

# การคำนวณออกแบบ โครงสร้างเหล็กเพื่อรับ แรงแผ่นดินไหว

(ขั้นพื้นฐาน)

We  Steel Construction

1<sup>st</sup> Mini Course

February 15, 2024

 Zoom Meeting

## Mini-Course

การคำนวณออกแบบโครงสร้างเหล็ก  
เพื่อรับแรงแผ่นดินไหว (ขั้นพื้นฐาน)

 15 กุมภาพันธ์ 2567

เวลา ~~10.00 - 12.00 น.~~  
ขอขยับเวลา  
เวลา 15.00 - 17.00 น.





Photo Credit By: Michael D. Engelhardt from University of Texas at Austin

**เนื้อหาการบรรยาย:** PDU 2 หน่อย

- ภาพรวมเกี่ยวกับแผ่นดินไหวและการพิจารณาความเสี่ยง
- ผลกระทบกับโครงสร้างอาคารเมื่อเกิดแผ่นดินไหว
- แนวทางในการพัฒนาระเบียงวิธีการคำนวณแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้างอาคาร
- การถ่ายแรงแผ่นดินไหวไปยังระบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวของตัวอาคาร
- หลักในการพิจารณาออกแบบระบบรับแรงต้านข้าง
- มาตรฐานและกฎหมายที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบอาคารเพื่อความปลอดภัยต่อการเกิดแผ่นดินไหว

 Scan me!

ลงทะเบียน  
**SCAN** เลย  
หรือ แอดไลน์ @060tlizi

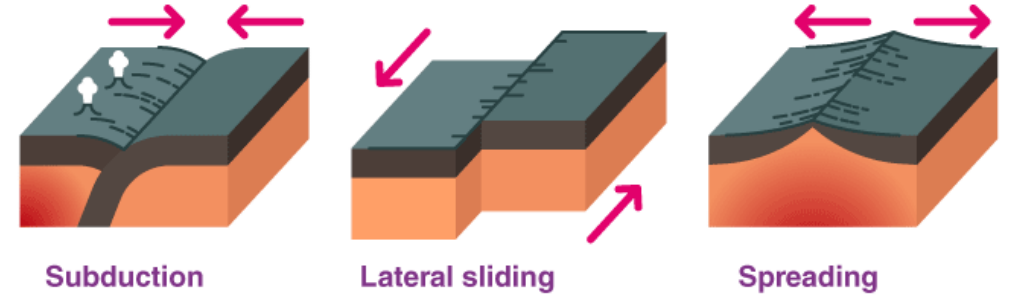
              

ติดต่อเรา:  WE  STEEL CONSTRUCTION  LINE ID: @060TLIZI  SSSTEELCONSTRUCTION@GMAIL.COM

# Earthquake

#WeLoveSteelConstruction

- แผ่นดินไหว เกิดจากปรากฏการณ์ที่แผ่นเปลือกโลก เคลื่อนที่ (plate tectonic) ทั้งแบบมุดตัว เคลื่อนออก ทางข้าง หรือเคลื่อนตัวออกจากกัน ด้วยเหตุที่โลหะหลอม ละลายใต้เปลือกโลกยัง active อยู่ต่อเนื่อง
- แผ่นดินไหวเมื่อเกิดขึ้นสามารถเกิดได้ทุกทิศทาง เกิด รุนแรงและเกิดที่บริเวณแนวรอยเลื่อน (fault) วัดความ รุนแรงโดยอุปกรณ์ที่ชื่อว่า seismograph วัดการขยับ ตัวของพื้นดิน (ground motion) ตามเวลา (t)
- การคำนวณออกแบบอาคารที่สามารถรับมือต่อการเกิด แผ่นดินไหวอาศัยหลักการทางสถิติ โดยการพิจารณา โอกาสเกิดด้วย คาบการกลับ (return period) **MRI** (**Maximum Recurrence Interval**) หรือ **MCE** (**Maximum Considered Earthquake**) ณ ความรุนแรง หรือ magnitude หนึ่ง ๆ โดยหากข้อมูลที่เก็บมีจำนวน มาก ก็จะทำให้ความถูกต้องในการประเมินเชิงสถิติเพิ่มขึ้น



Source: [www.byjus.com](http://www.byjus.com)



# Design for Earthquake

#WeLoveSteelConstruction

- การคำนวณออกแบบโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงจากแผ่นดินไหว อ้างอิง มาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง มยพ. 1301/1302 กำหนดวิธีการคำนวณไว้ 2 วิธีคือ
  - 1) วิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Static Equivalent) เป็นการ “แปลง” แรงแผ่นดินไหวที่มีลักษณะ dynamic ให้เป็นแรงสถิต static โดยใช้หลักสมดุลและหลักการทางพลังงาน
  - 2) วิธีเชิงพลศาสตร์ มีทั้งวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด (modal response spectrum) และวิธีวิเคราะห์การตอบสนองแบบประวัติเวลา (time history analysis) ทั้งแบบเชิงเส้น (linear) และไม่เชิงเส้น (non-linear)
- วิธีแรกเป็นวิธีที่สะดวก รวดเร็ว อาจไม่ต้องใช้เครื่องมือวิเคราะห์ที่ซับซ้อน แต่วิธีที่ 2 จำเป็นต้องใช้เครื่องมือวิเคราะห์ และข้อมูลแผ่นดินไหว seismic wave ที่เหมาะสม

**มยพ.1301/1302-61**

## **มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว**

|                                                                             |    |
|-----------------------------------------------------------------------------|----|
| บทที่ 3 วิธีแรงสถิตเทียบเท่า.....                                           | 67 |
| 3.1 ทั่วไป.....                                                             | 67 |
| 3.2 แรงเฉือนที่ฐานอาคาร.....                                                | 67 |
| 3.3 การคำนวณค่าคาบการสั่นพื้นฐาน.....                                       | 68 |
| 3.4 การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างต่ออาคารในชั้นต่าง ๆ..... | 68 |
| 3.5 การกระจายแรงเฉือนในแนวราบ.....                                          | 69 |
| 3.6 การพลิกคว่ำ.....                                                        | 70 |
| 3.7 การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น.....                        | 70 |
| 3.8 ผลของ P-DELTA.....                                                      | 71 |
| บทที่ 4 การออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์.....                         | 73 |
| 4.1 ทั่วไป.....                                                             | 73 |
| 4.2 วิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด.....                                      | 73 |
| 4.3 วิธีวิเคราะห์การตอบสนองเชิงเส้นแบบประวัติเวลา.....                      | 79 |
| 4.4 วิธีวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา.....                   | 84 |



การออกแบบ  
โครงสร้าง  
เพื่อความ  
ปลอดภัย

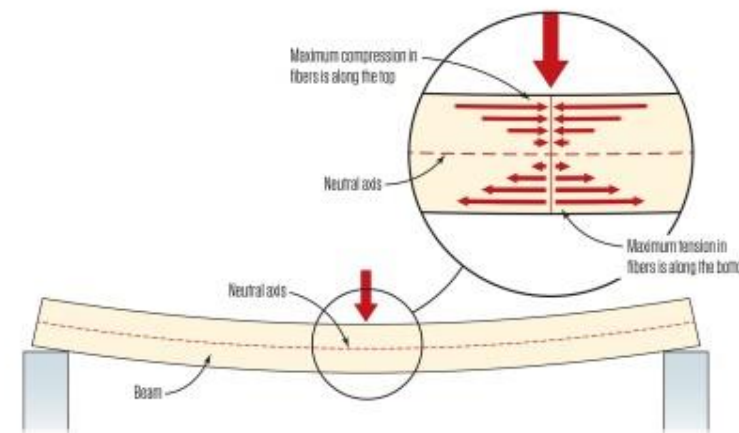
#WeLoveSteelConstruction

# Strength Design

#WeLoveSteelConstruction

- มี 2 มิติในการออกแบบโครงสร้างหลัก ๆ แล้ว มี 2 มิติ คือ  
(1) ออกแบบเพื่อความปลอดภัย **Strength design**  
(2) ออกแบบเพื่อความรู้สึกปลอดภัย Serviceability design
- **Strength design** เป็นการพิจารณาออกแบบให้กำลังโครงสร้าง (**resistance** ปัจจุบัน เรียกว่า available strength) **มากกว่า** ผลจากแรงภายนอกที่กระทำ (**load** ปัจจุบัน เรียกว่า required strength)
- การพิจารณา ทำคู่ขนานกันไประหว่าง **การวิเคราะห์โครงสร้าง** เพื่อหาผลจาก load ทั้ง moment, shear หรือ axial และ **การคำนวณกำลัง** ทั้ง moment capacity, shear capacity หรือ axial capacity

Bending Stresses in a Beam



$$M_a = PL/4$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_a \leq M_p / \Omega$$

# Seismic (strength) Design

#WeLoveSteelConstruction

- หากพิจารณาวิธีการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหว ด้วยวิธี**แรงสถิตเทียบเท่า** ความซับซ้อนของการออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว คือ การหา **load** หรือ ผลจากแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างอาคาร
- **เหตุผล**สำคัญเป็นเพราะ (1) seismic load ไม่สามารถกำหนดเป็นค่าคงที่ ดังเช่น live load เพราะมีปัจจัยที่เกี่ยวข้องมาก (2) structural system มีผลต่อ load ทั้งมวลอาคาร **mass (m)** ความสามารถต้านทานการเสียรูป **stiffness (k)** และ (3) ความเหนียวของระบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว **ductility (R)**
- **การพิจารณา** นอกจากจะต้องทราบ localized parameter ต่าง ๆ แล้ว ยังอาจต้องทำการ "สมมติ" ปัจจัย **(m, k, R)** ที่อาจเกี่ยวข้องกับ seismic load

## Energy Method

- Forces to move an object attached to spring
- $F = \text{Stiffness} \cdot \text{Displacement}$

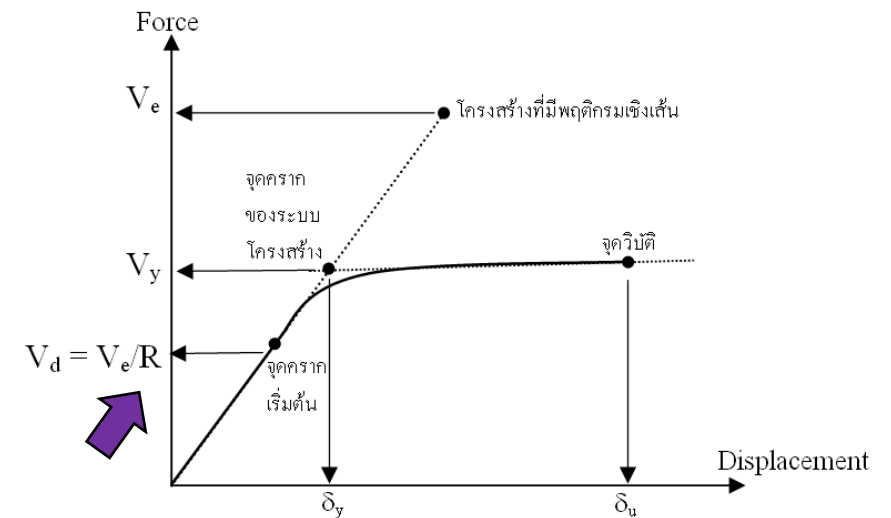
$$F = k \cdot s = k \cdot A \sin(\omega t)$$

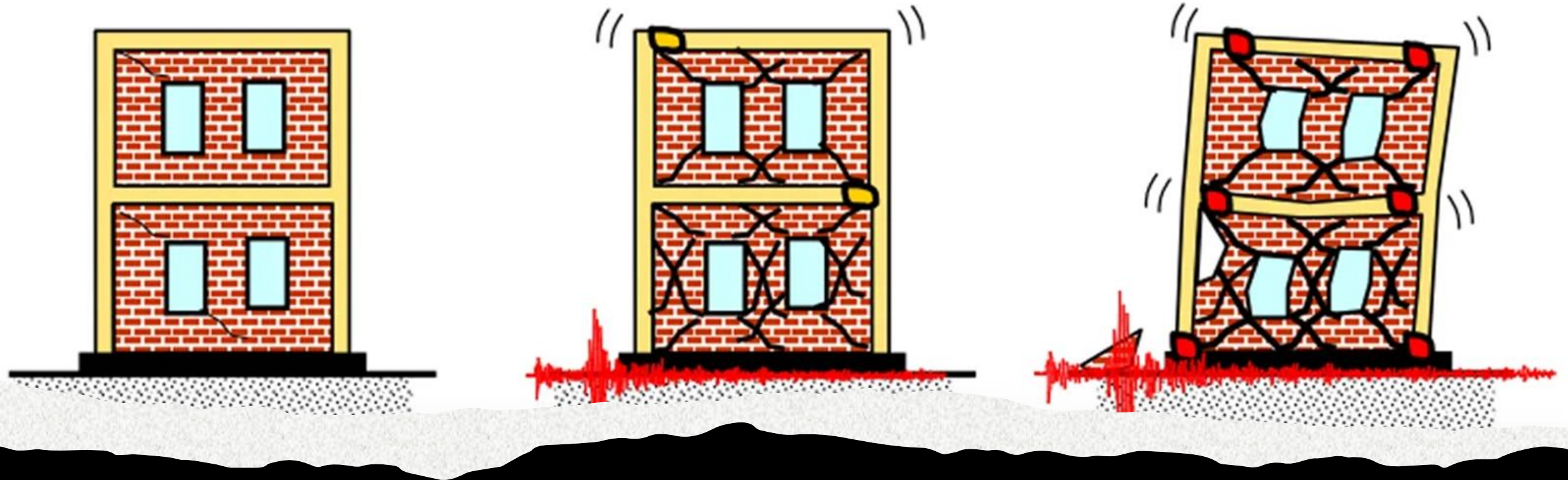
## Simple Harmonic Motion

- $s(t) = A \sin(\omega t)$
- $v(t) = \frac{ds(t)}{dt} = \omega A \cos(\omega t)$
- $a(t) = \frac{dv(t)}{dt} = -\omega^2 A \sin(\omega t)$

$$F = m \cdot a = m \cdot \omega^2 A \sin(\omega t)$$

$$\omega^2 = \frac{k}{m}$$





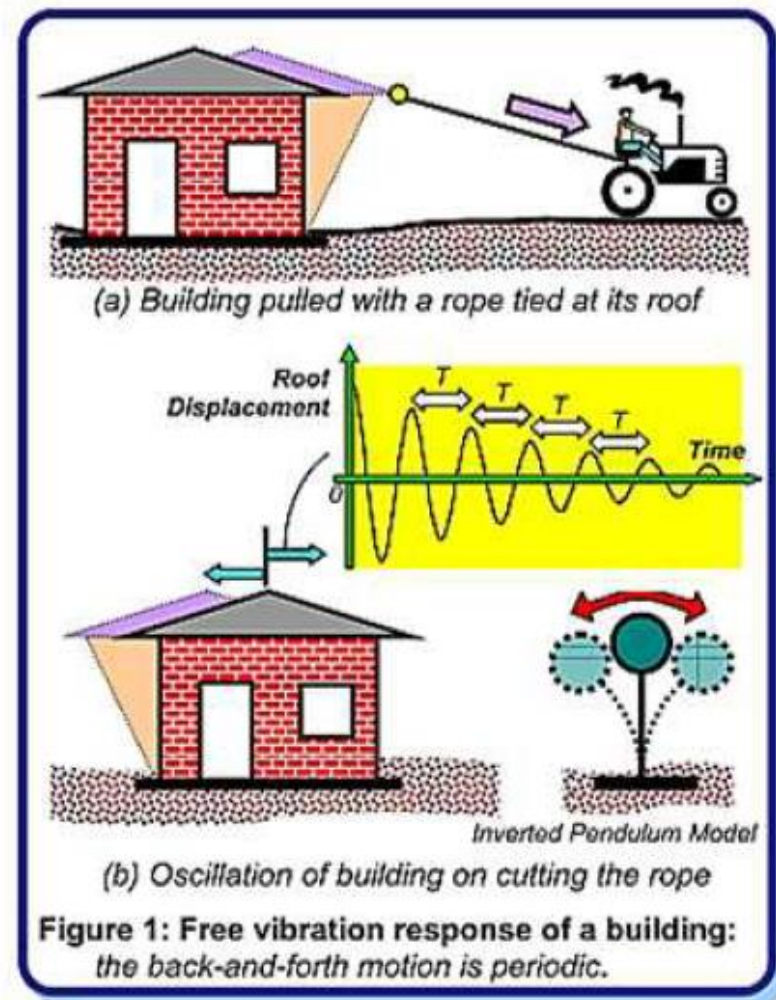
พื้นฐานพลศาสตร์กับ  
วิศวกรรมโครงสร้าง

#WeLoveSteelConstruction

# Natural Frequency

#WeLoveSteelConstruction

- ระบบหนึ่ง ๆ อาจเป็น structure หรือ non structure จะมีสมบัติทางพลศาสตร์ (dynamic property) เฉพาะตัว เช่น สายกีตาร์ที่ถูกขึงตึงไม่เท่ากัน มีขนาดสายไม่เท่ากัน จะให้เสียงที่ (ความถี่) ต่างกัน
- อาคารก็เช่นเดียวกัน หากสมมติมีเชือกเส้นหนึ่ง ยึดเข้ากับโครงสร้างอาคาร แล้วต่อเข้ากับรถลาก ... จากนั้นทำการลากดึงอาคารจนถึงจุดหนึ่ง แล้วทำการ "ตัดเชือก" >>> อาคารจะเกิดการสั่น ขวาไปซ้าย ซ้ายไปขวา ด้วย **ความถี่ (หน่วยรอบต่อวินาที)** หรือ **คาบการสั่น** ซึ่งเป็นส่วนกลับของความถี่ (**หน่วยวินาทีต่อรอบ**) **คงที่** แต่ขนาด (amplitude) ค่อย ๆ จะลดลงจากการสลายพลังงาน ด้วยผลของสมบัติในการหน่วง (damping) จนกระทั่งหยุดสั่น ความถี่ของการสั่นดังกล่าว เรียกว่า **ความถี่ธรรมชาติ** หรือ **natural frequency,  $f_n$**  ในขณะที่คาบการสั่นดังกล่าว เรียกว่า **คาบการสั่นธรรมชาติ** หรือ **natural period,  $T_n$**
- พฤติกรรมนี้ สามารถนำไปประยุกต์ใช้กับการทดสอบสะพานรูปแบบ dynamic load test เพื่อวิเคราะห์ถึง สมรรถนะในการต้านทานการเสียวรูป (stiffness) ที่อาจเปลี่ยนแปลงจากการเสื่อมสภาพของสะพาน



