต้น ตารางที่ 1-1 แสดงคุณสมบัติทางกลและลักษณะการใช้งานของเหล็กโครงสร้างตามมาตรฐาน ASTM

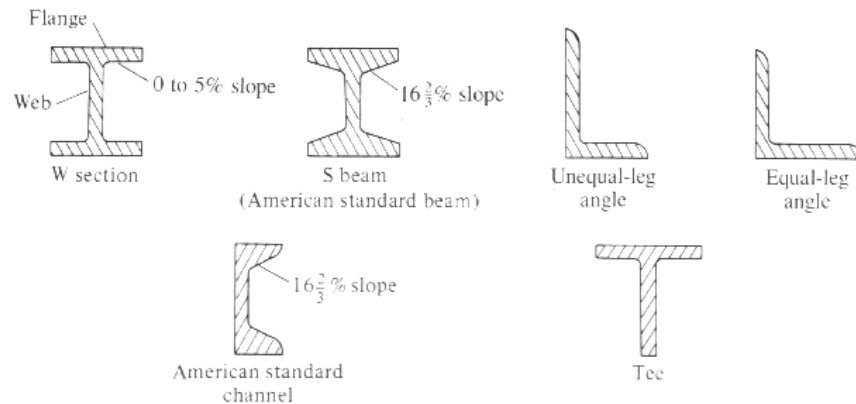
ตารางที่ 1-1 คุณสมบัติทางกลและลักษณะการใช้งานของเหล็กโครงสร้างตามมาตรฐาน ASTM

ชนิด/ชื่อตาม ASTM	Yielding stress (kg/cm ²)	Ultimate stress (kg/cm ²)	ผลิตภัณฑ์และลักษณะการใช้งาน
เหล็กกล้าคาร์บอน			
A36	2250-2530	4070-5620	เหล็กรูปพรรณ เหล็กแผ่น และเหล็กท่อน เชื่อมได้ ใช้ในโครงสร้างทั่วไป สะพาน อาคาร หอสถูป
A 53	2100-2460	3370-4210	เหล็กท่อนดำ เชื่อมได้ ใช้ในโครงสร้างทั่วไป อาคาร โดยเฉพาะองค์อาคารรับแรงกดอัดและโครงข้อหมุน
A 245	1750-2810	3160-3860	เหล็กแผ่น เชื่อมได้ ใช้ในโครงสร้างทั่วไป อาคาร
A 283	1680-2320		เหล็กแผ่น ใช้ทำถังน้ำมัน
A 501	2530	4070	เหล็กกลวง เชื่อมได้ ใช้ในโครงสร้างทั่วไป อาคาร สะพาน
A 529	2950	4210-5970	เหล็กแผ่นและเหล็กท่อน เชื่อมได้ ใช้ในโครงสร้างอาคารทั่วไป
A 570	1750-2950	3160-4070	เหล็กแบนและเหล็กแถบในม้วนกลม เชื่อมได้ ใช้ในโครงสร้างอาคารทั่วไป สะพาน
เหล็กกล้ากำลังสูง			
A 242	2950-3510	4430-4920	ใช้ในงานทั่วไป เชื่อมได้ ทนการกัดกร่อนได้เป็น 4 เท่าของเหล็ก A36
A 440	2950-3510	4430-4920	เหล็กรูปพรรณ เหล็กแผ่น และเหล็กท่อน ใช้ในโครงสร้างทั่วไป อาคาร สะพาน หอสถูป ทนการกัดกร่อนได้เป็น 2 เท่าของเหล็ก A36
A 441	2810-3510	4210-4920	เหล็กรูปพรรณ เหล็กแผ่น และเหล็กท่อน เชื่อมได้ ใช้ในโครงสร้างทั่วไป อาคาร สะพาน ทนการกัดกร่อนได้เป็น 2 เท่าของเหล็ก A36
A 572	2950-4570	4210-5620	เหล็กรูปพรรณ เหล็กแผ่น เชื่อมได้ (sheet pile) และเหล็กท่อน เชื่อมได้ ใช้ในโครงสร้างอาคารทั่วไป
A 588	2950-3510	4420-4920	เหล็กรูปพรรณ เหล็กแผ่น และเหล็กท่อน เชื่อมได้ ใช้ในโครงสร้างทั่วไป อาคาร สะพาน ทนการกัดกร่อนได้เป็น 4 เท่าของเหล็ก A36
เหล็กกล้าชุบแข็ง			
A 514	6320-7030	7030-9140	เหล็กแผ่น เชื่อมได้ ใช้ในโครงสร้างทั่วไป อาคาร สะพาน
A 517	6320-7030	7030-9140	เหล็กแผ่น เชื่อมได้ ใช้ในโครงสร้างทั่วไป อาคาร สะพาน เหนียวกว่า A514

1-1.3 หน้าตัดของเหล็กโครงสร้าง

เหล็กโครงสร้างหรือเหล็กรูปพรรณ (structural steel) จะถูกผลิตโดยขบวนการรีดร้อน (cold-rolled) หรือรีดเย็น (cold-rolled) หรือนำแผ่นเหล็กมาประกอบกันให้มีรูปหน้าตัดและขนาดที่ต้องการในการรับแรง แต่โดยทั่วไปแล้ว หน้าตัดของ

เหล็กโครงสร้างจะถูกออกแบบให้มีค่า moment of inertia ที่สูง เมื่อเทียบกับพื้นที่หน้าตัดของเหล็กโครงสร้าง เพื่อให้หน้าตัดมีความสามารถในการรับแรงต่อน้ำหนักสูงสุด รูปที่ 1-3 แสดงหน้าตัดของเหล็กโครงสร้างชนิดรีดร้อน



รูปที่ 1-3

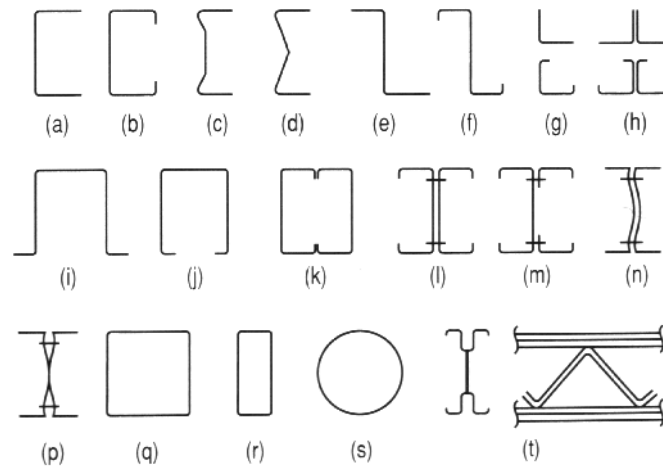
หน้าตัดของเหล็กโครงสร้างมักจะถูกแบ่งออกได้ดังต่อไปนี้

1. หน้าตัดรูปตัว W (wide-flange sections) หรืออีกชื่อหนึ่งคือ หน้าตัดรูปตัว H
2. หน้าตัดรูปตัว S (S-sections) หรืออีกชื่อหนึ่งคือ หน้าตัดรูปตัว I (I-sections) จะเป็นหน้าตัดที่มีรูปร่างคล้ายหน้าตัดรูปตัว W แต่จะมีความกว้างของปีกน้อยกว่า
3. หน้าตัดรูปตัว L หรือเหล็กฉาก (angle-sections) มีทั้งแบบขายาวเท่ากัน (equal-leg angle) และแบบขายาวไม่เท่ากัน (unequal-leg angle)
4. หน้าตัดรูปตัว C หรือเหล็กรางน้ำ
5. หน้าตัดรูปตัว T (T-sections) ซึ่งได้จากการตัดครึ่งหน้าตัดรูปตัว W (WT) หรือ I

เหล็กโครงสร้างจะถูกกำหนดตามลักษณะรูปร่างของหน้าตัด ความลึก และน้ำหนักต่อหนึ่งหน่วยความยาว เช่น

1. W300x36.7 kg/m เป็นเหล็กหน้าตัดรูปตัว W ซึ่งมีความลึก 300 มิลลิเมตรและหนัก 36.7 กิโลกรัมต่อหนึ่งเมตร
2. WT125x22.1 kg/cm² เป็นเหล็กหน้าตัดรูปตัว tees ที่ได้จากการตัดเหล็กหน้าตัดรูปตัว W ออกเป็นสองส่วนที่เท่ากัน ซึ่งมีความลึก 125 มิลลิเมตรและหนัก 22.1 กิโลกรัมต่อหนึ่งเมตร
3. I250x53.9kg/m เป็นเหล็กหน้าตัดรูปตัว I ซึ่งมีความลึก 250 มิลลิเมตรและหนัก 53.9 กิโลกรัมต่อหนึ่งเมตร
4. C200x30.3kg/m เป็นเหล็กหน้าตัดรูปตัว C ซึ่งมีความลึก 200 มิลลิเมตรและหนัก 30.3 กิโลกรัมต่อหนึ่งเมตร
5. L150x150x12.7 mm เป็นเหล็กหน้าตัดรูปตัว L ซึ่งมีขายาว 150 มิลลิเมตรเท่ากันและหนา 12.7 มิลลิเมตร

นอกจากเหล็กโครงสร้างชนิดรีดร้อนแล้ว เหล็กโครงสร้างอีกประเภทหนึ่งจะถูกผลิตโดยตัดแผ่นเหล็กกล้าที่หนา ระหว่าง 0.25 mm ถึง 6 mm เป็นรูปหน้าตัดต่าง ๆ เช่น หน้าตัดรูปตัว C หน้าตัดรูปตัว Z และหน้าตัดรูปตัว L เป็นต้น ดังที่แสดงในรูปที่ 1-4 ซึ่งมักจะถูกเรียกว่า เหล็กโครงสร้างชนิดรีดเย็น (Cold-formed light-gage steel) เหล็กโครงสร้างประเภทนี้ มักจะถูกใช้เป็นองค์อาคารเบาในหลังคา พื้น และผนัง



รูปที่ 1-4

1-2 คุณสมบัติของเหล็กตามมาตรฐานของกระทรวงอุตสาหกรรมและวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย

คุณภาพ รูปร่าง และขนาดของเหล็กโครงสร้างที่ใช้ในประเทศไทยจะต้องเป็นไปตามข้อกำหนดของสำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม กระทรวงอุตสาหกรรม (มอก.) หรือมาตรฐานสากลอื่น ๆ ที่เป็นที่ยอมรับ ตามมาตรฐานของกระทรวงอุตสาหกรรม เหล็กโครงสร้างจะถูกแบ่งออกเป็น 3 ประเภทคือ

1. เหล็กท่อนแบนและเหล็กแถบ (Flat and square steel bars) ซึ่ง มอก.55-2516 ได้กำหนดคุณสมบัติทางกลต่ำสุดไว้ดังนี้

Yielding stress	2,400	kg/cm ²
Ultimate stress	3,900	kg/cm ²
Percent elongation ต่อความยาว $5.66\sqrt{A}$	21	%

2. เหล็กกลวง (Hollow sections) สำหรับใช้ในงานก่อสร้างทั่วไป ซึ่ง มอก.107-2517 ได้แบ่งลักษณะของเหล็กกลวงออกเป็น 3 แบบคือ เหล็กกลมกลวง เหล็กกลวงสี่เหลี่ยมจัตุรัส และเหล็กกลวงสี่เหลี่ยมผืนผ้า และได้แบ่งเหล็กกลวงเหล่านี้ออกเป็นอีก 2 ชนิดคือ HS 41 และ HS 50 ซึ่งมีคุณสมบัติทางกลต่ำสุดไว้ดังที่แสดงในตารางที่ 1-2

ตารางที่ 1-2 คุณสมบัติทางกลของเหล็กกลวงตามมาตรฐาน มอก.

สัญลักษณ์	Yielding stress (kg/cm ²)	Ultimate stress (kg/cm ²)	Percent elongation (%)
HS 41	2,400	4,100	23
HS 50	3,200	5,000	23

3. เหล็กโครงสร้างรูปพรรณ (Structural steel sections) ซึ่ง มอก.116-2529 ได้แบ่งชนิดของเหล็กโครงสร้างรูปพรรณออกเป็น 2 ชนิดคือ Fe24 และ Fe30 ซึ่งมีคุณสมบัติทางกลต่ำสุดไว้ดังที่แสดงในตารางที่ 1-3

ตารางที่ 1-3 คุณสมบัติทางกลของเหล็กโครงสร้างรูปพรรณตามมาตรฐาน มอก.

สัญลักษณ์	Yielding stress (kg/cm^2)	Ultimate stress (kg/cm^2)	Percent elongation (%)
Fe 24	2,400	4,100	23
Fe 30	3,000	5,000	23

มาตรฐานวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (มาตรฐาน ว.ส.ท.) ได้กำหนดคุณสมบัติทางกลของเหล็กโครงสร้างไว้ดังที่แสดงในตารางที่ 1-4 และค่า yielding stress ของเหล็กมีค่าดังต่อไปนี้

1. สำหรับเหล็กทั่วไปซึ่งมีความหนาไม่เกิน 40 มิลลิเมตร ถ้าไม่มีเอกสารแสดงผลการทดสอบให้ใช้ค่า yielding stress ได้ไม่เกิน 2500 kg/cm^2
2. สำหรับเหล็กทั่วไปซึ่งมีความหนาเกิน 40 มิลลิเมตร ถ้าไม่มีเอกสารแสดงผลการทดสอบให้ใช้ค่า yielding stress ได้ไม่เกิน 2200 kg/cm^2

ตารางที่ 1-4 คุณสมบัติทางกลของเหล็กโครงสร้างตามมาตรฐาน ว.ส.ท.

สัญลักษณ์	Modulus of Elasticity, E (kg/cm^2)	Shear Modulus, G (kg/cm^2)	Poisson's Ratio	Coefficient of Thermal Expansion ($10^{-6} / ^\circ\text{C}$)
เหล็กก่อสร้าง เหล็กหล่อ เหล็กดีเป็นรูป	$2.10(10^6)$	$0.80(10^6)$	0.30	12

อย่างไรก็ตาม มาตรฐานของกระทรวงอุตสาหกรรมได้กำหนดให้ modulus of elasticity มีค่าเท่ากับ $2.04(10^6) \text{ kg/cm}^2$

คุณสมบัติของหน้าตัดของเหล็กโครงสร้างแบบต่าง ๆ ที่มักใช้ในการคำนวณออกแบบโครงสร้าง ได้แสดงไว้ในภาคผนวกที่ 1

1-3 ขั้นตอนการออกแบบโครงสร้าง

วิศวกรโครงสร้างได้มีส่วนร่วมในการสร้างความเจริญให้กับมวลมนุษยชาติตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน หน้าที่ของวิศวกรโครงสร้างคือ การวางแผน (planning) การวิเคราะห์ (analysis) การออกแบบ (design) และการควบคุมการก่อสร้าง (construction) ให้เป็นไปตามวัตถุประสงค์ของโครงสร้างนั้น อย่างมีประสิทธิภาพและปลอดภัย

1-3.1 การวางแผน

ในขั้นตอนนี้ เริ่มต้นจะเป็นการกำหนดจุดประสงค์และลักษณะการใช้งานของโครงสร้างจากความคิดเห็นของผู้ว่าจ้าง สถาปนิก และนักวางแผน เป็นต้น จากนั้น ทำการเลือกรูปแบบของโครงสร้างที่เหมาะสมที่มีความปลอดภัย (safe) ความสุนทรีย์ภาพ (aesthetic) และความประหยัด (economic) ทั้งในการก่อสร้างและการบำรุงรักษาโครงสร้าง เมื่อได้รูปแบบของโครงสร้างที่ต้องการแล้ว เราจะกำหนดชนิดของวัสดุที่จะใช้ การจัดวางองค์อาคารของโครงสร้าง และขนาดความกว้าง ยาว และสูงของโครงสร้างโดยรวม

ความปลอดภัย

นอกจากโครงสร้างที่ได้รับการออกแบบจะต้องมีกำลังที่พอเพียงในการรองรับแรงกระทำและน้ำหนักบรรทุกต่าง ๆ (loads) ตามวัตถุประสงค์ของโครงสร้างแล้ว โครงสร้างดังกล่าวจะต้องไม่มีการโก่งตัว (deflections) และการสั่นสะเทือน (vibrations) มากเกินไปจนกระทั่งผู้ใช้โครงสร้างรู้สึกไม่ปลอดภัยด้วย

ความประหยัด

ในการออกแบบโครงสร้าง เราจะต้องคำนึงถึงปัจจัย เช่น การใช้หน้าตัดมาตรฐานที่หาได้ง่ายในตลาด การใช้วัสดุที่ต้องการการดูแลรักษาน้อย และการใช้รายละเอียดของจุดเชื่อมต่อที่ง่ายต่อการก่อสร้าง เป็นต้น ซึ่งจะช่วยให้ราคาค่าก่อสร้างโครงสร้างไม่สูงจนเกินควร

ความเหมาะสม

โครงสร้างที่ถูกออกแบบจะต้องก่อสร้างได้โดยง่ายและไม่มีปัญหาอื่น ๆ ตามมาภายหลัง ดังนั้น วิศวกรโครงสร้างจะต้องมีความรู้เกี่ยวกับรายละเอียดของโครงสร้างและขั้นตอนการก่อสร้างโครงสร้างเป็นอย่างดี

1-3.2 การวิเคราะห์

การวิเคราะห์โครงสร้างเป็นขั้นตอนที่สำคัญมากเพราะผลการวิเคราะห์ที่ไม่ถูกต้องจะนำไปสู่การออกแบบที่ไม่ถูกต้อง และจะเป็นอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สินเป็นอย่างสูง ในขั้นตอนนี้ เริ่มต้นเราจะทำการจำลองโครงสร้างตามการจัดวางองค์อาคารของโครงสร้างดังที่ได้มาจากขั้นตอนการวางแผน โดยจะต้องให้มีการเชื่อมต่อขององค์อาคารและการรองรับโครงสร้างอย่างเหมาะสมและพอเพียง จากนั้น คำนวณหาค่าของแรงกระทำและน้ำหนักบรรทุก (load) ที่คาดว่าจะกระทำต่อองค์อาคารและโครงสร้าง โดยให้มีค่าน้อยที่สุดเท่ากับค่าที่ได้ถูกกำหนดอยู่ในมาตรฐานการออกแบบ (Design code) และข้อกำหนดการออกแบบ (Design specification) ในพื้นที่ที่จะทำการก่อสร้าง เช่น ตามข้อกำหนดของกรุงเทพมหานคร ในกรณีที่โครงสร้างที่เราจำลองออกแบบอยู่ในเขตพื้นที่ของกรุงเทพมหานคร เป็นต้น และหาค่าแรงที่เกิดขึ้นภายใน (Internal force) และการเปลี่ยนแปลงตำแหน่ง (displacement) ขององค์อาคารและโครงสร้าง

1-3.3 การออกแบบ

ในขั้นตอนนี้ เราจะทำการออกแบบหาขนาดหน้าตัดและจุดเชื่อมต่อ (connection) ขององค์อาคารของโครงสร้าง โดยใช้ค่าของแรงภายในที่คำนวณได้จากขั้นตอนที่แล้ว ในการออกแบบ องค์อาคารและโครงสร้างจะต้องมีกำลัง (strength) มีเสถียรภาพ (stability) และมีการโก่งตัว (deflection) และการสั่น (vibration) เป็นไปตามที่ได้กำหนดไว้ในมาตรฐานและข้อกำหนดการออกแบบในพื้นที่นั้น ๆ

โดยทั่วไปแล้ว การวิเคราะห์และการออกแบบควรจะมีการทำซ้ำหลายครั้ง เพื่อให้ได้ขนาดของโครงสร้างที่เหมาะสมและเพื่อตรวจสอบความถูกต้องของผลการคำนวณ

1-3.4 การก่อสร้าง

การก่อสร้างจะต้องถูกตรวจสอบให้เป็นไปตามที่ได้ออกแบบไว้มากที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ และจะต้องเป็นไปตามแผนการก่อสร้างและแผนการจัดการการก่อสร้างที่ได้วางไว้

1-4 มาตรฐานการออกแบบและข้อบัญญัติอาคาร (Specification and Building Codes)

การออกแบบโครงสร้างโดยส่วนใหญ่จะถูกกำหนดอยู่ในข้อกำหนด (specifications) หรือข้อบัญญัติ (codes) ต่าง ๆ โดยทั่วไปแล้ว วิศวกรโครงสร้างจะต้องใช้ codes และ specifications อยู่ 2 ประเภทในการอ้างอิงคือ มาตรฐานอาคาร (building codes) และมาตรฐานการออกแบบ (design codes)

มาตรฐานอาคาร (building code) จะระบุข้อกำหนดต่าง ๆ ที่องค์กรของรัฐบาลบัญญัติขึ้นมา เพื่อกำหนดค่าต่ำสุดของแรงหรือน้ำหนักบรรทุกที่จะใช้ในการออกแบบโครงสร้างและมาตรฐานต่ำสุดที่จะใช้ในการก่อสร้างโครงสร้างนั้น มาตรฐานอาคารนี้จะมีผลทางกฎหมาย ซึ่งจะแตกต่างกันไปตามเมืองต่าง ๆ เช่น ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานครของกรุงเทพมหานคร เป็นต้น

มาตรฐานการออกแบบ (design code) จะกำหนดมาตรฐานของรายละเอียดทางเทคนิคในการออกแบบโครงสร้าง ซึ่งจะไม่มีความหมายถ้าไม่ถูกอ้างอิงโดยมาตรฐานอาคาร เช่น มาตรฐานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, Building Code Requirements for Reinforced Concrete ของ American Concrete Institute (ACI), Standard Specifications for Highway Bridges ของ American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), และ Manual of Steel Construction ของ American Institute of Steel Construction (AISC) เป็นต้น

อย่างไรก็ตาม มาตรฐานเหล่านี้เป็นเฉพาะแนวทางที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างเท่านั้น ในกรณีที่มีความผิดพลาดเกิดขึ้นในการออกแบบแล้ว ความรับผิดชอบทั้งหมดจะตกอยู่กับวิศวกรผู้วิเคราะห์และออกแบบโครงสร้าง

1-5 น้ำหนักบรรทุก (Loads)

Loads เป็นแรงภายนอกหรือน้ำหนักบรรทุกที่กระทำอยู่บนโครงสร้าง ถ้าปราศจากข้อกำหนดต่าง ๆ การประมาณค่า loads ที่จะกระทำต่อโครงสร้างตลอดอายุการใช้งานของโครงสร้างกระทำได้ยากมาก หลังจากที่เราทำการประมาณค่า loads แล้ว เราจะต้องหาการจัดเรียงของ loads ที่จะมีผลกระทบที่วิกฤติที่สุดต่อโครงสร้าง

โดยทั่วไปแล้ว มาตรฐานหรือข้อบัญญัติต่าง ๆ จะแบ่งน้ำหนักบรรทุกออกเป็น 2 ประเภทคือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead loads) และน้ำหนักบรรทุกจร (live loads)

1-5.1 น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Loads)

น้ำหนักบรรทุกคงที่หรือ dead loads เป็นน้ำหนักของโครงสร้างหรือน้ำหนักของวัตถุใด ๆ ที่วางอยู่บนโครงสร้างอย่างถาวร โดยปกติแล้ว น้ำหนักบรรทุกคงที่จะเป็นน้ำหนักของเสา น้ำหนักคาน น้ำหนักแผ่นพื้น และน้ำหนักท่อระบายน้ำ เป็นต้น เมื่อเราทราบชนิดของวัสดุและขนาดขององค์อาคารแล้ว เราจะหาน้ำหนักขององค์อาคารได้จากค่าความหนาแน่นของวัสดุคูณกับขนาดขององค์อาคาร ตารางที่ 1-5 แสดงค่าต่ำสุดของน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่จะใช้ในการออกแบบ

ตารางที่ 1-5 ค่าต่ำสุดของน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่จะใช้ในการออกแบบโครงสร้าง

คอนกรีตเสริมเหล็ก	2,400	kg/m ³
เหล็ก	7,800	kg/m ³
อิฐ	1,890	kg/m ³
ไม้	600	kg/m ³
ไม้อัด	570	kg/m ³
วัสดุผนังหลังคา	5-18	kg/m ²
โครงหลังคาไม้	10-20	kg/m ²
ฝ้าเพดาน	14-25	kg/m ²
กำแพงอิฐมวลเบา	180-350	kg/m ²
กำแพงอิฐบล็อก	100-200	kg/m ²
กำแพงคอนกรีตบล็อก	100-240	kg/m ²

1-5.2 น้ำหนักบรรทุกจร (Live Loads)

น้ำหนักบรรทุกจรหรือ live loads เป็นน้ำหนักบรรทุกที่มีการเปลี่ยนแปลงทั้งขนาดและตำแหน่งตามเวลาหรือเป็นน้ำหนักของวัตถุใด ๆ ที่วางอยู่บนโครงสร้างแบบชั่วคราวและแรงกระทำที่เกิดจากธรรมชาติ เช่น แรงลมและแรงแผ่นดินไหว เป็นต้น น้ำหนักบรรทุกจรจะถูกแบ่งออกได้ดังนี้

1-5.2.1 น้ำหนักบรรทุกจรรบนอาคาร (Building loads)

น้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำอยู่บนพื้นของอาคาร (floor slab) จะถูกสมมุติให้มีการกระจายสม่ำเสมอและมีค่าขึ้นอยู่กับลักษณะการใช้งานของอาคาร ดังเช่นที่แสดงไว้ในตารางที่ 1-6

นอกจากค่าต่ำสุดของน้ำหนักบรรทุกจรแบบกระจายสม่ำเสมอแล้ว ในโครงสร้างบางประเภทเช่น ลานจอดรถ เป็นต้น เราจะต้องพิจารณาค่าน้ำหนักบรรทุกจรแบบจุดด้วย เช่น น้ำหนักของรถยนต์ เป็นต้น ซึ่งจะกล่าวถึงใน section ต่อไป เพื่อหาตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกจรที่จะก่อให้เกิดหน่วยแรงสูงสุดบนพื้นอาคาร

ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ. 2522 กำหนดอัตราการลดน้ำหนักบรรทุกจรแบบกระจายสม่ำเสมอที่กระทำอยู่บนพื้นที่ใช้ในการคำนวณหาน้ำหนักที่ถ่ายลงเสาและฐานราก ดังที่แสดงในตารางที่ 1-7 เนื่องจากความน่าจะเป็นที่น้ำหนักบรรทุกจรที่กำหนดจะกระทำตลอดทั้งพื้นที่ของโครงสร้างในเวลาเดียวกันนั้นมีน้อยมาก อย่างไรก็ตาม ข้อกำหนดนี้ได้ถูกยกเว้นในกรณีของ โรงมหรสพ หอประชุม หอสมุด พิพิธภัณฑ์ อัฒจันทร์ คลังสินค้า โรงงานอุตสาหกรรม อาคารจอดรถยนต์หรือเก็บรถยนต์

ตารางที่ 1-6 ค่าน้ำหนักบรรทุกจรต่ำสุดที่มักใช้ในการออกแบบอาคารชนิดต่าง ๆ ตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ. 2522

หลังคา	30	kg/m ²
กันสาด	100	kg/m ²
ที่พักอาศัย โรงเรียนอนุบาล ห้องน้ำ ห้องส้วม	150	kg/m ²
อาคารชุด หอพัก โรงแรม	200	kg/m ²
สำนักงาน ธนาคาร	250	kg/m ²
อาคารพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย โรงเรียน	300	kg/m ²
ห้องโถง บันได ทางเดินของอาคารชุด หอพัก โรงแรม		
โรงพยาบาล สำนักงาน และธนาคาร	300	kg/m ²
ห้างสรรพสินค้า โรงมหรสพ หอประชุม ภัตตาคาร		
และที่จอดรถหรือเก็บรถยนต์นั่ง	400	kg/m ²
ห้องโถง บันได ทางเดินของอาคารพาณิชย์		
มหาวิทยาลัย วิทยาลัย และโรงเรียน	400	kg/m ²
คลังสินค้า พิพิธภัณฑ์ อัฒจันทร์ โรงงานอุตสาหกรรม		
โรงพิมพ์ ห้องเก็บเอกสารและพัสดุ	500	kg/m ²
ห้องโถง บันได ทางเดินของห้างสรรพสินค้า โรงมหรสพ		
หอประชุม ภัตตาคาร และหอสมุด	500	kg/m ²
ห้องเก็บหนังสือของหอสมุด	600	kg/m ²
ที่จอดรถหรือเก็บรถยนต์บรรทุกเปล่า และรถอื่น ๆ	800	kg/m ²

ตารางที่ 1-7 อัตราการลดน้ำหนักบรรทุกแบบกระจายสม่ำเสมอตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ. 2522

หลังคาหรือดาดฟ้า	ลดลงได้ร้อยละ	0
ชั้นที่ 1 ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	ลดลงได้ร้อยละ	0
ชั้นที่ 2 ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	ลดลงได้ร้อยละ	0
ชั้นที่ 3 ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	ลดลงได้ร้อยละ	10
ชั้นที่ 4 ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	ลดลงได้ร้อยละ	20
ชั้นที่ 5 ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	ลดลงได้ร้อยละ	30
ชั้นที่ 6 ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	ลดลงได้ร้อยละ	40
ชั้นที่ 7 ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า และชั้นต่อไป	ลดลงได้ร้อยละ	50

น้ำหนักกระแทก (impact loads) ที่กระทำกับโครงสร้างแบบทันทีทันใดจะทำให้เกิดหน่วยแรงในโครงสร้างมากกว่าน้ำหนักบรรทุกสถิตย์ที่กระทำกับโครงสร้างอย่างช้า ๆ ดังนั้น ในการออกแบบโครงสร้างที่ต้องรองรับน้ำหนักกระแทก เช่น โครงสร้างที่รองรับลิฟท์ เป็นต้น เราจะหาน้ำหนักกระแทก L_i ได้จากสมการ

$$L_i = L_s (1 + I)$$

โดยที่ L_s เป็นน้ำหนักบรรทุกสถิตย์ L_s

I เป็นค่า impact factor ที่หาได้จากตารางที่ 1-8 ซึ่งถูกกำหนดโดย AISC

ตารางที่ 1-8 ค่า impact factor เนื่องจากการกระแทก

ประเภทของอาคาร	I
รองรับลิฟท์	1.0
รองรับเครนและรอยต่อต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้อง	0.4
รองรับเครื่องจักรเบาเช่น มอเตอร์ เป็นต้น	≥ 0.2
รองรับเครื่องจักรหนัก	≥ 0.5
Hanger รับพื้นหรือระเบียง	0.33

นอกจากนั้นแล้ว เมื่อทำการออกแบบคานที่รองรับเครน (crane) เราจะต้องพิจารณาถึงแรงในแนวตั้งฉากและแรงในแนวความยาวของคานด้วย ซึ่งแรงดังกล่าวเกิดจากการเคลื่อนที่ของเครนและการเบรคเครนซึ่งทำให้เกิดแรงกระทำที่ผิวของคาน โดย AISC ได้กำหนดให้

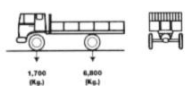
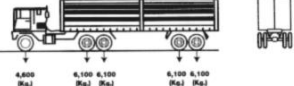
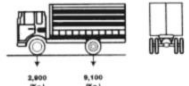
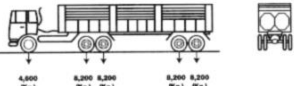
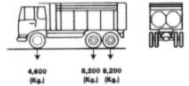
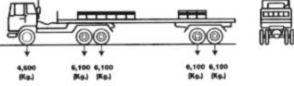
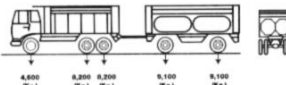
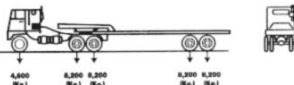
แรงในแนวตั้งฉาก = $0.1 \times (\text{น้ำหนักบรรทุกสูงสุดของเครน} + \text{น้ำหนักของตัววิ่งบนหลังเครน})$

แรงในแนวความยาว = $0.1 \times (\text{น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ล้อวิ่งของตัวเครน})$

1-5.2.2 น้ำหนักบรรทุกบนสะพาน (Bridge Loads)

รูปที่ 1-5 แสดงตัวอย่างของน้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกที่จะใช้ในการออกแบบสะพานของกรมทางหลวง โดยใช้ค่าน้ำหนักล้อ (wheel loads) และระยะห่างของล้อของรถบรรทุก

การกำหนดน้ำหนักบรรทุก
LIMITS OF AXLE AND GROSS WEIGHT OF VEHICLES

ประเภทรถ Vehicle type	น้ำหนักกรร รวมน้ำหนักบรรทุก Gross Weight	ประเภทรถ Vehicle type	น้ำหนักกรร รวมน้ำหนักบรรทุก Gross Weight
	8,500 (kg.) รถสองเพลาอย่างเดี่ยว		29,000 (kg.) รถห้าเพลา ชนิดเพลาหน้าอย่างเดี่ยว และสี่เพลาหลังอย่างเดี่ยว
	12,000 (kg.) รถสองเพลาอย่างหลังคู่		37,400 (kg.) รถห้าเพลา ชนิดเพลาหน้าอย่างเดี่ยว และสี่เพลาหลังอย่างคู่
	21,000 (kg.) รถสามเพลา ชนิดเพลาหลังคู่อย่างคู่		37,400 (kg.) รถห้าเพลา ชนิดเพลาหน้าอย่างเดี่ยว และสี่เพลาหลังอย่างคู่
	39,200 (kg.) รถสามเพลา ชนิดเพลาหลังคู่อย่างคู่ และรถพ่วงสองเพลาอย่างคู่		37,400 (kg.) รถห้าเพลา ชนิดเพลาหน้าอย่างเดี่ยว และสี่เพลาหลังอย่างคู่
สัญลักษณ์ Symbol	 ชนิดอย่างเดี่ยว Single type	 ชนิดอย่างคู่ Dual type	

รูปที่ 1-5

ในการออกแบบสะพาน เราจะทำการจัดวางน้ำหนักล้อรถดังกล่าวในส่วนที่วิกฤติที่สุดของสะพานเพื่อหาค่าหน่วยแรงสูงสุดจากน้ำหนักบรรทุกจรในองค์อาคารต่าง ๆ ของสะพาน

เนื่องจากพื้นสะพานหรือคอสสะพานมักจะมีผิวขรุขระ ซึ่งทำให้รถยนต์ที่วิ่งผ่านมีการกระโดดและกระแทกกับพื้นสะพานและจะทำให้เกิดแรงกระแทก (impact loads) กระทำต่อสะพาน ดังนั้น AASHTO ได้กำหนดสมการที่จะใช้ในการคำนวณหาแรงกระแทกนี้ ซึ่งมีค่าเป็นเปอร์เซ็นต์ที่น้ำหนักบรรทุกจรจะมีค่าเพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงกระแทก ซึ่งถูกเรียกว่าเศษส่วนของแรงกระแทก (impact fraction) หรือ I โดยที่

$$I = \frac{15}{L + 38} \leq 0.30$$

เมื่อ L เป็นความยาวของ spans ที่ถูกกระทำโดยน้ำหนักบรรทุกจร ซึ่งมีหน่วยเป็นเมตร

นอกจากนั้นแล้ว AASHTO ยังได้กำหนดแรงกระทำตามความยาวของสะพานเนื่องจากการหยุดรถด้วยความเร็วบนสะพานไว้เท่ากับ $0.1 \times$ (น้ำหนักบรรทุกจร)

1-5.2.3 แรงลม (Wind Loads)

เมื่อโครงสร้างขวางทางรถเคลื่อนที่ของลม พลังงานจลน์ของลมจะถูกแปลงเป็นพลังงานศักย์ซึ่งก่อให้เกิดแรงลมกระทำกับโครงสร้างนั้น แรงลมจะขึ้นอยู่กับความหนาแน่นและความเร็วของอากาศ มุมที่ลมกระทำกับโครงสร้าง รูปร่างและความแกร่ง (stiffness) ของโครงสร้าง และความหยาบของผิวของโครงสร้าง กรุงเทพมหานครได้ออกข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ. 2522 สำหรับใช้คำนวณออกแบบโครงสร้างเนื่องจากแรงลมดังต่อไปนี้

แรงลมสำหรับส่วนของอาคาร

- ที่สูงไม่เกิน 10 เมตร	50	kg/m ²
- ที่สูงกว่า 10 เมตร แต่ไม่เกิน 20 เมตร	80	kg/m ²
- ที่สูงกว่า 20 เมตร แต่ไม่เกิน 40 เมตร	120	kg/m ²
- ที่สูงกว่า 40 เมตร	160	kg/m ²

โดยทั่วไปแล้ว เราจะคำนวณหาค่าของแรงลมได้โดยใช้วิธีสถิตย (static) หรือวิธีจลน (dynamic) ในวิธี static นั้น ความดันของลมที่เปลี่ยนแปลงไปมาซึ่งเกิดจากการพัดของลมจะถูกประมาณจากความดันของลมเฉลี่ย (Mean wind pressure) ซึ่งกระทำอยู่ทางด้านที่ลมกระทำ (windward) และด้านท้ายลม (leeward) ของโครงสร้าง ความดันของลม q นี้จะถูกหามาได้โดยใช้สมการของพลังงานจลน์ของลมในรูป

$$q = \frac{1}{2} \rho v^2$$

เมื่อ ρ = ความหนาแน่นของอากาศ = 1.2244 kg/m³

v = ความเร็วลม (กิโลเมตร/ชั่วโมง)

หลังจากที่เราแปลงหน่วยต่าง ๆ เราจะได้ว่า

$$q \text{ (kg/m}^2\text{)} = 0.004816 [v \text{ (km/h)}]^2$$

เมื่อ q เป็นความดันของลมที่กระทำอยู่บนพื้นที่เรียบและตั้งฉากกับทิศทางของความเร็วลม

โดยทั่วไปแล้ว ในประเทศสหรัฐอเมริกา ความเร็วลมที่ 160 km/h มักจะถูกนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างที่มีความสูงน้อย ๆ อย่างไรก็ตาม ค่าความเร็วลมที่ถูกต้องจะขึ้นอยู่กับลักษณะภูมิประเทศและสิ่งแวดล้อมรอบโครงสร้างและความสูงของโครงสร้างจากพื้นดิน

ระดับความสูงของโครงสร้างจากพื้นดินนั้นมีความสำคัญมากในการหาความดันลมโดยวิธีนี้ เนื่องจากว่าความเร็วมจะมีค่าสูงขึ้น เมื่อระดับความสูงจากพื้นดินมีค่ามากขึ้น ดังนั้น ตึกที่สูงกว่าจะถูกกระทำโดยความดันลมที่มีค่ามากกว่าตึกที่เตี้ยกว่า หลังจากที่เราทราบค่าความดันของลมเฉลี่ยแล้ว เราจะคูณค่าความดันของลมเฉลี่ยนั้นด้วยค่าสัมประสิทธิ์ต่าง ๆ เพื่อหาความดันลมที่จะใช้ในการออกแบบ p โดยค่าสัมประสิทธิ์เหล่านี้จะประกอบด้วย

1. ค่าสัมประสิทธิ์ความสูงของโครงสร้าง ลักษณะที่ตั้งของโครงสร้าง (exposure) และการกระโชกของลม (wind gust) C_e
2. ค่าสัมประสิทธิ์ความสำคัญของโครงสร้าง I_w
3. ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันลม (pressure coefficient) เนื่องจากจากรูปร่างของโครงสร้าง C_q

สุดท้าย ค่าความดันลม p ที่ได้จะถูกคูณด้วยระยะระหว่างโครงสร้างหลักที่รับแรงลม เพื่อเปลี่ยนหรือถ่ายค่าความดันลมมาเป็นแรงลมที่กระทำต่อโครงสร้างนั้น

1-5.3 การเลือกมาตรฐานและข้อบัญญัติที่ใช้ในการออกแบบ

ค่าน้ำหนักบรรทุกต่าง ๆ ที่กำหนดโดย building code และ specification นั้นเป็นค่าเพียงต่ำสุดที่อนุญาตให้ใช้ในการออกแบบเท่านั้น แต่ในสภาวะความเป็นจริงแล้ว live loads อาจจะมีค่ามากกว่าค่าดังกล่าวมาก เช่น เราอาจจะต้องออกแบบสะพานให้รองรับน้ำหนักบรรทุกจรเผื่อการที่น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อสะพานจะมีค่าเพิ่มขึ้นในอนาคต เป็นต้น ดังนั้น

ในการออกแบบโครงสร้าง วิศวกรผู้ออกแบบจะต้องใช้วิจรณ์ญาณในการประเมินสถานการณ์ให้สอดคล้องกับสภาวะความเป็นจริงด้วย

1-6 ปรัชญาในการออกแบบ (Design Philosophies)

1-6.1 การออกแบบโดยวิธีอีลาสติก

การออกแบบโดยวิธีอีลาสติก (elastic design methods) เป็นวิธีที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างเหล็กที่เข้ามาเป็นเวลาที่ค่อนข้างนานมาแล้ว ในวิธีการนี้ ผู้ออกแบบจะทำการประมาณค่าน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (working loads หรือ service loads) จากนั้น ทำการเลือกหน้าตัดขององค์อาคารต่าง ๆ ของโครงสร้างโดยใช้ค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ (allowable stresses) ที่เหมาะสม ซึ่งจะเป็นค่า yielding stress ของเหล็กหารด้วยส่วนความปลอดภัย (factor of safety) ดังนั้น ในบางครั้ง elastic design มักจะถูกเรียกว่า allowable-stress design หรือ working-stress design

เหตุผลที่เราใช้ค่า factor of safety ในการออกแบบโครงสร้างมีดังนี้

1. เพื่อป้องกันอุบัติเหตุที่ทำให้เกิดการการวิบัติของโครงสร้างที่อาจจะถูกกระทำโดยแรงที่มีขนาดมากกว่าที่ใช้ในการออกแบบไว้ เช่น แรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว เป็นต้น
2. เพื่อที่จะทดแทนความผิดพลาดที่อาจจะเกิดขึ้นได้ในการก่อสร้างหรือประกอบของอาคารของโครงสร้าง
3. เพื่อที่จะทดแทนองค์อาคารของโครงสร้างที่อาจจะเกิดการเสื่อมสภาพเนื่องจากการกัดเซาะ การผุกร่อน และการย่อยสลาย ในช่วงอายุการใช้งานของโครงสร้างหรือเครื่องจักรนั้น
4. เพื่อที่จะทดแทนความแปรผันของคุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ทำโครงสร้างเช่น วัสดุที่ใช้ อาจจะมีความบกพร่องขนาดเล็ก ๆ ภายในวัสดุ ซึ่งทำให้คุณสมบัติทางกลต่ำกว่าที่เราใช้ในการออกแบบ เป็นต้น

1-6.2 การออกแบบโดยวิธีพลาสติก

การออกแบบโดยวิธีพลาสติก (plastic design methods) เป็นวิธีที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างเหล็กที่มีพื้นฐานมาจากการที่เหล็กมี ductility ที่สูง ดังนั้น เหล็กจึงมีกำลังสำรองในการต้านทานต่อแรงกระทำเมื่อเหล็กมีพฤติกรรมเลยช่วง elastic ไปแล้ว ในวิธีการนี้ ผู้ออกแบบจะทำการประมาณค่าน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (working loads หรือ service loads) จากนั้น คุณค่าน้ำหนักบรรทุกดังกล่าวด้วยค่า factor of safety และโครงสร้างจะถูกออกแบบใช้พื้นฐานของกำลังที่จุดวิบัติของเหล็ก ดังนั้น ในบางครั้ง plastic design จะถูกเรียกว่า collapse design

1-6.3 Load and Resistance Factor Design

ในปี 1986 American Institute of Steel Construction (AISC) ได้นำเสนอวิธีการออกแบบโครงสร้างเหล็กขึ้นมาอีกวิธีการหนึ่งคือ Load and Factor Resistance Design หรือ LRFD ซึ่งเป็นวิธีการออกแบบโดยใช้ Limit states of strength ของวัสดุและ serviceability ของโครงสร้างร่วมกับการพิจารณาความปลอดภัยของโครงสร้างทางสถิติ

วิธี LRFD นี้มีส่วนคล้ายคลึงกับวิธี plastic design ในแง่ของการพิจารณาถึงกำลังของของโครงสร้างที่จุดวิบัติ โดยที่ loads จะถูกคูณด้วยค่า load factors ที่มีค่ามากกว่า 1.0 (ซึ่งพิจารณาถึงความไม่แน่นอนของการประมาณค่าของ loads) และค่ากำลังขององค์อาคารต่าง ๆ ของโครงสร้างจะต้องถูกหารด้วยค่า resistance factor (ซึ่งพิจารณาถึงความไม่แน่นอนของคุณสมบัติของวัสดุและขนาดของหน้าตัดขององค์อาคารของโครงสร้าง) หรือ

$$\text{Design strength} \geq \text{Summation of the factored load effects}$$

โดยทั่วไปแล้ว วิธี LRFD จะให้น้ำหนักของโครงสร้างที่มีขนาดเล็กกว่าวิธี elastic design โดยเฉพาะในกรณีที่ live loads มีค่าน้อย เมื่อเทียบกับ dead loads

1-7 การวิบัติของโครงสร้าง

ในการออกแบบโครงสร้าง ผู้ออกแบบจะทำการเลือกขนาดขององค์อาคารของโครงสร้างที่มีกำลังเพียงพอที่จะต้านทานต่อแรงกระทำโดยไม่ให้เกิดการวิบัติของโครงสร้าง แต่การวิบัติของโครงสร้างที่พบเห็นโดยส่วนใหญ่มักจะเกิดจากสาเหตุอื่น ๆ เช่น

1. การให้รายละเอียดของจุดเชื่อมต่อ (connections) ที่ไม่ถูกต้อง
2. การค้ำยันที่ไม่ถูกต้อง
3. การโก่งตัวที่มากเกินไป
4. ความผิดพลาดในการก่อสร้าง
5. การทรุดตัวของฐานราก เป็นต้น

การให้รายละเอียดของจุดเชื่อมต่อที่ไม่ถูกต้องนั้น อาจเกิดจากความเลินเล่อของผู้ออกแบบหรือการที่ผู้ออกแบบไม่มีความรู้ความเข้าใจที่เพียงพอ ทำให้ลืมให้แรงกระทำที่เหมาะสมต่อจุดเชื่อมต่อในขณะออกแบบ เช่น ในการออกแบบจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและฐานรองรับคอนกรีตโดยไม่พิจารณาถึงผลของการเยื้องศูนย์ของแรงที่ถ่ายจากคอนกรีตลงบนฐาน เป็นต้น

โครงสร้าง โดยเฉพาะโครงสร้างเหล็กแบบ statically determinate จะต้องมีการค้ำยันโครงสร้างเนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้างที่พอเพียง เพื่อให้โครงสร้างมีเสถียรภาพมากขึ้น ถ้าการค้ำยันมีลักษณะที่ไม่ถูกต้องแล้ว โครงสร้างอาจจะพังลงมาได้โดยง่าย

การโก่งตัวที่มากเกินไปของคานที่รองรับผนังก่ออิฐจะทำให้ผนังดังกล่าวเกิดการแตกร้าวได้ หรือในอีกกรณีหนึ่งถ้าผนังก่ออิฐถูกก่อกั้นขึ้นชนท้องคานและคานดังกล่าวมีการโก่งตัวที่มากเกินไปแล้ว ผนังก่ออิฐก็อาจจะเกิดการแตกร้าวเนื่องจากแรงที่ถ่ายจากคานลงสู่ผนังได้

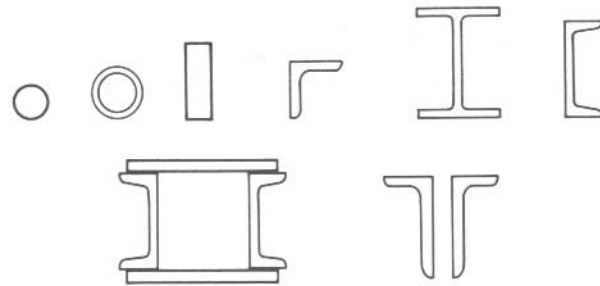
การทรุดตัวของฐานรากเป็นสาเหตุหลักที่พบบ่อยมากที่สุดที่ทำให้โครงสร้างเกิดการแตกร้าวและเกิดการวิบัติ การทรุดตัวที่ไม่เท่ากันของฐานรากของโครงสร้างแบบ statically determinate มักจะไม่ทำให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างมากนัก เนื่องจากโครงสร้างแบบนี้จะไม่มีการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเมื่อฐานรากเกิดการทรุดตัว ดังนั้นโครงสร้างแบบ statically indeterminate จึงเหมาะสมที่จะใช้เมื่อสภาวะของดินหรือฐานรากมีลักษณะที่ไม่ดี ในทางตรงกันข้ามถ้าฐานรากของโครงสร้างแบบ statically determinate เกิดการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันเพียงเล็กน้อยแล้ว องค์อาคารของโครงสร้างดังกล่าวจะถูกกระทำโดยหน่วยแรงที่มีค่าที่สูงมาก และอาจจะนำไปสู่การวิบัติของโครงสร้างได้

บทที่ 2

องค์อาคารรับแรงดึง

2-1 บทนำ

องค์อาคารรับแรงดึง (tension member) เป็นองค์อาคารของโครงสร้างที่รับแรงดึงในแนวแกน ซึ่งมักพบในโครงสร้างของสะพาน โครงข้อหมุน (trusses) หอคอย (towers) ระบบค้ำยันของอาคาร (bracing system) เหล็กท่อนกันโก่ง (sag rods) และตัวแขวน (hangers) รูปที่ 2-1 แสดงรูปร่างหน้าตัดแบบต่าง ๆ ขององค์อาคารรับแรงดึงที่มักพบเห็นโดยทั่วไป



รูปที่ 2-1

ถ้าแรงดึง T กระทำในแนวแกนและผ่านจุด centroid ขององค์อาคารแล้ว หน่วยแรงดึง (tensile stress) ที่เกิดขึ้นจะมีกระจายอย่างสม่ำเสมอทั่วทั้งพื้นที่หน้าตัด A ขององค์อาคาร และค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงดึง f_t จะหาได้จากสมการ

$$f_t = \frac{T}{A}$$

การออกแบบขององค์อาคารรับแรงดึงกระทำได้ง่าย เนื่องจากไม่มีปัญหาเกี่ยวกับการโก่งเดาะ (buckling) เข้ามาเกี่ยวข้อง ผู้ออกแบบจะหาพื้นที่หน้าตัดขององค์อาคารได้โดยการหาค่าแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นและหารด้วยหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ (allowable tensile stress) และสุดท้าย ทำการเลือกขนาดหน้าตัดขององค์อาคาร

2-2 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ (Allowable Tensile Stresses)

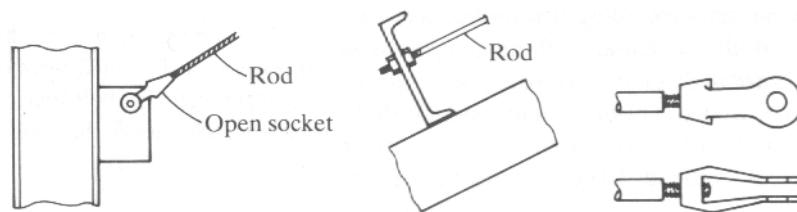
มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ F_t ขององค์อาคารรับแรงดึงไว้ดังที่แสดงในตารางที่ 1-1 ดังนี้

ตารางที่ 1-1 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ขององค์อาคารรับแรงดึง (มาตรฐาน ว.ส.ท.)

เงื่อนไข	หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ (kg/cm^2)
สำหรับพื้นที่หน้าตัดสุทธิ ยกเว้นที่รูหมุด (pin holes)	$F_t = 0.60F_y$ แต่ต้องไม่เกิน $F_t = 0.50F_u$
สำหรับพื้นที่หน้าตัดสุทธิที่วัดผ่านรูหมุด ตาไก่ (eye bars) และข้อต่อแบบหมุนได้ (pin connection)	$F_t = 0.45F_y$
สำหรับองค์อาคารรับแรงดึงเป็นแท่งเหล็กที่มีการกัดเกลียว (threaded steel rods) ดังที่แสดงในรูปที่ 2-2 โดยพื้นที่ของเกลียวหาได้จากสมการ $0.7854 \left[D - \frac{2.475}{n} \right]^2$ เมื่อ D เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางที่ปลายเกลียว มีหน่วยเป็น ซม. และ n เป็นจำนวนเกลียวต่อหนึ่งเซนติเมตร	$F_t = 0.6F_y$

สาเหตุที่ต้องใช้หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ต่างกันสำหรับองค์อาคารรับแรงดึงที่ไม่มีรูเจาะและมีรูเจาะนั้นเนื่องจากว่า

1. องค์อาคารรับแรงดึงที่ทำด้วยเหล็กเหนียวและไม่มีรูเจาะจะมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างมากเมื่อถูกกระทำโดยหน่วยแรงดึงที่สูงมากกว่า yielding stress ซึ่งจะทำให้้องค์อาคารรับแรงดึงดังกล่าวหมดประโยชน์การใช้งานได้ ดังนั้น หน่วยแรงดัก (yielding stress) จึงถูกใช้ในการกำหนดค่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ขององค์อาคารรับแรงดึงดังกล่าว โดยที่มีส่วนความปลอดภัย (safety factor) เท่ากับ 1.67
2. เมื่อองค์อาคารรับแรงดึงที่ทำด้วยเหล็กเหนียวและมีรูเจาะถูกกระทำโดยแรงดึงแล้ว หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นที่บริเวณขอบของรูเจาะจะมีค่ามากกว่าค่าหน่วยแรงดึงเฉลี่ยที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดถึง 3 เท่า ดังนั้น การดัก (yield) ของเหล็กจะเริ่มที่บริเวณดังกล่าวและนำไปสู่การวิบัติขององค์อาคาร แต่เนื่องจากว่ารูเจาะมักจะมีขนาดเล็กเมื่อเทียบกับความยาวทั้งหมดขององค์อาคารขององค์อาคาร การเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่เกิดขึ้นจึงมีค่าน้อยมาก ดังนั้น ค่าหน่วยแรงประลัย (ultimate stress) ของเหล็กจึงถูกใช้ในการกำหนดค่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ขององค์อาคารรับแรงดึงดังกล่าว โดยที่มี safety factor เท่ากับ 2.0



รูปที่ 2-2

2-3 พื้นที่หน้าตัดสุทธิ (Net Areas)

เมื่อองค์อาคารเหล็กรับแรงดึงถูกเจาะรูแล้ว พื้นที่หน้าตัดขององค์อาคารที่หน้าตัดดังกล่าวจะมีค่าลดลงและจะทำให้้องค์อาคารดังกล่าวมีกำลังรับแรงดึงลดลงด้วย นอกจากนั้นแล้ว เนื่องจากความเข้มของหน่วยแรง (stress concentration) ที่เกิดขึ้นในบริเวณรูเจาะ การกระจายของหน่วยแรงดึงที่หน้าตัดดังกล่าวก็จะมีค่าไม่คงที่สม่ำเสมอในช่วงที่เหล็กมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) คือจะมีค่าสูงกว่าค่าเฉลี่ยประมาณ 3 เท่า อย่างไรก็ตาม เมื่อเหล็กบริเวณรูเจาะดังกล่าวถูกกระทำโดยแรงที่มากพอจนทำให้หน่วยแรงที่บริเวณดังกล่าวเกินจุด yielding ไปแล้ว หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะมีการกระจายของหน่วยแรงขึ้นใหม่ ซึ่งที่จุดวิบัติขององค์อาคาร เราจะพิจารณาให้การกระจายของหน่วยแรงที่บริเวณดังกล่าวเป็นแบบการกระจายสม่ำเสมอได้

พื้นที่หน้าตัดสุทธิ A_n มีค่าเท่ากับพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด A_g ขององค์อาคารลบด้วยพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของรูเจาะ A_{hole} หรือ

$$A_n = A_g - A_{hole}$$

โดยที่

$$A_{hole} = t \sum_{i=1}^n (d_i + 3 \text{ mm})$$

t เป็นความหนาขององค์อาคาร

d_i เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของสลักเกลียวตัวที่ i

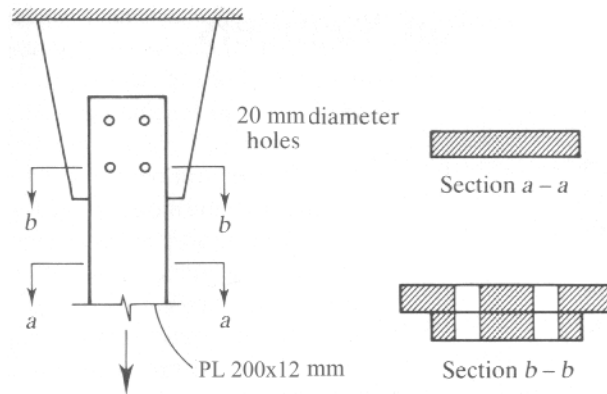
n เป็นจำนวนทั้งหมดของสลักเกลียวที่อยู่บนหน้าตัดที่กำลังพิจารณา

ระยะ 3 mm ที่บวกเข้ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของสลักเกลียวนั้น มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดขึ้นมาโดยคำนึงถึงความเสี่ยงภัยที่เกิดขึ้นในตัวเหล็กเนื่องจากการเจาะรูและเพื่อความสะดวกในการใส่สลักเกลียวเข้าสู่รูเจาะ

อย่างไรก็ตาม จากการทดสอบพบว่า กำลังรับแรงดึงขององค์อาคารรับแรงดึงจะมีค่าลดลงประมาณ 15% ของกำลังรับแรงดึงสูงสุด ถึงแม้ว่าพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของรูเจาะจะมีค่าน้อยมากก็ตาม ดังนั้น มาตรฐาน ว.ส.ท. จึงกำหนดให้พื้นที่หน้าตัดสุทธิจะมีค่าได้ไม่เกิน 85% ของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดหรือ

$$A_n \leq 0.85A_g$$

พิจารณารูปที่ 2-3 เราจะหาพื้นที่หน้าตัดขององค์อาคารรับแรงดึงได้ดังนี้



รูปที่ 2-3

พื้นที่หน้าตัด section $a-a$ ซึ่งเรียกว่า พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด (gross area) หรือ A_g โดยที่

$$A_g = 1.2(20.0) = 24.0 \text{ cm}^2$$

พื้นที่หน้าตัด section $b-b$ ซึ่งเรียกว่า พื้นที่หน้าตัดสุทธิ (net area) หรือ A_n โดยที่

$$A_n = 24.0 - 2(2.0) = 20.0 \text{ cm}^2$$

เกณฑ์การคำนวณตามมาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้ $A_n \leq 0.85A_g = 0.85(24.0) = 20.4 \text{ cm}^2$
 ดังนั้น เนื่องจาก A_n ที่คำนวณได้มีค่าน้อยกว่ามาตรฐาน ว.ส.ท. ดังนั้น

$$A_n = 20.0 \text{ cm}^2$$

ตัวอย่างที่ 2-1

จงหาแรงดึงในแผ่นเหล็ก (steel plate) ขนาดกว้าง 20 cm ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 2-1 โดยให้ขนาดของหมุดที่ใช้มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 19 mm ถ้าเหล็กที่ใช้เป็นเหล็กเป็นเหล็กตามมาตรฐาน มอก.55-2516 $F_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ และ $F_u = 3,900 \text{ kg/cm}^2$ ถ้าสมมุติให้หมุดที่จัดไว้มีกำลังเพียงพอที่จะต้านทานต่อแรงดึง

พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด

$$A_g = 20(0.9) = 18.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของรูเจาะ} = 19 + 3 = 22 \text{ mm}$$

เนื่องจากแผ่นเหล็กขนาดหนา 9 mm จะเป็นแผ่นเหล็กที่จะขาดก่อนแผ่นเหล็กขนาดหนา 6 mm สองแผ่น ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดสุทธิ

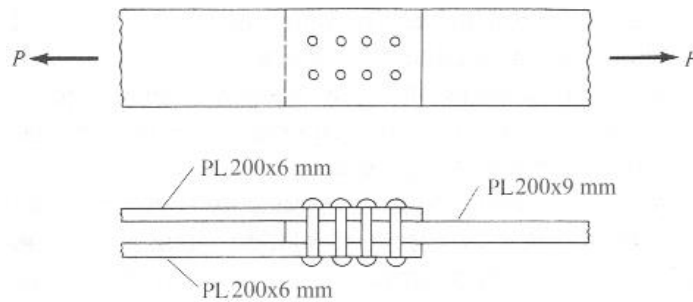
$$A_n = [20 - 2(2.2)(0.9)] = 14.0 \text{ cm}^2 < 0.85A_g = 15.3 \text{ cm}^2$$

แรงดึงที่แผ่นเหล็กรับได้จะเป็นค่าที่น้อยกว่าระหว่างค่า T_g และ T_n

$$T_g = 0.60F_y A_g = 0.60(2,400)(18.0) = 25,920 \text{ kg}$$

$$T_n = 0.50F_u A_n = 0.50(3,900)(14.0) = 27,300 \text{ kg}$$

ดังนั้น แผ่นเหล็กจะมีกำลังรับแรงดึงเท่ากับ 25,920 kg



รูปที่ Ex 2-1

ตัวอย่างที่ 2-2

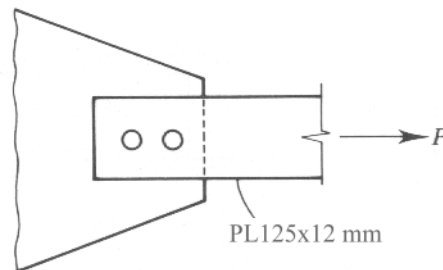
จงหาแรงดึง T สูงสุดที่ยอมให้กระทำต่อแผ่นเหล็ก ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 2-2 เมื่อเหล็กที่ใช้เป็นเหล็กตามมาตรฐาน มอก.55-2516 และให้สลักเกลียวขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 22 mm สมมุติให้สลักเกลียวที่จัดไว้มีกำลังเพียงพอที่จะต้านทานต่อแรงดึง

ตรวจสอบแรงดึงที่เกิดขึ้นบนพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด A_g ของแผ่นเหล็ก

$$A_g = 12.5(1.2) = 15.0 \text{ cm}^2$$

$$F_t = 0.60F_y = 0.60(2,400) = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = A_g F_t = 15.0(1,440) = 21,600 \text{ kg}$$



รูปที่ Ex 2-2

ตรวจสอบแรงดึงที่เกิดขึ้นบนพื้นที่หน้าตัดสุทธิ A_n ของแผ่นเหล็ก

$$\text{เส้นผ่าศูนย์กลางของรูเจาะ} = 2.2 + 0.3 = 2.5 \text{ cm}$$

$$A_n = 1.2(12.5 - 2.5) = 12.0 \text{ cm}^2 < 0.85A_g = 12.75 \text{ cm}^2$$

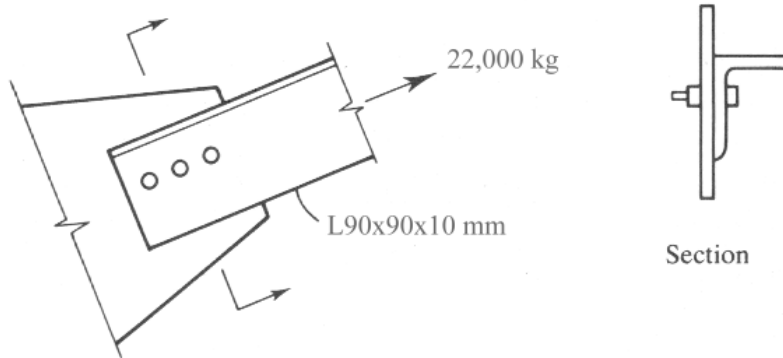
$$F_t = 0.50F_u = 0.50(3,900) = 1,950 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = A_n F_t = 12.0(1,950) = 23,400 \text{ kg}$$

เนื่องจากแรงดึงที่เกิดขึ้นบนพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของแผ่นเหล็กมีค่าน้อยกว่าแรงดึงที่เกิดขึ้นบนพื้นที่หน้าตัดสุทธิของแผ่นเหล็ก ดังนั้น แรงดึงสูงสุดที่ยอมให้กระทำต่อแผ่นเหล็กมีค่าเท่ากับ 21,600 kg

ตัวอย่างที่ 2-3

จงตรวจสอบว่าองค์อาคารรับแรงดึงดังที่แสดงในรูปที่ Ex 2-3 สามารถรับแรงดึง 22,000 kg ได้อย่างปลอดภัยหรือไม่ เมื่อเหล็กเป็นเหล็ก Fe24 ตามมาตรฐาน มอก.116-2529 $F_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ และ $F_u = 4,100 \text{ kg/cm}^2$ และให้สลักเกลียวขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 22 mm สมมติให้สลักเกลียวที่จัดไว้มีกำลังเพียงพอที่จะต้านทานต่อแรงดึง



รูปที่ Ex 2-3

ตรวจสอบหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นบนพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด A_g

หน่วยแรงดึงที่ยอมให้บนพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด A_g

$$F_t = 0.60F_y = 0.60(2,400) = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

จากตารางหน้าตัดเหล็ก พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กฉาก L90x90x10 มีค่าเท่ากับ 17.0 cm^2

$$f_t = \frac{P}{A_g} = \frac{22,000}{17.0} = 1,294.1 \text{ kg/cm}^2 < F_t \quad \text{O.K.}$$

ตรวจสอบหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นบนพื้นที่หน้าตัดสุทธิ A_n

หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นบนพื้นที่หน้าตัดสุทธิ A_n

$$F_t = 0.50F_u = 0.50(4,100) = 2,050 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_n = A_g - (\text{ความหนา} \times \text{เส้นผ่าศูนย์กลางรูเจาะ})$$

$$A_n = 17.0 - 1.0(2.2 + 0.3) = 14.5 \text{ cm}^2 > 0.85A_g = 14.45 \text{ cm}^2$$

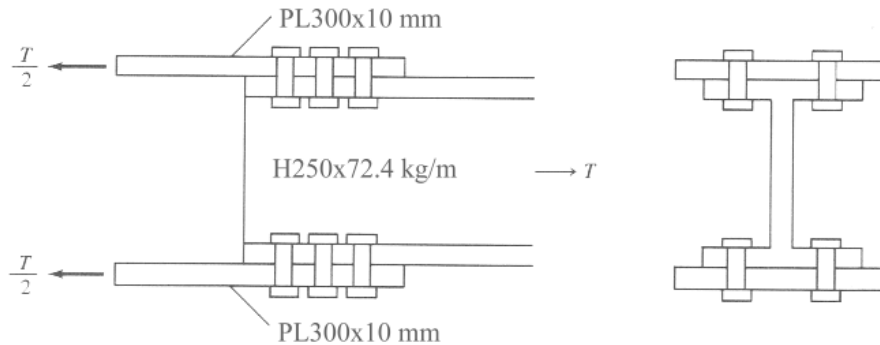
ดังนั้น $A_n = 14.45 \text{ cm}^2$

$$f_t = \frac{P}{A_n} = \frac{22,000}{14.45} = 1,522.5 \text{ kg/cm}^2 < F_t \quad \text{O.K.}$$

ดังนั้น องค์อาคารรับแรงดึงนี้สามารถรับแรงดึงขนาด 22,000 kg ได้อย่างปลอดภัย

ตัวอย่างที่ 2-4

กำหนดให้องค์อาคารรับแรงดึง W250x72.4kg/m ถูกเชื่อมต่อเข้ากับแผ่นเหล็ก PL300x10mm ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 2-4 ถ้าแผ่นเหล็กถูกเชื่อมเข้ากับองค์อาคารรับแรงดึงด้วยสลักเกลียวเกลียวขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 19 mm สองแถวต่อหนึ่งแผ่นเหล็ก จงหาค่าแรงดึงสูงสุดที่แผ่นเหล็กจะรองรับได้ เมื่อแผ่นเหล็กเป็นเหล็กตามมาตรฐาน มอก.55-2516 และสมมติให้สลักเกลียวที่จัดไว้มีกำลังเพียงพอที่จะต้านทานต่อแรงดึง



รูปที่ Ex 2-4

ถ้าหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นบนพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กแผ่นควบคุม

$$A_g = 2(30)(1.0) = 60.0 \text{ cm}^2$$

$$F_t = 0.60F_y = 0.60(2,400) = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = A_g F_t = 60.0(1,440) = 86,400 \text{ kg}$$

ถ้าหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นบนพื้นที่หน้าตัดสุทธิของเหล็กแผ่นทั้งสองควบคุม

$$A_n = 2[30(1.0) - 2(1.9 + 0.3)] = 51.2 \text{ cm}^2 > 0.85A_g = 51.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{ดังนั้น } A_n = 51.0 \text{ cm}^2$$

$$F_t = 0.50F_u = 3,900 = 1,950 \text{ kg/cm}^2$$

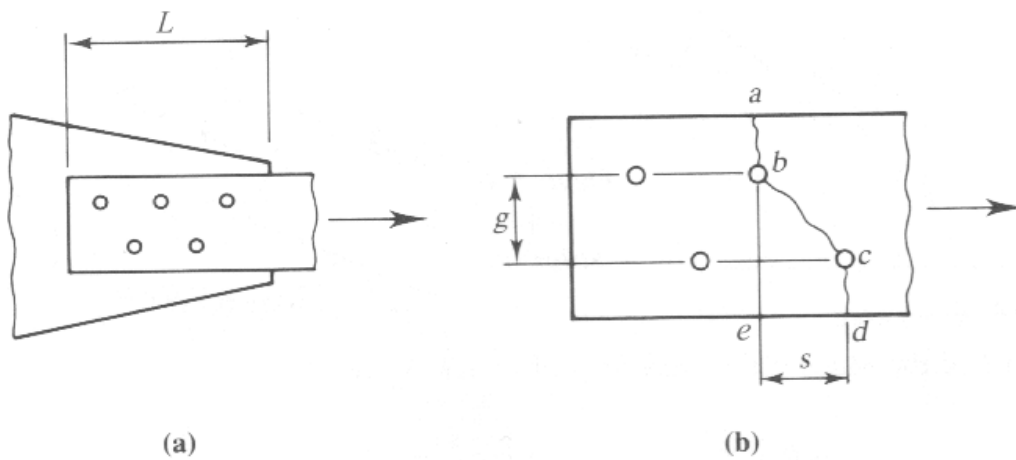
$$T = A_n F_t = 51.0(1,950) = 99,450 \text{ kg}$$

ดังนั้น หน่วยแรงดึงของแผ่นเหล็กมีค่าเท่ากับ 86,400 kg

2-4 การเจาะรูแบบซิกแซก (Staggered Hole)

ในกรณีที่สลักเกลียวมีการจัดเรียงตัวอยู่ในแนวเดียวกัน ดังที่แสดงในรูปที่ 2-3 เราจะหาพื้นที่สุทธิของจุดเชื่อมต่อได้โดยง่าย แต่ถ้าที่ว่างในการจัดเรียงสลักเกลียวมีไม่พอเพียงแล้ว เราจำเป็นต้องจัดเรียงสลักเกลียวมากกว่าหนึ่งแถวและสลับไปมา (zigzag) เพื่อที่จะทำให้ได้พื้นที่หน้าตัดสุทธิ (net area) สูงสุด

พิจารณาจุดเชื่อมต่อขององค์อาคารรับแรงดึง ดังที่แสดงในรูปที่ 2-4a แนวการวิบัติขององค์อาคารอาจเกิดขึ้นได้ 2 กรณีคือ ในแนว *abe* และในแนว *abcd* ดังที่แสดงในรูปที่ 2-4b โดยค่าความยาวที่น้อยกว่าจะถูกใช้ในการคำนวณหาพื้นที่สุทธิวิกฤติขององค์อาคาร ซึ่งจากรูป เราจะเห็นได้ว่า ความยาวของหน้าตัดในแนว *abe* จะหามาได้โดยง่าย แต่ความยาวของหน้าตัดในแนว *abcd* จะหาได้ยากกว่า นอกจากนั้นแล้ว เหล็กในแนว *bc* ไม่ได้ถูกกระทำโดยหน่วยแรงดึงเพียงแรงเดียว แต่จะถูกกระทำโดยหน่วยแรงดึงและหน่วยแรงเฉือนร่วมกัน ดังนั้น เพื่อความสะดวก มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้ใช้สมการ $s^2 / 4g$ เป็นตัวปรับแก้ความกว้างสุทธิของหน้าตัดที่มีการเจาะรูแบบสลับไปมา (zigzag)



รูปที่ 2-4

ในกรณีที่องค์อาคารรับแรงดึงมีการเจาะรูแบบ zigzag จำนวน n แถว มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้ความกว้างสุทธิ w_n หาได้จากสมการ

$$w_n = w_g - \sum_{i=1}^n d_i + \sum_{i=1}^n \frac{s_i^2}{4g_i}$$

โดยที่ w_g เป็นความกว้างทั้งหมดของแผ่นเหล็ก

d_i เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของรูเจาะมีค่าเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของสลักเกลียวตัวที่ i บวก 3 mm

$\sum_{i=1}^n d_i$ เป็นผลรวมของเส้นผ่าศูนย์กลางของรูเจาะที่อยู่บนหน้าตัดที่ zigzag ดังกล่าว

s เป็นระยะห่างของรูเจาะสองรูในแนวแรง (pitch distance)

g เป็นระยะห่างของรูเจาะสองรูในแนวตั้งฉากกับแรง (gage distance)

เทอม $\sum_{i=1}^n \frac{s_i^2}{4g_i}$ เป็นตัวปรับความกว้างสุทธิเนื่องจากการเจาะรูแบบ zigzag

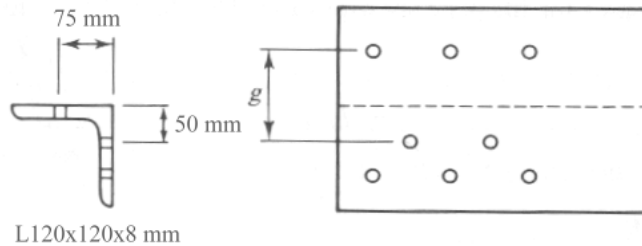
โดยทั่วไปแล้ว ในการคำนวณหาพื้นที่หน้าตัดสุทธินี้ เราจะต้องพิจารณาให้ครอบคลุมโอกาสที่จะเกิดการวิบัติมากที่สุดเท่าที่จะทำได้ แล้วทำการเลือกค่าน้อยที่สุดเป็นพื้นที่หน้าตัดสุทธิวิกฤติ

สำหรับเหล็กฉาก (steel angles) ซึ่งมีรูเจาะอยู่บนขาทั้งสองของเหล็กฉาก ดังที่แสดงในรูปที่ 2-5 เราจะหาพื้นที่สุทธิได้โดยการคลี่เหล็กฉากออกและทำการวิเคราะห์ในลักษณะเดียวกับที่ได้กล่าวไปแล้ว โดยที่ความกว้างทั้งหมด w_g จะมีค่าเท่ากับผลรวมของความกว้างของขาเหล็กฉากทั้งสองลบด้วยความหนาของเหล็กฉาก ซึ่งจากรูปที่ 2-5 เราจะได้ว่า

$$w_g = 120 + 120 - 8 = 232 \text{ mm}$$

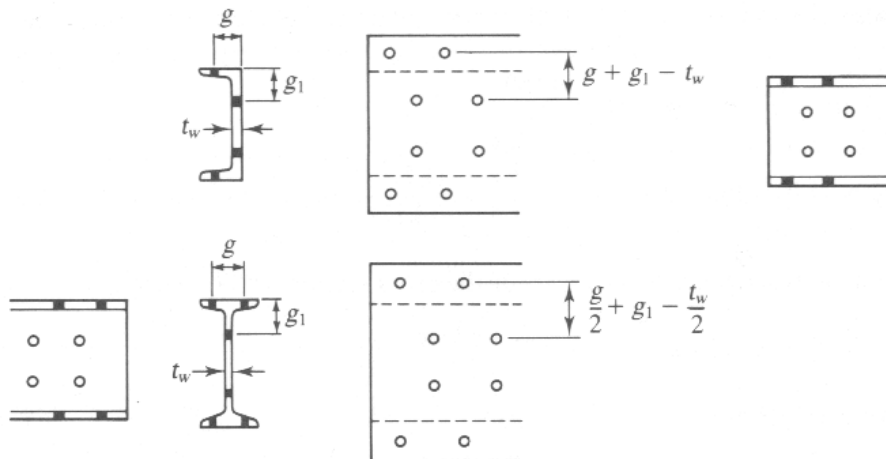
และค่า gage line g ที่วัดผ่านฉากของขาทั้งสองของเหล็กฉากจะมีค่าเท่ากับผลรวมของระยะ gage line ของรูเจาะทั้งสองลบด้วยความหนาของเหล็กฉากหรือ

$$g = 75 + 50 - 8 = 117 \text{ mm}$$



รูปที่ 2-5

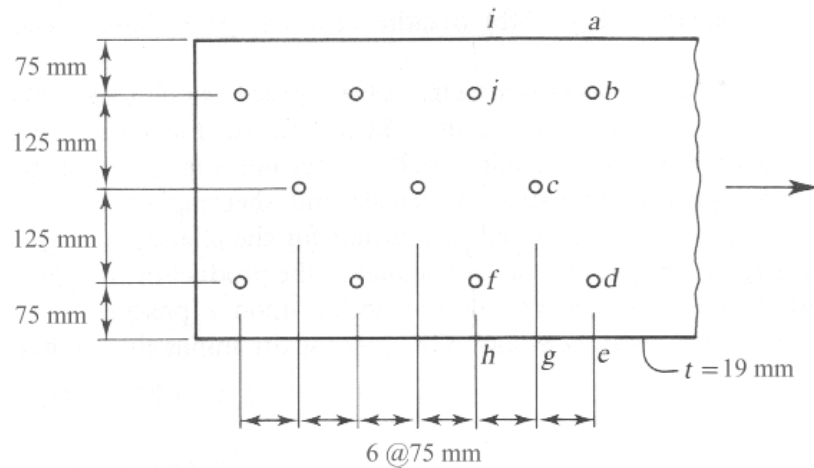
ในกรณีของหน้าตัดมาตรฐานอื่น ๆ นอกจากหน้าตัดฉาก เราสามารถใช้แนวคิดที่กล่าวไปแล้วในการค่าพื้นที่หน้าตัดของเหล็กทรงน้ำและเหล็กรูป I ได้ ดังที่แสดงในรูปที่ 2-6



รูปที่ 2-6

ตัวอย่างที่ 2-5

จงหาพื้นที่หน้าตัดสุทธิ (net area) ของแผ่นเหล็ก ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 2-5 เมื่อเส้นผ่าศูนย์กลางของสลักเกลียวที่จะใช้ยึดแผ่นเหล็กมีค่าเท่ากับ 19 mm



รูปที่ Ex 2-5

หน้าตัดที่วิกฤติในกรณีนี้ควรอยู่บน line *abde* หรือ *abcde*

เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของรูเจาะ = $1.9 + 0.3 = 2.2 \text{ mm}$

$$abde = 40 - 2(2.2) = 36.6 \text{ cm}$$

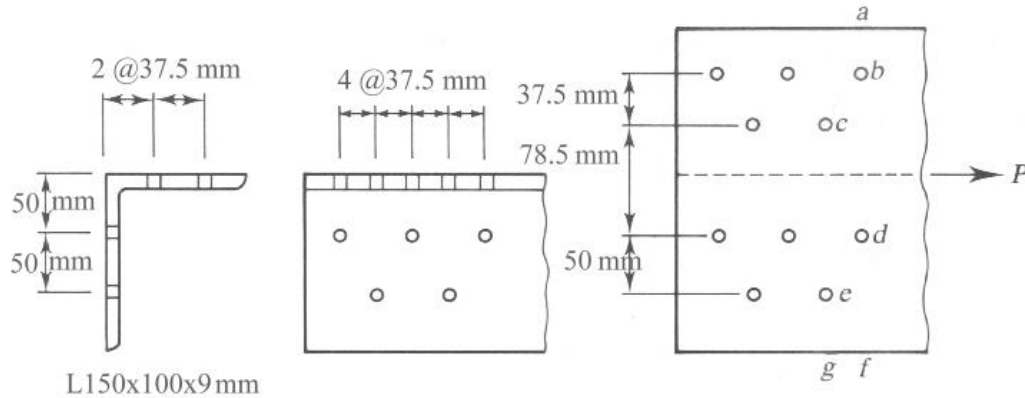
$$abcde = 40 - 3(2.2) + \frac{2(7.5)^2}{4(12.5)} = 35.65 \text{ cm}$$

ดังนั้น line *abcde* จะเป็นหน้าตัดที่วิกฤติของแผ่นเหล็กและพื้นที่หน้าตัดสุทธิมีค่าเท่ากับ

$$35.65(1.9) = 67.73 \text{ cm}^2$$

ตัวอย่างที่ 2-6

จงหาค่าแรงดึงที่ยอมให้ (allowable tensile load) ของเหล็กฉาก ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 2-6 กำหนดให้สลักเกลียวที่ใช้ มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 16 mm และเหล็กที่ใช้เป็นเหล็ก Fe 24 ตามมาตรฐาน มอก.116-2529 $F_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ และ $F_u = 4,100 \text{ kg/cm}^2$ สมมุติให้สลักเกลียวที่จัดไว้มีกำลังเพียงพอที่จะต้านทานต่อแรงดึง



รูปที่ Ex 2-6

พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของ L150×100×9 mm

$$A_g = 21.84 \text{ cm}^2$$

คำนวณหาพื้นที่หน้าตัดสุทธิ

ความกว้างทั้งหมดของเหล็กฉากที่ถูกคลี้ออก

$$w_g = 15 + 10 - 0.9 = 24.1 \text{ cm}$$

เส้นผ่าศูนย์กลางของรูเจาะ

$$d_i = 1.6 + 0.3 = 1.9 \text{ mm}$$

หน้าตัดที่วิกฤติในกรณีนี้ควรอยู่บน line *abdf* หรือ *abceg* หรือ *abcdeg*

$$abdf = 24.1 - 2(1.9) = 20.3 \text{ cm}$$

$$abceg = 24.1 - 3(1.9) + \frac{3.75^2}{4(3.75)} = 19.3 \text{ cm}$$

เนื่องจาก 1/10 ของแรงกระทำทั้งหมดจะถูกรองรับโดยสลักเกลียวที่ *d* ดังนั้น พื้นที่หน้าตัดสุทธิบน line *abceg* จะรับแรงกระทำเพียง 9/10 ของแรงกระทำเท่านั้น ดังนั้น ความกว้างสุทธิของ line *abceg* จะต้องถูกคูณด้วย 10/9 เพื่อให้ได้พื้นที่หน้าตัดสุทธิซึ่งรับแรงกระทำทั้งหมด ดังนั้น

$$abceg = 19.3(10/9) = 21.4 \text{ cm}$$

$$abcdeg = 24.1 - 4(1.9) + \frac{3.75^2}{4(3.75)} + \frac{3.75^2}{4(7.85)} + \frac{3.75^2}{4(5.0)} = 18.59 \text{ cm}$$

ดังนั้น กรณี *abcdeg* จะเป็นตัวควบคุมและพื้นที่หน้าตัดสุทธิจะมีค่าเท่ากับ

$$A_n = 0.9(18.59) = 16.73 \text{ cm}^2 < 0.85A_g = 18.56 \text{ cm}^2$$

ถ้าหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นบนพื้นที่หน้าตัดสุทธิควบคุม

$$F_t = 0.50F_u = 0.50(4,100) = 2,050 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = A_n F_t = 16.75(2,050) = 34,290 \text{ kg}$$

ถ้าหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นบนพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดควบคุม

$$F_t = 0.60 F_y = 0.60(2,400) = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = A_g F_t = 21.84(1,440) = 31,450 \text{ kg}$$

ดังนั้น ค่า allowable tensile load ของเหล็กฉากมีค่าเท่ากับ 31,450 kg

2-5 การออกแบบองค์อาคารรับแรงดึง

ในการออกแบบองค์อาคารรับแรงดึงนั้น ผู้ออกแบบมีอิสระในการเลือกรูปหน้าตัดที่จะนำมาใช้ แต่ผู้ออกแบบควรที่จะคำนึงถึงปัจจัยเหล่านี้ด้วย

1. หน้าตัดขององค์อาคารควรเป็นหน้าตัดที่มีความอัดแน่น (compact)
2. ขนาดและรูปร่างขององค์อาคารควรเหมาะสมกับขนาดและรูปร่างขององค์อาคารอื่น ๆ ของโครงสร้าง
3. ควรให้มีการเชื่อมต่อขององค์อาคารกับองค์อาคารอื่นของโครงสร้างให้มากที่สุด เพื่อลด shear lag

พื้นที่หน้าตัดสุทธิ A_n ขององค์อาคารที่รับแรงดึง T จะหาได้จากสมการ

$$A_n = \frac{T}{F_t}$$

โดยที่ F_t หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ขององค์อาคารรับแรงดึงและ A_n จะต้องไม่ค่าไม่เกิน 85% ของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด A_g

เพื่อป้องกันการตกท้องช้าง (sag) การสั่นสะเทือน (vibration) หรือการแกว่งทางด้นข้างขององค์อาคารรับแรงดึง ดังนั้น ASD specification จึงกำหนดให้อัตราส่วนความขลุ่ย (slenderness ratio) ขององค์อาคารรับแรงดึงมีค่าดังนี้

$$\text{สำหรับองค์อาคารหลัก (main member)} \quad \frac{L}{r} \leq 240$$

$$\text{สำหรับองค์อาคารรอง (secondary member) และค้ำยัน (bracing)} \quad \frac{L}{r} \leq 300$$

โดยที่ L เป็นความยาวขององค์อาคารรับแรงดึงและ $r = \sqrt{I/A}$ เป็นค่าที่น้อยที่สุดของ radius of gyration ของหน้าตัดขององค์อาคารของโครงสร้างดังกล่าว

ตัวอย่างที่ 2-7

กำหนดให้องค์อาคารหลักรับแรงดึงของโครงข้อหมุนยาว 1.75m ถูกกระทำโดยแรงดึง 30,000kg และถูกเชื่อมต่อด้วยสลักเกลียวขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 22mm แบบแถวเดียว จงหาขนาดขององค์อาคารดังกล่าวที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า โดยใช้เหล็กแผ่นตามมาตรฐาน มอก. 55-2516 ซึ่งมี $F_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ และ $F_u = 3,900 \text{ kg/cm}^2$

พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดขององค์อาคารที่ต้องใช้ในการต้านทานต่อแรงดึง

$$A_g = \frac{T}{0.60F_y} = \frac{30,000}{0.60(2400)} = 20.83 \text{ cm}^2$$

พื้นที่หน้าตัดสุทธิขององค์อาคารที่ต้องใช้ในการต้านทานต่อแรงดึง

$$A_n = \frac{30,000}{0.5(3900)} = 15.39 \text{ cm}^2$$

จากมาตรฐาน ว.ส.ท. $A_n / A_g = 15.39 / 20.83 = 0.739 < 0.85$ ดังนั้น ใช้ $A_n = 15.39 \text{ cm}^2$

พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดที่สอดคล้องกับพื้นที่หน้าตัดสุทธิ

$$A_g = A_n + A_{hole}$$

$$20.83 = 15.39 + (2.2 + 0.3)t$$

$$t = 2.18 \text{ cm}$$

ลองใช้เหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าหนา 2.54cm ดังนั้น ความกว้างของหน้าตัดเหล็กมีค่าเท่ากับ

$$w_g = \frac{20.83}{2.54} = 8.2 \text{ cm}$$

ใช้เหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าหนา 2.54cm กว้าง 8.5cm

ตรวจสอบอัตราส่วนความขลุ่ย (slenderness ratio) ขององค์อาคารรับแรงดึงหลัก

$$I_{min} = \frac{8.5(2.54^3)}{12} = 11.61 \text{ cm}^4 \text{ และ } A = 2.54(8.5) = 21.59 \text{ cm}^2$$

$$r_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}} = \sqrt{\frac{11.61}{21.59}} = 0.733 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{L}{r_{min}} \right) = \frac{175}{0.733} = 239 < 240 \quad \text{O.K.}$$

ตัวอย่างที่ 2-8

กำหนดให้องค์อาคารหลักรับแรงดึงของโครงข้อหมุนยาว 2.5m ถูกกระทำโดยแรงดึง 30,000kg และถูกเชื่อมต่อด้วยการเชื่อม จงหาขนาดขององค์อาคารดังกล่าวที่มีหน้าตัดกลมกลวง ตามมาตรฐาน มอก.107-2517 ซึ่งมี $F_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ และ $F_u = 4,100 \text{ kg/cm}^2$

พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดขององค์อาคารที่ต้องใช้ในการต้านทานต่อแรงดึง

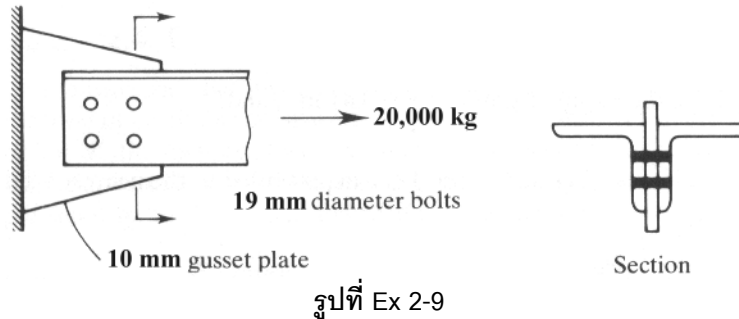
$$A_g = \frac{T}{0.60F_y} = \frac{30,000}{0.60(2,400)} = 20.83 \text{ cm}^2$$

ใช้หน้าตัดกลมกลวงขนาด $150 \times 4.5 \text{ mm}$ มี $A = 22.70 \text{ cm}^2$ $r = 5.68 \text{ cm}$

$$\left(\frac{L}{r_{min}} \right) = \frac{250}{5.68} = 44.0 < 240 \quad \text{O.K.}$$

ตัวอย่างที่ 2-9

จงทำการออกแบบหาขนาดขององคกรรับแรงดึงหน้าตัด double angle ยาว 4.5 m ซึ่งมีจุดเชื่อมต่อดังที่แสดงในรูปที่ Ex 2-9 และถูกกระทำโดยแรงดึง 20,000 kg โดยใช้เหล็กโครงสร้างรูปพรรณ มอก.116-2529 ซึ่งมี $F_y = 2,400$ kg/cm² และ $F_u = 4,100$ kg/cm²



รูปที่ Ex 2-9

พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดขององคกรที่ต้องใช้ในการต้านทานต่อแรงดึง

$$A_g = \frac{T}{0.60F_y} = \frac{20,000}{0.60(2,400)} = 13.89 \text{ cm}^2$$

พื้นที่หน้าตัดสุทธิขององคกรที่ต้องใช้ในการต้านทานต่อแรงดึง

$$A_n = \frac{20,000}{0.5(4,100)} = 9.76 \text{ cm}^2$$

จากมาตรฐาน ว.ส.ท. $A_n / A_g = 9.76 / 13.89 = 0.70 < 0.85$ ดังนั้น ใช้ $A_n = 9.76 \text{ cm}^2$

พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดที่สอดคล้องกับพื้นที่หน้าตัดสุทธิ

$$A_g = A_n + A_{hole}$$

$$13.89 = 9.76 + (1.9 + 0.3)t = 9.76 + 2.2t$$

และจากข้อกำหนดของอัตราส่วนความขรุขระขององคกรหลักรับแรงดึง เราจะได้

$$r_{min} = \frac{L}{240} = \frac{450}{240} = 1.875 \text{ cm}$$

จากตารางหน้าตัดเหล็ก ลองใช้เหล็กฉากรูปตัว L แบบขาเท่ากัน 2L – 65×65×5.91 kg/m ซึ่งมีพื้นที่หน้าตัดที่ใกล้เคียงกับ A_g ที่สุดคือ $A = 2(7.527) = 15.05 \text{ cm}^2$

$$r_x = 2(1.98) = 3.96 \text{ cm}$$

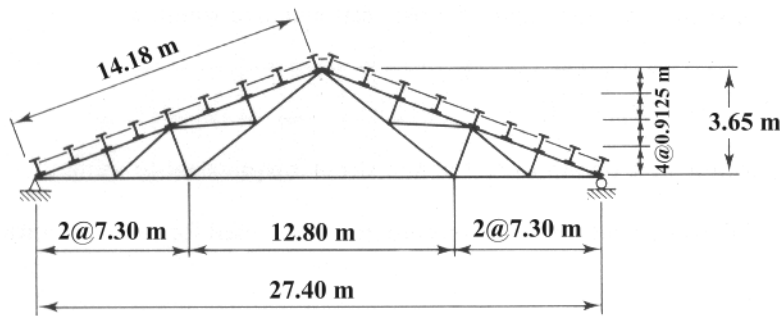
$$r_y = \left[\frac{2(1.98 + 7.527(1.81)^2)}{15.05} \right]^{1/2} = 1.882 \text{ cm} > r_{min}$$

O.K.