# Ground Motion (Pulse)

#WeLoveSteelConstruction



เมื่อเกิดการสั่นกระชากของพื้นดิน



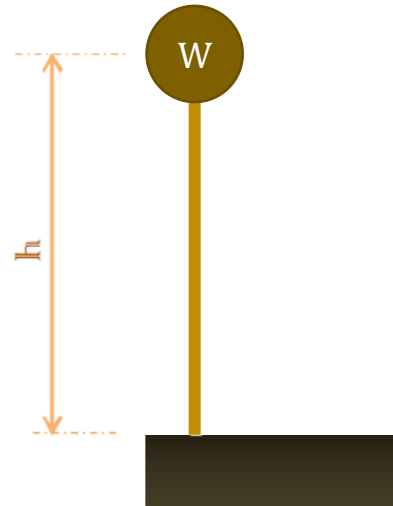
Mass พยายามไม่เคลื่อนที่



เกิดการสั่นของ Mass อย่างอิสระ



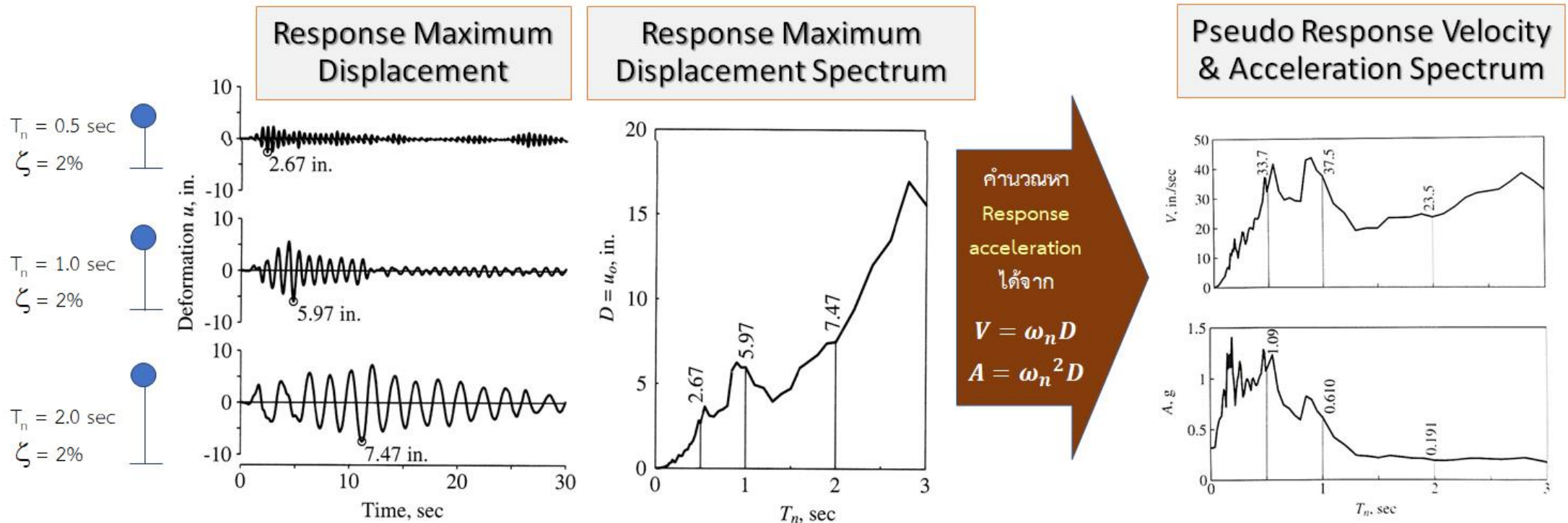
หยุดด้วย damper สลายพลังงาน



# Ground Motion (Wave)

#WeLoveSteelConstruction

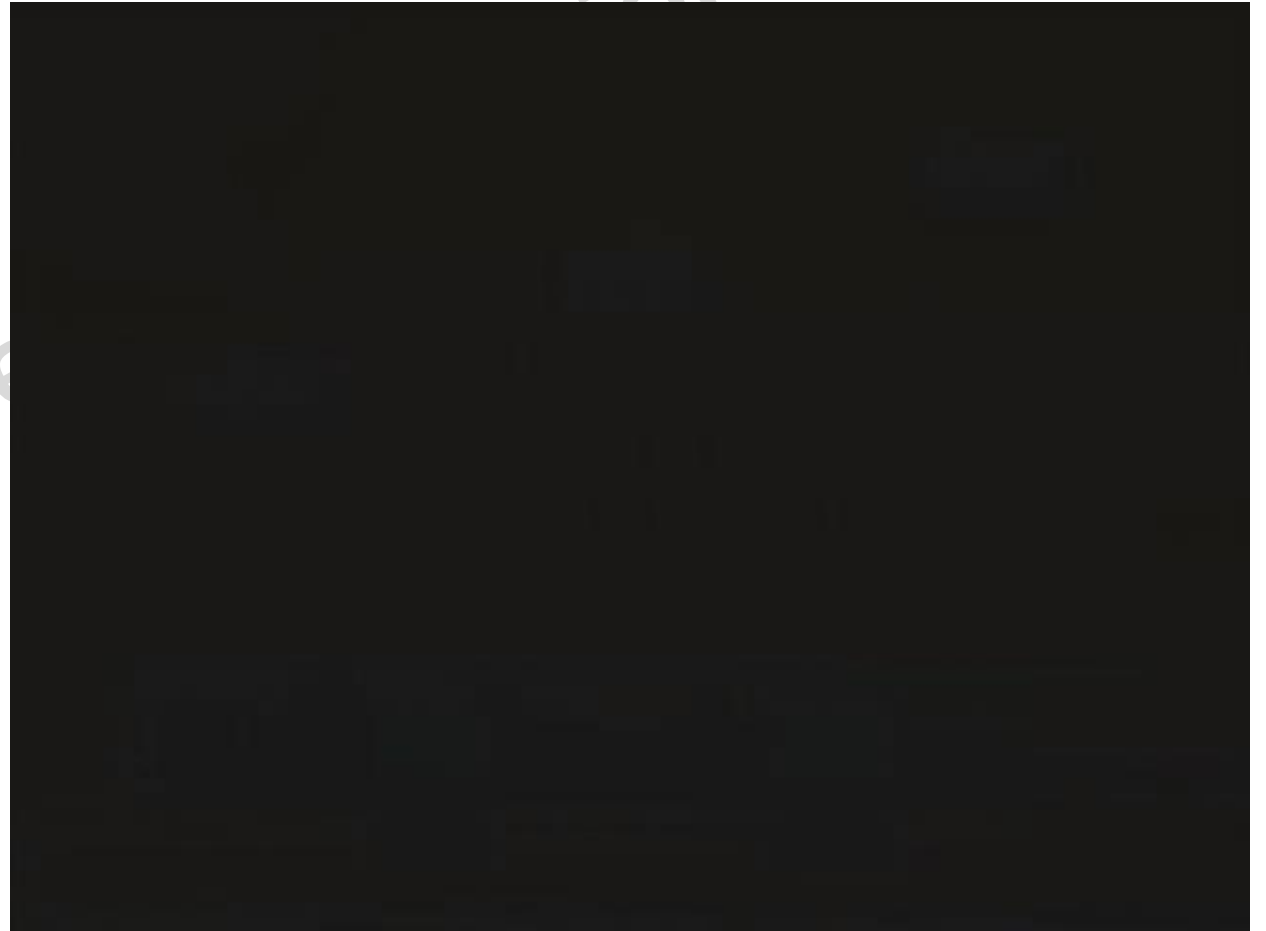
- การสั่นของพื้น (แผ่นดินไหว) มีลักษณะเฉพาะ มีความถี่การสั่นของพื้นเฉพาะตัว จะส่งผลต่อผลตอบสนองของ system ที่ mass และ stiffness หรือคาบการสั่นธรรมชาติ **natural period** [ $T_n = 2\pi\sqrt{m/k}$ ] ของตัวอาคารที่ไม่เท่ากัน หน่วยงานกำกับจึงมักพัฒนาสเปกตรัมผลตอบสนองให้ผู้ออกแบบใช้คำนวณหาแรงในรูปของ **สเปกตรัมความเร่งตอบสนอง acceleration response spectrum**



# Building Response to Ground Motion

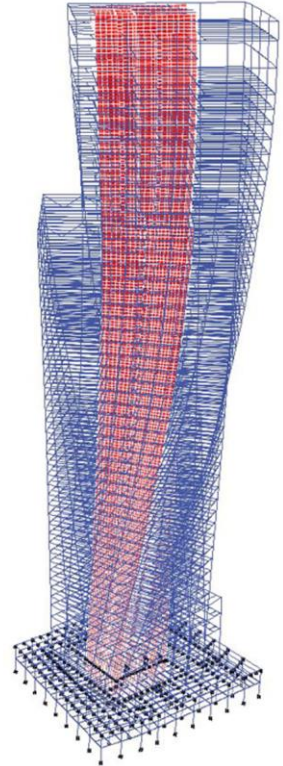
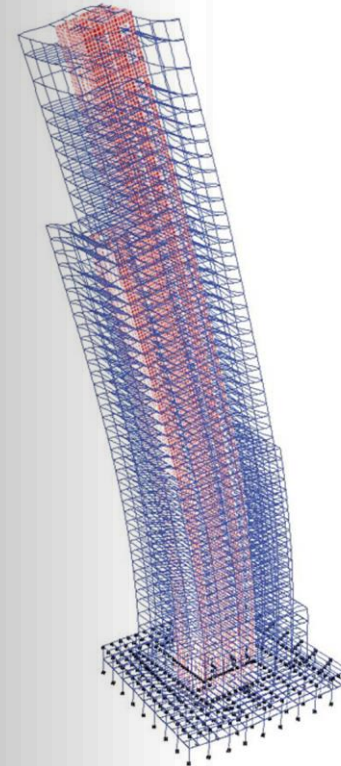
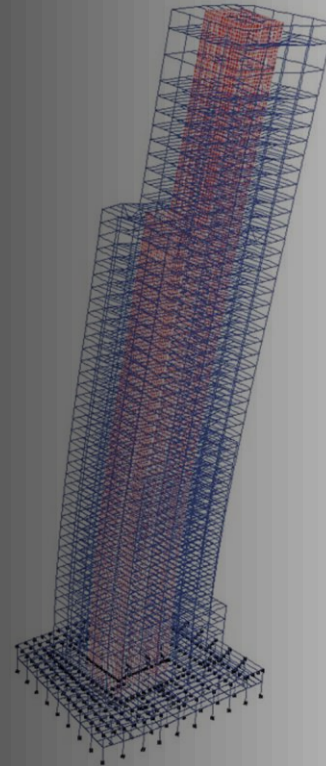
#WeLoveSteelConstruction

- ความถี่ในการสั่นของพื้น (แผ่นดินไหว) ที่ระดับความรุนแรง (magnitude) หนึ่ง ๆ ส่งผลต่อตัวอาคารแตกต่างกันไป
- อาคารสูง จะมี lateral stiffness น้อย (ใช้แรงน้อยในการ displace อาคาร 1 หน่วย) หากคลื่นแผ่นดินไหวมีความถี่ต่ำ คาบการสั่นสูง (ใช้เวลานานในการสั่น 1 รอบ) จะส่งผลให้อาคาร ตอบสนองอย่างรุนแรง
- อาคารเตี้ย จะมี lateral stiffness มาก หากคลื่นแผ่นดินไหวมีความถี่สูง จะส่งผลให้อาคาร ตอบสนองอย่างรุนแรง
- ทั้งนี้ demonstration ทั้งหมด เป็นเพียง SDOF ที่กำหนดให้สั่นใน pattern เดียว แต่อาคารสามารถสั่นได้หลากหลายรูปแบบ



ปรึกษาการ  
ออกแบบอาคาร  
เพื่อต้านทานการ  
วิบัติจากแผ่นดินไหว

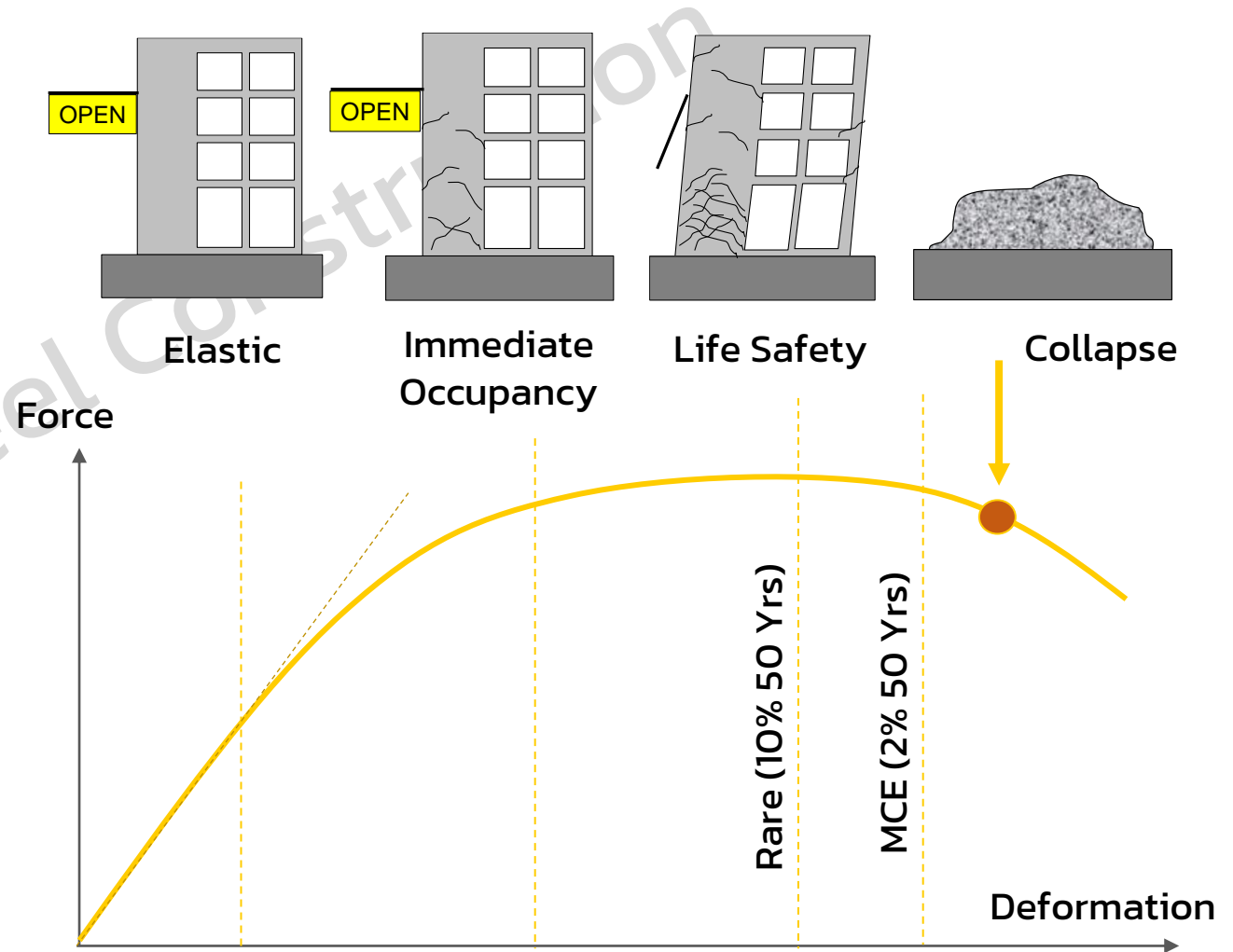
#WeLoveSteelConstruction



# Seismic Design Philosophy

#WeLoveSteelConstruction

- การออกแบบโครงสร้างหากไม่ต้องการให้ member เกิดการเสียรูปถาวร ต้องออกแบบให้วัสดุยังอยู่ในช่วง elastic
- แต่การคงสภาพ **elastic** ต้องทำระบบรับแรงต้านข้างให้มี **stiffness สูงมาก**
- ข้อเสีย (1) สิ้นเปลือง (2) สลายพลังงานได้น้อย ... พลังงาน = แรง \* การเสียรูป โครงสร้างที่ elastic จะเสียรูปได้น้อย
- เมื่อสลายพลังงานได้น้อย อาคารจะไม่หยุดสั่นได้ง่าย ด้วยเหตุผลด้านต้นทุนค่าก่อสร้างและสมรรถนะในการสลายพลังงาน ปัจจุบันจึงมักออกแบบให้อาคารมีพฤติกรรมในช่วง **inelastic** ที่อาจส่งผลต่อ damage ของตัวอาคาร **แต่ไม่เกิดการ collapse**

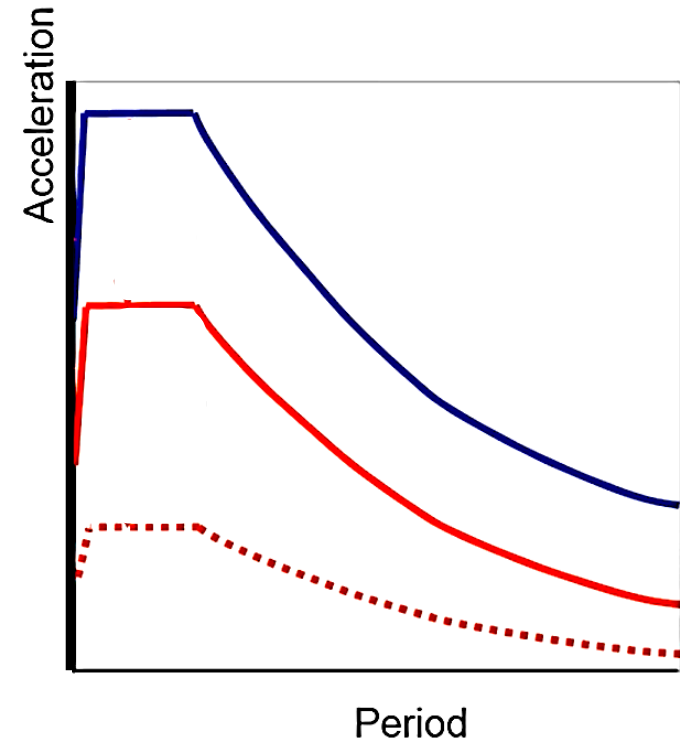


# EQ Load vs. System Ductility (R)

#WeLoveSteelConstruction

- หากพิจารณา acceleration response spectrum ที่ระดับคาบการสั่นธรรมชาติของตัวอาคาร ( $T_n$ ) ต่างๆ เมื่อทราบ  $T_n$  ก็จะได้ ความเร่ง (แสดงในรูป ค่าคงที่คูณกับ  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ) โดยหากทราบ "น้ำหนัก  $W$  ของอาคาร" ก็จะสามารถหา แรงที่กระทำกับ mass ที่เท่ากับ base shear ได้ จาก  $F = ma = (W/g) * (\text{ค่าคงที่} * g)$
- ความเร่งดังกล่าว เป็นความเร่งที่ระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว ณ **Maximum Considered Earthquake (MCE)** ที่ 2,475 ปี หรือพิจารณาโอกาสเกิดแผ่นดินไหวเกินค่าดังกล่าวที่ ความเป็นไปได้ 2% ใน 50 ปี
- ในการออกแบบ ลดทอนแรงแผ่นดินไหวที่ **MCE** ลงเหลือ  $2/3 * \text{MCE}$  เรียก **Design Basis Earthquake (DBE)** และท้ายที่สุด นำ **ความเหนียว** ของระบบต้านแผ่นดินไหว (**R**) มาหารเพื่อนำไปคำนวณโครงสร้าง

From **MCE** to **DBE**  
and finally ... **EQ load**





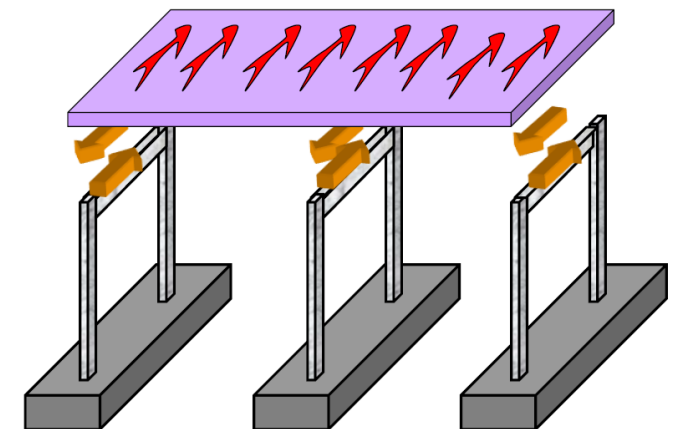
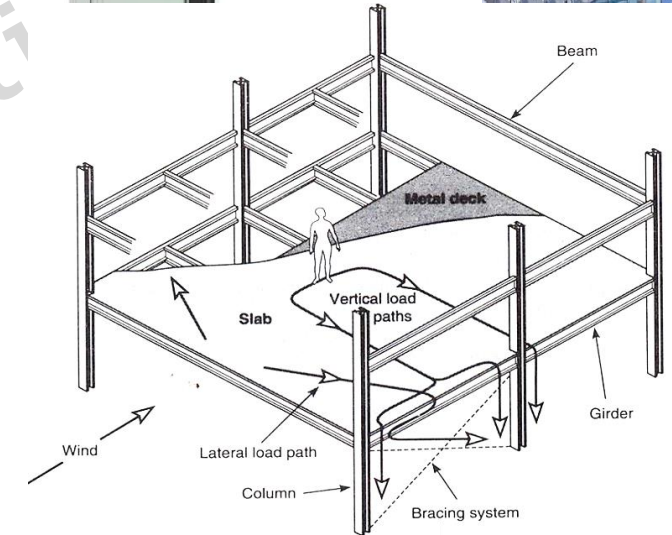
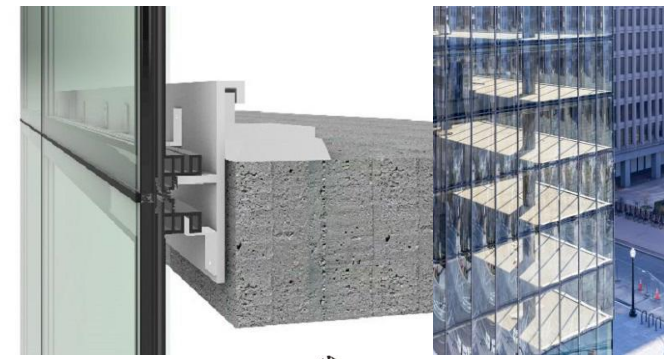
# การถ่ายแรงแผ่นดินไหวไปสู่ ระบบรับแรงข้างของอาคาร

#WeLoveSteelConstruction

# Lateral Load Transfer

#WeLoveSteelConstruction

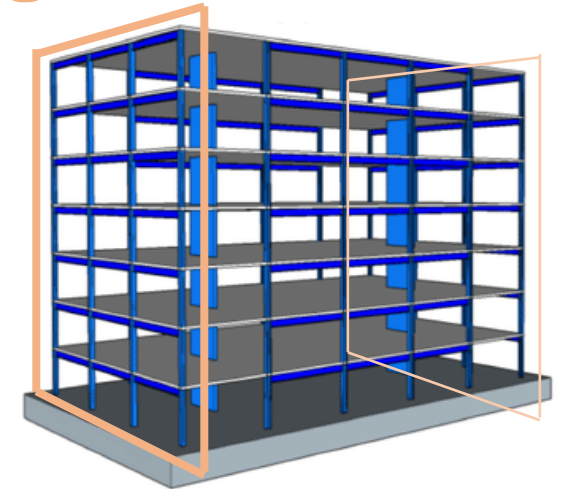
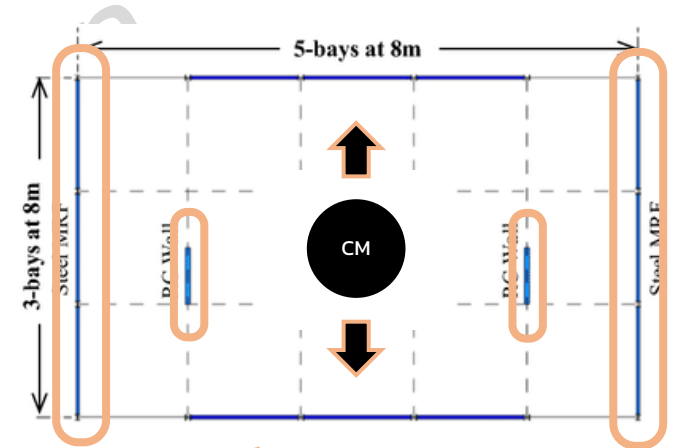
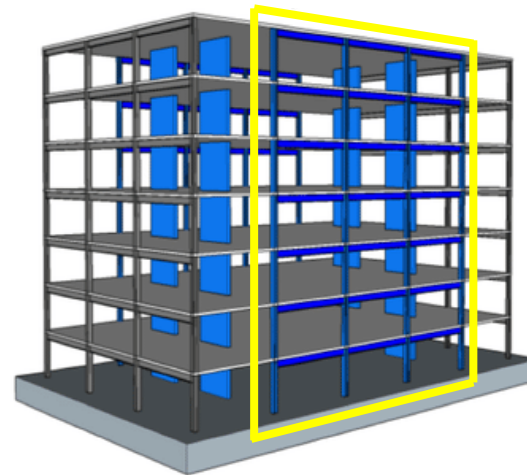
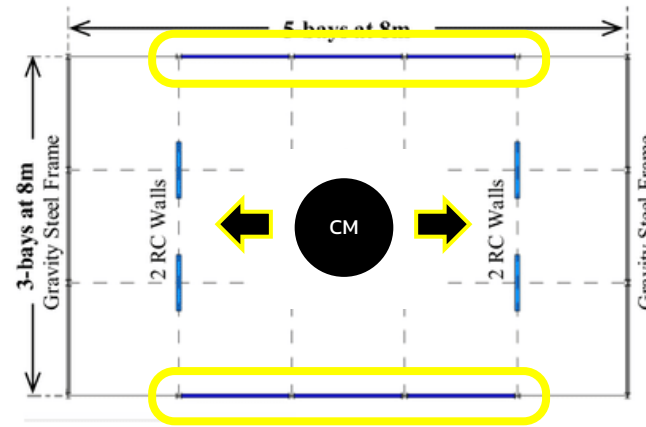
- แรงทางข้าง (lateral load) หลัก ๆ แล้ว ประกอบไปด้วย แรงลม (wind load,  $W$ ) และแรงแผ่นดินไหว (earthquake load,  $EQ$ ) แรงทั้ง 2 ชนิดมีลักษณะเฉพาะตัว คือ เป็น dynamic load มีทิศทางกลับไปกลับมา ส่งผลต่อการสั่นไหวของตัวอาคาร และไม่กระทำต่อเนื่องเช่นค้ำ (transient load)
- แรงลมกระทำกับเปลือกอาคาร ถ่ายเข้าสู่ตัวอาคารผ่านโครงคร่าวรับเปลือกอาคาร ที่ติดตั้งเข้ากับคานหรือพื้น ซึ่งทำหน้าที่เป็น diaphragm ถ่ายแรงทางข้างเข้าสู่ ระบบรับแรงทางข้าง (lateral system)
- แรงแผ่นดินไหว เกิดจากการสั่นของพื้นไปเหนี่ยวนำให้มวลอาคาร (mass) เกิดแรงกระทำ ซึ่ง mass ของตัวอาคาร หลัก ๆ จะเป็นพื้นและคาน ของแต่ละชั้น กระทำ ณ center of mass แล้วถ่ายผ่าน diaphragm เข้าสู่ระบบรับแรงทางข้าง



# Earthquake Load Transfer

#WeLoveSteelConstruction

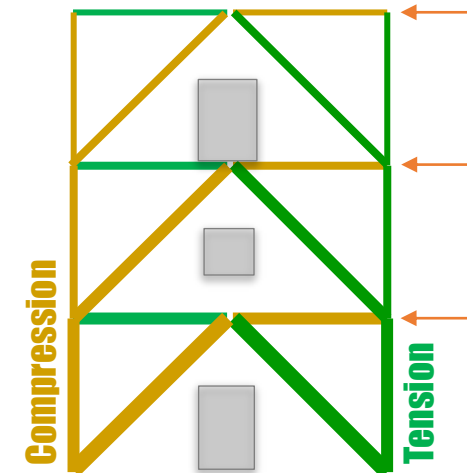
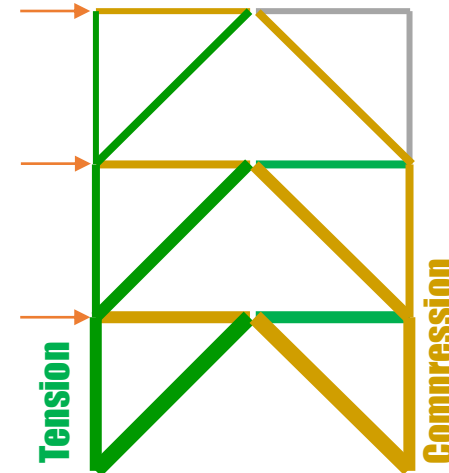
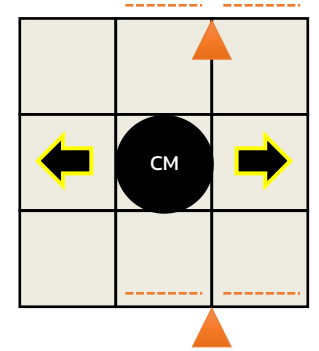
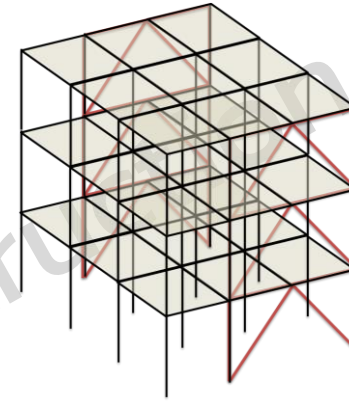
- แรงแผ่นดินไหว (EQ) ที่กระทำ ณ ตำแหน่ง center of mass (CM) จะถ่ายไปยัง lateral system ผ่าน diaphragm (แผ่นพื้น) โดย lateral system ที่ stiffness สูง ณ ทิศทางหนึ่ง ๆ ก็จะได้รับ EQ มากกว่า lateral system ที่ stiffness ต่ำกว่า
- ปกติการพิจารณา ณ พิจารณาทั้งแกน x (E-W) และ แกน y (N-S) ของตัวอาคาร ซึ่งต้องพิจารณา กำลังรับแรงของ lateral system ในแต่ละทิศทาง ตามระดับของแรงที่แตกต่างกันไปตาม stiffness ของ lateral system แต่ละตัว



# Cantilevered Beam or Truss

#WeLoveSteelConstruction

- วิศวกรที่ออกแบบคานเหล็ก (steel beam) หรือโครงถัก (truss) ได้ ย่อมสามารถออกแบบขนาด member ของ lateral system ได้ โดยพิจารณา internal force ซึ่งอาจเป็น shear/normal stress ใน beam element หรือ axial load ใน truss member
- ระบบ lateral system เป็นเสมือนการพิจารณาคานหรือโครงถักยื่น cantilevered beam or truss ต่างกันเพียง แรงแผ่นดินไหวจะกระทำกลับทิศไปมา แต่ cantilevered beam/truss มักจะกระทำในทิศทางตามแรงโน้มถ่วงของโลกทิศทางเดียว ส่งผลให้การออกแบบ tension/compression zone มีลักษณะที่กลับทิศไปมาได้



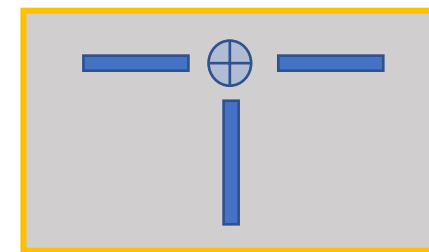
# Lateral System Arrangement

#WeLoveSteelConstruction

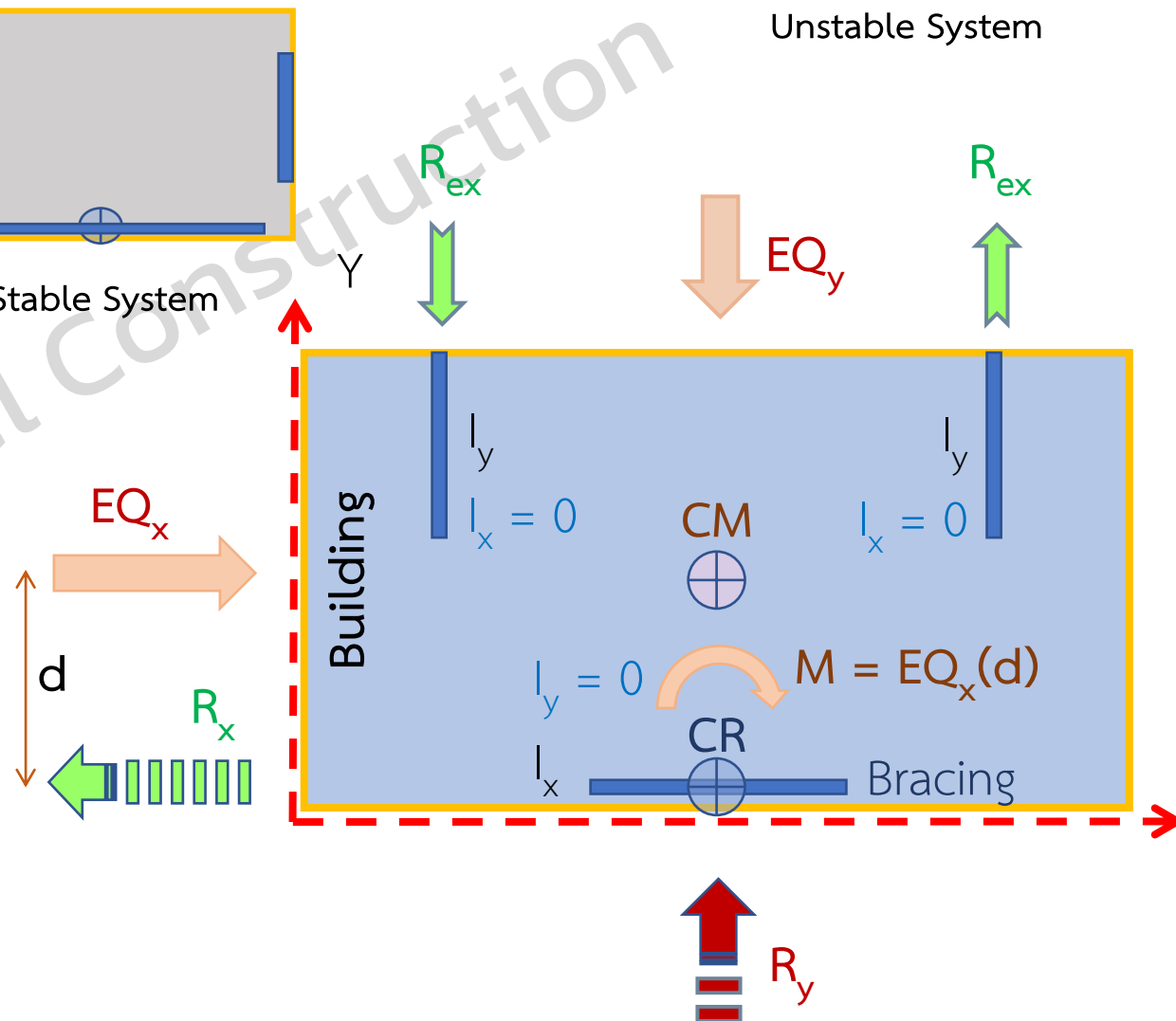
- การจัดตำแหน่งของ lateral system ซึ่งอาจเป็น RC shear wall หรือ Steel moment or braced frame มีส่วนสำคัญต่อเสถียรภาพของโครงสร้าง
- จุดศูนย์กลางที่แรงแผ่นดินไหวกระทำคือ **CM** แต่จุดศูนย์กลางของระบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวคือ Center of Rigidity, **CR** หาก **CM** และ **CR** อยู่ตำแหน่งที่ไม่ตรงกัน ก็จะก่อให้เกิดแรงจากผลของการเยื้องศูนย์กลาง อากาศเกิดการเสียรูปแบบบิดตัว (torsional mode) หากจัดตำแหน่งไม่ดี อาจส่งผลต่อการเสียเสถียรภาพ และการวิบัติของอาคารในที่สุด



Stable System



Unstable System



# การออกแบบ โครงสร้างเหล็กเพื่อ รับแรงแผ่นดินไหว ตามกฎหมายไทย

#WeLoveSteelConstruction

**มยพ.1301/1302-61**  
**มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทาน  
การสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว**



กฎกระทรวง

**มยพ. 1304 - 61**

**มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้าง  
รูปพรรณเมื่อต้านทานการสั่นสะเทือน  
ของแผ่นดินไหว**

# กฎหมาย vs. มาตรฐาน

#WeLoveSteelConstruction

- กฎหมายเกี่ยวกับงานอาคาร เป็นไปตาม **พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522** โดย พ.ร.บ. ได้การกำหนดนิยาม กรอบการปฏิบัติกว้างๆ
- รายละเอียดทางเทคนิคขยายความใน**กฎกระทรวงฯ ประกาศกระทรวงฯ และมาตรฐานกรมโยธาฯ (มยพ.)**
- **เกณฑ์จำกัดสิทธิ์** กำหนดไว้ใน พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร และกฎกระทรวงฯ ในขณะที่**เกณฑ์ทางเลือก** กำหนดไว้ใน ประกาศกระทรวงฯ และ มยพ. (optional)
- แต่อย่างไรก็ดี ต้องตรวจสอบด้วยว่า กฎกระทรวงฯ มีการอ้างถึง ประกาศกระทรวงฯ หรือ มยพ. หรือไม่ เพราะจะเข้า**เกณฑ์จำกัดสิทธิ์** ต้องปฏิบัติตาม

พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. ๒๕๒๒  
และกฎกระทรวงที่ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. ๒๕๒๒

Building Control Act & Ministerial Regulations



สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร  
กรมโยธาธิการและผังเมือง

# กฎกระทรวง

#WeLoveSteelConstruction

- กฎกระทรวงที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบอาคาร มี 2 ฉบับ ฉบับหลักเป็น **กฎกระทรวงกำหนดการออกแบบโครงสร้างอาคาร และลักษณะและคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในงานโครงสร้างอาคาร พ.ศ. 2566** ซึ่งแสดงข้อกำหนดเพื่อการออกแบบ เช่น load combination, factor of safety, fire rating สำหรับป้องกันโครงสร้างเหล็ก เป็นต้น ซึ่งเป็นฉบับที่รวมกฎกระทรวงฉบับเก่า 3 ฉบับ คือ กฏ 6 กฏ 48 และ กฏ 60 (ยกเลิกกฎกระทรวง 3 ฉบับแล้วยกร่างฉบับใหม่นี้ทดแทน)



กฎกระทรวง

กำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร  
และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

พ.ศ. ๒๕๖๔



กฎกระทรวง

กำหนดการออกแบบโครงสร้างอาคาร  
และลักษณะและคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในงานโครงสร้างอาคาร

พ.ศ. ๒๕๖๖

# กฎกระทรวง

#WeLoveSteelConstruction

- **กฎกระทรวงกำหนดการออกแบบโครงสร้างฯ 2566** ไม่ได้ระบุอะไรมากนักเกี่ยวกับการคำนวณแรงแผ่นดินไหว ระบุเพียงให้คำนวณออกแบบตาม **กฎกระทรวงฯ** แผ่นดินไหว พ.ศ. 2564