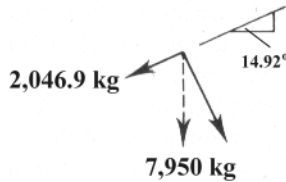
ตัวอย่างที่ 2-10

กำหนดให้ Fink truss ซึ่งมีระยะห่างจากศูนย์กลางของ truss ถึงศูนย์กลางของ truss อีกโครงหนึ่งเท่ากับ 6 m รองรับแปหน้าตัด W150×21.1kg/m ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 2-10 แปถูกรองรับที่กึ่งกลางความยาวโดยใช้ sag rod จงออกแบบ sag rod และ tie rod ที่จั่วของโครงหลังคา โดยกำหนดให้เหล็กมี $F_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ และน้ำหนักบรรทุกต่าง ๆ มีค่าดังนี้

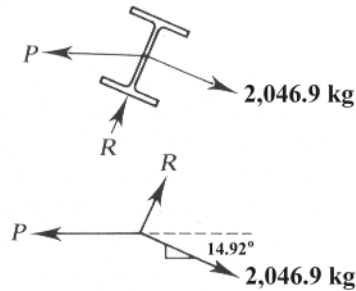
น้ำหนักหลังคา	30 kg/m ²
น้ำหนักของแป	21.1 kg/m
น้ำหนักบรรทุกจร	50 kg/m ²



(a)



(b)



(c)

รูปที่ Ex 2-10

น้ำหนักบรรทุก:

$$\text{พื้นที่ของหลังคา} = 6(14.18) = 85.08 \text{ m}^2$$

$$\text{น้ำหนักหลังคาและน้ำหนักบรรทุกจรทั้งหมด} = (30 + 50)85.08 = 6,806.4 \text{ kg}$$

$$\text{น้ำหนักของแป} = 9(6)21.1 = 1,139.4 \text{ kg}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งรวมทั้งหมด} = 6,806.4 + 1,139.4 = 7,945.8 \text{ kg} \approx 7,950 \text{ kg}$$

ออกแบบ sag rod:

องค์ประกอบของน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งรวมทั้งหมดที่ sag rod ต้องรับ

จาก free body diagram ในรูปที่ Ex 2-10b เราจะได้ว่า $T = 7950 \sin 14.92^\circ = 2,046.9 \text{ kg}$

พื้นที่หน้าตัดของ sag rod

$$A_g = \frac{2,046.9}{0.60(2,400)} = 1.42 \text{ cm}^2$$

เลือกใช้ sag rod หน้าตัดกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 mm ซึ่งมี $A = 1.77 \text{ cm}^2$

ตรวจสอบอัตราส่วนความขลุ่ด

$$\text{ระยะห่างระหว่างแป} = \frac{14.18}{8} = 1.773 \text{ m}$$

$$\text{radius of gyration } r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\pi d^4 / 64}{\pi d^2 / 4}} = \frac{d}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375 \text{ cm}$$

$$\text{อัตราส่วนความขลุ่ด } \frac{KL}{r} = \frac{1(177.3)}{0.375} = 472.8 > 300$$

No.K.

เลือกใช้ sag rod หน้าตัดกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 25 mm ซึ่งมี $A = 4.91 \text{ cm}^2$

$$\text{อัตราส่วนความขลุ่ด } \frac{KL}{r} = \frac{1(177.3)}{2.5/4} = 283.7 < 300$$

O.K.

ออกแบบ tie rod:

องค์ประกอบของน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งรวมทั้งหมดที่ sag rod ตัวบนสุดรับ

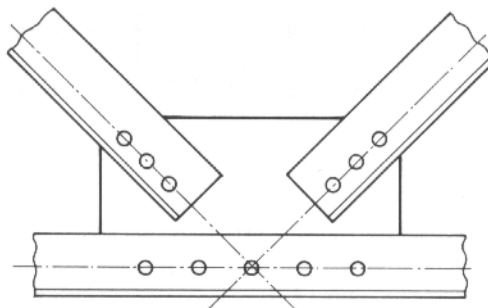
จาก free body diagram ในรูปที่ Ex 2-10c เราจะได้ว่า $T = 2,118.3 \text{ kg}$

พื้นที่หน้าตัดของ sag rod

$$A_g = \frac{2,118.3}{0.60(2,400)} = 1.47 \text{ cm}^2$$

เลือกใช้ sag rod หน้าตัดกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 mm ซึ่งมี $A = 1.77 \text{ cm}^2$

O.K.

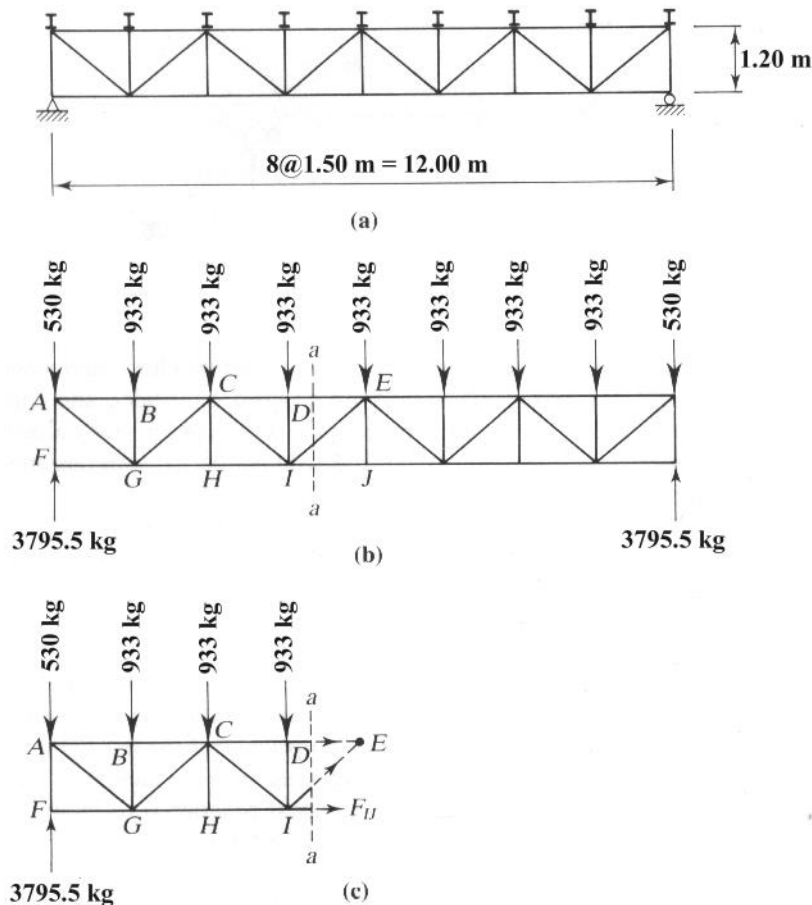


การเชื่อมต่อองค์อาคารของโครงข้อหมุน

ตัวอย่างที่ 2-11

จงทำการออกแบบ bottom chord ของโครงข้อหมุนหลังคา ซึ่งมีจุดเชื่อมต่อโดยการเชื่อม ดังที่แสดงในรูปที่ EX 2-11 โดยใช้หน้าตัดเหล็กกลมกลวง กำหนดให้ระยะห่างจากศูนย์กลางของ truss ถึงศูนย์กลางของ truss อีกโครงหนึ่งเท่ากับ 6 m truss ดังกล่าวรองรับแปหน้าตัด W150×21.1kg/m เหล็กมี $F_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ และ $F_u = 4,100 \text{ kg/cm}^2$ และน้ำหนักบรรทุกต่าง ๆ มีค่าดังนี้

น้ำหนักหลังคา	30 kg/m ²
น้ำหนักของแป	21.1 kg/m
น้ำหนักบรรทุกจร	50 kg/m ²



รูปที่ EX 2-11

น้ำหนักบรรทุก:

$$\text{พื้นที่ของหลังคา} = 6.0(12.0) = 72.0 \text{ m}^2$$

$$\text{น้ำหนักหลังคาและน้ำหนักบรรทุกจรทั้งหมด} = (30 + 50)72.0 = 5,760 \text{ kg}$$

$$\text{น้ำหนักของแป} = 9(6)21.1 = 1,139.4 \text{ kg}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งรวมทั้งหมด} = 5,760 + 1,139.4 = 6,899.4 \text{ kg} \approx 6,900 \text{ kg}$$

$$\text{สมมติให้โครงข้อหมุนหลังคามีน้ำหนักเป็น 10\% ของน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งรวมทั้งหมด} = 690 \text{ kg}$$

น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อจุดเชื่อมต่อภายในของโครงข้อหมุน

$$\frac{5760}{8} + 6(21.1) + \frac{690}{8} = 720 + 126.6 + 86.3 = 932.9 \text{ kg} \approx 933 \text{ kg}$$

น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อจุดเชื่อมต่อภายนอกของโครงข้อหมุน

$$\frac{720}{2} + 126.6 + \frac{86.3}{2} = 529.75 \text{ kg} \approx 530 \text{ kg}$$

รูปที่ EX 2-10b แสดงน้ำหนักบรรทุกที่กระทำอยู่บนโครงข้อหมุนหลังคา

วิเคราะห์และออกแบบ bottom chord:

bottom chord จะถูกออกแบบโดยการวิเคราะห์หาแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละ bottom chord ของโครงข้อหมุนหลังคา จากนั้น ใช้ค่าแรงดึงสูงสุดที่ได้มาหาขนาดหน้าตัดของ bottom chord

จากการวิเคราะห์โครงข้อหมุนพบว่า ชิ้นส่วน *IJ* จะถูกกระทำโดยแรงดึงสูงสุดมีค่าเท่ากับ

$$F_{IJ} = 9,390 \text{ kg}$$

พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดขององค์อาคารที่ต้องใช้ในการต้านทานต่อแรงดึง

$$A_g = \frac{T}{0.60F_y} = \frac{9,390}{0.60(2400)} = 6.52 \text{ cm}^2$$

ใช้หน้าตัดกลมกลวงขนาด $65 \times 3.2 \text{ mm}$ มี $A = 7.33 \text{ cm}^2$ $r = 2.58 \text{ cm}$

ตรวจสอบอัตราส่วนความขรุขระ

$$\left(\frac{L}{r_{\min}} \right) = \frac{150}{2.58} = 58.1 < 240$$

O.K.

บทที่ 3

องค์อาคารรับแรงกดอัด

3-1 บทนำ

องค์อาคารรับแรงกดอัด (compression members) เป็นองค์อาคารที่ตรง โดยมีความกว้างและลึกน้อยกว่าความยาวมากและถูกกระทำโดยแรงกดอัดในแนวแกน องค์อาคารรับแรงกดอัดที่พบเห็นโดยทั่วไปได้แก่ เสา ขึ้นส่วนของโครงข้อหมุน (truss) และปีก (flange) ของคานที่รับแรงกดอัด เป็นต้น ถ้าแรงกดอัดดังกล่าวกระทำผ่านจุด centroid ของหน้าตัดขององค์อาคารแล้ว แรงดังกล่าวจะถูกเรียกว่า แรงกดอัดในแนวแกน (axial compression loads)

ความแตกต่างที่เด่นชัดระหว่างองค์อาคารรับแรงดึง (tension members) และองค์อาคารรับแรงกดอัดคือ

1. แรงดึงมีแนวโน้มที่จะทำให้้องค์อาคารรับแรงดึงยืดตรง แต่แรงกดอัดมีแนวโน้มที่จะทำให้้องค์อาคารรับแรงกดอัดเกิดการโก่งเดาะทางด้านข้าง (lateral buckling)
2. รูเจาะของจุดเชื่อมต่อโดยใช้สลักเกลียวในองค์อาคารรับแรงดึงจะทำให้พื้นที่หน้าตัดขององค์อาคารมีค่าลดลง แต่รูเจาะของจุดเชื่อมต่องด้างในองค์อาคารรับแรงกดอัดจะไม่ทำให้พื้นที่หน้าตัดขององค์อาคารมีค่าลดลง เนื่องจากสลักเกลียวจะทำหน้าที่รับแรงกดอัดแทนพื้นที่หน้าตัดขององค์อาคารที่เสียไปจากการเจาะรู

ถ้าองค์อาคารรับแรงกดอัดมีขนาดและรูปร่างของหน้าตัดที่เหมือนกัน แต่มีความชะลูด (slenderness) ที่สูงขึ้นแล้ว กำลังรับแรงกดอัดขององค์อาคารดังกล่าวจะต่ำลง เนื่องจากองค์อาคารที่ชะลูดกว่าจะมีแนวโน้มในการโก่งตัวทางด้านข้างมากกว่า โดยทั่วไปแล้ว ความชะลูดขององค์อาคารรับแรงกดอัดจะถูกวัดโดยใช้ค่าอัตราส่วนความชะลูด (slenderness ratio)

$$\text{slenderness ratio} = \frac{L}{r}$$

โดยที่ L เป็นความยาวขององค์อาคารรับแรงกดอัดระหว่างจุดรองรับ

$r = \sqrt{I/A}$ เป็น radius of gyration ที่น้อยที่สุดของหน้าตัดขององค์อาคาร

I เป็นค่า moment of inertia ที่น้อยที่สุดของหน้าตัดขององค์อาคาร

A เป็นพื้นที่หน้าตัดขององค์อาคาร

โดยทั่วไปแล้ว เสาจะไม่ถูกกระทำโดยแรงกดอัดในแนวแกน (โดยเฉพาะน้ำหนักบรรทุกจร) ตลอดเวลา ซึ่งจะทำให้เสาดังกล่าวต้องรับทั้งแรงกดอัดและโมเมนต์ดัด (bending moment) เนื่องจากการเยื้องศูนย์ (eccentricity) ของแรงกดอัดด้วย และจะทำให้เสามีกำลังรับแรงกดอัดที่ลดลง นอกจากนั้นแล้ว ยังมีสาเหตุอื่น ๆ ที่ทำให้เสามีกำลังที่ลดลง เช่น การคดงอของเสา, หน้าตัดและวัสดุของเสาไม่สมบูรณ์, หน่วยแรงคงค้าง (residual stresses), และการรองรับเสา เป็นต้น

3-2 การโก่งเดาะของเสา (Buckling of Column)

ในปี 1757 Leonard Euler นักคณิตศาสตร์ชาวสวิสเซอร์แลนด์ได้คิดค้นสมการที่ใช้ในการหาค่าแรงกดอัดวิกฤติที่ทำให้เสายาวเรียวและตั้งตรง ทำด้วยวัสดุที่มีคุณสมบัติเหมือนกันในทุกทิศทาง (isotropic) และมีเนื้อเดียวกัน (homogeneous) และมีพฤติกรรมยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) ซึ่งถูกรองรับโดยหมุด (pins) เกิดการโก่งเดาะขึ้น โดยสมการดังกล่าวมักถูกเรียกว่า สมการ Euler และจะเขียนได้ในรูป

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

โดยที่ P_{cr} = แรงวิกฤติที่เสาส่งเกิดการโก่งเดาะ

E = modulus of elasticity ของวัสดุที่ใช้ทำเสา

I = ค่าที่น้อยที่สุดของ moment of inertia ของพื้นที่หน้าตัดของเสา

L = ความยาวของเสาระหว่างหมุดรองรับที่ปลายของเสา

ค่าหน่วยแรงวิกฤติที่เกิดขึ้นในเสาเมื่อเสาเกิดการโก่งเดาะจะหาได้จากสมการ

$$f_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{AL^2}$$

กำหนดให้ $r^2 = I / A$ ซึ่งเป็น radius of gyration ของพื้นที่หน้าตัดของเสา ดังนั้น

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

เมื่อ f_{cr} = หน่วยแรงวิกฤติของเสา โดยที่ $f_{cr} < F_{pl}$ (ในทางปฏิบัติแล้ว เราจะใช้ค่า F_y แทนค่า F_{pl})

r = ค่าที่น้อยที่สุดของ radius of gyration ของเสา

อัตราส่วน L/r จะถูกเรียกว่าอัตราส่วนความชะลูด (slenderness ratio) ซึ่งเป็นค่าที่ใช้วัด flexibility ของเสา

ตัวอย่างที่ 3-1

เสาหน้าตัด W310×84.5kg/m สูง 6.0 m มีจุดรองรับเป็นหมุดที่ปลายทั้งสองด้าน ถูกกระทำโดยน้ำหนักบรรทุกในแนวแกนขนาด 100,000 kg จงตรวจสอบเสถียรภาพของเสาดังกล่าว เมื่อ $E = 2.1(10^6) \text{ kg/cm}^2$

หน้าตัด W310×84.5 มี $r_{\min} = r_y = 7.16 \text{ cm}$ ดังนั้น

$$\left(\frac{L}{r}\right)_{\max} = \frac{600}{7.16} = 83.8$$

ค่าแรงวิกฤติของเสามีค่าเท่ากับ

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{(L/r)^2} = \frac{\pi^2 (2.1)(10^6) 107.7}{83.8^2} = 317,868 \text{ kg} \approx 317.8 \text{ tons}$$

เนื่องจากค่าแรงวิกฤติของเสามีค่ามากกว่าโดยน้ำหนักบรรทุกในแนวแกน ดังนั้น เสายังคงมีเสถียรภาพ โดยมีส่วนความปลอดภัยเท่ากับ $317,868/100,000 = 3.18$

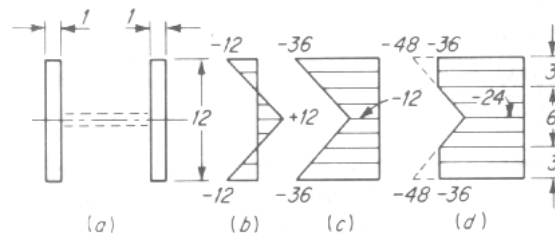
3-3 ผลของหน่วยแรงคงค้าง (Effects of Residual Stresses)

จากการทดสอบพบว่า หน่วยแรงคงค้าง (residual stresses) ที่เกิดขึ้นในเหล็กมีผลกระทบอย่างสูงต่อพฤติกรรมของเสาเหล็กที่ถูกกระทำโดยแรงกดอัดในแนวแกน โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อเสาเหล็กมีอัตราส่วนความขรุขระอยู่ในช่วง 40 ถึง 120

สาเหตุของการเกิด residual stresses ในเหล็กนั้นเกิดจากการเย็นตัวที่ไม่เท่ากันตลอดหน้าตัดเหล็ก เมื่อเหล็กผ่านกระบวนการรีดร้อน ยกตัวอย่างเช่น ในกรณีของหน้าตัดรูป W บริเวณปลายของ flanges และบริเวณกึ่งกลางของ web ของหน้าตัดจะมีการเย็นตัวเร็วกว่าบริเวณจุดเชื่อมต่อของ flanges และ web ทั้งนี้เนื่องจากบริเวณดังกล่าวจะสัมผัสกับอากาศรอบข้างมากกว่าบริเวณจุดเชื่อมต่อของ flanges และ web

เมื่อเหล็กที่ร้อนเกิดการเย็นตัวและแข็งตัวลงนั้น เนื้อเหล็กจะเกิดการหดตัวเล็กลงกว่าเดิม ดังนั้น เมื่อบริเวณปลายของ flanges และบริเวณกึ่งกลางของ web ที่เย็นตัวลงและแข็งตัวก่อนแล้ว การหดตัวของเหล็กบริเวณจุดเชื่อมต่อของ flanges และ web ก็จะถูกยึดรั้งไม่ให้หดตัว ซึ่งจะทำให้เกิดหน่วยแรงดึงคงค้าง (residual tensile stresses) ในบริเวณจุดเชื่อมต่อดังกล่าว และจะทำให้เกิดหน่วยแรงกดอัดคงค้าง (residual compressive stresses) ที่บริเวณปลายของ flanges และบริเวณกึ่งกลางของ web โดยทั่วไปแล้ว ค่าของ residual stresses ที่เกิดขึ้นมีค่าอยู่ระหว่าง 690 ถึง 1,030 kg/cm^2 ขึ้นอยู่กับขนาดความหนาของหน้าตัด โดยหน้าตัดที่หนามากกว่าจะมีค่า residual stresses เกิดขึ้นสูงกว่าหน้าตัดที่หนาน้อยกว่า

เมื่อเสาเหล็ก A36 ดังที่แสดงในรูปที่ 3-1a ซึ่งมีค่า residual stresses ขนาด $\pm 12 \text{ ksi}$ ($\pm 844 \text{ kg/cm}^2$) ดังที่แสดงในรูปที่ 3-1b ถูกทดสอบโดยการทดสอบแรงกดอัด (compression test) โดยหน่วยแรงกดอัดขนาด -24 ksi ($-1,688 \text{ kg/cm}^2$) แล้ว การกระจายของหน่วยแรงกดอัดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดของเสาเหล็กจะมีค่าไม่เท่ากันตลอดหน้าตัด ดังที่แสดงในรูปที่ 3-1c โดยที่หน่วยแรงกดอัดที่เกิดขึ้นที่ปลายของ flanges ซึ่งมี residual compressive stresses จะมีค่าเท่ากับ -36 ksi ($-2,532 \text{ kg/cm}^2$) และหน่วยแรงกดอัดที่เกิดขึ้นที่กึ่งกลางของ flanges ซึ่งมี residual tensile stresses จะมีค่าเท่ากับ -12 ksi (-844 kg/cm^2)



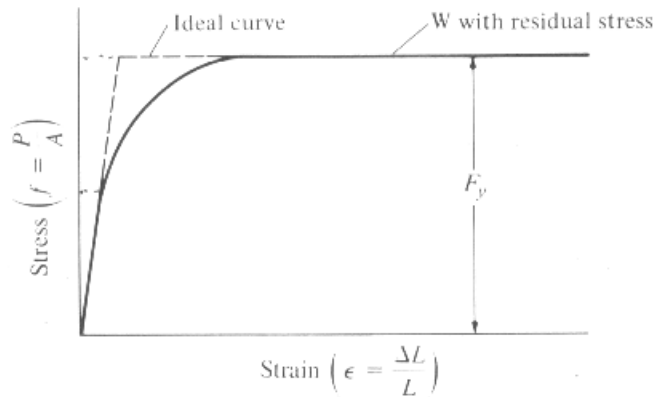
รูปที่ 3-1

เมื่อแรงกดอัดมีค่าสูงมากขึ้นเรื่อย ๆ แล้ว ส่วนของหน้าตัดที่มี residual compressive stresses (ปลายของ flanges) จะถึงจุด yielding stresses ก่อนจุดอื่น ๆ ดังที่แสดงในรูปที่ 3-1d ซึ่งจะทำให้พื้นที่หน้าตัดของเสาเหล็กที่จะรับแรงกดอัดมีค่าน้อยลงเรื่อย ๆ และจะทำให้ stiffness ของเสามีค่าลดลงเรื่อย ๆ ด้วย ดังนั้น stress-strain curve ของเสาเหล็กก็จะเริ่มเบี่ยงเบนออกจากแนวเส้นตรงและจะมีพฤติกรรมแบบ nonlinear ดังที่แสดงในรูปที่ 3-2 จุดเริ่มต้นของพฤติกรรมแบบ nonlinear นี้จะอยู่ที่ประมาณครึ่งหนึ่งของ yielding stress ของเหล็ก เมื่อแรงกดอัดยังคงมีค่ามากขึ้นเรื่อย ๆ ต่อไปจนกระทั่งเมื่อพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเสาถึงจุด yielding stress แล้ว stress-strain curve ของเสาเหล็กก็จะอยู่ในแนวนอน

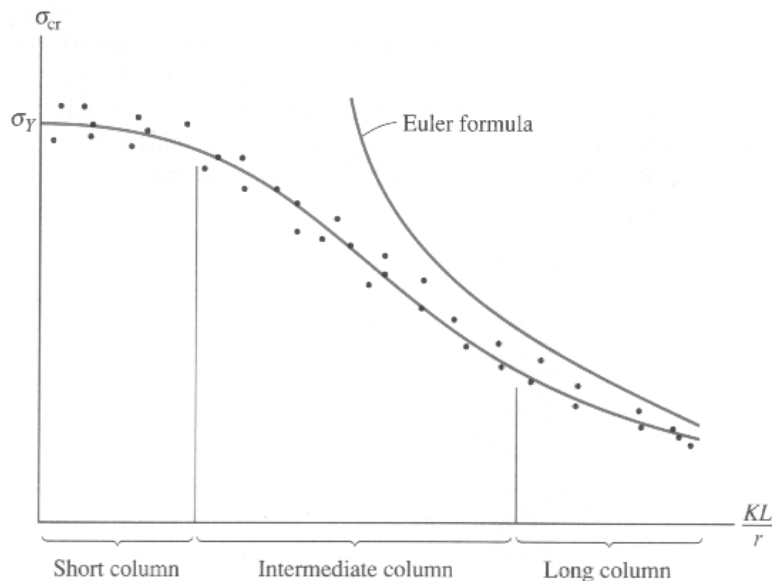
3-4 สมการออกแบบองค์การรับแรงกดอัดของ ว.ส.ท.

สมการ Euler เป็นสมการที่ขึ้นอยู่กับสมมุติฐานต่าง ๆ หลายข้อดังที่ได้กล่าวไปแล้ว ซึ่งเสาที่อยู่ในสภาพความเป็นจริงจะมีลักษณะที่แตกต่างจากสมมุติฐานดังกล่าว จากการทดสอบเสาที่มีค่าอัตราส่วนความขรุขระต่าง ๆ พบว่า ข้อมูลที่ได้จาก

การทดสอบมีค่าต่ำกว่าทฤษฎีและมีการกระจายที่สูงมาก ดังที่แสดงในรูปที่ 3-3 ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากสาเหตุหลายประการเช่น แรงกดอัดอาจจะกระทำไม่ตรงจุด centroid ของเสา, การที่ขนาดของเสาและวัสดุมีความไม่สมบูรณ์, residual stresses, และการยัดรีดปลายของเสา เป็นต้น ดังนั้น สมการที่ใช้ในการออกแบบเสาจึงเป็นสมการที่ได้มาจากการทดสอบเสา



รูปที่ 3-2



รูปที่ 3-3

นอกจากนั้นแล้ว จากการทดสอบพบว่า พฤติกรรมการวิบัติของเสาเหล็กจะถูกแบ่งออกตามขนาดความยาวของเสาได้เป็น 3 แบบคือ เสายาว (long column), เสาสั้น (short column), และ intermediate column โดยที่

เสายาวเป็นเสาที่วิบัติแบบโก่งเดาะทางด้านข้าง (lateral buckling) ในขณะที่หน่วยแรงกดอัดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดของเสามีค่าน้อยกว่า proportional limit ตลอดหน้าตัดของเสา การวิบัติในลักษณะนี้จะถูกเรียกว่า elastic buckling

เสาสั้นเป็นเสาที่เกิดการวิบัติเมื่อหน่วยแรงกดอัดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดของเสามีค่าเท่ากับ yielding stress ตลอดหน้าตัดของเสาและไม่มีการโก่งเดาะเกิดขึ้น ในทางปฏิบัติแล้ว เราแทบจะไม่เห็นเสาชนิดนี้เลยเนื่องจากเป็นเสาที่สั้นเกินกว่าจะนำมาใช้งานในโครงสร้างของอาคารได้จริง

Intermediate column เป็นเสาที่เกิดการวิบัติเมื่อหน่วยแรงกดอัดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดของเสามีค่าเท่ากับ yielding stress เพียงบางส่วนของหน้าตัดเสานั้น ดังนั้น เสาชนิดนี้จะวิบัติโดยการ yielding และโก่งเดาะในเวลาเดียวกัน การวิบัติในลักษณะนี้จะถูกเรียกว่า inelastic buckling

มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้แบ่งสมการในการออกแบบเสาเหล็กออกเป็น 2 ช่วงเท่านั้นคือ ช่วง elastic และช่วง inelastic ดังที่แสดงในรูปที่ 3-4 โดยได้กำหนดให้ค่าอัตราส่วนความขดที่เสามีพฤติกรรมเปลี่ยนจาก elastic เป็น inelastic หรือ $(KL/r)_c$ จะหาได้โดยสมมติให้ residual stresses ที่เกิดขึ้นในเสาเหล็กมีค่าเฉลี่ยเท่ากับครึ่งหนึ่งของ yielding stress ของเหล็ก ดังนั้น ถ้าหน่วยแรงกดอัดที่คำนวณได้จากสมการ Euler มีค่ามากกว่าค่าส่วนของกำลังของเหล็กหรือ $F_y/2$ แล้ว ค่าดังกล่าวจะทำให้ผลรวมของค่าหน่วยแรงกดอัดทั้งหมดที่เกิดขึ้นพร้อมกันในเสาจะมีค่ามากกว่า F_y และจะทำให้สมการ Euler ใช้ไม่ได้ ดังนั้น เราจะได้

$$\frac{F_y}{2} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

$$(KL/r)_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

จากสมการ เราจะเห็นได้ว่า ค่า $(KL/r)_c$ ของเหล็กซึ่งมีค่า yielding stress $F_y = 2,500 \text{ kg/cm}^2$ และค่า modulus of elasticity $E = 2.10(10^6) \text{ kg/cm}^2$ จะมีค่าโดยประมาณเท่ากับ 129

ในช่วง elastic ซึ่งมีค่า $(KL/r)_c < KL/r < 200$ สมการที่ใช้ในการออกแบบเสาจะเป็นสมการ Euler ที่ถูกหารด้วยส่วนปลอดภัย (factor of safety) เท่ากับ 23/12 หรือ

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(KL/r)^2}$$

ในช่วง inelastic ซึ่งมีค่า $\frac{KL}{r} < \left(\frac{KL}{r}\right)_c$ สมการที่จะใช้ในการออกแบบเสาจะอยู่ในรูปของสมการ parabola ในรูป

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \frac{(KL/r)^2}{(KL/r)_c^2}\right] F_y}{\text{F.S.}}$$

เนื่องจากค่าที่ได้จากสมการนี้มีความไม่แน่นอนขึ้นอยู่กับการอัตราส่วนความขดของเสา โดยที่สมการนี้จะให้ค่าที่แน่นอนมากขึ้นเมื่ออัตราส่วนความขดของเสามีค่าน้อยลง ดังนั้น มาตรฐาน ว.ส.ท. จึงกำหนดให้ส่วนปลอดภัยอยู่ในรูป

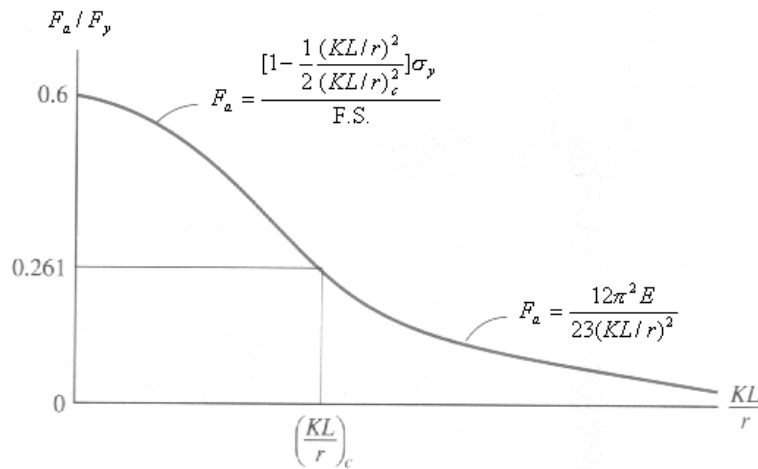
$$\text{F.S.} = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{(KL/r)}{(KL/r)_c} - \frac{1}{8} \frac{(KL/r)^3}{(KL/r)_c^3}$$

จากสมการ เราจะเห็นว่า $\text{F.S.} = 5/3 \approx 1.67$ ที่ $KL/r = 0$ หรือเมื่อเสามีความยาวเป็นศูนย์ และ $\text{F.S.} = 23/12 \approx 1.92$ ที่ $KL/r = (KL/r)_c$ หรือเมื่อเสามีความยาวเท่ากับเสายาว

เมื่อเรานำสมการทั้งสองมา plot กราฟ เราจะได้ column design curve ของเสาเหล็กมีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ 3-4

จากสมการออกแบบ เราจะเห็นได้ว่า มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้อัตราส่วนความขดสูงสุดของเสาและองค์อาคารรับแรงกดอัดหลักมีค่าได้ไม่เกิน 200 แต่ในกรณีขององค์อาคารรับแรงกดอัดรอง (secondary member) และค้ำยัน (bracing) ซึ่งมีความสำคัญน้อยกว่า มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้อัตราส่วนความขดสูงสุดมีค่าสูงขึ้นได้แต่ไม่เกิน 300 โดยถ้าองค์อาคารดังกล่าวมีอัตราส่วนความขด (KL/r) มากกว่า 120 แล้ว มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้หน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้หาได้จาก

$$F_{as} = \text{ค่าที่น้อยกว่าของ } F_a \text{ ของเสาสั้นหรือเสายาวข้างต้นหารด้วย } 1.6 - [L/200r]$$



รูปที่ 3-4

3-5 ความยาวประสิทธิภาพของเสา (Effective Lengths)

สมการ Euler จะใช้ได้ในการกรณีที่ปลายของเสาถูกยึดโดยหมุดทั้งสองด้าน โดยที่ความยาว L ของเสาจะเป็นระยะระหว่างจุดที่มี moment เป็นศูนย์บนเสา เมื่อเสามีการยึดรั้งที่ปลายเสา (end restraints) ที่แตกต่างกันแล้ว กำลังของเสาในการต้านทานต่อแรงกดอัดในแนวแกนจะมีค่าแตกต่างกันไป โดยที่เมื่อเสามีการยึดรั้งที่ปลายเสาสูง เช่น แบบยึดแน่น เป็นต้น แล้ว เสาจะมีกำลังมากกว่าเสาที่มีการยึดรั้งน้อย ๆ เช่น หมุด เป็นต้น อย่างไรก็ตาม ในกรณีเช่นนี้เรายังคงสามารถใช้สมการ Euler ในการหาแรงวิกฤติของเสาได้ โดยการให้ L เป็นความยาวระหว่างจุดดัดกลับ (inflection points) ที่เกิดขึ้นบนเสาเมื่อเสาเกิดการโก่งตัว ซึ่งเราจะเรียกความยาวของเสานี้ว่า ความยาวประสิทธิภาพ L_e (effective length) ของเสา

พิจารณารูปที่ 3-5 เราจะเห็นได้จากกรุปรางงการโก่งตัวของเสาว่า

1. สำหรับเสาที่ถูกยึดโดย pins ทั้งสองปลาย ดังที่แสดงในรูปที่ 3-5a $L_e = L$
2. ในกรณีที่เสามีปลายหนึ่งถูกยึดแน่นและอีกปลายหนึ่งเป็นอิสระ ดังที่แสดงในรูปที่ 3-5b $L_e = 2L$
3. ในกรณีที่เสาถูกยึดแน่นทั้งสองปลาย ดังที่แสดงในรูปที่ 3-5c $L_e = 0.5L$
4. สำหรับเสาที่ถูกยึดแน่นปลายหนึ่งและอีกปลายหนึ่งเป็นหมุด ดังที่แสดงในรูปที่ 3-5d $L_e = 0.7L$

ดังนั้น L_e จะขึ้นอยู่กับความต้านทานต่อการหมุนที่จุดรองรับและความต้านทานต่อการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของเสา และเราจะเขียนสมการของความยาวประสิทธิภาพได้เป็น

$$L_e = KL$$

โดยที่ K เป็น effective length factor และ L เป็นความยาวระหว่างจุดรองรับของเสา ดังนั้น สมการ Euler จะอยู่ในรูป

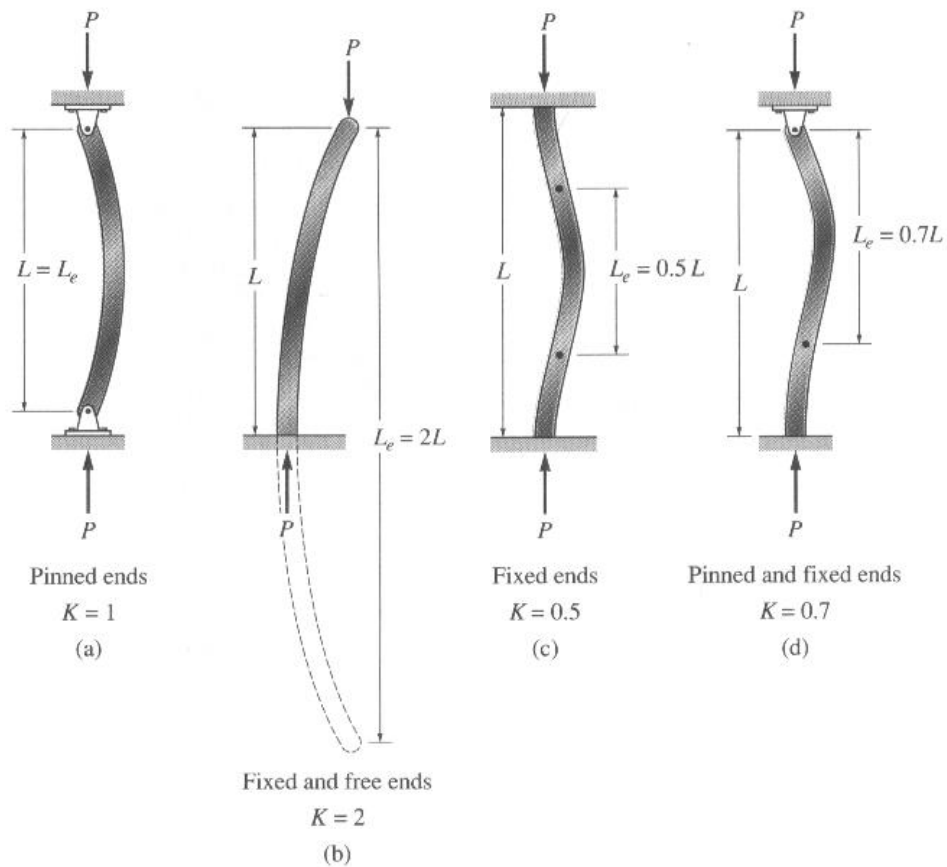
$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

และหน่วยแรงวิกฤติจะอยู่ในรูป

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

โดยที่ KL/r เป็นอัตราส่วนความชะลูดประสิทธิภาพ (effective slenderness ratio) ของเสา

แต่ในสภาพความเป็นจริงนั้น จุดรองรับของเสาจะไม่เป็นแบบหมุดหรือเป็นแบบยึดแน่นอย่างสมบูรณ์ตามทฤษฎี ดังนั้น เพื่อที่จะลดความสามารถในการต้านทานต่อการโก่งเดาะของเสาและทำให้เกิดความปลอดภัยมากขึ้น มาตรฐาน ว.ส.ท. จึงได้แนะนำให้ใช้ค่า K factor ที่สูงขึ้นกว่าค่าทางทฤษฎี ดังที่แสดงในตารางที่ 3-1



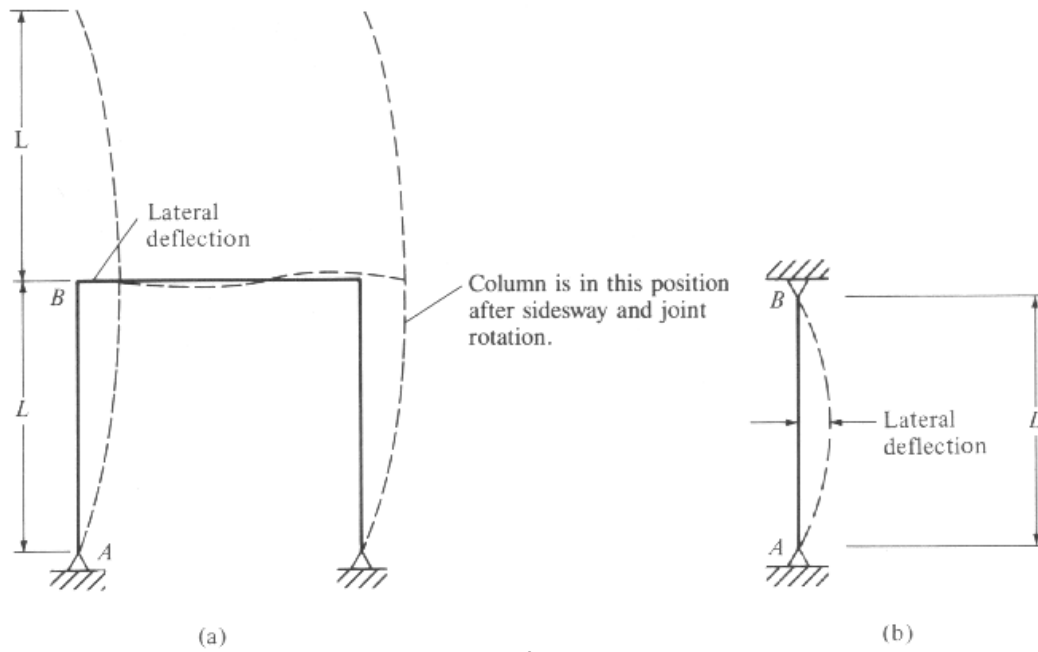
รูปที่ 3-5

ตารางที่ 3-1 ค่า K factor (มาตรฐาน ว.ส.ท.)

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Buckled shape of column shown by dashed line						
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						
	Rotation fixed and translation fixed Rotation free and translation fixed Rotation fixed and translation free Rotation free and translation free					

จากหลักการที่กล่าวมาแล้ว เราจะสรุปได้ว่า ในกรณีที่โครงสร้างไม่มีการค้ำยัน (bracing) ทางด้านข้างแล้ว โครงสร้างอาจจะเกิดการเซเนื่องจากการกระทำของแรงลมหรือน้ำหนักบรรทุกทุกที่ไม่มีความสมมาตร ดังที่แสดงในรูปที่ 3-6a ได้ ในกรณีนี้

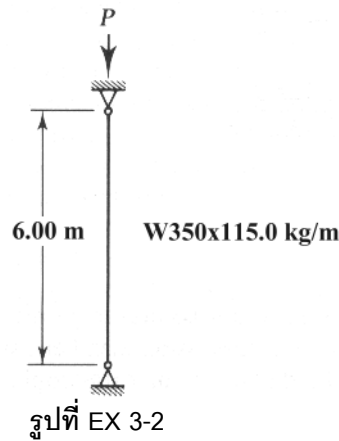
ค่า K factor ของโครงสร้างจะมีค่ามากกว่า 1.0 แต่ในกรณีที่โครงสร้างมีการค้ำยันที่พอเพียงที่จะต้านทานไม่ให้โครงสร้างเกิดการเซ ดังที่แสดงในรูปที่ 3-6b แล้ว ค่า K factor ของโครงสร้างในกรณีนี้จะมีค่าไม่เกิน 1.0



รูปที่ 3-6

ตัวอย่างที่ 3-2

กำหนดให้เสาหน้าตัด W350×115 kg/m ยาว 6.0 m มีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ EX 3-2 จงคำนวณหาแรงกดอัดที่ยอมให้ เมื่อเสาทำด้วยเหล็กชนิด $F_y = 2,500 \text{ kg/cm}^2$ และ $E = 2.1(10^6) \text{ kg/cm}^2$



เสาถูกรองรับด้วยหมุดที่ปลายทั้งสองด้าน ดังนั้น $K = 1.0$

$$\text{อัตราส่วนความขดสูงสุด} = \frac{KL}{r_{\min}} = \frac{KL}{r_y} = \frac{1.0(600)}{8.78} = 68.3$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 (2.1)10^6}{2,500}} = 128.8$$

เนื่องจากอัตราส่วนความขดสูงสุดมีค่าน้อยกว่า $(KL/r)_c$ ดังนั้น เสาเป็นเสาสั้น และ

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{KL/r}{(KL/r)_c} \right)^2 \right] F_y}{\text{F.S.}}$$

$$\text{โดยที่ } \text{F.S.} = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{(KL/r)}{(KL/r)_c} - \frac{1}{8} \frac{(KL/r)^3}{(KL/r)_c^3} = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{(68.3)}{(128.8)} - \frac{1}{8} \frac{(68.3)^3}{(128.8)^3} = 1.847 \quad \text{ดังนั้น หน่วยแรงกดอัดที่}$$

ยอมให้ของเสามีค่าเท่ากับ

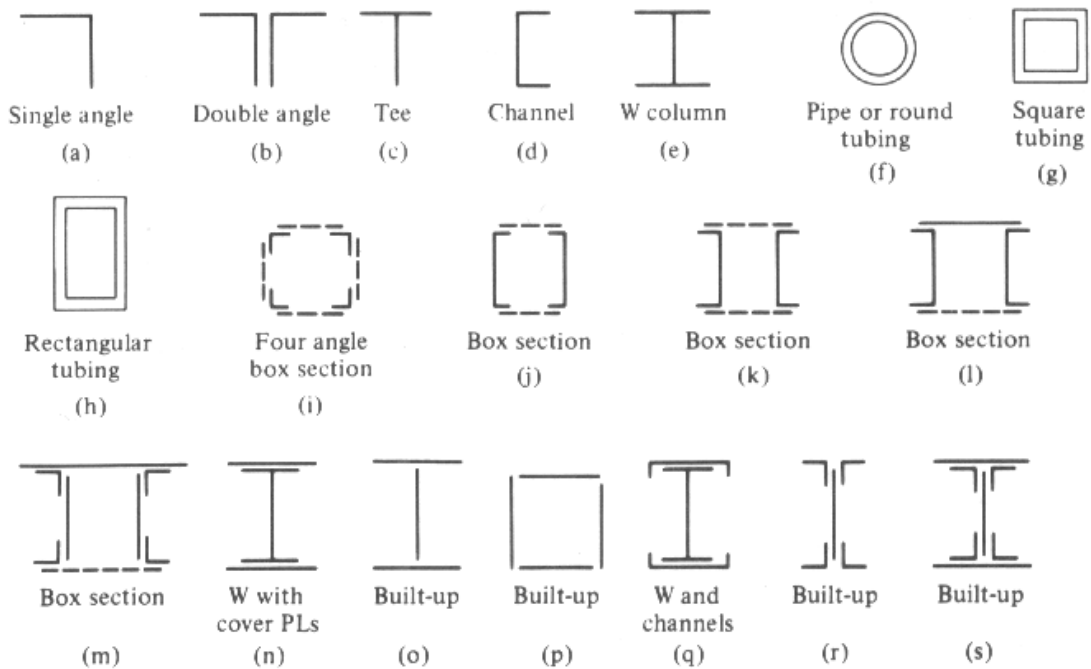
$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \frac{(68.3)^2}{(128.8)^2} \right] 2,500}{1.847} = 1,163.2 \text{ kg/cm}^2$$

และแรงกดอัดที่ยอมให้ของเสามีค่าเท่ากับ

$$P = F_a A = 1,163.2(146.0) = 169,833 \text{ kg} \approx 169.8 \text{ tons}$$

3-6 การออกแบบของค้ำคาร์รับแรงกดอัด

รูปที่ 3-7 แสดงหน้าตัดแบบต่าง ๆ ที่มักถูกนำมาใช้เป็นองค์การรับแรงกดอัด อย่างไรก็ตาม ในการเลือกใช้หน้าตัดเหล่านี้ เราต้องคำนึงถึงการเชื่อมต่อของหน้าตัดเข้ากับองค์การอื่น ๆ ชนิดของโครงสร้าง และความยากง่ายในการจัดซื้อ



รูปที่ 3-7

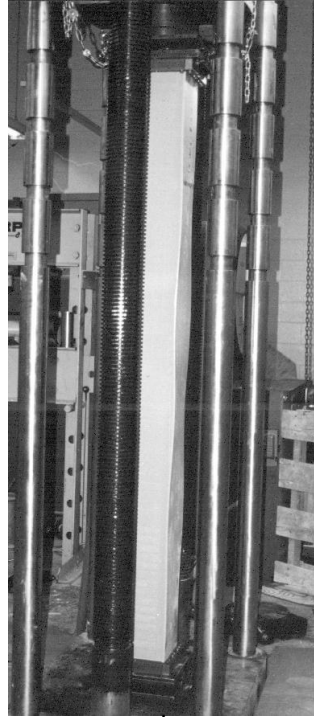
ในการพิจารณาเสาที่ผ่านมา เราพิจารณาเพียงเสถียรภาพเนื่องจากการโก่งเดาะของเสาโดยรวมเท่านั้น แต่ถ้าเสาโดยเฉพาะเสาที่มีหน้าตัดรูป I และ W ที่มีปีก (flanges) หรือเอว (webs) ที่บางมาก ๆ แล้ว เสาอาจจะเกิดการโก่งเดาะที่ flanges หรือ webs ก่อนที่เสาจะเกิดการโก่งเดาะของเสาโดยรวม ซึ่งเราจะเรียกการโก่งเดาะในลักษณะนี้ว่า local buckling โดยปีกหรือเอวของเสาจะมีการเปลี่ยนแปลงรูปในลักษณะที่เป็นคลื่น ดังที่แสดงในรูปที่ 3-8 ถ้าเป็นไปได้เราควรหลีกเลี่ยงการใช้เสาที่มีหน้าตัดรูป I และ W ที่มีปีกหรือเอวที่บางมาก ๆ ถ้าไม่เช่นนั้นแล้ว หน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ข้างต้นจะต้องถูกลดขนาดลงตาม Appendix B ใน ASD Specification ซึ่งการออกแบบดังกล่าวจะเป็นการออกแบบที่ไม่มีประสิทธิภาพ

ASD specification ใช้อัตราส่วนของความกว้าง b ต่อความหนา t ของ flange และอัตราส่วนของความลึก d ต่อความหนา t_w ของ web เป็นตัวควบคุมไม่ให้ flange และ web ขององค์การรับแรงกดอัดเกิด local buckling โดยแบ่งการพิจารณา flange และ web ของหน้าตัดออกเป็น 2 ประเภทคือ องค์ประกอบยึดปลาย (stiffened element) - ส่วนของหน้าตัดที่มีการรองรับทั้งสองด้านในทิศทางของแรงกดอัด และองค์ประกอบยึดปลาย (unstiffened element) - ส่วนของหน้าตัดที่มีการรองรับเพียงด้านเดียวในทิศทางของแรงกดอัด ดังที่แสดงในรูปที่ 3-9

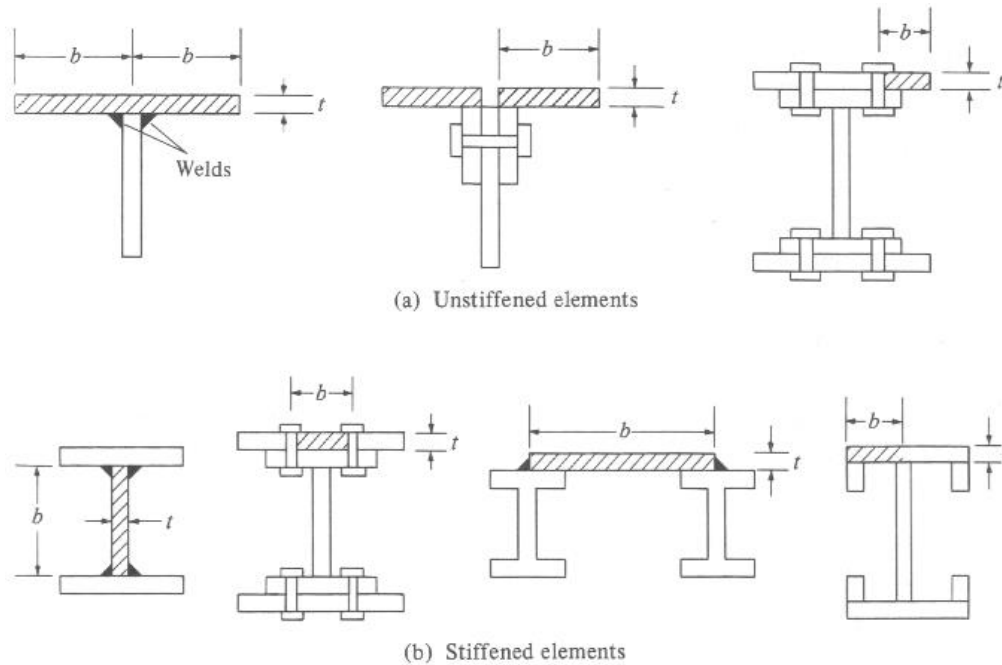
นอกจากนั้นแล้ว ASD specification ยังได้แบ่งหน้าตัดขององค์การรับแรงกดอัดออกอีกเป็น 3 แบบคือ

1. หน้าตัดอัดแน่น (compact sections) เป็นหน้าตัดซึ่งสามารถรับแรงกดอัดได้จนถึงจุดที่มีการกระจายของ plastic stress ทั่วทั้งหน้าตัดก่อนที่จะเกิดการโก่งเดาะ หน้าตัดขององค์การรับแรงกดอัดจะเป็นหน้าตัดอัดแน่นได้ก็ต่อเมื่อ flange ของหน้าตัดดังกล่าวมีการเชื่อมต่อกับ web อย่างต่อเนื่องและอัตราส่วนของความกว้างต่อความหนาขององค์การจะต้องมีค่าไม่เกินค่าที่กำหนดของหน้าตัดอัดแน่นดังที่แสดงในตารางที่ 3-2

2. หน้าตัดไม่อัดแน่น (noncompact sections) เป็นหน้าตัดซึ่งสามารถที่จะรับแรงกดอัดได้จนบางส่วนของหน้าตัดถึงจุด yielding ก่อนที่จะเกิดการโก่งเดาะ หน้าตัดขององค์อาคารรับแรงกดอัดจะเป็นหน้าตัดไม่อัดแน่นเมื่อ flange ของหน้าตัดดังกล่าวมีการเชื่อมต่อกับ web อย่างต่อเนื่องและอัตราส่วนของความกว้างต่อความหนาขององค์อาคารจะต้องมีค่าไม่เกินค่าที่กำหนดของหน้าตัดไม่อัดแน่นดังที่แสดงในตารางที่ 3-2



รูปที่ 3-8



รูปที่ 3-9

3. หน้าตัดที่มีชิ้นส่วนรับแรงกดอัดที่เรียวยาว (slender compression elements) เป็นหน้าตัดซึ่งมีอัตราส่วนของความกว้างต่อความหนาที่มากกว่าค่าที่กำหนดของหน้าตัดไม่อัดแน่นและจะโก่งเดาะอย่าง elastic โดย ASD specification กำหนดให้ค่าหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ของหน้าตัดขององค์อาคารชนิดนี้มีค่าลดลงดังที่แสดงใน Appendix B ของ ASD Specification

เพื่อป้องกันการเสียเสถียรภาพของปีกและเอวขององค์อาคารรับแรงกดอัดหน้าตัดรูป I และ W จากตารางที่ 3-2 องค์อาคารรับแรงกดอัดดังกล่าวจะต้องมีอัตราส่วนของความกว้าง b ต่อความหนา t ของ flange สูงสุดดังนี้

$$\frac{b}{t} \leq \frac{796}{\sqrt{F_y}}$$

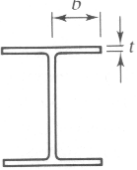
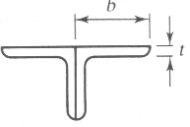
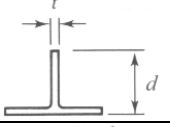
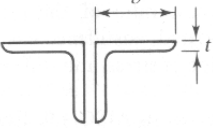
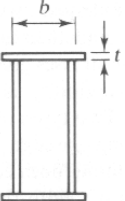
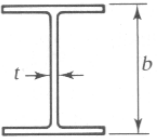
และจะต้องมีอัตราส่วนของความลึก d ต่อความหนา t_w ของ web สูงสุดดังนี้

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{2,121}{\sqrt{F_y}}$$

ในการออกแบบเสาซึ่งถูกกระทำโดยแรงกดอัดในแนวแกนนั้น เรามักจะทราบค่าความยาวประสิทธิภาพ KL ของเสา และแรงกดอัดที่กระทำต่อเสา P แต่เนื่องจากเราไม่ทราบขนาดหน้าตัดของเสา ดังนั้น ขั้นตอนการออกแบบเสาจะมีดังนี้

1. สมมุติค่าอัตราส่วนความชะลูด KL/r ของเสาขึ้นมามีค่าหนึ่ง ซึ่งควรจะอยู่ในช่วง 50 ถึง 100 ซึ่งเป็นช่วงของอัตราส่วนความชะลูดของเสาที่พบมากในโครงสร้างโดยส่วนใหญ่
2. ทำการคำนวณหาหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_a
3. หาค่าพื้นที่หน้าตัดของเสา $A_{req'd} = P/F_a$ และทำการเลือกขนาดหน้าตัดของเสา
4. หาค่าอัตราส่วนความชะลูดที่แท้จริงของเสา จากนั้น หาค่าหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_a และหาหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ P_a ถ้าหน้าตัดของเสาที่เลือกมีค่าแรง P_a ที่น้อยกว่าค่าแรง P แล้ว เราจะต้องเพิ่มขนาดหน้าตัดเสาขึ้น แต่ถ้าหน้าตัดของเสาที่เลือกมีค่าแรง P_a ที่มากกว่าค่าแรง P มากแล้ว เราจะต้องลดเพิ่มขนาดหน้าตัดเสาลง จากนั้น ทำการตรวจสอบต่อไป

ตารางที่ 3-2 ค่าสูงสุดของอัตราส่วนของความกว้างต่อความหนาของหน้าตัดอัดแน่นและไม่อัดแน่น (ASD specification)

รายละเอียด		อัตราส่วน ความกว้าง- ความหนา	ค่าจำกัดของอัตราส่วนของความกว้างต่อความหนา	
			หน้าตัดแบบอัดแน่น	หน้าตัดแบบไม่อัดแน่น
ปีกของคานหน้าตัดรูปตัว I และตัว C ภายใต้การดัด		b/t	$545/\sqrt{F_y}$	$796/\sqrt{F_y}$
ขาของเหล็กฉากที่เชื่อมต่อกันอย่างต่อเนื่อง; ขาเหล็กฉากหรือแผ่นเหล็กที่ยื่นออกมาจากคานหรือเสา; stiffener ใน plate girders		b/t	NA	$796/\sqrt{F_y}$
ขาของหน้าตัดรูปตัว T		d/t	NA	$1,065/\sqrt{F_y}$
ส่วนยื่นปลายที่ถูกรองรับอย่างง่ายตลอดความยาวของส่วนยื่น เช่น ขาของเหล็กฉาก และ ขาของเหล็กฉากคู่ที่ไม่เชื่อมกันเป็นต้น		b/t	NA	$637/\sqrt{F_y}$
ปีกของหน้าตัดสี่เหลี่ยมกลวงที่มีความหนาคงที่และถูกกระทำโดยการดัดหรือการกดอัด; ปีกของแผ่นเหล็กทาบท (cover plate) ระหว่างแนวของตัวยึดหรือรอยเชื่อม		b/t	$1,593/\sqrt{F_y}$	$1,995/\sqrt{F_y}$
ส่วนยึดปลายอื่น ๆ ที่ถูกกดอัดอย่างสม่ำเสมอ		b/t h/t_w	NA	$2,121/\sqrt{F_y}$
เอวถูกกระทำโดยแรงกดอัดเนื่องจากการดัด		d/t h/t_w	$5,366/\sqrt{F_y}$ -	- $6,371/\sqrt{F_b}$
เอวถูกกระทำโดยการกดอัดและการดัดร่วมกัน		d/t_w h/t_w	เมื่อ $f_a/F_y \leq 0.16$; $\frac{5366}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y} \right)$ เมื่อ $f_a/F_y > 0.16$; $2,155/\sqrt{F_y}$ -	- - $6,371/\sqrt{F_b}$
หน้าตัดกลมกลวงถูกกระทำโดยการกดอัดในแนวแกนหรือการดัด		D/t	$27,667/\sqrt{F_y}$	-

ตัวอย่างที่ 3-3

จงตรวจสอบว่าปีกและเอวของเสาหน้าตัด W350×115 ในตัวอย่างที่ 3-3 จะเสียเสถียรภาพภายใต้แรงกดอัดหรือไม่

$$\frac{b}{t} = \frac{348/2}{16} = 10.875$$

$$\frac{796}{\sqrt{F_y}} = \frac{796}{\sqrt{2,500}} = 15.92 > 10.875 \quad \text{O.K.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344}{10} = 34.4$$

$$\frac{2,121}{\sqrt{F_y}} = \frac{2,121}{\sqrt{2,500}} = 42.42 > 34.4 \quad \text{O.K.}$$

ดังนั้น ปีกและเอวของเสาหน้าตัด W350×115 จะไม่เสียเสถียรภาพภายใต้แรงกดอัด

ตัวอย่างที่ 3-4

กำหนดให้เสามีความสูง 6.5 m ฐานรองรับโดยหมุดที่ปลายทั้งสองด้านและต้องรองรับแรงกดอัดในแนวแกนเท่ากับ 250 tons จงทำการออกแบบหาขนาดหน้าตัดเสา W350 โดยใช้เหล็กที่มี $F_y = 3,200 \text{ kg/cm}^2$

1. สมมุติค่าอัตราส่วนความชะลูด KL/r

$$\text{สมมุติให้ } KL/r = 50$$

2. หาค่าหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_a

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 1,581.2 \text{ kg/cm}^2$$

3. หาพื้นที่หน้าตัดของเสาและเลือกขนาดหน้าตัดของเสา

$$A_{req'd} = \frac{250,000}{1,581.2} = 158.1 \text{ cm}^2$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะลองใช้น้ำตัด W350×131 kg/m ซึ่งมี $A = 166.6 \text{ cm}^2$ และ $r_y = 8.43 \text{ cm}$

4. อัตราส่วนความชะลูดที่แท้จริงของเสา

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1(650)}{8.43} = 77.1$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 1,298.6 - (1,289.6 - 1,287.0)0.1 = 1,297.4 \text{ kg/cm}^2$$

ค่าแรงกดอัดที่ยอมให้

$$P_a = 1,297.4(166.6) = 216,146 \text{ kg} < 250,000 \text{ kg}$$

ดังนั้น ต้องทำการเลือกหน้าตัดให้ใหญ่ขึ้น

ลองใช้น้ำตัด W350×156 kg/m ซึ่งมี $A = 198.4 \text{ cm}^2$ และ $r_y = 8.53 \text{ cm}$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1(650)}{8.53} = 76.2$$

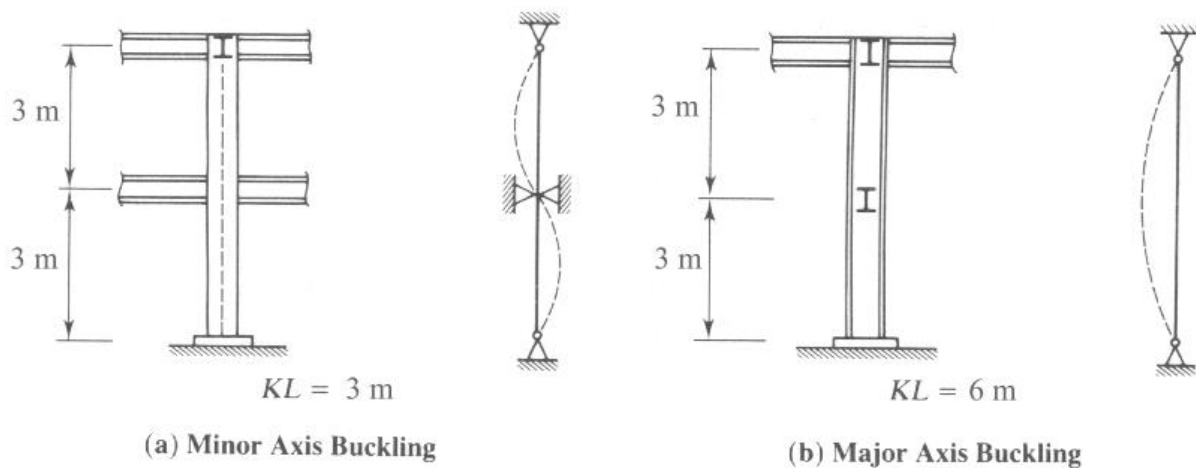
$$F_a = 1,310.2 - (1,310.2 - 1,298.6)0.2 = 1,307.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_a = 1,307.9(198.4) = 259,487 \text{ kg} > 250,000 \text{ kg}$$

O.K.

3-7 เสาที่มีการค้ำยัน

ในบางกรณี เสาอาจจะมีการค้ำยันทางด้านข้างในทิศทางของแกนรอง (minor axis) ของหน้าตัดเสา ดังที่แสดงในรูปที่ 3-12 เพื่อเพิ่มความสามารถในการป้องกันการโก่งคดของเสารอบแกนดังกล่าวและเพิ่มความสามารถของเสาในการรับแรงกดอัดด้วย ดังนั้น ความยาวประสิทธิภาพ KL ของเสารอบแกนดังกล่าวจะมีค่าลดลงจากความยาวประสิทธิภาพของเสาดังกล่าวที่ไม่มีการค้ำยันทางด้านข้างและมักจะมีค่าที่แตกต่างจากความยาวประสิทธิภาพของเสารอบแกนหลัก (major axis) ของหน้าตัดเสา ดังที่แสดงในรูปที่ 3-12a และ 3-12b



รูปที่ 3-12

ในการออกแบบเสาที่มีลักษณะนี้ เราจะใช้วิธี trial and error ซึ่งจะมีขั้นตอนการออกแบบดังนี้

1. สมมุติอัตราส่วนความชะลูด KL/r ของเสาขึ้นมาค่าหนึ่ง ซึ่งควรอยู่ในช่วง 50 ถึง 100
2. หาค่าหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_a
3. หาค่าพื้นที่หน้าตัดของเสา $A_{req'd} = P/F_a$ และทำการเลือกขนาดหน้าตัดของเสา
4. หาอัตราส่วนความชะลูด $\left(\frac{KL}{r}\right)_x$ และ $\left(\frac{KL}{r}\right)_y$ ที่แท้จริงของเสา โดยที่อัตราส่วนความชะลูดที่มากกว่าจะเป็นตัวควบคุมกำลังของเสา
5. หาค่าหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_a อีกครั้งและหาแรงกดอัดที่ยอมให้ P_a ถ้าหน้าตัดของเสาที่เลือกมีค่าแรง P_a ที่น้อยกว่าค่าแรง P แล้ว เราจะต้องเพิ่มขนาดหน้าตัดของเสาขึ้น แต่ถ้าหน้าตัดของเสาที่เลือกมีค่าแรง P_a ที่มากกว่าค่าแรง P มากแล้ว เราจะต้องลดขนาดหน้าตัดของเสา ลง จากนั้น ทำการตรวจสอบต่อไป

ตัวอย่างที่ 3-5

กำหนดให้เสาเหล็กที่มี $F_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ ต้องรองรับแรงกดอัดในแนวแกนเท่ากับ $130,000 \text{ kg}$ โดยมี effective length $K_x L_x = 8.0 \text{ m}$ และ $K_y L_y = 4.0 \text{ m}$ จงทำการออกแบบหาขนาดหน้าตัดเสา W300 ที่เบาที่สุด

1. สมมติอัตราส่วนความชะลูด KL/r

สมมติให้ $KL/r = 50$

2. หาค่าหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_a

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 1,231.1 \text{ kg/cm}^2$$

5. หาพื้นที่หน้าตัดของเสาและเลือกขนาดหน้าตัดของเสา

$$A_{req'd} = \frac{130,000}{1,231.1} = 105.6 \text{ cm}^2$$

3. จากภาคผนวกที่ 2 เราจะลองใช้หน้าตัด W300×84.5kg/m ซึ่งมี $A = 107.7 \text{ cm}^2$ และ

$$r_x = 12.5 \text{ cm} \quad r_y = 7.16 \text{ cm}$$

4. หาอัตราส่วนความชะลูด $(KL/r)_x$ และ $(KL/r)_y$ ที่แท้จริงของเสา

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1(800)}{12.5} = 64.0$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1(400)}{7.16} = 55.9$$

ดังนั้น $(KL/r)_x$ เป็นตัวควบคุมกำลังของเสา

5. หาค่าหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_a

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 1,147.1 \text{ kg/cm}^2$$

ค่าแรงกดอัดที่ยอมให้

$$P_a = 1,147.1(107.7) = 123,542 \text{ kg} < 130,000 \text{ kg}$$

ดังนั้น ต้องทำการเลือกหน้าตัดให้ใหญ่ขึ้น

ลองใช้หน้าตัด W300×87.0kg/m ซึ่งมี $A = 110.8 \text{ cm}^2$ และ $r_x = 13.0 \text{ cm}$ $r_y = 7.51 \text{ cm}$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1(800)}{13.0} = 61.5 \quad \text{และ} \quad \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1(400)}{7.51} = 53.3$$

$$F_a = \frac{1,159.7 + 1,153.4}{2} = 1,156.5 \text{ kg/cm}^2$$

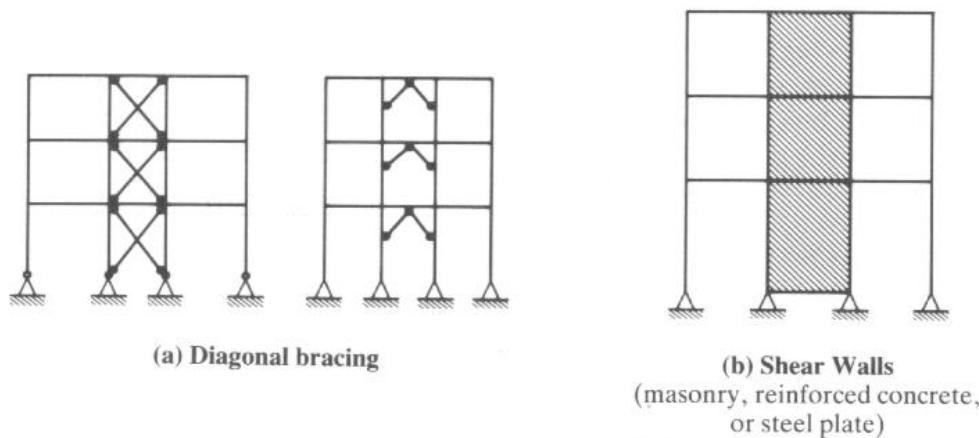
$$P_a = 1,156.5(110.8) = 128,140.2 \text{ kg} < 130,000 \text{ kg}$$

ลองใช้หน้าตัด W300×94.0kg/m ซึ่งจะพบว่าหน้าตัดดังกล่าวสามารถรองรับแรงกดอัดได้อย่างปลอดภัย

3-8 ความยาวประสิทธิผลของเสา-เพิ่มเติม

ในการออกแบบเสา ค่า effective length factor หรือค่า K factor ดังที่แสดงในตารางที่ 3-1 จะถูกนำมาใช้งานได้ค่อนข้างจำกัด เนื่องจากค่า K ดังกล่าวถูกกำหนดขึ้นมาโดยใช้ข้อสมมุติฐานหลายข้อ ซึ่งทำให้ผู้ออกแบบต้องใช้วิจารณญาณเป็นหลักในการประเมินค่า K เพื่อให้สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงของโครงสร้าง โดยทั่วไปแล้ว ค่า K ดังกล่าวจะถูกนำมาใช้ในการออกแบบเสาเบื้องต้นในกรณีที่โครงสร้างไม่เกิดการเซ (sidesway) เท่านั้น เช่น เสาในโครงสร้างที่มีการค้ำยันโดยใช้ค้ำยันในแนวทแยง (diagonal bracing) และโดยใช้ผนังรับแรงเฉือน (shear wall) ดังที่แสดงในรูปที่ 3-13 ซึ่งค่า K ของเสาใน frame เหล่านี้จะอยู่ในช่วงของกรณี (a) และกรณี (d) ของตารางที่ 3-1 เป็นต้น

ในกรณีที่เรากำลังต้องการหาค่า K ที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากกว่าค่า K ที่หาได้จากตารางที่ 3-1 ว.ส.ท. เสนอให้หาค่า K factor โดยใช้ alignment chart ดังที่แสดงในรูปที่ 3-14 ซึ่งแบ่งออกได้เป็น 2 กรณีคือ กรณีที่เสามีการค้ำยันไม่ให้เกิดการเซ (sidesway prevented) และกรณีที่เสาไม่มีการค้ำยันเพื่อป้องกันการเซ (sidesway uninhibited)



รูปที่ 3-13

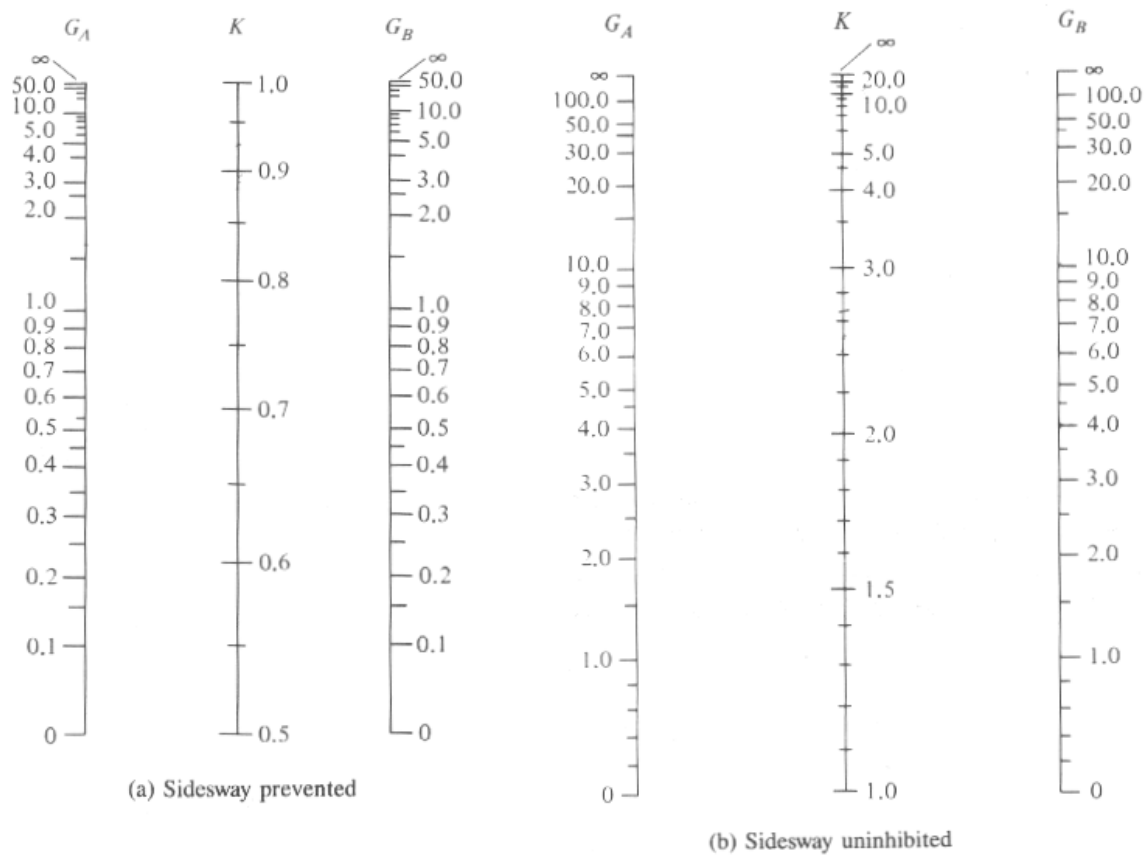
Charts ทั้งสองนี้ได้ถูกพัฒนาโดย T.C. Kavanagh จากแนวคิดที่ว่า ความต้านทานต่อการหมุนของคานและ girders ที่เชื่อมต่อที่ปลายของเสาจะขึ้นอยู่กับความแข็งแกร่งต่อการหมุน (rotational stiffness) ของคานและ girders เหล่านั้น และจากวิชา structural analysis เราทราบมาแล้วว่า rotational stiffness คือค่าของ moment ที่จะทำให้เกิดการหมุนขนาดหนึ่งหน่วยที่ปลายด้านหนึ่งของคาน เมื่อปลายอีกด้านหนึ่งของคานถูกยึดแน่นและมีค่าเท่ากับ $4EI/L$ ดังนั้น เราจะเห็นได้ว่าการยึดตรึงต่อการหมุนที่ปลายของเสาจะแปรผันโดยตรงกับอัตราส่วนของผลรวมของค่าความแข็งแกร่งของเสาต่อค่าความแข็งแกร่งของคานและ girders ที่เชื่อมต่อที่ปลายของเสาที่พิจารณา ซึ่งถูกกำหนดโดย

$$G = \frac{\sum \frac{4EI}{L} \text{ for columns}}{\sum \frac{4EI}{L} \text{ for girders}} = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}}$$

การใช้ alignment charts มีขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. ทำ preliminary design โดยใช้ค่า K จากตารางที่ 3-1 เพื่อประมาณขนาดของเสาอย่างคร่าว ๆ
2. เลือก alignment chart ที่จะนำมาใช้
3. คำนวณหาค่า G ที่ปลายทั้งสองของเสา กำหนดให้เป็น G_A และ G_B

4. ลากเส้นตรงเชื่อมระหว่างค่า G_A และ G_B แล้วทำการอ่านค่า K จาก chart



รูปที่ 3-14

นอกจากนั้นแล้ว Structural Stability Research Council ยังได้ให้คำแนะนำต่อไปในการใช้ alignment charts ด้วย

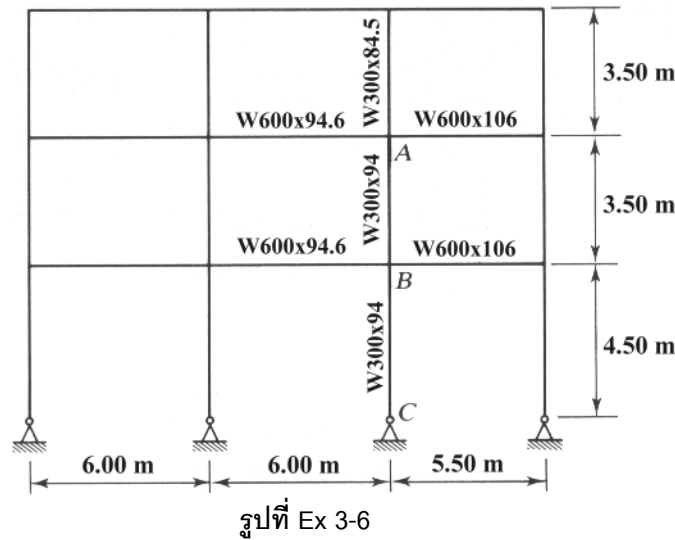
1. ถ้าปลายของเสาถูกเชื่อมต่อเข้ากับฐานรากโดยใช้หมุดแล้ว ค่า G ที่ใช้ควรมีค่าเท่ากับ 10
2. ถ้าปลายของเสาถูกเชื่อมต่อเข้ากับฐานรากแบบยึดแน่นแล้ว ค่า G ที่ใช้ควรมีค่าเท่ากับ 1.0
3. ถ้าปลายของเสาถูกเชื่อมต่อเข้ากับคานและ girders โดยปลายด้านไกลของคานและ girders ดังกล่าวถูกเชื่อมต่อแบบหมุดและจุดเชื่อมต่อแบบยึดแน่นแล้ว ค่าความแกร่งของคานและ girders ดังกล่าวควรที่จะถูกคูณด้วย factor ดังที่แสดงในตารางที่ 3-3

ตารางที่ 3-3 ค่า G ตามเงื่อนไขที่ปลายด้านไกลของคานและ girders

เงื่อนไขที่ปลายด้านไกลของคานและ girders	ไม่มีการเซ	มีการเซ
ปลายด้านไกลของคานและ girders ถูกเชื่อมต่อแบบหมุด	1.5	0.5
ปลายด้านไกลของคานและ girders ถูกเชื่อมต่อแบบยึดแน่น	2.0	0.67

ตัวอย่างที่ 3-6

กำหนดให้โครงข้อแข็งที่ไม่มีการค้ำยันมีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ Ex 3-6 และให้เอาของชิ้นส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้าง อยู่ในระนาบของโครงข้อแข็ง จงหาค่า K ของเสา AB และ BC



เสา AB :

สำหรับจุดเชื่อมต่อ A

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)_x}{\sum \left(\frac{I_g}{L_g} \right)_x} = \frac{\frac{16,900}{3.5} + \frac{20,400}{3.5}}{\frac{68,700}{6} + \frac{77,600}{5.5}} = \frac{10,657.1}{25,559.1} = 0.42$$

สำหรับจุดเชื่อมต่อ B

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)_x}{\sum \left(\frac{I_g}{L_g} \right)_x} = \frac{\frac{20,400}{3.5} + \frac{20,400}{4.5}}{\frac{68,700}{6} + \frac{77,600}{5.5}} = \frac{10,361.9}{25,559.1} = 0.41$$

จาก alignment chart ของโครงข้อแข็งที่มีการเซและ $G_A = 0.42$ และ $G_B = 0.41$ เราจะได้ $K_x = 1.14$

สำหรับเสา AB

เสา BC :

สำหรับจุดเชื่อมต่อ B

$$G_B = 0.41$$

สำหรับจุดรองรับ C

จากคำแนะนำของ Structural Stability Research Council เราจะได้ว่า

$$G_C = 10$$

จาก alignment chart ที่มีการเซ เมื่อ $G_B = 0.41$ และ $G_C = 10$ เราจะได้ $K_x = 1.75$ สำหรับเสา BC

ตัวอย่างที่ 3-7

จงหาว่าเสา BC หน้าตัด $W300 \times 94.0 \text{ kg/m}$ ซึ่งมี $A = 119.8 \text{ cm}^2$ และ $r_x = 13.1 \text{ cm}$ $r_y = 7.51 \text{ cm}$ ในตัวอย่างที่ 3-6 สามารถรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้เท่าใด เมื่อโครงข้อแข็งมีการค้ำยันในแนวตั้งฉากกับระนาบของโครงข้อแข็ง girder ที่เชื่อมเข้ากับเสาที่จุดเชื่อมต่อ B ในแนวตั้งฉากกับระนาบของโครงข้อแข็งมีหน้าตัด $W600 \times 94.6 \text{ kg/m}$ และยาว 6 m ทั้งสองด้าน กำหนดให้ $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$

สำหรับจุดเชื่อมต่อ B

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)_y}{\sum \left(\frac{I_g}{L_g} \right)_x} = \frac{\frac{6,750}{3.5} + \frac{6,750}{4.5}}{\frac{68,700}{6} + \frac{68,700}{6}} = \frac{3,428.6}{22,900} = 0.15$$

จากคำแนะนำของ Structural Stability Research Council เราจะได้ว่า

$$G_C = 10$$

จาก alignment chart ของโครงข้อแข็งถูกป้องกันการเซและ $G_B = 0.15$ และ $G_C = 10$ เราจะได้ $K_y = 0.74$

อัตราส่วนความขลุ่ยของเสา

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_x = \frac{1.75(450)}{13.1} = 60.1 \text{ และ } \left(\frac{KL}{r} \right)_y = \frac{0.74(450)}{7.51} = 44.3$$

ดังนั้น $(KL/r)_x$ เป็นตัวควบคุมกำลังของเสา

หาค่าหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_a

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 1,172.1 - (1,172.1 - 1,165.9)0.1 = 1,171.5 \text{ kg/cm}^2$$

ค่าแรงกดอัดที่ยอมให้

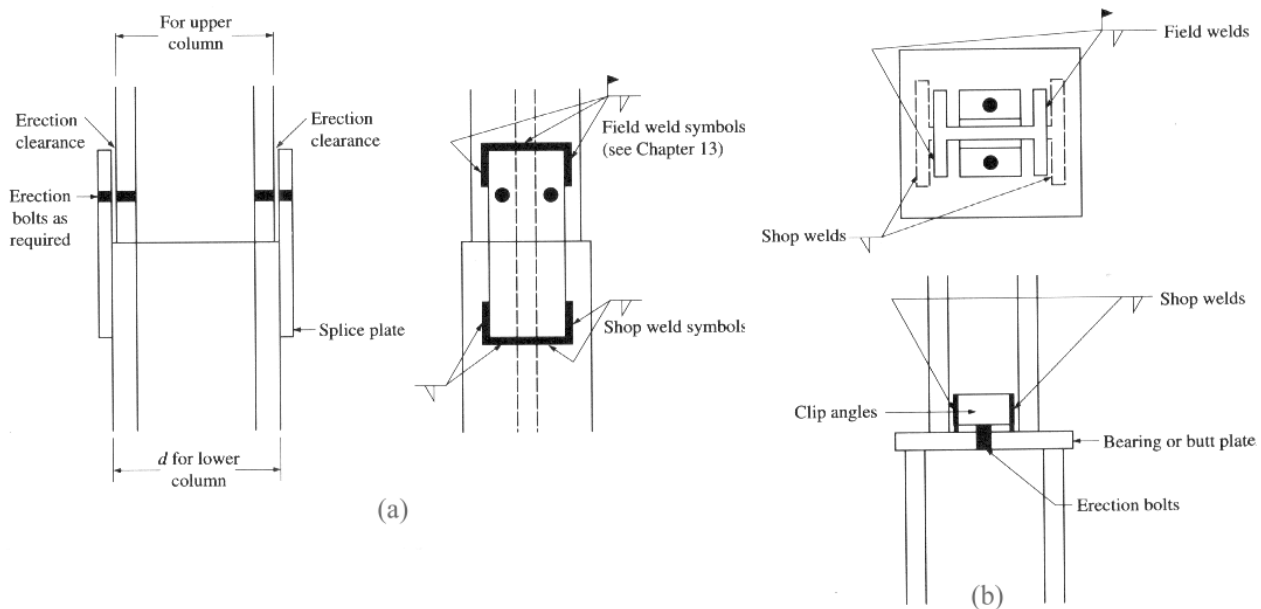
$$P_a = 1,171.5(119.8) = 140,345 \text{ kg} \approx 140.3 \text{ tons}$$

3-9 รอยต่อเสา (Column Splices)

ในการเชื่อมต่อเสา ดังที่แสดงในรูปที่ 3-15 ปลายของเสาที่จะถูกเชื่อมต่อจะต้องถูกปรับแต่งให้สัมผัสกันอย่างสม่ำเสมอและแผ่นเหล็กประกบจะถูกนำมาเชื่อมเข้ากับจุดต่อของเสาอีกที เพื่อให้เกิดการถ่ายแรงกดอัดอย่างสมบูรณ์ แผ่นประกบนี้มีความจำเป็นอย่างมากในการต่อเสาที่ถูกกระทำโดยแรงเฉือนและ moment และมักจะอยู่สูงจากพื้นประมาณ 0.5 เมตร เพื่อไม่ให้อุปกรณ์การเชื่อมต่อของคานเข้ากับเสา

แผ่นเหล็กประกบรับแรงดึง (tension splices) จะมีการรับแรงกระทำที่แตกต่างจากแผ่นเหล็กประกบรับแรงกดอัด (compression splices) มาก เนื่องจากแรงดึงจะถูกถ่ายผ่านแผ่นเหล็กประกบโดยตรง แต่ในกรณีของแผ่นเหล็กประกบรับแรงกดอัดนั้น แรงกดอัดโดยส่วนใหญ่จะถูกถ่ายผ่านผิวสัมผัสของเสาและแผ่นเหล็กประกบจะรับเฉพาะแรงส่วนที่เหลือเท่านั้น

รูปที่ 3-15a แสดงลักษณะของจุดเชื่อมต่อของเสาที่มีขนาดความลึกที่ใกล้เคียงกัน แต่ถ้าหน้าตัดของเสาไม่มีความลึกที่ต่างกันมากแล้ว เราจะต้องใส่แผ่นเหล็กเข้าไปในช่องว่างให้เต็มก่อน แล้วจึงทำการเชื่อมแผ่นเหล็กประกบเข้ากับเสา ในกรณีที่เสาที่มีขนาดความลึกที่แตกต่างกันมาก จุดเชื่อมต่อของเสาจะมีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ 3-15b ซึ่งจะต้องมีแผ่นเหล็กรับแรงแบกทาน (bearing plate) ช่วยในการถ่ายแรงระหว่างเสาด้วย



รูปที่ 3-15

3-10 ฐานรองเสา (Column Base Plate)

เมื่อเสาเหล็กถูกรองรับโดยฐานรากคอนกรีตแล้ว แรงกดอัดที่ถ่ายจากเสาลงสู่ฐานรากจะต้องถูกกระจายออกโดยไม่ให้เกิดการวิบัติในคอนกรีต กล่าวคือหน่วยแรงแบกทาน (bearing stress) ที่เกิดขึ้นใต้แผ่นเหล็กรองฐานเสา (column base plate) ดังที่แสดงในรูปที่ 3-16 จะต้องมีความน้อยกว่าหรือเท่ากับหน่วยแรงแบกทานที่ยอมให้ของคอนกรีต โดยมาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้หน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ $0.45 f'_c$ ส่วน พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 กำหนดให้หน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ $0.375 f'_c$

แต่โดยทั่วไปแล้ว พื้นที่ของแผ่นรองฐานเสา A_1 ควรที่จะเล็กกว่าพื้นที่ของฐานรากคอนกรีต A_2 เพราะจะทำให้คอนกรีตที่ฐานรากมีความสามารถในการรองรับแรงกดอัดได้มากขึ้น เนื่องจากคอนกรีตส่วนที่เกินออกมาจะทำหน้าที่เป็นตัว

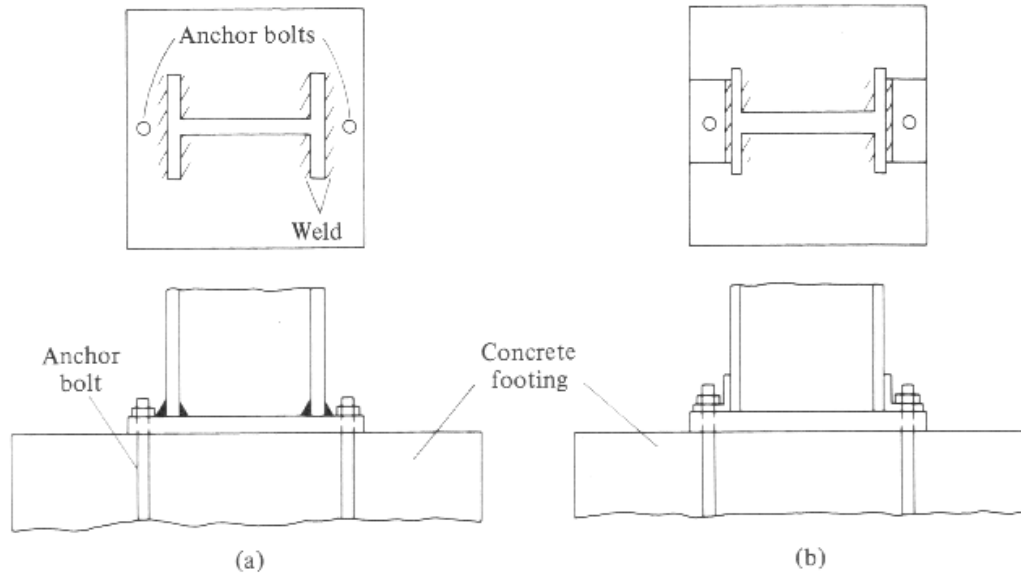
รองรับทางด้านข้างแก่คอนกรีตที่อยู่ใต้แผ่นรองฐาน ดังนั้น ASD specification จึงพิจารณาหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ของคอนกรีต F_p ออกเป็น 2 กรณีดังนี้

1. เมื่อพื้นที่ของแผ่นรองฐาน A_1 มีค่าเท่ากับพื้นที่ของฐานรากคอนกรีต A_2 แล้ว

$$F_p = 0.35 f'_c$$

2. เมื่อพื้นที่ของแผ่นรองฐาน A_1 มีค่าน้อยกว่าพื้นที่ของฐานรากคอนกรีต A_2 แล้ว

$$F_p = 0.35 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.70 f'_c$$



รูปที่ 3-16

เสถียรภายใต้แรงกระทำในแนวแกน

ในการวิเคราะห์แผ่นรองฐานซึ่งถูกกระทำโดยแรงกระทำในแนวแกน ดังที่แสดงในรูปที่ 3-17 เราจะสมมติให้แรง P ถ่ายจากเสาลงสู่ฐานรากอย่างสม่ำเสมอผ่านแผ่นรองฐาน ซึ่งก่อให้เกิดหน่วยแรงแบกทานกระทำต่อฐานราก $f_p = P/A_1$ และฐานรากจะต้านทานต่อความดันดังกล่าวและทำให้แผ่นรองฐานเกิดการดัดขึ้น

เพื่อความสะดวกในการออกแบบ มาตรฐาน ว.ส.ท. แนะนำว่าค่า moment สูงสุดที่จะใช้ในการหาความหนาของแผ่นรองฐานจะเกิดขึ้นที่ระยะ $0.80b_f$ และ $0.95d$ ดังที่แสดงในรูป

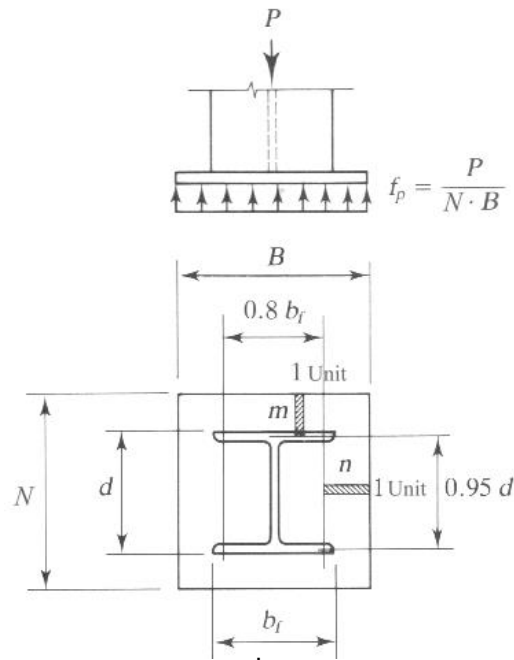
เมื่อพิจารณาความกว้าง 1 หน่วยของแผ่นรองฐานแล้ว เราจะหาค่า moment สูงสุดที่เกิดขึ้นในหน้าตัดที่วิกฤติทั้งสองได้ดังนี้

ชั้นส่วนที่มีความยาว n

$$M = f_p n \frac{n}{2} = \frac{f_p n^2}{2}$$

ชั้นส่วนที่มีความยาว m

$$M = f_p m \frac{m}{2} = \frac{f_p m^2}{2}$$



รูปที่ 3-17

Section modulus ของแผ่นรองรับฐานที่มีความกว้าง 1 หน่วย

$$S = \frac{I}{c} = \frac{1}{12} \frac{t^3}{t/2} = \frac{t^2}{6}$$

เนื่องจากหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจะหาได้จากสมการ $Mc/I = M/S$ ดังนั้น ความหนาของแผ่นรองรับฐานที่ต้องการของชิ้นส่วนความยาว m จะหาได้จากสมการ

$$F_b = \frac{M}{S} = \frac{f_p (m^2 / 2)}{t^2 / 6} = \frac{3 f_p m^2}{t^2}$$

$$t = \sqrt{\frac{3 f_p m^2}{F_b}}$$

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้ค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของแผ่นรองรับฐาน $F_b = 0.75 F_y$ ดังนั้น

$$t = 2m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$$

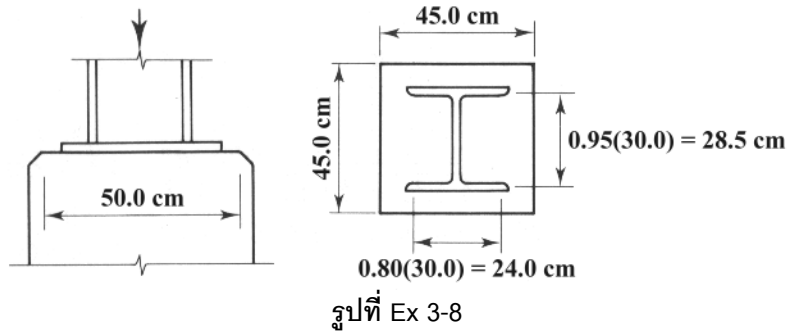
ในทำนองเดียวกัน ความหนาของแผ่นรองรับฐานชิ้นส่วนความยาว n จะหาได้จากสมการ

$$t = 2n \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$$

ถ้า $m = n$ แล้ว ความหนาของแผ่นรองรับฐานจะมีค่าเท่ากันและจะเป็นค่าที่ต่ำที่สุด

ตัวอย่างที่ 3-8

จงออกแบบแผ่นรับแรงแบกทาน (bearing plate) เพื่อที่จะกระจายแรงปฏิกิริยาขนาด $140,300\text{ kg}$ จากเสา BC หน้าตัด $W300 \times 94.0\text{ kg/m}$ ในตัวอย่างที่ 3-5 ซึ่งมี $b_f = 30.0\text{ cm}$, $d = 30.0\text{ cm}$ ลงบนตอม่อขนาด 50 cm คูณ 50 cm ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 3-8 กำหนดให้แผ่นรับแรงแบกทานทำด้วยเหล็กตามมาตรฐาน มอก.107-2517 มี $F_y = 2,400\text{ kg/cm}^2$ และคอนกรีตมีกำลังรับแรงกดอัดประลัย $f'_c = 210\text{ kg/cm}^2$



หน่วยแรงแบกทานที่ยอมให้:

สมมติให้ edge distance ของแผ่นรับแรงแบกทานเท่ากับ 2.5 cm ดังนั้น พื้นที่ของแผ่นรองรับฐาน

$$A_1 = (50 - 5)^2 = 2,025\text{ cm}^2$$

พื้นที่หน้าตัดของตอม่อ

$$A_2 = (50)^2 = 2,500\text{ cm}^2$$

หน่วยแรงแบกทานของคอนกรีต

$$F_p = 0.35 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.35(210) \sqrt{\frac{2,500}{2,025}} = 81.67\text{ kg/cm}^2 \leq 0.70 f'_c = 147.0\text{ kg/cm}^2$$

$$\text{พื้นที่ของแผ่นรับแรงแบกทานที่ต้องการ} = \frac{140,300}{81.67} = 1,717.9\text{ cm}^2$$

ใช้แผ่นเหล็กขนาด 45 cm คูณ 45 cm ($A = 2,025\text{ cm}^2$)

$$f_p = \frac{140,300}{2,025} = 69.3\text{ kg/cm}^2$$

จากรูปเราจะเห็นได้ว่า

$$n = \frac{45 - 24}{2} = 10.5\text{ cm} > m = \frac{45 - 28.5}{2} = 8.25\text{ cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{3 f_p n^2}{F_b}} = \sqrt{\frac{3(69.3)10.5^2}{0.75(2,400)}} = 3.57\text{ cm}$$

ใช้แผ่นเหล็ก PL $450 \times 450 \times 36\text{ mm}$

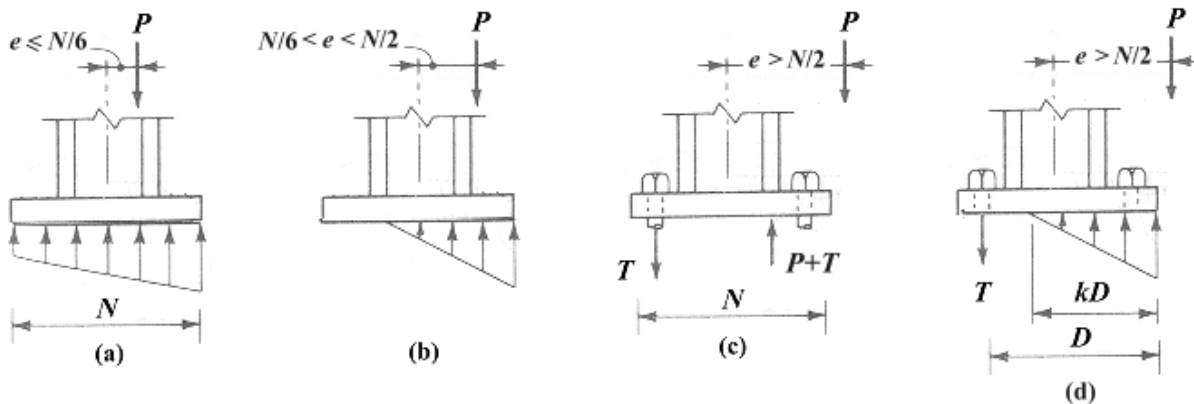
เสาภายใต้แรงกระทำเยื้องศูนย์ (Eccentric Load)

เมื่อเสาถูกกระทำโดยแรงกระทำเยื้องศูนย์หรือเมื่อฐานเสาถูกกำหนดให้เป็นแบบยึดแน่น (สามารถรองรับโมเมนต์ได้) แล้ว การกระจายของหน่วยแรงได้แผ่นรองฐานเสาดังกล่าวจะมีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ 3-18 โดยที่แรงกดอัดในแนวแกนทำให้เกิดหน่วยแรงกดอัดคงที่และโมเมนต์ทำให้เกิดหน่วยแรงกดอัดเพิ่มขึ้นด้านหนึ่งและลดลงอีกด้านหนึ่ง โดยที่หน่วยแรงได้แผ่นรองฐานเสาจะหาได้จากสมการ

$$f_p = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} = \frac{P}{BN} \pm \frac{6M}{BN^2}$$

จากสมการเราจะเห็นได้ว่า เมื่อ $e = M/P = N/6$ แล้ว หน่วยแรงกดอัดที่ปลายด้านหนึ่งได้แผ่นรองฐานเสาจะมีค่าเท่ากับ $2P/BN$ และหน่วยแรงที่ปลายอีกด้านหนึ่งจะมีค่าเท่ากับศูนย์ ดังที่แสดงในรูปที่ 3-18a ซึ่งในกรณีนี้ ความหนา t ของแผ่นรองฐานเสาจะหาได้โดยวิธีการที่กล่าวไปแล้วข้างต้น

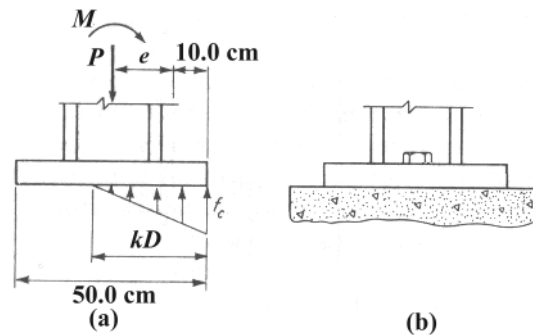
เมื่อโมเมนต์มีค่ามากขึ้นโดยที่ระยะเยื้องศูนย์ $N/6 < e \leq N/2$ แล้ว การกระจายของหน่วยแรงได้แผ่นรองฐานเสาจะมีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ 3-18b และเมื่อโมเมนต์มีค่ามากขึ้นโดยที่ระยะเยื้องศูนย์ $e > N/2$ แล้ว ระบบแรงที่เกิดขึ้นใต้แผ่นรองฐานเสามีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ 3-18c โดยแรง T จะเป็นแรงดึงที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวที่ใช้ยึดแผ่นรองฐานเสาและ $P+T$ เป็นแรงลัพธ์ที่เกิดความสมดุลของแรง โดยทั่วไปแล้ว แรงลัพธ์ดังกล่าวจะถูกสมมุติให้มีการกระจายเป็นรูปสามเหลี่ยม ดังที่แสดงในรูปที่ 3-18d ในกรณีทั้งสองนี้ เราจะหาความหนา t ของแผ่นรองฐานเสาได้โดยใช้สมดุลของแรงเนื่องจากหน่วยแรงได้แผ่นรองฐานเสา $\sum F_y = 0$ และสมดุลของโมเมนต์รอบแนวแกนของเสา $\sum M = 0$



รูปที่ 3-18

ตัวอย่างที่ 3-9

เสาเหล็ก W250×66.4kg/m ตามมาตรฐานเหล็ก Fe24 มอก.116-2529 ถูกกระทำโดยแรงในแนวแกน $P = 40,000 \text{ kg}$ และโมเมนต์ดัด $M = 6,000 \text{ kg} \cdot \text{m}$ ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 3-9a จงตรวจสอบว่าถ้าแผ่นรองฐานเสามีขนาด $37.5 \times 50.0 \text{ cm}$ ซึ่งครอบคลุม 1/3 ของพื้นที่ของฐานรากแล้ว แผ่นรองฐานเสาดังกล่าวสามารถกระจายแรงกดอัดและโมเมนต์ดังกล่าวลงสู่ฐานรากได้หรือไม่ ถ้าไม่ได้ จงออกแบบสลักเกลียวยึดแผ่นรองฐานเสา (base plate) และหาความหนาของแผ่นรองฐานเสา กำหนดให้คอนกรีตของฐานรากมี $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$



รูปที่ EX 3-9

$$\text{ระยะเยื้องศูนย์กลาง } e = \frac{6,000(100)}{40,000} = 15.0 \text{ cm} \quad \text{ดังนั้น} \quad \frac{N}{6} = \frac{50.0}{6} = 8.33 \text{ cm} < e < \frac{N}{2} = 25.0 \text{ cm} \quad \text{และ}$$

การกระจายของหน่วยแรงใต้แผ่นรองฐานเสาจะมีลักษณะดังที่แสดงในรูป

หน่วยแรงกดอัดสูงสุดใต้แผ่นรองฐานเสาจะหาได้จากสมการ

$$f_p = \frac{P}{BN} \pm \frac{6M}{BN^2} = \frac{40,000}{37.5(50)} + \frac{6(6,000)(100)}{37.5(50^2)} = 59.7 \text{ kg/cm}^2$$

หน่วยแรงแบกทานของคอนกรีต

$$F_p = 0.35 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.35(210)\sqrt{3} = 127.3 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.70 f'_c = 147.0 \text{ kg/cm}^2$$

ดังนั้น ขนาดของแผ่นรองฐานเสามีขนาดใหญ่เพียงพอที่จะกระจายแรงกดอัดและโมเมนต์ดังกล่าวลงสู่ฐานราก อย่างไรก็ตาม เราควรยึดแผ่นรองฐานเสาเข้ากับฐานรากโดยใช้สลักเกลียวที่มีขนาดที่เหมาะสมในตำแหน่งดังที่แสดงในรูปที่ Ex 3-9 ซึ่งขึ้นอยู่กับวิจารณ์ของผู้ออกแบบ ดังนั้น ใช้สลักเกลียวขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 12 mm สองตัวยึดในแต่ละด้านของเอวของเสา

ระยะ kD จะหาได้โดยใช้สมมูลของแรงเนื่องจากหน่วยแรงใต้แผ่นรองฐานเสา

$$\sum F_y = 0 \quad 40,000 = \frac{1}{2}(kD)Bf_p = \frac{1}{2}(kD)37.5(59.7)$$

$$kD = 35.7 \text{ cm}$$

ความหนาของแผ่นรองฐานเสาจะหาได้จากการสมมุติให้แผ่นเหล็กวิกฤติที่ใต้ปีกของเสา 12.5 cm ห่างจากขอบของแผ่นเหล็ก ดังนั้น โมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นจะหาได้ดังนี้

$$\text{ค่าหน่วยแรงใต้ปีกของเสา} = (37.5 - 12.5) \frac{59.7}{37.5} = 39.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 39.8(12.5) \frac{12.5}{2} + \frac{1}{2}(59.7 - 39.8)12.5 \left[\frac{2}{3}12.5 \right] = 4,145.8 \frac{\text{kg} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

สำหรับความกว้าง 1 cm , section modulus $= \frac{I}{c} = \frac{(1)t^3}{12} \frac{2}{t} = \frac{t^2}{6}$

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ $F_b = 0.75F_y = 0.75(2,400) = 1,800\text{ kg/cm}^2$

ดังนั้น

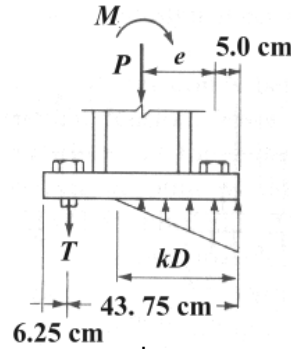
$$\frac{t^2}{6} = \frac{4,145.8}{1,800}$$

$$t = 3.71\text{ cm}$$

ดังนั้น ใช้แผ่นเหล็ก PL 375×500×37.5mm

ตัวอย่างที่ 3-10

จากตัวอย่างที่ Ex 3-9 ถ้าแรงในแนวแกน $P = 84,000 \text{ kg}$ และโมเมนต์ดัด $M = 16,800 \text{ kg} \cdot \text{m}$ จงออกแบบสลักเกลียวยึดแผ่นรองฐานเสา (base plate) และหาความหนาของแผ่นรองฐานเสาโดยใช้เหล็ก Fe30



รูปที่ 3-10

$$\text{ระยะเยื้องศูนย์กลาง } e = \frac{15,360(100)}{76,800} = 20.0 \text{ cm} \quad \text{ดังนั้น } \frac{N}{6} = \frac{50.0}{6} = 8.33 \text{ cm} < e < \frac{N}{2} = 25.0 \text{ cm}$$

หน่วยแรงกดอัดสูงสุดได้แผ่นรองฐานเสาจะหาได้จากสมการ

$$f_p = \frac{P}{BN} \pm \frac{6M}{BN^2} = \frac{76,800}{37.5(50)} + \frac{6(15,360)(100)}{37.5(50^2)} = 139.2 \text{ kg/cm}^2$$

หน่วยแรงแบกทานของคอนกรีต

$$F_p = 0.35 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.35(210)\sqrt{3} = 127.3 \text{ kg/cm}^2 < f_p$$

ดังนั้น จะต้องยึดแผ่นรองฐานเสาเข้ากับฐานรากโดยใช้สลักเกลียว ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 3-10

กำหนดให้หน่วยแรงกดอัดสูงสุดได้แผ่นรองฐานเสามีค่าเท่ากับหน่วยแรงแบกทานของคอนกรีต ระยะ kD จะหาได้โดยใช้สมมูลของโมเมนต์รอบสลักเกลียวที่รับแรงดึง

$$\begin{aligned} 76,800\left(20 + \frac{50}{2} - 6.25\right) &= \frac{1}{2}(kD)BF_p\left[43.75 - \frac{kD}{3}\right] = \frac{1}{2}(kD)37.5(127.3)\left[43.75 - \frac{kD}{3}\right] \\ 2,976,000 &= 2,386.875kD\left[43.75 - \frac{kD}{3}\right] \\ 795.625(kD)^2 - 104,425.781kD + 2,976,000 &= 0 \\ kD &= 41.8 \text{ cm} \end{aligned}$$

แรงดึงในสลักเกลียวหาจากสมมูลของแรง

$$T = \frac{1}{2}(127.3)(41.8)37.5 - 76,800 = 22,972 \text{ kg}$$

จากตารางที่ 6-3 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ของสลักเกลียว A307 มีค่าเท่ากับ $1,400 \text{ kg/cm}^2$ ดังนั้น พื้นที่หน้าตัดของสลักเกลียว $= \frac{22,972}{1,400} = 16.41 \text{ cm}^2$ ดังนั้น ใช้สลักเกลียว A307 ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 25 mm จำนวน 4 ตัววางห่างกัน 7.5 cm center-to-center

ความหนาของแผ่นรองฐานเสาจะหาได้จากการสมมติให้แผ่นเหล็กวิกฤติที่ใต้ปีกของเสา 12.5 cm ห่างจากขอบของแผ่นเหล็ก ดังนั้น โมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นจะหาได้ดังนี้

$$\text{ค่าหน่วยแรงใต้ปีกของเสา} = (41.8 - 12.5) \frac{127.3}{41.8} = 89.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 89.2(12.5) \frac{12.5}{2} + \frac{1}{2} (127.3 - 89.2) 12.5 \left[\frac{2}{3} 12.5 \right] = 8,953.1 \frac{\text{kg} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

$$\text{สำหรับความกว้าง 1 cm, section modulus} = \frac{I}{c} = \frac{(1)t^3}{12} \frac{2}{t} = \frac{t^2}{6}$$

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของเหล็ก Fe 30 $F_b = 0.75F_y = 0.75(3,000) = 2,250 \text{ kg/cm}^2$
 ดังนั้น

$$\frac{t^2}{6} = \frac{8,953.1}{2,250}$$

$$t = 4.89 \text{ cm}$$

ดังนั้น ใช้แผ่นเหล็ก Fe 30 PL 375 × 500 × 50 mm

บทที่ 4

การออกแบบคานและองค์อาคารรับแรงดัด

4-1 บทนำ

คาน (beams) เป็นองค์อาคารของโครงสร้างที่วางอยู่ในแนวนอนและมักจะรองรับแรงกระทำหรือน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งไปตามความยาวขององค์อาคาร เช่น ตง (joists) แป (purlins) ทับหลัง (lintels) คานขอบ (spandrel beams) คานชอย (stringers) คานรับพื้น (floor beam) คานขนาดใหญ่ (girders) และโครงสร้างอื่น ๆ ที่มีลักษณะดังกล่าว

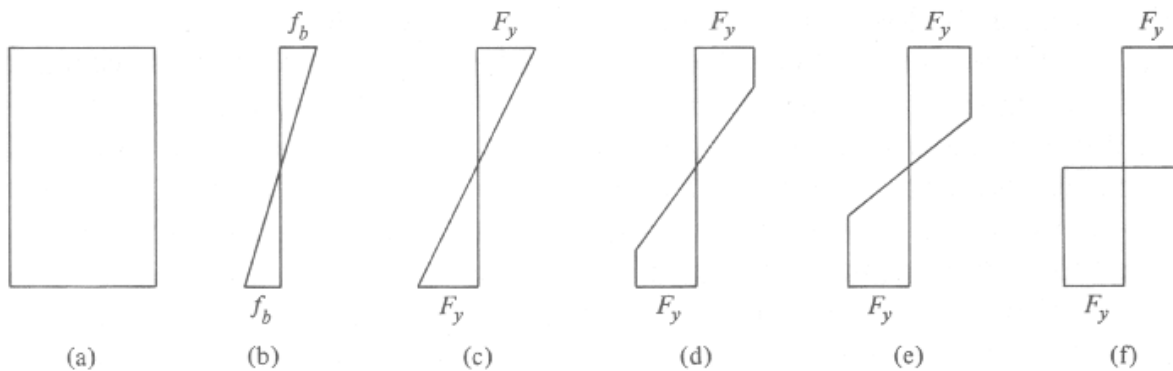
โดยทั่วไปแล้ว คานเหล็กมักจะมีหน้าตัดรูปตัว W, รูปตัว I, สี่เหลี่ยมกลวง (box section), และรูปตัว C คานหน้าตัดรูปตัว W จะเป็นคานที่มีหน้าตัดที่ประหยัดมากที่สุด เนื่องจากมีพื้นที่ในส่วนของปีก (flanges) มากกว่าหน้าตัดรูปตัว I ซึ่งทำให้หน้าตัดรูปตัว W มีค่า moment of inertia ต่อพื้นที่หน้าตัดมากกว่าหน้าตัดรูปตัว I นอกจากนั้นแล้ว คานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมกลวงก็เป็นคานที่มีหน้าตัดที่ประหยัดอีกรูปแบบหนึ่ง ซึ่งมีความสามารถต้านทานต่อแรงดัดและแรงบิดได้ดี คานหน้าตัดรูปตัว C มักจะถูกใช้เป็นคานที่รองรับน้ำหนักน้อย ๆ เช่น แป เป็นต้น ซึ่งจะมีความต้านทานต่อแรงกระทำด้านข้าง (lateral forces) ได้น้อยและมักจะต้องถูกค้ำยันโดยเหล็กเส้นยึดกันหย่อน (sag rods)

พิจารณาคานเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งถูกกระทำโดยโมเมนต์ดัด M รอบแกนสะเทิน (neutral axis) ของคาน ดังที่แสดงในรูปที่ 4-1 เมื่อคานมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) และมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่น้อยมากแล้ว หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจะมีการกระจายแบบเส้นตรงจากศูนย์ที่แกนสะเทินจนมีค่าสูงสุดที่ผิวด้านบนสุดและล่างสุดของคาน ดังที่แสดงในรูปที่ 4-1b และหน่วยแรงดัด (flexural stress) สูงสุดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดของคานจะหาได้จากสมการการดัด (flexural formula)

$$f_b = \frac{Mc}{I}$$

โดยที่ c เป็นระยะที่วัดจากแกนสะเทินถึงผิวด้านบนหรือผิวด้านล่างของคาน

I เป็น moment of inertia ของพื้นที่หน้าตัดของคานรอบแกนสะเทิน



รูปที่ 4-1

โดยทั่วไปแล้ว อัตราส่วนของ I/c ของหน้าตัดคานจะมีค่าคงที่ ซึ่งเรียกว่า section modulus S ดังนั้น หน่วยแรงดัดจะหาได้จากสมการ

$$f_b = \frac{M}{S}$$

เมื่อโมเมนต์ดัดมีค่าเพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ จนถึงค่า ๆ หนึ่งแล้ว ค่าหน่วยแรงดัดที่ผิวด้านบนสุดและล่างสุดของคานจะมีค่าเท่ากับ yield stress ของเหล็กและการกระจายของหน่วยแรงดัดก็ยังคงเป็นแบบเส้นตรง ดังที่แสดงในรูปที่ 4-1c ค่า moment นี้จะถูกเรียกว่า yield moment M_y ถ้าให้โมเมนต์ดัดมีค่าเพิ่มมากขึ้นกว่า yield moment เรื่อย ๆ แล้ว ฝวคานด้านบนสุดและล่างสุดที่มีหน่วยแรงดัดเท่ากับ yield stress ก็ยังคงรับหน่วยแรงเท่าเดิม โดยที่หน่วยแรงดัดที่เพิ่มขึ้นจะถูกต้านทานโดยส่วนของหน้าตัดคานที่อยู่ใกล้แกนสะเทินมากขึ้นเรื่อย ๆ และจะทำให้พื้นที่ของหน้าตัดคานที่มีหน่วยแรงดัดเท่ากับ yield stress มากขึ้นเรื่อย ๆ ดังที่แสดงในรูปที่ 4-1d และ 4-1e สุดท้าย ทุก ๆ จุดบนหน้าตัดของคานจะมีหน่วยแรงดัดเท่ากับ yield stress ซึ่งเรียกว่า plastic hinge ดังที่แสดงในรูปที่ 4-1f และหน้าตัดของคานจะไม่สามารถต้านทานต่อโมเมนต์ดัดที่เพิ่มมากขึ้นอีกต่อไป ค่าโมเมนต์ดัดที่ทำให้เกิด plastic hinge ดังกล่าวจะถูกเรียกว่า plastic moment M_p

4-2 การออกแบบคานโดยใช้สมการการดัด (Flexural Formula)

ขั้นตอนในการออกแบบคานมีดังนี้

1. หาขนาดหน้าตัดของคานให้มีขนาดที่ใหญ่พอเพียงในการต้านทานต่อ โมเมนต์ดัด เนื่องจากแรงกระทำ
2. ตรวจสอบว่าหน้าตัดของคานดังกล่าวมีความต้านทานต่อแรงเฉือน มีความต้านทานต่อการยุบ (crippling) มีความต้านทานต่อการโก่งเดาะ (buckling) และมีการรองรับทางด้านข้าง (lateral support) ที่พอเพียงหรือไม่
3. ตรวจสอบว่าการโก่งตัว (deflection) ของคานมีค่าต่ำกว่าที่กำหนดโดยข้อกำหนดการออกแบบ (building code) หรือไม่

ในการออกแบบหาขนาดหน้าตัดของคานโดยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ (allowable stress design) นั้น หน่วยแรงดัดสูงสุดจะต้องมีค่าไม่เกินให้หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ (allowable bending stress) F_b (การหาค่า F_b จะกล่าวถึงใน section ที่ 4-3) ดังนั้น

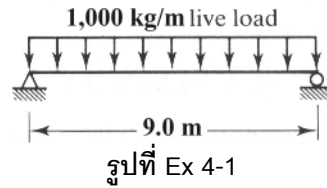
$$F_b = \frac{M_{\max}}{S}$$

ดังนั้น เมื่อเราทราบค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดในคานแล้ว เราจะหาขนาดหน้าตัดของคานที่ต้องการได้จากสมการ

$$S = \frac{M_{\max}}{F_b}$$

ตัวอย่างที่ 4-1

จงออกแบบหาขนาดหน้าตัด W ที่เบาที่สุดของคานรองรับอย่างง่าย (simply-supported beam) ที่มีช่วงคาน 9.0 m ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 4-1 กำหนดให้น้ำหนักบรรทุกจร (live load) มีค่าเท่ากับ $1,000\text{ kg/m}$ และหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ (allowable bending stress) $F_b = 1,440\text{ kg/cm}^2$



สมมติให้คานมีน้ำหนัก 100 kg/m ดังนั้น

$$w = 1,000 + 100 = 1,100\text{ kg/m}$$

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{1,100(9^2)}{8} = 11,138\text{ kg} \cdot \text{m}$$

ขนาดหน้าตัดของคานที่ต้องการได้จากสมการ

$$S_{req'd} = \frac{M_{\max}}{F_b} = \frac{11,138(100)}{1,440} = 773.5\text{ cm}^3$$

จากคุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กมาตรฐานในภาคผนวกที่ 1 เราจะพบว่า หน้าตัดของเหล็กโครงสร้างรูปพรรณหน้าตัดเหล่านี้นี้เป็นหน้าตัดที่เหมาะสมในการใช้งาน

$$W250 \times 66.5\text{ kg/m} \text{ มี } S_x = 801\text{ cm}^3$$

$$W300 \times 65.4\text{ kg/m} \text{ มี } S_x = 893\text{ cm}^3$$

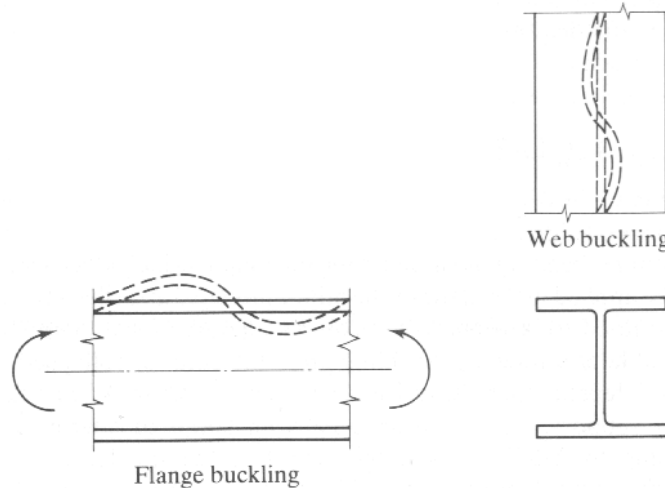
$$W350 \times 49.6\text{ kg/m} \text{ มี } S_x = 775\text{ cm}^3$$

$$W350 \times 57.8\text{ kg/m} \text{ มี } S_x = 909\text{ cm}^3$$

เลือกใช้เหล็กโครงสร้างรูปพรรณหน้าตัด $W350 \times 49.6\text{ kg/m}$ มี $S_x = 775\text{ cm}^3$ ซึ่งเป็นหน้าตัดที่เบาที่สุด และเนื่องจากคานมีน้ำหนักน้อยกว่าที่สมมติไว้ หน้าตัดนี้จึงเป็นหน้าตัดที่มีขนาดใหญ่พอเพียงในการต้านทานต่อโมเมนต์ดัดเนื่องจากแรงกระทำ

4-3 หน้าตัดแบบอัดแน่น (Compact Section)

ในการพิจารณาคานที่ผ่านมา เราพิจารณาเพียงกำลังของคานในการต้านทานต่อแรงกระทำเท่านั้น แต่ถ้าปีก (flanges) หรือเอว (webs) ของคานที่รับแรงกดอัดมีลักษณะที่บางมาก ๆ แล้ว ปีกและเอวดังกล่าวของคานอาจจะเกิดการวิบัติโดยการโก่งเดาะ (buckling) ก่อนที่จะเกิดการวิบัติโดยความไม่เพียงพอของกำลังของคาน ดังที่แสดงในรูปที่ 4-2



รูปที่ 4-2

ASD specification ได้แบ่งหน้าตัดขององค์อาคารรับแรงกดอัดออกเป็น 3 แบบคือ หน้าตัดแบบอัดแน่น (compact sections) หน้าตัดแบบไม่อัดแน่น (noncompact sections) และหน้าตัดที่มีชิ้นส่วนรับแรงกดอัดที่เรียวยาว (slender compression elements)

คานหน้าตัดแบบอัดแน่นจะเป็นคานที่สามารถรับแรงกระทำได้จนถึงจุดที่มี plastic hinge เกิดขึ้นทั้งหน้าตัดโดยไม่มี local buckling เกิดขึ้น โดยทั่วไปแล้ว หน้าตัดมาตรฐานของเหล็กจะเป็นหน้าตัดแบบอัดแน่น ASD specification กำหนดให้คานจะมีหน้าตัดแบบอัดแน่น เมื่ออัตราส่วนของความกว้างต่อความหนาของปีกของคานที่รับแรงกดอัดมีค่าไม่เกินค่าต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

1. สำหรับปีกแบบยึดปลาย (stiffened element) - ปีกของคานที่มีการรองรับทั้งสองด้านในทิศทางของแรงกดอัด เช่นปีกของ box beam เป็นต้น

$$\frac{b}{t_f} \leq 1,593 / \sqrt{F_y}$$

เมื่อ b เป็นความกว้างจริงของ stiffened element

2. สำหรับปีกแบบยื่นปลาย (unstiffened element) - ปีกของคานที่มีการรองรับเพียงด้านเดียวในทิศทางของแรงกดอัด เช่น ปีกของคานหน้าตัดรูป W และ I เป็นต้น

$$\frac{b}{t_f} \leq 545 / \sqrt{F_y}$$

และเมื่ออัตราส่วนของความลึกต่อความหนาของเอวของคานที่รับแรงกดอัดมีค่าไม่เกิน

$$\frac{d}{t_w} \leq 5,366 / \sqrt{F_y}$$

เมื่อคานหน้าตัดแบบอัดแน่นมีการค้ำยันทางด้านข้างที่เพียงพอ (ดูรายละเอียดใน section ที่ 4-4) แล้ว หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของคานรอบแกนหลัก (major axis) จะหาได้จากสมการ

$$F_b = 0.66F_y$$

ในกรณีที่มีการดัดรอบแกนรอง (minor axis) ของหน้าตัดที่สมมาตรสองแกน เช่น I เป็นต้น แล้ว หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของคานจะหาได้จากสมการ

$$F_b = 0.75F_y$$

คานหน้าตัดแบบไม่อัดแน่นจะเป็นคานที่สามารถรับแรงกระทำได้จนถึงมีการ yielding เกิดขึ้นได้ในบางส่วนของหน้าตัดก่อนที่จะเกิด local buckling จะเกิดขึ้น เมื่อคานหน้าตัดแบบไม่อัดแน่นมีการค้ำยันทางด้านข้างที่พอเพียง (ดูรายละเอียดใน section ที่ 4-4) แล้ว หน่วยแรงดัดที่ยอมให้จะหาได้จากสมการ

$$F_b = 0.60F_y$$

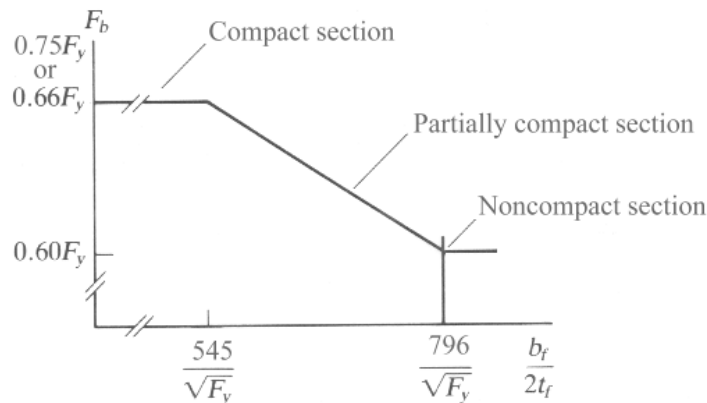
ในกรณีที่หน้าตัดของคานมี flanges แบบไม่อัดแน่นและ web แบบอัดแน่นแล้ว หน้าตัดของคานดังกล่าวจะถูกเรียกว่า หน้าตัดแบบอัดแน่นบางส่วน (partially compact section) ซึ่งมีช่วงของหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ดังที่แสดงในรูปที่ 4-3 และในกรณีที่คานมีการค้ำยันทางด้านข้างที่พอเพียงแล้ว แน่น ASD specification กำหนดให้หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของหน้าตัดจะหาได้จากสมการ

กรณีของการดัดรอบแกนหลัก

$$F_b = F_y \left[0.790 - 0.000238 \left(\frac{b}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right]$$

กรณีของการดัดรอบแกนรอง

$$F_b = F_y \left[1.075 - 0.000596 \left(\frac{b}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right]$$



รูปที่ 4-3

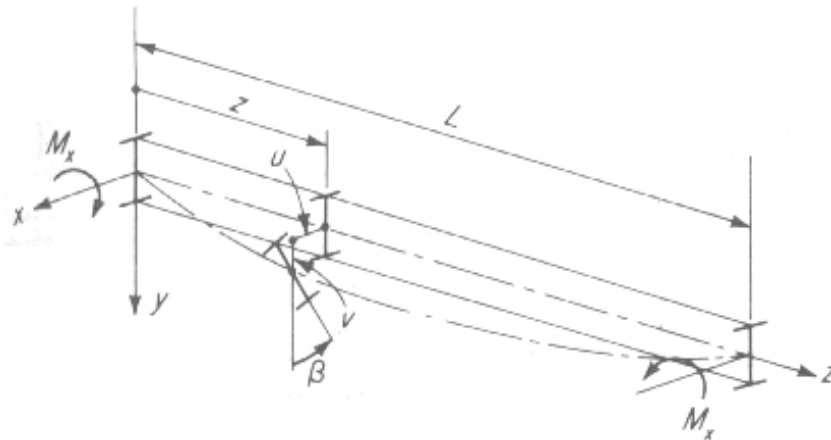
หน้าตัดที่มีชิ้นส่วนรับแรงกดอัดที่เรียวยาวจะมีค่าอัตราส่วนของความกว้างต่อความหนาที่มากกว่าค่าที่กำหนดของหน้าตัดไม่อัดแน่นและจะเกิด local buckling ก่อนที่หน้าตัดคานจะมีการ yielding เกิดขึ้น หน้าตัดชนิดนี้จะมีค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ลดลงดังที่แสดงใน Appendix B ของ ASD Manual

4-4 การค้ำยันทางด้านข้างของคาน

โดยส่วนใหญ่แล้ว คานเหล็กมักจะถูกออกแบบให้ปีกที่รับแรงกดอัด (compression flange) ถูกค้ำยันทางด้านข้าง (lateral supports) อย่างเพียงพอ เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการโก่งเดาะทางด้านข้างของคาน แต่ถ้าปีกที่รับแรงกดอัดของคานไม่มีการค้ำยันทางด้านข้างอย่างเพียงพอแล้ว ปีกของคานดังกล่าวจะมีพฤติกรรมโก่งเดาะคล้ายกับเสา

เมื่อเสามีความยาวและความขรุขระมากขึ้นแล้ว เสาจะเกิดการโก่งเดาะได้ง่ายขึ้น ในทำนองเดียวกัน ถ้าปีกที่รับแรงกดอัดของคานมีความยาวและความขรุขระมากขึ้นแล้ว ปีกดังกล่าวของคานก็จะเกิดการโก่งเดาะได้ง่ายขึ้น ปัจจัยที่มีผลต่อการเกิดการโก่งเดาะในปีกที่รับแรงกดอัดของคานนั้นมีอยู่หลายปัจจัย เช่น คุณสมบัติของวัสดุ, ระยะและชนิดของการค้ำยันทางด้านข้าง, ลักษณะของการรองรับคาน, และชนิดของแรงกระทำ เป็นต้น

แรงดิ่งที่เกิดขึ้นในปีกที่รับแรงดิ่ง (ปีกล่าง) ของคานจะทำให้ปีกดังกล่าวของคานมีความดิ่งเกิดขึ้นและจะช่วยยึดรั้งไม่ให้ปีกที่รับแรงกดอัดของคานเกิดการโก่งเดาะได้ส่วนหนึ่ง แต่เมื่อโมเมนต์ดัดมีค่าเพิ่มมากขึ้นแล้ว แนวโน้มของการเกิดการโก่งเดาะของปีกที่รับแรงกดอัดจะมีความมากกว่าการยึดรั้งดังกล่าว โดยทั่วไปแล้ว เมื่อหน้าตัดของคานมีความต้านทานต่อการบิดต่ำ เช่น หน้าตัดคานรูป W , I , และ C เป็นต้น และเมื่อคานเกิดการโก่งตัวในแนวดิ่ง v แล้ว ปีกที่รับแรงกดอัดของคานจะมีแนวโน้มที่จะเกิดการโก่งเดาะทางด้านข้าง u พร้อมกับการบิด β เกิดขึ้นด้วย ซึ่งการวิบัติในลักษณะนี้มักจะถูกเรียกว่า lateral-torsional buckling ดังที่แสดงในรูปที่ 4-4



รูปที่ 4-4

ในการที่จะตัดสินใจว่าคานได้ถูกค้ำยันทางด้านข้างอย่างเพียงพอหรือไม่นั้น เราจะต้องศึกษาจากสภาพและลักษณะการรับแรงของคาน ยกตัวอย่างเช่น ในกรณีของคานเหล็กที่รองรับพื้นคอนกรีตแบบหล่อในที่ ถ้าแรงกระทำเป็นแรงแบบสถิตย์แล้ว แรงเสียดทานที่เกิดขึ้นที่ผิวสัมผัสระหว่างคานเหล็กและพื้นคอนกรีตอาจจะมีค่าสูงเพียงพอที่จะต้านทานต่อการโก่งเดาะทางด้านข้างของคานได้ แต่ถ้าแรงกระทำมีค่าไม่คงที่และมีการสั่น (เช่น ในกรณีของพื้นที่รองรับเครื่องจักรกล) แล้ว แรงเสียดทานดังกล่าวอาจจะมีค่าลดลงมากและอาจจะไม่พอเพียงในการป้องกันการโก่งเดาะทางด้านข้างของคานได้

เมื่อคานถูกค้ำยันทางด้านข้างโดยพื้นอย่างไม่เพียงพอแล้ว เราจะออกแบบให้ปีกที่รับแรงกดอัดของคานถูกค้ำยันทางด้านข้างโดยใช้คานชอยก็ได้ ดังที่แสดงโดยเส้นประในรูปที่ 4-5 โดยที่คานชอยจะต้องไม่เกิดการโก่งเดาะในขณะทำหน้าที่ค้ำยันคาน แต่ถ้าคานชอยดังกล่าวมีโอกาสที่จะเกิดการโก่งเดาะแล้ว เราจะใช้ระบบค้ำยันแบบ X-bracing เพื่อเสริมการค้ำยันของคานชอย โดยปกติแล้ว X-bracing เพียงช่วงเสาเดียวจะช่วยค้ำยันคานได้หลายช่วงเสา

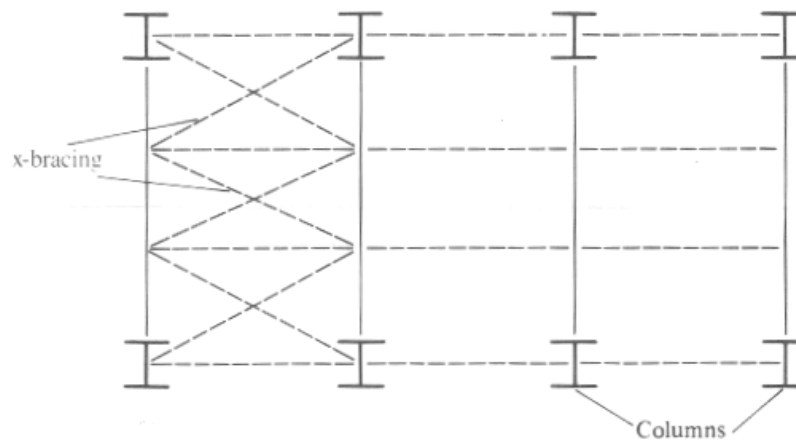
ASD specification ได้กำหนดว่าเมื่อคานซึ่งมีหน้าตัดแบบอัดแน่นและมีระยะค้ำยัน L ไม่เกินค่า L_c ซึ่งเป็นที่น้อยกว่าของค่า L_c ที่คำนวณได้จากสองสมการต่อไปนี้

$$L_c = \frac{637b_f}{\sqrt{F_y}} \text{ และ } L_c = \frac{1.41(10^6)}{F_y(d/A_f)}$$

เมื่อ L และ L_c มีหน่วยเป็น cm, b_f เป็นความกว้างของปีกที่รับแรงกดอัด มีหน่วยเป็น cm, A_f เป็นพื้นที่หน้าตัดของปีกที่รับแรงกดอัด มีหน่วยเป็น cm² แล้ว ค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของคานจะมีค่าเท่ากับ

$$F_b = 0.66F_y$$

ขอให้ทราบว่ามาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_b ของคานไม่ว่ากรณีใดมีค่าไม่เกิน $0.60F_y$



รูปที่ 4-5

ตัวอย่างที่ 4-2

กำหนดให้คานรองรับอย่างง่าย (simply-supported beam) มีช่วงคาน 7.5 m ปีกบนของคานฝังอยู่กับพื้นคอนกรีตที่คานรองรับ ซึ่งทำให้เกิดการรองรับทางด้านข้างของคานอย่างพอเพียง จึงทำการออกแบบหน้าตัด W ของคาน เมื่อน้ำหนักบรรทุกจรมีค่าเท่ากับ 5,000 kg/m และเหล็กเป็นเหล็กโครงสร้างรูปพรรณตามมาตรฐาน มอก.116-2529 ซึ่งมี $F_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$

สมมติให้คานมีน้ำหนัก 100 kg/m ดังนั้น

$$w = 5,000 + 100 = 5,100 \text{ kg/m}$$

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{5,100(7.5^2)}{8} = 35,860 \text{ kg - m}$$

สมมติให้คานมีหน้าตัดอัดแน่นและถูกรับทางด้านข้างอย่างเพียงพอ ดังนั้น

$$F_b = 0.66(2,400) = 1,584 \text{ kg/cm}^2$$

section modulus ของหน้าตัดของคานที่ต้องการจะมีค่าเท่ากับ

$$S_{req'd} = \frac{M_{\max}}{F_b} = \frac{35,860(100)}{1,584} = 2,263.9 \text{ cm}^3$$

จากคุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กมาตรฐานในภาคผนวกที่ 1 เราจะพบว่า หน้าตัดของเหล็กโครงสร้างรูปพรรณหน้าตัดเหล่านี้นี้เป็นหน้าตัดที่เหมาะสมในการใช้งาน

$$W350 \times 137 \text{ kg/m มี } S_x = 2,300 \text{ cm}^3$$

$$W400 \times 140 \text{ kg/m มี } S_x = 2,520 \text{ cm}^3$$

$$W450 \times 124 \text{ kg/m มี } S_x = 2,550 \text{ cm}^3$$

$$W500 \times 114 \text{ kg/m มี } S_x = 2,500 \text{ cm}^3$$

$$W600 \times 94.6 \text{ kg/m มี } S_x = 2,310 \text{ cm}^3$$

ซึ่งเราจะสังเกตได้ว่า หน้าตัดของเหล็กที่เบาที่สุดจะมีความลึกมากที่สุด ซึ่งจะทำให้ความสูงของโครงสร้างเพิ่มมากขึ้น และอาจจะทำให้ราคาโครงสร้างเพิ่มมากขึ้นได้ นอกจากนั้นแล้ว เราต้องทำการตรวจสอบว่าขนาดเหล็กที่เราเลือกใช้หาได้ง่ายหรือไม่ด้วย อย่างไรก็ตาม ในกรณีนี้ ให้เราเลือกใช้เหล็กโครงสร้างรูปพรรณหน้าตัด

$$W450 \times 124 \text{ kg/m มี } S_x = 2,550 \text{ cm}^3$$

เนื่องจากคานมีน้ำหนักมากกว่าที่สมมุติไว้ ดังนั้น เราควรตรวจสอบค่า section modulus ของหน้าตัดคานอีกครั้ง

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{5,124(7.5^2)}{8} = 36,028 \text{ kg - m}$$

section modulus ของหน้าตัดของคานที่ต้องการจะมีค่าเท่ากับ

$$S_{req'd} = \frac{M_{\max}}{F_b} = \frac{36,028(100)}{1,584} = 2,274.5 \text{ cm}^3 < 2,550 \text{ cm}^3 \quad \text{O.K.}$$

ตรวจสอบความอัดแน่นของหน้าตัดคาน

สำหรับปีกแบบยื่นปลาย (unstiffened element) ของคานหน้าตัดรูป W

$$\frac{b}{t_f} = \frac{30/2}{1.8} = 8.33$$

$$\frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.12 > 8.33$$

O.K.

และ

$$\frac{d}{t_w} = \frac{44}{1.1} = 40.0$$

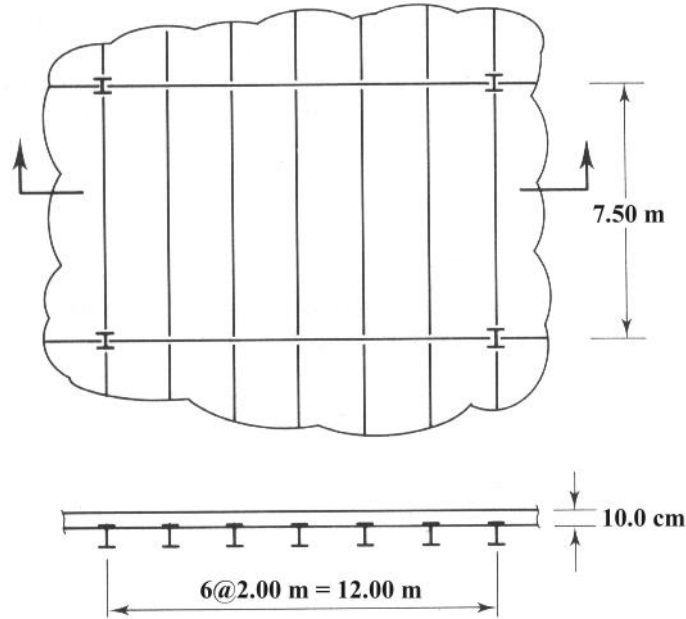
$$\frac{5,366}{\sqrt{F_y}} = \frac{5,366}{\sqrt{2400}} = 109.53 > 40.0$$

O.K.

ดังนั้น คานมีหน้าตัดอัดแน่นตามที่ได้สมมุติไว้และ $F_b = 0.66F_y$

ตัวอย่างที่ 4-3

รูปที่ Ex 4-3 แสดงระบบพื้นของอาคารหลังหนึ่ง ซึ่งถูกกระทำโดยน้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead load) เนื่องจากน้ำหนักของแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กและน้ำหนักบรรทุกจร (live load) 200 kg/m^2 จงออกแบบคานรองรับพื้นที่มีช่วงคาน (span) ยาว 7.50 m โดยเหล็กโครงสร้างรูปพรรณหน้าตัด W ตามมาตรฐาน มอก.116-2529 ซึ่งมี $F_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$



รูปที่ Ex 4-3

น้ำหนักบรรทุก:

กำหนดให้คอนกรีตมีน้ำหนัก $2,400 \text{ kg}$ ต่อหนึ่งลูกบาศก์เมตร

$$\text{น้ำหนักพื้น} = 0.10(2,400) = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกจร} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกรวมทั้งหมด} = 240 + 200 = 440 \text{ kg/m}^2$$

เนื่องจากคานรองรับพื้นเป็นความกว้าง 2 m ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกรวมทั้งหมดที่กระทำต่อคานมีค่าเท่ากับ

$$= (2)440 = 880 \text{ kg/m}$$

สมมติให้คานมีน้ำหนัก 50 kg/m ดังนั้น

$$w = 880 + 50 = 930 \text{ kg/m}$$

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{930(7.5^2)}{8} = 6,539 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

สมมติให้คานมีหน้าตัดอัดแน่นและถูกรองรับทางด้านข้างอย่างเพียงพอ ดังนั้น

$$F_b = 0.66(2,400) = 1,584 \text{ kg/cm}^2$$

section modulus ของหน้าตัดของคานที่ต้องการจะมีค่าเท่ากับ

$$S_{req'd} = \frac{M_{\max}}{F_b} = \frac{6,539(100)}{1,584} = 412.8 \text{ cm}^3$$

จากคุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กมาตรฐานในภาคผนวกที่ 1 เราจะพบว่า หน้าตัดของเหล็กโครงสร้างรูปพรรณหน้าตัดเหล่านี้นี้เป็นหน้าตัดที่เหมาะสมในการใช้งาน

$$W250 \times 41.1 \text{ kg/m} \text{ มี } S_x = 502 \text{ cm}^3$$

$$W350 \times 32.0 \text{ kg/m} \text{ มี } S_x = 424 \text{ cm}^3$$

เลือกใช้เหล็กโครงสร้างรูปพรรณหน้าตัด $W350 \times 32.0 \text{ kg/m}$ มี $S_x = 424 \text{ cm}^3$ ซึ่งเป็นหน้าตัดที่เบาที่สุด และเนื่องจากคานมีน้ำหนักน้อยกว่าที่สมมุติไว้ หน้าตัดนี้จึงเป็นหน้าตัดที่มีขนาดใหญ่พอเพียงในการต้านทานต่อโมเมนต์ดัดเนื่องจากแรงกระทำ

ตรวจสอบความอัดแน่นของหน้าตัดคาน

สำหรับปีกแบบยื่นปลาย (unstiffened element) ของคานหน้าตัดรูป W

$$\frac{b}{t_f} = \frac{14.9/2}{0.8} = 9.31 < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.12 \quad \text{O.K.}$$

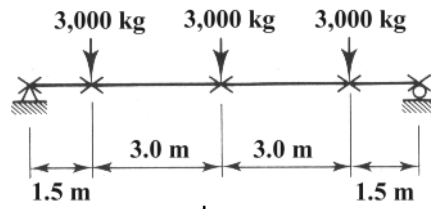
และเววของคาน

$$\frac{d}{t_w} = \frac{29.8}{0.55} = 54.18 < \frac{5,366}{\sqrt{F_y}} = \frac{5,366}{\sqrt{2,400}} = 109.53 \quad \text{O.K.}$$

ดังนั้น คานมีหน้าตัดอัดแน่นตามที่ได้สมมุติไว้และ $F_b = 0.66F_y$

ตัวอย่างที่ 4-4

จงตรวจสอบว่าคานาหน้าตัด W250×82.2kg/m ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 2-4 ถูกค้ำยันอย่างเพียงพอหรือไม่ เมื่อจุดค้ำยันแสดงด้วยเครื่องหมาย x และ $F_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$



รูปที่ Ex 2-4

ค่าโมเมนต์สูงสุดเกิดขึ้นที่กึ่งกลางคาน

$$M_{\max} = 4,500(4.5) - 3,00(3) + \frac{82.2(9^2)}{8} = 12,082.3 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

หน่วยแรงดัดสูงสุด

$$f_b = \frac{M_{\max}}{S_x} = \frac{12,082.3(100)}{919} = 1,314.7 \text{ kg/cm}^2$$

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้:

ระยะที่ไม่มีการค้ำยันสูงสุด $L = 3.0 \text{ m}$

$$L_c = \frac{637b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{637(25.5)}{\sqrt{2,400}} = 331.6 \text{ cm}$$

$$L_c = \frac{1.41(10^6)}{F_y(d/A_f)} = \frac{1.41(10^6)}{2,400[25.0/(25.5 \times 1.4)]} = 838.9 \text{ cm}$$

ใช้ $L_c = 3.32 \text{ m}$

เนื่องจาก $L < L_c$ ดังนั้น คานดังกล่าวมีการรองรับทางด้านข้างที่เพียงพอ และ

$$F_b = 0.66(2,400) = 1,584 \text{ kg/cm}^2 > f_b = 1,314.7 \text{ kg/cm}^2$$

O.K.