กฎกระทรวง

กำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

พ.ศ. ๒๕๖๔

หมวด ๕  
แรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ข้อ ๑๘ การออกแบบและคำนวณโครงสร้างอาคารต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ให้เป็นไปตามกฎกระทรวงว่าด้วยการกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



กฎกระทรวง

กำหนดการออกแบบโครงสร้างอาคาร และลักษณะและคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในงานโครงสร้างอาคาร

พ.ศ. ๒๕๖๖

# กฎกระทรวง

#WeLoveSteelConstruction

- กฎกระทรวงอีกฉบับ เป็น **กฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2564** โดยจำแนกจังหวัดในประเทศไทย ออกเป็น 3 โซน ประกอบด้วย โซนเฝ้าระวังระดับต่ำ โซนเฝ้าระวังระดับปานกลาง และโซนเฝ้าระวังระดับสูง พร้อมระบุประเภท อาคารที่ต้องทำรายละเอียดต่อ และ**ต้องออกแบบ**ให้โครงสร้างให้มีความเหนียว โดยอ้างถึง “วิธีการออกแบบ” ในประกาศอีกฉบับ



กฎกระทรวง

กำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

พ.ศ. ๒๕๖๔



กฎกระทรวง

กำหนดการออกแบบโครงสร้างอาคาร และลักษณะและคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในงานโครงสร้างอาคาร

พ.ศ. ๒๕๖๖

# มาตรฐานการออกแบบ

#WeLoveSteelConstruction

ดังนั้น การดำเนินการให้สอดคล้องกับกฎกระทรวงฯ 2564 จึงต้องปฏิบัติให้สอดคล้องกับมาตรฐาน 2 ฉบับนี้

- กรมโยธาฯ ได้จัดทำมาตรฐานการออกแบบ ที่เกี่ยวข้องกับการต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับโครงสร้างเหล็ก 2 ฉบับ
- **มยพ. 1301/1302** กล่าวถึง แนวทางในการ**คำนวณแรง**แผ่นดินไหว ในแต่ละโซน กับอาคารที่มีระบบรับแรงทางข้างรูปแบบต่างๆ ซึ่งมีระดับความเหนียวไม่เท่ากัน
- **มยพ. 1304** กล่าวถึงรายละเอียดวิธีการ**คำนวณ member** และ **จุดต่อ** **พร้อมการทำ detail** เพื่อให้ได้ระดับความเหนียวตามที่ต้องการ

**มยพ. 1301/1302-61**

**มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว**



กรมโยธาธิการและผังเมือง  
กระทรวงมหาดไทย  
พ.ศ. 2561

**มยพ. 1304 - 61**

**มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว**



กรมโยธาธิการและผังเมือง  
กระทรวงมหาดไทย  
พ.ศ. 2561

# มยพ. 1301/1302

#WeLoveSteelConstruction

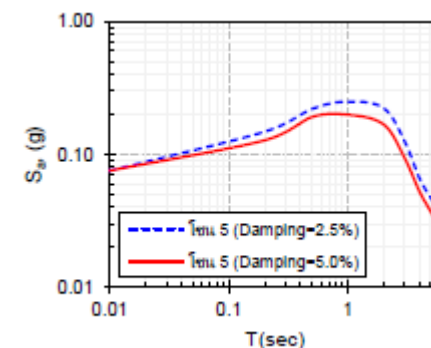
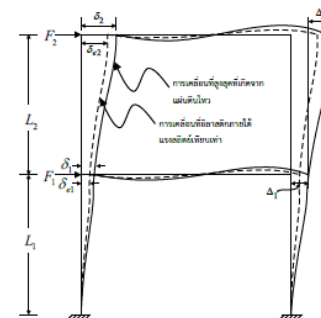
- **มยพ. 1301/1302** ได้แสดง “วิธีการคำนวณหาแรงแผ่นดินไหว” ไว้ 2 วิธี คือ **(1) วิธีแรงสถิตเทียบเท่า static equivalent** (2) วิธีเชิงพลศาสตร์ โดยแบ่งเป็น 2.1) modal analysis และ 2.2) time history analysis
- วิธีการ (2) นอกจากต้องมี computer และ software ที่เพียงพอแล้ว ยังต้องมี ชุดข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่รุนแรงในอดีตของประเทศไทย + ประสบการณ์วิศวกรที่สูง เหมาะกับอาคารที่ซับซ้อน
- ดังนั้น **วิธี (1) จึงเป็นวิธีที่แนะนำสำหรับโครงสร้างทั่วไป ไม่ซับซ้อน**

ตารางที่ 1.6-1 การแบ่งประเภทของแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า  $S_{D2}$

| ค่า $S_{D2}$               | ประเภทของแบบต้านทานแผ่นดินไหว |                     |                    |
|----------------------------|-------------------------------|---------------------|--------------------|
|                            | ประเภทความสำคัญ I หรือ II     | ประเภทความสำคัญ III | ประเภทความสำคัญ IV |
| $S_{D2} < 0.167$           | ก (ไม่ถือระบบ)                | ก (ไม่ถือระบบ)      | ก (ไม่ถือระบบ)     |
| $0.167 \leq S_{D2} < 0.33$ | ข                             | ข                   | ข                  |
| $0.33 \leq S_{D2} < 0.50$  | ค                             | ค                   | ค                  |
| $0.50 \leq S_{D2}$         | ง                             | ง                   | ง                  |

ตารางที่ 1.6-2 การแบ่งประเภทของแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า  $S_{D1}$

| ค่า $S_{D1}$                | ประเภทของแบบต้านทานแผ่นดินไหว |                     |                    |
|-----------------------------|-------------------------------|---------------------|--------------------|
|                             | ประเภทความสำคัญ I หรือ II     | ประเภทความสำคัญ III | ประเภทความสำคัญ IV |
| $S_{D1} < 0.097$            | ก (ไม่ถือระบบ)                | ก (ไม่ถือระบบ)      | ก (ไม่ถือระบบ)     |
| $0.097 \leq S_{D1} < 0.133$ | ข                             | ข                   | ข                  |
| $0.133 \leq S_{D1} < 0.20$  | ค                             | ค                   | ค                  |
| $0.20 \leq S_{D1}$          | ง                             | ง                   | ง                  |



**มยพ. 1301/1302-61**

**มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว**







**กรมโยธาธิการและผังเมือง**  
**กระทรวงมหาดไทย**  
**พ.ศ. 2561**

ตารางที่ 1.4-1 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ค่าปรับ 0.2 วินาที ( $S_s$ ) และ ที่ค่าปรับ 1 วินาที ( $S_1$ ) ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา

| จังหวัด   | อำเภอ       | ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม |       |       |
|-----------|-------------|--------------------------------|-------|-------|
|           |             | $S_s$                          | $S_1$ |       |
| กระบี่    | เกาะลันตา   | 0.148                          | 0.089 |       |
|           | เขาพนม      | 0.227                          | 0.108 |       |
|           | คลองพ่อน    | 0.147                          | 0.129 |       |
|           | ปลายพระยา   | 0.263                          | 0.100 |       |
|           | เมืองกระบี่ | 0.210                          | 0.105 |       |
|           | ลำพัน       | 0.150                          | 0.090 |       |
| กาญจนบุรี | บ้านฉาง     | 0.195                          | 0.080 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.267                          | 0.110 |       |
|           | บ้านฉาง     | 0.862                          | 0.316 |       |
|           | ท่าม่วง     | 0.720                          | 0.200 |       |
|           | ท่ามะกา     | 0.902                          | 0.275 |       |
|           | โพธาราม     | 0.481                          | 0.154 |       |
|           | โพธาราม     | 0.747                          | 0.210 |       |
|           | โพธาราม     | 0.659                          | 0.197 |       |
|           | โพธาราม     | 0.452                          | 0.136 |       |
|           | โพธาราม     | 0.642                          | 0.241 |       |
| กาญจนบุรี | บ้านโป่ง    | 0.487                          | 0.130 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.752                          | 0.208 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.840                          | 0.234 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.674                          | 0.199 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.520                          | 0.155 |       |
|           | กาญจนบุรี   | บ้านโป่ง                       | 0.046 | 0.020 |
|           |             | บ้านโป่ง                       | 0.049 | 0.020 |
|           |             | บ้านโป่ง                       | 0.054 | 0.029 |
|           |             | บ้านโป่ง                       | 0.059 | 0.031 |
|           |             | บ้านโป่ง                       | 0.046 | 0.020 |
| บ้านโป่ง  |             | 0.040                          | 0.020 |       |
| บ้านโป่ง  |             | 0.070                          | 0.033 |       |
| บ้านโป่ง  |             | 0.055                          | 0.029 |       |
| บ้านโป่ง  |             | 0.050                          | 0.029 |       |
| บ้านโป่ง  |             | 0.048                          | 0.020 |       |
| กาญจนบุรี | บ้านโป่ง    | 0.040                          | 0.020 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.045                          | 0.027 |       |
|           | กาญจนบุรี   | บ้านโป่ง                       | 0.060 | 0.031 |
|           |             | บ้านโป่ง                       | 0.074 | 0.033 |
|           |             | บ้านโป่ง                       | 0.050 | 0.031 |
|           |             | บ้านโป่ง                       | 0.040 | 0.029 |
|           |             | บ้านโป่ง                       | 0.000 | 0.035 |
|           |             | บ้านโป่ง                       | 0.054 | 0.030 |
|           |             | บ้านโป่ง                       | 0.045 | 0.029 |
|           |             | บ้านโป่ง                       | 0.064 | 0.032 |
| บ้านโป่ง  |             | 0.049                          | 0.029 |       |
| บ้านโป่ง  |             | 0.047                          | 0.029 |       |
| กาญจนบุรี | บ้านโป่ง    | 0.056                          | 0.031 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.007                          | 0.036 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.043                          | 0.020 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.053                          | 0.030 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.044                          | 0.029 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.110                          | 0.030 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.074                          | 0.034 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.050                          | 0.030 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.053                          | 0.030 |       |
|           | บ้านโป่ง    | 0.045                          | 0.030 |       |
| บ้านโป่ง  | 0.047       | 0.029                          |       |       |

| จังหวัด   | อำเภอ    | ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม |       |
|-----------|----------|--------------------------------|-------|
|           |          | $S_s$                          | $S_1$ |
| กาญจนบุรี | บ้านโป่ง | 0.061                          | 0.031 |
|           | บ้านโป่ง | 0.053                          | 0.030 |
|           | บ้านโป่ง | 0.055                          | 0.030 |
|           | บ้านโป่ง | 0.055                          | 0.030 |
|           | บ้านโป่ง | 0.052                          | 0.029 |
|           | บ้านโป่ง | 0.054                          | 0.030 |
| กาญจนบุรี | บ้านโป่ง | 0.469                          | 0.133 |
|           | บ้านโป่ง | 0.363                          | 0.100 |
|           | บ้านโป่ง | 0.332                          | 0.104 |
|           | บ้านโป่ง | 0.496                          | 0.149 |
|           | บ้านโป่ง | 0.252                          | 0.066 |
|           | บ้านโป่ง | 0.252                          | 0.064 |
|           | บ้านโป่ง | 0.205                          | 0.077 |
|           | บ้านโป่ง | 0.493                          | 0.147 |
|           | บ้านโป่ง | 0.433                          | 0.117 |
|           | บ้านโป่ง | 0.434                          | 0.122 |
| กาญจนบุรี | บ้านโป่ง | 0.327                          | 0.094 |
|           | บ้านโป่ง | 0.060                          | 0.031 |
|           | บ้านโป่ง | 0.074                          | 0.033 |
|           | บ้านโป่ง | 0.050                          | 0.031 |
|           | บ้านโป่ง | 0.040                          | 0.029 |
|           | บ้านโป่ง | 0.000                          | 0.035 |
|           | บ้านโป่ง | 0.054                          | 0.030 |
|           | บ้านโป่ง | 0.045                          | 0.029 |
|           | บ้านโป่ง | 0.064                          | 0.032 |
|           | บ้านโป่ง | 0.049                          | 0.029 |
| กาญจนบุรี | บ้านโป่ง | 0.047                          | 0.029 |
|           | บ้านโป่ง | 0.056                          | 0.031 |
|           | บ้านโป่ง | 0.007                          | 0.036 |
|           | บ้านโป่ง | 0.043                          | 0.020 |
|           | บ้านโป่ง | 0.053                          | 0.030 |
|           | บ้านโป่ง | 0.044                          | 0.029 |
|           | บ้านโป่ง | 0.110                          | 0.030 |
|           | บ้านโป่ง | 0.074                          | 0.034 |
|           | บ้านโป่ง | 0.050                          | 0.030 |
|           | บ้านโป่ง | 0.053                          | 0.030 |
| บ้านโป่ง  | 0.045    | 0.030                          |       |
| บ้านโป่ง  | 0.047    | 0.029                          |       |



# ประกาศกระทรวงฯ แผ่นดินไหว 2564

#WeLoveSteelConstruction

เล่ม ๑๓๘ ตอนพิเศษ ๒๗๕ ง ราชกิจจานุเบกษา ๙ พฤศจิกายน ๒๕๖๔

## ประกาศกระทรวงมหาดไทย

เรื่อง การออกแบบและคำนวณโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

หมวด ๔

การคำนวณแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ข้อ ๙ การคำนวณแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวในบริเวณที่ ๒ และบริเวณที่ ๓ ให้ใช้วิธีการคำนวณ ดังต่อไปนี้

- (๑) วิธีแรงสถิตเทียบเท่า
- (๒) วิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด
- (๓) วิธีวิเคราะห์การตอบสนองแบบประวัติเวลา

โดยการคำนวณแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าตาม (๑) ให้เป็นไปตามหมวด ๕ และให้ใช้ได้กับกรณีใดกรณีหนึ่งตามข้อ ๑๑ ส่วนการคำนวณแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวโดยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดและวิธีวิเคราะห์การตอบสนองแบบประวัติเวลาตาม (๒) และ (๓) ให้เป็นไปตามมาตรฐานอื่นที่ได้รับการยอมรับทั่วไปและกรมโยธาธิการและผังเมืองเห็นชอบ

ข้อ ๑๒ การรวมผลของแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวกับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งให้ใช้ได้ดังต่อไปนี้

(๑) วิธีรวมผลของแรงที่ไม่ต้องคำนึงถึงกำลังส่วนเกินของโครงสร้าง ให้ใช้วิธีรวมผลของแรงดังต่อไปนี้

(ก) สำหรับการออกแบบโดยวิธีตัวคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุก

$$๐.๗๕(๑.๔D + ๑.๗L) + ๑.๐E \quad (\text{สมการ ๑})$$

$$๐.๙D + ๑.๐E \quad (\text{สมการ ๒})$$

(ข) สำหรับการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้

$$๑.๐D + ๐.๗E \quad (\text{สมการ ๓})$$

$$๑.๐D + ๐.๕๒๕E + ๐.๗๕L \quad (\text{สมการ ๔})$$

$$๐.๖D + ๐.๗E \quad (\text{สมการ ๕})$$

(๒) วิธีรวมผลของแรงที่คำนึงถึงกำลังส่วนเกินของโครงสร้าง กรณีวิธีการออกแบบที่เลือกใช้กำหนดให้คำนึงถึงกำลังส่วนเกินของโครงสร้างในการออกแบบของอาคารบางองค์อาคาร ให้ใช้วิธีรวมผลของแรง ดังต่อไปนี้

(ก) สำหรับการออกแบบโดยวิธีตัวคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุก

$$๐.๗๕(๑.๔D + ๑.๗L) + \Omega_0 E \quad (\text{สมการ ๖})$$

$$๐.๙D + \Omega_0 E \quad (\text{สมการ ๗})$$

(ข) สำหรับการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้

$$๑.๐D + \Omega_0 E \quad (\text{สมการ ๘})$$

$$๑.๐D + ๐.๕๒๕\Omega_0 E + ๐.๗๕L \quad (\text{สมการ ๙})$$

$$๐.๖D + ๐.๗\Omega_0 E \quad (\text{สมการ ๑๐})$$

# ประกาศกระทรวงฯ แผ่นดินไหว 2564

#WeLoveSteelConstruction

เล่ม ๑๓๘ ตอนพิเศษ ๒๗๕ ง ราชกิจจานุเบกษา ๙ พฤศจิกายน ๒๕๖๔

## ประกาศกระทรวงมหาดไทย

เรื่อง การออกแบบและคำนวณโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

หมวด ๕

การคำนวณแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

ข้อ ๑๘ ให้คำนวณแรงสถิตเทียบเท่าในรูปของแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Seismic Base Shear,  $V$ , มีหน่วยเป็นนิวตัน) ดังนี้

$$V = C_s W \quad (\text{สมการ ๑๑})$$

โดยที่  $C_s$  คือ สัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว ตามข้อ ๑๙

$W$  คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคาร (นิวตัน) ตามข้อ ๒๐

ข้อ ๑๙ ค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว ( $C_s$ ) คำนวณจาก

$$C_s = S_a \left( \frac{I}{R} \right) \quad (\text{สมการ ๑๒})$$

โดยที่  $S_a$  คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ที่คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารจากรูปที่ ก-๑ รูปที่ ก-๒ หรือรูปที่ ก-๖

$R$  คือ ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง ตามที่กำหนดในผนวก ง ท้ายประกาศนี้

$I$  คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร ตามที่กำหนดในข้อ ๒๓

หาก  $C_s$  ที่คำนวณได้มีค่าน้อยกว่า ๐.๐๑ ให้ใช้ค่า ๐.๐๑

ข้อ ๒๔ การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำด้านข้างต่ออาคารในชั้นต่าง ๆ ( $F_x$  มีหน่วยเป็นนิวตัน) ให้คำนวณจาก

$$F_x = C_{vx} V \quad (\text{สมการ ๑๖})$$

และ

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (\text{สมการ ๑๗})$$

โดยที่  $C_{vx}$  คือ ตัวประกอบการกระจายในแนวดิ่ง

$w_i$  และ  $w_x$  คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของชั้น  $i$  และ  $x$  ตามลำดับ (นิวตัน)

$h_i$  และ  $h_x$  คือ ความสูงที่ระดับชั้น  $i$  และ  $x$  ตามลำดับ (เมตร)

$k$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ที่กำหนดรูปแบบการกระจายแรง ซึ่งมีค่าดังนี้

$k = 1.0$  เมื่อ  $T \leq 0.5$  วินาที

$k = 1 + \frac{T - 0.5}{2}$  เมื่อ  $0.5 < T < 2.5$  วินาที

$k = 2.0$  เมื่อ  $T \geq 2.5$  วินาที

ข้อ ๒๕ แรงเฉือนในแนวราบ ณ ชั้นใด ๆ ของอาคารที่เกิดจากแรงสถิตเทียบเท่า ( $V_x$  มีหน่วยเป็นนิวตัน) ให้คำนวณจาก

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (\text{สมการ ๑๘})$$

# ประกาศกระทรวงฯ แผ่นดินไหว 2564

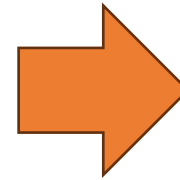
#WeLoveSteelConstruction

เล่ม ๑๓๘ ตอนพิเศษ ๒๗๕ ง ราชกิจจานุเบกษา ๙ พฤศจิกายน ๒๕๖๔

## ประกาศกระทรวงมหาดไทย

เรื่อง การออกแบบและคำนวณโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ข้อ ๒๗ การก่อสร้างอาคารที่ไม่ใช่โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ ซึ่งตั้งอยู่ในบริเวณที่ ๑ หรือในบริเวณที่ ๒ กับบริเวณที่ ๓ ที่มีการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว ประเภท ก ตามข้อ ๗ อย่างน้อยผู้ออกแบบต้องออกแบบรายละเอียดของโครงสร้างในแนวตั้งตามข้อกำหนดของโครงสร้างในแนวตั้งของระบบโครงสร้างนั้นที่มีความเหนียวปานกลาง ตามที่กำหนดในมาตรฐานอื่นที่ได้รับการยอมรับทั่วไปและกรมโยธาธิการและผังเมืองเห็นชอบ กรณีที่ยังไม่มีมาตรฐานในเรื่องดังกล่าวที่กรมโยธาธิการและผังเมืองเห็นชอบ การออกแบบรายละเอียดโครงสร้างให้มีความเหนียวตามข้อนี้ให้กระทำโดยนิติบุคคลซึ่งได้รับใบอนุญาตประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุมหรือได้รับการรับรองโดยนิติบุคคลซึ่งได้รับใบอนุญาตประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุม โดยนิติบุคคลนั้นต้องมีวิศวกรระดับวุฒิวิศวกร สาขาวิศวกรรมโยธา ตามกฎหมายว่าด้วยวิศวกร เป็นผู้ให้คำแนะนำปรึกษาและลงลายมือชื่อรับรองการออกแบบนั้น



พ.พ. 1304 - 61

มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้าง  
รูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือน  
ของแผ่นดินไหว



กรมโยธาธิการและผังเมือง  
กระทรวงมหาดไทย  
พ.ศ. 2561

# ประกาศกระทรวงฯ (น่าจะออกใน Q1/67)

#WeLoveSteelConstruction

## ประกาศกระทรวงมหาดไทย

เรื่อง การออกแบบโครงสร้างอาคารและลักษณะและคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในงานโครงสร้างอาคาร

หมวด ๕

แรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ข้อ ๒๕ การออกแบบและคำนวณโครงสร้างอาคารต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวให้เป็นไปตามกฎกระทรวงว่าด้วยการกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ทั้งนี้ กฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. ๒๕๖๔ ได้กำหนดให้ในพื้นที่ ๔๓ จังหวัดตามรายชื่อในผนวก ข ท้ายประกาศนี้ อาคารประเภทตามที่กฎกระทรวงกำหนดต้องมีการออกแบบเพื่อรองรับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวให้เป็นไปตามกฎกระทรวง

# การออกแบบโครงสร้างเหล็กเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว ตามกฎหมายไทย

#WeLoveSteelConstruction

จำกัดสิทธิ์

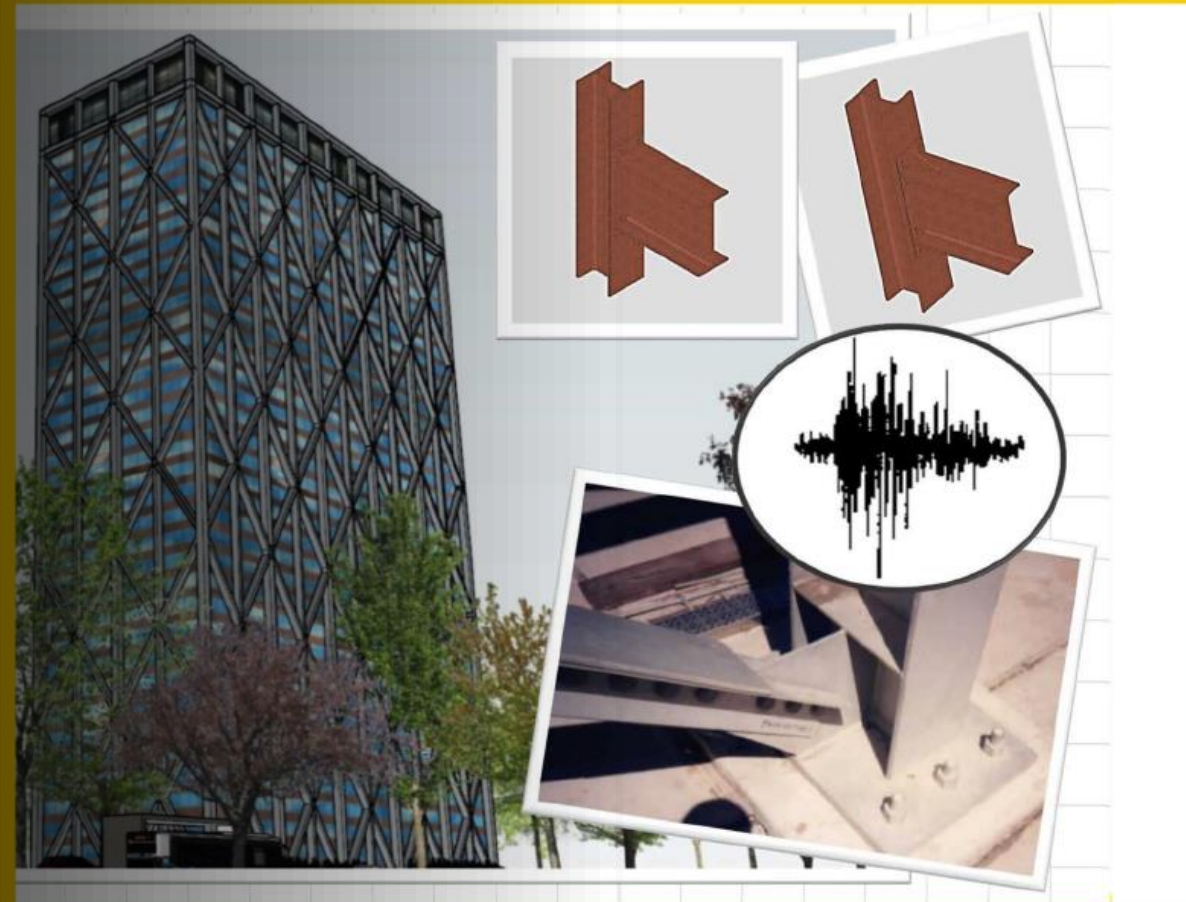
ไม่จำกัดสิทธิ์

# มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้าง รูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของ แผ่นดินไหว

มยพ. 1304

#WeLoveSteelConstruction

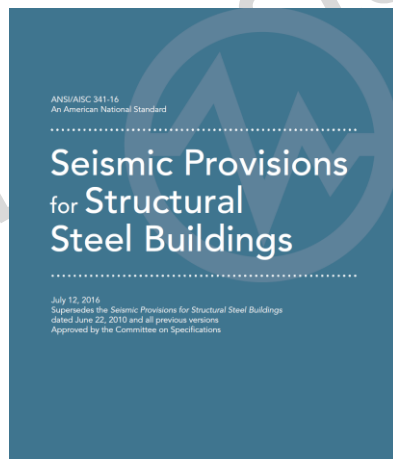
มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้าง  
รูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือน  
ของแผ่นดินไหว



# Introduction

#WeLoveSteelConstruction

- **มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อ**  
**ต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ. 1304) มาตรฐาน**  
**หลักที่อ้างอิงคือ AISC 341: Seismic Provisions for**  
**Structural Steel Buildings โดยสำหรับจุดต่อบางประเภท**  
**เช่น จุดต่อรับโมเมนต์ สำหรับโครงข้อแข็ง (moment frame)**  
**อ้างอิง AISC 358: Prequalified Connections for**  
**Special and Intermediate Moment Frames for**  
**Seismic Application**



มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ. 1304 - 61) ฉบับนี้จัดทำขึ้นเพื่อใช้ประกอบการคำนวณออกแบบตามข้อกำหนดของกฎกระทรวงฯ และมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวดังกล่าว โดยระบบต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวที่ครอบคลุมในมาตรฐานฉบับนี้ได้แก่ ระบบโครงต้านทานแรงดัด และระบบโครงแกนง โดยมาตรฐานฉบับนี้มีเนื้อหาประกอบด้วย 1) ข้อกำหนดทั่วไปสำหรับคุณสมบัติวัสดุประเภทหน้าตัด คุณสมบัติของลวดเชื่อม และข้อกำหนดดงค์อาคารและรอยต่อ ตามที่ระบุในบทที่ 1 ถึงบทที่ 4 2) ข้อกำหนดการออกแบบระบบต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวประเภทต่างๆ ตามที่ระบุในบทที่ 5 ถึงบทที่ 10 และ 3) การออกแบบจุดต่อระหว่างเสาและคานให้มีความเหนียวตามข้อกำหนด ซึ่งผู้ออกแบบสามารถใช้รายละเอียดการออกแบบจุดต่อตามที่ระบุในบทที่ 11 หรือใช้วิธีการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรตามที่ระบุในบทที่ 12 หรือใช้ข้อกำหนดอื่นๆ ตามที่ระบุในมาตรฐาน AISC 358-10 ได้

ในฐานะหัวหน้าโครงการจัดทำมาตรฐานการออกแบบและการก่อสร้างอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณผมใคร่ขอขอบคุณคณะที่ปรึกษาทุกท่านที่ได้ร่วมกันดำเนินงานจนสำเร็จลุล่วง และขอขอบคุณคณะกรรมการกำกับดูแลการปฏิบัติงานของที่ปรึกษาและผู้ทรงคุณวุฒิที่กรมโยธาธิการและผังเมืองแต่งตั้ง ประกอบด้วยศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาติ รองศาสตราจารย์ ดร.การุญ จันทรางศุ รองศาสตราจารย์ ดร.สุทัศน์ สีสาทวิวัฒน์ คุณธนา แก้วกระจ่าง และคุณสยามภู เชนะเกษตร ที่ได้ให้คำชี้แนะในการจัดทำมาตรฐานฉบับนี้

(รองศาสตราจารย์ ดร.วันชัย ยอดสุดใจ)

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

หัวหน้าโครงการฯ

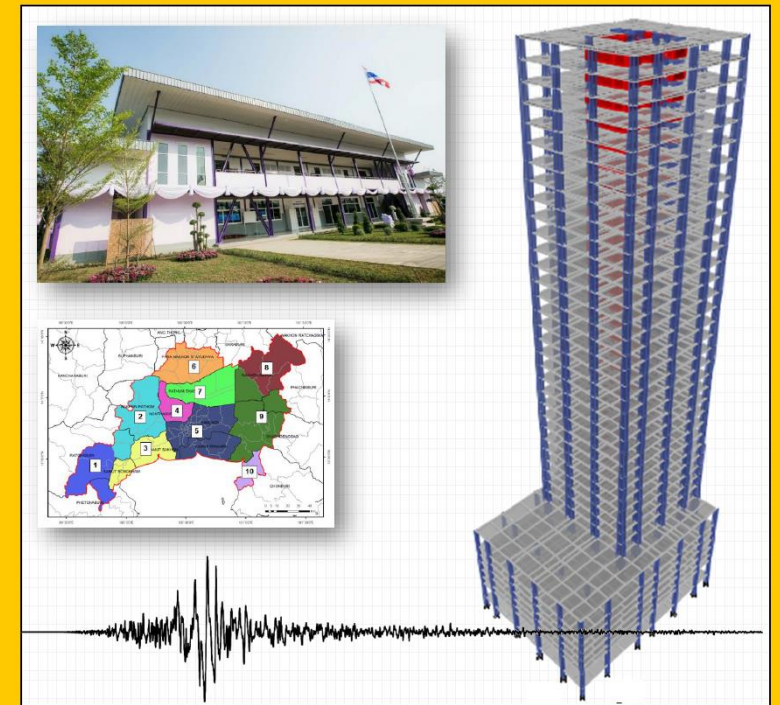
# How to approach

#WeLoveSteelConstruction

- มาตรฐาน **มยพ. 1304** เสมือนการหา “ความต้านทาน” ทั้งกำลังรับโมเมนต์ของจุดต่อ และ “**แนวทางในการทำรายละเอียดจุดต่อ**” เพื่อให้ระบบโครงสร้างเหล็กที่รับแรงแผ่นดินไหวนี้ มี “ความเหนียว” ตามสมมติฐานของการคำนวณ “แรงที่กระทำต่อโครงสร้าง”
- ในส่วนของการคำนวณ “**แรงที่กระทำต่อโครงสร้าง**” นี้ ผู้ออกแบบสามารถอ้างอิงได้จาก **มยพ. 1301/1302-61** ด้วยวิธี static equivalent ในการกระจาย base shear ที่หาได้จาก response spectrum acceleration ซึ่งเป็น “**ความเร่ง acceleration**” ที่เกิดขึ้นกับตัวอาคาร ที่ “คาบการสั่นธรรมชาติ natural period” หนึ่งๆ โดย base shear ดังกล่าวก็กระจายไปสู่ แรงที่กระทำในแต่ละชั้น หรือ **story force** ด้วยวิธี static equivalent
- โดยพื้นฐาน แผ่นดินไหวที่เกิดในแต่ละพื้นที่นั้นไม่เท่ากัน ทั้ง **ขนาด magnitude** และ **ความถี่ frequency** เมื่อเกิดแผ่นดินไหว หากอาคารมี frequency ที่ใกล้กับความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหว ก็จะทำให้เกิด **กำทอน (resonance)** **ความเร่ง** ขยายค่า โดยไปคูณกับ **มวลได้ แรง** ดังนั้นความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่เกิดกับตัวอาคารจึงขึ้นกับทั้ง **magnitude** ของแผ่นดินไหว และ **frequency** ของตัวอาคาร

มยพ.1301/1302-61

มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทาน  
การสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



กรมโยธาธิการและผังเมือง  
กระทรวงมหาดไทย

พ.ศ. 2561

# Expected material strength - 1

#WeLoveSteelConstruction

ตารางที่ 1 ค่า  $R_y$  และ  $R_t$  ของเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ

(ข้อ 3.2)

- สำหรับวิศวกรผู้ออกแบบที่ยังไม่มีประสบการณ์ออกแบบโครงสร้างเหล็ก รับแรงแผ่นดินไหว จำเป็นต้องทำความเข้าใจในเชิงหลักการและแนวคิด ก่อนว่า concept ในปัจจุบัน มองว่า **เป้าหมายในการออกแบบคือ อาคารไม่พังถล่มลงมา แต่อาคารอาจเสียหาย** วัสดุ ปักบิดงอ ฯลฯ โดยที่ไม่เกิดการฉีกขาดของ member และ connection ที่เป็นจุดต่อของ member
- ดังนั้นหาก member มีกำลังวัสดุที่สูงมากกว่า กำลังที่ระบุตามมาตรฐาน เช่น SS400 ระบุ  $F_y$  245 MPa ซึ่งเป็นเหตุการณ์ปกติ ที่ค่ากำลังที่ระบุในมาตรฐานจะเป็น "กำลังต่ำสุด" ซึ่งหมายถึง ต่ำสุดจากการเก็บตัวอย่าง ในขั้นตอนการตรวจควบคุมคุณภาพ (โดยเจ้าหน้าที่ตรวจสอบมาตรฐานผลิตภัณฑ์ เช่น สมอ. เป็นต้น) เช่น SS400 ทั่วไป จะมี  $F_y$  ราว 280-300 MPa (ซึ่งดีสำหรับการออกแบบอาคารทั่วไป) **ค่ากำลังที่เกินกว่าระบุนี้ อาจส่งผลในเชิงลบต่อระบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวได้**
- โดยปกติเราออกแบบกำลังรับโมเมนต์ของ connection ให้สูงกว่ากำลังรับโมเมนต์ของ beam แต่หาก beam มีกำลังสูงกว่ากำลังระบุมาก beam ก็จะไม่คราก (เพราะ expected yield สูงกว่า nominal) แต่ connection จะวิบัติไปก่อน ในการพิจารณาจึงได้มีการกำหนด  $R_y = \text{Expected yield/Nominal yield}$  และ  $R_t = \text{Expected tensile/Nominal tensile}$

| ประเภทของหน้าตัดเหล็ก                                                                                                              | มอก.                   | $R_y$ | $R_t$ |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|-------|-------|
| เหล็กรูปพรรณขึ้นรูปรีด และเหล็กแท่ง (hot-rolled structural shapes and bars)                                                        |                        |       |       |
| • ASTM A36/A36M                                                                                                                    | SM 400, SS 400         | 1.5   | 1.2   |
| • ASTM A1043/1043M Gr.36 (250)                                                                                                     | -                      | 1.3   | 1.1   |
| • ASTM A572/572M Gr.50 (345) or 55 (380)<br>ASTM A913/A913M Gr.50 (345), 60 (415), or 65 (450)<br>ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M | SS 540, SM 570         | 1.1   | 1.1   |
| • ASTM A1043/A1043M Gr.50 (345)                                                                                                    | -                      | 1.2   | 1.1   |
| • ASTM A529 Gr.50 (345)                                                                                                            | SM 520                 | 1.2   | 1.2   |
| • ASTM A529 Gr.55 (380)                                                                                                            | -                      | 1.1   | 1.2   |
| เหล็กรูปพรรณหน้าตัดกลวง (hollow structural sections, HSS)                                                                          |                        |       |       |
| • ASTM A500/A500M (Gr.B or C), ASTM A501                                                                                           | HS 41, HS 50           | 1.4   | 1.3   |
| ท่อกลม (pipe):                                                                                                                     |                        |       |       |
| • ASTM A53/A53M                                                                                                                    | HS 41, HS 50,<br>HS 51 | 1.6   | 1.2   |
| เหล็กแผ่น (plates, strips and sheets)                                                                                              |                        |       |       |
| • ASTM A36/A36M                                                                                                                    | SM 400, SS 400         | 1.3   | 1.2   |
| • ASTM A1043/1043M Gr.36 (250)                                                                                                     | -                      | 1.3   | 1.1   |
| • A1011/A1011M HSLAS Gr.55 (380)                                                                                                   | -                      | 1.1   | 1.1   |
| • ASTM A572/572M Gr.42 (290)                                                                                                       | SM 490                 | 1.3   | 1.0   |
| • ASTM A572/A572M Gr.50 (345), Gr.55 (380),<br>ASTM A588/A588M                                                                     | -                      | 1.1   | 1.2   |
| • ASTM 1043/1043M Gr.50 (345)                                                                                                      | -                      | 1.2   | 1.1   |
| เหล็กเสริม (steel reinforcement)                                                                                                   |                        |       |       |
| • ASTM A615, ASTM A706                                                                                                             | -                      | 1.25  | 1.25  |

# Expected material strength - 2

#WeLoveSteelConstruction

- ค่า  $R_y$ ,  $R_t$  สะท้อน “ความแปรปรวน” ของกำลังวัสดุ โดยเหล็กเกรดต่ำ ๆ ก็จะมี ความแปรปรวน มากกว่าเหล็กเกรดสูง ทำให้ค่าเฉลี่ย ที่ใช้คำว่า “Expected” อยู่ห่างจากค่าต่ำสุดที่เป็นค่าระบุ หรือ “Nominal” เช่น เกรด SS400 (A36) ค่า  $R_y$  สูงถึง 1.5 และ  $R_t$  สูงถึง 1.2 สะท้อนว่า ถ้าเรานำ SS400 ไปทดสอบ กำลังครากที่เรานำจะได้ มีค่าราว  $245 \times 1.5 = 368$  MPa ในขณะที่ กำลังรับแรงดึง ราว  $400 \times 1.2 = 480$  MPa
- ค่า  $R_y$  และ  $R_t$  นี้ จึงไปปรากฏอยู่ในมาตรฐานการออกแบบ มยพ. 1304 ในหลากหลายตำแหน่ง เพื่อให้เกิดความมั่นใจว่า กำลังรับแรงของ อะไรก็ตามที่มาต่อเข้ากับองค์อาคารที่ต้านทานแผ่นดินไหว seismic-resisting system member จะไม่เกิดการวิบัติในลักษณะที่ส่งผลต่อ performance ของโครงสร้างโดยรวมไป **ก่อนที่** member เองจะเกิดการคราก