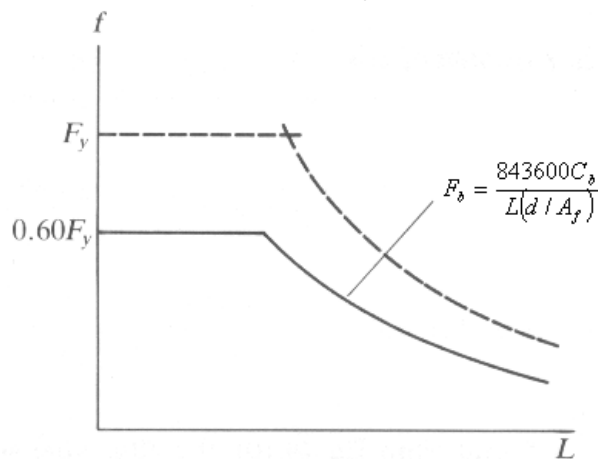
4-5 การค้ำยันทางด้านข้างของคานที่ไม่เพียงพอ

มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้แบ่งสมการที่ใช้หาค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของคานหน้าตัดแบบอัดแน่นซึ่งมีการค้ำยันทางด้านข้างที่ไม่เพียงพอ ($L > L_c$) ออกเป็น 3 สมการ โดยมาตรฐาน ว.ส.ท. ได้ใช้ความสามารถในการต้านทานต่อการบิดของหน้าตัดคานทั้งที่เป็นการบิดแบบสม่ำเสมอ (uniform warping หรือ Saint Venant's torsion) และการบิดแบบไม่สม่ำเสมอ (nonuniform warping) เป็นตัวกำหนดสมการดังกล่าว และค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของคานที่หามาได้จะต้องมีค่าได้ไม่เกิน $0.60F_y$

ในกรณีที่คานมีการบิดแบบสม่ำเสมอและเมื่อปีกที่รับแรงกดอัดมีลักษณะเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าตันและมีพื้นที่เท่ากับหรือมากกว่าปีกที่รับแรงดึงแล้ว ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดัดและระยะค้ำยันทางด้านข้างของคานจะมีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ 4-6 โดยที่เมื่อคานมีระยะค้ำยันที่น้อยแล้ว $F_b = 0.60F_y$ และเมื่อระยะค้ำยันของคานมีค่าสูง ๆ แล้ว ค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของคานในกรณีนี้จะอยู่ในรูป

$$F_b = \frac{843,600C_b}{L(d/A_f)}$$

สมการ ว.ส.ท. ที่ 42-11



รูปที่ 4-6

ในกรณีที่คานมีการบิดแบบไม่สม่ำเสมอ ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดัดและระยะค้ำยันทางด้านข้างจะมีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ 4-7 ซึ่งในกรณีนี้ ค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของคานจะถูกแบ่งออกเป็น 2 กรณีตามพฤติกรรมการรับแรงบิดคือการบิดไม่สม่ำเสมอแบบ inelastic (จากจุด b ถึง c) และการบิดไม่สม่ำเสมอแบบ elastic (ต่ำกว่าจุด c)

การบิดแบบไม่สม่ำเสมอที่เป็นแบบ inelastic จะเกิดขึ้นเมื่อ

$$\sqrt{\frac{717(10^4)C_b}{F_y}} \leq \frac{L}{r_T} \leq \sqrt{\frac{3,585(10^4)C_b}{F_y}}$$

ค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของคานในกรณีนี้จะอยู่ในรูป

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y(L/r_T)^2}{10,756(10^4)C_b} \right] F_y$$

สมการ ว.ส.ท. ที่ 42-9

การบิดแบบไม่สม่ำเสมอที่เป็นแบบ elastic จะเกิดขึ้นเมื่อ

$$\frac{L}{r_T} > \sqrt{\frac{3,585(10^4)C_b}{F_y}}$$

ค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของคานในกรณีนี้จะอยู่ในรูป

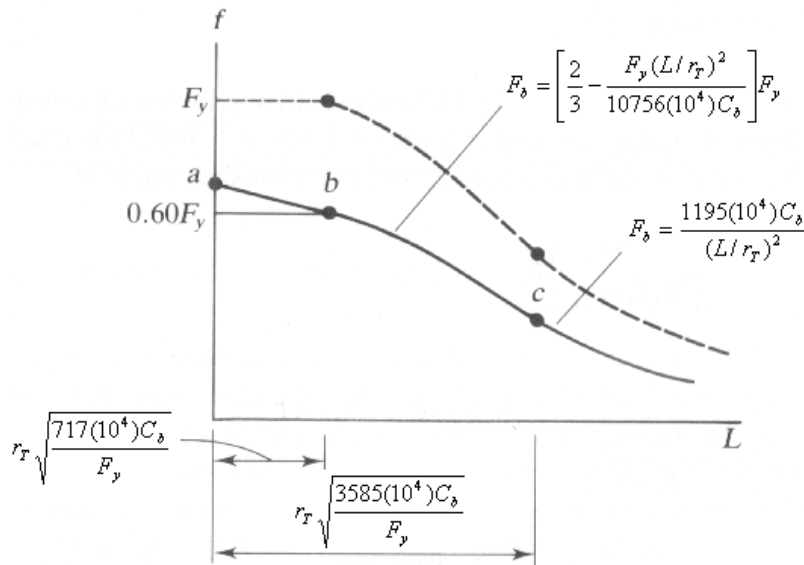
$$F_b = \frac{1,195(10^4)C_b}{(L/r_T)^2} \quad \text{สมการ ว.ส.ท. ที่ 42-10}$$

โดยที่ r_T เป็น radius of gyration รอบแกนรองของปีกที่รับแรงกดอัดบวกกับเศษหนึ่งส่วนสามของพื้นที่ของ web ดังที่แสดงในรูปที่ 4-8 สำหรับคานหน้าตัดรูปตัว I และ W นั้น

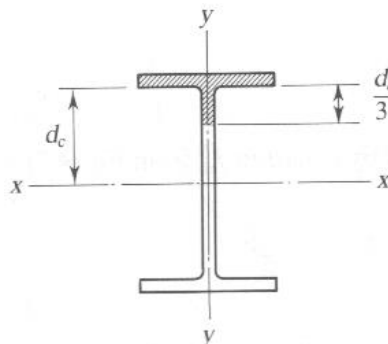
$$r_T \cong \sqrt{\frac{I_y/2}{A_f + A_w/6}} \approx 0.26b_f$$

C_b เป็นค่า moment coefficient ซึ่งพิจารณาถึงผลของการบิดรั้งที่ปลายคานและลักษณะของแรงกระทำที่มีผลต่อการโก่งเดาะทางด้านข้าง ซึ่งจะกล่าวถึงต่อไป

ในการใช้สมการดังกล่าวนี้ มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้กำหนดให้ใช้ค่าที่มากที่สุดของสมการ ว.ส.ท. ที่ 42-9 และ 42-10 และ 42-11 แต่จะต้องไม่เกิน $0.60F_y$ และจะใช้ได้กับคานที่มีหน้าตัดที่มีแกนสมมาตรในระนาบของ webs ของคานเท่านั้น



รูปที่ 4-7

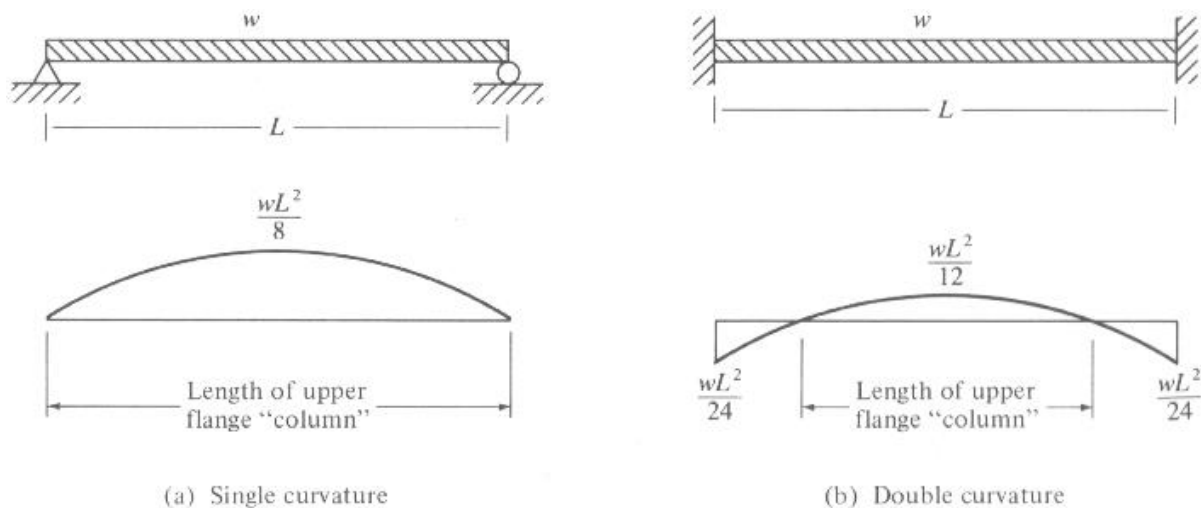


รูปที่ 4-8

พิจารณารูปที่ 4-9 ซึ่งเป็นคานช่วงเดียวแบบรองรับอย่างง่าย (simple beam) และคานช่วงเดียวแบบรองรับยึดแน่น (fixed beam) ซึ่งมีความยาว L และถูกกระทำโดยแรงกระจายแบบสม่ำเสมอ w เราจะเห็นได้ว่า โมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นใน

คานในรูปที่ 4-9a ซึ่งหาได้จากสมการ $wL^2/8$ จะมีค่าสูงกว่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นในคานในรูปที่ 4-9b ซึ่งหาได้จากสมการ $wL^2/12$ ถึง 50% นอกจากนั้นแล้ว ปีกที่รับแรงกดอัดของคานในรูปที่ 4-9a (ซึ่งมีการดัดโค้งเพียงด้านเดียว) จะถูกกระทำโดยแรงกดอัดตลอดความยาว L ของคาน แต่ปีกที่รับแรงกดอัดของคานในรูปที่ 4-9b (ซึ่งมีการดัดโค้งสองด้าน) จะถูกกระทำโดยแรงกดอัดเป็นระยะประมาณ $0.6L$ ระหว่างจุดดัดกลับ (inflection point) ของคานเท่านั้น ดังนั้น คานในรูปที่ 4-9a จะเกิดการโก่งเดาะในปีกที่รับแรงกดอัดได้ง่ายกว่าคานในรูปที่ 4-9b และถ้ากำหนดให้ค่า moment coefficient C_b ของคานในรูปที่ 4-9a มีค่าเท่ากับ 1.0 แล้ว ค่า C_b ของคานในรูปที่ 4-9b จะต้องมีความมากกว่า 1.0

โดยทั่วไปแล้ว จุดรองรับของคานจะมีลักษณะที่อยู่ระหว่างจุดรองรับอย่างง่ายและจุดรองรับแบบยึดแน่น ซึ่งจะทำให้คานดังกล่าวสามารถรับแรงกระทำได้มากกว่าคานที่มีการรองรับอย่างง่ายในรูปที่ 4-9a ดังนั้น มาตรฐาน ว.ส.ท. จึงกำหนดให้ค่า C_b ของคานดังกล่าวมีค่ามากกว่า 1.0 ซึ่งค่า C_b นี้จะถูกนำไปคูณกับค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของคานในกรณีที่ $C_b = 1.0$ อย่างไรก็ตาม ผลคูณของค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ที่ได้จะต้องมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ $0.60F_y$



รูปที่ 4-9

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้ค่า C_b หาได้จากสมการ

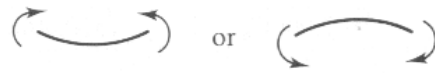
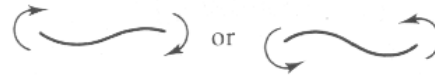
$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$

โดยที่ M_1 และ M_2 จะเป็นค่าที่น้อยกว่าและค่าที่มากกว่าของโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นที่ปลายของระยะที่มีการค้ำยันทางด้านข้างของคาน (unbraced length) ตามลำดับ

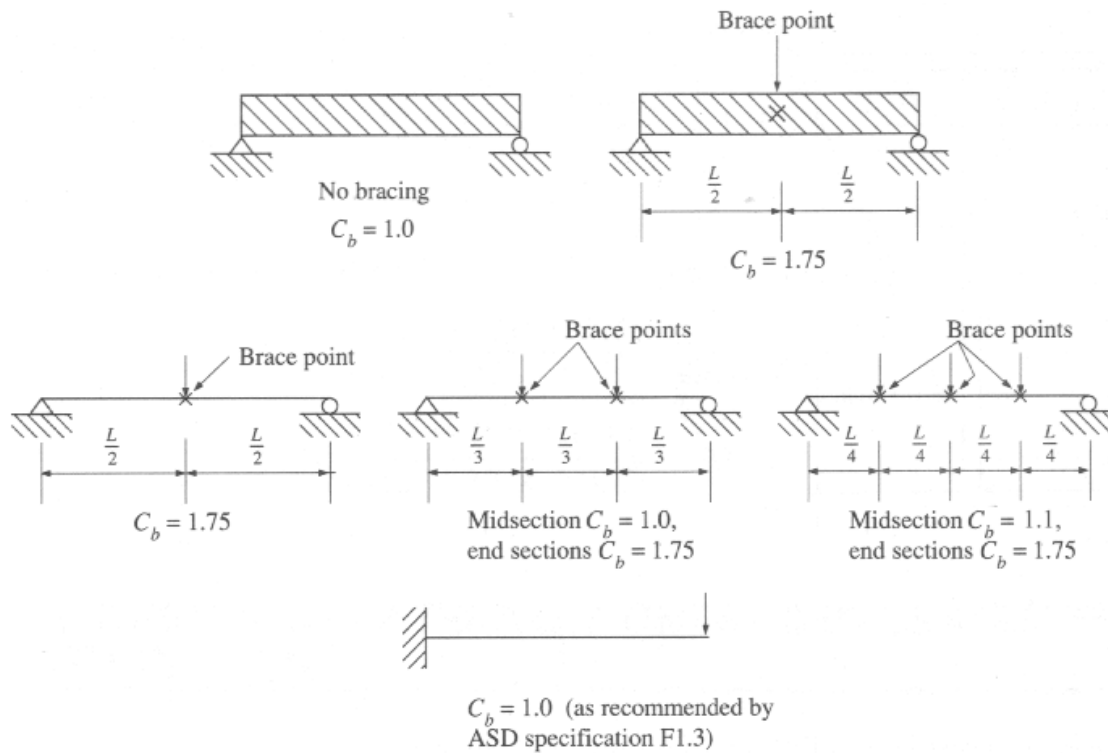
M_1 / M_2 จะเป็นลบเมื่อโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นที่ปลายปลายของระยะที่มีการค้ำยันทางด้านข้างของคานมีทิศการหมุนที่สวนทางกัน (single curvature bending) ดังที่แสดงในรูปที่ 4-10

M_1 / M_2 จะเป็นบวกเมื่อโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นที่ปลายปลายของระยะที่มีการค้ำยันทางด้านข้างของคานมีทิศการหมุนไปทางเดียวกัน (reverse curvature bending)

รูปที่ 4-11 แสดงตัวอย่างของค่า C_b ของคานในลักษณะต่าง ๆ

Negative M_1/M_2 Positive M_1/M_2

รูปที่ 4-10



รูปที่ 4-11

นอกจากค่า L_c แล้ว ASD specification ยังได้ทำการกำหนดระยะค้ำยันของคานซึ่งจะทำให้คานมีค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ $F_b = 0.60F_y$ หรือ L_u โดยที่ L_u จะหาได้โดยการแทนค่า $F_b = 0.60F_y$ ลงในสมการของหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ และให้ $C_b = 1.0$ ดังนั้น จากสมการ ว.ส.ท. ที่ 42-11 เราจะได้ว่า

$$0.60F_y = \frac{843,600C_b}{L(d/A_f)}$$

$$L_1 = \frac{1.41(10^6)}{\left(\frac{d}{A_f}\right)F_y}$$

และจากสมการ ว.ส.ท. ที่ 42-9 เราจะได้ว่า

$$0.60F_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y(L/r_T)^2}{10,756(10^4)C_b} \right] F_y$$

$$L_2 = \frac{2,678}{\sqrt{F_y}} r_T$$

สำหรับหน้าตัดรูปตัว I , $r_T = b_f / \sqrt{12}$ ดังนั้น

$$L_2 = \frac{773b_f}{\sqrt{F_y}}$$

อย่างไรก็ตาม ASD specification กำหนดให้ใช้

$$L_2 = \frac{637b_f}{\sqrt{F_y}}$$

ค่าที่น้อยกว่าระหว่าง L_1 และ L_2 จะเป็นค่า L_c ส่วนค่าที่มากกว่าจะเป็นค่า L_u

โดยสรุปแล้ว ASD specification กำหนดให้ค่า L_c และค่า L_u จะถูกใช้ดังนี้

1. ถ้า $L \leq L_c$ และหน้าตัดคานเป็นแบบ ขัดแน่น แล้ว $F_b = 0.66F_y$
2. ถ้า $L_c < L \leq L_u$ และหน้าตัดคานเป็นแบบ ขัดแน่น แล้ว $F_b = 0.60F_y$
3. ถ้า $L > L_u$ และหน้าตัดคานเป็นแบบ ขัดแน่น แล้ว $F_b < 0.60F_y$

Appendix ที่ 3 แสดงค่า L_c และค่า L_u ของคานหน้าตัดมาตรฐานรูปตัว W ตาม ASD specification

ตัวอย่างที่ 4-5

กำหนดให้คานารองรับอย่างง่าย (simple beam) มีหน้าตัด **W400×172 kg/m** ถูกค้ำยันเฉพาะที่ปลายคาน ถ้าคานทำด้วยเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ (Structural steel sections) **Fe 24** ตามมาตรฐาน มอก.116-2529 จงคำนวณหาหน่วยแรงดัดที่ยอมให้เมื่อช่วงคาน (span) มีค่าเท่ากับ **4.0 m** , **8.0 m** , และ **15.0 m**

ตรวจสอบความอัดแน่นของหน้าตัดคาน **W400×172 kg/m**

$$\frac{b}{t_f} = \frac{40.0/2}{2.1} = 9.52$$

$$\frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.12 > 8.52 \quad \text{O.K.}$$

และ

$$\frac{d}{t_w} = \frac{40}{1.3} = 30.8$$

$$\frac{5,366}{\sqrt{F_y}} = \frac{5,366}{\sqrt{2,400}} = 109.53 > 30.8 \quad \text{O.K.}$$

ดังนั้น คานมีหน้าตัดอัดแน่น

ระยะค้ำยัน

$$L_c = \frac{637b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{637(40)}{\sqrt{2400}} = 520 \text{ cm}$$

$$L_c = \frac{1.41(10^6)}{F_y(d/A_f)} = \frac{1.41(10^6)}{2,400[40.0/(40.0 \times 2.1)]} = 1,233.8 \text{ cm}$$

ใช้ $L_c = 5.20 \text{ m}$

ช่วงคาน **4.0 m** :

$$L < L_c$$

ดังนั้น หน่วยแรงดัดที่ยอมให้เมื่อช่วงคาน (span) มีค่าเท่ากับ **4 m** มีค่าเท่ากับ

$$F_b = 0.66(2,400) = 1,584 \text{ kg/cm}^2$$

ช่วงคาน **8.0 m** :

$L > L_c$ ดังนั้น คานถูกรองรับอย่างไม่พอเพียง

$$r_T \cong \sqrt{\frac{I_y/2}{A_f + A_w/6}} = \sqrt{\frac{22,400/2}{40.0(2.1) + 40(1.3)/6}} = 11.0 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{800}{11.0} = 72.7$$

$$C_b = 1.0$$

$$\sqrt{\frac{717(10^4)C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{717(10^4)1.0}{2400}} = 54.7$$

$$\sqrt{\frac{3,585(10^4)C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{3,585(10^4)1.0}{2,400}} = 122.2$$

เนื่องจาก $54.7 < L/r_T < 122.2$ ดังนั้น

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r_T)^2}{10,756(10^4)C_b} \right] F_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{2,400(72.7)^2}{10,756(10^4)1.0} \right] 2400 = 1,317 \text{ kg/cm}^2$$

หรือ

$$F_b = \frac{843,600C_b}{L(d/A_f)} = \frac{843,600(1.0)}{800(40.0/[40.0(2.1)])} = 2,214.5 \text{ kg/cm}^2$$

ค่า F_b สูงสุดจากสมการทั้งสองข้างต้นสูงกว่า $0.60F_y = 1,440 \text{ kg/cm}^2$ ดังนั้น หน่วยแรงดัดที่ยอมให้เมื่อช่วงคาน (span) มีค่าเท่ากับ **8 m** มีค่าเท่ากับ

$$F_b = 0.60F_y = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

ช่วงคาน **15.0 m**:

$$\frac{L}{r_T} = \frac{1,500}{11.0} = 136.4 > 122.2$$

$$F_b = \frac{1,195(10^4)C_b}{(L/r_T)^2} = \frac{1,195(10^4)1.0}{(122.2)^2} = 800.2 \text{ kg/cm}^2$$

หรือ

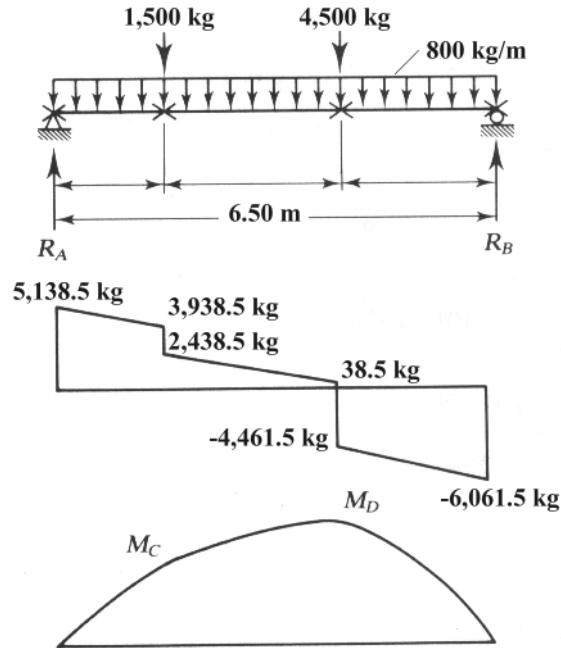
$$F_b = \frac{843,600C_b}{L(d/A_f)} = \frac{843,600(1.0)}{1500(40.0/[40.0(2.1)])} = 1,181.0 \text{ kg/cm}^2$$

ดังนั้น หน่วยแรงดัดที่ยอมให้เมื่อช่วงคาน (span) มีค่าเท่ากับ **15 m** เท่ากับค่า F_b สูงสุดจากสมการทั้งสองข้างต้น

$$F_b = 1,181.0 \text{ kg/cm}^2$$

ตัวอย่างที่ 4-6

กำหนดให้คานารองรับอย่างง่าย (simple beam) ถูกค้ำยันเฉพาะที่ตำแหน่งแสดงด้วยเครื่องหมาย $\times$ ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 4-6 ถ้าคานาทำด้วยเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ (Structural steel sections) Fe24 ตามมาตรฐาน มอก.116-2529 จงคำนวณหาขนาดหน้าตัดของคานา โดยน้ำหนักบรรทุกทุกกระจายได้รวมน้ำหนักของคานาเข้าไว้ด้วยแล้ว



รูปที่ Ex 4-6

จากการวิเคราะห์คานาเราจะได้แผนภาพ shear diagram และ moment diagram ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 4-6

$$\text{สมมติให้ } F_b = 0.66F_y = 0.66(2,400) = 1,584 \text{ kg/cm}^2$$

Section modulus ที่ต้องการ

$$S_{req'd} = \frac{M_{max}}{F_b} = \frac{10,523(100)}{1,584} = 664.3 \text{ cm}^3$$

เลือกใช้น้ำตัดที่เบาที่สุดและหาซื้อได้ง่ายคือ น้ำตัด W350 $\times$ 49.6 kg/m ($b_f = 17.5 \text{ cm}$, $d = 35.0 \text{ cm}$, $t_f = 1.1 \text{ cm}$, $t_w = 0.7 \text{ cm}$, $S_x = 775 \text{ cm}^3$, $I_x = 13,600 \text{ cm}^4$, และ $I_y = 984 \text{ cm}^4$)

ตรวจสอบความอัดแน่นของหน้าตัดคานา W350 $\times$ 49.6 kg/m

$$\frac{b}{t_f} = \frac{17.5/2}{1.1} = 7.96$$

$$\frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{545}{\sqrt{2,400}} = 11.12 > 7.96$$

O.K.

และ

$$\frac{d}{t_w} = \frac{35}{0.7} = 50.0$$

$$\frac{5,366}{\sqrt{F_y}} = \frac{5,366}{\sqrt{2,400}} = 109.53 > 50.0$$

O.K.

ดังนั้น คานามีหน้าตัดอัดแน่น

ระยะค้ำยัน

$$L_c = \frac{637b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{637(17.5)}{\sqrt{2,400}} = 228 \text{ cm}$$

$$L_c = \frac{1.41(10^6)}{F_y(d/A_f)} = \frac{1.41(10^6)}{2,400[35.0/(17.5 \times 1.1)]} = 323 \text{ cm}$$

ใช้ $L_c = 2.28 \text{ m}$

ช่วงคาน 1.5 m และช่วงคาน 2.0 m :

$L < L_c$ และคานมีหน้าตัดอัดแน่น ดังนั้น หน่วยแรงดัดที่ยอมให้จึงใช้ได้

ช่วงคาน 3.0 m :

$L > L_c$ ดังนั้น คานถูกรองรับอย่างไม่พอเพียง

$$r_T \cong \sqrt{\frac{I_y/2}{A_f + A_w/6}} = \sqrt{\frac{984/2}{17.5(1.1) + 35(0.7)/6}} = 4.59 \text{ cm หรือ } r_T \approx 0.26b_f = 0.26(17.5) = 4.55 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{300}{4.59} = 65.4$$

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3$$

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(-\frac{6,807.75}{10,523}\right) + 0.3\left(-\frac{6,807.75}{10,523}\right)^2 = 1.20$$

$$\sqrt{\frac{717(10^4)C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{717(10^4)1.20}{2,400}} = 59.9$$

$$\sqrt{\frac{3,585(10^4)C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{3,585(10^4)1.2}{2,400}} = 133.9$$

เนื่องจาก $59.9 < L/r_T < 133.9$ ดังนั้น

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y(L/r_T)^2}{10,756(10^4)C_b} \right] F_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{2,400(65.4)^2}{10,756(10^4)1.2} \right] 2,400 = 1,409.1 \text{ kg/cm}^2$$

หรือ

$$F_b = \frac{843,600C_b}{L(d/A_f)} = \frac{843,600(1.2)}{300(35.0/[17.5(1.1)])} = 1,855.9 \text{ kg/cm}^2$$

ค่า F_b สูงสุดจากสมการทั้งสองข้างต้นสูงกว่า $0.60F_y = 1,440 \text{ kg/cm}^2$ ดังนั้น หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ในคานช่วงนี้มีค่าเท่ากับ

$$F_b = 0.60F_y = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

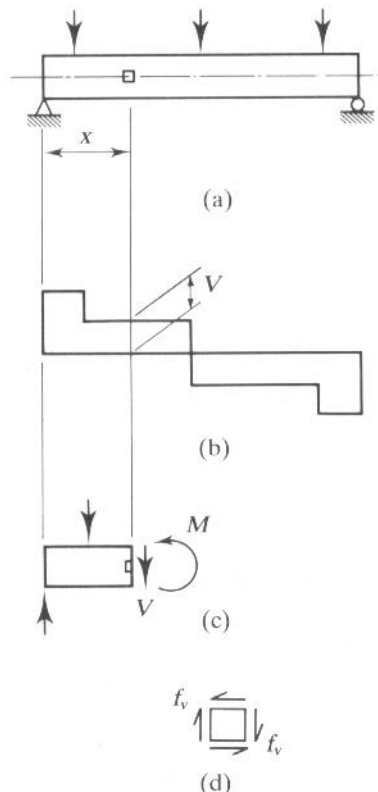
Section modulus ที่ต้องการ

$$S_{req'd} = \frac{M_{\max}}{F_b} = \frac{10,523(100)}{1,440} = 730.8 \text{ cm}^3 < S_x$$

O.K.

4-6 แรงเฉือน

คานซึ่งรองรับแรงกระทำในแนวขวาง (transverse loads) ดังที่แสดงในรูปที่ 4-12a จะถูกกระทำโดยแรงเฉือน ดังที่แสดงโดย shear diagram ในรูปที่ 4-12b จาก free-body diagram ดังที่แสดงในรูปที่ 4-12c เราจะหาแรงเฉือน V ที่ระยะ x จากทางซ้ายมือของคานได้ ค่าแรงเฉือนนี้จะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนในแนวขวาง (transverse shear stress) และหน่วยแรงเฉือนในแนวยาว (longitudinal shear stress) ที่หน้าตัดดังกล่าว ซึ่งจะมีค่าเท่ากันที่จุดใด ๆ บนหน้าตัดของคาน แต่จะมีทิศทางตั้งฉากกัน ดังที่แสดงในรูปที่ 4-12d



รูปที่ 4-12

จากรูปที่ 4-12d หน่วยแรงเฉือนในแนวขวางจะเป็นหน่วยแรงเฉือนที่พยายามทำให้เกิดการเลื่อนในแนวดิ่งของส่วนของคานที่อยู่ทางซ้ายมือเมื่อเทียบกับส่วนของคานทางด้านขวามือ แต่หน่วยแรงเฉือนในแนวยาวจะเป็นหน่วยแรงเฉือนที่พยายามทำให้เกิดการเลื่อนในแนวแกนของคาน หน่วยแรงเฉือนทั้งสองนี้จะมีค่าสูงสุดที่แกนสะเทินของคาน

หน่วยแรงเฉือน f_v ที่เกิดขึ้นในคานเหล็กจะถูกต้านทานโดยกำลังรับแรงเฉือน F_v ของเหล็ก จากวิชา mechanics of materials เราจะหาค่า f_v ได้จากสมการ shear formula

$$f_v = \frac{VQ}{Ib}$$

เมื่อ V = แรงเฉือนภายในที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดของคาน

$Q = \bar{y}'A'$ = โมเมนต์ของพื้นที่ของส่วนของคานที่อยู่เหนือหรือใต้จุดที่ต้องการหาค่าหน่วยแรงเฉือนรอบแกนสะเทิน

I = moment of inertia ของพื้นที่หน้าตัดของคานรอบแกนสะเทิน

b = ความกว้างของหน้าตัดของคาน ที่จุดที่พิจารณา

เมื่อใช้สมการ shear formula หาค่าหน่วยแรงเฉือนบนหน้าตัดของคานารูปตัว W และรูปตัว I แล้ว จะพบว่า ค่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน flanges ของคานาจะมีค่าน้อยมาก ๆ เมื่อเทียบกับค่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน web ของคานาและจะมีการกระจายที่ค่อนข้างคงที่ ดังที่แสดงในรูปที่ 4-13 ดังนั้น ค่าของหน่วยแรงเฉือน f_v บนหน้าตัดคานาดังกล่าวจะประมาณได้จากสมการ

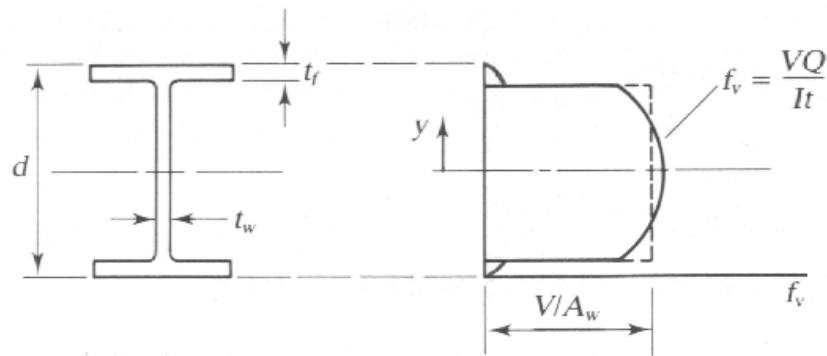
$$f_v = \frac{V}{t_w(d - 2t_f)}$$

โดยที่ d เป็นความลึกของหน้าตัดของคานา,

t_f เป็นความหนาของ flanges

t_w เป็นความหนาของ web

โดยทั่วไปแล้ว ค่า f_v ที่ได้จากสมการข้างต้นจะมีค่าต่างจากค่า $(f_v)_{\max}$ ที่เกิดขึ้นจริงไม่เกิน $\pm 10\%$



รูปที่ 4-13

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ (allowable shear stress) ของเหล็กจะต้องมีค่าไม่เกิน

$$F_v = 0.40F_y$$

ค่านี้จะมีค่าเท่ากับสองในสามของค่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ (allowable tensile stress) ดังนั้น ค่าแรงเฉือนสูงสุดที่อนุญาตให้คานารับได้จะมีค่าเท่ากับ

$$V = F_v d t_w$$

โดยทั่วไปแล้ว แรงเฉือนจะไม่ทำให้คานาเหล็กที่มีหน้าตัดมาตรฐานเกิดการวิบัติ ยกเว้นในกรณีที่คานาดังกล่าวมีการบากที่ปีกและที่เอวของคานาออกบางส่วนเพื่อความสะดวกในการเชื่อมต่อกานและในกรณีที่คานาเป็นคานาที่สั้นมาก ๆ และถูกกระทำโดยน้ำหนักบรรทุกทุกเป็นจุดที่มีค่าสูง ๆ

ตัวอย่างที่ 4-7

จงตรวจสอบว่าคานหน้าตัด $W350 \times 49.6 \text{ kg/m}$ ($d = 35.0 \text{ cm}$, $t_f = 1.1 \text{ cm}$, และ $t_w = 0.7 \text{ cm}$) ในตัวอย่างที่ 4-6 สามารถรองรับแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในคานได้หรือไม่

$$V_{\max} = 6,061.5 \text{ kg}$$

คำนวณแรงเฉือนสูงสุด

$$f_v = \frac{V_{\max}}{t_w(d - 2t_f)} = \frac{6,061.5}{0.7(35 - 2(1.1))} = 264.0 \text{ kg/cm}^2$$

หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ (allowable shear stress) ของเหล็ก

$$F_v = 0.40F_y = 0.40(2,400) = 960 \text{ kg/cm}^2 > f_v$$

แสดงว่าคานหน้าตัด $W350 \times 49.6 \text{ kg/m}$ ในตัวอย่างที่ 4-6 สามารถรองรับแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในคานได้

4-7 ระยะโก่งตัว

โดยทั่วไปแล้ว ในการออกแบบโครงสร้าง เราจะต้องจำกัดการโก่งตัว (deflection) ของโครงสร้างไม่ให้มีค่าสูงจนเกินไปเนื่องจาก

1. deflection ที่มีค่าสูงเกินไปจะทำให้วัสดุฉาบหรือส่วนของโครงสร้างที่ถูกรองรับโดยโครงสร้างดังกล่าว เช่น ผนังอิฐก่อ เป็นต้น เกิดการแตกร้าวได้
2. โครงสร้างที่มี deflection ที่สูงเกินไปจะเป็นโครงสร้างที่สิ้นสะท้อนได้ง่ายและจะทำให้ผู้ใช้โครงสร้างรู้สึกไม่ปลอดภัย
3. deflection ที่มีค่าสูงเกินไปจะทำให้รูปร่างของโครงสร้างเสียความสวยงาม

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้คานทั่ว ๆ ไปจะมีค่าการโก่งตัวไม่เกิน $L/300$ และ $L/250$ สำหรับช่วงของคานยื่น เมื่อ L คือความยาว span ของคาน อย่างไรก็ตาม สำหรับคานหรือองค์อาคารรับแรงดัดที่รองรับผ้าหรือพื้นปูนที่ต้องฉาบผิว ค่าการโก่งตัวสูงสุดควรมีค่าไม่เกิน $L/360$

การสั่น (Vibration)

ถึงแม้ว่าองค์อาคารของโครงสร้างเหล็กจะถูกออกแบบให้มีกำลังต้านทานต่อโมเมนต์และแรงเฉือนอย่างเพียงพอ และมีค่าการโก่งตัวน้อยกว่าที่กำหนดแล้วก็ตาม การสั่นของพื้นของโครงสร้างก็อาจจะเกิดขึ้นได้ในกรณีที่องค์อาคารของโครงสร้างเหล็กมี span ที่ยาวมาก ๆ และพื้นมีช่องเปิดที่มีขนาดใหญ่และไม่มีผนังมารองรับอย่างเหมาะสม

ในทางปฏิบัติ การสั่นสะท้อนดังกล่าวจะลดลงได้โดยการเลือกคานให้มีขนาดความลึกมากกว่า $1/20$ ของความยาว span ของโครงสร้างเหล็ก

ตัวอย่างที่ 4-8

จงตรวจสอบว่าคานหน้าตัด W350×49.6kg/m ($I_x = 13,600 \text{ cm}^4$ และ $E = 2.01(10^6) \text{ kg/cm}^2$) ในตัวอย่างที่ 4-6 มีระยะโก่งตัวต่ำกว่าที่มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดคือไม่เกิน $L/300$ หรือไม่

จากวิชาทฤษฎีโครงสร้างเราจะพบว่า ระยะโก่งตัวสูงสุดของคานมีค่าเท่ากับ

$$\Delta_{\max} = 1.57 \text{ cm}$$

ระยะโก่งตัวสูงสุดที่มาตรฐาน ว.ส.ท. ยอมให้คือ

$$\frac{L}{300} = \frac{650}{300} = 2.17 \text{ cm} > \Delta_{\max}$$

แสดงว่าคานหน้าตัด W350×49.6kg/m ในตัวอย่างที่ 4-6 มีระยะโก่งตัวต่ำกว่าที่มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนด

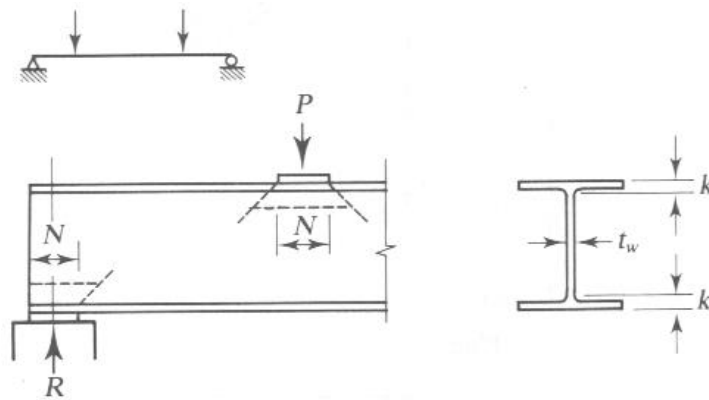
แต่สำหรับคานหรือองค์อาคารรับแรงดัดที่รองรับผ้าหรือพื้นปูนที่ต้องฉาบผิว ระยะการโก่งตัวสูงสุดควรมีค่าไม่เกิน

$$\frac{L}{360} = \frac{650}{360} = 1.81 \text{ cm}$$

4-8 แผ่นรับแรงแบกทาน (Bearing Plates) และแผ่นเสริมกำลัง (Stiffener)

เมื่อองค์อาคารของโครงสร้างเหล็กถูกกระทำโดยแรงกระทำแบบเป็นจุด (concentrated loads) แล้ว เหว (web) และ ปีก (flange) ของชิ้นส่วนของโครงสร้างดังกล่าวจะต้องมีกำลังที่พอเพียงในการต้านทานต่อการยุบของเหว (web crippling) การคลากที่เหว (local web yielding) และการโก่งเดาะของเหว (web buckling) และการโก่งเดาะที่ปีก (local flange buckling) การยุบของเหว (Web crippling)

การยุบของเหว (web crippling) ของคานเกิดจากการกดอัดของแรงกระทำเป็นจุดผ่านปีกมายังเหวของคาน โดยทั่วไปแล้ว ขนาดหน้าตัดมาตรฐานของคานปกติจะสามารถต้านทานต่อการโก่งเดาะของเหวและการคลากที่เหวได้ แต่จะไม่สามารถต้านทานต่อการยุบของเหวได้ ดังนั้น เพื่อป้องกันเหวจากการรองรับหน่วยแรงกดอัดที่มากเกินไป เนื่องจากแรงปฏิกิริยาที่ฐานรองรับ (support) และที่จุดที่แรงกระทำแบบเป็นจุด เราจะใช้แผ่นรับแรงแบกทาน (bearing plate) ดังที่แสดงในรูปที่ 4-14 ช่วยในการกระจายหน่วยแรงกดอัดดังกล่าว



รูปที่ 4-14

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้หน่วยแรงที่ยอมให้ในกรณีของการยุบมีค่าได้ไม่เกิน $0.75F_y$ และความยาวของแผ่นรับแรงแบกทานจะคำนวณได้จากการสมมติให้แรงกดอัดที่หน้าตัดวิกฤติกระจายทำมุม 45° กับแนวราบ ดังที่แสดงในรูปที่ 4-14 โดยที่ความยาวของเส้นประจะมีค่าเท่ากับ ความยาวของแผ่นรับแรงแบกทาน (bearing plate) N บวกกับระยะที่แรงกระทำกระจายออกไปดังนี้

กรณีที่ 1 ที่ฐานรองรับ ระยะที่แรงกระจายออกไปจะมีค่าเท่ากับ k จากขอบของแผ่นรับแรงแบกทาน โดยที่ k เป็นระยะจากด้านนอกสุดของผิวของปีกของคานถึงปลายของ fillet มีค่าเท่ากับ ความหนาของปีก t_f บวกรัศมีความโค้ง r ดังที่แสดงในรูปที่ 4-14

กรณีที่ 2 เมื่อแรงกระทำเป็นจุดกระทำที่จุดซึ่งห่างจากปลายคานเป็นระยะไม่น้อยกว่าความลึก d ของคานแล้ว ระยะที่แรงกระจายออกไปจะมีค่าเท่ากับ $2k$

ดังนั้น ความยาวของแผ่นรับแรงแบกทาน N จะหาได้จากสมการต่อไปนี้

ในกรณีที่ 1 ที่ฐานรองรับ

$$\frac{R}{t_w(N + k)} \leq 0.75F_y$$

ในกรณีที่ 2 ที่จุดที่แรงกระทำเป็นจุดกระทำ

$$\frac{P}{t_w(N + 2.5k)} \leq 0.75F_y$$

ในกรณีที่ระยะ N ที่คำนวณได้มีค่าน้อยมากแล้ว เราควรที่จะให้ค่า N มีขนาดที่เหมาะสมในการก่อสร้าง เช่น ความยาวของ bearing plate ที่วางอยู่บนผนังอิฐก่อรับแรง (load-bearing wall) ควรมีความยาวอย่างน้อย 10 cm เป็นต้น

แผ่นรับแรงแบกทานของคาน

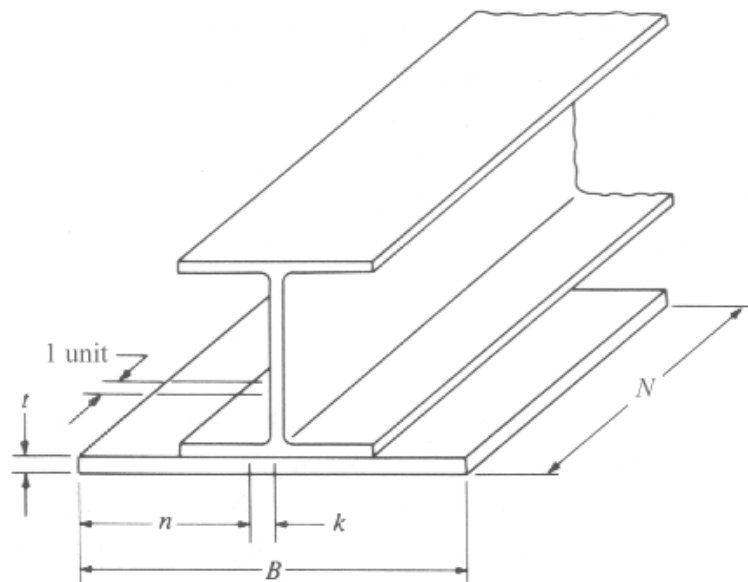
เมื่อคานถูกรองรับโดยคอนกรีตหรืออิฐก่อแล้ว แรงปฏิกิริยาของคานจะต้องถูกถ่ายลงสู่คอนกรีตหรืออิฐก่ออย่างปลอดภัย ซึ่งจะทำให้ได้โดยใช้แผ่นรับแรงแบกทาน (bearing plates) ดังที่แสดงในรูปที่ 4-15 ในการออกแบบแผ่นรับแรงแบกทานนั้นเรามีขั้นตอนดังนี้

1. หาความยาว N ของแผ่นรับแรงแบกทานเพื่อป้องกันการยุบของเวย (web crippling) และการ yield ของเวย (web yielding)
2. หาความกว้าง B ของแผ่นรับแรงแบกทานโดยให้พื้นที่ของแผ่นรับแรงแบกทานมีขนาดมากพอที่จะไม่ทำให้คอนกรีตหรืออิฐก่อเกิดการวิบัติ
3. หาความหนา t ของแผ่นรับแรงแบกทานซึ่งจะทำให้ค่า moment สูงสุดที่เกิดขึ้นในแผ่นรับแรงแบกทานมีค่าน้อยกว่าค่าที่อนุญาตให้ใช้

พิจารณารูปที่ 4-15 กำหนดให้แรงปฏิกิริยา R ถ่ายผ่านแผ่นรับแรงแบกทานไปยังคอนกรีตแบบมีการกระจายอย่างสม่ำเสมอ และให้คอนกรีตด้านทานต่อแรงปฏิกิริยาด้วยแรงที่มีการกระจายอย่างสม่ำเสมอ f_p ผ่านพื้นที่ของแผ่นรับแรงแบกทาน A_1 แรงดันด้านนี้จะทำให้เกิดโมเมนต์ดัดภายในแผ่นรับแรงแบกทานและปีกด้านล่างของคานและจะทำให้เกิดการโก่งดัดขึ้นในแผ่นรับแรงแบกทานและปีกด้านล่างของคานด้วย อย่างไรก็ตาม ASD specification กำหนดให้แผ่นรับแรงแบกทานทำหน้าที่ด้านทานต่อโมเมนต์ดัดดังกล่าวเท่านั้น นอกจากนั้นแล้ว ASD specification ยังกำหนดให้หน้าตัดที่วิกฤติที่สุดมีระยะ k (ระยะจากด้านนอกสุดของผิวของปีกของคานถึงปลายของ fillet) จาก centerline ของคาน ดังนั้น แผ่นรับแรงแบกทานจะมีลักษณะเหมือนกับคานยื่น ซึ่งมีความยาวเท่ากับ

$$n = \frac{B - 2k}{2}$$

และมีความกว้างเท่ากับ N



รูปที่ 4-15

เมื่อพิจารณาเฉพาะความกว้าง 1 หน่วยของแผ่นรับแรงแบกทานแล้ว เราจะหาความหนาของแผ่นรับแรงแบกทานได้ดังนี้

$$M = f_p n \frac{n}{2} = \frac{f_p n^2}{2}$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{(1/12)(1)(t^3)}{t/2} = \frac{t^2}{6}$$

$$\frac{M}{S} = F_b$$

$$\frac{f_p (n^2 / 2)}{t^2 / 6} = F_b$$

$$t = \sqrt{\frac{3 f_p n^2}{F_b}}$$

โดยที่ $F_b = 0.75 F_y$ สำหรับแผ่นเหล็กซึ่งมีหน้าตัดสี่เหลี่ยมตันและดัดรอบแกนรอง
ถ้าแผ่นรับแรงแบกทานมีความยาวเท่ากับความกว้างของผนังที่รองรับแล้ว

$$F_p = 0.35 f'_c$$

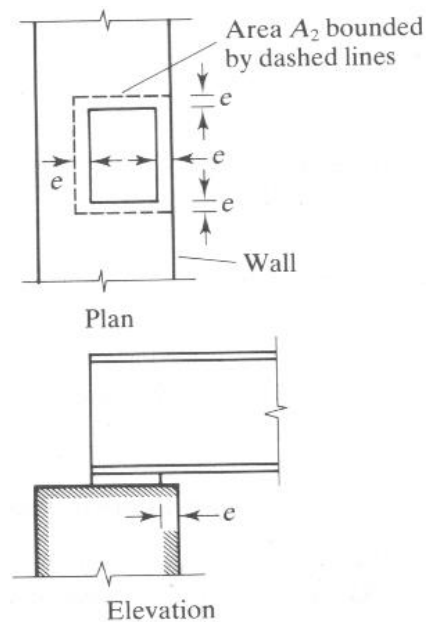
และในกรณีอื่น ๆ นอกเหนือจากนั้น

$$F_p = 0.35 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.70 f'$$

โดยที่ f'_c เป็นกำลังรับแรงกดอัดของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน

A_1 เป็นพื้นที่ของแผ่นรับแรงแบกทาน

A_2 เป็นพื้นที่ทั้งหมดของการรองรับ ซึ่งมีค่าเท่ากับพื้นที่ของเส้นประที่แสดงในรูปที่ 4-16



รูปที่ 4-16

ตัวอย่างที่ 4-9

จงออกแบบแผ่นรับแรงแบกทาน (bearing plate) เพื่อที่จะกระจายแรงปฏิกิริยาขนาด 6,061.5 kg จากคานหน้าตัด W350×49.6kg/m ($b_f = 17.5$ cm, $d = 35.0$ cm, $t_f = 1.1$ cm, $t_w = 0.7$ cm , และ $r = 1.4$ cm) ในตัวอย่างที่ 4-6 ลงบนผนังคอนกรีตซึ่งมีกำลังรับแรงกดอัดประลัย $f'_c = 210$ kg/cm² กำหนดให้แผ่นรับแรงแบกทานทำด้วยเหล็กตามมาตรฐาน มอก.107-2517 มี $F_y = 2,400$ kg/cm²

การยู่ของเอวที่จุดรองรับ:

$$\frac{R}{t_w(N+k)} = 0.75F_y$$

$$k = t_f + r = 1.1 + 1.4 = 2.5 \text{ cm}$$

$$\frac{6,061.5}{0.7(N+2.5)} = 0.75(2,400)$$

ดังนั้น ความยาวของแผ่นรับแรงแบกทานต้องมีค่าไม่น้อยกว่า $N = 2.31$ cm ลองใช้ $N = 10$ cm

แรงแบกทาน:

สมมติหน่วยแรงแบกทานที่ยอมให้ของคอนกรีต

$$F_p = 0.35 f'_c = 0.35(210) = 73.5 \text{ kg/cm}^2$$

ดังนั้น แผ่นรับแรงแบกทานควรมีความกว้าง

$$B = \frac{R}{NF_p} = \frac{6,061.5}{10(73.5)} = 8.3 \text{ cm}$$

เนื่องจากแผ่นรับแรงแบกทานและคานจะต้องถูกยึดเข้ากับผนังคอนกรีต ดังนั้น แผ่นรับแรงแบกทานควรมีความกว้างกว่าปีกของคาน 10 cm ดังนั้น

$$B = b_f + 10 = 17.5 + 10.0 = 27.5 \text{ cm}$$

ความหนาของแผ่นรับแรงแบกทาน:

$$n = \frac{B-2k}{2} = \frac{27.5-2(2.5)}{2} = 11.25 \text{ cm}$$

Bearing pressure

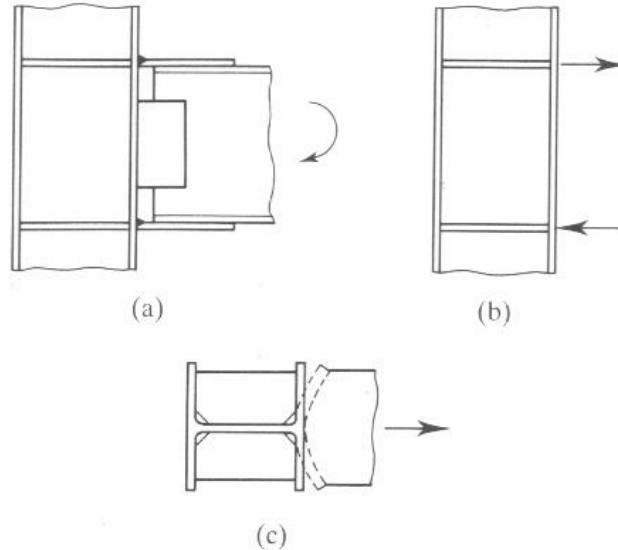
$$f_p = \frac{R}{BN} = \frac{6,061.5}{27.5(10)} = 22.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{3f_p n^2}{F_b}} = \sqrt{\frac{3(22.0)(11.25)^2}{0.75(2,400)}} = 2.15 \text{ cm}$$

ใช้แผ่นเหล็ก PL 275×100×22 mm

การโก่งเดาะที่ปีก (Local flange buckling)

จากรูปที่ 4-17 กำหนดให้คานาถูกเชื่อมต่อกับเสาแบบแกร่ง (rigid) เมื่อค่าหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นในปีกของเสามีค่าที่สูงมาก ๆ แล้ว ปีกของเสาจะเกิดการโก่งเดาะ ซึ่งเรียกว่า การโก่งเดาะที่ปีก ดังที่แสดงโดยเส้นประในรูปที่ 4-17c และเราจะต้องใส่แผ่นเสริมกำลัง (stiffener) ให้กับเสาเพื่อเสริมความต้านทานต่อการโก่งเดาะดังกล่าว



รูปที่ 4-17

จากการทดสอบ ASD specification กำหนดให้ใส่แผ่นเสริมกำลัง ดังที่แสดงในรูปที่ 4-17a แก่เสาโดยมีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ A_{st} เมื่อสมการต่อไปนี้จะมีค่าเป็นบวก

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc}t(t_b + 5k)}{F_{yst}}$$

เมื่อ $P_{bf} = \frac{5}{3} \times$ แรงที่กระทำต่อปีกของเสา เนื่องจากโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร, kg

$P_{bf} = \frac{4}{3} \times$ แรงที่กระทำต่อปีกของเสา เนื่องจากโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรบวก

แรงลมหรือแรงแผ่นดินไหว, kg

อย่างไรก็ตาม P_{bf} จะต้องไม่ค่าไม่เกินผลคูณของพื้นที่หน้าตัดของปีกของคานา (A_f) กับ F_y

F_{yc} เป็นค่า yield stress ของเสา, kg/cm^2

F_{st} เป็นค่า yield stress ของแผ่นเสริมกำลัง, kg/cm^2

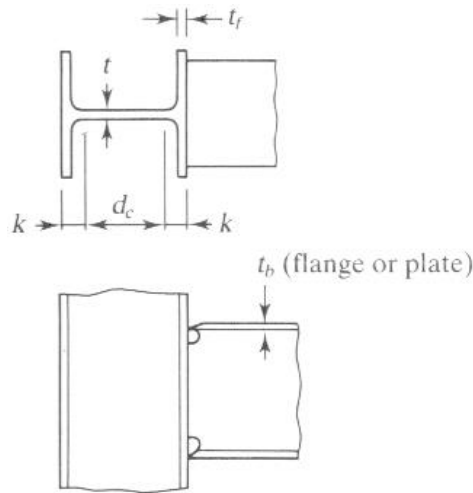
t = ความหนาของเอวของเสา, cm

t_b = ความหนาของปีกของคานา, cm

k เป็นระยะจากด้านนอกสุดของผิวของปีกของคานาถึงปลายของ fillet ดังที่แสดงในรูปที่ 4-18

ถ้าสมการของ A_{st} ให้ค่าเป็นลบแล้ว เสาจะต้องถูกเสริมด้วยแผ่นเสริมกำลังในแนวเดียวกับปีกของคานาที่รับแรงกดอัดเพื่อป้องกันการโก่งเดาะของเอวของเสาเมื่อความลึกของเสา ดังที่แสดงในรูปที่ 4-18

$$d_c > \frac{34,400 t^3 \sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}}$$



รูปที่ 4-18

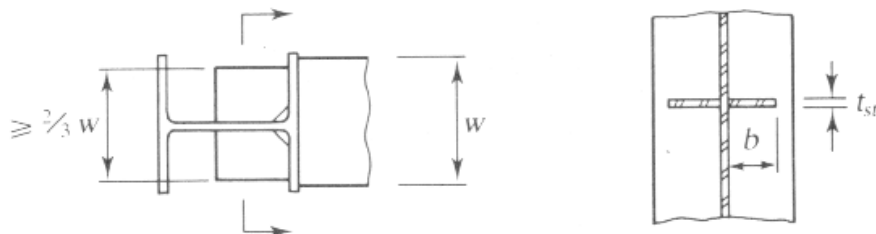
นอกจากนั้นแล้ว เพื่อควบคุมหน่วยแรงดัดในปีกของเสา เสาจะต้องถูกเสริมด้วยแผ่นเสริมกำลังในแนวเดียวกับปีกของคานที่รับแรงดัดเมื่อความหนาของปีกของเสา

$$t_f < 1.016 \sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}}$$

แต่สมการนี้ไม่จำเป็นต้องตรวจสอบถ้าความยาวของแรงกระทำมีค่าน้อยกว่า 0.15 เท่าของความกว้างของปีกของเสา

นอกจากนั้นแล้ว แผ่นเสริมกำลังดังกล่าวจะต้องมีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ 4-19 ดังนี้

1. ความกว้างของแผ่นเสริมกำลังต้องมากกว่า $2/3$ เท่าของความกว้างของปีกของคาน
2. ความหนา t_{st} ของแผ่นเสริมกำลังต้องไม่น้อยไปกว่าครึ่งหนึ่งของความหนาของปีกของคาน
3. อัตราส่วนของความกว้างของแผ่นเสริมกำลัง b ต่อความหนา t_{st} ไม่เกิน $796/\sqrt{F_y}$ เพื่อป้องกันการดกเดาะของแผ่นเสริมกำลัง



รูปที่ 4-19

แรงเฉือนในเอวของเสา

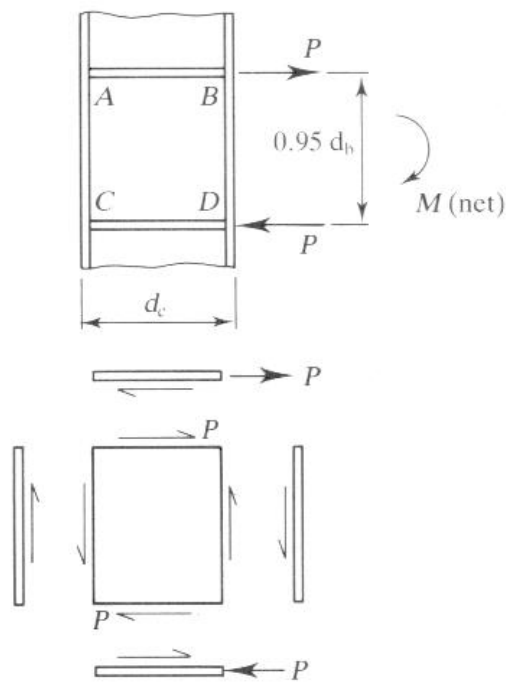
การถ่ายโมเมนต์จากคานไปยังเสาจะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนขึ้นในเอวของเสา เช่น ในช่วง $ABCD$ ของเสา ดังที่แสดงในรูปที่ 4-20 เป็นต้น ในกรณีนี้โมเมนต์สุทธิ M จะทำให้เกิดแรงเฉือน P โดยประมาณเท่ากับ $M/0.95d_b$ ซึ่งจะถูกต้านทานโดยพื้นที่รับแรงเฉือน $A = d_c t$ และจะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยเท่ากับ

$$\frac{P}{A} = \frac{M}{0.95d_b d_c t}$$

ถ้ากำหนดให้หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยมีค่าเท่ากับหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ $0.40F_{yc}$ แล้ว เราจะได้ว่า เหวของเสาต้องมี ความหนาอย่างน้อยเท่ากับ

$$t = \frac{M}{0.38d_b d_c F_{yc}}$$

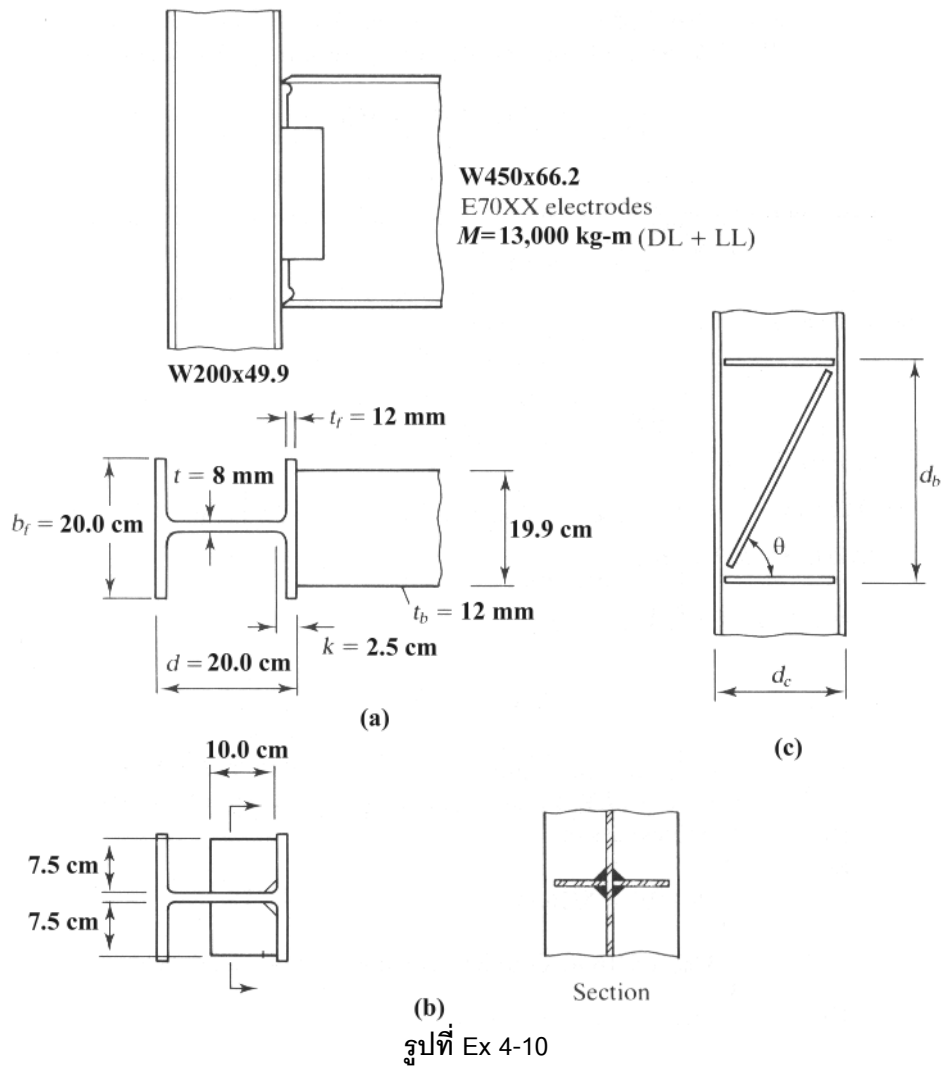
เพื่อป้องกันการวิบัติโดยหน่วยแรงเฉือนที่เวยของเสา ในกรณีที่เวยของมีความหนาน้อยกว่าที่กำหนด เราจะต้องเสริมแผ่นเหล็ก เสริมทแยงจากจุด C ไปยังจุด C ให้กับเสา



รูปที่ 4-20

ตัวอย่างที่ 4-10

จุดเชื่อมต่อกานเข้ากับเสาต้องถ่ายโมเมนต์จากคาน $13,000 \text{ kg-m}$ จากคานไปยังเสา ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 4-10
จงทำการออกแบบแผ่นเสริมกำลังของเสา (column stiffener) และแผ่นเสริมเอว (web reinforcement)



แผ่นเสริมกำลังของเสา (column stiffener):

$$\text{แรงกดอัดที่เกิดขึ้นที่ปีกของคาน} = \frac{M}{d - t_b} = \frac{13,000(100)}{44.6 - 1.2} = 29,954 \text{ kg}$$

$$P_{bf} = \frac{5}{3}(29,954) = 49,923 \text{ kg}$$

แรงกดอัดที่มากที่สุดที่เกิดขึ้นที่ปีกของคาน $= A_f F_y = 19.9(1.2)2,400 = 57,312 \text{ kg} > P_{bf}$
ดังนั้นใช้ $P_{bf} = 49,923 \text{ kg}$

ASD specification กำหนดให้ใส่แผ่นเสริมกำลังแก่เสา ถ้า A_{st} มีค่าเป็นบวกเมื่อ

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc}t(t_b + 5k)}{F_{yst}} = \frac{49,923 - 2,400(0.8)[1.2 + 5(2.5)]}{2,400} = 9.84 \text{ cm}^2$$

เนื่องจาก A_{st} มีค่าเป็นบวก ดังนั้น เราต้องใส่แผ่นเสริมกำลังแก่เสาโดยต้องมีพื้นที่หน้าตัดไม่น้อยกว่า 9.84 cm^2 ตรงตำแหน่งที่ตรงกันข้ามกับปีกของคาน และแผ่นเสริมกำลังดังกล่าวจะต้องมีลักษณะดังนี้

1. ความกว้างของแผ่นเสริมกำลังต้องมากกว่า $2/3$ เท่าของความกว้างของปีกของคาน

$$\frac{(2/3)W - t_f}{2} = \frac{(2/3)19.9 - 0.8}{2} = 6.23 \text{ cm}$$

2. ความกว้างของแผ่นเสริมกำลังต้องไม่มากกว่าปีกของเสา

$$\frac{b_f - t_f}{2} = \frac{20 - 0.8}{2} = 9.60 \text{ cm}$$

3. ความหนา t_{st} ของแผ่นเสริมกำลังต้องไม่น้อยไปกว่าครึ่งหนึ่งของความหนาของปีกของคาน

$$\frac{t_b}{2} = \frac{1.2}{2} = 0.6 \text{ cm}$$

ลองใช้แผ่นเหล็กขนาด $7.5 \times 1.0 \text{ cm}$

$$A_{st} = 7.5(1.0) \times 2 \text{ stiffeners} = 15.0 \text{ cm}^2 > 9.84 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

4. อัตราส่วนของความกว้างของแผ่นเสริมกำลัง b ต่อความหนา t_{st} ไม่เกิน $796/\sqrt{F_y}$

$$\frac{b}{t_{st}} = \frac{7.5}{1.0} = 7.5$$

$$\frac{796}{\sqrt{F_y}} = \frac{796}{\sqrt{2400}} = 16.25 > 7.5 \quad \text{O.K.}$$

เนื่องจากคานเชื่อมต่อเข้ากับเสาเพียงด้านเดียว ดังนั้น แผ่นเสริมกำลังไม่จำเป็นต้องยาวเท่าความลึกของเสาและ $d/2 = 20.0/2 = 10.0 \text{ cm}$ ใช้แผ่นเสริมกำลังยาว 10.0 cm

สรุปแผ่นเสริมกำลัง: $7.5 \times 1.0 \text{ cm} - 10 \text{ cm}$ ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 4-10b

แผ่นเสริมเอว (web reinforcement):

เอวของเสาต้องมีความหนาน้อยเท่ากับ

$$t = \frac{M}{0.38d_b d_c F_{yc}} = \frac{13,000(100)}{0.38(20.0)44.6(2,400)} = 1.6 \text{ cm} > t = 0.80 \text{ cm}$$

และความหนาของเอวที่ต้องเพิ่มขึ้น $t_d = 1.6 - 0.8 = 0.8 \text{ cm}$ ดังนั้น ใช้แผ่นเสริมเอวทแยง ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 4-10c

$$\text{แรงเฉือนที่ความหนาของแผ่นเสริมเอวรับ} = 0.40F_y t_d d_c = 0.40(2,400)0.8(20.0) = 15,360 \text{ kg}$$

กำหนดให้แรงเฉือนดังกล่าวเป็นองค์ประกอบของแรงในแนวนอนของแรงกดอัด P ที่เกิดขึ้นในแผ่นเสริมเอวทแยง เมื่อ $\theta = \tan^{-1}(44.6/20.0) = 65.85^\circ$

$$P = \frac{15,360}{\cos 65.85^\circ} = 37,543 \text{ kg}$$

กำหนดให้หน่วยแรงกดอัดยอมให้ในแผ่นเสริมเอวทแยง

$$F_t = 0.60F_y = 0.60(2,400) = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

พื้นที่หน้าตัดของแผ่นเสริมเอวทแยง

$$A_{st} = \frac{37,543}{1,440} = 26.1 \text{ cm}^2$$

ใช้แผ่นเสริมแควทแยงขนาด $7.5 \times 1.75 - 2$ stiffeners ซึ่งมีพื้นที่หน้าตัด $= 2(7.5)1.75 = 26.25 \text{ cm}^2$

ตรวจสอบอัตราส่วนของความกว้างของแผ่นเสริมแควทแยง

$$\frac{b}{t_{st}} = \frac{7.5}{1.75} = 4.3$$

$$\frac{796}{\sqrt{F_y}} = \frac{796}{\sqrt{2400}} = 16.25 > 4.3$$

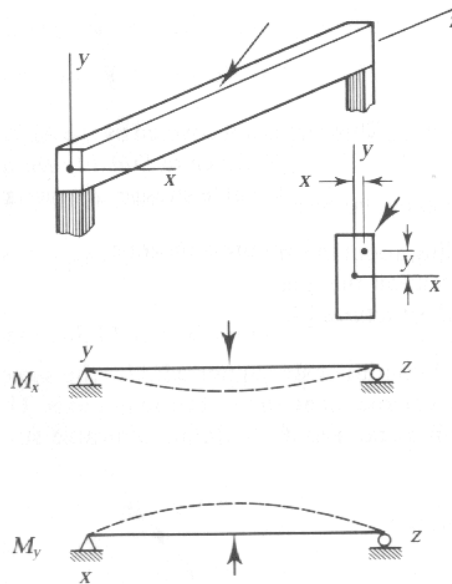
O.K.

4-9 การดัดที่ไม่สมมาตร (Unsymmetrical Bending)

จากวิชา mechanics of materials เราทราบมาแล้วว่า หน้าตัดของคานใด ๆ จะมีแกนอยู่สองแกน (x และ y) ซึ่งตั้งฉากซึ่งกันและกันและมีค่า product of inertia $\int xy dA$ ของพื้นที่หน้าตัดเท่ากับศูนย์ ซึ่งแกนทั้งสองนี้จะถูกเรียกว่า principal axes ของหน้าตัด และการดัดใด ๆ ซึ่งไม่ได้เกิดขึ้นรอบแกนทั้งสองนี้ จะถูกเรียกว่า การดัดที่ไม่สมมาตร (unsymmetrical bending)

ในกรณีเช่นนี้ เราจะทำการแตกโมเมนต์ซึ่งมีทิศทางใด ๆ เข้าสู่แกนหลักดังกล่าว แล้วทำการรวมองค์ประกอบของโมเมนต์เหล่านั้นเข้าด้วยกันในแต่ละแกน ดังที่แสดงในรูปที่ 4-21 จากนั้น ค่าหน่วยแรงดัด (bending stress) ที่เกิดขึ้นบนจุดใด ๆ บนหน้าตัดของคานจะหาได้โดยใช้ flexural formula

$$f_b = \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y} = \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y}$$



รูปที่ 4-21

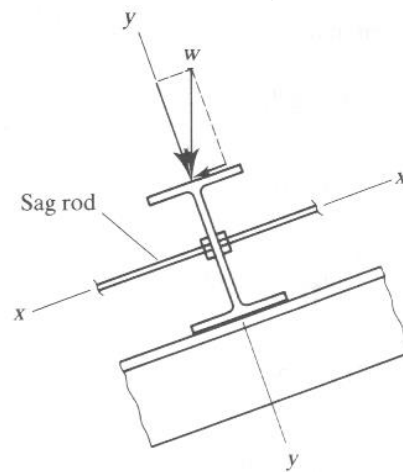
ในทำนองเดียวกัน หน่วยแรงเฉือน (shear stress) ที่เกิดขึ้นในคานดังกล่าวจะหาได้จากสมการ

$$f_v = \frac{V_x Q_y}{b_y I_y} \pm \frac{V_y Q_x}{b_x I_x}$$

สมการข้างต้นจะใช้ได้กรณีที่แรงกระทำทั้งในแนวตั้งและแนวราบกระทำผ่านจุด centroid ของคาน เช่น คานที่รองรับเครนซึ่งจะถูกกระทำโดยแรงในแนวนอนเนื่องจากการเคลื่อนที่ของเครนและโดยน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งร่วมกัน เป็นต้น

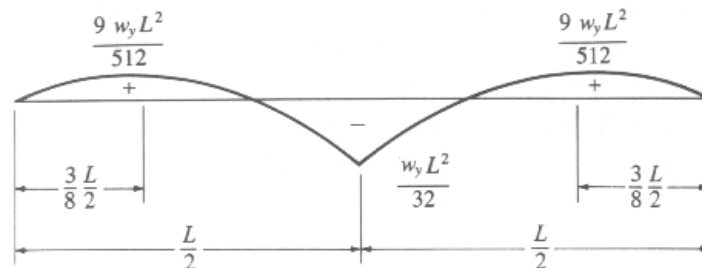
อีกตัวอย่างหนึ่งขององค์อาคารของโครงสร้างที่ถูกกระทำโดยการดัดที่ไม่สมมาตรคือ แป (purlins) ที่รองรับแผ่นมุงหลังคาของหลังคา แปมักจะถูกวางเอียงตั้งฉากกับแนวหลังคาและถูกกระทำโดยน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งที่ปีกบนของแป ดังที่แสดงในรูปที่ 4-22 น้ำหนักบรรทุกดังกล่าวจะถูกแตกเข้าสู่แกน x และแกน y ของหน้าตัดของแป ซึ่งน้ำหนักบรรทุกทุกในแกน x จะทำให้เกิดโมเมนต์บิดกระทำต่อแป ดังนั้น ในการออกแบบแป เราจะสมมุติให้แรงดังกล่าวถูกรองรับโดยปีกบนของแป เท่านั้น ดังนั้น ในการนำ flexural formula มาออกแบบแปนั้น section modulus รอบแกน y ของหน้าตัดของแปจะต้องถูกลดลงครึ่งหนึ่ง ซึ่งจะทำให้สมการดังกล่าวอยู่ในรูป

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y / 2}$$

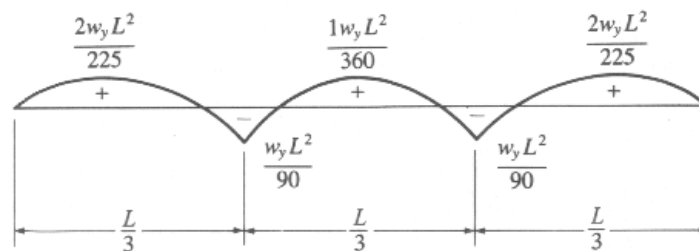


รูปที่ 4-22

แปส่วนใหญ่จะมีหน้าตัดซึ่งไม่แข็งแรงต่อการดัดรอบแกนรอง ดังนั้น แปจึงถูกค้ำยันโดยใช้ sag rods ดังที่แสดงในรูปที่ 4-22 ซึ่งจะทำให้แปมีลักษณะเป็นคานต่อเนื่องและจะทำให้ค่า moment สูงสุดรอบแกนรองมีค่าลดลง ดังที่แสดงในรูปที่ 4-23 โดยที่ L เป็นความยาวของ span ของแป และ w_x และ w_y เป็นองค์ประกอบของแรงกระทำในแนวแกน x และแกน y ตามลำดับ ในทางปฏิบัติ ระยะห่างระหว่างแปจะมีค่าในช่วง 0.60 ถึง 1.80 เมตรและความยาวของ span ของแปจะมีค่าประมาณ 24 เท่าของความลึก



(a) Moment about minor axis - sag rods at midspan



(b) Moment about minor axis - sag rods at one-third points

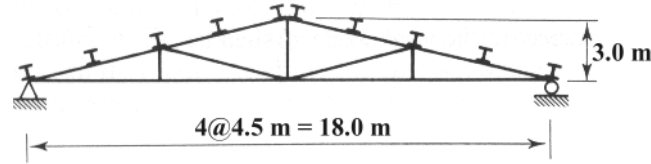


(c) Moment about major axis

รูปที่ 4-23

ตัวอย่างที่ 4-11

หลังคานโครงข้อหมุน ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 4-11 มีระยะห่างระหว่างโครงข้อหมุน 4.5 m โดยที่แปวางอยู่ในตำแหน่งในรูปและยึดด้วย sag rod ที่กึ่งกลางความยาวของแป กำหนดให้หลังคามีน้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead load) 30 kg/m^2 และน้ำหนักบรรทุกจร 50 kg/m^2 จงออกแบบแปหน้าตัด W150 โดยใช้เหล็ก Fe 24 ตามมาตรฐาน มอก. 116-2529



รูปที่ Ex 4-11

$$\text{ความกว้างของหลังคาที่แปหนึ่งตัวรองรับ} = \frac{4.5}{2} \frac{\sqrt{10}}{3} = 2.372 \text{ m}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อแป} = (30 + 50)2.372 = 189.8 \text{ kg/m}$$

$$\text{แรงที่กระทำต่อแปในแนวตั้งฉากกับหลังคา} = \frac{3}{\sqrt{10}}(189.8) = 180 \text{ kg/m}$$

$$\text{แรงที่กระทำต่อแปในแนวนานกับหลังคา} = \frac{1}{\sqrt{10}}(189.8) = 60 \text{ kg/m}$$

โมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นในแป

$$M_x = \frac{1}{8}(180)4.5^2(100) = 45,563 \text{ kg-cm}$$

เนื่องจากแปถูกยึดด้วย sag rod ที่กึ่งกลางความยาวของแป จากรูปที่ 4-23

$$M_y = \frac{1}{32}(60)(4.5)^2(100) = 3,797 \text{ kg-cm}$$

ลองใช้หน้าตัด W150 $\times$ 31.5 kg/m

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{45,563}{219} = 208.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{3,797}{(75.1/2)} = 101.1 \text{ kg/cm}^2$$

หา F_{bx} :

ความยาวที่ไม่มีการการค้ำยันทางด้านข้างของแป $L = 4.5/2 = 2.25 \text{ m}$

จากภาคผนวกที่ 3 จะได้ $L_c = 2.0 \text{ m}$ และ $L_u = 5.9 \text{ m}$ ซึ่ง $L_c < L < L_u$ ดังนั้น

$$F_{bx} = 0.60F_y = 0.60(2,400) = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

หา F_{by} :

เนื่องจากหน้าตัด W150 $\times$ 31.5 kg/m เป็นหน้าตัดที่อัดแน่น

$$F_{by} = 0.75F_y = 0.75(2,400) = 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

จากสมการ interaction

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{208.1}{1,440} + \frac{101.1}{1,800} = 0.145 + 0.056 = 0.201 < 1.0 \quad \text{O.K.}$$

ซึ่งเราจะเห็นได้ว่า ถึงหน้าตัด W150×31.5kg/m จะใช้ได้ แต่ค่อนข้างจะใหญ่มากเกินไป

ลองใช้หน้าตัด W150×14.0kg/m

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{45,563}{88.8} = 513.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{3,797}{(13.2/2)} = 575.3 \text{ kg/cm}^2$$

หา F_{bx} :

จากภาคผนวกที่ 3 จะได้ $L_c = 1.0 \text{ m}$ และ $L_u = 2.1 \text{ m}$ ซึ่ง $L_u < 2.25 \text{ m}$ ดังนั้น คำนวณถูกรองรับอย่างไม่พอเพียง

$$r_T \approx 0.26b_f = (0.26)7.5 = 1.95 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{225}{1.95} = 115.4$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{0}{46,540} = 0$$

$$C_b = 1.75$$

$$\sqrt{\frac{717(10^4)C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{717(10^4)1.75}{2400}} = 72.3$$

$$\sqrt{\frac{3,585(10^4)C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{3,585(10^4)1.75}{2,400}} = 161.7$$

เนื่องจาก $72.3 < L/r_T < 161.7$ ดังนั้น

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y(L/r_T)^2}{10,756(10^4)C_b} \right] F_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{2,400(115.4)^2}{10,756(10^4)1.75} \right] 2,400 = 1,192.5 \text{ kg/cm}^2$$

หรือ

$$F_b = \frac{843,600C_b}{L(d/A_f)} = \frac{843,600(1.75)}{225(15.0/[7.5(0.7)])} = 2,296.5 \text{ kg/cm}^2$$

ค่า F_b สูงสุดจากสมการทั้งสองข้างต้นสูงกว่า $0.60F_y = 1,440 \text{ kg/cm}^2$ ดังนั้น

$$F_{bx} = 0.60F_y = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

หา F_{by} :

เนื่องจากหน้าตัด W150×21.1kg/m เป็นหน้าตัดที่อัดแน่น

$$F_{by} = 0.75F_y = 0.75(2,400) = 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

จากสมการ interaction

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{513.1}{1,440} + \frac{575.3}{1,800} = 0.356 + 0.320 = 0.676 < 1.0 \quad \text{O.K.}$$

ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือน

$$V_y = \frac{189.8(4.5)}{2} = 427 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{V_y}{dt_w} = \frac{427}{15.0(0.5)} = 56.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.40F_y = 0.40(2,400) = 960 \text{ kg/cm}^2 > f_v$$

O.K.

ดังนั้น ใช้น้ำตัด W150×14.0 kg/m

ตัวอย่างที่ 4-12

จงออกแบบแป้นในตัวอย่างที่ 4-11 โดยใช้หน้าตัด C

โมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นในแป้น

$$M_x = 45,563 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \text{และ} \quad M_y = 3,797 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

ลองใช้หน้าตัด C150×75×18.6kg/m

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{45,563}{115} = 396.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{3,797}{(22.4/2)} = 339.0 \text{ kg/cm}^2$$

เนื่องจากแป้นมีการค้ำยันทางด้านข้างตลอดและแป้นไม่มีความสมมาตรสองแกน ดังนั้น

$$F_{bx} = 0.60F_y = 0.60(2,400) = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

จากสมการ interaction

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{396.2}{1,440} + \frac{339.0}{1,440} = 0.511 < 1.0$$

O.K.

ลองใช้หน้าตัด C125×65×13.4kg/m

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{45,563}{67.8} = 672.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{3,797}{(13.4/2)} = 566.7 \text{ kg/cm}^2$$

จากสมการ interaction

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{672.0}{1,440} + \frac{566.7}{1,440} = 0.860 < 1.0$$

O.K.

ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือน

$$f_v = \frac{V_y}{dt_w} = \frac{427}{12.5(0.6)} = 56.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.40F_y = 0.40(2,400) = 960 \text{ kg/cm}^2 > f_v$$

O.K.