## 4.2.1 การค้ำยันองค์อาคารที่มีความเหนียวปานกลาง

การค้ำยันต้องเป็นไปตามข้อกำหนดดังต่อไปนี้

- (1) คานต้องได้รับการค้ำยันทั้งปีกบนและปีกล่าง หรือได้รับการค้ำยันต้านทานการบิด
- (2) คานต้องได้รับการค้ำยันให้เพียงพอกับกำลังรับโมเมนต์ดัดที่ต้องการ (required flexural strength,  $M_r$ )

$$M_r = R_y F_y Z \quad (\text{วิธี LRFD}) \quad (1)$$

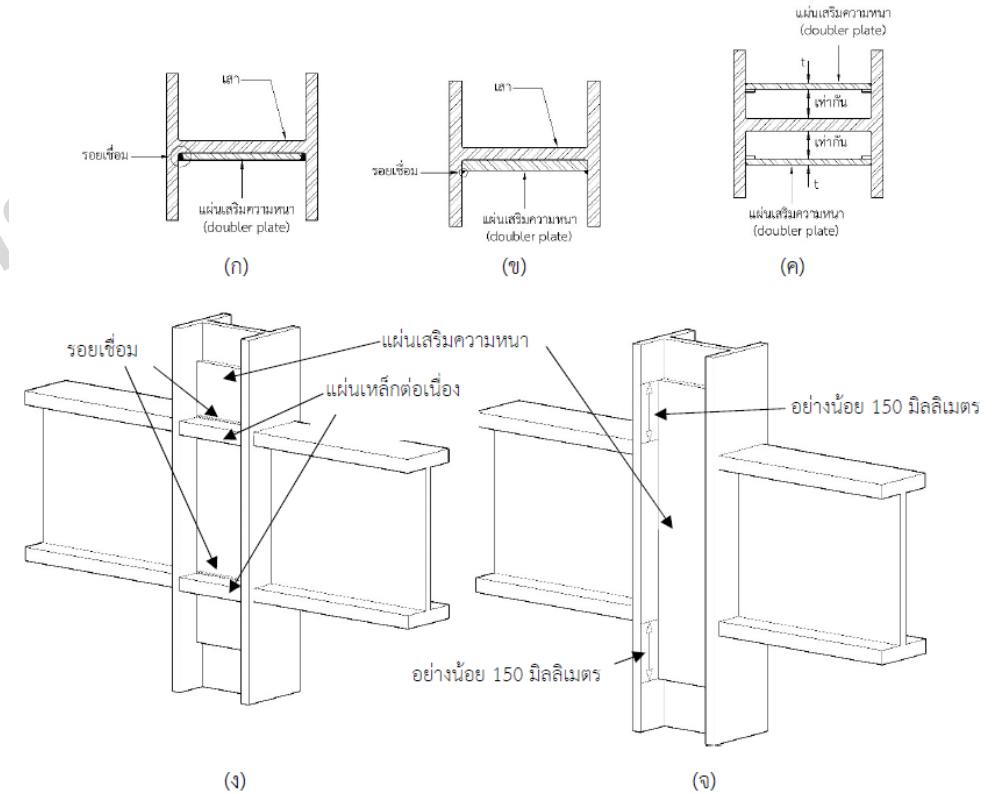
$$M_r = R_y F_y Z / 1.5 \quad (\text{วิธี ASD}) \quad (2)$$

ในการยึดด้วยสลักเกลียวในการต่อทาบเสา รอยต่อต้องมีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดอย่างน้อยเท่ากับ  $R_y F_y Z_x$  สำหรับวิธี LRFD หรือ  $R_y F_y Z_x / 1.5$  สำหรับวิธี ASD โดยที่  $Z_x$  คือ โมดูลัสพลาสติกของหน้าตัดรอบแกน  $x$  ของเสาที่มีขนาดเล็กกว่า กำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการของการต่อทาบเสาต้องไม่น้อยกว่า  $\sum M_{pc} / H$  สำหรับวิธี LRFD หรือ  $\sum M_{pc} / (1.5H)$  สำหรับวิธี ASD โดยที่  $\sum M_{pc}$  คือ ผลรวมของกำลังรับโมเมนต์ดัดพลาสติกระบุของเสาที่อยู่เหนือและอยู่ใต้รอยต่อทาบเสา

# MRF column detail

#WeLoveSteelConstruction

- ดังที่ได้กล่าวไว้ว่า เป้าหมายของระบบโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว คือรักษาเสถียรภาพตัวอาคาร **ไม่ให้อาคารเกิดการถล่ม** แต่อาคารเกิดการเสียรูป ผิดรูป ได้ การที่อาคารเกิดการเสียรูปถาวร แปลว่า จะมีส่วนของ member บาง member เกิดการคราก yield ขึ้น
- การ **yield** นั้นนอกจากจะยอมให้เกิดขึ้นกับโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้แล้ว ยังเป็น mechanism ที่ช่วย **"สลายพลังงาน"** ที่เกิดจากพลังงานแผ่นดินไหวภายนอกอันมหาศาล (งาน = แรง \* ระยะการเสียรูป) โดยหากระบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวสามารถเสียรูปได้ "หลายรอบ" เพราะแผ่นดินไหวเกิดการสั่น เป็น วงรอบ ซ้าย-ขวา หน้า-หลัง สลับไปมา ก็จะช่วยให้ performance ของระบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวดีมากยิ่งขึ้น
- ความสามารถในการ "สลายพลังงาน" ที่เรียก **"ความเหนียว"** ดังกล่าวนี้อาจไม่สามารถคำนวณหาออกมาได้ ต้องทำการทดสอบ โดยกำหนดรูปแบบ (prequalified) ของระบบการต่อเชื่อม ประกอบ แล้วไปทดสอบว่าได้กี่รอบ (กี่ cycle) แล้วจึงมาจัดหมวดหมู่ออกเป็น ระบบเหนียวพิเศษ (special) เหนียวปานกลาง (intermediate) หรือ เหนียวปกติ (ordinary) ต่อไป



รูปที่ 2 ตัวอย่างการต่อยึดแผ่นเสริมความหนากับหน้าตัดเสา

(ข้อ 7.3.3)

# Seismic resisting system vs. "R"

## #WeLoveSteelConstruction

- รูปแบบของระบบโครงสร้างเหล็กรูปพรรณต้านทานแผ่นดินไหว มีหลายประเภท แต่ละประเภทมี **"ความเหนียว"** ที่ไม่เท่ากัน ซึ่งไปแสดงที่ค่า **"R"** ในตาราง 2.3-1 ใน มยพ. 1301/1302-61 ค่า **R** นี้ มีส่วนสำคัญในการ "หาแรง" ที่กระทำกับตัวอาคาร คือ ไปลดทอน base shear ที่คำนวณจาก response spectrum ซึ่งทำให้แรงที่กระทำไปยังอาคารแต่ละชั้น ลดน้อยลงมาก

ตารางที่ 2.3-1 ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor,  $R$ ) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor,  $\Omega_0$ ) และ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor,  $C_d$ )

| ระบบโครงสร้างโดยรวม                                                                                      | ระบบต้านแรงด้านข้าง                                                                                                           | ค่าตัวประกอบ |            |       | ประเภทการออกแบบ      |   |   |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|------------|-------|----------------------|---|---|
|                                                                                                          |                                                                                                                               | $R$          | $\Omega_0$ | $C_d$ | ด้านทานแรงแผ่นดินไหว |   |   |
|                                                                                                          |                                                                                                                               |              |            |       | ช                    | ค | ง |
| 1. ระบบกำแพงรับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้ง (Bearing Wall System)                                                | กำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)                                                           | 4            | 2.5        | 4     | ✓                    | ✓ | * |
|                                                                                                          | กำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)                                        | 5            | 2.5        | 5     | ✓                    | ✓ | ✓ |
|                                                                                                          | กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบธรรมดา (Ordinary Precast Shear Wall) ++                                                          | 3            | 2.5        | 3     | ✓                    | X | X |
|                                                                                                          | กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (Intermediate Precast Shear Wall) ++                      | 4            | 2.5        | 4     | ✓                    | ✓ | X |
| 2. ระบบโครงอาคาร (Building Frame System)                                                                 | โครงแกนงเหล็กแบบเอียงศูนย์ที่เชื่อมต่อแบบรับแรงคดได้ (Steel Eccentrically Braced Frame with Moment-Resisting Connections)     | 8            | 2          | 4     | ✓                    | ✓ | ✓ |
|                                                                                                          | โครงแกนงเหล็กแบบเอียงศูนย์ที่เชื่อมต่อแบบรับแรงเฉือน (Steel Eccentrically Braced Frame with Non-Moment-Resisting Connections) | 7            | 2          | 4     | ✓                    | ✓ | ✓ |
|                                                                                                          | โครงแกนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบให้รายละเอียดพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame)                                         | 6            | 2          | 5     | ✓                    | ✓ | ✓ |
|                                                                                                          | โครงแกนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบธรรมดา (Ordinary Steel Concentric Braced Frame)                                                    | 3.5          | 2          | 3.5   | ✓                    | ✓ | X |
|                                                                                                          | กำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)                                        | 6            | 2.5        | 5     | ✓                    | ✓ | ✓ |
|                                                                                                          | กำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)                                                           | 5            | 2.5        | 4.5   | ✓                    | ✓ | * |
|                                                                                                          | กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบธรรมดา (Ordinary Precast Shear Wall) ++                                                          | 4            | 2.5        | 4     | ✓                    | X | X |
| กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (Intermediate Precast Shear Wall) ++ | 5                                                                                                                             | 2.5          | 4.5        | ✓     | ✓                    | X |   |

| ระบบโครงสร้างโดยรวม                                                                                                                                                                                | ระบบต้านแรงด้านข้าง                                                                                                                                                           | ค่าตัวประกอบ |            |       | ประเภทการออกแบบ      |   |   |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|------------|-------|----------------------|---|---|
|                                                                                                                                                                                                    |                                                                                                                                                                               | $R$          | $\Omega_0$ | $C_d$ | ด้านทานแรงแผ่นดินไหว |   |   |
|                                                                                                                                                                                                    |                                                                                                                                                                               |              |            |       | ช                    | ค | ง |
| 3. ระบบโครงต้านแรงคด (Moment Resisting Frame)                                                                                                                                                      | โครงต้านแรงคดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Ductile/Special Steel Moment-Resisting Frame)                                                                                         | 8            | 3          | 5.5   | ✓                    | ✓ | ✓ |
|                                                                                                                                                                                                    | โครงคดด้านแรงคดที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Truss Moment Frame)                                                                                          | 7            | 3          | 5.5   | ✓                    | ✓ | ✓ |
|                                                                                                                                                                                                    | โครงต้านแรงคดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame)                                                                                          | 4.5          | 3          | 4     | ✓                    | ✓ | * |
|                                                                                                                                                                                                    | โครงต้านแรงคดเหล็กธรรมดา (Ordinary Steel Moment Resisting Frame)                                                                                                              | 3.5          | 3          | 3     | ✓                    | ✓ | X |
|                                                                                                                                                                                                    | โครงต้านแรงคดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (แบบหล่อในที่ หรือ แบบหล่อสำเร็จ) (Precast or Cast-in-Place Ductile/Special Reinforced Concrete Moment Resisting Frame) ++ | 8            | 3          | 5.5   | ✓                    | ✓ | ✓ |
| 4. ระบบโครงสร้างแบบผสมที่มีโครงต้านแรงคดที่มีความเหนียวที่สามารถรับน้ำหนักแนวตั้งน้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงที่กระทำกับอาคารทั้งหมด (Dual System with Ductile/Special Reinforced Concrete Shear Wall) | ร่วมกับโครงแกนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentrically Braced Frame)                                                                                           | 7            | 2.5        | 5.5   | ✓                    | ✓ | ✓ |
|                                                                                                                                                                                                    | ร่วมกับโครงแกนงเหล็กแบบเอียงศูนย์ (Steel Eccentrically Braced Frame)                                                                                                          | 8            | 2.5        | 4     | ✓                    | ✓ | ✓ |
|                                                                                                                                                                                                    | ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)                                                                                 | 7            | 2.5        | 5.5   | ✓                    | ✓ | ✓ |
|                                                                                                                                                                                                    | ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)                                                                                                    | 6            | 2.5        | 5     | ✓                    | ✓ | * |

| ระบบโครงสร้างโดยรวม                                                                                                                                                                                                                                                                    | ระบบต้านแรงด้านข้าง                                                                                                                                                                                                     | ค่าตัวประกอบ |            |       | ประเภทการออกแบบ      |   |   |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|------------|-------|----------------------|---|---|
|                                                                                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                         | $R$          | $\Omega_0$ | $C_d$ | ด้านทานแรงแผ่นดินไหว |   |   |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                         |              |            |       | ช                    | ค | ง |
| 5. ระบบโครงสร้างแบบผสมที่มีโครงต้านแรงคดที่มีความเหนียวปานกลางหรือความเหนียวจำกัดที่สามารถต้านทานแรงด้านข้างไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงที่กระทำกับอาคารทั้งหมด (Dual System with Moment Resisting Frame with Limited Ductility / Dual System with Intermediate Moment Resisting Frame) | ร่วมกับโครงแกนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentrically Braced Frame)                                                                                                                                     | 6            | 2.5        | 5     | ✓                    | ✓ | X |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                        | ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)                                                                                                                           | 6.5          | 2.5        | 5     | ✓                    | ✓ | ✓ |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                        | ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)                                                                                                                                              | 5.5          | 2.5        | 4.5   | ✓                    | ✓ | * |
| 6. ระบบปฏิสัมพันธ์ (Shear Wall Frame Interactive System)                                                                                                                                                                                                                               | ระบบปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงรับแรงเฉือนและโครงต้านแรงคดแบบธรรมดาที่ไม่มีการให้รายละเอียดความเหนียว (Shear Wall Frame Interactive System with Ordinary Reinforced Concrete Moment Frame and Ordinary Concrete Shear Wall) | 4.5          | 2.5        | 4     | ✓                    | X | X |
| 7. ระบบโครงสร้างเหล็กที่ไม่มีการให้รายละเอียดสำหรับรับแรงแผ่นดินไหว (Steel Systems Not Specifically Detailed for Seismic Resistance)                                                                                                                                                   | ระบบโครงสร้างเหล็กที่ไม่มีการให้รายละเอียดสำหรับรับแรงแผ่นดินไหว                                                                                                                                                        | 3            | 3          | 3     | ✓                    | ✓ | X |

# Protected Zone

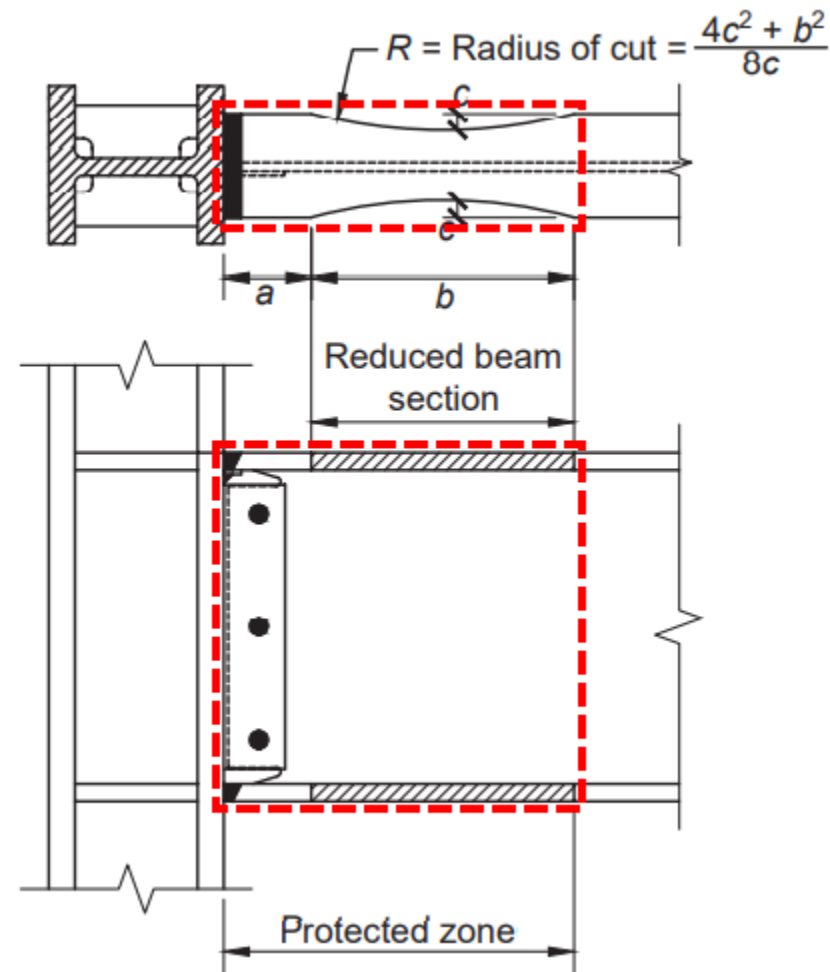
#WeLoveSteelConstruction

- เขตปกป้อง protected zone เป็นบริเวณที่ “ต้องหลีกเลี่ยง” การเชื่อม การเจาะรู การตัดบาก ฯลฯ ให้มากที่สุดเท่าที่จะทำได้ เพราะเป็นบริเวณที่ sensitive ต่อการวิบัติแบบฉับพลัน

## 4.3 เขตปกป้อง

เขตปกป้อง (protected zone) หมายถึง บริเวณที่เกิดความเครียดแบบไม่ยืดหยุ่นสูง เช่น ตำแหน่งจุดหมุนพลาสติกในโครงด้านแรงดัด แต่ไม่รวมเขตแผงรอยต่อเสาและคาน (column – beam panel) ซึ่งเขตปกป้องต้องหลีกเลี่ยงสิ่งที่ก่อให้เกิดการกระจุกตัวของหน่วยแรง (stress concentration) เช่น การเชื่อมแบบไม่ต่อเนื่อง การเปลี่ยนแปลงหน้าตัดองค์อาคารอย่างฉับพลัน รวมถึงความบกพร่องอื่นเนื่องจากการก่อสร้าง นอกจากนี้ เขตปกป้องต้องเป็นไปตามข้อกำหนดดังนี้

- (1) ในกรณีที่มีการเจาะรู การเชื่อมเป็นจุด (tack weld) การเจาะร่องด้วยระบบลม (air-arc gouging) และการตัดด้วยความร้อนในเขตปกป้อง ต้องได้รับการซ่อมแซมตามคำแนะนำของวิศวกรผู้ออกแบบ
- (2) สำหรับการยึดแผ่นพื้นในเขตปกป้อง สามารถใช้การเชื่อมแบบจุด (arc spot weld) ได้ แต่ไม่อนุญาตให้ยึดหัวหมุดเหล็กหรือใช้ตัวยึดแผ่นพื้นที่ต้องฝังเข้าไปในปีกคานซึ่งอยู่ภายในเขตปกป้อง ยกเว้นกรณีอื่นที่เป็นไปตามข้อกำหนดในบทที่ 12
- (3) ภายในเขตปกป้อง ห้ามไม่ให้ยึดผนัง ท่อ หรือชิ้นส่วนอื่น ๆ ด้วยรอยเชื่อม สลักเกลียว หรือสกรู