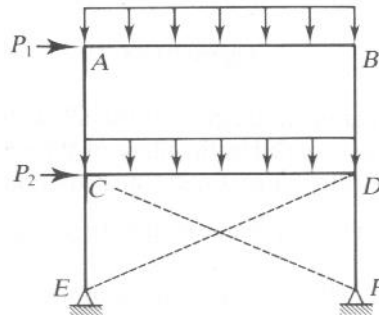
ดังนั้น ใช้หน้าตัด C125×65×13.4kg/m

บทที่ 5

องค์อาคารรับโมเมนต์ดัดและแรงกดอัดร่วมกัน

5-1 บทนำ

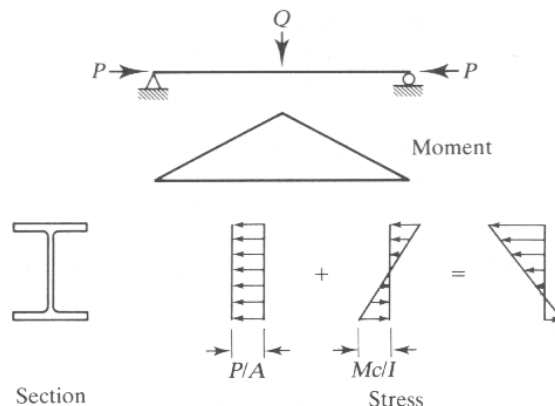
องค์อาคารของโครงสร้างที่ถูกกระทำโดยโมเมนต์ดัด (bending moment) และแรงกดอัดในแนวแกน (axial load) ในเวลาเดียวกันจะถูกรเรียกว่า beam-column เช่น เสาของโครงสร้างซึ่งถูกกระทำโดยน้ำหนักบรรทุกและแรงกระทำทางด้านข้าง (lateral loads) ดังที่แสดงในรูปที่ 5-1 และเสาซึ่งถูกกระทำโดยแรงกดอัดเพียงอย่างเดียวจากจุด centroid ของหน้าตัดของเสา เป็นต้น



รูปที่ 5-1

โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในองค์อาคารรับแรงดึงจะมีผลต่อองค์อาคารดังกล่าวน้อยกว่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในองค์อาคารรับแรงกดอัด เนื่องจากแรงดึงจะช่วยลดการโก่งตัวทางด้านข้างขององค์อาคารลง แต่แรงกดอัดจะทำให้การโก่งตัวทางด้านข้างขององค์อาคารมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อการโก่งตัวทางด้านข้างมีค่าเพิ่มขึ้นแล้ว โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นบนองค์อาคารรับแรงกดอัดก็จะมีค่าเพิ่มขึ้นไปอีกเท่ากับผลคูณของค่าแรงกดอัดในแนวแกนและค่าการโก่งตัวขององค์อาคาร ซึ่งจะเป็นผลต่อเนื่องทำให้ค่าการโก่งตัวทางด้านข้างมีค่าเพิ่มขึ้นด้วย ปรากฏการณ์ดังกล่าวจะดำเนินไปจนกว่าองค์อาคารรับแรงกดอัดจะอยู่ในสภาวะสมดุล ดังนั้น องค์อาคารดังกล่าวจะต้องมีความแข็งแรงที่พอเพียง เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการโก่งตัวทางด้านข้างมีผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้าง

5-2 สมการ Interaction ของ Beam-Column



รูปที่ 5-2

การคำนวณหาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นใน beam-column ดังที่แสดงในรูปที่ 5-2 นั้นทำได้ยาก เนื่องจากการวิเคราะห์ต้องกระทำเป็นลำดับขั้นตอนจนกระทั่ง beam-column อยู่ในสมดุล ดังนั้น ถ้าเราไม่นำผลของการเพิ่มขึ้นของการโก่งตัวทาง

ด้านข้างและการเพิ่มขึ้นของโมเมนต์ดัดเนื่องจากการโก่งตัวที่เพิ่มขึ้นมาพิจารณาแล้ว จาก principle of superposition ค่าหน่วยแรงดัด (flexural stress) ที่เกิดขึ้นใน beam-column จะหาได้จากสมการ

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

โดยที่ค่าหน่วยแรงดังกล่าวจะต้องมีค่าน้อยกว่าค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ (allowable stress)

อย่างไรก็ตาม ในการออกแบบ beam-column นั้น มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้ใช้สมการซึ่งแสดงถึงความสัมพันธ์ของผลของการที่แรงกดอัดในแนวแกนกระทำร่วมกับโมเมนต์ดัดในรูปของสมการ interaction

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

โดยที่ $f_a = \frac{P}{A}$ เป็นหน่วยแรงกดอัด (axial stress) ที่เกิดจากแรงกดอัด P

F_a เป็นหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ (allowable axial stress) ในกรณีที่มีเฉพาะแรงกดอัดกระทำต่อ beam-column เท่านั้น

$f_b = \frac{Mc}{I}$ เป็นหน่วยแรงดัด (flexural stress) ที่เกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์ดัด

F_b เป็นหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ (allowable flexural stress) ในกรณีที่มีเฉพาะโมเมนต์ดัดกระทำต่อ beam-column เท่านั้น

สมการ interaction นี้เป็นสมการที่แปรผันกับกำลังการรับแรงกดอัดและกำลังการรับโมเมนต์ดัดของ beam-column โดยที่เมื่อหน่วยแรงดัดมีค่าที่สูงเมื่อเทียบกับหน่วยแรงกดอัดแล้ว ค่าหน่วยแรงรวมที่ยอมให้ (allowable combined stress) จะมีค่าที่ใกล้เคียงกับค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ ในทางตรงกันข้าม ถ้าหน่วยแรงกดอัดมีค่าที่สูงเมื่อเทียบกับหน่วยแรงดัดแล้ว ค่าหน่วยแรงรวมที่ยอมให้จะมีค่าที่ใกล้เคียงกับค่าหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้

เนื่องจากสมการ interaction ดังกล่าวมีข้อจำกัดในการใช้งานจริง ดังนั้น มาตรฐาน ว.ส.ท. จึงดัดแปลงสมการ interaction นี้ให้เหมาะสมกับกรณีต่าง ๆ ซึ่งจะกล่าวถึงต่อไป

ในกรณีที่มีการดัดเกิดขึ้นรอบแกน x และแกน y ในเวลาเดียวกันแล้ว ค่าหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจะหาได้จากสมการ

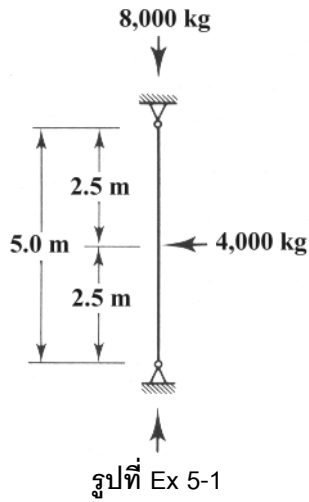
$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y}$$

และสมการ interaction ในกรณีนี้จะอยู่ในรูป

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

ตัวอย่างที่ 5-1

กำหนดให้ beam-column ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 5-1 ถูกรองรับทางด้านข้างเฉพาะที่จุดรองรับเท่านั้นและถูกกระทำโดยโมเมนต์รอบแกนหลัก จงตรวจสอบว่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใน beam-column สอดคล้องกับสมการ interaction หรือไม่



หน่วยแรงกดอัดเฉลี่ย

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{8,000}{63.53} = 125.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{อัตราส่วนความขดสูงสุด} = \frac{KL}{r_y} = \frac{1.0(5)(100)}{5.02} = 99.6$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 895.4 - (895.4 - 887.4)0.6 = 890.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{\max} = \frac{PL}{4} = \frac{4,000(5)100}{4} = 500,000 \text{ kg - cm}$$

หน่วยแรงดัดสูงสุดรอบแกนหลัก

$$f_b = \frac{M_{\max}}{S_x} = \frac{500,000}{472} = 1,059.3 \text{ kg/cm}^2$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า $L_c = 2.6 \text{ m}$ และ $L_u = 7.1 \text{ m}$ เนื่องจาก $L_c < L < L_u$,

$$F_b = 0.60F_y = 0.60(2,400) = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

สมการ interaction

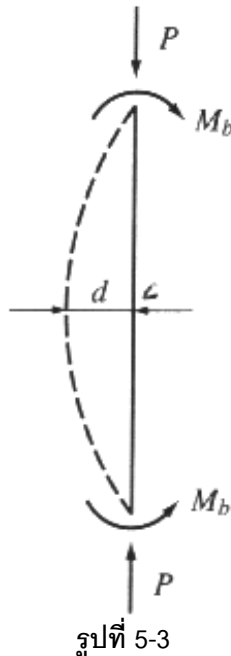
$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{125.9}{890.6} + \frac{1,059.3}{1,440} = 0.877 \leq 1.0$$

ดังนั้น หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใน beam-column สอดคล้องกับสมการ interaction

5-3 แฟคเตอร์ขยายโมเมนต์ (Moment Amplification) และแฟคเตอร์ปรับแก้โมเมนต์ (Moment Modification)

เมื่อ beam-column ถูกกระทำโดยโมเมนต์ดัดแล้ว beam-column จะเกิดการโก่งตัวทางด้านข้างในระนาบของการดัด ซึ่งจะก่อให้เกิดโมเมนต์รอง (secondary moment) เพิ่มขึ้นเท่ากับแรงกดอัดในแนวแกนคูณกับค่าการโก่งตัวดังกล่าว จากรูปที่ 5-3 เราจะเห็นได้ว่า

1. ค่าโมเมนต์ดัด M_b จะทำให้เสาเกิดการโก่งตัวที่กึ่งกลางเสาเท่ากับ d
2. แรงกดอัดในแนวแกน P จะทำให้โมเมนต์ดัดที่กระทำต่อเสามีค่าเพิ่มขึ้นเท่ากับ Pd
3. ค่าโมเมนต์ $M_b + Pd$ นี้จะทำให้เสาเกิดการโก่งตัวมากขึ้นจาก d เป็น $d + d_1$
4. แรงกดอัดในแนวแกน P จะทำให้โมเมนต์ดัดที่กระทำต่อเสามีค่าเพิ่มขึ้นอีกเท่ากับ Pd_1
5. การเพิ่มขึ้นของโมเมนต์ดัดและการโก่งตัวของเสาจะดำเนินไปเรื่อย ๆ จนถึงจุดที่เสาอยู่ในสภาวะสมดุล



จากขั้นตอนการวิเคราะห์ข้างต้น เราจะเห็นได้ว่าการคำนวณหาค่าโมเมนต์ดัดและหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นในเสาจะทำได้โดยการทำการวิเคราะห์ซ้ำไปซ้ำมา จนกระทั่ง การโก่งตัวของเสามีค่าที่น้อยมาก การวิเคราะห์ในลักษณะนี้จะมีความยุ่งยากมาก ดังนั้น เพื่อทำให้การคำนวณหาค่าหน่วยแรงดัดมีความง่ายขึ้น มาตรฐาน ว.ส.ท. จึงกำหนดให้ค่าหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นใน beam-column จะหาได้จากผลคูณของหน่วยแรงดัดกับแฟคเตอร์ขยาย (amplification factor)

อย่างไรก็ตาม ในบางกรณีแฟคเตอร์ขยายดังกล่าวจะทำให้หน่วยแรงดัดมีค่าสูงเกินความจริงได้ ดังนั้น แฟคเตอร์ดังกล่าวจึงต้องถูกคูณด้วยแฟคเตอร์ปรับแก้ (modification factor) C_m ซึ่งมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1.0 เพื่อให้หน่วยแรงดัดมีค่าใกล้เคียงความจริงมากขึ้น

แฟคเตอร์ขยาย (Amplification Factors)

พิจารณา beam-column ดังที่แสดงในรูปที่ 5-4 เราจะหาสมการของแฟคเตอร์ขยายได้ดังนี้

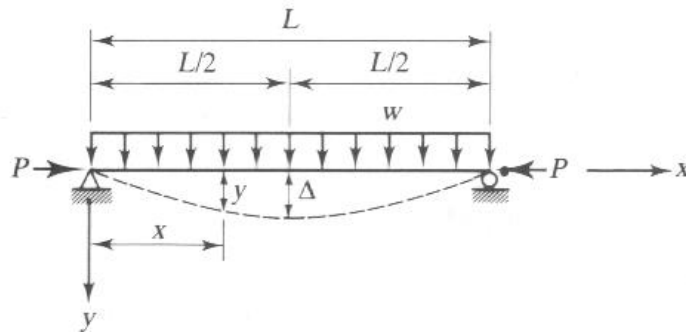
1. จากสมการของการดัดของคาน เราจะเขียนสมการของการโก่งตัวของ beam-column เนื่องจากการกระทำของโมเมนต์ดัด M ซึ่งเป็นผลรวมของโมเมนต์ดัดเนื่องจากแรงกระทำในแนวขวางและ secondary moment เนื่องมาจากแรงในแนวแกนได้ในรูป

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EI}$$

2. สมมติสมการของการโก่งตัวของ beam-column ให้สอดคล้องกับ boundary conditions ของ beam-column ในรูป

$$y = \Delta \sin \frac{\pi x}{L}$$

โดยที่ Δ เป็นค่าการโก่งตัวที่กึ่งกลางความยาวของ beam-column



รูปที่ 5-4

3. หาสมการของโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นใน beam-column

ทำการ differentiate สมการของ y สองครั้งแล้วแทนลงในสมการของการโก่งตัวของ beam-column เราจะได้

$$-\Delta \frac{\pi^2}{L^2} \sin \frac{\pi x}{L} = -\frac{M}{EI}$$

โมเมนต์ดัดสูงสุดจะเกิดขึ้นที่กึ่งกลาง beam-column ที่ระยะ $x = L/2$ ดังนั้น

$$M_{bm} = EI \Delta \frac{\pi^2}{L^2}$$

จาก flexural formula $f_{bm} = M_{bm} c / I$ ดังนั้น การโก่งตัวสูงสุดจะเขียนใหม่ได้ในรูป

$$\Delta = \frac{f_{bm} L^2}{\pi^2 E c}$$

4. หาสมการของหน่วยแรงดัดเนื่องจากโมเมนต์ดัดและ secondary moment ที่จุดกึ่งกลางของ beam-column

$$\begin{aligned} f_{bm} &= \frac{M_{bm} c}{I} = (M_b + P \Delta) \frac{c}{I} \\ &= \frac{M_b c}{I} + P \Delta \frac{c}{I} \end{aligned}$$

แทน Δ ลงใน f_{bm}

$$f_{bm} = \frac{M_b c}{I} + P \left(\frac{f_{bm} L^2}{\pi^2 E c} \right) \frac{c}{I}$$

$$f_{bm} = f_b + f_{bm} \left(\frac{P}{\pi^2 EI / L^2} \right)$$

จากสมการของ Euler

$$P_E = \pi^2 EI / L^2$$

ดังนั้น เราจะได้หน่วยแรงดัดอยู่ในรูป

$$f_{bm} = f_b \left(\frac{1}{1 - P/P_E} \right)$$

เมื่อหารแรง P และแรง P_E ด้วยพื้นที่หน้าตัดของ beam-column A แล้ว เราจะได้หน่วยแรงดัดอยู่ในรูป

$$f_{bm} = f_b \left(\frac{1}{1 - f_a / f_E} \right)$$

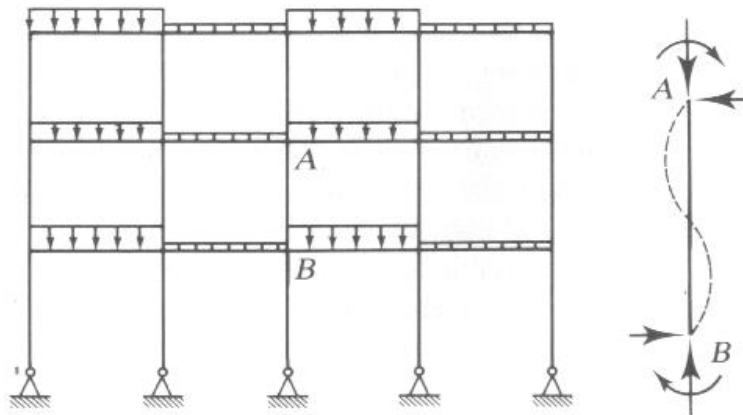
ในการคำนวณหาหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นในช่วงที่ใช้งานจริงนั้น Euler stress f_E จะต้องถูกหารด้วยค่า factor of safety เท่ากับ 23/12 เมื่อกำหนดให้ $F'_E = 12 f_E / 23$ ดังนั้น สมการของแฟคเตอร์ขยายจะถูกเขียนใหม่ได้ในรูป

$$\left(\frac{1}{1 - f_a / F'_E} \right)$$

แฟคเตอร์ปรับแก้ (Magnification Factors)

ในบางสถานการณ์ แฟคเตอร์ขยายจะทำให้ค่าหน่วยแรงดัดที่คำนวณได้มีค่าสูงเกินจริง ยกตัวอย่างเช่น

1. เมื่อโมเมนต์ดัดที่ปลายด้านหนึ่งของเสามีค่าเป็นศูนย์แล้ว ค่าการโก่งตัวของเสาที่เกิดขึ้นจริงจะมีค่าประมาณครึ่งหนึ่งของค่าที่คำนวณได้จากสมการแฟคเตอร์ขยายเท่านั้น
2. เมื่อเสาถูกกระทำโดยโมเมนต์ดัดที่มีค่าที่เท่ากันและมีทิศทางเดียวกันที่ปลายทั้งสองของเสาแล้ว เสาจะเกิดการดัดในทิศทางตรงกันข้ามและจะทำให้ค่าการโก่งตัวที่กึ่งกลางความสูงของเสาและค่าหน่วยแรงดัดที่จุดดังกล่าวมีค่าเป็นศูนย์ ดังเช่นเสา AB ที่แสดงในรูปที่ 5-5



รูปที่ 5-5

จากสถานการณ์ในลักษณะดังกล่าว มาตรฐาน ว.ส.ท. จึงได้กำหนดให้แฟคเตอร์ขยายจะต้องถูกคูณด้วยแฟคเตอร์ปรับแก้ C_m เพื่อที่จะทำให้หน่วยแรงดัดที่คำนวณโดยใช้สมการ interaction มีค่าสอดคล้องกับความเป็นจริงมากขึ้น และสมการ interaction จะถูกเขียนได้ในรูป

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_E} \right) F_b} \leq 1.0$$

โดยที่

$$\frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F'_e}} \geq 1.0$$

5-4 สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท.

มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้แบ่งสมการที่จะใช้ในการออกแบบ beam-column ออกเป็น 3 กรณีดังนี้

กรณี 1 เป็นสมการที่ใช้ในการตรวจสอบเสถียรภาพโดยรวมของ beam-column ซึ่งจะใช้เมื่อโมเมนต์ดัดมีค่าสูงสุดที่บริเวณกึ่งกลางความสูงของ beam-column

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1.0$$

กรณี 2 เป็นสมการที่ใช้ในการตรวจสอบสถานะของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ปลายของ beam-column ซึ่งจะใช้เมื่อโมเมนต์ดัดมีค่าสูงสุดที่บริเวณปลายของ beam-column

$$\frac{f_a}{0.60 f_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

สมการนี้มักจะเป็นสมการที่ควบคุมการออกแบบ beam-column ที่ถูกค้ำยันไม่ให้เกิดการเซ (sidesway) และถูกกระทำโดยโมเมนต์ดัดที่มีทิศทางไปทางเดียวกันที่ปลายของ beam-column

กรณี 3 เป็นสมการที่ใช้เมื่อแรงกดอัดในแนวแกนมีค่าค่อนข้างน้อยเมื่อเทียบกับค่าหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้คือเมื่อ $f_a / F_a \leq 0.15$ ซึ่งค่าของแรงกดอัดในแนวแกนดังกล่าวจะมีผลต่อโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นน้อยมาก

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

โดยที่ f_a เป็นหน่วยแรงกดอัดที่เกิดจากแรงกดอัดในแนวแกน P

F_a เป็นหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ในกรณีที่มีเฉพาะแรงกดอัดในแนวแกน P กระทำต่อ beam-column เท่านั้น

f_b เป็นหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์ดัด

F_b เป็นหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ในกรณีที่มีเฉพาะโมเมนต์ดัดกระทำต่อ beam-column เท่านั้น

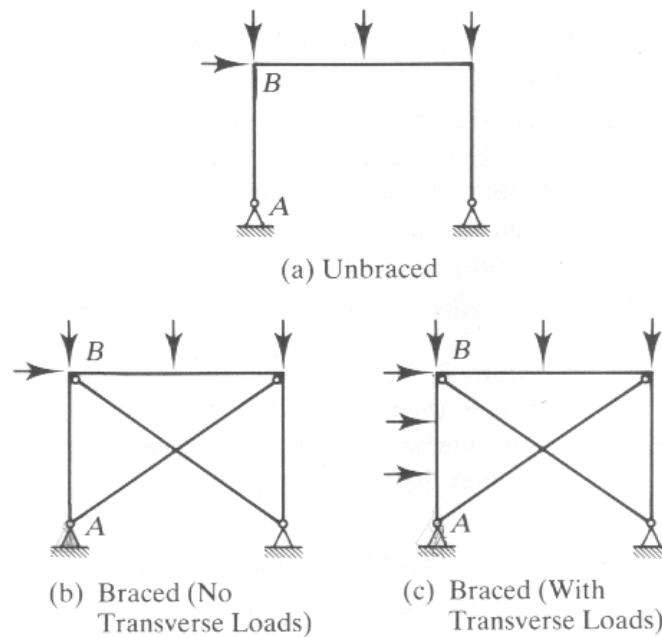
F'_e เป็น Euler stress ที่หารด้วยค่า factor of safety เท่ากับ 23/12 ซึ่งอยู่ในรูป

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{KL_b}{r_b} \right)^2}$$

เมื่อ L_b เป็น unsupported length ในระนาบของการดัดและ r_b เป็น radius of gyration ที่สอดคล้องกับทิศทางการดัดของ beam-column

ตารางที่ 5-1 แสดงค่าของ F'_e เมื่อ KL_b / r_b มีค่าต่าง ๆ กัน

มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้แบ่งค่า C_m ออกเป็น 3 กรณี ซึ่งเราจะเห็นตัวอย่างในแต่ละกรณีได้โดยการพิจารณาเสา AB ดังที่แสดงในรูปที่ 5-6 คือ



รูปที่ 5-6

แบบที่ 1 เมื่อ beam-column มีการเซ (sidesway) เกิดขึ้นภายใต้แรงกระทำ ดังที่แสดงในรูปที่ 5-6a แล้ว

$$C_m = 0.85$$

แบบที่ 2 เมื่อ beam-column ถูกยึดตรึงไม่ให้เกิดการเซเกิดขึ้นและไม่ถูกกระทำโดยแรงกระทำทางด้านข้าง ดังที่แสดงในรูปที่ 5-6b แล้ว

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$$

โดยที่ M_1 / M_2 เป็นอัตราส่วนของโมเมนต์ดัดที่มีค่าน้อยกว่าต่อโมเมนต์ดัดที่มีค่ามากกว่าที่เกิดขึ้นที่ปลายของ beam-column

M_1 / M_2 จะมีค่าเป็นลบเมื่อโมเมนต์ดัดทั้งสองมีทิศทางตรงกันข้าม (single curvature)

M_1 / M_2 จะมีค่าเป็นบวกเมื่อโมเมนต์ดัดมีทิศทางเดียวกัน (reverse curvature)

การที่ M_1 / M_2 มีค่าเป็นลบและบวกในลักษณะดังกล่าว เนื่องมาจากว่า ถ้า beam-column มีการโก่งตัวแบบ single curvature แล้ว beam-column ดังกล่าวจะมีการโก่งตัวด้านข้างมากกว่า beam-column ที่มีการโก่งตัวแบบ reverse curvature ดังนั้น ค่า โมเมนต์ดัด เนื่องจากแรงกดอัดในแนวแกนจะมีค่าสูงกว่าและหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นก็จะมีค่ามากกว่าตามไปด้วย ซึ่งจะทำให้ค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของ beam-column ในกรณี single curvature มีค่าต่ำกว่าในกรณี reverse curvature

แบบที่ 3 เมื่อ beam-column ถูกกระทำโดยแรงกระทำทางด้านข้างและโครงสร้างถูกค้ำยันไม่ให้เกิดการเซ ดังที่แสดงในรูปที่ 5-6c แล้ว ค่า C_m ของ beam-column แบบที่ 3 นี้ถูกแบ่งออกเป็น 2 กรณีคือ

1. เมื่อ beam-column ถูกยึดตรึงที่ปลายทั้งสองแล้ว

$$C_m = 0.85$$

2. เมื่อ beam-column ไม่ถูกยึดตรึงที่ปลายทั้งสองแล้ว

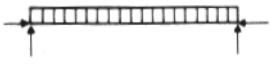
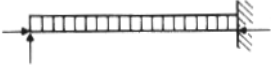
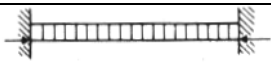
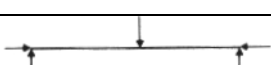
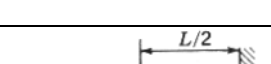
$$C_m = 1.0$$

ตารางที่ 5-1 ค่า F_e' (kg/cm²)

$\frac{KL_b}{r_b}$	F_e'	$\frac{KL_b}{r_b}$	F_e'	$\frac{KL_b}{r_b}$	F_e'	$\frac{KL_b}{r_b}$	F_e'	$\frac{KL_b}{r_b}$	F_e'	$\frac{KL_b}{r_b}$	F_e'	$\frac{KL_b}{r_b}$	F_e'
21	24,520.9	49	4,503.8	77	1,823.9	105	980.8	133	611.3	161	417.2	189	302.7
22	22,342.4	50	4,325.5	78	1,777.4	106	962.4	134	602.2	162	412.0	190	299.5
23	20,441.8	51	4,157.5	79	1,732.7	107	944.5	135	593.3	163	407.0	191	296.4
24	18,773.8	52	3,999.2	80	1,689.6	108	927.1	136	584.7	164	402.1	192	293.3
25	17,301.9	53	3,849.7	81	1,648.2	109	910.2	137	576.1	165	397.2	193	290.3
26	15,996.6	54	3,708.4	82	1,608.2	110	893.7	138	567.8	166	392.4	194	287.3
27	14,833.6	55	3,574.8	83	1,569.7	111	877.7	139	559.7	167	387.7	195	284.4
28	13,793.0	56	3,448.2	84	1,532.6	112	862.1	140	551.7	168	383.1	196	281.5
29	12,858.1	57	3,328.3	85	1,496.7	113	846.9	141	543.9	169	378.6	197	278.6
30	12,015.2	58	3,214.5	86	1,462.1	114	832.1	142	536.3	170	374.2	198	275.8
31	11,252.6	59	3,106.5	87	1,428.7	115	817.7	143	528.8	171	369.8	199	273.1
32	10,560.3	60	3,003.8	88	1,396.4	116	803.6	144	521.5	172	365.5	200	270.3
33	9,929.9	61	2,906.1	89	1,365.2	117	790.0	145	514.3	173	361.3		
34	9,354.4	62	2,813.1	90	1,335.0	118	776.6	146	507.3	174	357.2		
35	8,827.5	63	2,724.5	91	1,305.8	119	763.6	147	500.4	175	353.1		
36	8,343.9	64	2,640.1	92	1,277.6	120	751.0	148	493.7	176	349.1		
37	7,899.0	65	2,559.5	93	1,250.3	121	738.6	149	487.1	177	345.2		
38	7,488.7	66	2,482.5	94	1,223.8	122	726.5	150	480.6	178	341.3		
39	7,109.6	67	2,408.9	95	1,198.2	123	714.8	151	474.3	179	337.5		
40	6,758.6	68	2,338.6	96	1,173.4	124	703.3	152	468.0	180	333.8		
41	6,432.9	69	2,271.3	97	1,149.3	125	692.1	153	461.9	181	330.1		
42	6,130.2	70	2,206.9	98	1,126.0	126	681.1	154	456.0	182	326.5		
43	5,848.4	71	2,145.2	99	1,103.3	127	670.5	155	450.1	183	322.9		
44	5,585.6	72	2,086.0	100	1,081.4	128	660.0	156	444.4	184	319.4		
45	5,340.1	73	2,029.2	101	1,060.1	129	649.8	157	438.7	185	316.0		
46	5,110.4	74	1,974.7	102	1,039.4	130	639.9	158	433.2	186	312.6		
47	4,895.3	75	1,922.4	103	1,019.3	131	630.1	159	427.7	187	309.2		
48	4,693.4	76	1,872.2	104	999.8	132	620.6	160	422.4	188	306.0		

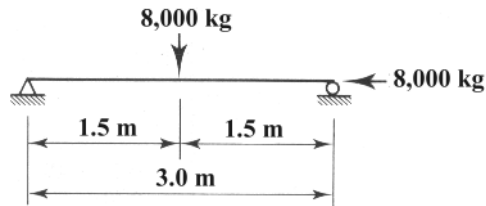
นอกจากนั้นแล้ว ในกรณีที่ต้องการค่า C_m ที่มีความถูกต้องมากขึ้นแล้ว ASD specification ได้กำหนดให้หาค่า C_m ของ beam-column แบบที่ 3 นี้ได้โดยใช้สมการดังที่แสดงในตารางที่ 5-2

ตารางที่ 5-2 Magnification factors C_m ของ beam-column แบบที่ 3 (ASD specification)

Case	ψ	C_m
	0	1.0
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{f_a}{F'_e}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{f_a}{F'_e}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{f_a}{F'_e}$
	-0.3	$1 - 0.3 \frac{f_a}{F'_e}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{f_a}{F'_e}$

ตัวอย่างที่ 5-2

กำหนดให้ beam-column หน้าตัด $W200 \times 49.9 \text{ kg/m}$ ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 5-2 ถูกรองรับทางด้านข้างเฉพาะที่จุดรองรับเท่านั้นและถูกกระทำโดยโมเมนต์ดัดรอบแกนหลัก (แกน x) จงตรวจสอบว่า beam-column สอดคล้องกับสมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. หรือไม่



รูปที่ Ex 5-2

หน่วยแรงกดอัดเฉลี่ย

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{8,000}{63.53} = 125.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{อัตราส่วนความขูดสูงสุด} = \frac{KL}{r_y} = \frac{1.0(3)(100)}{5.02} = 59.8$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 1,178.2 - (1,178.2 - 1,172.1)0.8 = 1,173.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{125.9}{1,173.3} = 0.107 < 0.15$$

ทำการตรวจสอบโดยใช้สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. แบบที่ 3

$$M_{\max} = \frac{PL}{4} + \frac{wL^2}{8} = \frac{8,000(3)}{4} + \frac{(49.9)(3^2)}{8} = 6,056.1 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

หน่วยแรงดัดสูงสุดรอบแกนหลัก

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{6,056.1(100)}{472} = 1,283.1 \text{ kg/cm}^2$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า $L_c = 2.6 \text{ m}$ และ $L_u = 7.1 \text{ m}$ เนื่องจาก $L_c < L = 3 \text{ m} < L_u$,

$$F_b = 0.60F_y = 0.60(2,400) = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

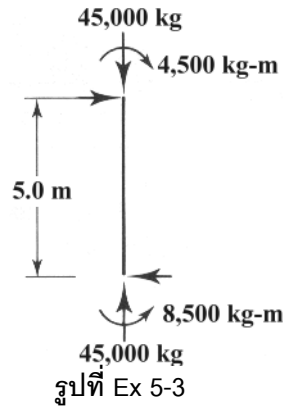
สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. แบบที่ 3

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_b} = 0.107 + \frac{1,283.1}{1,440} = 0.998 \leq 1.0$$

ดังนั้น หน้าตัด $W200 \times 49.9 \text{ kg/m}$ สามารถรองรับแรงกระทำดังกล่าวได้

ตัวอย่างที่ 5-3

กำหนดให้ beam-column ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 5-3 เป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างที่มีการค้ำยัน (braced frame) ถูกรองรับทางด้านข้างเฉพาะที่จุดรองรับเท่านั้นและถูกกระทำโดยโมเมนต์ดัดรอบแกนหลัก จงตรวจสอบว่า beam-column สอดคล้องกับสมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. หรือไม่



หน่วยแรงกดอัดเฉลี่ย

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{45,000}{92.18} = 488.2 \text{ kg/cm}^2$$

ในการที่จะหา F_a เราจะต้องทราบ K ซึ่งจะหาได้โดยใช้ alignment chart สำหรับโครงสร้างที่มีการค้ำยัน แต่เนื่องจากโจทย์ไม่ได้กำหนดรายละเอียดของการเชื่อมต่อคานเข้ากับเสา เราจะสมมติให้ $K = 1.0$ ซึ่งเป็นค่าที่ปลอดภัยสำหรับโครงสร้างที่มีการค้ำยัน

$$\text{อัตราส่วนความขดสูงสุด} = \frac{KL}{r_y} = \frac{1.0(5)(100)}{6.29} = 79.5$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 1,042.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{488.2}{1,042.8} = 0.468 > 0.15$$

ดังนั้น ตรวจสอบโดยใช้สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. แบบที่ 1 และแบบที่ 2

หน่วยแรงดัดสูงสุดรอบแกนหลัก

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{8,500(100)}{867} = 980.4 \text{ kg/cm}^2$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า $L_c = 3.3 \text{ m}$ และ $L_u = 8.2 \text{ m}$ เนื่องจาก $L_c < L = 5.0 \text{ m} < L_u$,

$$F_{bx} = 0.60F_y = 0.60(2,400) = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

ทำการตรวจสอบโดยใช้สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. แบบที่ 2 ซึ่งเป็นการตรวจสอบสถานะของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ปลายของ beam-column ซึ่งจะใช้เมื่อโมเมนต์ดัดมีค่าสูงสุดที่บริเวณปลายของ beam-column ดังนั้นค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ในกรณีนี้จะถูกหามาโดยสมมติให้ปีกของเสาที่รับแรงกดอัดมีการรองรับตลอดแนว และเนื่องจากหน้าตัด W250 $\times$ 72.4 kg/cm^2 เป็นหน้าตัดที่อัดแน่น ดังนั้นเราจะให้ F_{bx} ในกรณีนี้เท่ากับ $0.66F_y$

$$\frac{f_a}{0.60 f_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{488.2}{0.60(2,400)} + \frac{980.4}{0.66(2,400)} = 0.339 + 0.619 = 0.958 < 1.0 \quad \text{O.K.}$$

ทำการตรวจสอบโดยใช้สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. แบบที่ 1

$$\frac{M_1}{M_2} = -\frac{4,500}{8,500} = -0.529$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$= 0.6 - 0.4(-0.529) = 0.812$$

$$\frac{KL_x}{r_x} = \frac{1.0(5)(100)}{10.8} = 46.3$$

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{KL_x}{r_x} \right)^2} = \frac{12\pi^2 (2.1)10^6}{23(46.3)^2} = 5,044.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e} \right) F_{bx}} = \frac{488.2}{1042.8} + \frac{0.812(980.4)}{\left(1 - \frac{488.2}{5,044.4} \right) 1,440} = 0.951 < 1.0 \quad \text{O.K.}$$

ดังนั้น หน้าตัด $W250 \times 72.4 \text{ kg/cm}^2$ สอดคล้องกับสมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท.

5-5 การออกแบบ Beam-Columns

ขั้นตอนในการออกแบบ beam-column เป็นขั้นตอนแบบที่มีการลองผิดลองถูก (trial-and-error) โดยมีขั้นตอนดังนี้

1. ทำการเลือกหน้าตัดขึ้นมาหน้าตัดหนึ่งโดยประมาณ
2. ใช้สมการ interaction equation ที่เหมาะสมในการตรวจสอบหน้าตัดของ beam-column ดังกล่าวว่าเป็นใหญ่เกินไป (overdesigned) หรือเล็กเกินไป (underdesigned) หรือไม่
3. ถ้าหน้าตัดดังกล่าวใหญ่เกินไปหรือเล็กเกินไปแล้ว ทำการเลือก beam-column ให้เหมาะสมมากขึ้น แล้วทำการตรวจสอบอีกครั้ง

ดังนั้น ถ้าเราเลือกหน้าตัดของ beam-column ในขั้นตอนที่ 1 ได้อย่างเหมาะสมแล้ว เราจะไม่ต้องการตรวจสอบหลายครั้ง

ASD Specification ได้เสนอให้ใช้วิธีแรงกดอัดในแนวแกนที่สมมูล (equivalent axial load method) ในการช่วยเลือกหน้าตัดของ beam-column ได้ใกล้เคียงกับความเป็นจริง ในวิธีการนี้ เราจะแปลงโมเมนต์ดัดให้เป็นแรงกดอัดในแนวแกนที่มีขนาดที่ทำให้เกิดค่าหน่วยแรงสูงสุดเท่ากับค่าหน่วยแรงสูงสุดที่เกิดจากโมเมนต์ดัดดังกล่าว จากนั้น ทำการหาค่าแรงกดอัดในแนวแกนสมมูล (equivalent axial load) P_{eq} โดยรวมแรงกดอัดในแนวแกนที่ได้จากการแปลงโมเมนต์ดัดข้างต้นเข้ากับแรงกดอัดในแนวแกนจริง P_o และให้กระทำต่อ beam-columns สุดท้าย ทำการออกแบบ beam-columns เหมือนกับการออกแบบเสาที่ถูกกระทำโดยแรงกดอัดในแนวแกนเท่านั้น อย่างไรก็ตาม สมการของแรงกดอัดในแนวแกนที่สมมูลของ ASD Specification มีความซับซ้อนมาก ซึ่งจะใช้ได้ดีถ้าทำอยู่ในรูปของตารางช่วยการคำนวณ

Yura, J.A. (1988) ได้เสนอสมการของแรงกดอัดในแนวแกนที่สมมูลอีกรูปแบบหนึ่งซึ่งสะดวกในการคำนวณมือหรือเขียนเป็นตารางคำนวณใน Excel ซึ่งสมการดังกล่าวอยู่ในรูป

$$P^* = P + \frac{2M_x}{d} + \frac{7.5M_y}{b}$$

เมื่อ

P^* เป็นแรงกดอัดในแนวแกนที่สมมูล (equivalent axial load)

P เป็นแรงกดอัดในแนวแกนจริงที่กระทำต่อ beam-columns

M_x และ M_y เป็นโมเมนต์ดัดรอบแกน x และแกน y

d และ b เป็นความลึกของเสาและความกว้างของปีกของ beam-columns

โดยมีขั้นตอนการออกแบบ beam-columns ดังต่อไปนี้

1. จากสมการของแรงกดอัดในแนวแกนที่สมมูล เลือกค่า d และ b ของ beam-columns ที่เหมาะสมให้มีค่าไม่น้อยกว่าขนาดของปีกของคานที่เชื่อมต่อ
2. หาขนาดของ beam-columns ภายใต้แรงกดอัดในแนวแกนที่สมมูล ดังตัวอย่างที่แสดงในบทที่ 3
3. ตรวจสอบขนาดของ beam-columns โดยใช้สมการการออกแบบ beam-column ดังที่แสดงในหัวข้อที่ 5-4 ขอให้เราทราบด้วยว่า

1. เมื่อเราทราบค่าความยาวประสิทธิภาพ (effective length) แล้ว F_a จะหาได้จากตารางในภาคผนวกที่ 2
2. ถ้าหน้าตัดของ beam-column เป็นหน้าตัดมาตรฐาน ซึ่งมักจะเป็นหน้าตัดแบบอัดแน่น (compact section)

$$F_{bx} = 0.66F_y \quad \text{ตาม ASD specification}$$

$$F_{bx} = 0.60F_y \quad \text{ตามมาตรฐาน ว.ส.ท.}$$

$$F_{by} = 0.75F_y$$

ตัวอย่างที่ 5-4

กำหนดให้ beam-column ถูกกระทำโดยแรงกดอัดในแนวแกน $45,000 \text{ kg}$ โมเมนต์ดัด $M_x = 6,000 \text{ kg-m}$ และ $M_y = 3,000 \text{ kg-m}$ มีความยาวประสิทธิภาพ (effective length) $(KL)_x = (KL)_y = 4.0 \text{ m}$ และ modification factor $C_{mx} = C_{my} = 0.85$ เนื่องจากความที่เชื่อมต่อเข้ากับ beam-column มีหน้าตัด W250 จึงออกแบบหาขนาดหน้าตัด W250 หรือ W300 ที่เบาที่สุดของ beam-column โดยใช้เหล็กที่มี $F_y = 3,200 \text{ kg/cm}^2$

1. เลือกค่า d และ b ของ beam-columns

แรงในแนวแกนสมมูล (equivalent axial load)

$$P^* = P + \frac{2M_x}{d} + \frac{7.5M_y}{b}$$

$$P^* = 45,000 + \frac{2(6,000)(100)}{d} + \frac{7.5(3,000)100}{b} = 45,000 + \frac{1,200,000}{d} + \frac{2,250,000}{b}$$

จากตารางหน้าตัดเหล็กในภาคผนวกที่ 1

$d \text{ (cm)}$	$b \text{ (cm)}$	$P^* \text{ (kg)}$
25.0	25.0	183,000
30.0	20.0	197,500
30.0	30.0	160,000

เลือกใช้น้ำตัด W300 เนื่องจาก P^* มีค่าต่ำสุด

2. หาขนาดของ beam-columns ภายใต้แรงกดอัดในแนวแกนที่สมมูล

2.1 สมมติค่าอัตราส่วนความชะลูด KL/r

สมมติให้ $KL/r = 50$

2.2 หาค่าหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_a

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 1,581.2 \text{ kg/cm}^2$$

2.3 หาพื้นที่หน้าตัดของเสาและเลือกขนาดหน้าตัดของเสา

$$A_{req'd} = \frac{160,000}{15,81.2} = 101.1 \text{ cm}^2$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะลองใช้น้ำตัด W300 $\times 84.5 \text{ kg/m}$ ซึ่งมี $A = 107.7 \text{ cm}^2$ และ

$$r_x = 12.5 \text{ cm} \quad r_y = 7.16 \text{ cm}$$

2.4 อัตราส่วนความชะลูดที่แท้จริงสูงสุดของเสา

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1(400)}{7.16} = 52.6$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 1,562.4 - (1,562.4 - 1,552.9)0.6 = 1,556.7 \text{ kg/cm}^2$$

ค่าแรงกดอัดที่ยอมให้

$$P_a = 1,556.7(107.7) = 167,657 \text{ kg} > 160,000 \text{ kg}$$

O.K.

ดังนั้น หน้าตัด W300×84.5kg/m ใหญ่พอที่จะรองรับแรงในแนวแกนสมมูล

3. ตรวจสอบขนาดของ beam-columns โดยใช้สมการการออกแบบ beam-column

หน่วยแรงกดอัดเฉลี่ย

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{45,000}{107.7} = 417.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{417.8}{1,556.7} = 0.268 > 0.15$$

ดังนั้น ตรวจสอบโดยใช้สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. แบบที่ 1 และแบบที่ 2

หน่วยแรงดัดสูงสุดรอบแกนหลัก

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{6,000(100)}{1,150} = 521.7 \text{ kg/cm}^2$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า $L_c = 3.9 \text{ m}$ และ $L_u = 7.2 \text{ m}$ เนื่องจาก $L_c < L = 4.0 \text{ m} < L_u$,

$$F_{bx} = 0.60F_y = 0.60(3,200) = 1,920 \text{ kg/cm}^2$$

หน่วยแรงดัดสูงสุดรอบแกนรอง

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{3,000(100)}{365} = 821.9 \text{ kg/cm}^2$$

เนื่องจากหน้าตัดเป็นแบบอัดแน่น

$$F_{by} = 0.75F_y = 0.75(3,200) = 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

ทำการตรวจสอบโดยใช้สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. แบบที่ 2 ซึ่งเป็นการตรวจสอบสถานะของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ปลายของ beam-column ซึ่งจะใช้เมื่อโมเมนต์ดัดมีค่าสูงสุดที่บริเวณปลายของ beam-column ดังนั้น

$$\frac{f_a}{0.60f_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{417.8}{0.60(3,200)} + \frac{521.7}{1,920} + \frac{821.9}{2,400}$$

$$= 0.218 + 0.272 + 0.342 = 0.832 < 1.0$$

O.K.

ทำการตรวจสอบโดยใช้สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. แบบที่ 1

จากโจทย์ $C_{mx} = C_{my} = 0.85$

$$\frac{KL_x}{r_x} = \frac{(4.0)(100)}{12.5} = 32.0$$

$$\frac{KL_y}{r_y} = \frac{(4.0)(100)}{7.16} = 55.9$$

จากตารางที่ 5-1 หรือจากสมการ

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{KL_x}{r_x} \right)^2} = \frac{12\pi^2 (2.1)10^6}{23(32.0)^2} = 10,560.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{ey} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{KL_y}{r_y} \right)^2} = \frac{12\pi^2 (2.1) 10^6}{23 (55.9)^2} = 3,460.6 \text{ kg/cm}^2$$

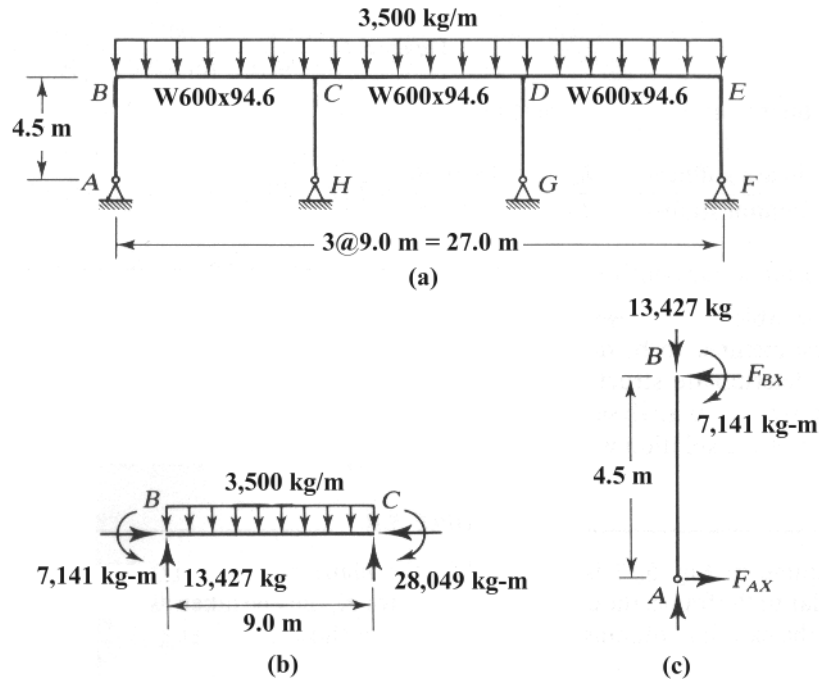
$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}} \right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}} \right) F_{by}} = 0.268 + \frac{0.85(521.7)}{\left(1 - \frac{417.8}{10,560.2} \right) 1,920} + \frac{0.85(821.9)}{\left(1 - \frac{417.8}{3,460.6} \right) 2,400} \quad \text{O.K.}$$

$$= 0.268 + 0.241 + 0.331 = 0.840 < 1.0$$

ดังนั้น หน้าตัด W300×84.5kg/m ใหญ่พอที่จะรองรับแรงกระทำ

ตัวอย่างที่ 5-5

โครงข้อแข็งซึ่งไม่มีการค้ำยันในระนาบของโครงข้อแข็งมีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ Ex 5-5a กำหนดให้ effective length factor ในทิศทางตั้งฉากกับระนาบของโครงข้อแข็ง $K_y = 1$ (โครงข้อแข็งมีการค้ำยันในทิศทางนี้) จงทำการออกแบบเสา AB ของโครงข้อแข็งโดยใช้เหล็กที่มี $F_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$



รูปที่ Ex 5-5

ในทางปฏิบัติ เรามักจะกำหนดให้คานมีความแกร่งต่อการดัดเป็นสองเท่าของเสา ซึ่งเมื่อเราทำการวิเคราะห์โครงสร้างแล้ว เราจะได้โมเมนต์ที่ปลายของชิ้นส่วนต่าง ๆ ดังนี้

Joint	A	B		C			H
Member	AB	BA	BC	CB	CH	CD	HC
Moments (kg - m)	0	+7,141	-7,141	+28,049	1,897	26,153	0

โดยใช้ free body diagram ของคาน BC ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 5-5b และสมการสมดุลของโมเมนต์รอบจุด C เราจะได้แรงเฉือนที่ปลาย B ของคาน ซึ่งจะเป็นแรงในแนวแกนของเสา AB ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 5-5c ดังนั้น ปลาย B ของเสา AB จะถูกกระทำโดยแรง $P = 13,427 \text{ kg}$ และโมเมนต์ $M_x = 7,141 \text{ kg - m}$

1. เลือกค่า d และ b ของ beam-columns

แรงในแนวแกนสมมูล (equivalent axial load)

$$P^* = P + \frac{2M_x}{d} + \frac{7.5M_y}{b}$$

$$P^* = 13,427 + \frac{2(7,141)(100)}{d} = 13,427 + \frac{1,428,200}{d}$$

จากตารางหน้าตัดเหล็กในภาคผนวกที่ 1 เราจะพบว่าคานมีความกว้างของปีก 20.0 cm ดังนั้น เสาควรจะมีความกว้างปีกของปีกไม่น้อยกว่า 20.0 cm ดังนั้น พิจารณาน้ำตัด W250

$$P^* = 13,427 + \frac{1,428,200}{25} = 70,555 \text{ kg}$$

2. หาขนาดของ beam-columns ภายใต้แรงกดอัดในแนวแกนที่สมมูล

2.2 สมมุติค่าอัตราส่วนความชะลูด KL/r

สมมุติให้ $KL/r = 50$

2.3 หาค่าหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_a

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 1,235.2 \text{ kg/cm}^2$$

2.4 หาพื้นที่หน้าตัดของเสาและเลือกขนาดหน้าตัดของเสา

$$A_{req'd} = \frac{70,555}{1,235.2} = 57.1 \text{ cm}^2$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะลองใช้น้ำตัด W250 ที่เบาที่สุดที่สามารถเชื่อมต่อเข้ากับคานได้คือ น้ำตัด W250×64.4kg/m ซึ่งมี $A = 82.06 \text{ cm}^2$

2.5 อัตราส่วนความชะลูดที่แท้จริงสูงสุดของเสา

$$\frac{K_y L}{r_y} = \frac{1.0(450)}{5.98} = 75.3$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 1,074.3 - (1,074.3 - 1,067.4)0.3 = 1,072.2 \text{ kg/cm}^2$$

ค่าแรงกดอัดที่ยอมให้

$$P_a = 1,072.2(82.06) = 87,993 \text{ kg} > 70,555 \text{ kg}$$

O.K.

ดังนั้น น้ำตัด W250×64.4kg/m ใหญ่พอที่จะรองรับแรงในแนวแกนสมมูล

3. ตรวจสอบขนาดของ beam-columns โดยใช้สมการการออกแบบ beam-column

หน่วยแรงกดอัดเฉลี่ย

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{13,140}{82.06} = 160.2 \text{ kg/cm}^2$$

เนื่องจากโครงข้อแข็งไม่มีการค้ำยันในระนาบของโครงข้อแข็ง ดังนั้น เราจะหาค่า K factor ที่แท้จริงได้โดยใช้ alignment chart เนื่องจากจุดรองรับ A เป็นหมุด ดังนั้น

$$G_A = 10.0$$

$$G_B = \frac{I_c / L_c}{I_b / L_b} = \frac{8,790 / 4.5}{68,700 / 9} = 0.26$$

$$K_x = 1.75$$

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.75(450)}{10.3} = 76.5 > \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1.0(450)}{5.98} = 75.3$$

ดังนั้น

$$F_a = 1,063.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{160.2}{1,063.9} = 0.15$$

ดังนั้น ทำการตรวจสอบโดยใช้สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. แบบที่ 3

หน่วยแรงดัดสูงสุดรอบแกนหลัก

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{4,734(100)}{720} = 657.5 \text{ kg/cm}^2$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า $L_c = 3.3 \text{ m}$ และ $L_u = 6.7 \text{ m}$ เนื่องจาก $L_c < L = 4.5 \text{ m} < L_u$,

$$F_b = 0.60F_y = 0.60(2,400) = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. แบบที่ 3

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = 0.149 + \frac{657.5}{1,440} = 0.606 \leq 1.0$$

ดังนั้น หน้าตัด $W250 \times 64.4 \text{ kg/m}$ สามารถรองรับแรงกระทำดังกล่าวได้

Note: โดยทั่วไปแล้วในการออกแบบโครงสร้างเหล็กหลังจากที่เราได้หน้าตัด $W250 \times 64.4 \text{ kg/m}$ ในขั้นตอนที่ 2 แล้ว เราอาจจะต้องตรวจสอบว่าคานมีความแข็งแกร่งต่อการดัดเป็นสองเท่าของเสาหรือไม่ ซึ่งถ้าค่าที่ได้ไม่ใกล้เคียงแล้ว แรงและโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในโครงข้อแข็งจะมีการกระจายต่างไปจากเดิม ทำให้เราต้องวิเคราะห์โครงข้อแข็งใหม่ ในบางกรณี เราจำเป็นที่จะต้องออกแบบเสาของโครงข้อแข็งใหม่ด้วย

ตรวจสอบว่าเสามีความแข็งแกร่งต่อการดัดประมาณครึ่งหนึ่งของคานหรือไม่

$$\frac{I_b / L_b}{I_c / L_c} = \frac{8,790 / 450}{68,700 / 900} = 3.9$$

ซึ่งเป็นอัตราส่วนที่มากกว่าที่สมมติไว้ในตอนต้นมาก ดังนั้น ทำการวิเคราะห์โครงสร้างอีกครั้งแล้ว เราจะได้โมเมนต์ที่ปลายของชิ้นส่วนต่าง ๆ ดังนี้

Joint	A	B		C			H
Member	AB	BA	BC	CB	CH	CD	HC
Moments (kg - m)	0	+4,355	-4,355	+28,237	1,281	26,956	0

โดยที่แรงกดอัด $P = 13,096 \text{ kg}$ และโมเมนต์ $M_x = 4,355 \text{ kg - m}$

$$P^* = 13,096 + \frac{871,000}{25} = 47,936 \text{ kg}$$

ซึ่งน้อยกว่าแรงในแนวแกนสมมูลที่หามาได้ก่อนหน้านี้ ดังนั้น ลองใช้หน้าตัด $W200$

$$P^* = 13,096 + \frac{871,000}{20} = 56,646 \text{ kg}$$

2. หาขนาดของ beam-columns ภายใต้แรงกดอัดในแนวแกนที่สมมูล

2.1 สมมุติค่าอัตราส่วนความชะลูด KL/r

สมมติให้ $KL/r = 50$

2.2 หาค่าหน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_a

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 1,235.2 \text{ kg/cm}^2$$

2.3 หาพื้นที่หน้าตัดของเสาและเลือกขนาดหน้าตัดของเสา

$$A_{req'd} = \frac{56,646}{1,235.2} = 45.9 \text{ cm}^2$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะลองใช้หน้าตัด W200×49.9kg/m ซึ่งมี $A = 63.53 \text{ cm}^2$ และเป็นหน้าตัดที่เล็กที่สุดที่เราสามารถเชื่อมคานเข้ากับเสาได้เพราะคานมีความกว้างของปีก 20 cm

2.4 อัตราส่วนความขะลุ่ยที่แท้จริงสูงสุดของเสา

$$\frac{K_y L}{r_y} = \frac{1(450)}{5.02} = 89.6$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า

$$F_a = 973.3 - (973.3 - 965.7)0.6 = 968.74 \text{ kg/cm}^2$$

ค่าแรงกดอัดที่ยอมให้

$$P_a = 968.74(63.53) = 61,544 \text{ kg} > 56,646 \text{ kg}$$

O.K.

ดังนั้น หน้าตัด W200×49.9kg/m ใหญ่พอที่จะรองรับแรงในแนวแกนสมมูลและเป็นหน้าตัดที่เล็กที่สุดที่เราสามารถเชื่อมคานเข้ากับเสาได้เพราะคานมีความกว้างของปีก 20 cm (ไม่ต้องตรวจสอบอัตราส่วนของความแกร่งของคานเทียบกับเสา เพื่อวิเคราะห์โครงสร้างใหม่)

3. ตรวจสอบขนาดของ beam-columns โดยใช้สมการการออกแบบ beam-column

หน่วยแรงกดอัดเฉลี่ย

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{13,096}{63.53} = 206.1 \text{ kg/cm}^2$$

เนื่องจากโครงข้อแข็งไม่มีการค้ำยันในระนาบของโครงข้อแข็ง ดังนั้น เราจะหาค่า K factor ที่แท้จริงได้โดยใช้ alignment chart เนื่องจากจุดรองรับ A เป็นหมุด ดังนั้น

$$G_A = 10.0$$

$$G_B = \frac{I_c / L_c}{I_b / L_b} = \frac{4,720 / 4.5}{68,700 / 9} = 0.14$$

$$K_x = 1.58$$

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.58(450)}{8.62} = 82.5 < \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1(450)}{5.02} = 89.6$$

ดังนั้น

$$F_a = 968.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{206.1}{968.74} = 0.213 > 0.15$$

ตรวจสอบโดยใช้สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. แบบที่ 1 และแบบที่ 2

หน่วยแรงดัดสูงสุดรอบแกน x

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{4,355(100)}{472} = 922.6 \text{ kg/cm}^2$$

จากภาคผนวกที่ 2 เราจะได้ว่า $L_c = 2.6 \text{ m}$ และ $L_u = 7.1 \text{ m}$ เนื่องจาก $L_c < L = 4.5 \text{ m} < L_u$,

$$F_{bx} = 0.60F_y = 0.60(2,400) = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

ทำการตรวจสอบโดยใช้สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. แบบที่ 2 ซึ่งเป็นการตรวจสอบสถานะของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ปลายของ beam-column ซึ่งจะใช้เมื่อโมเมนต์ดัดมีค่าสูงสุดที่บริเวณปลายของ beam-column ดังนั้น

$$\frac{f_a}{0.60f_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{206.1}{0.60(2,400)} + \frac{922.6}{1,440} = 0.218 + 0.272 + 0.342 = 0.784 < 1.0 \quad \text{O.K.}$$

ทำการตรวจสอบโดยใช้สมการออกแบบ Beam-Column ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. แบบที่ 1

เนื่องจากโครงข้อแข็งมีการเซเกิดขึ้นได้

$$C_{mx} = 0.85$$

จากตารางที่ 5-1 หรือจากสมการ

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{KL_x}{r_x} \right)^2} = \frac{12\pi^2 (2.1)10^6}{23(82.5)^2} = 1,588.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}} \right) F_{bx}} = 0.213 + \frac{0.85(922.6)}{\left(1 - \frac{206.1}{1,588.8} \right) 1,440} = 0.857 < 1.0 \quad \text{O.K.}$$

ดังนั้น หน้าตัด W200×49.9kg/m ใหญ่พอที่จะรองรับแรงกระทำ ซึ่งจะเห็นได้ว่าหน้าตัดของเสาเล็กลงกว่าเดิม

บทที่ 6

การต่อองค์อาคารอย่างง่าย

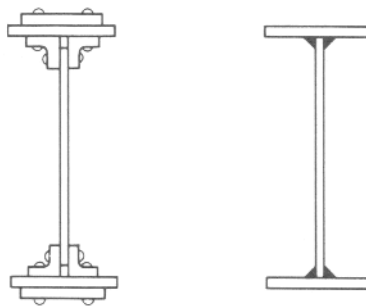
6-1 บทนำ

การออกแบบจุดเชื่อมต่อหรือรอยต่อ (connections) ของโครงสร้างเหล็กจะเป็นงานที่สำคัญที่สุดงานหนึ่งในการออกแบบโครงสร้างเหล็ก ทั้งนี้เนื่องจากว่าโครงสร้างเหล็กโดยส่วนใหญ่มักจะเกิดการวิบัติที่จุดเชื่อมต่อมากกว่าที่จะเกิดการวิบัติที่องค์อาคารของโครงสร้าง (structural members) ซึ่งส่วนใหญ่จะมีสาเหตุมาจากการออกแบบและการให้รายละเอียดจุดเชื่อมต่ออย่างไม่ถูกต้อง

ในปัจจุบัน จุดเชื่อมต่อของโครงสร้างเหล็กที่ได้รับความนิยมจะถูกแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภทใหญ่ ๆ คือ จุดเชื่อมต่อแบบเชื่อมไฟฟ้า (welding connections) และจุดเชื่อมต่อแบบใช้สลักเกลียว (bolting connections)

การเชื่อมไฟฟ้ามักมีข้อดีเหนือกว่าการใช้สลักเกลียวคือ

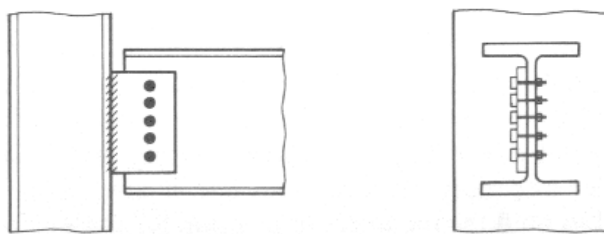
1. การออกแบบจุดเชื่อมต่อแบบเชื่อมไฟฟ้าง่ายกว่าการออกแบบจุดเชื่อมต่อแบบใช้สลักเกลียว
2. จุดเชื่อมต่อที่มีความซับซ้อนเนื่องจากการใช้สลักเกลียวจะมีความซับซ้อนน้อยลงเมื่อเปลี่ยนเป็นจุดเชื่อมต่อแบบเชื่อมไฟฟ้า ดังที่แสดงในรูปที่ 6-1



รูปที่ 6-1

แต่ข้อเสียเปรียบของการเชื่อมไฟฟ้าคือ ต้องการแรงงานที่มีฝีมือสูงและการตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อมกระทำได้อย่างยาก ซึ่งจะแก้ไขได้โดยการเชื่อมจุดเชื่อมต่อบางส่วนในโรงงานและนำส่วนที่เหลือมาเชื่อมประกอบที่สถานที่ก่อสร้าง

ในบางกรณี จุดเชื่อมต่อจะเป็นแบบผสมของการเชื่อมไฟฟ้าและการใช้สลักเกลียว ซึ่งจะเป็นการเชื่อมจุดเชื่อมต่อบางส่วนในโรงงานและนำองค์อาคารมาประกอบที่สถานที่ก่อสร้างโดยใช้สลักเกลียว ดังที่แสดงในรูปที่ 6-2 ซึ่งแผ่นเหล็กจะถูกเจาะรูและเชื่อมไฟฟ้าเข้ากับเสาที่โรงงาน จากนั้น คานซึ่งถูกเจาะรูที่โรงงานจะถูกนำมาประกอบเข้ากับเสาที่สถานที่ก่อสร้าง

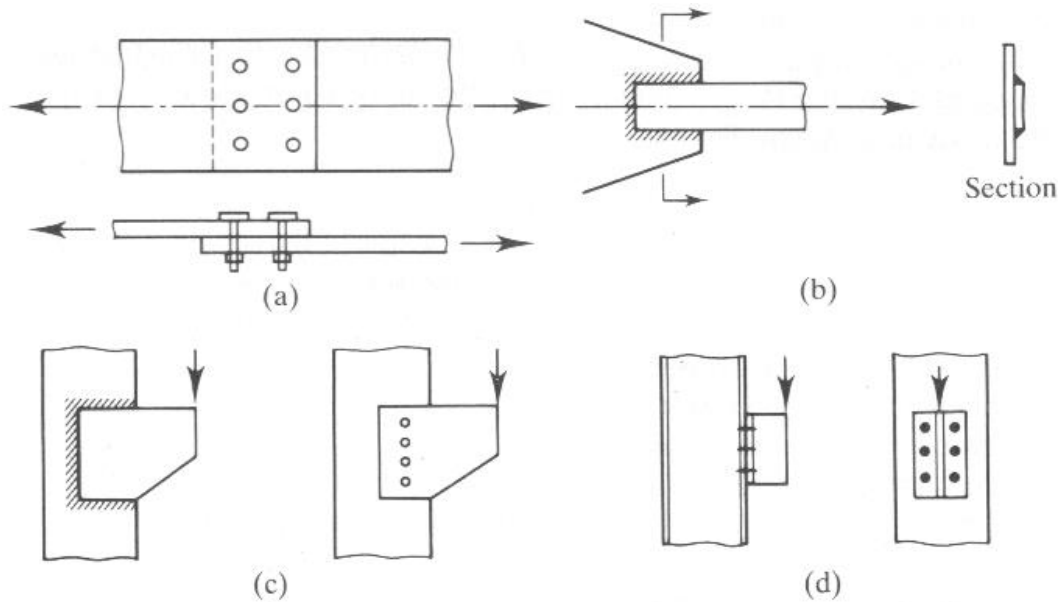


รูปที่ 6-2

การแบ่งชนิดของจุดเชื่อมอีกรูปแบบหนึ่งจะเป็นการพิจารณาการกระทำของแรงต่อจุดเชื่อมต่อ ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 6-3 จากรูป สลักเกลียวขององค์อาคารรับแรงดึง ในรูปที่ 6-3a จะถูกกระทำโดยแรงเฉือน เช่นเดียวกับรอยเชื่อมในรูปที่ 6-

3b ซึ่งสลักเกลียวและรอยเชื่อมดังกล่าวจะทำให้หน้าที่ถ่ายแรงดึงจากแผ่นเหล็กแผ่นหนึ่งไปยังแผ่นเหล็กอีกแผ่นหนึ่ง จุดเชื่อมต่อในลักษณะนี้มักจะถูกเรียกว่า **จุดเชื่อมต่ออย่างง่าย (simple connections)**

จุดเชื่อมต่อที่ยึดแผ่นเหล็กหุ้มข้างเข้ากับเสาโดยใช้การเชื่อมและโดยใช้สลักเกลียว ดังที่แสดงในรูปที่ 6-3c จะถูกกระทำโดยแรงเฉือนและ bending moment โดยที่สลักเกลียวแต่ละตัวและรอยเชื่อมที่อยู่ตามความลึกของหุ้มข้างจะรับแรงเฉือนที่ไม่เท่ากัน ในจุดเชื่อมต่อของคาน ดังที่แสดงในรูปที่ 6-3d สลักเกลียวแฉกบนจะถูกระงับโดยแรงดึงและสลักเกลียวทั้งหมดจะร่วมกันรับแรงเฉือนอย่างเท่าเทียมกัน จุดเชื่อมต่อในทั้งสองกรณีนี้จะถูกเรียกว่า **จุดเชื่อมต่อรับแรงเยื้องศูนย์ (eccentric connections)**



รูปที่ 6-3

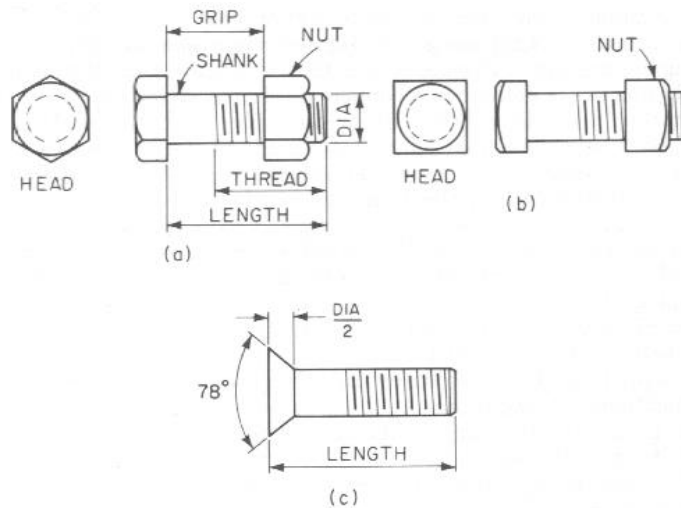
6-2 ประเภทของสลักเกลียว

สลักเกลียวถูกแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภทใหญ่ ๆ คือ สลักเกลียวไม่แต่งผิว (unfinished bolts) และสลักเกลียวกำลังสูง (high-strength bolts)

สลักเกลียวไม่แต่งผิวมีชื่อเรียกอีกชื่อหนึ่งว่า สลักเกลียวธรรมดา (common bolts) ซึ่งจะมีคุณสมบัติที่สอดคล้องกับมาตรฐาน ASTM A307 สลักเกลียวชนิดนี้ถูกแบ่งออกเป็น 2 เกรดคือ เกรด A และเกรด B โดยที่เกรด A จะเป็นสลักเกลียวไม่แต่งผิวที่ใช้กับงานทั่วไปและเกรด B จะเป็นสลักเกลียวไม่แต่งผิวที่ใช้กับงานท่อ

สลักเกลียวไม่แต่งผิวจะทำด้วยเหล็กกล้าคาร์บอนต่ำ (low-carbon steel) โดยจะมีกำลังรับแรงดึงต่ำสุด 4200 kg/cm^2 ดังที่แสดงในตารางที่ 6-1 และจะมี stress-strain curve ที่คล้ายกับ stress-strain curve ของเหล็ก A36 สลักเกลียวชนิดนี้จะเหมาะกับโครงสร้างเหล็กซึ่งไม่ถูกระงับโดยแรงสั่นสะเทือน (vibration forces) และแรงกระแทก (impact forces) รูปที่ 6-4a ถึง 6-4c แสดงลักษณะของสลักเกลียวไม่แต่งผิว 3 ประเภท ซึ่งมักใช้โดยทั่วไป คือ หัวหกเหลี่ยม หัวสี่เหลี่ยม และหัว countersunk ตามลำดับ

ในกรณีที่จำเป็นต้องใช้สลักเกลียวชนิดนี้ในโครงสร้างที่ถูกกระทำโดยแรงสั่นสะเทือนและแรงกระแทกแล้ว เราจะต้องใช้น็อตล็อก (lock nuts) สลักเกลียว เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการเลื่อนของน็อตเมื่อสลักเกลียวถูกกระทำโดยแรงดังกล่าว



รูปที่ 6-4

ตารางที่ 6-1 คุณสมบัติเชิงกลของสลักเกลียว (ASTM Standard)

ชื่อเรียกโดย ASTM	เส้นผ่าศูนย์กลาง (mm)	หน่วยแรงดึงประลัย (kg/cm ²)		Yielding stress ต่ำสุด (kg/cm ²)	หน่วยแรงดึงที่ยอม ให้ (kg/cm ²)
		Min.	Max.		
สลักเกลียวไม่แต่งผิว; A307					
เกรด A	ทุกขนาด	4,210	-	-	-
เกรด B	ทุกขนาด	4,210	7,030	-	-
สลักเกลียวกำลังสูง; medium-carbon steel,					
A325 และ A449	12-25	8,430	-	6,460	5,970
A325 และ A449	29-38	7,380	-	5,690	5,200
A449	43-75	6,320	-	4,070	3,860
alloy steel, A490	12-38	10,540	12,650	9,130	8,430

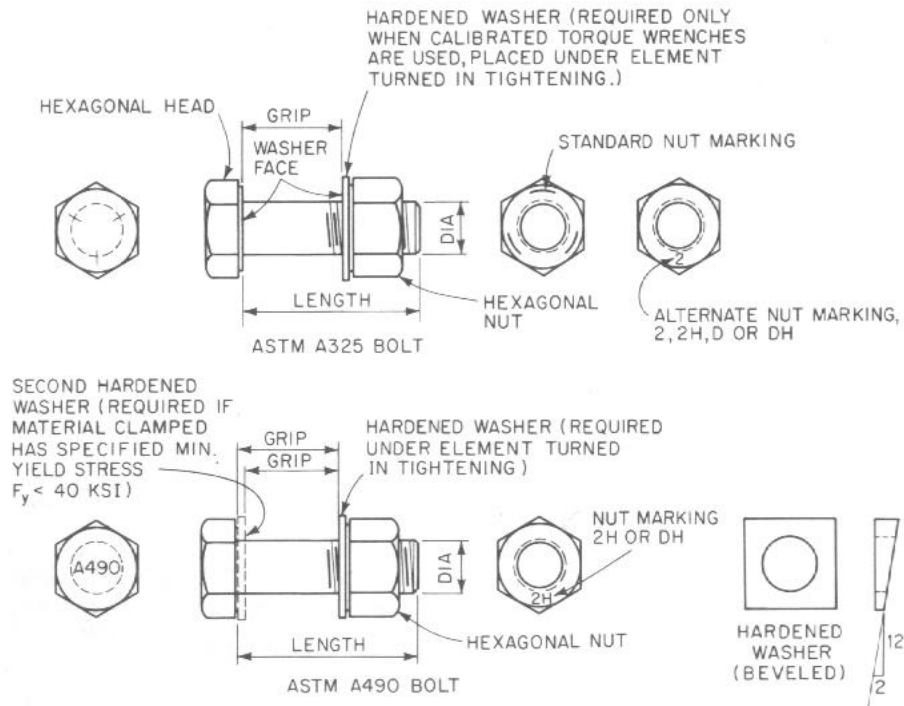
สลักเกลียวกำลังสูงเป็นสลักเกลียวที่ทำด้วยเหล็กกล้าคาร์บอนปานกลาง (medium-carbon steel) ซึ่งจะต้องมีคุณสมบัติสอดคล้องกับมาตรฐาน ASTM A325 และ ASTM A449 และทำด้วยเหล็กกล้าประสม (alloy steel) ซึ่งจะต้องมีคุณสมบัติสอดคล้องกับมาตรฐาน ASTM A490 โดยทั่วไปแล้ว สลักเกลียวกำลังสูงจะมีกำลังรับแรงดึงมากกว่าสลักเกลียวไม่แต่งผิวมาก ดังที่แสดงในตารางที่ 6-1 โดยที่พื้นที่หน้าตัดของสลักเกลียวจะคำนวณได้จากสมการ

$$A_{bolt} = \frac{\pi}{4} \left(D - \frac{0.39}{n} \right)^2$$

โดยที่ D เป็น nominal diameter ของสลักเกลียว

n เป็นจำนวนเกลียวต่อเซนติเมตรของสลักเกลียว

รูปที่ 6-5 แสดงลักษณะโดยทั่วไปของสลักเกลียวกำลังสูง



รูปที่ 6-5

โดยทั่วไปแล้ว การขันสลักเกลียวจะทำได้ 2 วิธีคือ การขันโดยใช้ประแจมือ (hand wrenches) และการขันโดยใช้ประแจกระแทก (impact wrenches) ตารางที่ 6-2 แสดงแรงดึงต่ำสุดที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวกำลังสูงซึ่งได้จากการขันสลักเกลียว แรงดึงนี้จะเป็นแรงที่เกิดขึ้นในการขันสลักเกลียวให้มีค่าหน่วยแรงดึงเกิดขึ้นในสลักเกลียวประมาณ 70 เปอร์เซ็นต์ของหน่วยแรงดึงประลัยของสลักเกลียว

ตารางที่ 6-2 แรงดึงต่ำสุดที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวกำลังสูงซึ่งได้จากการขันสลักเกลียว (มาตรฐาน ว.ส.ท.)

เส้นผ่านศูนย์กลางของสลักเกลียว (mm)	ชื่อเรียกโดย ASTM		
	A325	A449	A490
12	5,450	5,450	6,810
15	8,630	8,630	10,900
19	12,720	12,720	15,900
22	17,720	17,720	22,270
25	23,180	23,180	29,090
29	25,450	25,450	36,360
32	32,720	32,720	46,360
35	38,630	38,630	55,000
38	46,810	46,810	67,270
เกินกว่า 38	-	0.7xกำลังดึง	-

6-3 สลักเกลียวไม่แตงผิว: จุดเชื่อมต่อรับแรงเฉือน

จุดเชื่อมต่อโดยใช้สลักเกลียวจะมีลักษณะการวิบัติ 2 รูปแบบคือ การวิบัติของสลักเกลียวและการวิบัติขององค์อาคารของโครงสร้างที่ถูกเชื่อมต่อ

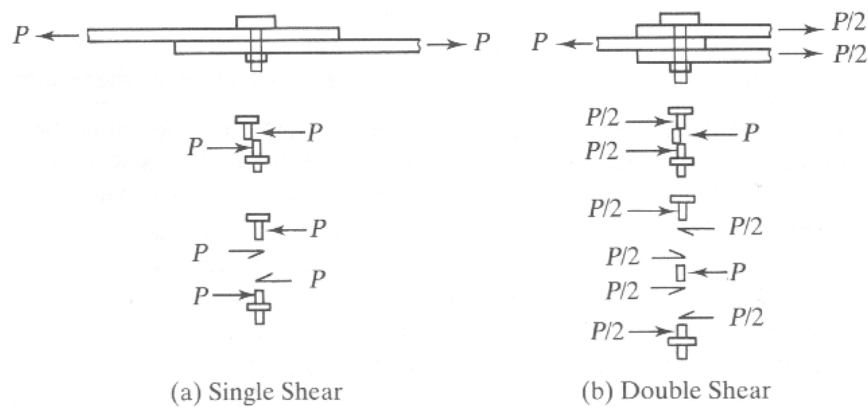
การวิบัติของสลักเกลียว

พิจารณารอยต่อทาบ (lap joint) ดังที่แสดงในรูปที่ 6-6a จาก free-body diagram ของสลักเกลียว เราจะเห็นได้ว่า ในกรณีนี้ สลักเกลียวจะถูกเฉือนในระนาบเดียว ซึ่งการเฉือนนี้จะถูกเรียกว่า การเฉือนในระนาบเดียว (single shear) และค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดของสลักเกลียวจะหาได้จากสมการ

$$f_v = \frac{P}{A}$$

โดยที่ P เป็นแรงที่กระทำกับสลักเกลียว

A เป็นพื้นที่หน้าตัดของสลักเกลียว



รูปที่ 6-6

พิจารณารอยต่อชน (butt joint) ดังที่แสดงในรูปที่ 6-6b จาก free-body diagram ของสลักเกลียว เราจะเห็นได้ว่า สลักเกลียวถูกเฉือนในสองระนาบ ซึ่งการเฉือนนี้จะถูกเรียกว่า การเฉือนในสองระนาบ (double shear) และค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดของสลักเกลียวจะหาได้จากสมการ

$$f_v = \frac{P}{2A}$$

การวิบัติของส่วนของโครงสร้างที่ถูกเชื่อมต่อ

โดยทั่วไปแล้ว เราจะแบ่งย่อยการวิบัติของส่วนของโครงสร้างที่ถูกเชื่อมต่อออกเป็น 2 รูปแบบคือ

1. การวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงดึง หน่วยแรงเฉือน หรือหน่วยแรงดัดที่มากเกินไป

การออกแบบจุดเชื่อมต่อองค์อาคารรับแรงดึงมักจะกระทำไปพร้อม ๆ กับการออกแบบองค์อาคารรับแรงดึง ซึ่งเราได้กล่าวถึงการตรวจสอบหน่วยแรงดึง หน่วยแรงเฉือน หรือหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นในองค์อาคารรับแรงดึง ไปแล้วในบทที่ 2

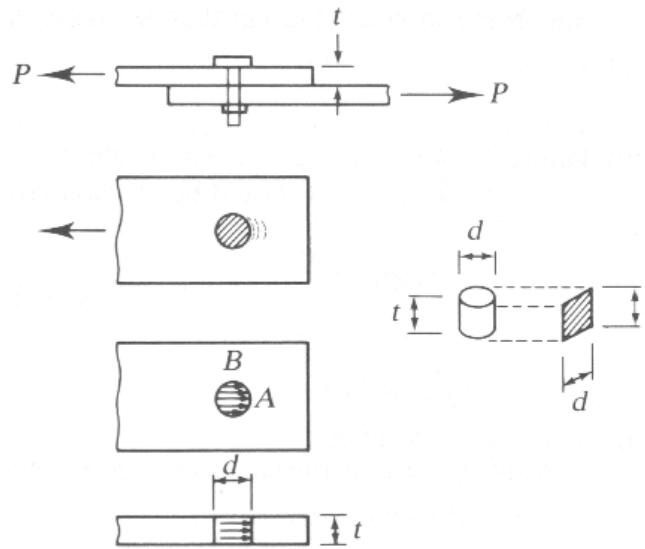
2. การวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงแบกทาน (bearing stress)

พิจารณารูปที่ 6-7 ซึ่งเป็นจุดเชื่อมต่อแบบ single shear เนื่องจากสลักเกลียวจะเป็นตัวถ่ายแรง P จากแผ่นเหล็กแผ่นหนึ่งไปยังแผ่นเหล็กอีกแผ่นหนึ่ง ซึ่งในการถ่ายแรงนี้ สลักเกลียวจะกดอัดแผ่นเหล็กและจะก่อให้เกิดแรงปฏิกิริยา P กระทำต่อรูที่สลักเกลียวสวมผ่าน ถ้าแผ่นเหล็กมีกำลังต้านทานต่อแรงกดอัดไม่เพียงพอแล้ว

แผ่นเหล็กจะเกิดการบิดเบี้ยวอยู่ ดังที่แสดงในรูป โดยทั่วไปแล้ว หน่วยแรงที่เกิดจากแรงปฏิกิริยาดังกล่าวมักจะ ถูกเรียกว่า หน่วยแรงแบกทาน (bearing stress) หรือ f_p ซึ่งจะมีค่าสูงสุดที่จุด A และจะมีค่าเป็นศูนย์ที่จุด B อย่างไรก็ตาม เพื่อความสะดวกในการคำนวณ ถ้าเราสมมติให้ หน่วยแรงแบกทานมีการกระจายอย่าง สม่ำเสมอแล้ว หน่วยแรงแบกทานจะหาได้จากสมการ

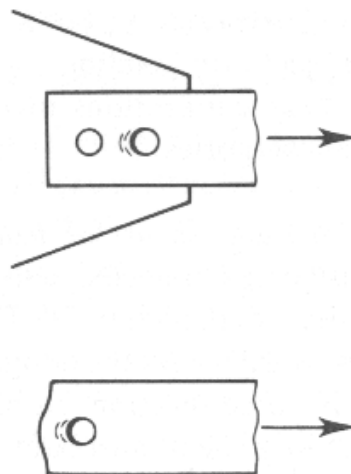
$$f_p = \frac{P}{dt}$$

โดยที่ t เป็นความหนาของแผ่นเหล็กและ d เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของสลักเกลียว



รูปที่ 6-7

การคำนวณหาหน่วยแรงแบกทานจะมีความซับซ้อนมากในกรณีที่จุดเชื่อมต่อมีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ 6-8 เพื่อลด ความซับซ้อนดังกล่าว ASD specification จึงได้กำหนดค่าต่ำสุดของระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของสลักเกลียวและ ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของสลักเกลียวกับขอบของชิ้นส่วนของโครงสร้าง ซึ่งจะกล่าวถึงต่อไป



รูปที่ 6-8

การติดตั้งสลักเกลียวในจุดเชื่อมต่อใช้แรงแบกทาน

การติดตั้งสลักเกลียวในจุดเชื่อมต่อใช้แรงแบกทานนั้น เราจะต้องทำการขันสลักเกลียวโดยให้ชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต้อมีการสัมผัสกันอย่างแน่นหนาหรือที่เรียกว่า snug-tight ซึ่งโดยทั่วไปแล้ว การขันสลักเกลียวแบบ snug-tight จะเป็นการขันสลักเกลียวอย่างเต็มแรงโดยใช้ประแจมือ (hand wrenches) ของคนงานก่อสร้างหนึ่งคน หรือเป็นการขันโดยใช้ประแจกระแทก (impact wrenches) เพื่อให้ได้แรงตึงในสลักเกลียวพอควร

การขันสลักเกลียวแบบ snug-tight จะต้องถูกระบุลงในแบบก่อสร้างให้ชัดเจน เพื่อป้องกันความสับสนกับการติดตั้งสลักเกลียวกำลังสูงในจุดเชื่อมต่อใช้แรงเสียดทาน ซึ่งจะกล่าวถึงต่อไป

หน่วยแรงที่ยอมให้ (allowable stresses)

มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้กำหนดค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ของหน่วยแรงดึง (allowable tensile stress) ค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ของหน่วยแรงเฉือน (allowable shear stress) และค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ของหน่วยแรงแบกทาน (allowable bearing stress) ของสลักเกลียวชนิดต่าง ๆ ไว้ ดังที่แสดงในตารางที่ 6-3

ตารางที่ 6-3 ค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ของสลักเกลียวชนิดต่าง ๆ (มาตรฐาน ว.ส.ท.)