Ref: <https://www.ideastatica.com/de/support-center/capacity-design-aisc>

# Steel Moment Frame

#WeLoveSteelConstruction

## Ordinary Moment Frame (OMF)

- $R = 3.5$
- Min inelastic deformation
- ไม่ระบุ protected zone
- เชื่อมปีก เสา/คาน ต้องเป็น CJP
- FR & PR permitted
- FR:  $M_n = 1.1R_y M_p$
- FR:  $V_n$  สอดคล้องกับ  $M_n$  โดย  $E_{mh} = 2*(1.1R_y M_p) L_{cf}$
- พิจารณา Overstrength factor

## Intermediate Moment Frame (IMF)

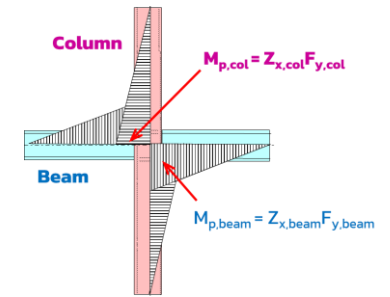
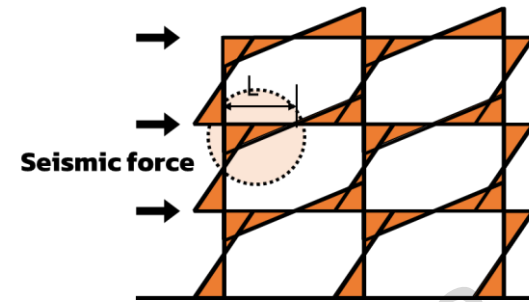
- $R = 4.5$
- Limit inelastic deformation
- กำหนด protected zone
- ไม่กำหนด requirement บริเวณ panel zone และ เชื่อมปีก เสา/คาน ต้องเป็น CJP ยกเว้นระบุเป็นอย่างอื่นใน AISC358
- Connection: Story drift  $\geq 0.02$  เเรเดียน และ  $M_n \geq 0.8M_p$
- Connection:  $V_n$  สอดคล้องกับ  $M_n$  โดย  $E_{mh} = 2*(1.1R_y M_p) L_{cf}$

## Special Moment Frame (SMF)

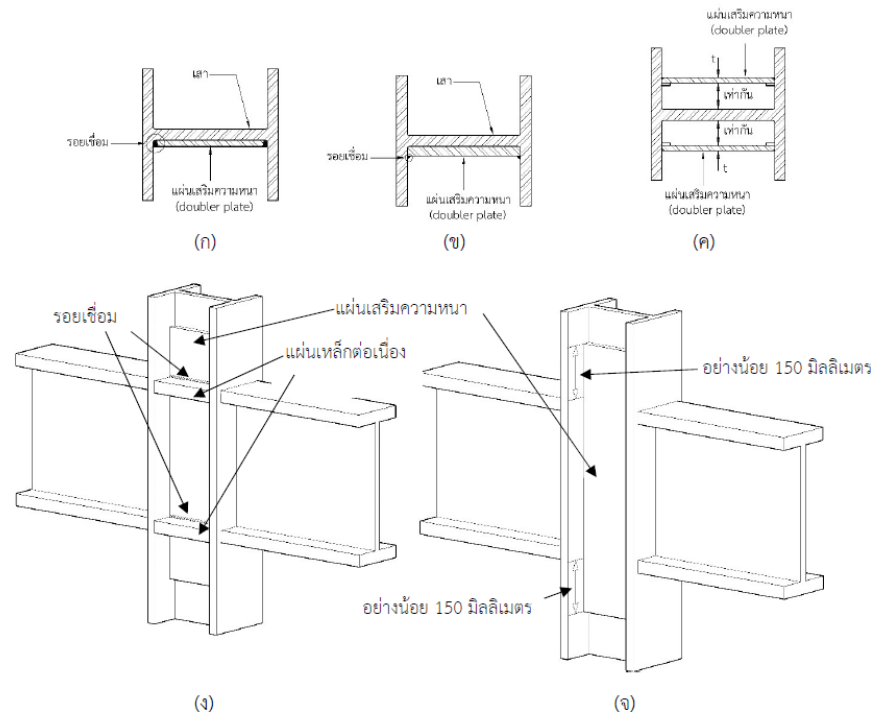
- $R = 8$
- ผลรวมของ Column plastic moment "ต้องมากกว่า" ผลรวมของ Beam plastic moment
- กำหนด requirement บริเวณ panel zone และ เชื่อมปีก เสา/คาน ต้องเป็น CJP
- Connection: Story drift  $\geq 0.04$  เเรเดียน และ  $M_n \geq 0.8M_p$
- Connection:  $V_n$  สอดคล้องกับ  $M_n$  โดย  $E_{mh} = 2*(1.1R_y M_p) L_{cf}$

# Steel Moment Frame

#WeLoveSteelConstruction



Ref: [www.pacosteel.com/smart-moment-frames/](http://www.pacosteel.com/smart-moment-frames/)



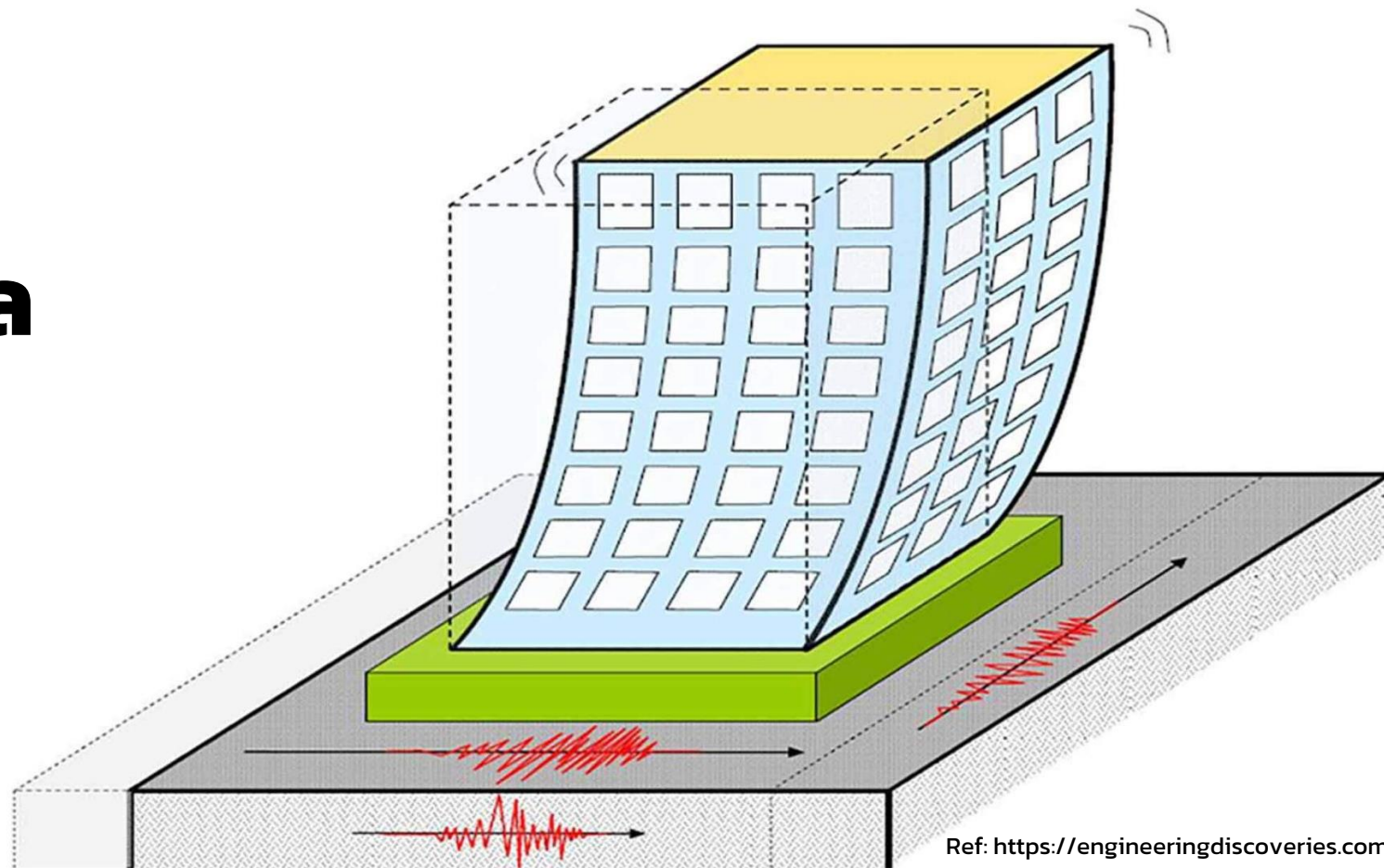
รูปที่ 2 ตัวอย่างการต่อยึดแผ่นเสริมความหนากับหน้าตัดเสา

## Special Moment Frame (SMF)

- $R = 8$
- พลังรวมของ Column plastic moment "ต้องมากกว่า" พลังรวมของ Beam plastic moment
- กำหนด requirement บริเวณ panel zone และ เชื่อมปีก เสา/คาน ต้องเป็น CJP
- Connection: Story drift  $\geq 0.04$  เรเดียน และ  $M_n \geq 0.8M_p$
- Connection:  $V_n$  สอดคล้องกับ  $M_n$  โดย  $E_{mh} = 2 * (1.1R_y M_p) L_{cf}$

# ปัจจัยจาก แผ่นดินไหวที่ส่งผล ต่อแรงที่กระทำกับ โครงสร้างอาคาร

#WeLoveSteelConstruction

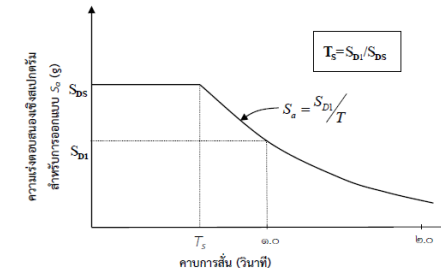


Ref: <https://engineeringdiscoveries.com/>

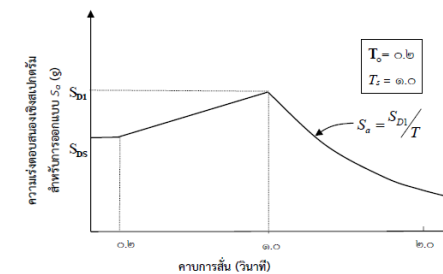
# Fundamental

#WeLoveSteelConstruction

- ยิ่งแผ่นดินไหวมีความรุนแรง (high earthquake magnitude) ยิ่งส่งผลรุนแรงต่อตัวอาคาร (high seismic force to buildings)
- ความถี่ของการสั่นของพื้นดิน (ground vibration) มีผลต่ออาคารมาก หากไปส่งผลให้ **ความถี่การสั่นของตัวอาคาร (building vibration frequency)** "พ้อง (resonate)" กับ **ความถี่ธรรมชาติของตัวอาคาร (building natural frequency)** ซึ่งขึ้นกับ stiffness (k) และ mass (m) ของตัวอาคาร
- การคำนวณแรงแผ่นดินไหว โดยหลักการเริ่มจากการนำพิกัดที่อาคารตั้งอยู่ ไปตรวจสอบค่าความเร่งตอบสนอง เพื่อนำไปคูณกับ mass (m) ของตัวอาคาร ในการหา base shear แล้วกระจาย base shear ไปสู่ story force



รูปที่ ก-๑ ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการคำนวณแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า สำหรับพื้นที่นอกแอ่งกรุงเทพฯ ที่มีค่า  $S_{D1} \leq S_{DS}$



รูปที่ ก-๒ ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการคำนวณแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า สำหรับพื้นที่นอกแอ่งกรุงเทพฯ ที่มีค่า  $S_{D1} > S_{DS}$

| จังหวัด         | อำเภอ          | ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม |          |
|-----------------|----------------|--------------------------------|----------|
|                 |                | $S_{DS}$                       | $S_{D1}$ |
| เชียงใหม่ (ต่อ) | ฝาง            | ๑.๐๓๘                          | ๐.๒๘๒    |
|                 | พร้าว          | ๐.๙๕๓                          | ๐.๒๓๖    |
|                 | เมืองเชียงใหม่ | ๐.๙๖๓                          | ๐.๒๔๘    |
|                 | แม่แจ่ม        | ๐.๘๙๑                          | ๐.๒๕๒    |
|                 | แม่แตง         | ๐.๙๕๒                          | ๐.๒๖๐    |
|                 | แม่วิม         | ๐.๙๕๔                          | ๐.๒๕๔    |
|                 | แม่วาง         | ๐.๙๓๖                          | ๐.๒๔๘    |
|                 | แม่อาย         | ๑.๐๘๐                          | ๐.๓๑๗    |
|                 | แม่ออน         | ๐.๘๖๗                          | ๐.๑๘๗    |
|                 | เวียงแหง       | ๑.๐๓๒                          | ๐.๒๗๔    |
|                 | สะเมิง         | ๐.๙๖๗                          | ๐.๒๕๘    |
|                 | สันกำแพง       | ๐.๙๖๖                          | ๐.๒๓๐    |
|                 | สันทราย        | ๐.๙๕๓                          | ๐.๒๕๑    |
|                 | สันป่าตอง      | ๐.๙๓๘                          | ๐.๒๔๔    |
|                 | สารภี          | ๐.๙๒๗                          | ๐.๒๓๖    |
|                 | หางดง          | ๐.๙๓๑                          | ๐.๒๔๓    |
| อมก๋อย          | ๐.๘๕๗          | ๐.๒๕๔                          |          |
| ฮอด             | ๐.๘๔๔          | ๐.๒๓๗                          |          |

$$V = C_s S_a W$$

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^x W_i h_i^k}$$

$$k = 1.0$$

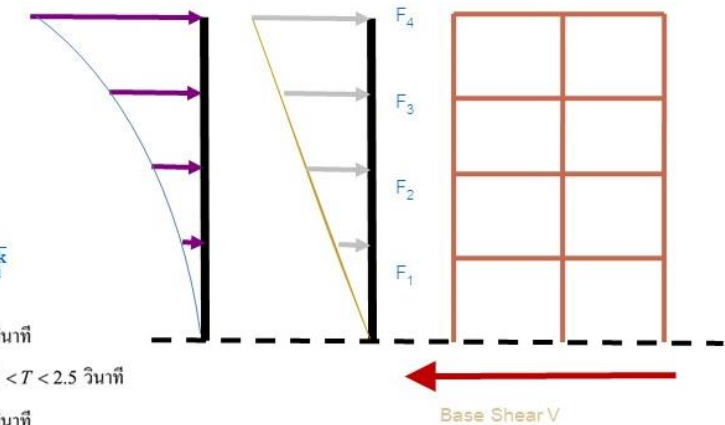
เมื่อ  $T \leq 0.5$  วินาที

$$k = 1 + \frac{T - 0.5}{2}$$

เมื่อ  $0.5$  วินาที  $< T < 2.5$  วินาที

$$k = 2.0$$

เมื่อ  $T \geq 2.5$  วินาที



กรณี  $T_n$  มาก ๆ (Flexible)

กรณี  $T_n$  น้อย ๆ (Rigid)

# ความสำคัญของอาคาร

#WeLoveSteelConstruction

- อาคารแต่ละประเภท จำเป็นต้อง “ตั้งอยู่” แม้เกิดภัยพิบัติรุนแรง เช่น อาคารอพยพหนีภัย ศูนย์บัญชาการ ฯลฯ ต่างจากอาคารบางประเภทที่เมื่อเกิดแผ่นดินไหวระดับไม่รุนแรงก็พังวิบัติ (บางส่วน) ก็ไม่ส่งผลเสียหายต่อสาธารณะ เช่น โรงเรือนเกษตร อาคารชั่วคราว เป็นต้น **ประกาศกระทรวงฯ จึงได้กำหนดความสำคัญตามแต่ละประเภทของอาคาร ซึ่งส่งผลต่อแรงแผ่นดินไหวที่ต้องใช้ออกแบบอาคาร**

เล่ม ๑๓๘ ตอนพิเศษ ๒๗๕ ง ราชกิจจานุเบกษา ๙ พฤศจิกายน ๒๕๖๔

ข้อ ๒๓ ค่าตัวประกอบความสำคัญของอาคาร ( $Z$ ) ให้ใช้ ดังต่อไปนี้

| ประเภทความสำคัญ             | ค่าตัวประกอบความสำคัญ |
|-----------------------------|-----------------------|
| ประเภทความสำคัญ I (น้อย)    | ๑.๐๐                  |
| ประเภทความสำคัญ II (ปกติ)   | ๑.๐๐                  |
| ประเภทความสำคัญ III (มาก)   | ๑.๒๕                  |
| ประเภทความสำคัญ IV (สูงมาก) | ๑.๕๐                  |

ตารางที่ ๓ การจำแนกประเภทความสำคัญของอาคาร และค่าตัวประกอบความสำคัญของอาคาร

| ประเภทของอาคาร                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | ประเภทความสำคัญ |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|
| (๑) อาคารและโครงสร้างอื่น ๆ ที่มีปัจจัยเสี่ยงอันตรายต่อชีวิตมนุษย์ค่อนข้างน้อย เมื่อเกิดการพังทลายของอาคารหรือส่วนโครงสร้างนั้น ๆ เช่น อาคารที่เกี่ยวข้องกับการเกษตร อาคารชั่วคราว อาคารเก็บของเล็ก ๆ ซึ่งไม่มีความสำคัญ เป็นต้น                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | I (น้อย)        |
| (๑) อาคารและโครงสร้างอื่น ๆ ที่มีจัดอยู่ในอาคารประเภทความสำคัญ I (น้อย) III (มาก) และ IV (สูงมาก)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | II (ปกติ)       |
| (๑) โรงมหรสพ หอประชุม ศาลากลาง สนามกีฬา อัฒจันทร์ สถานีขนส่ง สถานบริการ หรือท่าจอดเรือ ที่มีพื้นที่อาคารตั้งแต่ห้าร้อยตารางเมตรขึ้นไป<br>(๒) หอศิลป์ พิพิธภัณฑ์สถาน หรือสถานศึกษา ที่มีพื้นที่อาคารตั้งแต่หนึ่งพันตารางเมตรขึ้นไป<br>(๓) หอสมุด ที่มีพื้นที่อาคารตั้งแต่สองพันตารางเมตรขึ้นไป<br>(๔) ตลาด ห้างสรรพสินค้า หรือศูนย์การค้า ที่มีพื้นที่อาคารตั้งแต่หนึ่งพันห้าร้อยตารางเมตรขึ้นไป<br>(๕) สถานรับเลี้ยงเด็กอ่อน สถานให้บริการดูแลผู้สูงอายุ หรือสถานสงเคราะห์ผู้สูงอายุ ที่มีพื้นที่อาคารตั้งแต่สามร้อยตารางเมตรขึ้นไป<br>(๖) สถานพยาบาลที่รับผู้ป่วยไว้ค้างคืนที่ไม่สามารถทำการรักษากรณีฉุกเฉินได้<br>(๗) เรือนจำตามกฎหมายว่าด้วยราชทัณฑ์<br>(๘) อาคารที่ทำการของส่วนราชการ รัฐวิสาหกิจ หรือหน่วยงานของรัฐ ที่จัดตั้งขึ้นตามกฎหมาย ที่มีพื้นที่สาธารณะตั้งแต่หนึ่งพันตารางเมตรขึ้นไป<br>(๙) อาคารที่เป็นที่ชุมนุมในพื้นที่หนึ่ง ๆ ได้ตั้งแต่สามร้อยคนขึ้นไป<br>(๑๐) อาคารประเภทอื่น ๆ ที่สามารถรองรับผู้มาใช้สอยอาคารได้ตั้งแต่ห้าพันคนขึ้นไป | III (มาก)       |
| (๑) อาคารที่จำเป็นต้องช่วยเหลือและบรรเทาภัยหลังเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหว ได้แก่ สถานพยาบาลที่รับผู้ป่วยไว้ค้างคืนที่สามารถทำการรักษากรณีฉุกเฉินได้ สถานีดับเพลิง อาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย อาคารศูนย์สื่อสาร ทำอากาศยาน โรงไฟฟ้า หรือโรงผลิตและเก็บน้ำประปา<br>(๒) คลังสินค้าที่ใช้เป็นสถานที่เก็บรักษาวัตถุอันตรายตามกฎหมายว่าด้วยวัตถุอันตราย ประเภทวัตถุระเบิด วัตถุไวไฟ วัตถุมีพิษ หรือวัตถุภูมิมันตรังสี                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | IV (สูงมาก)     |