ชนิดของสลักเกลียว	หน่วยแรงแรงดึง (kg/cm^2)	หน่วยแรงเฉือน (kg/cm^2)		หน่วยแรงแบก ทาน (kg/cm^2)
		การต่อใช้แรง เสียดทาน	การต่อใช้แรงแบก ทาน	
สลักเกลียว A307	1,400	-	700	$1.35F_y$
สลักเกลียว A325 และ A449 (เมื่อเกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน)	2,800	1,050	1,050	$1.35F_y$
สลักเกลียว A325 และ A449 (เมื่อเกลียวไม่อยู่ในระนาบของแรงเฉือน)	2,800	1,050	1,540	$1.35F_y$
สลักเกลียว A490 (เมื่อเกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน)	3,780	1,400	1,575	$1.35F_y$
สลักเกลียว A490 (เมื่อเกลียวไม่อยู่ในระนาบของแรงเฉือน)	3,780	1,400	2,240	$1.35F_y$

จุดเชื่อมต่อใช้แรงแบกทานจะเป็นจุดเชื่อมต่อที่ใช้กำลังรับแรงแบกทาน (bearing strength) ของแผ่นเหล็กและกำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียวในการต้านทานต่อแรงกระทำ ซึ่งความต้านทานต่อแรงเฉือนดังกล่าวจะขึ้นอยู่กับว่าระนาบของแรงเฉือนจะอยู่ในส่วนที่มีเกลียวหรือส่วนที่ไม่มีเกลียวของสลักเกลียว ซึ่งจากการทดสอบพบว่า ถ้าระนาบของแรงเฉือนกระทำอยู่บนส่วนที่ไม่มีเกลียวของสลักเกลียวแล้ว ความสามารถในการต้านทานต่อแรงเฉือนของสลักเกลียวจะสูงกว่าในกรณีที่มีระนาบของแรงเฉือนอยู่บนส่วนที่มีเกลียวของสลักเกลียวถึง 40% ดังนั้น มาตรฐาน ว.ส.ท. จึงกำหนดให้ค่าหน่วยแรงแบกทานที่ยอมให้ของสลักเกลียวเมื่อระนาบของแรงเฉือนกระทำอยู่บนส่วนที่ไม่มีเกลียวของสลักเกลียวมีค่าสูงกว่าค่าหน่วยแรงแบกทานที่ยอมให้ของสลักเกลียวเมื่อระนาบของแรงเฉือนกระทำอยู่บนส่วนที่มีเกลียวของสลักเกลียว ดังที่แสดงในตาราง

การจัดระยะสลักเกลียว

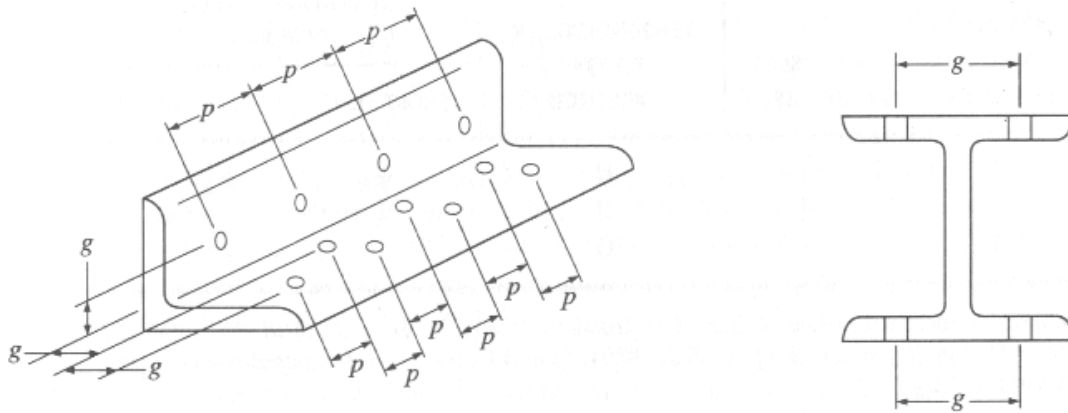
จากรูปที่ 6-9 เราจะให้นิยามของระยะต่าง ๆ ที่ต้องใช้ในการออกแบบสลักเกลียวดังนี้

Pitch distance (p) เป็นระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของสลักเกลียวสองตัวในแนวแรง

Gage distance (g) เป็นระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของสลักเกลียวสองตัวในแนวตั้งฉากกับแรง

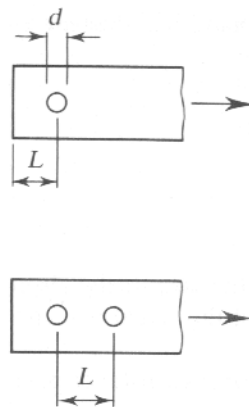
Edge distance เป็นระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของสลักเกลียวกับขอบปลายหรือขอบริมของชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อ

ระยะระหว่างสลักเกลียว เป็นระยะห่างที่สั้นที่สุดระหว่างจุดศูนย์กลางของสลักเกลียวสองตัวซึ่งอยู่บน gage line เดียวกันหรือต่าง gage line ก็ได้



รูปที่ 6-9

ในกรณีที่ตำแหน่งของสลักเกลียวอยู่ใกล้ปลายของชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อ ดังที่แสดงในรูปที่ 6-10 แรงแบกทานจะทำให้เกิดการฉีกขาดขึ้นที่ปลายดังกล่าว ซึ่งการวิบัติในลักษณะนี้จะถูกป้องกันได้โดยมาตรฐาน ว.ส.ท. ได้กำหนดระยะห่างต่ำสุดของระหว่างจุดศูนย์กลางของรูเจาะกับขอบปลายหรือขอบริมของชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อนตามขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของสลักเกลียว และลักษณะการตัดขึ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อ ดังที่แสดงในตารางที่ 6-4 แต่ต้องมีค่าไม่เกิน 12 เท่าของความหนาของแผ่นเหล็กหรือ 15 cm



รูปที่ 6-10

เพื่อป้องกันการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานในแนวแรงระหว่างรูเจาะสองรู ดังที่แสดงในรูปที่ 6-10 มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้ระยะต่ำสุดระหว่างสลักเกลียวจะต้องมีค่าไม่น้อยกว่า $2.5d$ อย่างไรก็ตามในทางปฏิบัติจะใช้ไม่น้อยกว่า $3d$

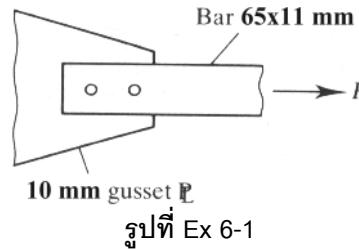
นอกจากนั้นแล้ว ASD specification ยังได้กำหนดให้ระยะห่างสูงสุดระหว่างจุดศูนย์กลางของสลักเกลียวสองตัวในแนวแรงในองค์อาคารรับแรงกดอัดจะต้องมีค่าไม่เกิน 16 เท่าของความหนาของแผ่นเหล็กแผ่นนอกที่มีความหนาน้อยที่สุด หรือ 20 เท่าของแผ่นเหล็กแผ่นในที่มีความหนาน้อยที่สุด

ตารางที่ 6-4 ระยะห่างต่ำสุดจากจุดศูนย์กลางของรูเจาะตัวริมถึงขอบปลายหรือขอบริม (มาตรฐาน ว.ส.ท.)

เส้นผ่าศูนย์กลางของสลักเกลียว (mm)	ระยะห่างต่ำสุดจากขอบ (mm)	
	ขอบตัดด้วยวิธีเฉือนหรือใช้ไฟตัดด้วยมือ	ขอบซึ่งรีด ใช้ไฟตัดอัตโนมัติ เลื่อยออก หรือกลึงออก
10	18	16
12	22	18
16	28	22
20	34	26
22	38	28
24	44	32
28	50	38
30	54	40
เกินกว่า 30	$1.75 d$	$1.25 d$

ตัวอย่างที่ 6-1

แท่งเหล็ก $65 \times 11 \text{ mm}$ ตามมาตรฐาน มอก.55-2516 ถูกใช้เป็นองค์อาคารรับแรงดึง ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 6-1 ถูกเชื่อมเข้ากับแผ่นประกบ (gusset plate) หนา 10 mm ด้วยสลักเกลียว $A307$ เส้นผ่าศูนย์กลาง 20 mm สองตัว สมมติว่าการจัดระยะสลักเกลียวเป็นไปตามที่มาตรฐานกำหนด จงหาแรงดึง T ที่ยอมให้



ความสามารถในการรับแรงของสลักเกลียว:

จากรูป สลักเกลียวจะถูกกระทำโดย single shear ดังนั้น พื้นที่หน้าตัดของสลักเกลียว

$$A = \pi(2.0^2) / 4 = 3.14 \text{ cm}^2$$

ความสามารถในการรับแรงเฉือนของสลักเกลียวหนึ่งตัว

จากตารางที่ 6-3 หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของสลักเกลียว $A307$

$$F_v = 700 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v A = 700(3.14) = 2,198 \text{ kg}$$

ความสามารถในการรับแรงแบกทานของสลักเกลียวหนึ่งตัว

$$F_p \times \text{พื้นที่รับแรงแบกทานที่น้อยที่สุด} = 1.35F_y \times (d_{\text{bolt}} t_{\text{plate}}) = 1.35(2,400)(2.0)(1.0) = 6,480 \text{ kg}$$

เนื่องจากความสามารถในการรับแรงเฉือนของสลักเกลียวหนึ่งตัวน้อยกว่าความสามารถในการรับแรงแบกทาน ดังนั้น

ความสามารถในการรับแรงเฉือนของสลักเกลียวจะเป็นตัวควบคุม ซึ่งความสามารถในการรับแรงเฉือนของสลักเกลียวสองตัว จะมีค่าเท่ากับ $2(2,198) = 4,396 \text{ kg}$

ความสามารถในการรับแรงขององค์อาคาร:

$$\text{พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด} \quad A_g = 6.5(1.1) = 7.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัดสุทธิ} \quad A_n = [6.5 - (2.0 + 0.3)]1.1 = 4.62 \text{ cm}^2 < 0.85A_g = 6.08 \text{ cm}^2$$

ความสามารถในการรับแรงขององค์อาคาร

$$T = F_t A_n = 0.60F_y A_n = 1,440(4.62) = 6,653 \text{ kg}$$

ซึ่งมากกว่าความสามารถในการรับแรงเฉือนของสลักเกลียวสองตัว ดังนั้น แรงดึงที่ยอมให้ของจุดเชื่อมต่อถูกควบคุมโดยความสามารถในการรับแรงเฉือนของสลักเกลียว

$$T = 4,396 \text{ kg}$$

ตัวอย่างที่ 6-2

แท่งเหล็ก $100 \times 12 \text{ mm}$ ตามมาตรฐาน มอก.55-2516 ถูกใช้เป็นองค์อาคารรับแรงดึงเพื่อรองรับแรงดึงขนาด $16,000 \text{ kg}$ ถูกเชื่อมเข้ากับแผ่นประกบ (gusset plate) หนา 10 mm ด้วยสลักเกลียว A307 เส้นผ่าศูนย์กลาง 20 mm แบบแถวเดียว สมมติว่าการจัดระยะสลักเกลียวเป็นไปตามที่มาตรฐานกำหนด จงหาจำนวนของสลักเกลียวที่ต้องใช้

จากตัวอย่างที่ 6-1 เราได้ความสามารถในการรับแรงของสลักเกลียวหนึ่งตัวมีค่าดังนี้

ความสามารถในการรับแรงเฉือนของสลักเกลียวหนึ่งตัว $= 2,198 \text{ kg}$

ความสามารถในการรับแรงแบกทานของสลักเกลียวหนึ่งตัว $= 6,480 \text{ kg}$

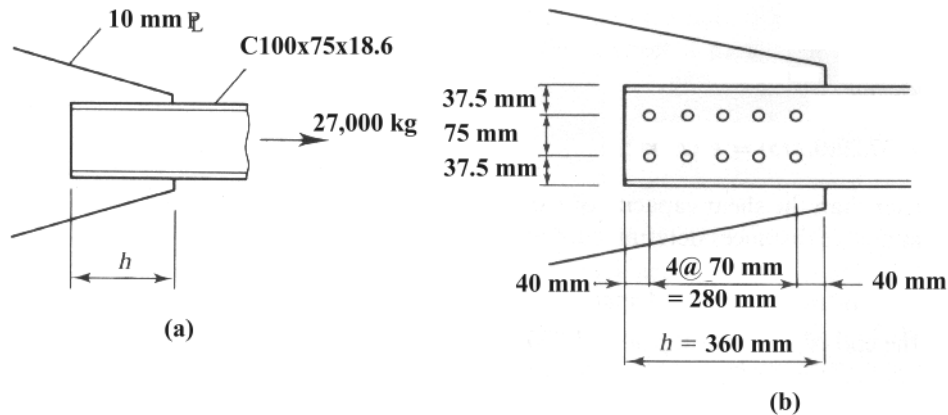
จำนวนของสลักเกลียวที่ต้องใช้รับแรงดึงขนาด $16,000 \text{ kg}$

$$n = \frac{16,000}{2,198} = 7.28$$

ดังนั้น ใช้สลักเกลียว A307 เส้นผ่าศูนย์กลาง 20 mm ทั้งหมด 8 ตัว

ตัวอย่างที่ 6-3

หน้าตัด C100×75×18.6 kg/m เป็นเหล็ก Fe24 ตามมาตรฐาน มอก.116-2529 ถูกใช้เป็นองค์อาคารรับแรงดึงเพื่อรองรับแรงดึงขนาด 25,000 kg ถูกเชื่อมเข้ากับแผ่นประกบ (gusset plate) หนา 10 mm ด้วยสลักเกลียว A307 เส้นผ่าศูนย์กลาง 22 mm ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 6-3a จงหาจำนวนของสลักเกลียวที่ต้องใช้และทำการจัดวางสลักเกลียวเพื่อให้ระยะ h ต่ำสุด



รูปที่ Ex 6-3

ความสามารถในการรับแรงของสลักเกลียวหนึ่งตัว:

ความสามารถในการรับแรงเฉือน

$$A = \pi(2.2^2) / 4 = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$P = F_v A = 700(3.80) = 2,660 \text{ kg}$$

ความสามารถในการรับแรงแบกทาน

ใช้สลักเกลียวจำนวนไม่น้อยกว่าสองต่อหนึ่งแถวของสลักเกลียว ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 6-3b ดังนั้น

$$F_p \times \text{พื้นที่รับแรงแบกทานที่น้อยที่สุด} = 1.35F_y \times (d_{\text{bolt}} t_w) = 1.35(2,400)(2.2)(0.65) = 4,633 \text{ kg}$$

เนื่องจากความสามารถในการรับแรงเฉือนของสลักเกลียวหนึ่งตัวน้อยกว่าความสามารถในการรับแรงแบกทาน ดังนั้น

ความสามารถในการรับแรงเฉือนของสลักเกลียวจะเป็นตัวควบคุม

จำนวนของสลักเกลียว:

$$n = \frac{25,000}{2,660} = 9.40$$

ดังนั้น ใช้สลักเกลียว A307 เส้นผ่าศูนย์กลาง 22 mm ทั้งหมด 10 ตัว

ตรวจสอบความสามารถในการรับแรงดึงขององค์อาคาร:

$$A_g = 23.71 \text{ cm}^2$$

$$A_n = A_g - t_w \sum_{i=1}^2 (d_i + 0.3) = 23.71 - (0.65)2(2.2 + 0.3) = 20.46 \text{ cm}^2 > 0.85A_g = 20.15 \text{ cm}^2$$

ดังนั้น ใช้ $A_n = 20.15 \text{ cm}^2$

$$T = F_t A_n = 0.60F_y A_n = 0.60(2,400)20.15 = 29,016 \text{ kg}$$

ดังนั้น องค์อาคารแรงดึงมีความสามารถในการรับแรงดึงเพียงพอ

การจัดระยะของสลักเกลียว:

ระยะต่ำสุดระหว่างสลักเกลียวไม่น้อยกว่า $3d = 3(2.2) = 6.6 \text{ mm}$ ดังนั้น ใช้ 7.0 cm

ระยะห่างต่ำสุดจากขอบของสลักเกลียวไม่น้อยกว่า $1.5d = 3.3 \text{ mm}$ และจากตารางที่ 6-4 ระยะห่างต่ำสุดจากขอบของสลักเกลียวเส้นผ่าศูนย์กลาง 22 mm เท่ากับ 38 mm ดังนั้น ใช้ 4.0 cm ซึ่งเราจะได้การจัดระยะ ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 6-3b

6-4 สลักเกลียวกำลังสูง: จุดเชื่อมต่อรับแรงเฉือน

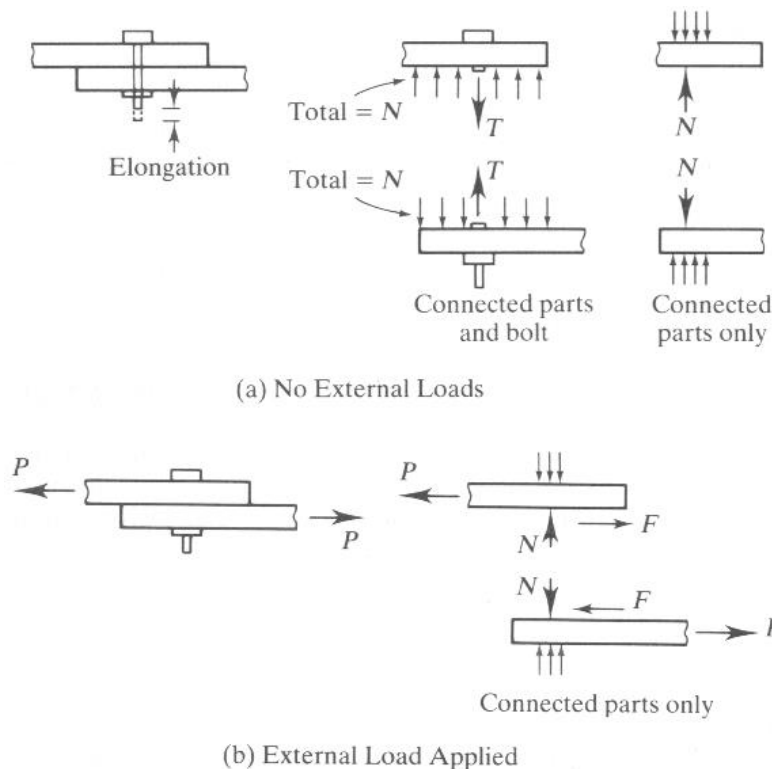
จุดเชื่อมต่อที่ใช้สลักเกลียวกำลังสูงและรับแรงเฉือนสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภทคือ จุดเชื่อมต่อใช้แรงเสียดทาน (friction type connections หรือ slip-critical connection) และจุดเชื่อมต่อใช้แรงแบกทาน (bearing type connections)

จุดเชื่อมต่อใช้แรงเสียดทานจะใช้แรงเสียดทาน F ที่เกิดขึ้นระหว่างผิวสัมผัสของชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อในการต้านทานต่อแรงเฉือน P โดยแรงเสียดทานดังกล่าวจะมีค่าเท่ากับผลคูณของแรงกดอัดของสลักเกลียว N (เมื่อสลักเกลียวถูกขันให้มีความตึงเริ่มต้นอย่างน้อย 70% ของกำลังรับแรงดึงประลัยของสลักเกลียว) กับค่าสัมประสิทธิ์ของความเสียดทานระหว่างผิวสัมผัสของชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อ μ ดังที่แสดงในรูปที่ 6-11 หรือ

$$F = \mu N$$

ดังนั้น ผิวสัมผัสดังกล่าวจะต้องปราศจากน้ำมันและสารเคลือบผิวลักษณะต่าง ๆ เพื่อให้แรงเสียดทานระหว่างผิวสัมผัสของชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อมีค่าสูงสุด จุดเชื่อมต่อใช้แรงเสียดทานนี้จะไม่มีหน่วยแรงเฉือนเกิดขึ้นในสลักเกลียวและจะไม่มีหน่วยแรงแบกทานเกิดขึ้นในชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อ

เมื่อแรง P มีค่ามากกว่าแรงเสียดทาน F แล้ว ชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อก็คะเกิดการเลื่อนขึ้น ซึ่งจะทำให้ชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อถูกกระทำโดยหน่วยแรงแบกทานและสลักเกลียวถูกกระทำโดยหน่วยแรงเฉือน เช่นเดียวกับในกรณีของจุดเชื่อมต่อแบกทาน ดังนั้น เราจะต้องพิจารณาหน่วยแรงแบกทานและหน่วยแรงเฉือนในการออกแบบจุดเชื่อมต่อใช้แรงเสียดทานด้วย



รูปที่ 6-11

จุดเชื่อมต่อแบบนี้มักจะถูกใช้ใน

1. โครงสร้างที่รับหน่วยแรงผกผัน (stress reversal) แรงกระแทก หรือแรงสั่นสะเทือน
2. โครงสร้างที่ไม่อนุญาตให้มีการเลื่อนของรอยต่อเกิดขึ้น

การติดตั้งสลักเกลียวกำลังสูงในจุดเชื่อมต่อใช้แรงเสียดทาน

เนื่องจากการติดตั้งสลักเกลียวกำลังสูงในจุดเชื่อมต่อใช้แรงเสียดทานมีขั้นตอนที่ยุ่งยากและแพง ดังนั้น ASD specification จึงกำหนดให้ระบุข้อกำหนดในการขันสลักเกลียวลงในแบบก่อสร้างให้ชัดเจน โดยให้มีแรงตึงต่ำสุดที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวไม่น้อยกว่าที่กำหนดไว้ในตารางที่ 6-2 ซึ่งจะได้โดยใช้วิธีการติดตั้งดังต่อไปนี้

วิธีการหมุนน็อต (Turn-of-the-Nut Method)

ในวิธีการนี้ สลักเกลียวกำลังสูงจะถูกขันเกลียวโดยให้ชั้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อมีการสัมผัสกันอย่างแน่นหนา (snug-tight) จากนั้น ทำการขันสลักเกลียวเพิ่มอีก $\frac{1}{3}$ รอบถึง 1 รอบ ขึ้นอยู่กับความยาวของสลักเกลียวและ slope ของน็อตและของหัวสลักเกลียว

วิธี Calibrated Wrench

ในวิธีการนี้ สลักเกลียวกำลังสูงจะถูกขันเกลียวโดยใช้ประแจกระแทก (impact wrenches) ที่ได้รับการ calibration ให้หยุดทำงานเมื่อแรงบิดมีค่าถึงค่า ๆ หนึ่งที่ต้องการ โดยที่ประแจกระแทกจะต้องถูก calibrate ทุกวันทำการและน็อตและหัวสลักเกลียวจะต้องถูกรองรับโดยจานรอง (washer)

Direct Tension Indicator

ตัววัดแรงตึงโดยตรง (direct tension indicator) เป็นจานรองที่มีปุ่มซึ่งใช้ทำหน้าที่เป็นตัวบอกแรงตึงที่เกิดขึ้นในสลักเกลียว โดยทั่วไปแล้ว แรงตึงที่ต้องการจะเกิดขึ้นเมื่อช่องว่างระหว่างจานรองและผิวของชั้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อมีค่าไม่เกิน 0.38

mm

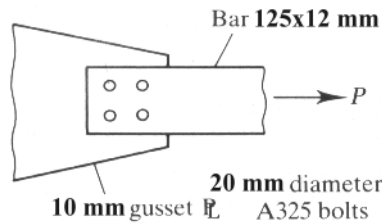
หน่วยแรงที่ยอมให้ (allowable stresses)

มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้กำหนดค่าหน่วยแรงตึงที่ยอมให้ (allowable tensile stress) ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ (allowable shear stress) และค่าหน่วยแรงแบกทานที่ยอมให้ (allowable bearing stress) ของสลักเกลียวกำลังสูงไว้ ดังที่แสดงในตารางที่ 6-3

ตัวอย่างที่ 6-4

แท่งเหล็ก $125 \times 12 \text{ mm}$ ตามมาตรฐาน มอก.55-2516 ถูกใช้เป็นองค์อาคารรับแรงดึง ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 6-4 ถูกเชื่อมเข้ากับแผ่นประกบ (gusset plate) หนา 10 mm ด้วยสลักเกลียว $A325$ เส้นผ่าศูนย์กลาง 20 mm สีสัน สมมติว่าการจัดระยะสลักเกลียวเป็นไปตามที่มาตรฐานกำหนด จงหาแรงดึง T ที่ยอมให้ของกรณีต่าง ๆ ต่อไปนี้

- ไม่ยอมให้มีการลื่นเกิดขึ้น (slip-critical)
- ยอมให้มีการลื่นเกิดขึ้น (bearing type) โดยที่เกลียวไม่อยู่ในระนาบของแรงเฉือน



รูปที่ Ex 6-4

- ไม่ยอมให้มีการลื่นเกิดขึ้น (slip-critical) โดยที่เกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน สลักเกลียวเป็นแบบ single shear ไม่มีแรงแบกทานเกิดขึ้น

แรงเฉือนที่ยอมให้ในสลักเกลียว

$$\text{พื้นที่หน้าตัดของสลักเกลียว} \quad A = \pi(2.0^2)/4 = 3.14 \text{ cm}^2$$

จากตารางที่ 6-3 หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในสลักเกลียว $A325$ แบบใช้แรงเสียดทาน

$$F_v = 1,050 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{แรงเฉือนที่ยอมให้ในสลักเกลียว} = 4(3.14)1,050 = 13,188 \text{ kg}$$

แรงดึงที่ยอมให้ในองค์อาคารรับแรงดึง

$$A_g = 12.5(1.2) = 15.0 \text{ cm}^2$$

$$A_n = A_g - t \sum_{i=1}^2 (d_i + 0.3) = 15.0 - (1.2)2(2.0 + 0.3) = 9.48 \text{ cm}^2 < 0.85A_g = 12.75 \text{ cm}^2$$

$$T = F_t A_n = 0.60 F_y A_n = 0.60(2,400)9.48 = 13,651 \text{ kg}$$

เนื่องจากแรงเฉือนที่ยอมให้ในสลักเกลียวมีค่าน้อยกว่าแรงดึงที่ยอมให้ในองค์อาคารรับแรงดึง ดังนั้น แรงดึง T ที่ยอมให้ของกรณีนี้มีค่าเท่ากับ $13,188 \text{ kg}$

- ยอมให้มีการลื่นเกิดขึ้น (bearing type) โดยที่เกลียวไม่อยู่ในระนาบของแรงเฉือน สลักเกลียวเป็นแบบ single shear แบบมีแรงแบกทานเกิดขึ้น

แรงเฉือนที่ยอมให้ในสลักเกลียว

จากตารางที่ 6-3 หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในสลักเกลียว $A325$ แบบใช้แรงแบกทาน

$$F_v = 1,540 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{แรงเฉือนที่ยอมให้ในสลักเกลียว} = 4(3.14)1,540 = 19,342 \text{ kg}$$

แรงแบกทานที่ยอมให้ในสลักเกลียว

$$= 4(d_{\text{bolt}} t_{\text{plate}})(1.35 F_y) = 4(2.0)(1.0)[1.35(2,400)] = 25,920 \text{ kg}$$

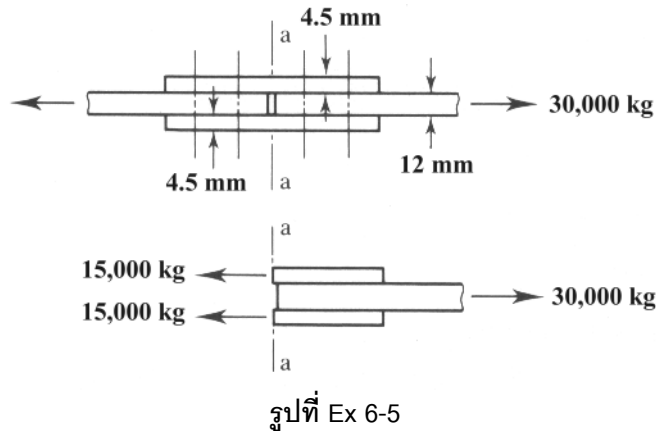
แรงดึงที่ยอมให้ในองค์อาคารรับแรงดึง

$$T = F_t A_n = 0.60 F_y A_n = 0.60(2,400)9.48 = 13,651 \text{ kg}$$

เนื่องจากแรงดึงที่ยอมให้ในสลักเกลียวมีค่าน้อยที่สุด ดังนั้น แรงดึง T ที่ยอมให้ของกรณีนี้มีค่าเท่ากับ 13,651 kg

ตัวอย่างที่ 6-5

แผ่นเชื่อมหนา 4.5 mm ถูกใช้เชื่อมต่อของค้ำอาคารรับแรงดึงซึ่งเป็นแท่งเหล็กหนา 12 mm ด้วยสลักเกลียวกำลังสูง A325 เส้นผ่าศูนย์กลาง 22 mm ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 6-5 และถูกกระทำโดยแรงดึง 30,000 kg แผ่นเชื่อมและองค์อาคารรับแรงดึงทำด้วยเหล็กตามมาตรฐาน มอก.55-2516 ถ้าจุดเชื่อมต่อเป็นใช้แรงแบกทานและเกลียวของสลักเกลียวอยู่ในระนาบของการเฉือน จงออกแบบจุดเชื่อมต่อ



รูปที่ Ex 6-5

แรงเฉือนที่ยอมให้ในสลักเกลียวหนึ่งตัว

สลักเกลียวเป็นแบบ double shear แบบมีแรงแบกทานเกิดขึ้น ดังนั้น พื้นที่หน้าตัดของสลักเกลียว

$$A = 2\pi(2.2^2)/4 = 7.60 \text{ cm}^2$$

จากตารางที่ 6-3 หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในสลักเกลียว A325 แบบใช้แรงเสียดทาน

$$F_v = 1,050 \text{ kg/cm}^2$$

แรงเฉือนที่ยอมให้ในสลักเกลียวหนึ่งตัว = $(7.60)1,050 = 7,980 \text{ kg}$

แรงแบกทานที่ยอมให้ในสลักเกลียวหนึ่งตัว

จากแผนภาพ free body diagram เราจะพบว่า แผ่นเชื่อมแต่ละแผ่นรับแรงดึง 15,000 kg และองค์อาคารรับแรงดึง 30,000 kg ดังนั้น หน่วยแรงแบกทานที่ยอมให้ในสลักเกลียวหนึ่งตัวบนแผ่นเชื่อม

$$f_p = \frac{T}{2.0(0.45)} \quad \text{เมื่อ } T = 15,000 \text{ kg}$$

หน่วยแรงแบกทานที่ยอมให้ในสลักเกลียวหนึ่งตัวบนองค์อาคารรับแรงดึง

$$f_p = \frac{T}{2.0(1.2)} \quad \text{เมื่อ } T = 30,000 \text{ kg}$$

สมมติว่าการจัดระยะสลักเกลียวเป็นไปตามที่มาตรฐานกำหนด ดังนั้น แรงแบกทานที่ยอมให้ในสลักเกลียวหนึ่งตัวบนแผ่นเชื่อม

$$T = 2F_p A = 2(1.35F_y)(2.0)(0.45) = 2[1.35(2,400)](2.0)(0.45) = 5,832 \text{ kg}$$

แรงแบกทานที่ยอมให้ในสลักเกลียวหนึ่งตัวบนองค์อาคารรับแรงดึง

$$T = F_p A = (1.35F_y)(2.0)(1.2) = [1.35(2,400)](2.0)(1.2) = 7,776 \text{ kg}$$

เนื่องจากแรงแบกทานที่ยอมให้ในสลักเกลียวหนึ่งตัวบนแผ่นเชื่อมมีค่าน้อยที่สุด ดังนั้น แรงแบกทานที่ยอมให้ในสลักเกลียวหนึ่งตัวบนแผ่นเชื่อมจะควบคุมการออกแบบ

จำนวนของสลักเกลียว:

$$n = \frac{30,000}{5,832} = 5.14$$

ดังนั้น ใช้สลักเกลียว A325 เส้นผ่าศูนย์กลาง 22 mm ทั้งหมด 6 ตัวบนแต่ละด้านของแผ่นเชื่อม

การจัดระยะของสลักเกลียว:

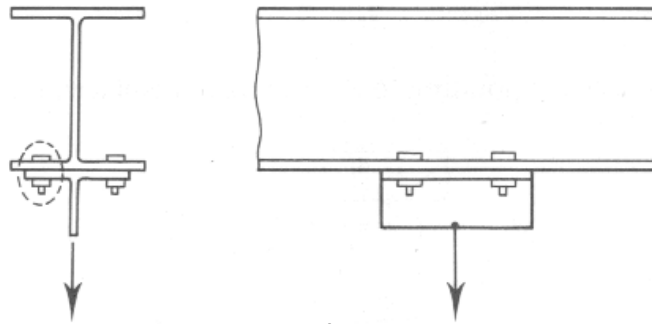
ระยะต่ำสุดระหว่างสลักเกลียวไม่น้อยกว่า $3d = 3(2.2) = 6.6 \text{ mm}$ ดังนั้น ใช้ 7.0 cm

ระยะห่างต่ำสุดจากขอบของสลักเกลียวไม่น้อยกว่า $1.5d = 3.3 \text{ mm}$ และจากตารางที่ 6-4 ระยะห่างต่ำสุดจากขอบของสลักเกลียวเส้นผ่าศูนย์กลาง 22 mm เท่ากับ 38 mm ดังนั้น ใช้ 4.0 cm

6-5 สลักเกลียวกำลังสูงรับแรงดึง

จุดเชื่อมต่อสลักเกลียวที่ถูกกระทำโดยแรงดึง ดังที่แสดงในรูปที่ 6-12 จะถูกใช้ในระบบค้ำยันเพื่อดำเนินงานต่อแรงลมในอาคารสูงและเป็นจุดเชื่อมต่อของโครงสร้างที่รองรับระบบท่อนในอาคาร เป็นต้น

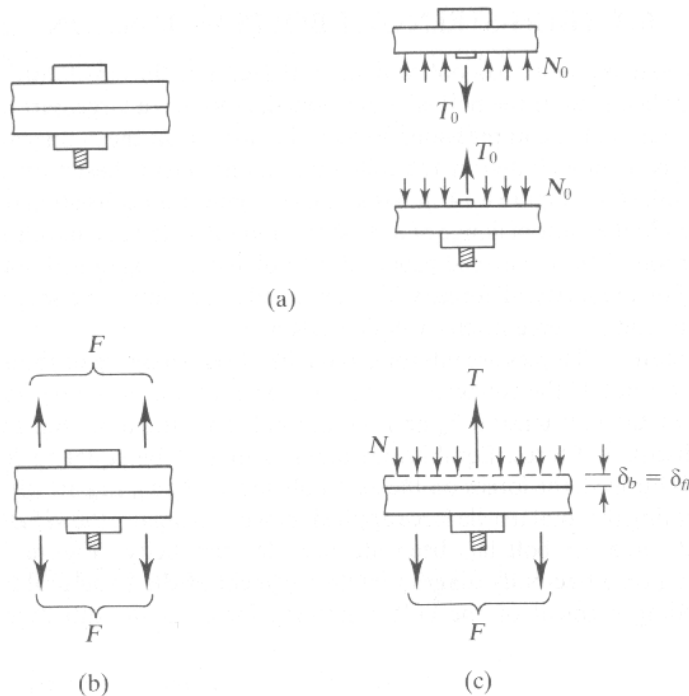
เมื่อแรงดึงกระทำต่อสลักเกลียวแล้ว เราจะพิจารณาสลักเกลียวได้เป็น 2 กรณีคือ ถ้าสลักเกลียวไม่ได้ถูกขันให้แน่นแล้ว แรงดึงที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวจะมีค่าเท่ากับแรงกระทำ แต่ถ้าสลักเกลียวถูกขันให้แน่นก่อนแล้ว ส่วนหนึ่งของแรงดึงจะถูกต้านโดยแรงดึงที่อยู่ในสลักเกลียว



รูปที่ 6-12

พิจารณา free-body diagram ของจุดเชื่อมต่อ ดังที่ล้อมรอบโดยเส้นประในรูปที่ 6-12 และรูปที่ 6-13a ซึ่งยังไม่ถูกกระทำโดยแรงดึงภายนอก กำหนดให้ T_o เป็นแรงดึงที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวเนื่องจากการขันสลักเกลียวให้แน่นและ N_o เป็นแรงยึดตั้งฉาก (normal clamping force) ที่เกิดขึ้นที่ผิวสัมผัสของชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อ (ซึ่งจะสมมุติให้มีการกระจายแบบคงที่) จากสมการความสมดุล เราจะได้ว่า

$$T_o = N_o$$



รูปที่ 6-13

เมื่อมีแรงดึงภายนอก P กระทำต่อจุดเชื่อมต่อ ซึ่งจะทำให้เกิดแรงดึง F (ซึ่งสมมติให้มีการกระจายแบบคงที่) ดังที่แสดงในรูปที่ 6-13b แล้ว แรงดึงที่กระทำต่อสลักเกลียวจะมีค่าเพิ่มขึ้นจากเดิม T_o เป็น T และแรงยึดตั้งฉากที่เกิดขึ้นที่ผิวสัมผัสของชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อจะมีค่าลดลงจากเดิม N_o เป็น N ดังนั้น จาก free-body diagram ของจุดเชื่อมต่อ ดังที่แสดงในรูปที่ 6-13c เราจะได้ว่า

$$T = F + N$$

แรงดึง F นี้จะเพิ่มแรงดึงในสลักเกลียวและจะทำให้เกิดการยืดตัวในสลักเกลียว δ_b ซึ่งจะทำให้เกิดการขยายตัวในชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อ δ_f เป็นจำนวนเท่ากัน ดังนั้น ความหนาของชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อและแรงดึงในสลักเกลียวจะมีค่าที่ไม่เปลี่ยนแปลงไปจากก่อนที่จุดเชื่อมต่อจะถูกกระทำโดยแรงดึงภายนอก P พฤติกรรมในลักษณะนี้จะดำเนินไปจนกระทั่งแรงดึง F มีค่าเท่ากับแรงดึงในสลักเกลียว $T = F$ จากจุดนี้ไป ถ้าแรงดึง F มีค่าเพิ่มขึ้นอีกเรื่อย ๆ แล้ว ชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อก็จะเกิดการแยกตัวออกจากกันและแรงดึงในสลักเกลียวก็จะมีค่าเท่ากับแรงดึง F

จากพฤติกรรมการรับแรงของจุดเชื่อมต่อนี้ที่กล่าวไปแล้ว เราจะเห็นได้ว่า โดยทั่วไปแล้ว เมื่อแรงดึงภายนอก P มีค่าที่ทำให้เกิดหน่วยแรงดึงในสลักเกลียวไม่มากนักแล้ว หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในจุดเชื่อมต่อก็จะมีการเปลี่ยนแปลงที่ไม่มากนัก ดังนั้น เราจะหาค่าแรงดึงภายนอก P ที่ยอมให้กระทำต่อจุดเชื่อมต่อรับแรงดึงได้จากสมการ

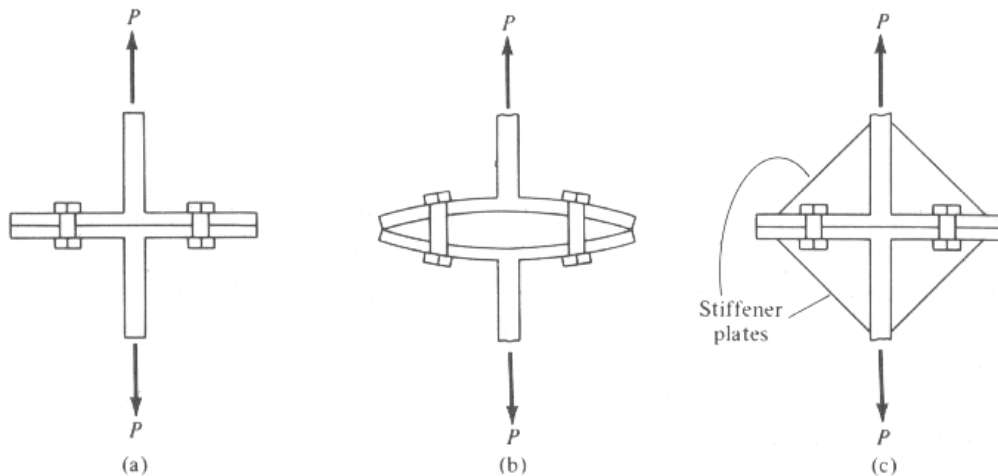
$$P = F_t A_g$$

โดยที่ F_t เป็นค่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ ดังที่แสดงในตารางที่ 6-3

A_g เป็นพื้นที่หน้าตัดของสลักเกลียวสุทธิ (ไม่รวมพินเกลียว)

Prying Action

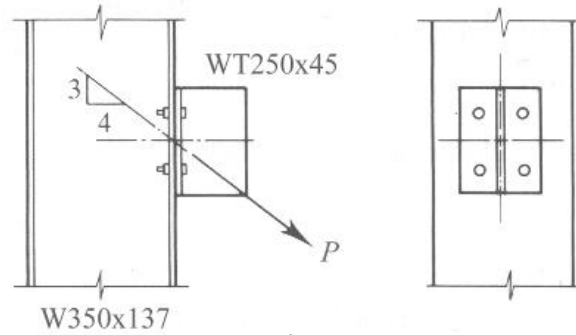
พิจารณาจุดเชื่อมต่อรับแรงดึง ซึ่งมีชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อที่บาง ดังที่แสดงในรูปที่ 6-14a ภายใต้การกระทำของแรงดึง ชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อจะเกิดการโก่งตัวขึ้น ดังที่แสดงในรูปที่ 6-14b ซึ่งเรียกว่า prying action แต่ถ้าชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อมีความหนาและแกร่งมากหรือถ้าชิ้นส่วนที่ถูกเชื่อมต่อถูกเสริมโดยใช้ stiffener อย่างเพียงพอ ดังที่แสดงในรูปที่ 6-14c แล้ว prying action ก็จะไม่เกิดขึ้น



รูปที่ 6-14

6-6 สลักเกลียวรองรับแรงเฉือนและแรงดึงร่วมกัน

ในบางกรณี จุดเชื่อมต่อสลักเกลียวจะถูกกระทำโดยแรงดึงและแรงเฉือนพร้อมกัน ดังเช่นที่แสดงในรูปที่ 6-15 ซึ่งเป็นจุดเชื่อมต่อที่ทำด้วยเหล็กรูปตัว tee เชื่อมต่อเข้ากับ flange ของเสาในระบบค้ำยันของโครงสร้าง ในกรณีนี้ สลักเกลียวทั้งสี่จะถูกกระทำโดยแรงดึงขนาด $0.8P$ และแรงเฉือนขนาด $0.6P$ ผ่านจุดศูนย์กลางถ่วง (center of gravity) ของจุดเชื่อมต่อ



รูปที่ 6-15

จากการทดสอบสลักเกลียวแบกทาน ซึ่งถูกกระทำโดยแรงดึงและแรงเฉือนพร้อมกัน พบว่า ค่ากำลังสูงสุดของจุดเชื่อมต่อจะมีความสัมพันธ์อยู่ในรูปของสมการ interaction แบบวงรี ดังที่แสดงในรูปที่ 6-16 และค่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้เกิดในจุดเชื่อมต่อแบบนี้ f_t จะหาได้จากสมการ

$$f_t = \frac{F_t}{F_v} \sqrt{F_v^2 - f_v^2}$$

โดยที่ F_t เป็นค่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ในกรณีที่ไม่มีแรงเฉือนกระทำพร้อมกัน

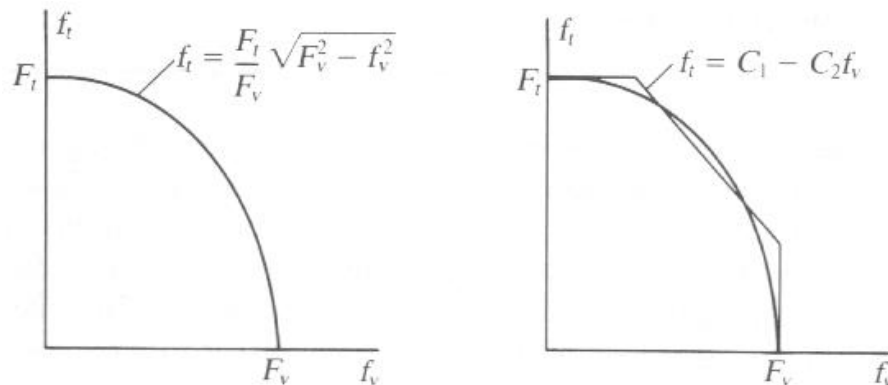
F_v เป็นค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในกรณีที่ไม่มีแรงดึงกระทำพร้อมกัน

f_v เป็นค่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

อย่างไรก็ตาม ASD specification ได้ประมาณความสัมพันธ์ดังกล่าวให้อยู่รูปของสมการเส้นตรงสามเส้น และค่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้เกิดในจุดเชื่อมต่อแบบนี้ f_t จะหาได้จากสมการ

$$f_t = C_1 - C_2 f_v$$

โดยที่ค่าคงที่ C_1 และ C_2 จะขึ้นอยู่กับชนิดของสลักเกลียวและประเภทของจุดเชื่อมต่อ ดังที่แสดงในตารางที่ 6-5



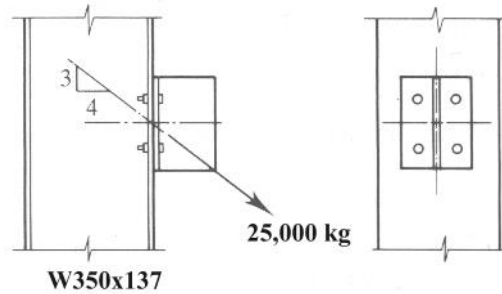
รูปที่ 6-16

ตารางที่ 6-5 หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับสลักเกลียวเมื่อถูกกระทำโดยแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกัน (ASD specification)

ชนิดของของสลักเกลียว		หน่วยแรงที่ยอมให้ (kg/cm^2)
A307		$F_t \leq 1,960 - 1.6 f_v \leq 1,400$
A325 และ A449	แบบใช้แรงเสียดทาน	$F_v \leq 1,050 \left(1 - \frac{f_t A_b}{T_b} \right)$
	แบบใช้แรงแบกทาน	$F_t \leq 3,500 - 1.6 f_v \leq 2,800$
A490	แบบใช้แรงเสียดทาน	$F_v \leq 1,400 \left(1 - \frac{f_t A_b}{T_b} \right)$
	แบบใช้แรงแบกทาน	$F_t \leq 4,900 - 1.6 f_v \leq 3,780$

ตัวอย่างที่ 6-6

เหล็กหน้าตัด $W250 \times 72.4 \text{ kg/m}$ ถูกนำมาตัดที่ครึ่งหนึ่งของความลึกถูกใช้เป็นแป้นหูช้าง (bracket) เพื่อถ่ายแรง $25,000 \text{ kg}$ ลงเสาหน้าตัด $W350 \times 137 \text{ kg/m}$ ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 6-6 แป้นหูช้างถูกยึดเข้ากับเสาด้วยสลักเกลียว A325 เส้นผ่าศูนย์กลาง 20 mm สี่ตัว สมมติว่าการจัดระยะสลักเกลียวเป็นไปตามที่มาตรฐานกำหนด จงตรวจสอบว่าสลักเกลียวดังกล่าวเพียงพอที่จะรับแรงกระทำหรือไม่ เมื่อจุดเชื่อมต่อเป็นใช้แรงแบกทาน โดยที่เกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน



รูปที่ Ex 6-6

ตรวจสอบหน่วยแรงเฉือน

จากตารางที่ 6-3 หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของสลักเกลียว A325 เมื่อจุดเชื่อมต่อเป็นใช้แรงแบกทาน โดยที่เกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน

$$F_v = 1,050 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{แรงเฉือนมีค่าเท่ากับ} = \frac{3}{5} (25,000) = 15,000 \text{ kg}$$

$$A_b = \frac{\pi(2.2^2)}{4} = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{15,000}{4(3.80)} = 986.8 \text{ kg/cm}^2 < F_v \quad \text{O.K.}$$

ตรวจสอบหน่วยแรงแบกทาน

จากตารางที่ 6-3

$$F_p = 1.35F_y = 1.35(2,400) = 3,240 \text{ kg/cm}^2$$

เนื่องจากปีกของเสามีความหนามากกว่าปีกของแป้นหูช้าง ดังนั้น หน่วยแรงแบกทานของแป้นหูช้างจะควบคุม

$$A = d_b t_f = 2.2(1.4) = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$f_p = \frac{15,000}{4(3.08)} = 1,217.5 \text{ kg/cm}^2 < F_p \quad \text{O.K.}$$

ตรวจสอบหน่วยแรงดึง

จากตารางที่ 6-5 หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับสลักเกลียวใช้แรงแบกทานโดยที่เกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน เมื่อถูกกระทำโดยแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกัน

$$F_t = 3,500 - 1.6f_v = 3,500 - 1.6(986.8) = 1,921.12 \text{ kg/cm}^2 \leq 2,800 \text{ kg/cm}^2$$

ดังนั้น $F_t = 1,921.12 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{แรงดึง} = \frac{4}{5} (25,000) = 20,000 \text{ kg}$$

$$f_t = \frac{20,000}{4(3.80)} = 1,315.8 \text{ kg/cm}^2 < F_t$$

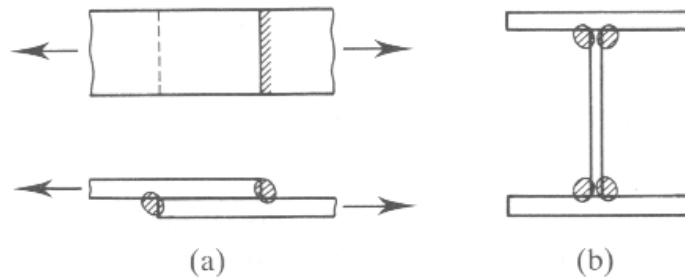
O.K.

ดังนั้น สลักเกลียวดังกล่าวเพียงพอที่จะรับแรงกระทำ

6-7 จุดเชื่อมต่อโดยการเชื่อม

การเชื่อมไฟฟ้าเป็นขบวนการหนึ่งที่ใช้ในการเชื่อมต่อนั้นส่วนของโครงสร้างเหล็กเข้าด้วยกันโดยใช้ความร้อนที่เกิดจากการ arc ของกระแสไฟฟ้าระหว่างชิ้นส่วนของโครงสร้างเหล็กและเนื้อโลหะของรูปเชื่อม (electrode) โดยที่เนื้อโลหะดังกล่าวจะทำหน้าที่เป็นตัวประสานชิ้นส่วนของโครงสร้างเหล็กให้เป็นเนื้อเดียวกันเมื่อรอยเชื่อมเย็นตัวลง

รูปที่ 6-17a แสดงรอยต่อทาบ (lap joint) ขององค์อาคารรับแรงดึงที่ได้จากการเชื่อมปลายของแผ่นเหล็กแผ่นหนึ่งเข้ากับแผ่นเหล็กอีกแผ่นหนึ่ง รูปที่ 6-17b เป็นการเชื่อมต่อแผ่นเหล็ก 3 แผ่นเข้าด้วยกันเพื่อประกอบเป็นหน้าตัดรูปตัว W



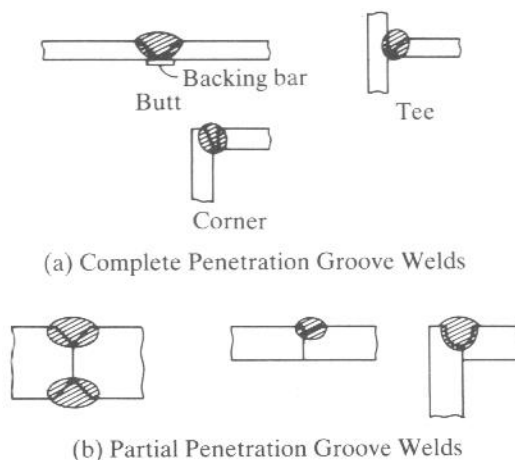
รูปที่ 6-17

การควบคุมคุณภาพของรอยเชื่อมกระทำได้ค่อนข้างยาก เนื่องจากไม่สามารถตรวจสอบความผิดพลาดที่เกิดขึ้นได้ผิวของรอยเชื่อมได้ด้วยตาเปล่า ดังนั้น ในงานที่มีความสำคัญ ช่างเชื่อมควรที่จะได้รับการรับรองคุณสมบัติและมีฝีมือการเชื่อมอย่างเหมาะสม และรอยเชื่อมจะต้องถูกตรวจสอบโดยใช้เทคนิคการฉายรังสี (radiography) หรืออัลตราโซนิก (ultrasonic)

ชนิดของรอยเชื่อมที่ใช้โดยทั่วไปจะถูกแบ่งออกเป็น 2 ประเภทคือ รอยเชื่อมพอก (fillet weld) และรอยเชื่อมเซาะร่อง (groove weld)

รอยเชื่อม ดังที่แสดงในรูปที่ 6-17 เรียกว่า รอยเชื่อมพอก ซึ่งเป็นรอยเชื่อมที่ถูกนำมาใช้งานมากที่สุด เนื่องจากความง่ายในการเชื่อมต่อนั้นส่วนของโครงสร้างเข้าด้วยกัน โดยเฉพาะการเชื่อมในสถานที่ก่อสร้าง อย่างไรก็ตาม รอยเชื่อมพอกจะมีกำลังความต้านทานต่อแรงกระแทก และแรงกระทำต่ำกว่ารอยเชื่อมเซาะร่อง

รอยเชื่อม ดังที่แสดงในรูปที่ 6-18 เรียกว่า รอยเชื่อมเซาะร่อง ซึ่งแบ่งออกได้อีก 2 ประเภทคือ รอยเชื่อมเซาะร่องลึกเต็มหน้า ดังที่แสดงในรูปที่ 6-18a และรอยเชื่อมเซาะร่องไม่ลึกเต็มหน้า ดังที่แสดงในรูปที่ 6-18b

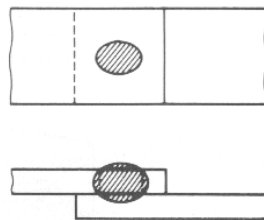


รูปที่ 6-18

โดยทั่วไปแล้ว ในการเชื่อมเซาะร่อง ถ้าแผ่นเหล็กมีความหนาค่อนข้างมาก (มากกว่า 8 mm) แล้ว หน้าตัดของแผ่นเหล็กที่จะถูกเชื่อมจะต้องถูกบากเป็นรูปตัววี เพื่อให้การประสานของรอยเชื่อมเกิดขึ้นอย่างสมบูรณ์

รอยเชื่อมเซาะร่องมักจะมีขนาดมากกว่าแผ่นเหล็ก เพื่อเสริมกำลังให้รอยเชื่อมและเพื่อความสะดวกในการเชื่อม อย่างไรก็ตาม ในโครงสร้างที่ถูกกระทำโดยแรงสั่นสะเทือนและแรงกระทำซ้ำ เราจะต้องเจียรส่วนเกินดังกล่าวออก เพื่อลดผลของ stress concentration ที่เกิดขึ้นที่จุดดังกล่าว ซึ่งเป็นสาเหตุทำให้กำลังรับแรงสั่นสะเทือนและแรงกระทำซ้ำของรอยเชื่อมมีค่าลดลง

รูปที่ 6-19 แสดงรอยเชื่อมอุดรู (plug หรือ slot weld) โดยที่แผ่นเหล็กแผ่นหนึ่งจะถูกเจาะเป็นรูยาวหรือรูกลม จากนั้นทำการเชื่อมตามขอบของรูเจาะให้เต็ม รอยเชื่อมชนิดนี้ไม่ได้รับความนิยมนัก เนื่องจากรอยเชื่อมแบบนี้จะตรวจสอบได้ยาก และกำลังรับแรงดึงของรอยเชื่อมชนิดนี้จะขึ้นอยู่กับความลึกที่รอยเชื่อมกินเข้าไปในเนื้อของแผ่นเหล็กเป็นหลัก



รูปที่ 6-19

6-8 ข้อกำหนดของการเชื่อม

ในการเชื่อมไฟฟ้า กำลังของเหล็กเชื่อมควรมีค่าเท่ากับกำลังของแผ่นเหล็กที่ถูกเชื่อม มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับรอยเชื่อมมีค่าเท่ากับหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้สำหรับแผ่นเหล็กที่เชื่อมต่อกัน เช่น ถ้าแผ่นเหล็กมี $F_y = 2,500 \text{ kg/cm}^2$ แล้ว หน่วยแรงที่ยอมให้ของรอยเชื่อมจะมีค่าเท่ากับ $F_v = 0.4F_y = 1,000 \text{ kg/cm}^2$ เป็นต้น อย่างไรก็ตาม ASD Specification ได้กำหนดหน่วยแรงที่ยอมให้ของรอยเชื่อมแบบต่าง ๆ ไว้ดังที่แสดงในตารางที่ 6-6 โดยที่ F_u เป็นค่ากำลังรับแรงดึงของเหล็กเชื่อม

ในการออกแบบรอยเชื่อมพอก (fillet weld) หน้าตัดของรอยเชื่อมจะถูกสมมุติให้มีรูปร่างเป็นสามเหลี่ยมมุมฉากที่ทำมุม 45° ดังที่แสดงในรูปที่ 6-20 และการวิบัติของรอยเชื่อมจะถูกสมมุติให้เป็นการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน เนื่องจากรอยเชื่อมพอกมีกำลังรับแรงเฉือนที่ต่ำ เมื่อเทียบกับกำลังรับแรงดึงและกำลังรับแรงกดอัด โดยที่ระนาบของการวิบัติดังกล่าวจะเป็นระนาบของคอเชื่อม (throat) และความยาวของคอเชื่อมจะเป็นระยะที่วัดตั้งฉากจากเส้นตรงที่เชื่อมต่อระหว่างปลายของรอยเชื่อมไปยังราก (root) ของรอยเชื่อม ซึ่งจะมีค่าเท่ากับ 0.707 เท่าของขนาดของรอยเชื่อม a ดังนั้น ถ้ากำหนดให้รอยเชื่อมมีความยาว L และถูกกระทำโดยแรง P แล้ว ค่าของหน่วยแรงเฉือน f_v ที่เกิดขึ้นจะหาได้จากสมการ

$$f_v = \frac{P}{0.707aL}$$

ในกรณีที่เรารู้ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ F_v แล้ว ค่าแรง P สูงสุดที่รอยเชื่อมสามารถรับได้จะหาได้จากสมการ

$$P = 0.707 aLF_v$$

จากตารางที่ 6-6 จะเห็นได้ว่า กำลังของรอยเชื่อมพอกจะขึ้นอยู่กับชนิดของรูปเชื่อม โดยที่กำลังของรูปเชื่อมจะเป็นค่ากำลังรับแรงดึงสูงสุดของโลหะที่ใช้ทำรูปเชื่อม ซึ่งโดยทั่วไปแล้ว จะมีค่า 60, 70, 80, 90, 100, 110 ksi แต่กำลังของรูปเชื่อมที่นิยมใช้มากที่สุดคือ 60 ksi และ 70 ksi ซึ่งมักจะถูกเรียกโดยใช้สัญลักษณ์ E ขึ้นต้นแล้วตามด้วยกำลังรับแรงดึงของรูปเชื่อมซึ่งเป็นตัวเลข 2 หลัก และชนิดของการเคลือบรูปเชื่อมซึ่งเป็นตัวเลข 2 หลักหรือสัญลักษณ์ XX เช่น

E60XX เป็นรูปเชื่อมที่มีกำลังรับแรงดึงสูงสุด 60 ksi

E70XX เป็นรูปเชื่อมที่มีกำลังรับแรงดึงสูงสุด 70 ksi

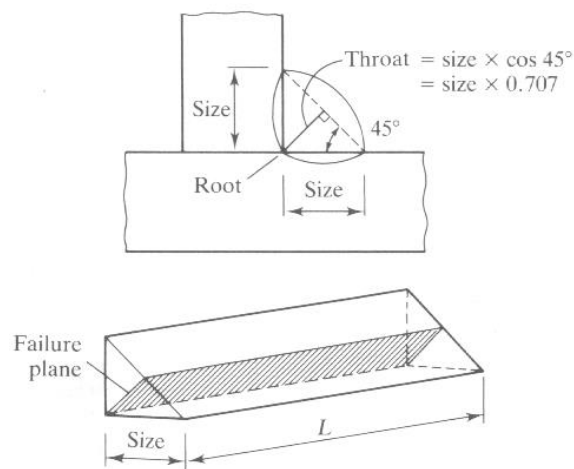
ดังนั้น จากตารางที่ 6-6 ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ F_v ของรูปเชื่อม E60XX และ E70XX จะมีค่าเท่ากับ

$$E60XX: F_v = 0.3(60) = 18 \text{ ksi หรือ } 1,260 \text{ kg/cm}^2$$

$$E70XX: F_v = 0.3(70) = 21 \text{ ksi หรือ } 1,470 \text{ kg/cm}^2$$

ตารางที่ 6-6 หน่วยแรงที่ยอมให้ของรอยเชื่อมแบบต่าง ๆ (ASD Specification)

ชนิดของรอยเชื่อมและหน่วยแรง	หน่วยแรงที่ยอมให้	กำลังของรูปเชื่อมที่ต้องการ
รอยเชื่อมเซาะร่องลึกเต็มหน้า		
1. แรงดึงตั้งฉากกับพื้นที่ประสิทธิผล	เช่นเดียวกับเหล็กที่ถูกรับเชื่อม	เท่ากับเหล็กที่ถูกรับเชื่อม
2. แรงกดอัดตั้งฉากกับพื้นที่ประสิทธิผล	“ “	เท่ากับหรือต่ำกว่าเหล็กที่ถูกรับเชื่อม
3. แรงดึงและแรงกดอัดขนานกับแกนของรอยเชื่อม	“ “	“ “
4. แรงเฉือนบนพื้นที่ประสิทธิผล	$0.3F_u$	“ “
รอยเชื่อมเซาะร่องลึกไม่เต็มหน้า		
1. แรงกดอัดตั้งฉากกับพื้นที่ประสิทธิผล	เช่นเดียวกับเหล็กที่ถูกรับเชื่อม	เท่ากับหรือต่ำกว่าเหล็กที่ถูกรับเชื่อม
2. แรงดึงและแรงกดอัดขนานกับแกนของรอยเชื่อม	“ “	“ “
3. แรงเฉือนขนานกับแกนของรอยเชื่อม	$0.3F_u$ แต่ $f_v \leq 0.4F_y$	“ “
4. แรงดึงตั้งฉากกับพื้นที่ประสิทธิผล	$0.3F_u$ แต่ $f_t \leq 0.6F_y$	“ “
รอยเชื่อมพอก		
1. แรงเฉือนบนพื้นที่ประสิทธิผล	$0.3F_u$ แต่ $f_v \leq 0.4F_y$	เท่ากับหรือต่ำกว่าเหล็กที่ถูกรับเชื่อม
2. แรงดึงและแรงกดอัดขนานกับแกนของรอยเชื่อม	เช่นเดียวกับเหล็กที่ถูกรับเชื่อม	“ “
รอยเชื่อมอุดรู		
1. แรงเฉือนขนานกับผิวบนพื้นที่ประสิทธิผล	$0.3F_u$ แต่ $f_v \leq 0.4F_y$	เท่ากับหรือต่ำกว่าเหล็กที่ถูกรับเชื่อม



รูปที่ 6-20

ขนาดของรอยเชื่อม

ขนาดต่ำสุดของรอยเชื่อม a จะขึ้นอยู่กับความหนา t ของแผ่นเหล็ก ดังที่แสดงในตารางที่ 6-7 ซึ่งเป็นไปตามมาตรฐานของ ว.ส.ท. และตารางที่ 6-8 ซึ่งเป็นไปตามข้อกำหนด ASD specification อย่างไรก็ตาม ขนาดรอยเชื่อมพอกที่เล็กที่สุดคือ 3 mm และขนาดที่ประหยัดคือ 8 mm

ตารางที่ 6-7 ขนาดรอยเชื่อม a ของรอยเชื่อมพอกต่ำสุด (มาตรฐาน ว.ส.ท.)

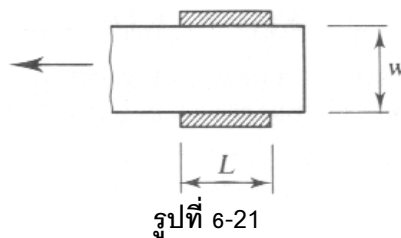
ความหนาของแผ่นเหล็ก (mm)	ขนาดรอยเชื่อม (mm)
$t \leq 6$	$a = t_{\min}$ หรือ $1.5t_{\min}$ แต่ ≤ 6
$6 < t \leq 10$	$4 \leq a < t_{\min}$ หรือ $\geq 1.3\sqrt{t_{\max}}$
$10 < t \leq 16$	$a = t_{\min}$
$t > 16$	$a \geq t/2$ แต่ < 16

ตารางที่ 6-8 ขนาดรอยเชื่อม a ของรอยเชื่อมพอกต่ำสุด (ASD specification)

ความหนาของแผ่นเหล็กที่หนากว่า (mm)	ขนาดรอยเชื่อม (mm)
$t \leq 6$	3
$6 < t \leq 12$	5
$12 < t \leq 18$	6
$t > 18$	8

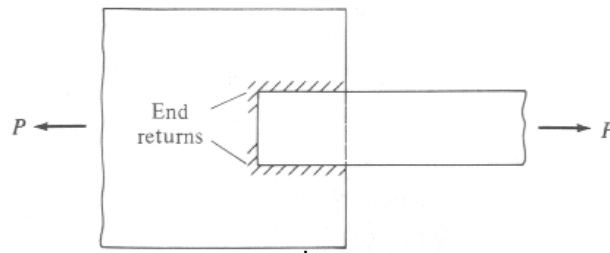
ความยาวต่ำสุดของรอยเชื่อมและการอ้อมมุม (End Returns)

ความยาวต่ำสุดของรอยเชื่อมพอก (fillet weld) L จะขึ้นอยู่กับขนาดของรอยเชื่อม a และความหนา t ของแผ่นเหล็กและจะต้องมีความยาวมากกว่าระยะห่างระหว่างรอยเชื่อม w ดังที่แสดงในรูปที่ 6-21 ซึ่ง w จะต้องมีค่าไม่เกิน 200 mm



จุดต่อทาบ (lap joint) เราจะต้องทำการเชื่อมอ้อมมุม (end returns) ดังที่แสดงในรูปที่ 6-22 เพื่อลด stress concentration ที่เกิดขึ้นที่ปลายของรอยเชื่อมต่อ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในจุดต่อที่รับแรงที่กระทำเข้าไปมาและแรงเยื้องศูนย์ โดย ASD Specification กำหนดให้การอ้อมมุม (End Returns) ต้องมีความยาวอย่างน้อยที่สุด $2a$

ตารางที่ 6-9 แสดงความยาวต่ำสุดของรอยเชื่อมพอกซึ่งเป็นไปตามมาตรฐานของ ว.ส.ท. และข้อกำหนด ASD specification



รูปที่ 6-22

ตารางที่ 6-9 ค่าต่ำสุดของความยาวของรอยเชื่อมพอก (มาตรฐานของ ว.ส.ท. และ ASD specification)

ประเภท	ค่าต่ำสุดของความยาวของรอยเชื่อมพอก L (mm)	
	มาตรฐาน ว.ส.ท.	ASD specification
รอยเชื่อมพอก	$L \geq 10a$ หรือ 40 mm	$L \geq 4a$
ในจุดต่อทาบ (lab joint) ตามยาว	$L \geq 5t_{\min}$ หรือ 30 mm	$L \geq 5t_{\min}$ หรือ 25mm
ในจุดต่อทาบ (lab joint) อัดมุม	$L \geq 2a$	$L \geq 2a$

สัญลักษณ์ของการเชื่อม

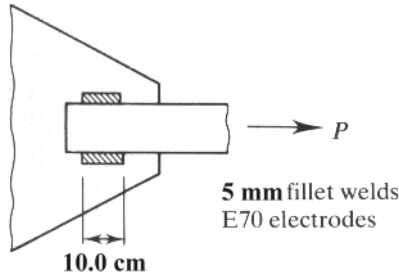
รอยเชื่อมจะถูกระบุอยู่ในแบบก่อสร้างโดยใช้สัญลักษณ์มาตรฐานของการเชื่อม โดยจะต้องแสดงถึงชนิดของการเชื่อม ตำแหน่งของรอยเชื่อม และลักษณะของการเชื่อม ตารางที่ 6-10 แสดงตัวอย่างของการใช้สัญลักษณ์ของการเชื่อม

ตารางที่ 6-10 ตัวอย่างของการใช้สัญลักษณ์ของการเชื่อม

สัญลักษณ์	ความหมาย
	การเชื่อมทาบด้านใกล้ (ตรงหัวลูกศร) ขนาดของการเชื่อม 6 mm และเชื่อมยาว 150 mm
	การเชื่อมทาบด้านไกล (ด้านตรงข้าม) ขนาดของการเชื่อม 12 mm และเชื่อมยาว 50 mm โดยเว้นระยะ 150 mm
	การเชื่อมทาบแบบเชื่อม 2 ด้าน ขนาดของการเชื่อม 6 mm และเชื่อมยาว 150 mm
	การเชื่อมทาบด้านใกล้ขนาดของการเชื่อม 6 mm และเชื่อมยาว 150 mm โดยรอบ
	การเชื่อมทาบด้านใกล้ขนาดของการเชื่อม 6 mm และเชื่อมยาว 150 mm โดยรอบ ใช้ลูปเชื่อม E70
	การเชื่อมทาบแบบเชื่อม 2 ด้าน ขนาดของการเชื่อม 6 mm และเชื่อมยาว 150 mm และให้เชื่อมในสนาม

ตัวอย่างที่ 6-7

แท่งเหล็กแบนซึ่งเป็นองค์อาคารรับแรงดึงถูกเชื่อมต่อเข้ากับแผ่นประกบ (gusset plate) ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 6-7 กำหนดให้รอยเชื่อมเป็นรอยเชื่อมพอก (fillet weld) ที่มีขนาด 5 mm ซึ่งเชื่อมโดยใช้ธูปเชื่อม E70XX และให้แท่งเหล็กแบนและแผ่นประกบมีกำลังเพียงพอ จงหากำลังของรอยเชื่อม



รูปที่ Ex 6-7

เนื่องจากรอยเชื่อมมีความสมมาตรรอบแกนขององค์อาคารรับแรงดึง ดังนั้น แต่ละส่วนบนรอยเชื่อมจะรองรับแรงกระทำเท่า ๆ กัน ซึ่งจุดเชื่อมต่อแบบนี้เรียกว่า simple connection

จากตารางที่ 6-6 หน่วยแรงเฉือนบนพื้นที่ประสิทธิผลของรอยเชื่อมพอก

$$F_v = 0.3F_u = 0.3(70 \text{ ksi}) = 1,470 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 0.707 \times \text{size} \times \text{length} \times F_v$$

$$= 0.707(0.5)(10 + 10)(1,470) = 10,393 \text{ kg}$$

ตัวอย่างที่ 6-8

กำหนดให้จุดเชื่อมต่อในตัวอย่างที่ 6-7 รองรับแรงดึง 15,000 kg จงหาความยาวของรอยเชื่อมพอก (fillet weld) ที่มีขนาด 5 mm ซึ่งเชื่อมโดยใช้ธูปเชื่อม E70XX

กำลังของรอยเชื่อมพอกบนพื้นที่ประสิทธิผลที่มีความยาว 1 cm

$$0.707 \times \text{size} \times 1.0 \text{ cm} \times F_v = 0.707 (0.5)(1.0)(1,470) = 519.6 \text{ kg/cm}$$

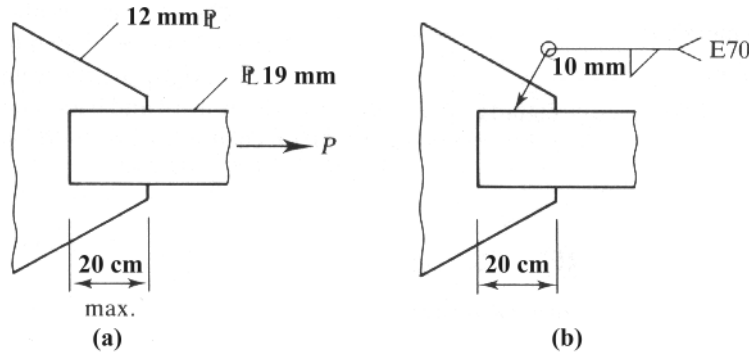
ความยาวของรอยเชื่อมพอก (fillet weld) ที่ต้องการ

$$\frac{15,000 \text{ kg}}{519.6 \text{ kg/cm}} = 28.8 \text{ cm}$$

ใช้ความยาวของรอยเชื่อม 30 cm โดยจัดวาง 15 cm บนแต่ละด้านของแผ่นเหล็ก

ตัวอย่างที่ 6-9

แผ่นเหล็กขนาดหน้าตัด $200 \times 19 \text{ mm}$ ตามมาตรฐาน มอก. 55-2516 ถูกใช้เป็นองค์อาคารรับแรงดึงและเชื่อมต่อเข้ากับแผ่นประกบ (gusset plate) ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 6-9a กำหนดให้จุดเชื่อมต่อมีความยาวได้ไม่เกิน 20 cm และรอยเชื่อมจะต้องอยู่ด้านใกล้ จงออกแบบรอยเชื่อมให้มีกำลังอย่างน้อยเท่ากับกำลังขององค์อาคารรับแรงดึง



รูปที่ Ex 6-9

กำลังรับแรงดึงขององค์อาคารรับแรงดึง

$$T = 0.60 F_y A_g = 0.60(2,400)(20 \times 1.9) = 54,720 \text{ kg}$$

ใช้รูปเชื่อม E70XX, จากตารางที่ 6-6 หน่วยแรงเฉือนบนพื้นที่ประสิทธิผลของรอยเชื่อมพอก

$$F_v = 1,470 \text{ kg/cm}^2$$

เนื่องจากจุดเชื่อมต่อจะมีความยาวได้สูงสุด 20 cm ซึ่งทำให้รอยเชื่อมมีความยาวได้สูงสุดเท่ากับ $20 + 20 + 20 = 60 \text{ cm}$ ดังนั้นกำหนดให้รอยเชื่อมมีความยาว 60 cm และเนื่องจาก $P = 0.707 a L F_v$ ดังนั้น

$$a = \frac{P}{0.707 L F_v} = \frac{54,720}{0.707(60)1,470} = 0.88 \text{ cm}$$

จากตารางที่ 6-7 ขนาดรอยเชื่อม a ของรอยเชื่อมพอกต่ำสุดตามมาตรฐาน ว.ส.ท. พบว่า

$$a_{\min} = t / 2 = 19 / 2 = 9.5 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 16 \text{ mm}$$

ดังนั้น ใช้รอยเชื่อมพอกขนาด 10 mm ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 6-9b

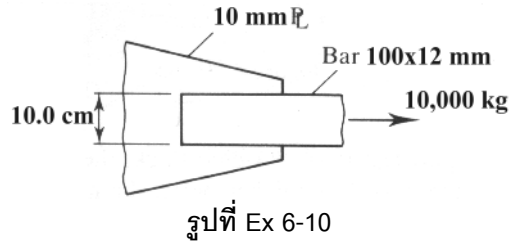
ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนของแผ่นประกบ

$$= 0.40 F_v t L = 0.40(2,400)[1.2 \times 60] = 69,120 \text{ kg} > 54,720 \text{ kg}$$

O.K.

ตัวอย่างที่ 6-10

แท่งเหล็กขนาดหน้าตัด $100 \times 12 \text{ mm}$ ตามมาตรฐาน มอก.55-2516 ถูกใช้เป็นองค์อาคารรับแรงดึงและเชื่อมต่อเข้ากับแผ่นประกบ (gusset plate) หนา 10 mm ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 6-10 จงออกแบบรอยเชื่อม เมื่อองค์อาคารรับแรงดึง $15,000 \text{ kg}$



เนื่องจากแผ่นประกบเป็นเหล็กตามมาตรฐาน มอก.55-2516 ดังนั้น ใช้รูปเชื่อม E60XX และเนื่องจากไม่มีการจำกัดความยาวของจุดเชื่อมต่อ ดังนั้น จะใช้รอยเชื่อมขนาดเล็กที่สุด

จากตารางที่ 6-7 ขนาดรอยเชื่อม a ของรอยเชื่อมพอกต่ำสุดตามมาตรฐาน ว.ส.ท. พบว่า

$$a = t_{\min} = 10 \text{ mm}$$

จากตารางที่ 6-6 หน่วยแรงเฉือนบนพื้นที่ประสิทธิผลของรอยเชื่อมพอก

$$F_v = 1,260 \text{ kg/cm}^2$$

กำลังรับแรงเฉือนพอกบนพื้นที่ประสิทธิผลที่มีความยาว 1 cm

$$0.707 \times \text{size} \times 1.0 \text{ cm} \times F_v = 0.707 (1.0) (1.0) (1,260) = 890.8 \text{ kg/cm}$$

กำลังรับแรงเฉือนของแผ่นประกบ

$$= 0.40 F_t t = 0.40 (2,400) 1.0 = 960 \text{ kg/cm} > 890.8 \text{ kg/cm}$$

O.K.

$$\text{ความยาวของรอยเชื่อมที่ต้องการ} = \frac{15,000}{890.8} = 16.8 \text{ cm}$$

จากตารางที่ 6-9 ค่าต่ำสุดของความยาวของรอยเชื่อมพอกมาตรฐานของ ว.ส.ท.

$$L \geq 10a = 10(1.0) = 10 \text{ cm} \text{ หรือ } 4.0 \text{ cm}$$

ASD Specification กำหนดให้การอ้อมมุม (End Returns) ต้องมีความยาวอย่างน้อยที่สุด

$$2a = 2(1.0) = 2.0 \text{ cm}$$

และสำหรับจุดเชื่อมต่อในลักษณะนี้ ความยาวของรอยเชื่อมด้านข้างต้องยาวเท่ากับความกว้างขององค์อาคารรับแรงดึง ดังนั้น ใช้รูปเชื่อม E60XX เชื่อมทางด้านข้าง 8 cm และอ้อมมุม 2 cm ทั้งสองข้างขององค์อาคารรับแรงดึง ซึ่งเราจะได้ความยาวของรอยเชื่อมทั้งหมดเท่ากับ 20 cm มากกว่าความยาวของรอยเชื่อมที่ต้องการ

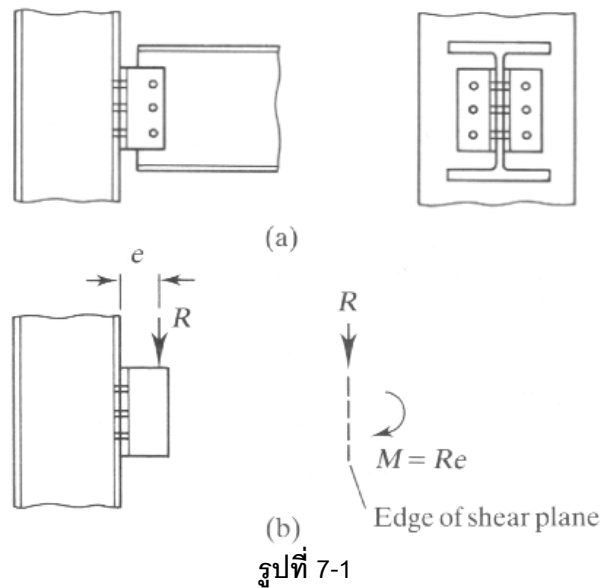
บทที่ 7

จุดเชื่อมต่อรับแรงเยื้องศูนย์กลาง

7-1 บทนำ

จุดเชื่อมต่อที่ถูกกระทำโดยแรงเยื้องศูนย์กลาง (eccentric connections) เป็นจุดเชื่อมต่อที่แรงกระทำไม่ได้กระทำผ่านจุดศูนย์กลางถ่วง (center of gravity) ของสลักเกลียวหรือรอยเชื่อม ถ้าจุดเชื่อมต่อมีความสมมาตรแล้ว จุดศูนย์กลางถ่วงของพื้นที่รับแรงเฉือนของสลักเกลียวหรือรอยเชื่อมจะถูกใช้เป็นจุดอ้างอิง และระยะทางตั้งฉากจากแนวแรงถึงจุดศูนย์กลางถ่วงดังกล่าวจะเรียกว่า ระยะเยื้องศูนย์กลาง (eccentricity)

พิจารณาดูจุดเชื่อมต่อของคานเข้ากับเสา ดังที่แสดงในรูปที่ 7-1a จุดเชื่อมต่อนี้เป็นจุดเชื่อมต่อที่ถูกกระทำโดยแรงเยื้องศูนย์กลางแบบใช้สลักเกลียว



จากรูปที่ 7-1b เราจะเห็นได้ว่า แรงปฏิกิริยา R ของคานจะกระทำเยื้องศูนย์กลางเป็นระยะ e จากจุดศูนย์กลางถ่วงของสลักเกลียว ดังนั้น จุดเชื่อมต่อนี้จะถูกกระทำโดยแรงเฉือน R และโมเมนต์ดัด $M = Re$ ร่วมกัน โดยที่สลักเกลียวที่อยู่ด้านบนของจุดเชื่อมต่อจะถูกกระทำโดยแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกัน แต่สลักเกลียวที่อยู่ด้านล่างของจุดเชื่อมต่อจะถูกกระทำโดยแรงเฉือนเท่านั้น

ในกรณีที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง e มีค่าน้อยมากแล้ว เราอาจจะพิจารณาดูจุดเชื่อมต่อดังกล่าวเป็นจุดเชื่อมต่ออย่างง่าย (simple connection) ได้

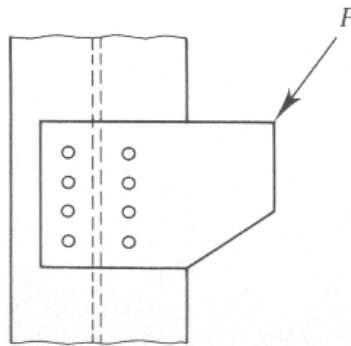
7-2 จุดเชื่อมต่อรับแรงเยื้องศูนย์กลางโดยใช้สลักเกลียวรับแรงเฉือน

พิจารณาดูจุดเชื่อมต่อของคานเข้ากับเสา ดังที่แสดงในรูปที่ 7-2 ซึ่งเป็นตัวอย่างของจุดเชื่อมต่อที่ถูกกระทำโดยแรงเฉือนเยื้องศูนย์กลาง (eccentric shear)

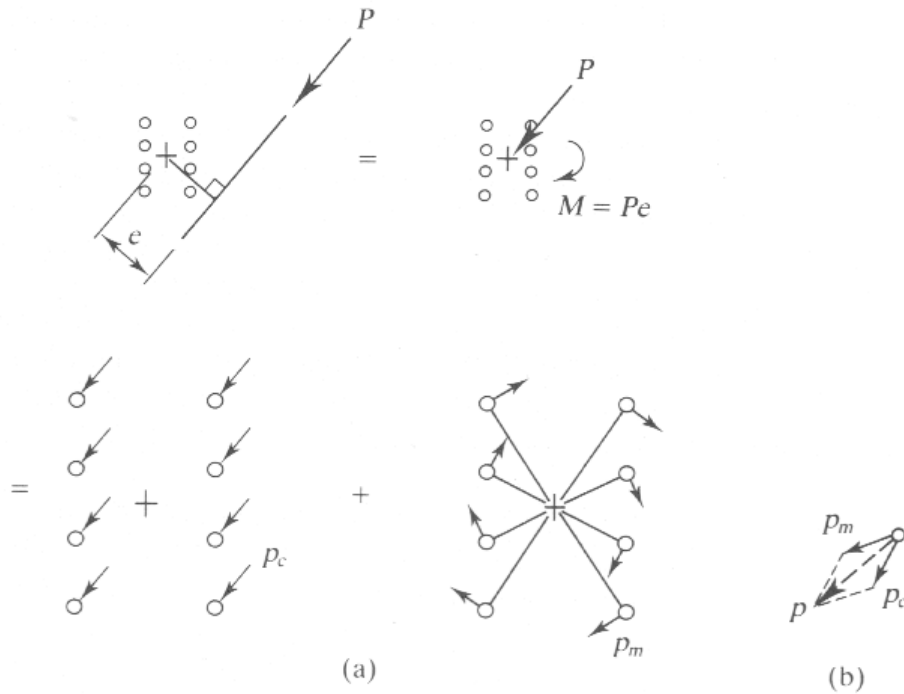
รูปที่ 7-3a แสดงรูเจาะของสลักเกลียวของจุดเชื่อมต่อในรูปที่ 7-2 ซึ่งถูกกระทำโดยแรง P ที่มีแนวแรงเยื้องศูนย์กลางจากจุดศูนย์กลางถ่วงของสลักเกลียว e เมื่อทำการย้ายแรง P มากระทำที่จุดศูนย์กลางถ่วงของสลักเกลียวแล้ว จุดศูนย์กลางถ่วงจะถูกกระทำด้วยโมเมนต์ $M = Pe$ กำหนดให้แรง P ทำให้เกิดแรง p_c และโมเมนต์ $M = Pe$ ทำให้เกิดแรง p_m บนสลักเกลียวแต่ละตัว ดังนั้น เราจะเขียนแผนภาพของแรง p_c และ p_m ที่กระทำต่อสลักเกลียวได้ดังที่แสดงในรูปที่ 7-3a โดยที่

$$p_c = \frac{P}{n}$$

และ n เป็นจำนวนของสลักเกลียว



รูปที่ 7-2



รูปที่ 7-3

แรง p_m ที่กระทำต่อสลักเกลียวเนื่องจากโมเมนต์ $M = Pe$ จะหาได้โดยการพิจารณานหน่วยแรงเฉือน f_v ที่เกิดขึ้นในสลักเกลียว เนื่องจากการบิดของโมเมนต์ ดังนั้น จาก torsion formula

$$f_v = \frac{Md}{J}$$

โดยที่ d เป็นระยะที่วัดจากจุดศูนย์กลางของสลักเกลียวถึงสลักเกลียวที่เราต้องการหาหน่วยแรงเฉือน

J เป็นผลรวมของ polar moment of inertia ของพื้นที่ของสลักเกลียว A และจาก parallel axis theorem

$$J = A \sum_{i=1}^n d_i^2$$

ดังนั้น เราจะได้ว่า

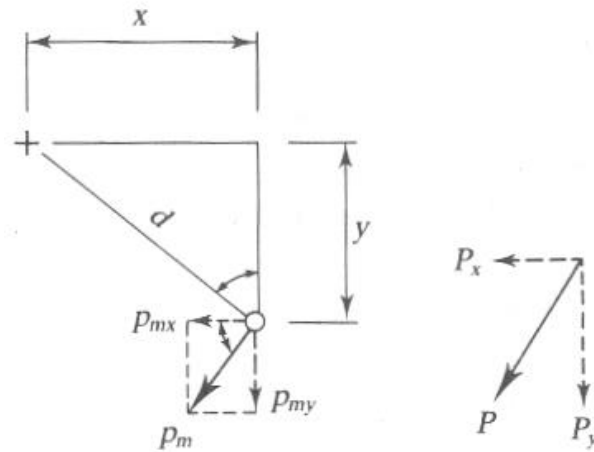
$$f_v = \frac{Md}{A \sum_{i=1}^n d_i^2}$$

และแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวแต่ละตัวจะหาได้จาก

$$p_m = A f_v = \frac{Md}{\sum_{i=1}^n d_i^2}$$

โดยการรวม vector ของแรง p_c และ p_m ที่กระทำต่อสลักเกลียวแต่ละตัว ดังตัวอย่างที่แสดงในรูป 7-3b เราจะหาแรงเฉือนลัพท์สูงสุดที่กระทำต่อสลักเกลียวได้ อย่างไรก็ตาม วิธีการรวม vector ของแรงดังกล่าวค่อนข้างที่จะยุ่งยากและเสียเวลามาก

วิธีการหนึ่งที่ค่อนข้างสะดวกในการหาแรงเฉือนลัพท์สูงสุดที่กระทำต่อสลักเกลียวคือ ทำการแตกแรง p_c และ p_m ที่กระทำต่อสลักเกลียวแต่ละตัวไปยังแกน x และแกน y ดังตัวอย่างที่แสดงในรูป 7-4 จากนั้น ทำการรวมแรงลัพท์ที่กระทำต่อสลักเกลียวแต่ละตัว และหาแรงเฉือนลัพท์สูงสุดเพื่อนำไปออกแบบ



รูปที่ 7-4

องค์ประกอบของแรง P ในแนวแกน x และแนวแกน y จะหาได้จากสมการ

$$p_{cx} = \frac{P_x}{n} \quad \text{และ} \quad p_{cy} = \frac{P_y}{n}$$

เมื่อกำหนดให้จุดเริ่มต้นของแกนอ้างอิงอยู่ที่จุดศูนย์กลางของสลักเกลียวแล้ว เราจะได้ว่า

$$\sum d^2 = \sum (x^2 + y^2)$$

และองค์ประกอบในแนวแกน x ของแรง p_m จะหาได้จาก

$$p_{mx} = \frac{y}{d} p_m = \frac{y}{d} \frac{Md}{\sum d^2} = \frac{y}{d} \frac{Md}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{My}{\sum (x^2 + y^2)}$$

ในทำนองเดียวกัน องค์ประกอบในแนวแกน y ของแรง p_m จะหาได้จาก

$$p_{my} = \frac{Mx}{\sum (x^2 + y^2)}$$

และแรงลัพท์ที่กระทำกับสลักเกลียวแต่ละตัวจะหาได้จากสมการ

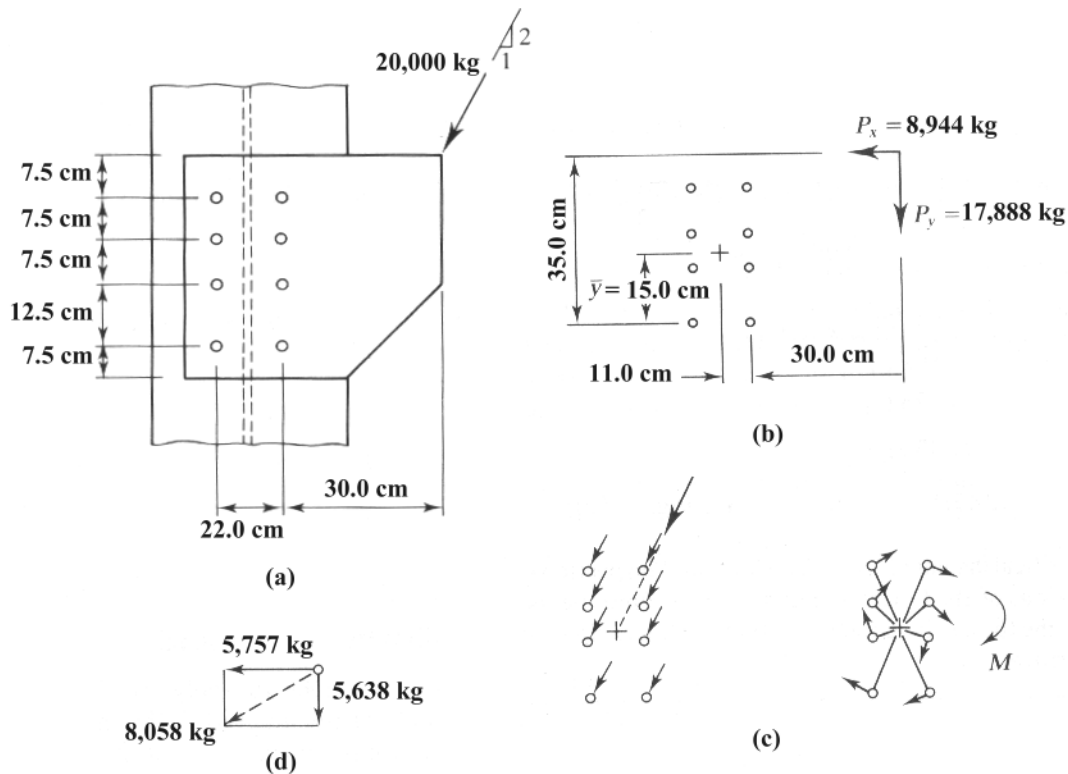
โดยที่

$$\sum p_x = p_{cx} + p_{mx}$$
$$\sum p_y = p_{cy} + p_{my}$$

$$p = \sqrt{\left(\sum p_x\right)^2 + \left(\sum p_y\right)^2}$$

ตัวอย่างที่ 7-1

จงคำนวณหาแรงวิกฤติที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวของหูช้าง (bracket) ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 7-1a



รูปที่ Ex 7-1

จุด centroid ของกลุ่มสลักเกลียวจะหาได้จากการกำหนดให้แกนอ้างอิงในแนวนอนผ่านแถวล่างสุดของสลักเกลียว จากนั้น โดยใช้หลักการของโมเมนต์

$$\bar{y} = \frac{2(12.5) + 2(20.0) + 2(27.5)}{n = 8} = 15.0 \text{ cm}$$

องค์ประกอบของแรงกระทำ

$$P_x = \frac{1}{\sqrt{5}} (20,000) = 8,944 \text{ kg} \leftarrow$$

$$P_y = \frac{2}{\sqrt{5}} (20,000) = 17,888 \text{ kg} \downarrow$$

จากรูปที่ Ex 7-1b โมเมนต์ของแรงกระทำรอบจุด centroid ของกลุ่มสลักเกลียวมีค่าเท่ากับ

$$M = 17,888(30 + 11) - 8,944(35 - 15) = 554,528 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

โดยการพิจารณารูปที่ Ex 7-1c เราจะพบว่า สลักเกลียวทางขวาตัวล่างสุดจะถูกกระทำโดยแรงลัพธ์สูงสุด

องค์ประกอบของแรงในสลักเกลียวแต่ละตัวเนื่องมาจากแรงกระทำเป็นจุดมีค่าเท่ากับ

$$P_{cx} = \frac{8,944}{8} = 1,118 \text{ kg} \leftarrow$$

$$P_y = \frac{17,888}{8} = 2,236 \text{ kg} \downarrow$$

เมื่อกำหนดให้จุดเริ่มต้นของแกนอ้างอิงอยู่ที่จุดศูนย์กลางของสลักเกลียวแล้ว เราจะได้ว่า

$$\begin{aligned}\sum d^2 &= \sum (x^2 + y^2) \\ &= 8(11^2) + 2[15^2 + 2.5^2 + 5^2 + 12.5^2] = 1,793 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

องค์ประกอบของแรงในสลักเกลียวแต่ละตัวเนื่องจากโมเมนต์บิดมีค่าเท่ากับ

$$p_{mx} = \frac{My}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{554,528(15)}{1,793} = 4,639.1 \text{ kg} \leftarrow$$

$$p_{my} = \frac{Mx}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{554,528(11)}{1,793} = 3,402.0 \text{ kg} \downarrow$$

$$\sum p_x = p_{cx} + p_{mx} = 1,118 + 4,639 = 5,757 \text{ kg} \leftarrow$$

$$\sum p_y = p_{cy} + p_{my} = 2,236 + 3,402 = 5,638 \text{ kg} \downarrow$$

และแรงลัพธ์ที่กระทำกับสลักเกลียวแต่ละตัวจะหาได้จากสมการ

$$p = \sqrt{(\sum p_x)^2 + (\sum p_y)^2} = \sqrt{5,757^2 + 5,638^2} = 8,058 \text{ kg}$$

ดังนั้น แรงวิกฤติที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวจะมีค่าเท่ากับ 8,058 kg โดยมีทิศทางดังที่แสดงในรูปที่ Ex 7-1c

7-3 จุดเชื่อมต่อรับแรงเยื้องศูนย์กลางโดยใช้สลักเกลียวรับแรงเฉือนและแรงดึงร่วมกัน

ตามที่ได้กล่าวไปแล้ว ในจุดเชื่อมต่อของคานเข้ากับเสา ดังที่แสดงในรูปที่ 7-5 นั้น แรงปฏิกิริยาของคาน P ที่มีระยะเยื้องศูนย์กลาง e จะทำให้เกิดแรงดึงและแรงเฉือนกระทำต่อจุดเชื่อมต่อ โดยที่สลักเกลียวแถวบนของจุดเชื่อมต่อจะถูกกระทำโดยแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน และสลักเกลียวแถวล่างของจุดเชื่อมต่อจะถูกกระทำโดยแรงเฉือนเท่านั้น

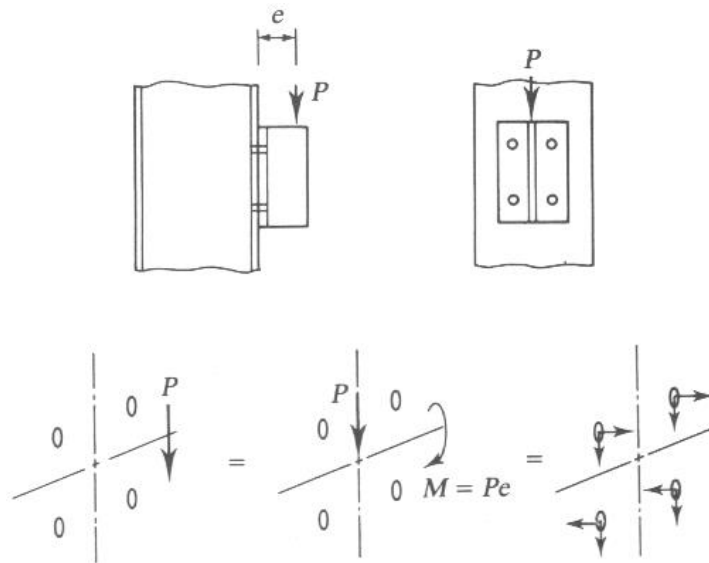
ในกรณีที่สลักเกลียวมีแรงดึงเริ่มแรกเนื่องจากการขัน เราจะสมมติให้แกนสะเทิน (neutral axis) ของสลักเกลียวทั้งหมดผ่านจุดศูนย์กลางถ่วงของสลักเกลียว ดังนั้น หน่วยแรงแรงดึง f_t ที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวแต่ละตัว เนื่องจากโมเมนต์ $M = Pe$ จะหาได้โดยใช้สมการ flexural formula

$$f_t = \frac{(Pe)y}{I}$$

โดยที่ y เป็นระยะที่วัดจากแกนสะเทินถึงสลักเกลียวที่พิจารณา

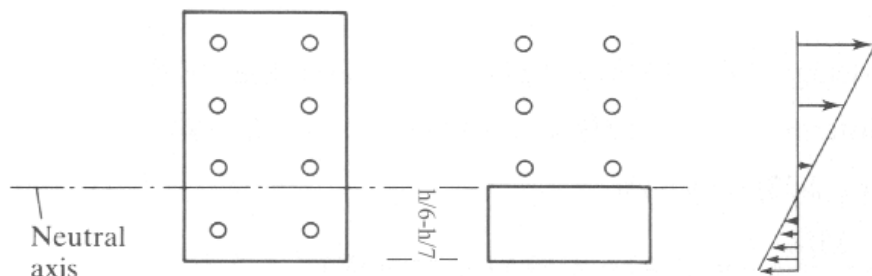
I เป็น moment of inertia ของพื้นที่ทั้งหมดของสลักเกลียวรอบแกนสะเทิน

และแรงดึงที่เกิดขึ้นจะมีค่าเท่ากับ $f_t A$ ซึ่งจะต้องมีค่าน้อยกว่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ F_t ดังที่แสดงในตารางที่ 6-5



รูปที่ 7-5

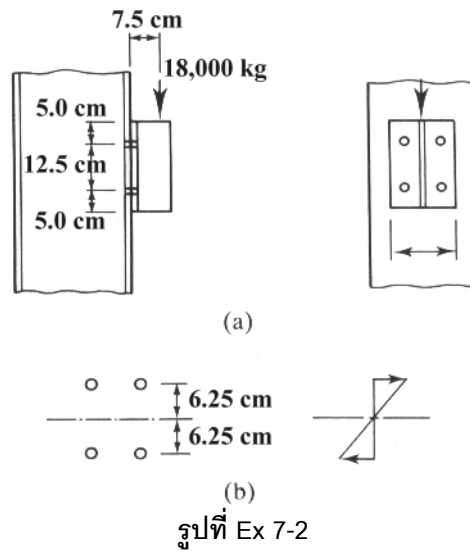
ในกรณีที่สลักเกลียวไม่มีแรงดึงเริ่มแรก แกนสะเทินของสลักเกลียวทั้งหมดจะอยู่ที่ระยะประมาณ $1/6$ ถึง $1/7$ ของความยาวของจุดเชื่อมต่อเมื่อวัดจากปลายล่างสุดของจุดเชื่อมต่อ และการกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะมีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ 7-6



รูปที่ 7-6

ตัวอย่างที่ 7-2

จงคำนวณหาแรงเฉือนและแรงดัดที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวของจุดเชื่อมต่อ ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 7-2



จากหลักการสมดุลของแรง จุดเชื่อมต่อจะถูกกระทำโดยแรงเฉือนขนาด 18,000 kg และแรงคู่ควบ (couple) ขนาด $18,000(7.5) = 135,000 \text{ kg-cm}$

แรงเฉือนที่สลักเกลียวแต่ละตัวรองรับ

$$V = \frac{18,000}{4} = 4,500 \text{ kg}$$

จากรูปที่ Ex 7-2b moment of inertia ของพื้นที่ของสลักเกลียวทั้งหมดรอบแกนสะเทิน (neutral axis)

$$I = 4[A(5^2)] = 100 A \text{ cm}^2$$

หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวแต่ละตัว

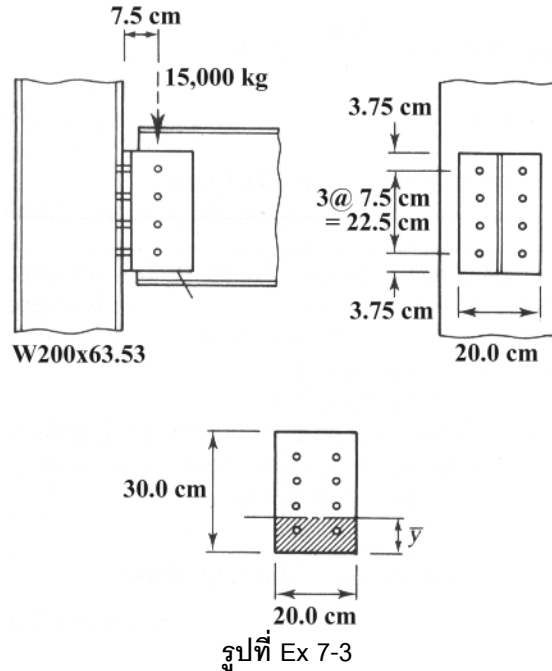
$$f_t = \frac{My}{I} = \frac{135,000(6.25)}{100A} = \frac{8,437.5}{A}$$

แรงดัดที่สลักเกลียวแต่ละตัวรองรับ

$$T = Af_t = A \frac{8,437.5}{A} = 8,437.5 \text{ kg}$$

ตัวอย่างที่ 7-3

จุดเชื่อมต่อของ beam-column ทำด้วยเหล็กหน้าตัด T (ได้จากการนำเหล็กหน้าตัด W200×83.69kg/m มาตัดที่ครึ่งหนึ่งของความลึก) ยึดด้วยสลักเกลียว A307 เส้นผ่าศูนย์กลาง 19 mm เข้ากับปีก (flange) ของเสา ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 7-3 กำหนดให้เหล็กเป็นเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ Fe 24 ตาม มอก.116-2529 จงตรวจสอบกำลังของจุดเชื่อมต่อ



หน่วยแรงเฉือน:

จากตารางที่ 6-3 หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของสลักเกลียว A307

$$F_v = 700 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{15,000/8}{2.835} = 661.4 \text{ kg/cm}^2 < F_v \quad \text{O.K.}$$

หน่วยแรงแบกทาน:

$$\text{ระยะห่างของสลักเกลียว: } 3d = 3(1.9) = 5.7 \text{ cm} < 7.5 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$$\text{ระยะขอบ: } 1.5d = 1.5(1.9) = 2.85 \text{ cm} < 3.75 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

ดังนั้น

$$F_p = 1.35F_y = 1.35(2,400) = 3,240 \text{ kg/cm}^2$$

เนื่องจากความหนาของปีกของเหล็กหน้าตัด T มากกว่าความหนาของปีกของเสา

$$f_p = \frac{15,000/8}{d_b t_{f, \text{column}}} = \frac{15,000/8}{(1.9)1.2} = 822.4 \text{ kg/cm}^2 < F_p \quad \text{O.K.}$$

หน่วยแรงดึง:

ถึงแม้ว่าเราจะไม่ทราบตำแหน่งที่ถูกต้องของแกนสะเทิน (neutral axis) ของรูเจาะ แต่โดยทั่วไปแล้ว แกนดังกล่าวจะอยู่สูงจากขอบด้านล่างของจุดเชื่อมต่อประมาณ 1/6 ถึง 1/7 เท่าของความสูงของจุดเชื่อมต่อ ดังที่แสดงในรูป ดังนั้น สมมติให้

$$\bar{y} = \frac{1}{6}(30) = 5 \text{ cm}$$

ตำแหน่งของแกนสะเทินนี้จะอยู่ระหว่างรูเจาะของสลักเกลียวแถวที่ 1 และแถวที่ 2 จากนั้น เราจะสามารถหาตำแหน่งที่ถูกต้องของแกนสะเทินได้โดยการนำผลรวมของโมเมนต์ของพื้นที่ของรูเจาะรอบแกนสะเทิน โดยไม่พิจารณารูเจาะที่อยู่ใต้แกนสะเทิน

$$8\bar{y} \frac{\bar{y}}{2} = 2A[(11.25 - \bar{y}) + (18.75 - \bar{y}) + (26.25 - \bar{y})]$$

$$4\bar{y}^2 = 112.5A - 6A\bar{y}$$

$$4\bar{y}^2 + 17.01\bar{y} - 318.94 = 0$$

$$\bar{y} = 7.05 \text{ cm}$$

เนื่องจากระยะ $\bar{y}$ อยู่ในช่วงของรูเจาะของสลักเกลียวแถวที่ 1 และแถวที่ 2 หรือ $3.75 \text{ cm} < \bar{y} < 11.25 \text{ cm}$ ดังนั้น ค่าที่ได้จึงถูกต้อง

$$I_x = I_x \text{ ของพื้นที่รับแรงกดอัด} + I_x \text{ ของพื้นที่สลักเกลียวที่อยู่ในรับแรงดึง}$$

$$I_x = \frac{1}{3}(20)(7.05^3) + 2(2.835)[4.2^2 + 11.7^2 + 19.2^2] = 5,302 \text{ cm}^4$$

หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวแถวบนสุด

$$M = Pe = 15,000(7.5) = 112,500 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$f_t = \frac{My}{I} = \frac{112,500(26.25 - 7.05)}{5,302} = 407.4 \text{ kg/cm}^2$$

จากตารางที่ 6-5 หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับสลักเกลียวเมื่อถูกกระทำโดยแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกันตาม ASD specification

$$F_t \leq 1,960 - 1.6 f_v \leq 1,400$$

$$F_t = 1,960 - 1.6(661.4) = 901.8 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

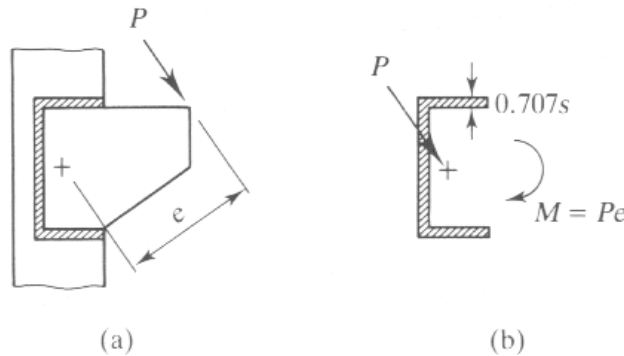
ซึ่งเราจะเห็นได้ว่า $f_t < F_t = 901.8 \text{ kg/cm}^2$ ดังนั้น จุดเชื่อมต่อมีกำลังที่เพียงพอในการต้านทานต่อแรงกระทำ

7-4 จุดเชื่อมต่อรับแรงเยื้องศูนย์โดยใช้การเชื่อมรับแรงเฉือน

การวิเคราะห์จุดเชื่อมต่อแบบใช้การเชื่อมไฟฟ้าที่ถูกกระทำโดยแรงเยื้องศูนย์มีลักษณะที่ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์จุดเชื่อมต่อแบบใช้สลักเกลียวที่ถูกกระทำโดยแรงเยื้องศูนย์ เมื่อเราแทนสลักเกลียวด้วยความยาวของรอยเชื่อมต่อ

Elastic Analysis

พิจารณาจุดเชื่อมต่อของหูช้างเข้ากับเสา ดังที่แสดงในรูปที่ 7-7a จุดเชื่อมต่อนี้ถูกกระทำโดยแรง P ซึ่งเยื้องศูนย์เป็นระยะ e จากจุดศูนย์กลางถ่วงของรอยเชื่อม และจะทำให้เกิดแรง P และโมเมนต์ $M = Pe$ กระทำกับจุดศูนย์กลางถ่วงของรอยเชื่อม ดังที่แสดงในรูปที่ 7-7b



รูปที่ 7-7

แรง P และโมเมนต์ $M = Pe$ จะทำให้เกิดการเฉือนต่อรอยเชื่อม โดยที่ทุก ๆ ส่วนของรอยเชื่อมจะถูกกระทำโดยแรงเฉือนที่เท่าเทียมกัน และค่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนระยะที่มีคอเชื่อม (throat) ยาวหนึ่งหน่วยจะหาได้จากสมการ

$$f_1 = \frac{P}{1(L)}$$

โดยที่ L เป็นความยาวทั้งหมดของรอยเชื่อม

เมื่อพิจารณาหน่วยแรงเฉือนเนื่องจากแรง P ในระบบแกนตั้งฉาก $x-y$ แล้ว เราจะได้ว่า

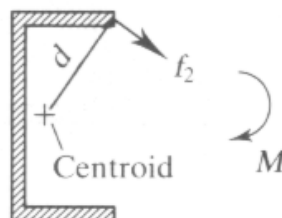
$$f_{1x} = \frac{P_x}{L} \quad \text{และ} \quad f_{1y} = \frac{P_y}{L}$$

โดยที่ P_x และ P_y เป็นองค์ประกอบของแรง P ในแนวแกน x และแกน y

แรงเฉือนบนรอยเชื่อมที่เกิดจากโมเมนต์ $M = Pe$ จะขึ้นอยู่กับระยะ d จากรอยเชื่อมถึงจุดศูนย์กลางถ่วงของรอยเชื่อม ดังที่แสดงในรูปที่ 7-8 ดังนั้น จาก torsion formula

$$f_2 = \frac{Md}{J}$$

โดยที่ J เป็น polar moment of inertia ของพื้นที่ทั้งหมดของรอยเชื่อมรอบจุดศูนย์กลางถ่วงของรอยเชื่อม



รูปที่ 7-8

เมื่อพิจารณาหน่วยแรงเฉือนเนื่องจากโมเมนต์ $M = Pe$ ในระบบแกนตั้งฉาก $x-y$ แล้ว เราจะได้ว่า

$$f_{2x} = \frac{My}{J} \quad \text{และ} \quad f_{2y} = \frac{Mx}{J}$$

และ

$$J = \int_A r^2 dA = \int_A (x^2 + y^2) dA = I_x + I_y$$

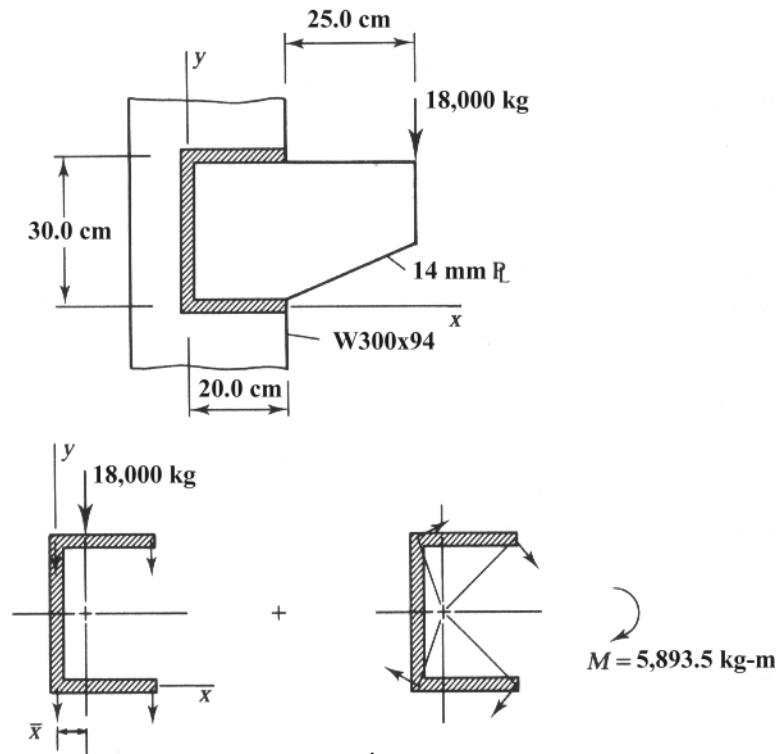
โดยที่ I_x และ I_y เป็น moment of inertia ของพื้นที่ทั้งหมดของรอยเชื่อมรอบแกน x และแกน y ตามลำดับ

เมื่อทำการรวมองค์ประกอบของหน่วยแรงเฉือนทั้งสองกรณีในแนวแกน x หรือ $\sum f_x$ และแนวแกน y หรือ $\sum f_y$ แล้ว หน่วยแรงเฉือนลัพธ์จะหาได้จากสมการ

$$f_v = \sqrt{(\sum f_x)^2 + (\sum f_y)^2}$$

ตัวอย่างที่ 7-4

จงออกแบบรอยเชื่อมที่ใช้ในการยึดเท้าแขน (bracket) เข้ากับเสา ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 7-4 กำหนดให้เหล็กที่ใช้เป็นเหล็ก Fe24 ตามมาตรฐาน มอก.116-2529



รูปที่ Ex 7-4

แรงเยื้องศูนย์กลางจะถูกเปลี่ยนเป็นวงกระทำเป็นจุดและโมเมนต์ดัดได้ดังที่แสดงในรูป
หน่วยแรงเฉือนต่อความกว้าง 1cm ของรอยเชื่อม

$$f_{1y} = \frac{18,000}{20 + 30 + 20} = \frac{18,000}{70} = 257.1 \text{ kg/cm}$$

จุด centroid ของรอยเชื่อม

$$\bar{y} = 30.0 / 2 = 15.0 \text{ cm}$$

$$\bar{x}(70) = 20(10)2$$

$$\bar{x} = 5.71 \text{ cm}$$

ระยะเยื้องศูนย์กลาง

$$e = 25 + 20 - 5.71 = 39.29 \text{ cm}$$

โมเมนต์บิด

$$M = Pe = 18,000(39.29) = 707,220 \text{ kg - cm}$$

ถ้าเราไม่พิจารณา moment of inertia ของรอยเชื่อมในแนวนอนรอบแกนที่ผ่าน centroid ของรอยเชื่อมดังกล่าวแล้ว
moment of inertia ของรอยเชื่อมทั้งหมดรอบแกนที่ผ่านจุด centroid ในแนวนอนมีค่าเท่ากับ

$$I_x = \frac{1}{12}(1)30^3 + 2(20 \times 1)15^2 = 11,250 \text{ cm}^4$$

และ moment of inertia ของรอยเชื่อมทั้งหมดรอบแกนที่ผ่านจุด centroid ในแนวตั้งมีค่าเท่ากับ

$$I_y = 2 \left[\frac{1}{12} (1) 20^3 + (20 \times 1) (10 - 5.71)^2 \right] + (30 \times 1) 5.71^2 = 3,047.6 \text{ cm}^4$$

และ polar moment of inertia ของรอยเชื่อมทั้งหมดมีค่าเท่ากับ

$$J = I_x + I_y = 11,250 + 3,047.6 = 14,297.6 \text{ cm}^4$$

รูปที่ Ex 7-4 แสดงทิศทางขององค์ประกอบของหน่วยแรงที่หัวมุมต่าง ๆ ของรอยเชื่อม จากการตรวจสอบ เราจะเห็นว่า มุมทางด้านขวาบนสุดหรือมุมทางด้านขวาล่างสุดจะเป็นจุดที่วิกฤติที่สุดในรอยเชื่อม พิจารณามุมทางด้านขวาล่างสุดของรอยเชื่อม

$$f_{2x} = \frac{My}{J} = \frac{707,220 (15.0)}{14,297.6} = 742.0 \text{ kg/cm}$$

$$f_{2y} = \frac{Mx}{J} = \frac{707,220 (20.0 - 5.71)}{14,297.6} = 706.8 \text{ kg/cm}$$

$$f_v = \sqrt{(742.0)^2 + (257.1 + 706.8)^2} = 1,216.4 \text{ kg/cm}$$

ตรวจสอบหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้เกิดขึ้นบนปีกของเสา

$$\text{หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้} = 0.4F_y (t \times 1.0) = 0.4(2,400)(1.5) = 1,440 \text{ kg/cm} > f_v$$

ดังนั้น ใช้ $f_v = 1,216.4 \text{ kg/cm}$ ซึ่งเป็นค่าแรงเฉือนต่อหนึ่งหน่วยความยาวของรอยเชื่อม (size) ที่มีความยาวของคอเชื่อม (throat) หนึ่งหน่วย เนื่องจากความกว้างของคอเชื่อม (size) มีค่าเป็น 0.707 เท่าของความกว้างของรอยเชื่อม (a) ดังนั้น ค่าแรงเฉือนต่อหนึ่งหน่วยความยาวของรอยเชื่อมที่มีที่มีความกว้างของรอยเชื่อมหนึ่งหน่วยมีค่าเท่ากับ

$$\begin{aligned} & \frac{1,216.4}{0.707a} \\ F_v &= \frac{1,216.4}{0.707a} \\ a &= \frac{1,216.4}{0.707F_v} \end{aligned}$$

โดยใช้รูปเชื่อม E70XX จากตารางที่ 6-6 หน่วยแรงเฉือนบนพื้นที่ประสิทธิผลของรอยเชื่อมพอก

$$F_v = 0.3F_u = 0.3(70 \text{ ksi}) = 1,470 \text{ kg/cm}^2$$

ดังนั้น ความกว้างของรอยเชื่อมที่ต้องการมีค่าเท่ากับ

$$a = \frac{1,216.4}{0.707(1,470)} = 1.17 \text{ cm}$$

จากตารางที่ 6-7 ขนาดรอยเชื่อม a ของรอยเชื่อมพอกต่ำสุดตามมาตรฐาน ว.ส.ท. พบว่า

$$a_{\min} = t / 2 = 14 / 2 = 7.0 \text{ mm}$$

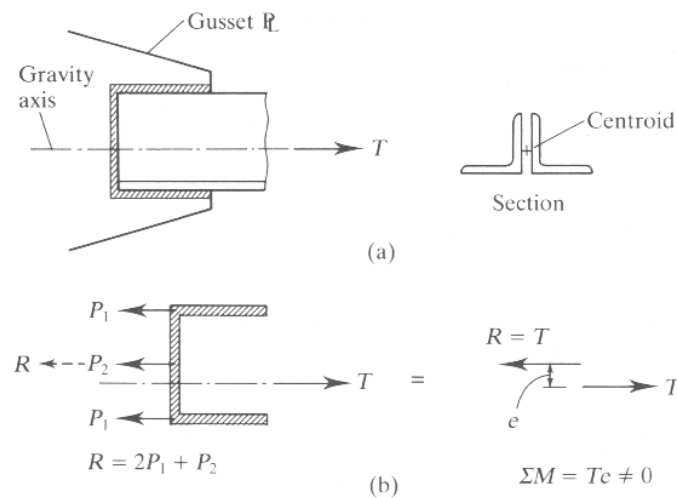
$$a_{\max} = 16 \text{ mm}$$

ดังนั้น ใช้รอยเชื่อมพอกขนาด 12 mm โดยใช้รูปเชื่อม E70XX

Special Provision for Axially Loaded Members

เมื่อองค์อาคารของโครงสร้าง ที่มีหน้าตัดที่สมมาตร ถูกกระทำโดยแรงในแนวแกนแล้ว หน่วยแรงในแนวแกนที่เกิดขึ้น จะมีการกระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดหน้าตัดขององค์อาคารของโครงสร้าง และเมื่อการจัดเรียงสลักเกลียวหรือรอยเชื่อมของ จุดเชื่อมต่อขององค์อาคารดังกล่าวมีความสมมาตรแล้ว แรงลัพธ์ของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่จุดเชื่อมต่อจะกระทำผ่านจุดศูนย์ถ่วง ของหน้าตัด จุดเชื่อมต่อดังกล่าวจะเป็นจุดเชื่อมต่ออย่างง่าย (simple connection)

แต่ในกรณีที่องค์อาคารของโครงสร้างมีหน้าตัดที่ไม่สมมาตร เช่น หน้าตัดของเหล็กฉากคู่ ดังที่แสดงในรูปที่ 7-9a เป็นต้น การจัดเรียงสลักเกลียวหรือรอยเชื่อมอย่างสมมาตรดังกล่าวจะทำให้เกิดแรงเยื้องศูนย์และโมเมนต์ T_e กระทำกับจุดเชื่อมต่อ ดังที่แสดงในรูปที่ 7-9b

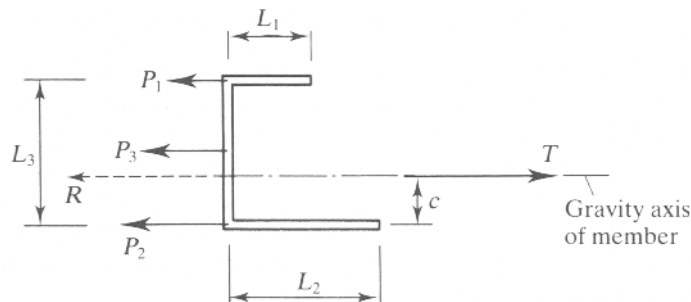


รูปที่ 7-9

ASD specification อนุญาตให้ไม่ต้องนำผลของโมเมนต์ดังกล่าวมาพิจารณาในกรณีที่ชิ้นส่วนของโครงสร้างดังกล่าว ถูกกระทำโดยแรงแบบสถิตย์ แต่ถ้าชิ้นส่วนของโครงสร้างถูกกระทำโดยแรงกระทำซ้ำไปมา (fatigue loads) หรือแรงแบบ สั่นสะเทือน (vibration loads) แล้ว เราจะต้องพิจารณาผลของโมเมนต์ดังกล่าวด้วย ซึ่งมักจะกระทำได้โดยการจัดเรียงสลัก เกลียวหรือรอยเชื่อมให้อยู่ในรูปแบบที่ไม่มีโมเมนต์ดังกล่าวเกิดขึ้นในจุดเชื่อมต่อ

พิจารณาจุดเชื่อมต่อ ดังที่แสดงในรูปที่ 7-10 เมื่อทำการรวมโมเมนต์ของแรงต่าง ๆ รอบรอยเชื่อมที่มีความยาว L_2 เราจะได้ว่า

$$M_{L_2} = Tc - P_3 \frac{L_3}{2} - P_1 L_3 = 0$$



รูปที่ 7-10

และเราจะหาค่าแรง P_1 ได้

$$P_1 = \frac{Tc}{L_3} - \frac{P_3}{2}$$

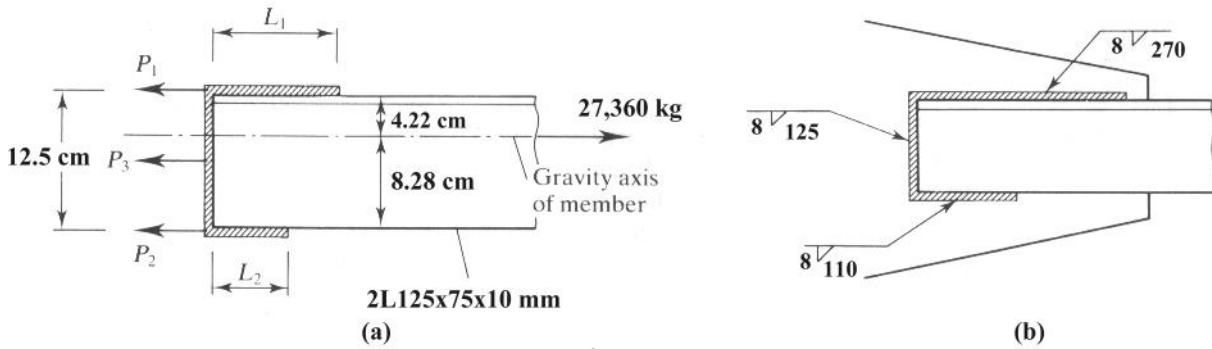
จากผลรวมของแรงในแนวนอน เราจะได้ว่า

$$\sum F_x = T - P_1 - P_2 - P_3 = 0$$

เมื่อแทนค่าแรง P_1 ลงในสมการนี้แล้ว เราจะหาค่าแรง P_2 ซึ่งเป็นแรงที่ใช้ต้านทานต่อโมเมนต์ที่กระทำอยู่บนรอยเชื่อมด้านล่างได้ สุดท้ายทำการออกแบบหาความยาว L_1 และ L_2 ของรอยเชื่อม

ตัวอย่างที่ 7-5

องค์อาคารรับแรงดึงเป็นเหล็กฉากแบบขาไม่เท่ากันคู่ 2L125×75×10 mm ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 7-5a เชื่อมต่อเข้ากับแผ่นประกบ (gusset plate) หนา 9 mm โดยใช้ขาด้านยาวหันหลังชนกัน ถ้าเหล็กเป็นเหล็ก Fe24 ตาม มอก.116-2529 จงออกแบบจุดเชื่อมต่อโดยไม่ให้เกิดการเยื้องศูนย์เกิดขึ้น



รูปที่ Ex 7-5

กำลังรับแรงดึงของเหล็กฉาก

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมให้บนหน้าตัดทั้งหมด} = 0.60(2,400) = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมให้บนหน้าตัดสุทธิ} = 0.50(4,100) = 2,050 \text{ kg/cm}^2$$

เนื่องจากพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดเท่ากับพื้นที่หน้าตัดสุทธิ ดังนั้น กำลังรับแรงดึงของเหล็กฉากหนึ่งข้างมีค่าเท่ากับ

$$T = F_t A_g = 1,440(19) = 27,360 \text{ kg}$$

จากตารางที่ 6-7 ขนาดรอยเชื่อม a ของรอยเชื่อมพอกต่ำสุดตามมาตรฐาน ว.ส.ท. เราจะได้ว่า $4 \leq a < t_{\min}$ หรือ $\geq 1.3\sqrt{t_{\max}}$ ดังนั้น

$$4 \leq a < 9 \text{ mm}$$

$$a \geq 1.3\sqrt{1} = 1.3 \text{ mm}$$

ลองใช้รอยเชื่อมพอกขนาด 8 mm เนื่องจากเป็นขนาดที่ประหยัดและรูปเชื่อม E70XX

$$\text{กำลังรับแรงเฉือนของรอยเชื่อมต่อ 1 cm} = 0.707aF_v = 0.707(0.8)(1,470) = 831.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{กำลังรับแรงเฉือนของแผ่นประกบ 1 cm} = 0.40F_y t = 0.40(2400)(0.9) = 864 \text{ kg/cm}^2$$

ดังนั้น กำลังรับแรงเฉือนของรอยเชื่อมต่อควมคุม

จากรูป กำลังของรอยเชื่อมที่ปลายขององค์อาคารรับแรงดึง

$$P_3 = 831.4(12.5) = 10,392.5 \text{ kg}$$

$$\sum M_{L_2} = 27,360(8.28) - 10,392.5(12.5/2) - P_1(12.5) = 0$$

$$P_1 = 12,927 \text{ kg}$$

$$\sum F = 27,360 - 12,927 - 10,392.5 - P_2 = 0$$

$$P_2 = 4,040.5 \text{ kg}$$

ความยาวของรอยเชื่อม

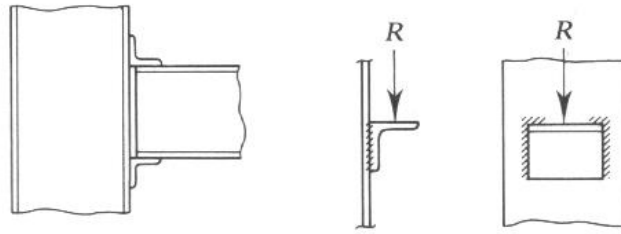
$$L_1 = \frac{12,927}{831.4} = 15.6 \text{ cm} \quad \text{ใช้ } L_1 = 16.0 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{4,040.5}{831.4} = 4.9 \text{ cm} \quad \text{ใช้ } L_2 = 5.0 \text{ cm}$$

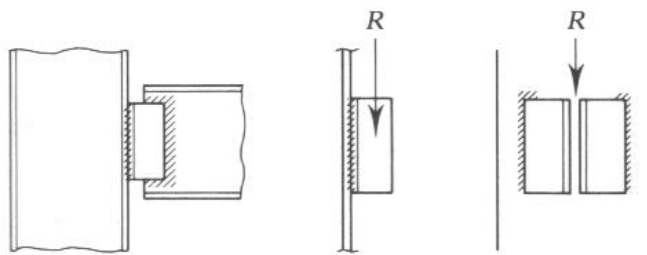
รูปที่ Ex 7-5b แสดงรายละเอียดของจุดเชื่อมต่อ

7-5 จุดเชื่อมต่อรับแรงเยื้องศูนย์กลางโดยใช้การเชื่อมรับแรงเฉือนและแรงดัดร่วมกัน

จุดเชื่อมต่อของคานเข้ากับเสา ดังที่แสดงในรูปที่ 7-11 จะถูกกระทำโดยแรงปฏิกิริยา R ซึ่งถ่ายมาจากพื้นลงสู่คาน และจะทำให้เกิดแรงเฉือนและแรงดัดกระทำต่อรอยเชื่อมต่อไป



(a) Seated beam connection



(b) Framed beam connection

รูปที่ 7-11

รูปที่ 7-12 แสดงรอยเชื่อมซึ่งถูกกระทำโดยแรง P ซึ่งเยื้องศูนย์กลางออกจากจุดศูนย์กลางของรอยเชื่อมเป็นระยะ e แรง P จะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนบนรอยเชื่อมเท่ากับ

$$f_v = \frac{P}{A}$$

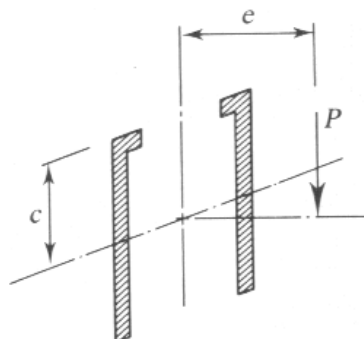
และโมเมนต์ $M = Pe$ จะทำให้เกิดหน่วยแรงดัดบนรอยเชื่อมเท่ากับ

$$f_t = \frac{Mc}{I}$$

โดยที่ A เป็นพื้นที่ทั้งหมดของคอเชื่อม (throats) ของรอยเชื่อม

I เป็น moment of inertia ของพื้นที่ทั้งหมดของคอเชื่อมรอบแกนสะเทิน

c เป็นระยะจากแกนสะเทินถึงจุดที่ไกลที่สุดของรอยเชื่อมในส่วนที่รับแรงดัด



รูปที่ 7-12

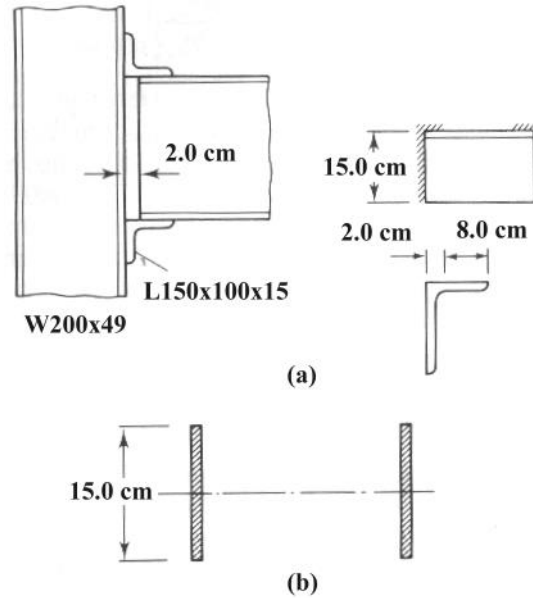
ดังนั้น ค่าหน่วยแรงลัพท์สูงสุดจะหาได้จากสมการ

$$f_r = \sqrt{f_v^2 + f_f^2}$$

ซึ่งจะต้องมีค่าน้อยกว่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ ดังที่แสดงในตารางที่ 6-5

ตัวอย่างที่ 7-6

เหล็กฉากแบบขาไม่เท่ากัน $L 150 \times 100 \times 15 \text{ mm}$ ดังที่แสดงในรูปที่ Ex 7-6a ถูกใช้ในการรองรับแรงปฏิกิริยา $7,000 \text{ kg}$ ที่ถ่ายมาจากคานลงสู่เสา โดยเหล็กฉากถูกเชื่อมขาด้านยาวเข้ากับเสา ถ้าเหล็กเป็นเหล็ก Fe 24 ตาม มอก.116-2529 จงออกแบบรอยเชื่อมโดยใช้รูปเชื่อม E70XX



รูปที่ Ex 7-6

ในที่นี้ เราจะใช้คอเชื่อม (throat) ขนาดหนึ่งหน่วยในการหาหน่วยแรง ถึงแม้ว่าจุดเชื่อมต่อในลักษณะนี้ต้องใช้ end return แต่เพื่อความง่ายในการคำนวณและเป็นความปลอดภัยในการออกแบบ เราจะไม่ทำการพิจารณาหาความยาวของ end return แต่จะเพิ่ม end return ความยาวต่ำสุดตาม ASD Specification ขนาด 2 เท่าของรอยเชื่อมเข้ากับรอยเชื่อมที่เราออกแบบมาได้

จากรูป เรากำหนดให้แรงปฏิกิริยาของคานกระทำที่กึ่งกลางความยาวที่คานวางบนเหล็กฉาก ดังนั้น ระยะเยื้องศูนย์กลางของแรงปฏิกิริยาจะมีค่าเท่ากับ

$$e = 2 + 8/2 = 5 \text{ cm}$$

ซึ่งทำให้เกิดโมเมนต์กระทำต่อรอยต่อเท่ากับ

$$M = Pe = 7,000(5) = 35,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

จากลักษณะของรอยเชื่อมดังที่แสดงในรูปที่ Ex 7-6b

$$I = 2 \left[\frac{1(15^3)}{12} \right] = 562.5 \text{ cm}^4/\text{cm}$$

$$c = 15/2 = 7.5 \text{ cm}$$

$$f_t = \frac{Mc}{I} = \frac{35,000(7.5)}{562.5} = 466.7 \text{ kg/cm}$$

$$f_v = \frac{P}{A} = \frac{7,000}{2(1)15} = 233.3 \text{ kg/cm}$$

$$f_r = \sqrt{f_t^2 + f_v^2} = \sqrt{466.7^2 + 233.3^2} = 521.8 \text{ kg/cm}$$

ขนาดของรอยเชื่อม

$$521.8 = 0.707 a F_v = 0.707 a (1,470)$$

$$a = 0.502 \text{ cm}$$

จากตารางที่ 6-7 ขนาดรอยเชื่อม a ของรอยเชื่อมพอกต่ำสุดตามมาตรฐาน ว.ส.ท. มีค่าเท่ากับ

$$a = t_{\min} = 1.0 \text{ cm}$$

ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กฉาก

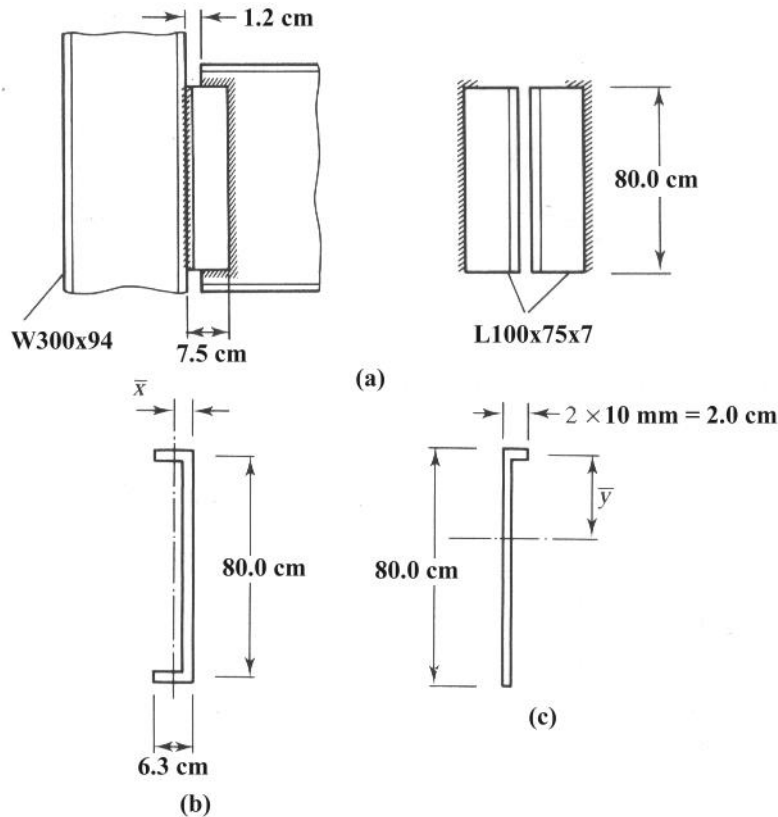
$$\text{กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กฉาก} = 0.40 F_y t = 0.40 (2,400) (1) = 960 \text{ kg/cm} > f_v$$

O.K.

ดังนั้น ใช้รอยเชื่อมพอกขนาด **1.0 cm** มี end return ยาว **2.0 cm** และรูปเชื่อม **E70XX**

ตัวอย่างที่ 7-7

กำหนดให้จุดเชื่อมต่อของคานเข้ากับเสามีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ Ex 7-7a เหล็กฉากแบบขาไม่เท่ากันมีหน้าตัด L100×75×7 mm เสามีหน้าตัด W300×94 kg/m ถ้าเหล็กเป็นเหล็ก Fe 24 ตาม มอก.116-2529 และรอยเชื่อมมีขนาด 7 mm เชื่อมโดยใช้รูปเชื่อม E70XX แล้ว จงหาแรงปฏิกิริยาสูงสุดที่ยอมให้กระทำต่อจุดเชื่อมต่อนี้



รูปที่ Ex 7-7

สมมติให้แรงปฏิกิริยาของคานกระทำผ่านจุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กฉาก ดังนั้น ระยะเยื้องศูนย์กลางของแรงจะมีค่าเท่ากับระยะจากจุดดังกล่าวถึงปีกของเสา

พิจารณาคอเชื่อม (throat) ขนาดหนึ่งหน่วยและรอยเชื่อมมีลักษณะดังที่แสดงในรูปที่ Ex 7-7b

$$\bar{x} = \frac{2(6.3)(6.3/2)}{80 + 2(6.3)} = 0.43 \text{ cm}$$

$$e = 7.5 - 0.43 = 7.07 \text{ cm}$$

โมเมนต์ที่เกิดขึ้นบนรอยเชื่อมบนปีกของเสา

$$M = eR = 7.07R \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

เมื่อ R เป็นแรงปฏิกิริยาของคาน

จากรูปที่ Ex 7-7c

$$\bar{y} = \frac{(80)(80/2)}{80 + 2} = 39.0 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1(80^3)}{12} + 80(40 - 39)^2 + 2(39^2) = 45,789 \text{ cm}^4$$

เนื่องจากรอยเชื่อมมีสองแนว $I = 2(45,789) = 91,578 \text{ cm}^4$

$$f_t = \frac{Mc}{I} = \frac{7.07 R(39)}{91,578} = 3.011(10^{-3}) R \text{ kg/cm}$$

$$f_v = \frac{R}{A} = \frac{R}{2(80 + 2)} = 6.098(10^{-3}) R \text{ kg/cm}$$

$$f_r = \sqrt{f_t^2 + f_v^2} = \sqrt{3.011(10^{-3})^2 R^2 + 6.098(10^{-3})^2 R^2} = 6.801(10^{-3}) R \text{ kg/cm}$$

หน่วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงปฏิกิริยาของคาน = กำลังของรอยเชื่อม

$$6.801(10^{-3}) R = 0.707 (0.70) 1,470$$

$$R = 106,970 \text{ kg}$$

แรงเฉือนที่ยอมให้ต่อหนึ่งหน่วยความยาวของเหล็กฉาก

$$0.4F_y t = 0.4(2,400)(0.7) = 672 \text{ kg/cm}$$

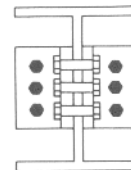
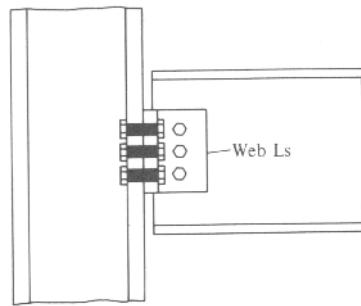
$$\text{แรงเฉือนที่เกิดจากแรงปฏิกิริยาของคาน} = \frac{106,970}{2(80 + 2)} = 652.3 \text{ kg/m} < 672 \text{ kg/m}$$

O.K.

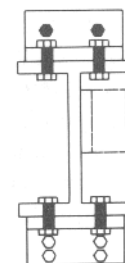
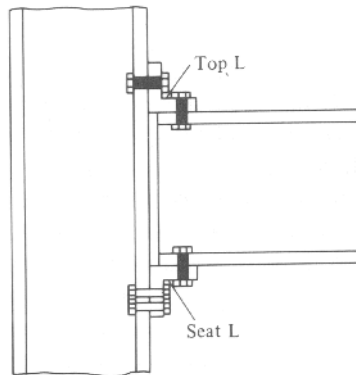
ดังนั้น แรงปฏิกิริยาสูงสุดที่ยอมให้กระทำต่อจุดเชื่อมต่อนี้มีค่าเท่ากับ 106,970 kg

7-6 จุดเชื่อมต่อรับโมเมนต์ (Moment-Resisting Connections)

จุดเชื่อมต่อของคานเข้ากับเสาหรือของคานเข้ากับคาน ดังที่แสดงในรูปที่ 7-13 มักจะถูกออกแบบให้เป็นจุดเชื่อมต่อที่ไม่มีความต้านทานต่อโมเมนต์ แต่ในทางปฏิบัติแล้ว จุดเชื่อมต่อแบบนี้จะยังคงมีความต้านทานต่อโมเมนต์อยู่บ้าง ในทำนองเดียวกัน จุดเชื่อมต่อที่ถูกออกแบบให้เป็นจุดเชื่อมต่อแบบยึดแน่น (fixed connection) ดังที่แสดงในรูปที่ 7-14 จะเป็นจุดเชื่อมต่อที่ไม่สามารถถ่ายโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในองค์อาคารไปยังองค์อาคารที่รองรับได้สมบูรณ์ 100%

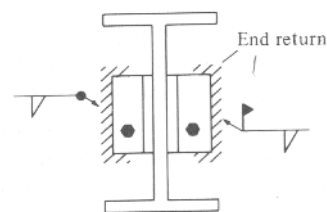
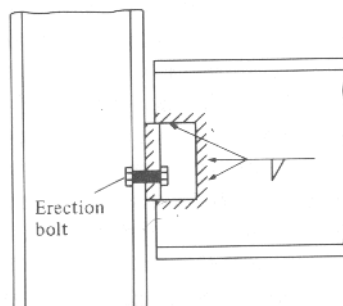


(a) Framed simple connection



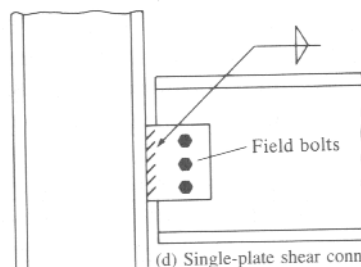
Alternate location of top L

(b) Seated simple connection



End return

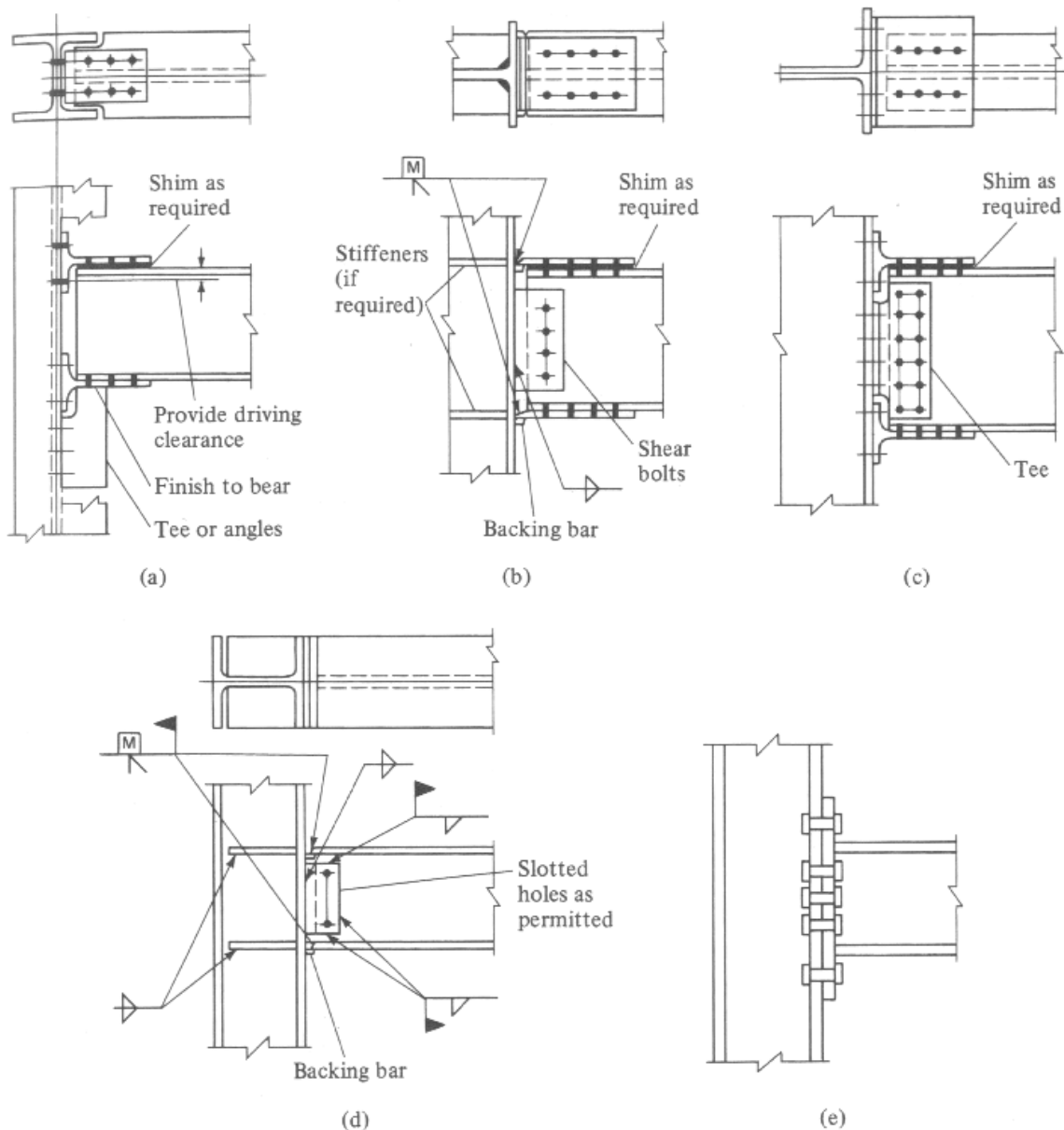
(c) Framed simple connection



Field bolts

(d) Single-plate shear connection

รูปที่ 7-13



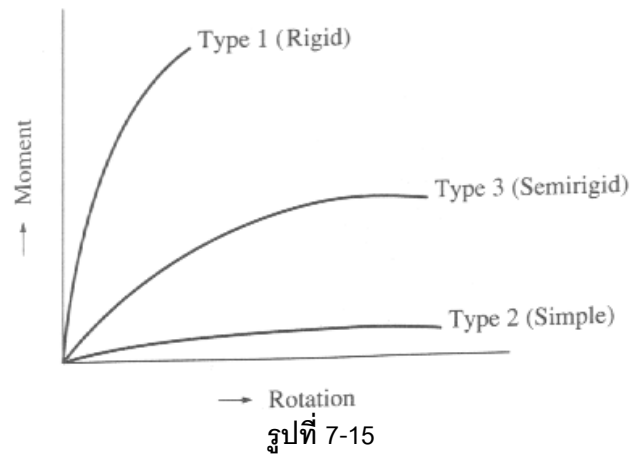
รูปที่ 7-14

ASD specification ได้แบ่งจุดเชื่อมต่อออกเป็น 3 แบบคือ Type 1 (rigid connection), Type 2 (simple connection), และ Type 3 (semirigid connection)

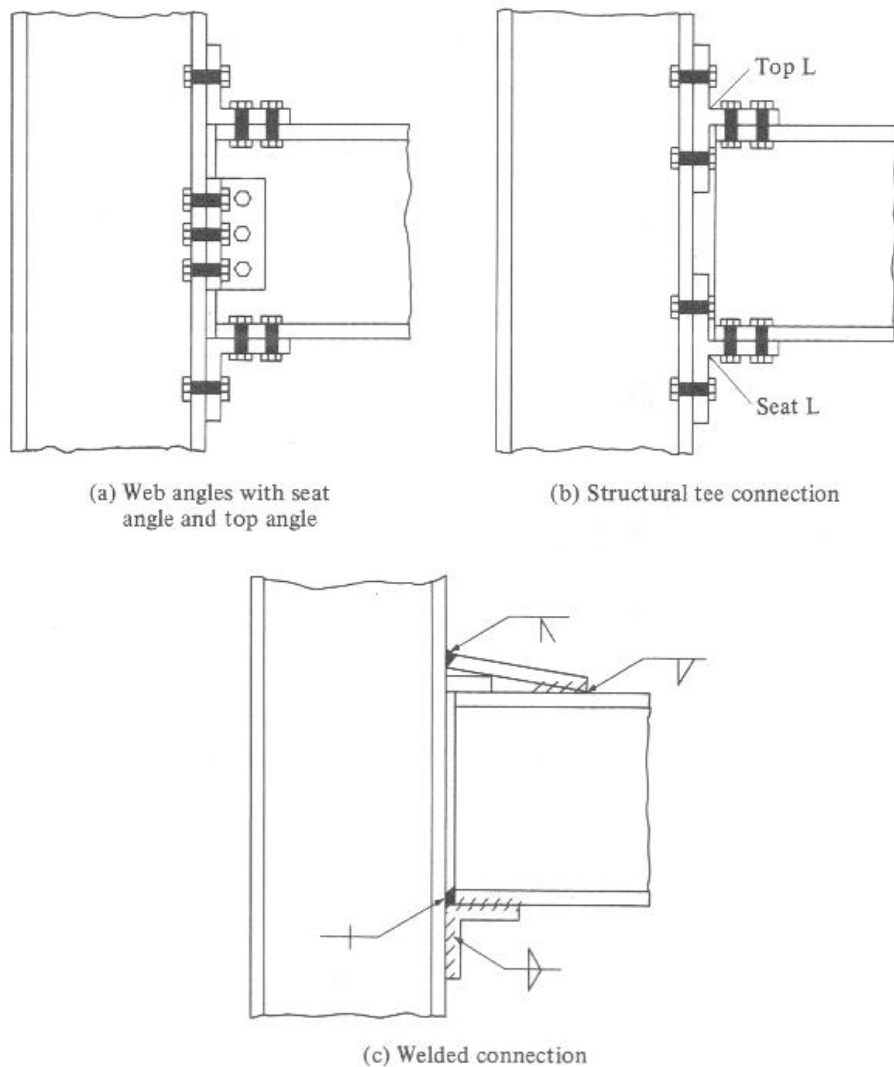
โดยคร่าว ๆ แล้ว จุดเชื่อมต่ออย่างง่าย (simple connection) จะมีความต้านทานต่อโมเมนต์ 0-20% จุดเชื่อมต่อแบบ semirigid จะมีความต้านทานต่อโมเมนต์ 20%-90% และจุดเชื่อมต่อแบบยึดแน่น (rigid connection) จะมีความต้านทานต่อโมเมนต์มากกว่า 90%

รูปที่ 7-15 แสดงความสัมพันธ์ของ โมเมนต์ และการหมุน (rotation) ที่เกิดขึ้นในจุดเชื่อมต่อชนิดต่าง ๆ

จุดเชื่อมต่ออย่างง่าย ดังที่แสดงในรูปที่ 7-13 เป็นจุดเชื่อมต่อที่ติดตั้งได้ง่าย ดังนั้น ปลายของคานจะสามารถหมุนได้ใกล้เคียงกับคานที่ถูกรองรับโดยหมุดและ roller ในการออกแบบ เราจะสมมุติให้ความต้านทานต่อโมเมนต์ที่จุดเชื่อมต่อนี้มีค่าเป็นศูนย์และจุดเชื่อมต่อนี้จะต้านทานต่อแรงเฉือนเท่านั้น

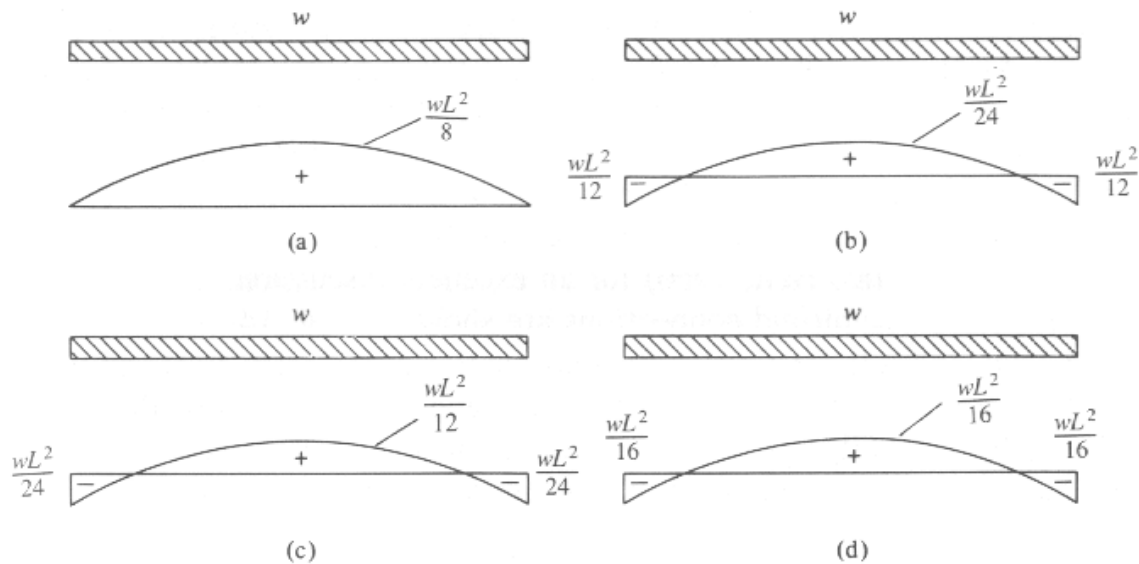


จุดเชื่อมต่อแบบ semirigid ดังที่แสดงในรูปที่ 7-16 เป็นจุดเชื่อมต่อที่มีต้านทานต่อการดัดเนื่องจากโมเมนต์ได้พอสมควร ซึ่งจะทำให้ค่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นในคานมีค่าน้อยกว่าให้ค่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นในคานที่ถูกรองรับโดยจุดเชื่อมต่ออย่างง่าย



รูปที่ 7-16

พิจารณารูปที่ 7-17 ซึ่งแสดง moment diagram ของคาน ซึ่งถูกกระทำโดยแรงกระจายแบบสม่ำเสมอ w กำหนดให้ คานมี span L และมีจุดเชื่อมต่อที่มีความสามารถในการต้านทานต่อโมเมนต์ต่าง ๆ กัน โดยที่รูปที่ 7-17a เป็น moment diagram ของคานที่มีจุดเชื่อมต่ออย่างง่าย ซึ่งมีค่าโมเมนต์สูงสุดเท่ากับ $wL^2/8$ และรูปที่ 7-17b เป็น moment diagram ของคานที่มีจุดเชื่อมต่อแบบยึดแน่น ซึ่งมีค่าโมเมนต์สูงสุดเท่ากับ $wL^2/12$ ถ้าคานดังกล่าวมีจุดเชื่อมต่อแบบ semirigid ดังที่แสดงในรูปที่ 7-17c และ 7-17d แล้ว ค่าโมเมนต์สูงสุดจะมีค่าเท่ากับ $wL^2/12$ และ $wL^2/16$ ตามลำดับ ซึ่งน้อยกว่าคานที่มีจุดเชื่อมต่ออย่างง่าย 50% และ 75% ตามลำดับ



รูปที่ 7-17

อย่างไรก็ตาม การวิเคราะห์และออกแบบจุดเชื่อมต่อแบบ semirigid มีความยุ่งยากมาก ดังนั้น จุดเชื่อมต่อจึงไม่ได้รับความนิยมมากนัก

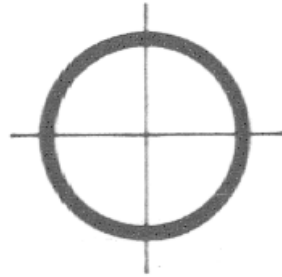
จุดเชื่อมต่อแบบยึดแน่น ดังที่แสดงในรูปที่ 7-14 เป็นจุดเชื่อมต่อที่มีความต้านทานต่อโมเมนต์ที่สูงมาก ซึ่งมักจะใช้ในอาคารสูงเพื่อต้านทานต่อการกระทำของลม เสาที่รองรับคานโดยใช้จุดเชื่อมต่อชนิดนี้จะต้องถูกเสริมด้วย stiffeners ที่ flanges และ web ของเสาเพื่อป้องกันการโก่งเดาะที่บริเวณดังกล่าว

หนังสืออ้างอิง

1. Segui, W.T., "Fundamentals of Structural Steel Design," 1st Ed., PWS-KENT, Boston, USA, 1989
2. McCormac, J.C., "Structural Steel Design," 4th Ed., Harper & Row, New York, NY, 1992
3. Gaylord, E.H., Jr, Gaylord, C.N., and Stallmeyer, J.E., "Steel Structures," 3rd Ed., McGraw-Hill, New York, NY, 1992
4. "Manual of Steel Construction: Allowable Stress Design," 9th Ed., American Institute of Steel Construction, 1989
5. รังสี นันทสาร, "การออกแบบโครงสร้างเหล็ก," คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น 2530
6. วิศาล เชาว์ชูเวช, ศ. อรุณ ชัยเสรี, ลิขิต ขาวเขียว, "มาตรฐานสำหรับอาคารเหล็กรูปพรรณ" คณะกรรมการวิชาการ วิศวกรรมโยธา, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย
7. "ตารางเหล็กสำหรับผู้รับเหมาก่อสร้างและวิศวกร" ที่ กรู๊ป ออฟ เอ็นจิเนียร์, กรุงเทพฯ, 2526
8. มอก. 55-2616 "มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม เหล็กเส้นแบนและสี่เหลี่ยมจัตุรัส" กระทรวงอุตสาหกรรม
9. มอก. 107-2517 "มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม เหล็กกลวงสำหรับงานก่อสร้าง" กระทรวงอุตสาหกรรม
10. มอก. 116-2529 "มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม เหล็กโครงสร้างรูปพรรณ" กระทรวงอุตสาหกรรม
11. "ศัพท์วิทยาการวิศวกรรมโยธา" คณะกรรมการวิชาการวิศวกรรมโยธา, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2540

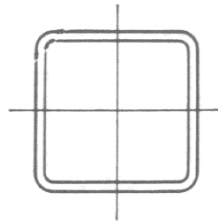
ภาคผนวกที่ 1
คุณสมบัติของน้ำดื่มหลักมาตรฐาน

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กวงกลม



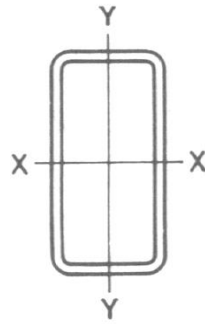
ชื่อขนาด	เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก (D) mm	ความหนา (t) mm	น้ำหนัก (w) kg/m	พื้นที่หน้าตัด ขวาง (A) cm ²	Moment of Inertia ($I_x = I_y$) cm ⁴	Section Modulus ($S_x = S_y$) cm ³	Radius of Gyration ($r_x = r_y$) cm
15	21.3	2.0	0.95	1.21	0.57	0.54	0.69
20	26.9	2.3	1.40	1.78	1.36	1.01	0.87
25	33.7	2.6	1.99	2.54	3.09	1.84	1.10
32	42.4	2.6	2.55	3.25	6.46	3.05	1.41
40	48.3	2.9	3.25	4.14	10.70	4.43	1.61
50	60.3	2.9	4.11	5.23	21.59	7.16	2.03
65	76.1	3.2	5.75	7.33	48.78	12.82	2.58
80	88.9	3.2	6.76	8.62	79.21	17.82	3.03
100	114.3	3.6	9.83	12.52	191.98	33.59	3.92
		4.5	12.19	15.52	234.32	41.00	3.89
125	139.7	4.0	13.39	17.05	392.86	56.24	4.80
		5.0	17.30	21.19	480.70	68.81	4.75
150	165.1	4.5	17.82	22.70	732.57	88.74	5.68
		6.0	25.05	30.00	950.68	115.16	5.45
175	193.7	5.0	23.27	29.64	1320.24	136.32	6.67
		6.0	27.77	35.38	1559.74	161.05	6.64
200	219.1	5.0	26.40	33.63	1928.04	176.00	7.57
		6.0	31.53	40.17	2281.96	208.30	7.54
225	244.5	6.0	35.29	44.96	3198.57	261.64	8.43
		8.0	46.66	59.44	4160.46	340.32	8.37

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กกล่องสี่เหลี่ยมจัตุรัส



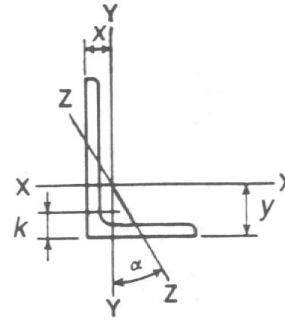
ชื่อขนาด	ความหนา (t) mm	น้ำหนัก (w) kg/m	พื้นที่หน้าตัด (A) cm ²	Moment of Inertia (I) cm ⁴	Section Modulus (S) cm ³	Radius of Gyration (r) cm
25×25	1.6	1.12	1.432	1.28	1.02	0.34
38×38	1.6	1.78	2.264	4.92	2.59	1.47
50×50	1.6	2.38	3.032	11.71	4.68	1.96
	2.3	3.34	4.252	15.86	6.34	1.93
60×60	1.6	2.88	3.672	20.68	6.89	2.37
	2.3	4.06	5.172	28.31	9.44	2.34
75×75	2.3	5.14	6.552	57.10	15.23	2.95
	3.2	7.01	8.927	75.53	20.14	2.91
90×90	2.3	6.23	7.932	100.79	22.40	3.56
	3.2	8.51	10.847	134.51	29.89	3.52
100×100	2.3	6.95	8.852	139.73	27.95	3.97
	3.2	9.52	12.127	187.28	37.46	3.93
125×125	3.2	12.03	15.327	375.64	60.10	4.95
	4.0	14.87	18.948	457.23	73.16	4.91
150×150	5.0	22.26	28.356	982.12	130.95	5.89
	6.0	26.40	33.633	1145.90	152.79	5.84
175×175	5.0	26.18	33.356	1590.86	181.81	6.91
	6.0	31.11	39.633	1864.02	213.03	6.86
200×200	6.0	36.82	45.633	2832.74	283.27	7.88
	8.0	46.94	59.793	3621.62	362.16	7.78
250×250	6.0	45.24	57.633	5671.99	453.76	9.92
	8.0	59.50	75.793	7315.63	585.25	9.82
300×300	6.0	54.66	69.633	9963.65	664.24	11.96
	8.0	72.06	91.793	12925.05	861.67	11.87

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กกล่องสี่เหลี่ยมผืนผ้า



ชื่อขนาด	ความหนา (t) mm	น้ำหนัก (w) kg/m	พื้นที่หน้าตัดขวาง (A) cm ²	Moment of Inertia (I) cm ⁴		Section Modulus (S) cm ³		Radius of Gyration (r) cm	
				I_x	I_y	S_x	S_y	r_x	r_y
50×25	1.6	1.75	2.232	7.02	2.37	2.81	0.95	1.77	1.03
	2.3	2.44	3.102	9.31	3.10	3.72	1.24	1.73	1.00
60×30	1.6	2.13	2.712	12.49	4.25	4.16	1.42	2.15	1.25
	2.3	2.98	3.792	16.82	5.65	5.61	1.88	2.11	1.22
75×45	2.3	4.06	5.172	38.86	17.61	10.36	4.69	2.74	1.84
	3.2	5.50	7.007	50.77	22.81	13.54	6.08	2.69	1.80
90×45	2.3	4.60	5.862	60.98	20.75	13.55	4.61	3.23	1.88
	3.2	6.25	7.967	80.24	27.01	17.83	6.00	3.17	1.84
100×50	2.3	5.14	6.552	84.83	28.95	16.97	5.79	3.60	2.10
	3.2	7.01	8.927	112.29	37.95	22.46	7.59	3.55	2.06
125×40	2.3	5.69	7.242	130.92	21.64	20.95	3.46	4.25	1.73
	3.2	7.76	9.887	173.84	28.19	27.81	4.51	4.19	1.69
125×75	3.2	9.52	12.127	256.93	116.80	41.11	18.69	4.60	3.10
	4.0	11.73	14.948	310.76	140.65	49.72	22.50	4.56	3.07
150×80	4.5	15.20	19.369	562.76	211.47	75.03	28.20	5.39	3.30
	6.0	19.81	25.233	710.20	264.42	94.69	35.26	5.31	3.24
150×100	4.5	16.62	21.169	658.06	351.96	87.74	46.93	5.58	4.08
	6.0	21.69	27.633	834.68	444.19	111.29	59.23	5.50	4.01
200×100	4.5	20.15	25.669	1331.44	454.64	133.14	45.46	7.20	4.21
	6.0	26.40	33.633	1703.30	576.91	170.33	57.69	7.12	4.14

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กฉากรูปตัว L แบบขาเท่ากันชนิดรีดร้อน

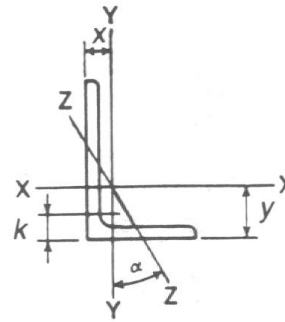


ชื่อขนาด	น้ำหนัก	ความหนา	รัศมีส่วนโค้ง		พื้นที่หน้าตัด	ระยะห่างจากศูนย์กลาง		Moment of Inertia			Section Modulus		Radius of Gyration		
		t	r_1	r_2	A	x	y	I_x	I_y	I_z	S_x	S_y	r_x	r_y	r_z
		mm	mm	mm	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm
120×120	14.7	8	12	5	18.76	3.24	3.24	258	258	106	29.5	29.5	3.71	3.71	2.38
	19.1	13	10	7	24.31	2.94	2.94	220	220	91.1	31.1	31.1	3.00	3.00	1.94
	14.9	10	10	7	19.00	2.82	2.82	175	175	72.0	24.4	24.4	3.04	3.04	1.95
100×100	10.7	7	10	5	13.62	2.71	2.71	129	129	53.2	17.7	17.7	3.08	3.08	1.98
	17.0	13	10	7	21.71	2.69	2.69	156	156	65.3	24.8	24.8	2.68	2.68	1.73
	13.3	10	10	7	17.00	2.57	2.57	125	125	51.7	19.5	19.5	2.71	2.71	1.74
90×90	9.59	7	10	5	12.22	2.46	2.46	93.0	93.0	28.3	14.2	14.2	2.76	2.76	1.77
	13.0	12	8.5	6	16.56	2.29	2.29	81.9	81.9	34.5	15.7	15.7	2.22	2.22	1.44
	9.96	9	8.5	6	12.69	2.17	2.17	64.4	64.4	26.7	12.1	12.1	2.25	2.25	1.45
75×75	6.85	6	8.5	4	8.727	2.06	2.06	46.1	46.1	19.0	8.47	8.47	2.30	2.30	1.48
	7.66	8	8.5	6	9.761	1.88	1.88	36.8	36.8	15.3	7.96	7.96	1.94	1.94	1.25
	5.91	6	8.5	4	7.527	1.81	1.81	29.4	29.4	12.2	6.26	6.26	1.98	1.98	1.27

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กจากรูปตัว L แบบขาเท่ากันชนิดรีดร้อน (ต่อ)

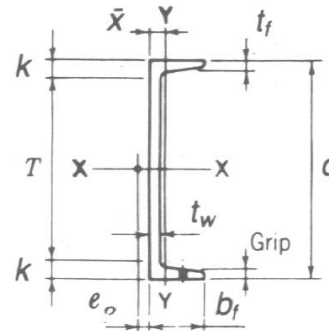
ชื่อขนาด	น้ำหนัก	ความหนา	รัศมีส่วนโค้ง		พื้นที่หน้าตัด	ระยะห่างจากศูนย์กลาง		Moment of Inertia			Section Modulus		Radius of Gyration		
		t	r_1	r_2	A	x	y	I_x	I_y	I_z	S_x	S_y	r_x	r_y	r_z
		mm	mm	mm	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm
50×50	4.43	6	6.5	4.5	5.644	1.44	1.44	12.6	12.6	5.23	3.55	3.55	1.50	1.50	0.963
	3.06	4	6.5	3	3.892	1.37	1.37	9.06	9.06	3.76	2.49	2.49	1.53	1.53	0.983
40×40	2.95	5	4.5	3	3.755	1.17	1.17	5.42	5.42	2.25	1.91	1.91	1.20	1.20	0.744
	1.83	3	4.5	2	2.336	1.09	1.09	3.53	3.53	1.46	1.21	1.21	1.23	1.23	0.790
30×30	1.36	3	4	2	1.727	0.844	0.844	1.42	1.42	0.590	0.661	0.661	0.908	0.908	0.585
25×25	1.12	3	4	2	1.427	0.719	0.719	0.797	0.797	0.332	0.448	0.448	0.747	0.747	0.483

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กจากรูปตัว L แบบขาไม่เท่ากันชนิดรีดร้อน



ชื่อขนาด	น้ำหนัก	$\tan \alpha$	ความหนา	รัศมีส่วนโค้ง		พื้นที่หน้าตัด	ระยะห่างจากศูนย์กลาง		Moment of Inertia			Section Modulus		Radius of Gyration		
			t	r_1	r_2	A	x	y	I_x	I_y	I_z	S_x	S_y	r_x	r_y	r_z
	kg/m		mm	mm	mm	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm
150×100	27.7	0.431	15	12	8.5	35.25	2.53	5.00	782	276	161	78.2	37.0	4.71	2.80	2.14
	22.4	0.435	12	12	8.5	28.56	2.41	4.88	642	228	132	63.4	30.1	4.74	2.83	2.15
	17.1	0.439	9	12	6	21.84	2.30	4.76	502	181	104	49.1	23.5	4.79	2.88	2.18
125×75	14.9	0.357	10	10	7	19.00	1.75	4.22	299	80.8	49.0	36.1	14.1	3.96	2.06	1.61
100×75	9.32	0.548	7	10	5	11.87	1.83	3.06	118	56.9	30.8	17.0	10.0	3.15	2.19	1.61
90×75	11.0	0.676	9	8.5	6	14.04	2.00	2.75	109	68.1	34.1	17.4	12.4	2.78	2.20	1.56

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กทรงน้ำชนิดรีดร้อน

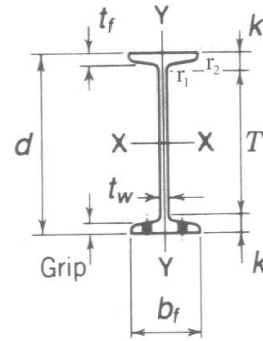


ชื่อขนาด	น้ำหนัก	ความหนา		รัศมีส่วนโค้ง		พื้นที่หน้าตัด	ระยะห่างจากศูนย์กลาง		Moment of Inertia		Section Modulus		Radius of Gyration	
		t_w	t_f	r_1	r_2	A	x	y	I_x	I_y	S_x	S_y	r_x	r_y
		mm	mm	mm	mm	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
380×100	67.3	13	20	24	12	85.71	2.54	0	17,600	655	926	87.8	14.3	2.76
	62.0	13	16.5	18	9	78.96	2.33	0	15,600	565	823	73.6	14.1	2.67
	54.5	10.5	16	18	9	69.39	2.41	0	14,500	535	763	70.5	14.5	2.78
300×90	48.6	12	16	19	9.5	61.9	2.28	0	7,870	379	525	56.4	11.3	2.48
	43.8	10	15.5	19	9.5	55.74	2.34	0	7,410	360	494	54.1	11.5	2.54
	38.1	9	13	14	7	48.57	2.22	0	6,440	309	429	45.7	11.5	2.52
250×90	40.2	11	14.5	17	8.5	51.17	2.40	0	4,680	329	374	49.9	9.56	2.54
	34.6	9	13	14	7	44.07	2.40	0	4,180	294	334	44.5	9.74	2.58
200×90	30.3	8	13.5	14	7	38.65	2.74	0	2,490	277	249	44.2	8.02	2.68
200×80	24.6	7.5	11	12	6	31.33	2.21	0	1,950	168	195	29.1	7.88	2.32
180×75	21.4	7	10.5	11	5.5	27.20	2.13	0	1,380	131	153	24.3	7.12	2.19

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กทรงน้ำชนิดรีดร้อน (ต่อ)

ชื่อขนาด	น้ำหนัก	ความหนา		รัศมี ส่วนโค้ง		พื้นที่หน้า ตัด	ระยะห่างจากศูนย์กลาง		Moment of Inertia		Section Modulus		Radius of Gyration	
		t_w	t_f	r_1	r_2	A	x	y	I_x	I_y	S_x	S_y	r_x	r_y
		mm	mm	mm	mm	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
150×75	24.0	9	12.5	15	7.5	30.59	2.31	0	1,050	147	140	28.3	5.86	2.19
	18.6	6.5	10	10	5	23.71	2.28	0	861	117	115	22.4	6.03	2.22
125×65	13.4	6	8	8	4	17.11	1.90	0	424	61.8	67.8	13.4	4.98	1.90
100×50	9.36	5	7.5	8	4	11.92	1.54	0	188	26.0	37.6	7.52	3.97	1.48
75×40	6.92	5	7	8	4	8.818	1.28	0	75.3	12.2	20.1	4.47	2.92	1.17

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กรูปตัว I ชนิดรีดร้อน

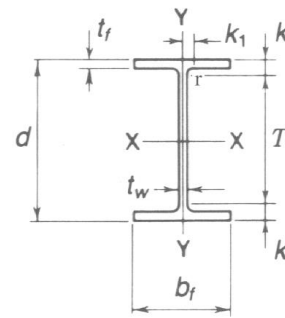


ชื่อขนาด $d \times b_f$	น้ำหนัก	ความหนา		รัศมี ส่วนโค้ง		พื้นที่หน้าตัด	Moment of Inertia		Section Modulus		Radius of Gyration	
		t_w	t_f	r_1	r_2	A	I_x	I_y	S_x	S_y	r_x	r_y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
600 × 190	176	16	35	38	19	224.5	130,000	3,540	4,330	373	24.1	3.97
	133	13	25	25	12.5	169.4	98,400	2,460	3,280	259	24.1	3.81
450 × 175	115	13	26	27	13.5	146.1	48,800	2,020	2,170	231	18.3	3.72
	91.7	11	20	19	9.5	116.8	39,200	1,510	1,740	173	18.3	3.60
400 × 150	95.8	12.5	25	27	13.5	122.1	31,700	1,240	1,580	165	16.1	3.18
	72.0	10	18	17	8.5	91.73	24,100	864	1,200	115	16.2	3.07
350 × 150	87.2	12	24	25	12.5	111.1	22,400	1,180	1,280	158	14.2	3.26
	58.5	9	15	13	6.5	74.58	15,200	702	870	93.5	14.3	3.07
300 × 150	97.88	11.5	22	23	11.5	14,700	14,700	1,080	978	143	12.2	3.09
	83.47	10	18.5	19	9.5	12,700	12,700	886	849	118	12.3	3.26
	61.58	8	13	12	6	9,480	9,480	588	632	78.4	12.4	3.32

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กรูปตัว I ชนิดรีดร้อน (ต่อ)

ชื่อขนาด	น้ำหนัก	ความหนา		รัศมี ส่วนโค้ง		พื้นที่หน้าตัด	Moment of Inertia		Section Modulus		Radius of Gyration	
		t_w	t_f	r_1	r_2	A	I_x	I_y	S_x	S_y	r_x	r_y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
250×125	55.5	10	19	21	10.5	70.73	7,310	538	858	86.0	10.2	2.76
	38.3	7.5	12.5	12	6	48.79	5,180	337	414	53.9	10.3	2.63
200×150	50.4	9	16	15	7.5	64.16	4,460	753	446	100	8.34	3.43
200×100	26.0	7	10	10	5	33.06	2,170	138	217	27.7	8.11	2.05

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กรูปตัว W ชนิดรีดร้อน



ชื่อขนาด	น้ำหนัก	d	b_f	ความหนา		รัศมี ส่วนโค้ง r	พื้นที่หน้าตัด A	Moment of Inertia		Section Modulus		Radius of Gyration	
				t_w	t_f			I_x	I_y	S_x	S_y	r_x	r_y
				mm	mm		cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
900×300	286	912	302	18	34	28	364.0	498,000	15,700	10,900	1,040	37.0	6.56
	243	900	300	16	28	28	309.8	411,000	12,600	9,140	843	36.4	6.39
	213	890	299	15	23	28	270.9	345,000	10,300	7,760	688	35.7	6.16
800×300	241	808	302	16	30	28	307.6	339,000	13,800	8,400	915	33.2	6.70
	210	800	300	14	26	28	267.4	292,000	11,700	7,290	782	33.0	6.62
	191	792	300	14	22	28	243.4	254,000	9,930	6,410	662	32.3	6.39
700×300	215	708	302	15	28	28	273.6	237,000	12,900	6,700	853	29.4	6.86
	185	700	300	13	24	28	235.5	201,000	10,800	5,760	722	29.3	6.78
	166	692	300	13	20	28	211.5	172,000	9,020	4,980	602	28.6	6.53
600×300	175	594	302	14	23	28	222.4	137,000	10,600	4,620	701	24.9	6.90
	151	588	300	12	20	28	192.5	118,000	9,020	4,020	601	24.8	6.85
	137	582	300	12	17	28	174.5	103,000	7,670	3,530	511	24.3	6.63

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กรูปตัว W ชนิดรีดร้อน (ต่อ)

ชื่อขนาด	น้ำหนัก	d	b_f	ความหนา		รัศมี ส่วนโค้ง	พื้นที่หน้าตัด	Moment of Inertia		Section Modulus		Radius of Gyration	
				t_w	t_f			I_x	I_y	S_x	S_y	r_x	r_y
				mm	mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
600×200	134	612	202	13	23	22	107.7	103,000	3,180	3,380	314	24.6	4.31
	120	606	201	12	20	22	152.5	90,400	2,720	2,980	271	24.3	4.22
	106	600	200	11	17	22	134.4	77,600	2,280	2,590	228	24.0	4.12
	94.6	596	199	10	15	22	120.5	68,700	1,980	2,310	199	23.9	4.05
500×300	128	488	300	11	18	26	163.5	71,000	8,110	2,910	7.04	2,910	541
	114	482	300	11	15	26	145.5	60,400	6,760	2,500	6.82	2,500	451
500×200	103	506	201	11	19	20	131.3	56,500	2,580	2,230	237	20.7	4.43
	89.6	500	200	10	16	20	114.2	47,800	2,140	1,910	214	20.5	4.33
	79.5	496	199	9	14	20	101.3	41,900	1,840	1,690	185	20.3	4.27
450×300	124	440	300	11	18	24	157.4	56,100	8,110	2,550	541	18.9	7.18
	106	434	299	10	15	24	135.0	46,800	6,690	2,160	448	18.6	7.04
450×200	76.0	450	200	9	14	18	96.76	33,500	1,870	1,490	187	18.6	4.40
	66.2	446	199	8	12	18	84.30	28,700	1,580	1,290	159	18.5	4.33
400×400	605	498	432	45	70	22	770.1	298,000	94,400	12,000	4,370	19.7	11.1
	415	458	417	30	50	22	528.6	187,000	60,500	8,170	2,900	18.8	10.7
	283	428	407	20	35	22	360.7	119,000	39,400	5,570	1,930	18.2	10.4
	232	414	405	18	28	22	295.4	92,800	31,000	4,480	1,530	17.7	10.2

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กรูปตัว W ชนิดรีดร้อน (ต่อ)

ชื่อขนาด	น้ำหนัก	d	b_f	ความหนา		รัศมี ส่วนโค้ง	พื้นที่หน้าตัด	Moment of Inertia		Section Modulus		Radius of Gyration	
				t_w	t_f			I_x	I_y	S_x	S_y	r_x	r_y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
400×400	200	406	403	16	24	22	254.9	78,000	26,200	3,840	1,300	17.5	10.1
	197	400	408	21	21	22	250.7	70,900	23,800	3,540	1,170	16.8	9.75
	172	400	400	13	21	22	218.7	66,600	22,400	3,330	1,120	17.5	10.1
	168	394	405	18	18	22	214.4	59,700	20,000	3,030	985	16.7	9.65
	147	394	398	11	18	22	186.8	56,100	18,900	2,850	951	17.3	10.1
	140	388	402	15	15	22	178.5	49,000	16,300	2,520	809	16.6	9.54
400×300	107	390	300	10	16	22	136.0	38,700	7,210	1,980	481	16.9	7.28
	94.3	386	299	9	14	22	120.1	33,700	6,240	1,740	418	16.7	7.21
400×200	66.0	400	200	8	13	16	84.12	23,700	1,740	1,190	174	16.8	4.54
	56.6	396	199	7	11	16	72.16	20,000	1,450	1,010	145	16.7	4.48
350×350	159	356	352	14	22	20	202.0	47,600	16,000	2,670	909	15.3	8.90
	156	350	357	19	19	20	198.4	42,800	14,400	2,450	809	14.7	8.53
	137	350	350	12	19	20	173.9	40,300	13,600	2,300	776	15.2	8.84
	131	344	354	16	16	20	166.6	35,300	11,800	2,050	669	14.6	8.43
	115	344	348	10	16	20	146.0	33,300	11,200	1,940	646	15.1	8.78
	106	338	351	13	13	20	135.3	28,200	9,380	1,670	534	14.4	8.33

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กรูปตัว W ชนิดรีดร้อน (ต่อ)

ชื่อขนาด	น้ำหนัก	d	b_f	ความหนา		รัศมี ส่วนโค้ง	พื้นที่หน้าตัด	Moment of Inertia		Section Modulus		Radius of Gyration	
				t_w	t_f			I_x	I_y	S_x	S_y	r_x	r_y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
350×250	79.7	340	250	9	14	20	101.5	21,700	3,650	1,280	292	14.6	6.00
	69.2	336	249	8	12	20	88.15	18,500	3,090	1,100	248	14.5	5.92
350×175	49.6	350	175	7	11	14	63.14	13,600	984	775	112	14.7	3.95
	41.4	346	174	6	9	14	52.68	11,100	792	641	91.0	14.5	3.86
300×300	106.0	304	301	11	17	18	134.8	23,400	7,730	1,540	514	13.2	7.57
	106.0	300	305	15	15	18	134.8	21,500	7,100	1,440	466	12.6	7.26
	94.0	300	300	10	15	18	119.8	20,400	6,750	1,360	450	13.1	7.51
	87.0	298	299	9	14	18	110.8	18,800	6,240	1,270	417	13.0	7.51
	84.5	294	302	12	12	18	107.7	16,900	5,520	1,150	365	12.5	7.16
300×200	65.4	298	201	9	14	18	83.4	13,300	1,900	893	189	12.6	4.77
	56.8	294	200	8	12	18	72.4	11,300	1,600	771	160	12.5	4.71
300×150	36.7	300	150	6.5	9	13	46.8	7,210	508	481	67.7	12.4	3.29
	30.2	298	149	5.5	8	13	40.8	6,320	442	424	59.3	12.4	3.29
250×250	82.2	250	255	14	14	16	104.7	11,500	3,880	919	304	10.5	6.09
	72.4	250	250	9	14	16	92.18	10,800	3,650	867	292	10.8	6.29
	66.5	248	249	8	13	16	84.70	9,930	3,350	801	269	10.8	6.29
	64.4	244	252	11	11	16	82.06	8,790	2,940	720	233	10.3	5.98

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กรูปตัว W ชนิดรีดร้อน (ต่อ)

ชื่อขนาด	น้ำหนัก	d	b_f	ความหนา		รัศมี ส่วนโค้ง	พื้นที่หน้าตัด	Moment of Inertia		Section Modulus		Radius of Gyration	
				t_w	t_f			I_x	I_y	S_x	S_y	r_x	r_y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
250×175	44.1	244	175	7	11	16	56.24	6,120	984	502	113	10.4	4.18
250×125	29.6	250	125	6	9	12	37.66	4,050	294	324	47.0	10.4	2.79
	25.7	248	124	5	8	12	32.68	3,540	255	285	41.1	10.4	2.79
200×200	65.7	208	202	10	16	13	83.69	6,530	2,200	628	218	8.83	5.13
	56.2	200	204	12	12	13	71.53	4,980	1,700	498	167	8.35	4.88
	49.9	200	200	8	12	13	63.53	4,720	1,600	472	160	8.62	5.02
200×150	30.6	194	150	6	9	13	39.01	2,690	507	277	67.6	8.30	3.61
200×100	21.3	200	100	5.5	8	11	27.16	1,840	134	184	26.8	8.24	2.22
	18.2	198	99	4.5	7	11	23.18	1,580	114	160	23.0	8.26	2.21
175×175	40.2	175	175	7.5	11	12	51.21	2880	984	330	112	7.50	4.38
175×125	23.3	169	125	5.5	8	12	29.65	1530	261	181	41.8	7.18	2.97
175×90	18.1	175	90	5	8	9	23.04	1210	97.5	139	21.7	7.26	2.06
150×150	31.5	150	150	7	10	11	40.14	1640	563	219	75.1	6.39	3.75
150×100	21.1	148	100	6	9	11	26.84	1020	151	138	30.1	6.71	2.37
150×75	14.0	150	75	5	7	8	17.85	666	49.5	88.8	13.2	6.11	1.66
125×125	23.8	125	125	6.5	9	10	30.31	847	293	136	47.0	5.29	3.11
125×60	13.2	125	60	6	8	9	16.84	413	29.2	66.1	9.73	4.95	1.32

คุณสมบัติของหน้าตัดเหล็กรูปตัว W ชนิดรีดร้อน (ต่อ)

ชื่อขนาด	น้ำหนัก	d	b_f	ความหนา		รัศมี ส่วนโค้ง r	พื้นที่หน้าตัด A	Moment of Inertia		Section Modulus		Radius of Gyration	
				t_w	t_f			I_x	I_y	S_x	S_y	r_x	r_y
				mm	mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
100×100	17.2	100	100	6	8	10	21.90	383	134	76.5	26.7	4.18	2.47
100×50	9.3	100	50	5	7	8	11.85	187	14.8	37.5	5.91	3.98	1.12

ภาคผนวกที่ 2
หน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_a

หน่วยแรงกดอัดที่ยอมให้ F_a

KL/r	F(2400)	F(3000)	F(3200)	KL/r	F(2400)	F(3000)	F(3200)	KL/r	F(2400)	F(3000)	F(3200)
1	1,437.5	1,796.5	1,916.1	29	1,339.5	1,655.2	1,759.0	57	1,195.2	1,443.2	1,522.0
2	1,434.9	1,792.9	1,912.1	30	1,335.1	1,648.8	1,751.8	58	1,189.3	1,434.5	1,512.3
3	1,432.3	1,789.1	1,908.0	31	1,330.6	1,642.2	1,744.5	59	1,183.4	1,425.8	1,502.5
4	1,429.5	1,785.3	1,903.8	32	1,326.1	1,635.6	1,737.1	60	1,177.4	1,416.9	1,492.6
5	1,426.8	1,781.3	1,899.4	33	1,321.5	1,628.9	1,729.6	61	1,171.3	1,408.0	1,482.6
6	1,423.9	1,777.3	1,894.9	34	1,316.9	1,622.1	1,722.0	62	1,165.2	1,399.0	1,472.5
7	1,420.9	1,773.1	1,890.2	35	1,312.2	1,615.2	1,714.3	63	1,159.1	1,389.9	1,462.3
8	1,417.9	1,768.8	1,885.5	36	1,307.4	1,608.2	1,706.6	64	1,152.9	1,380.8	1,452.1
9	1,414.9	1,764.4	1,880.6	37	1,302.6	1,601.2	1,698.7	65	1,146.7	1,371.5	1,441.8
10	1,411.7	1,759.9	1,875.6	38	1,297.7	1,594.0	1,690.7	66	1,140.4	1,362.3	1,431.4
11	1,408.5	1,755.3	1,870.5	39	1,292.8	1,586.8	1,682.6	67	1,134.1	1,352.9	1,420.9
12	1,405.2	1,750.6	1,865.2	40	1,287.8	1,579.5	1,674.5	68	1,127.7	1,343.5	1,410.3
13	1,401.9	1,745.7	1,859.9	41	1,282.8	1,572.1	1,666.2	69	1,121.2	1,333.9	1,399.6
14	1,398.4	1,740.8	1,854.4	42	1,277.7	1,564.7	1,657.9	70	1,114.8	1,324.4	1,388.9
15	1,395.0	1,735.8	1,848.8	43	1,272.6	1,557.1	1,649.4	71	1,108.3	1,314.7	1,378.1
16	1,391.4	1,730.6	1,843.1	44	1,267.4	1,549.5	1,640.9	72	1,101.7	1,305.0	1,367.2
17	1,387.8	1,725.4	1,837.3	45	1,262.1	1,541.8	1,632.3	73	1,095.1	1,295.2	1,356.2
18	1,384.1	1,720.1	1,831.4	46	1,256.9	1,534.0	1,623.6	74	1,088.4	1,285.3	1,345.1
19	1,380.4	1,714.7	1,825.3	47	1,251.5	1,526.1	1,614.8	75	1,081.7	1,275.4	1,334.0
20	1,376.6	1,709.1	1,819.2	48	1,246.1	1,518.2	1,605.9	76	1,074.9	1,265.4	1,322.7
21	1,372.7	1,703.5	1,812.9	49	1,240.7	1,510.2	1,596.9	77	1,068.1	1,255.3	1,311.4
22	1,368.8	1,697.8	1,806.5	50	1,235.2	1,502.1	1,587.9	78	1,061.3	1,245.1	1,300.0
23	1,364.8	1,692.0	1,800.1	51	1,229.6	1,493.9	1,578.7	79	1,054.4	1,234.9	1,288.6
24	1,360.7	1,686.1	1,793.5	52	1,224.0	1,485.6	1,569.5	80	1,047.5	1,224.6	1,277.0
25	1,356.6	1,680.1	1,786.8	53	1,218.3	1,477.3	1,560.2	81	1,040.5	1,214.2	1,265.4
26	1,352.4	1,674.0	1,780.0	54	1,212.6	1,468.9	1,550.8	82	1033.4	1203.7	1,253.6
27	1,348.2	1,667.8	1,773.1	55	1,206.9	1,460.4	1,541.3	83	1,026.4	1,193.2	1,241.8
28	1,343.9	1,661.6	1,766.1	56	1,201.1	1,451.9	1,531.7	84	1,019.2	1,182.6	1,229.9

KL/r	F(2400)	F(3000)	F(3200)	KL/r	F(2400)	F(3000)	F(3200)	KL/r	F(2400)	F(3000)	F(3200)
85	1,012.1	1,172.0	1,218.0	113	792.2	842.2	846.7	141	543.9	543.9	543.9
86	1,004.9	1,161.2	1,205.9	114	783.7	829.3	832.1	142	536.3	536.3	536.3
87	997.6	1,150.4	1,193.7	115	775.0	816.2	817.7	143	528.8	528.8	528.8
88	990.3	1,139.5	1,181.5	116	766.4	803.1	803.6	144	521.5	521.5	521.5
89	982.9	1,128.5	1,169.2	117	757.7	789.9	790.0	145	514.3	514.3	514.3
90	975.5	1,117.5	1,156.8	118	748.9	776.6	776.6	146	507.3	507.3	507.3
91	968.1	1,106.4	1,144.3	119	740.1	763.6	763.6	147	500.4	500.4	500.4
92	960.6	1,095.2	1,131.7	120	731.2	750.9	750.9	148	493.7	493.7	493.7
93	953.0	1,083.9	1,119.1	121	722.3	738.6	738.6	149	487.1	487.1	487.1
94	945.5	1,072.6	1,106.3	122	713.3	726.5	726.5	150	480.6	480.6	480.6
95	937.8	1,061.2	1,093.5	123	704.3	714.8	714.8	151	474.3	474.3	474.3
96	930.1	1,049.7	1,080.6	124	695.2	703.3	703.3	152	468.0	468.0	468.0
97	922.4	1,038.1	1,067.6	125	686.1	692.1	692.1	153	461.9	461.9	461.9
98	914.6	1,026.5	1,054.5	126	676.9	681.1	681.1	154	456.0	456.0	456.0
99	906.8	1,014.8	1,041.3	127	667.7	670.4	670.4	155	450.1	450.1	450.1
100	898.9	1,003.0	1,028.0	128	658.4	660.0	660.0	156	444.3	444.3	444.3
101	891.0	991.1	1,014.6	129	649.0	649.8	649.8	157	438.7	438.7	438.7
102	883.1	979.1	1,001.1	130	639.6	639.9	639.9	158	433.2	433.2	433.2
103	875.0	967.1	987.6	131	630.1	630.1	630.1	159	427.7	427.7	427.7
104	867.0	955.0	973.9	132	620.6	620.6	620.6	160	422.4	422.4	422.4
105	858.9	942.8	960.2	133	611.3	611.3	611.3	161	417.2	417.2	417.2
106	850.7	930.5	946.3	134	602.2	602.2	602.2	162	412.0	412.0	412.0
107	842.5	918.2	932.4	135	593.3	593.3	593.3	163	407.0	407.0	407.0
108	834.2	905.7	918.4	136	584.6	584.6	584.6	164	402.1	402.1	402.1
109	825.9	893.2	904.2	137	576.1	576.1	576.1	165	397.2	397.2	397.2
110	817.6	880.6	890.0	138	567.8	567.8	567.8	166	392.4	392.4	392.4
111	809.2	867.9	875.7	139	559.7	559.7	559.7	167	387.7	387.7	387.7
112	800.7	855.1	861.2	140	551.7	551.7	551.7	168	383.1	383.1	383.1

KL/r	F(2400)	F(3000)	F(3200)		KL/r	F(2400)	F(3000)	F(3200)
169	378.6	378.6	378.6		197	278.6	278.6	278.6
170	374.2	374.2	374.2		198	275.8	275.8	275.8
171	369.8	369.8	369.8		199	273.1	273.1	273.1
172	365.5	365.5	365.5		200	270.3	270.3	270.3
173	361.3	361.3	361.3					
174	357.2	357.2	357.2					
175	353.1	353.1	353.1					
176	349.1	349.1	349.1					
177	345.2	345.2	345.2					
178	341.3	341.3	341.3					
179	337.5	337.5	337.5					
180	333.8	333.8	333.8					
181	330.1	330.1	330.1					
182	326.5	326.5	326.5					
183	322.9	322.9	322.9					
184	319.4	319.4	319.4					
185	316.0	316.0	316.0					
186	312.6	312.6	312.6					
187	309.2	309.2	309.2					
188	306.0	306.0	306.0					
189	302.7	302.7	302.7					
190	299.5	299.5	299.5					
191	296.4	296.4	296.4					
192	293.3	293.3	293.3					
193	290.3	290.3	290.3					
194	287.3	287.3	287.3					
195	284.4	284.4	284.4					
196	281.5	281.5	281.5					

ภาคผนวกที่ 3

Allowable Stress Design Table สำหรับคาน

Allowable Stress Design Table for Beams

ชื่อขนาด	Weight (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	S (cm ³)	$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$		
						L_c (m)	L_u (m)	M_R kg – m	L_c (m)	L_u (m)	M_R kg – m
	286	912	302	34	10,900	3.9	6.6	172,656	3.5	5.3	215,820
W900x300	243	900	300	28	9,140	3.9	5.5	144,778	3.5	4.4	180,972
	213	890	299	23	7,760	3.9	4.5	122,918	3.5	3.6	153,648
	241	808	302	30	8,400	3.9	6.6	133,056	3.5	5.3	166,320
W800x300	210	800	300	26	7,290	3.9	5.7	115,474	3.5	4.6	144,342
	191	792	300	22	6,410	3.9	4.9	101,534	3.5	3.9	126,918
	215	708	302	28	6,700	3.9	7.0	106,128	3.5	5.6	132,660
W700x300	185	700	300	24	5,760	3.9	6.0	91,238	3.5	4.8	114,048
	166	692	300	20	4,980	3.9	5.1	78,883	3.5	4.1	98,604
	175	594	302	23	4,620	3.9	6.9	73,181	3.5	5.5	91,476
W600x300	151	588	300	20	4,020	3.9	6.0	63,677	3.5	4.8	79,596
	137	582	300	17	3,530	3.9	5.1	55,915	3.5	4.1	69,894
	134	612	202	23	3,380	2.6	4.5	53,539	2.3	3.6	66,924
W600x200	120	606	201	20	2,980	2.6	3.9	47,203	2.3	3.1	59,004
	106	600	200	17	2,590	2.6	3.3	41,026	2.3	2.7	51,282
	94.6	596	199	15	2,310	2.6	2.9	36,590	2.3	2.4	45,738
W500x300	128	488	300	18	2,910	3.9	6.5	46,094	3.5	5.2	57,618
	114	482	300	15	2,950	3.9	5.5	46,728	3.5	4.4	58,410
	103	506	201	19	2,230	2.6	4.4	35,323	2.3	3.5	44,154
W500x200	89.6	500	200	16	1,910	2.6	3.8	30,254	2.3	3.0	37,818
	75.9	496	199	14	1,690	2.6	3.3	26,770	2.3	2.6	33,462
W450x300	124	440	300	18	2,550	3.9	7.2	40,392	3.5	5.8	50,490
	106	434	299	15	2,160	3.9	6.1	34,214	3.5	4.9	42,768
W450x200	76.0	450	200	14	1,490	2.6	3.7	23,602	2.3	2.9	29,502
	66.2	446	199	12	1,290	2.6	3.1	20,434	2.3	2.5	25,542

Allowable Stress Design Table for Beams

ชื่อขนาด	Weight (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	S (cm ³)	$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$		
						L_c (m)	L_u (m)	M_R kg – m	L_c (m)	L_u (m)	M_R kg – m
	605	498	432	70	12,000	5.6	35.7	190,080	5.0	28.5	237,600
	415	458	417	50	8,170	5.4	26.7	129,413	4.8	21.4	161,766
	283	428	407	35	5,570	5.3	19.6	88,229	4.7	15.6	110,286
	232	414	405	28	4,480	5.3	16.1	70,963	4.7	12.9	88,704
W400x400	200	406	403	24	3,840	5.2	14.0	60,826	4.7	11.2	76,032
	197	400	408	21	3,540	5.3	12.6	56,074	4.7	10.1	70,092
	172	400	400	21	3,330	5.2	12.3	52,747	4.7	9.9	65,934
	168	394	405	18	3,030	5.3	10.9	47,995	4.7	8.7	59,994
	147	394	398	18	2,850	5.2	10.7	45,144	4.6	8.5	56,430
	140	388	402	15	2,520	5.2	9.1	39,917	4.7	7.3	49,896
W400x300	107	390	300	16	1,980	3.9	7.2	31,363	3.5	5.8	39,204
	94.3	386	299	14	1,740	3.9	6.4	27,562	3.5	5.1	34,452
W400x200	66.0	400	200	13	1,190	2.6	3.8	18,850	2.3	3.1	23,562
	56.6	396	199	11	1,010	2.6	3.2	15,998	2.3	2.6	19,998
	159	356	352	22	2,670	4.6	12.8	42,293	4.1	10.2	52,866
	156	350	357	19	2,450	4.6	11.4	38,808	4.2	9.1	48,510
W350x350	137	350	350	19	2,300	4.6	11.2	36,432	4.1	8.9	45,540
	131	344	354	16	2,050	4.6	9.7	32,472	4.1	7.7	40,590
	115	344	348	16	1,940	4.5	9.5	30,730	4.0	7.6	38,412
	106	338	351	13	1,670	4.6	7.9	26,453	4.1	6.3	33,066
W350x250	79.7	340	250	14	1,280	3.3	6.0	20,275	2.9	4.8	25,344
	69.2	336	249	12	1,100	3.2	5.2	17,424	2.9	4.2	21,780
W350x175	49.6	350	175	11	775	2.3	3.2	12,276	2.0	2.6	15,345
	41.4	346	174	9	641	2.3	2.7	10,153	2.0	2.1	12,692

Allowable Stress Design Table for Beams

ชื่อขนาด	Weight (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	S (cm ³)	$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$		
						L_c (m)	L_u (m)	M_R kg – m	L_c (m)	L_u (m)	M_R kg – m
	106	304	301	17	1,540	3.9	9.9	24,394	3.5	7.9	30,492
	106	300	305	15	1,440	4.0	9.0	22,810	3.5	7.2	28,512
W300x300	94	300	300	15	1,360	3.9	8.8	21,542	3.5	7.1	26,928
	87	298	299	14	1,270	3.9	8.3	20,117	3.5	6.6	25,146
	84.5	294	302	12	1,150	3.9	7.2	18,216	3.5	5.8	22,770
W300x200	65.4	298	201	14	893	2.6	5.5	14,145	2.3	4.4	17,681
	56.8	294	200	12	771	2.6	4.8	12,213	2.3	3.8	15,266
W300x150	36.7	300	150	9	481	2.0	2.6	7,619	1.7	2.1	9,524
	30.2	298	149	8	424	1.9	2.4	6,716	1.7	1.9	8,395
	82.2	250	255	14	919	3.3	8.4	14,557	3.0	6.7	18,196
W250x250	72.4	250	250	14	867	3.3	8.2	13,733	2.9	6.6	17,167
	66.5	248	249	13	801	3.2	7.7	12,688	2.9	6.1	15,860
	64.4	244	252	11	720	3.3	6.7	11,405	2.9	5.3	14,256
W250x175	44.1	244	175	11	502	2.3	4.6	7,952	2.0	3.7	9,940
W250x125	29.6	250	125	9	324	1.6	2.6	5,132	1.5	2.1	6,415
	25.7	248	124	8	285	1.6	2.4	4,514	1.4	1.9	5,643
	65.7	208	202	16	628	2.6	9.1	9,948	2.3	7.3	12,434
W200x200	56.2	200	204	12	498	2.7	7.2	7,888	2.4	5.8	9,860
	49.9	200	200	12	472	2.6	7.1	7,476	2.3	5.6	9,346
W200x150	30.6	194	150	9	277	2.0	4.1	4,388	1.7	3.3	5,485
W200x100	21.3	200	100	8	184	1.3	2.4	2,915	1.2	1.9	3,643
	18.2	198	99	7	160	1.3	2.1	2,534	1.2	1.6	3,168
W175x175	40.2	175	175	11	7.5	2.3	6.5	118.8	2.0	5.2	148.5
W175x125	23.3	169	125	8	7.18	1.6	3.5	113.7	1.5	2.8	142.2

Allowable Stress Design Table for Beams

ชื่อขนาด	Weight (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	S (cm ³)	$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$		
						L_c (m)	L_u (m)	M_R kg – m	L_c (m)	L_u (m)	M_R kg – m
W175x90	18.1	175	90	8	7.26	1.2	2.4	115.0	1.0	1.9	143.7
W150x150	31.5	150	150	10	6.39	2.0	5.9	101.2	1.7	4.7	126.5
W150x100	21.1	148	100	9	6.71	1.3	3.6	106.3	1.2	2.9	132.9
W150x75	14	150	75	7	6.11	1.0	2.1	96.8	0.9	1.6	121.0
W125x125	23.8	125	125	9	5.29	1.6	5.3	83.8	1.5	4.2	104.7
W125x60	13.2	125	60	8	4.95	0.8	2.3	78.4	0.7	1.8	98.0
W100x100	17.2	100	100	8	4.18	1.3	4.7	66.2	1.2	3.8	82.8
W100x50	9.3	100	50	7	3.98	0.7	2.1	63.0	0.6	1.6	78.8

ภาคผนวกที่ 4

การออกแบบโครงสร้างเหล็กเตี้ย (Design of Low-rise Steel Building)

A4-1 อาคารเตี้ย (Low-rise building)

อาคารที่มีอัตราส่วนของความสูงต่อความกว้างของอาคารที่น้อยกว่าหรือเท่ากับ 2 จะถูกจัดให้เป็นอาคารเตี้ย low-rise building เช่น บ้านพัก อาคารสำนักงานขนาดเล็ก โกดัง และโรงเรียน เป็นต้น ดังนั้น อาคารเหล่านี้จะไม่ถูกระทบจากแรงกระทำด้านข้าง เช่น แรงลม เป็นต้น มากนัก และโดยทั่วไปแล้ว ผนังของอาคารดังกล่าวมักจะช่วยในการค้ำยันโครงสร้างของอาคารให้ต้านทานต่อแรงลมได้ อย่างไรก็ตาม ในกรณีที่ไม่น่าจะแน่ใจว่าผนังจะช่วยค้ำยันโครงสร้างของอาคารพอเพียงหรือไม่หรือในกรณีที่แรงกระทำทางด้านข้างมีค่าสูงมาก ๆ แล้ว เราจะต้องทำการเสริมค้ำยันให้กับโครงสร้างของอาคารดังกล่าว

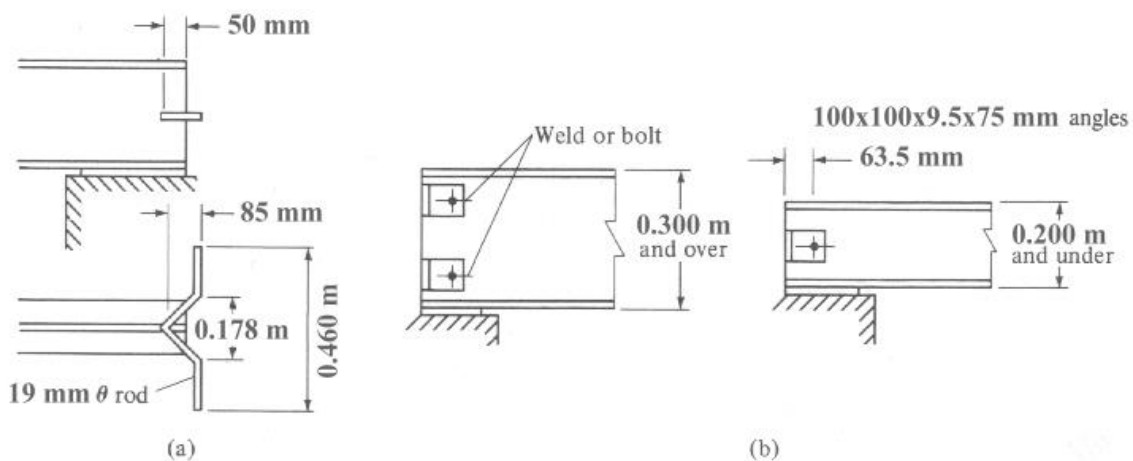
A4-2 ประเภทของโครงเหล็กสำหรับอาคารเตี้ย

โครงสร้างของอาคารที่ทำด้วยเหล็กสามารถถูกแบ่งออกได้เป็น 4 ประเภทตามลักษณะการก่อสร้างโครงสร้างคือ การก่อสร้างแบบผนังรับแรง (bearing-wall construction), การก่อสร้างแบบโครงรับแรง (skeleton construction), การก่อสร้างที่มี span ขาว (long-span construction), และการก่อสร้างโครงเหล็กร่วมกับคอนกรีต (combination steel and concrete framing) ซึ่งโครงสร้างของอาคารที่ทำด้วยเหล็กหลังหนึ่งอาจจะมีลักษณะการก่อสร้างที่มากกว่าหนึ่งประเภทตามที่ได้กล่าวไปแล้วก็ได้

การก่อสร้างแบบผนังรับแรง (Bearing-wall construction)

การก่อสร้างโครงสร้างเหล็กแบบผนังรับแรง (bearing-wall) มักใช้ในการก่อสร้างอาคารพาณิชย์ชั้นเดียวหรือสองชั้น ที่มีช่วง (span) ระหว่างผนังไม่เกิน 12 เมตร โดยที่ปลายของคานหรือ joists หรือ trusses จะถูกรองรับโดยผนังรับแรง ซึ่งจะถ่ายแรงลงสู่ฐานรากของโครงสร้างโดยตรง

ณ จุดที่ปลายของคานหรือ joists หรือ trusses เชื่อมต่อกับผนังรับแรงจะต้องมี bearing plate เพื่อป้องกันการแตกร้าวของผนัง ดังที่แสดงในรูปที่ A4-1

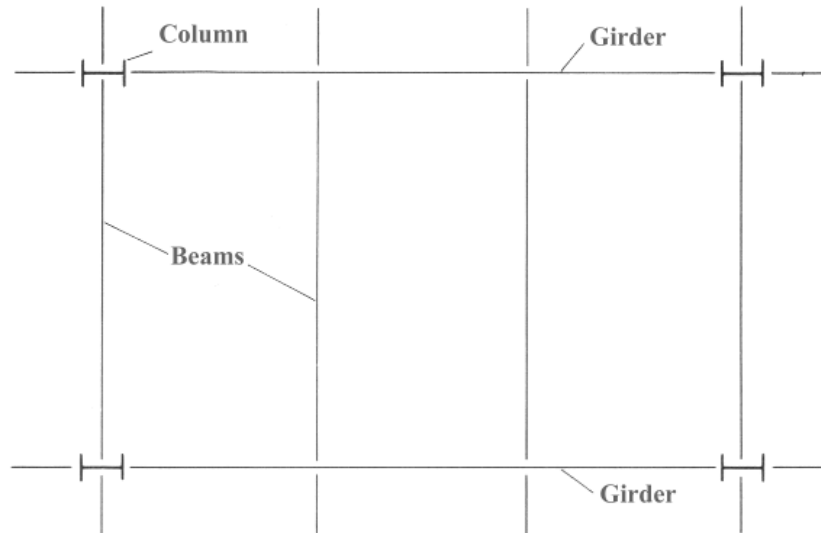


รูปที่ A4-1

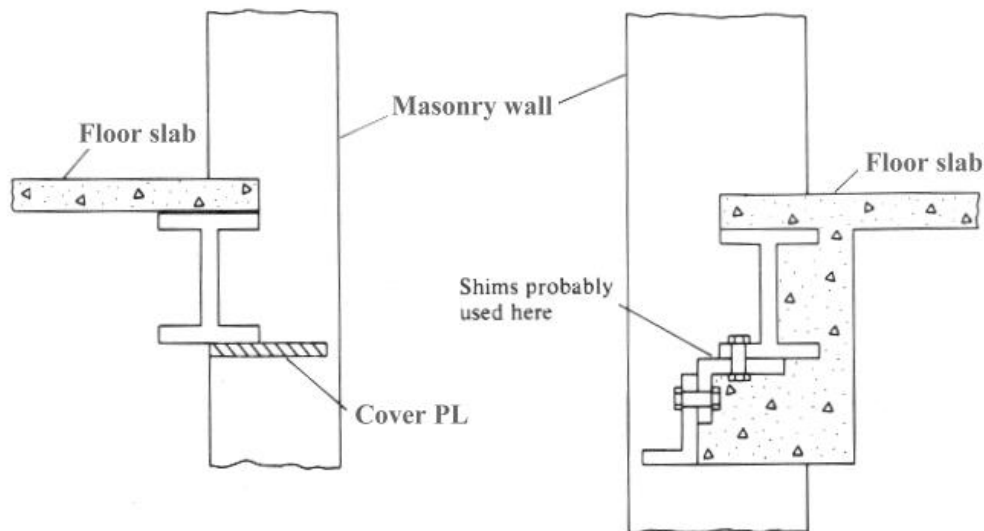
การก่อสร้างแบบโครงรับแรง (Skeleton construction)

ในโครงสร้างเหล็กที่มีการก่อสร้างแบบนี้ น้ำหนักบรรทุกทุกที่กระทำต่อพื้นจะถ่ายลงสู่โครงของโครงสร้างได้แก่ คาน เสา และฐานราก ตามลำดับ โดยจะมีระยะห่างระหว่างเสาประมาณ 6 ถึง 8 เมตรและเสาจะถูกเชื่อมต่อโดยคาน ดังที่แสดงในรูปที่ A4-2

ผนังที่ใช้ในโครงสร้างเหล็กนี้มักจะถูกรองรับโดยคาน และจะเป็นผนังที่ไม่รับแรง (nonbearing-wall) คานที่รองรับผนังด้านนอกของอาคารจะถูกรเรียกว่า คานขอบ (spandrel) ดังที่แสดงในรูปที่ A4-3 คานนี้ในบางครั้งจะทำหน้าที่เป็นทับหลัง (lintel) ให้กับวงกบหน้าต่างด้วย



รูปที่ A4-2



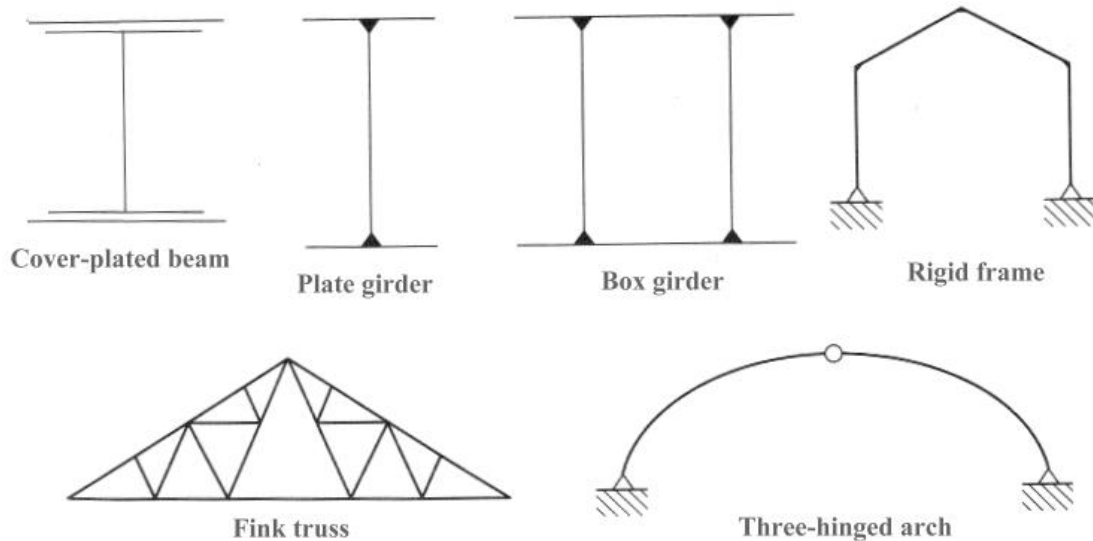
รูปที่ A4-3

การก่อสร้างที่มี span ยาว (Long-span construction)

ในกรณีที่อาคารมีระยะ span ที่ยาวมาก ๆ เช่น โรงภาพยนตร์ ห้อง ballroom และ สนามกีฬา เป็นต้น แล้ว โครงสร้างของอาคารดังกล่าวจะถูกรเรียกว่า long-span structures ซึ่งคานที่ใช้รองรับพื้นอาคารมักจะมีขนาดใหญ่มากจนไม่สามารถหาหน้าตัดมาตรฐานของเหล็กมารองรับได้ ซึ่งในกรณีนี้ เราจำเป็นต้องใช้คานในรูปของ cover-plated beams, plate girders, box girders, truss ขนาดใหญ่ หรือ arches ดังที่แสดงในรูปที่ A4-4 แทนคาน

การก่อสร้างโครงเหล็กร่วมกับคอนกรีต (Combination steel and concrete framing)

โครงสร้างโดยส่วนใหญ่ในปัจจุบันจะเป็น โครงสร้างที่มีส่วนหนึ่งเป็น โครงสร้างเหล็กและอีกส่วนหนึ่งเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยเฉพาะในอาคารที่สูงมาก ๆ นั้นเสาเหล็กมักจะถูกใช้ทำงานร่วมกับเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อลดน้ำหนักของอาคารที่ถ่ายลงฐานรากลงบางส่วน



รูปที่ A4-4

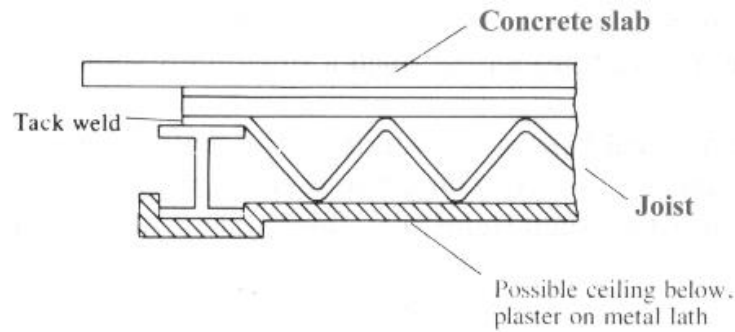
A4-3 พื้นของอาคาร

โครงสร้างของอาคารเหล็กโดยส่วนใหญ่แล้วจะมีพื้นอาคารทำด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก เนื่องจากพื้นคอนกรีตดังกล่าวมีกำลังและความแข็งแรงสูง มีความต้านทานต่อไฟไหม้ได้ดี และหีบเสียง ซึ่งพื้นคอนกรีตที่ใช้มีอยู่หลายรูปแบบดังนี้

1. พื้นคอนกรีตซึ่งถูกรองรับโดย open-web steel joists
2. พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทางเดียวและสองทางซึ่งถูกรองรับโดยคาน
3. พื้นคอนกรีตและคานเหล็กในรูป composite floor
4. Concrete-pan floor
5. Steel-decking floor
6. พื้นคอนกรีตแบบ flat slab
7. พื้นคอนกรีตแบบหล่อสำเร็จ

A4-3.1 พื้นคอนกรีตซึ่งถูกรองรับโดย Open-web Steel Joists

พื้นคอนกรีตนี้เหมาะสำหรับโครงสร้างเหล็กที่มีขนาดเล็กและรับน้ำหนักบรรทุกที่ไม่สูง เช่น บ้าน โรงเรียน กัศราคาร เป็นต้น โดยที่ open-web steel joists ซึ่งอยู่ในรูปของ truss ขนาดเล็กจะทำหน้าที่รองรับพื้นคอนกรีตที่มีความหนาประมาณ 5 ถึง 7 cm ในการก่อสร้างพื้น แบบหล่อคอนกรีตจะถูกยึดติดเข้ากับ joists แล้วเทคอนกรีตทับบน รูปที่ A4-5 แสดงตัวอย่างของหน้าตัดของพื้นคอนกรีตที่มีลักษณะดังกล่าว ซึ่งมีลักษณะเป็นพื้นถ่ายแรงทางเดียว (One-way slab)

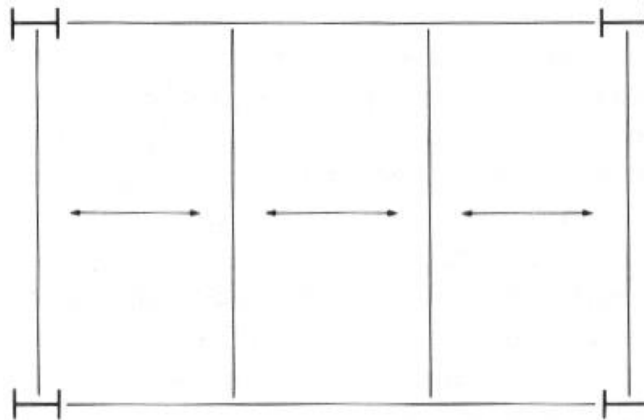


รูปที่ A4-5

Joists ที่ใช้จะต้องถูกค้ำยันทางด้านข้างทุก ๆ ระยะไม่เกิน 2.0 เมตรเพื่อป้องกันการ buckle ทางด้านข้าง

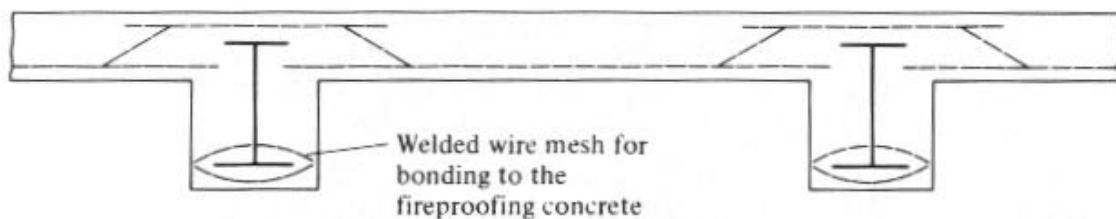
A4-3.2 พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทางเดียว (One-way) และสองทาง (Two-way) ซึ่งถูกรองรับโดยคาน

รูปที่ A4-6 แสดงตัวอย่างของพื้นแบบทางเดียว span ของพื้นอยู่ในทิศทางด้านสั้นดังที่แสดงโดยลูกศร พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทางเดียวมักจะถูกใช้เมื่ออัตราส่วนความยาวต่อความกว้างของพื้นมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับสอง ซึ่งในกรณีนี้ความแข็งแรงของพื้นทางด้านสั้นจะสูงกว่าความแข็งแรงของพื้นทางด้านยาวมากและน้ำหนักบรรทุกจะถูกถูกรองรับโดยพื้นทางด้านสั้นเป็นหลัก



รูปที่ A4-6

รูปที่ A4-7 แสดงตัวอย่างของหน้าตัดของพื้นแบบทางเดียว โดยที่คานเหล็กถูกห่อหุ้มโดยคอนกรีตเพื่อป้องกันคานเหล็กจากไฟไหม้ที่อาจจะเกิดขึ้นได้ ถ้าไม่ทำเช่นนี้คานเหล็กจะต้องถูกหุ้มด้วยฉนวนกันไฟ



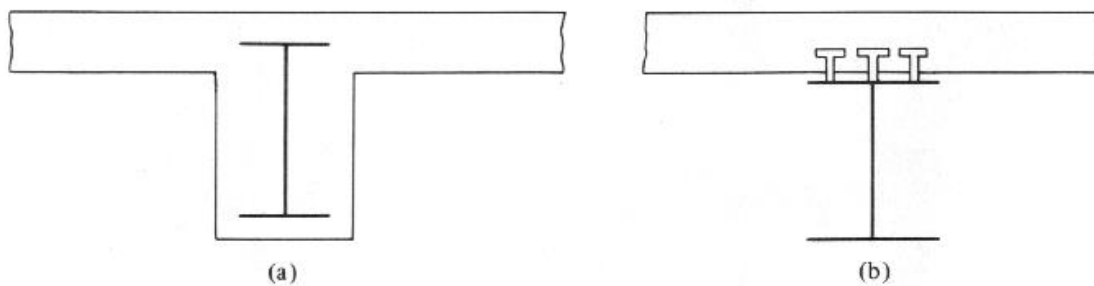
รูปที่ A4-7

เมื่ออัตราส่วนความยาวต่อความกว้างของพื้นมีค่าน้อยกว่าสองแล้ว พื้นดังกล่าวจะถูกเสริมเหล็กในสองทิศทางและพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กดังกล่าวจะมีการถ่ายแรงลงสู่คานในสองทิศทาง

A4-3.3 พื้นคอมโพสิต (Composite Floor)

Composite floor จะเป็นพื้นที่มีพื้นคอนกรีตที่ยึดติดเข้ากับคานเหล็กและทำหน้าที่ร่วมกันในการรองรับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับพื้น ดังนั้น คานเหล็กที่ใช้ในพื้นแบบ composite นี้จะมีขนาดเล็กกว่าคานเหล็กที่ใช้รองรับพื้นที่ไม่มีการร่วมกันรองรับน้ำหนักบรรทุก ซึ่งข้อได้เปรียบของพื้นลักษณะนี้คือ การใช้วัสดุอย่างเหมาะสม โดยที่ให้คอนกรีตซึ่งมีกำลังรับแรงอัดที่สูงรองรับแรงกดอัดโดยส่วนใหญ่ และให้เหล็กซึ่งรองรับแรงดึงได้ดีทำหน้าที่รับแรงดึง และจะเป็นผลทำให้ความลึกของคานและพื้นที่ใช้มีค่าลดลงและจะทำให้ความสูงโดยรวมของโครงสร้างลดลงด้วย

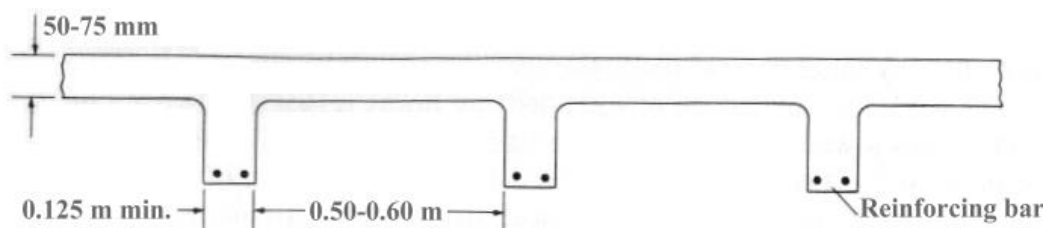
รูปที่ A4-8 แสดงตัวอย่างของหน้าตัดของ composite floor โดยที่ composite floor ในรูปที่ A4-8a (ซึ่งเป็นคานเหล็กที่ถูกห่อหุ้มโดยคอนกรีตโดยตรง) จะมีประสิทธิภาพที่ต่ำกว่า composite floor ในรูปที่ A4-8b (ซึ่งเป็นการเชื่อมต่อของคานเหล็กกับพื้นคอนกรีตโดยใช้ shear connectors) shear connectors ที่ใช้จะอยู่ในรูปของเหล็กกลมและเชื่อมเข้ากับ flange ด้านบนของคานเหล็ก โดยทั่วไปแล้ว shear connectors จะมีเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 12.7 ถึง 19 มิลลิเมตรและความยาว 5 ถึง 10 เซนติเมตร



รูปที่ A4-8

A4-3.4 Concrete-Pan Floor

พื้นคอนกรีตแบบ pan ดังที่แสดงในรูปที่ A4-9 จะก่อสร้างได้โดยการทำแบบหล่อพื้นเรียบ จากนั้น นำ pan มาจัดเรียงให้อยู่ในรูปแบบที่ออกแบบไว้แล้วทำการวางเหล็กเสริม สูดท้าย ทำการเทคอนกรีตลงในช่องว่างและถอดแบบออกเมื่อคอนกรีตแข็งตัวจนได้กำลังที่พอเพียงแล้ว



รูปที่ A4-9

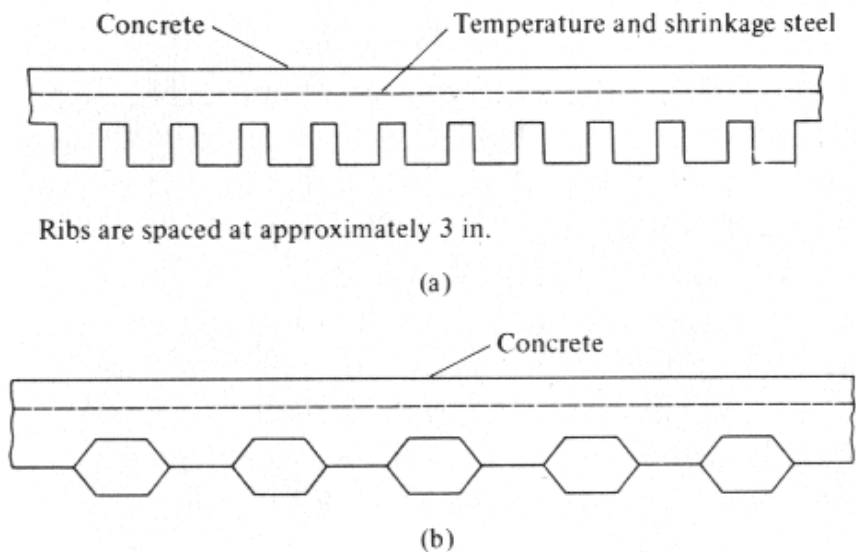
ระบบพื้นชนิดนี้จะเหมาะกับพื้นที่ต้องรองรับน้ำหนักบรรทุกที่มีค่าค่อนข้างสูง เมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าเท่ากันแล้ว น้ำหนักของพื้นระบบนี้จะมีค่าน้อยกว่าน้ำหนักของพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทางเดียวและแบบสองทางมาก อย่างไรก็ตาม พื้นระบบนี้ต้องการไม้แบบและการค้ำยันที่สูงมาก

A4-3.5 Steel-Decking Floor

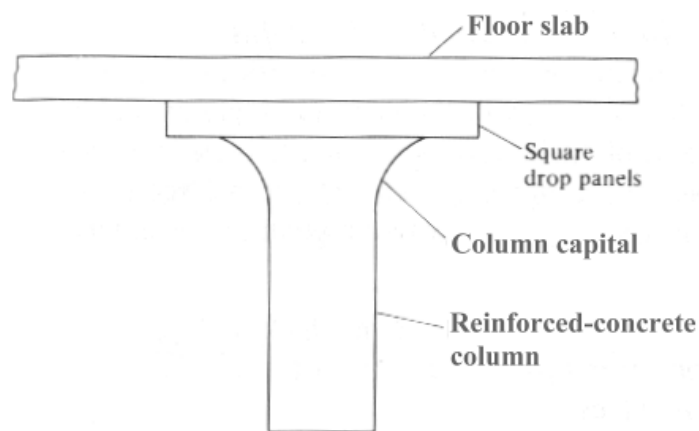
รูปที่ A4-10 แสดงหน้าตัดของพื้นแบบ steel-decking floor พื้นชนิดนี้เหมาะสำหรับโครงสร้างที่รองรับน้ำหนักบรรทุกที่ไม่สูงมากนักและมี span ไม่เกิน 6 เมตร ข้อได้เปรียบของระบบพื้นชนิดนี้คือการที่ใช้ steel deck เป็นแบบรองรับคอนกรีตในขณะก่อสร้าง และใช้คอนกรีตที่ไม่ต้องหนามากนัก โดยทั่วไปแล้ว คอนกรีตที่ใช้จะเป็น lightweight คอนกรีตหนาประมาณ 5 ถึง 6 เซนติเมตร

A4-3.6 พื้นคอนกรีตไร้คาน (Flat Slab)

พื้นคอนกรีตไร้คาน (flat slab) ดังที่แสดงในรูปที่ A4-11 นอกจากใช้ได้กับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแล้ว ยังสามารถนำมาใช้ในโครงสร้างเหล็กด้วย โดยในโครงสร้างเหล็กเราจะใช้คานเหล็กยื่นทำหน้าที่แทนเป็นหัวเสา (drop panel) เพื่อรองรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่หัวเสา



รูปที่ A4-10



รูปที่ A4-11

โดยทั่วไปแล้ว flat slab จะถูกเสริมด้วยเหล็กในสองทิศทางหรือมากกว่านั้น และถ่ายน้ำหนักบรรทุกไปลงที่เสาโดยตรงโดยไม่มีคานรองรับ ในกรณีที่ต้องมีคานรองรับ flat slab คานดังกล่าวจะมีขนาดความลึกเท่ากับความหนาของ flat slab นั้น

พื้นคอนกรีตแบบ flat slab มักจะถูกนำมาใช้เมื่อ

1. พื้นมีลักษณะเป็นสี่เหลี่ยมด้านเท่า
2. ต้องการความสูงของระหว่างพื้นมากขึ้น
3. น้ำหนักบรรทุกมีค่าสูง

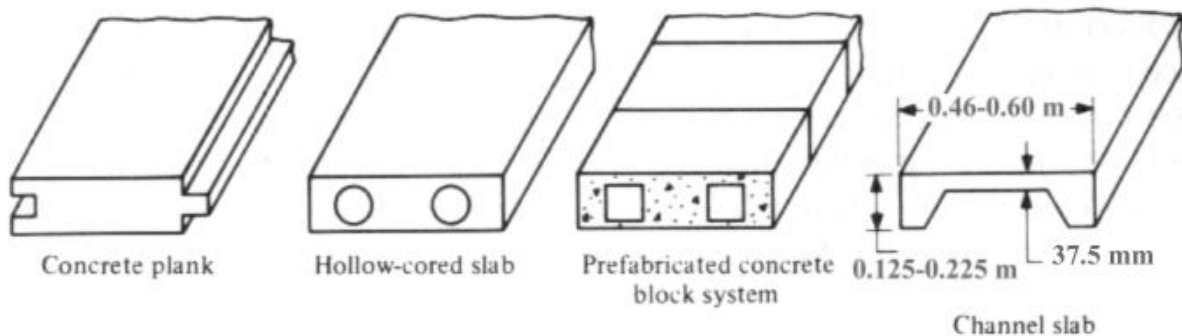
นอกจากนั้นแล้ว การใช้พื้นคอนกรีตแบบ flat slab จะช่วยทำให้ประหยัดค่าก่อสร้างฝ้าเพดานด้วย ถึงแม้ว่าพื้นคอนกรีตแบบ flat slab จะต้องเสริมด้วยเหล็กจำนวนมาก แต่เนื่องจากพื้นมีลักษณะที่ราบเรียบทำให้ประหยัดค่าใช้จ่ายในการทำไม้แบบลงได้เป็นอย่างมาก

A4-3.7 พื้นคอนกรีตแบบหล่อสำเร็จ (Precast Concrete Floor)

พื้นคอนกรีตแบบหล่อสำเร็จถูกใช้ค่อนข้างมากเนื่องจากสามารถทำการก่อสร้างได้อย่างรวดเร็วและไม่ต้องการไม้แบบ ถ้าคอนกรีตที่เททับบนเป็น lightweight คอนกรีตแล้ว น้ำหนักของพื้นระบบนี้จะมีค่าน้อย แต่ถ้าพื้นระบบนี้ต้องรองรับน้ำหนักบรรทุกที่มีค่าสูงแล้ว เราจะต้องใช้ normal-weight คอนกรีตแทน

โดยทั่วไปแล้ว พื้นคอนกรีตแบบหล่อสำเร็จจะถูกแบ่งออกเป็น 4 ประเภท ดังที่แสดงในรูปที่ A4-12 คือ

1. Precast concrete plank เป็นแผ่นพื้นที่มีหน้าตัดที่ตัน ซึ่งมีขนาดความหนาประมาณ 5 ถึง 7.5 เซนติเมตร กว้าง 30 ถึง 60 เซนติเมตร และใช้ได้กับพื้นที่มีความยาวของ span ถึง 4.5 เมตร
2. Hollow-cored slab เป็นแผ่นพื้นที่มีหน้าตัดที่กลวง ซึ่งมีขนาดความหนาประมาณ 20 ถึง 25 เซนติเมตร กว้าง 30 ถึง 45 เซนติเมตร และใช้ได้กับพื้นที่มีความยาวของ span ถึง 8 เมตร การที่พื้นมีลักษณะกลวงดังกล่าวจะช่วยทำให้น้ำหนักของแผ่นพื้นลดลงได้ถึง 50 เปอร์เซ็นต์
3. Channel slabs เป็นแผ่นพื้นที่มีหน้าตัดรูปร่าง U ซึ่งมีขนาดดังที่แสดงในรูปและใช้ได้กับพื้นที่มีความยาวของ span ถึง 8 เมตร



รูปที่ A4-12

A4-4 การป้องกันไฟไหม้ในโครงสร้างเหล็ก

ถึงแม้ว่าเหล็กจะเป็นวัสดุที่ไม่ติดไฟ แต่กำลังและความแข็งแรงของเหล็กจะลดลงอย่างรวดเร็วภายใต้อุณหภูมิสูง โดยเหล็กจะเริ่มมีค่า yielding stress ลดลงเมื่ออุณหภูมิของเหล็กมีค่า 315°C และจะลดลงเหลือประมาณ 77%, 63%, และ 37% ที่อุณหภูมิ 425°C , 537°C , และ 648°C , ตามลำดับ นอกจากนั้นแล้ว เนื่องจากเหล็กเป็นวัสดุที่นำความร้อนได้ดี ดังนั้น ความร้อนอาจจะถูกถ่ายเทจากจุดที่เพลิงไหม้ไปยังบริเวณอื่น ๆ ของโครงสร้าง จนกระทั่งทำให้วัสดุที่อยู่ติดกับโครงเหล็กในบริเวณดังกล่าวเกิดการติดไฟได้ ดังนั้น โครงสร้างเหล็กจะต้องมีระบบป้องกันไฟที่ดี โดยทั่วไปแล้ว เราจะได้ 4 วิธีคือ

1. หุ้มด้วยคอนกรีต โดยคอนกรีตควรมีความหนาอย่างน้อย 35 ถึง 50 mm โดยต้องเสริมเหล็กยื่นและเหล็กปลอกด้วย แต่เนื่องจากคอนกรีตมีน้ำหนักมากและค่าติดตั้งค่อนข้างสูงจึงไม่ได้รับความนิยมมากนัก
 2. หุ้มด้วยปูนฉาบเสริมด้วยลวดตาข่าย
 3. หุ้มด้วยวัสดุแข็งทนไฟ เช่น แผ่นใยหิน (asbestos) และแผ่นยิปซัม (gypsum) เป็นต้น อย่างไรก็ตาม เนื่องจากใยหินมีอันตรายต่อสุขภาพ ในปัจจุบันนี้จึงไม่ใช้แผ่นใยหินในการหุ้มโครงสร้างเหล็ก
 4. หุ้มด้วยการพ่นซีเมนต์กันไฟ ซึ่งซีเมนต์กันไฟจะประกอบด้วยยิปซัม, perlite, vermiculite, และสารอื่น ๆ
- ความหนาของวัสดุกันไฟที่ใช้หุ้มโครงสร้างเหล็กจะขึ้นอยู่กับระยะเวลาที่เหล็กถูกไฟเผาจนกระทั่งเหล็กมีอุณหภูมิ 600 °C โดยทั่วไปจะกำหนดไว้ที่ 2 ชั่วโมงและความหนาความหนาของวัสดุกันไฟที่ใช้หุ้มจะหนาประมาณ 35 mm