# ผลจากสภาพชั้นดินที่รองรับอาคาร

#WeLoveSteelConstruction

- สภาพชั้นดินมีผลต่อแรงที่เกิดขึ้นกับตัวอาคาร การสั่นของพื้นดินที่เกิดกับอาคารที่ตั้งอยู่บริเวณดินอ่อน (เช่น กทม. และปริมณฑล) จะส่งผลให้ พลังงานที่เกิดจากการสั่นของพื้นดิน ถูกกักเก็บ ไม่สลายออกได้ง่าย
- ทั้งนี้คลื่นที่ส่งผ่านจากพื้นดินที่เกิดการสั่นไหว จะมีทั้งคลื่นที่อยู่ผิวดิน และคลื่นที่อยู่ใต้ดิน ชั้นดินที่อ่อนที่อยู่ใต้ดินจะส่งคลื่นได้ไกล (คล้ายกับคลื่นวิทยุ FM AM ที่คลื่น AM ส่งได้ไกลกว่า FM แต่ FM ทะลุทะลวงได้ดีกว่า AM)
- การคำนวณแรงแผ่นดินไหวจึงต้องนำค่าสัมประสิทธิ์ ทั้ง  $F_a$  และ  $F_v$  ไปพิจารณาคำนวณ เพื่อ “ลด” หรือ “เพิ่ม” แรงที่เกิดขึ้นกับตัวอาคาร ตามลักษณะชั้นดินที่รองรับตัวอาคาร (จากผลสำรวจดิน) จำแนกประเภท ชั้นดิน A เป็นหินแข็ง ไปยังชั้นดิน E เป็นดินเหนียวอ่อน

ตารางที่ ก-๒ ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินที่ ณ ที่ตั้งอาคาร  $F_a$

| ประเภทของชั้นดิน | ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ ๐.๒ วินาที |              |              |              |                 |
|------------------|---------------------------------------------------------------------------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|
|                  | $S_s \leq 0.25$                                                                 | $S_s = 0.50$ | $S_s = 0.75$ | $S_s = 1.00$ | $S_s \geq 1.25$ |
| A                | ๐.๘                                                                             | ๐.๘          | ๐.๘          | ๐.๘          | ๐.๘             |
| B                | ๑.๐                                                                             | ๑.๐          | ๑.๐          | ๑.๐          | ๑.๐             |
| C                | ๑.๒                                                                             | ๑.๒          | ๑.๑          | ๑.๐          | ๑.๐             |
| D                | ๑.๖                                                                             | ๑.๔          | ๑.๒          | ๑.๑          | ๑.๐             |
| E                | ๒.๕                                                                             | ๑.๗          | ๑.๒          | ๐.๙          | ๐.๘             |
| F                | จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณี ๆ ไป                           |              |              |              |                 |

ตารางที่ ก-๓ ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร  $F_v$

| ประเภทของชั้นดิน | ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ ๑.๐ วินาที |              |              |              |                 |
|------------------|---------------------------------------------------------------------------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|
|                  | $S_1 \leq 0.10$                                                                 | $S_1 = 0.20$ | $S_1 = 0.30$ | $S_1 = 0.40$ | $S_1 \geq 0.50$ |
| A                | ๐.๘                                                                             | ๐.๘          | ๐.๘          | ๐.๘          | ๐.๘             |
| B                | ๑.๐                                                                             | ๑.๐          | ๑.๐          | ๑.๐          | ๑.๐             |
| C                | ๑.๗                                                                             | ๑.๖          | ๑.๕          | ๑.๔          | ๑.๓             |
| D                | ๒.๔                                                                             | ๒.๐          | ๑.๘          | ๑.๖          | ๑.๕             |
| E                | ๓.๕                                                                             | ๓.๒          | ๒.๘          | ๒.๔          | ๒.๔             |
| F                | จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณี ๆ ไป                           |              |              |              |                 |

# ผลจากความเหนียวของระบบรับแรงด้านข้าง

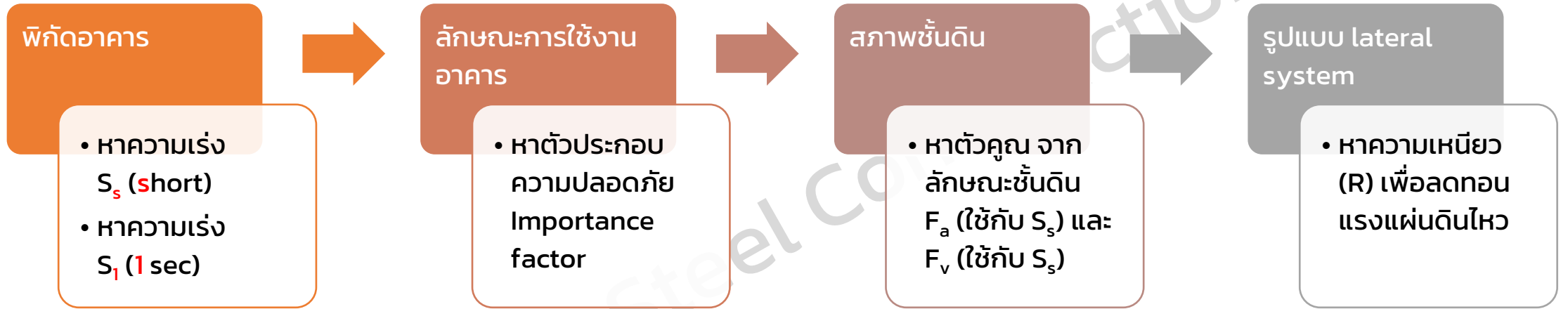
#WeLoveSteelConstruction

- ระบบรับแรง แบ่งเป็น **(1) ระบบรับแรงในแนวตั้ง** (gravity system) เช่น เสา คาน พื้น รั้ว DL LL ตามทิศทางแรงโน้มถ่วงของโลก (แนวตั้ง) และ **(2) ระบบรับแรงด้านข้าง** (lateral system) ที่รับแรงลม แรงแผ่นดินไหว
- (1) ระบบรับแรงในแนวตั้ง** ปกติแล้วจะรับแรงกระทำแช่ค้าง ไม่เปลี่ยนทิศหรือเปลี่ยนขนาดมากนัก จึงไม่ต้องการความเหนียว (**ductility, R**) แต่สำหรับ **(2) ระบบรับแรงด้านข้าง** ด้วยลักษณะของแรงที่เกิดการเปลี่ยนทิศไปมา แรงกระทำเบาบ้างหนักก็มี **ระบบรับแรงด้านข้าง** จึงต้องมีความเหนียว
- ความเหนียว (R)** คำนวณด้วยสมการไม่ได้ ต้องทดสอบ ตามรูปแบบ detail หนึ่งๆ อีกทั้งการทดสอบมีค่าใช้จ่ายสูง ดังนั้น มาตรฐานจึงมีการกำหนดลักษณะเฉพาะในการทำรายละเอียดของระบบรับแรงด้านข้าง เพื่อให้ระบบนั้นๆ มีความเหนียว (R) ตามที่มาตรฐานกำหนดไว้ โดยค่า **R** นำไปใช้ "หารแรง" ที่ได้จาก acceleration response spectrum

| ระบบโครงสร้างโดยรวม                           | ระบบต้านแรงด้านข้าง                                                                                                          | ค่าตัวประกอบ |            |       | ประเภทการออกแบบด้านทานแรงแผ่นดินไหว |   |   |
|-----------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|------------|-------|-------------------------------------|---|---|
|                                               |                                                                                                                              | R            | $\Omega_0$ | $C_d$ | ข                                   | ค | ง |
|                                               |                                                                                                                              |              |            |       |                                     |   |   |
| 2. ระบบโครงสร้างอาคาร (Building Frame System) | โครงแกนเหล็กแบบเอียงศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงดัดได้ (Steel Eccentrically Braced Frame with Moment-Resisting Connections)    | 8            | 2          | 4     | √                                   | √ | √ |
|                                               | โครงแกนเหล็กแบบเอียงศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงเฉือน (Steel Eccentrically Braced Frame with Non-Moment-Resisting Connections) | 7            | 2          | 4     | √                                   | √ | √ |
|                                               | โครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบให้รายละเอียดพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame)                                         | 6            | 2          | 5     | √                                   | √ | √ |
|                                               | โครงแกนเหล็กแบบตรงศูนย์แบบธรรมดา (Ordinary Steel Concentric Braced Frame)                                                    | 3.5          | 2          | 3.5   | √                                   | √ | X |
| ระบบโครงสร้างโดยรวม                           | ระบบต้านแรงด้านข้าง                                                                                                          | ค่าตัวประกอบ |            |       | ประเภทการออกแบบด้านทานแรงแผ่นดินไหว |   |   |
|                                               |                                                                                                                              | R            | $\Omega_0$ | $C_d$ | ข                                   | ค | ง |
| 3. ระบบโครงสร้างดัด (Moment Resisting Frame)  | โครงด้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Ductile/Special Steel Moment-Resisting Frame)                                       | 8            | 3          | 5.5   | √                                   | √ | √ |
|                                               | โครงถักด้านแรงดัดที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Truss Moment Frame)                                       | 7            | 3          | 5.5   | √                                   | √ | √ |
|                                               | โครงด้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame)                                        | 4.5          | 3          | 4     | √                                   | √ | * |
|                                               | โครงด้านแรงดัดเหล็กธรรมดา (Ordinary Steel Moment Resisting Frame)                                                            | 3.5          | 3          | 3     | √                                   | √ | X |

# สรุปภาพรวมการหาแรงแผ่นดินไหว

#WeLoveSteelConstruction



| จังหวัด    | อำเภอ           | ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม |       |
|------------|-----------------|--------------------------------|-------|
|            |                 | $S_s$                          | $S_1$ |
| แม่ฮ่องสอน | ขุนยวม          | ๐.๘๘๘                          | ๐.๒๐๘ |
|            | ปางมะผ้า        | ๑.๐๕๙                          | ๐.๒๗๐ |
|            | ปาย             | ๑.๐๑๙                          | ๐.๒๖๙ |
|            | เมืองแม่ฮ่องสอน | ๐.๙๖๒                          | ๐.๒๒๗ |
|            | แม่ลาน้อย       | ๐.๘๓๗                          | ๐.๑๙๙ |
|            | แม่สะเรียง      | ๐.๘๓๒                          | ๐.๑๙๕ |
|            | สบเมย           | ๐.๘๓๔                          | ๐.๒๐๑ |

ข้อ ๒๓ ค่าตัวประกอบความสำคัญของอาคาร (I) ให้ใช้ ดังต่อไปนี้

| ประเภทความสำคัญ             | ค่าตัวประกอบความสำคัญ |
|-----------------------------|-----------------------|
| ประเภทความสำคัญ I (น้อย)    | ๑.๐๐                  |
| ประเภทความสำคัญ II (ปกติ)   | ๑.๐๐                  |
| ประเภทความสำคัญ III (มาก)   | ๑.๒๕                  |
| ประเภทความสำคัญ IV (สูงมาก) | ๑.๕๐                  |

ตารางที่ ก-๒ ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินที่ ณ ที่ตั้งอาคาร  $F_a$

| ประเภทของชั้นดิน | ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ ๐.๒ วินาที |              |              |              |                 |
|------------------|---------------------------------------------------------------------------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|
|                  | $S_s \leq 0.25$                                                                 | $S_s = 0.50$ | $S_s = 0.75$ | $S_s = 1.00$ | $S_s \geq 1.25$ |
| A                | ๐.๘                                                                             | ๐.๘          | ๐.๘          | ๐.๘          | ๐.๘             |
| B                | ๑.๐                                                                             | ๑.๐          | ๑.๐          | ๑.๐          | ๑.๐             |
| C                | ๑.๒                                                                             | ๑.๒          | ๑.๑          | ๑.๐          | ๑.๐             |
| D                | ๑.๖                                                                             | ๑.๕          | ๑.๒          | ๑.๑          | ๑.๐             |
| E                | ๒.๕                                                                             | ๑.๗          | ๑.๒          | ๑.๑          | ๑.๑             |
| F                | จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณี ๆ ไป                           |              |              |              |                 |

ตารางที่ ก-๓ ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร  $F_v$

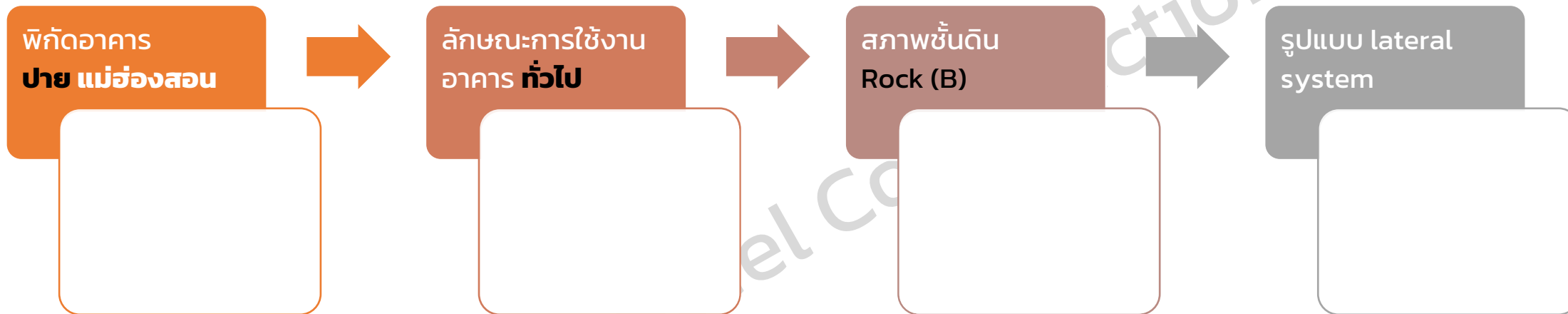
| ประเภทของชั้นดิน | ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ ๑.๐ วินาที |              |              |              |                 |
|------------------|---------------------------------------------------------------------------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|
|                  | $S_s \leq 0.10$                                                                 | $S_s = 0.20$ | $S_s = 0.30$ | $S_s = 0.40$ | $S_s \geq 0.50$ |
| A                | ๐.๘                                                                             | ๐.๘          | ๐.๘          | ๐.๘          | ๐.๘             |
| B                | ๑.๐                                                                             | ๑.๐          | ๑.๐          | ๑.๐          | ๑.๐             |
| C                | ๑.๗                                                                             | ๑.๖          | ๑.๕          | ๑.๔          | ๑.๓             |
| D                | ๒.๕                                                                             | ๒.๐          | ๑.๘          | ๑.๖          | ๑.๕             |
| E                | ๓.๕                                                                             | ๒.๒          | ๒.๘          | ๒.๔          | ๒.๔             |
| F                | จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณี ๆ ไป                           |              |              |              |                 |

| ระบบโครงสร้างโดยรวม    | ระบบต้านแรงด้านข้าง                                                                                                           | ค่าตัวประกอบ                             |            |       | ประเภทการออกแบบแผ่นดินไหว |   |   |
|------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|------------|-------|---------------------------|---|---|
|                        |                                                                                                                               | R                                        | $\Omega_0$ | $C_d$ | ช                         | ค | ง |
|                        |                                                                                                                               | 2. ระบบโครงอาคาร (Building Frame System) |            |       |                           |   |   |
|                        | โครงงานเหล็กแบบเอ็กเซนตริกที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงดัดได้ (Steel Eccentrically Braced Frame with Moment-Resisting Connections)    | 8                                        | 2          | 4     | √                         | √ | √ |
|                        | โครงงานเหล็กแบบเอ็กเซนตริกที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงเฉือน (Steel Eccentrically Braced Frame with Non-Moment-Resisting Connections) | 7                                        | 2          | 4     | √                         | √ | √ |
|                        | โครงงานเหล็กแบบทรุสนย์แบบให้รายละเอียดพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame)                                           | 6                                        | 2          | 5     | √                         | √ | √ |
|                        | โครงงานเหล็กแบบทรุสนย์แบบธรรมดา (Ordinary Steel Concentric Braced Frame)                                                      | 3.5                                      | 2          | 3.5   | √                         | √ | X |
| 3. ระบบโครงสร้างโดยรวม | ระบบต้านแรงด้านข้าง                                                                                                           |                                          |            |       |                           |   |   |
|                        | โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Ductile/Special Steel Moment-Resisting Frame)                                        | 8                                        | 3          | 5.5   | √                         | √ | √ |
|                        | โครงต้านแรงดัดเหล็กที่ให้การให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Truss Moment Frame)                                     | 7                                        | 3          | 5.5   | √                         | √ | √ |
|                        | โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame)                                         | 4.5                                      | 3          | 4     | √                         | √ | * |
|                        | โครงต้านแรงดัดเหล็กธรรมดา (Ordinary Steel Moment Resisting Frame)                                                             | 3.5                                      | 3          | 3     | √                         | √ | X |

# ตัวอย่างการหาแรงแผ่นดินไหว 1

#WeLoveSteelConstruction

อาคาร 4 ชั้น (footprint 200 sqm)  
 สูง 12 m แต่ละชั้นพื้น flat slab หนา  
 20 cm คัด DL อื่นๆ เทียบเท่า  
 คอนกรีตหนา 5 cm รวม 25 cm  
 $DL = 4 * 0.25 * 200 * 2500$   
 $= 500,000 \text{ kg } (W = mg)$   
 $m = 500,000/g$



$$S_{MS} = F_a S_s = 1.019g$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 0.269g$$

$$S_{DS} = 2/3 * S_{MS} = 0.727g$$

$$S_{D1} = 2/3 * S_{M1} = 0.179g$$

$$T = 0.03H = 0.03 * 12 = 0.36 \text{ sec}$$

$$S_a = \min(S_{D1}/T, S_{DS})$$

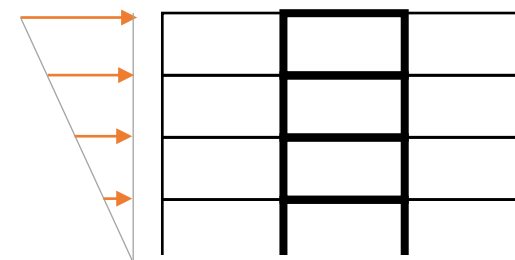
$$= \min(0.179g/0.36, 0.727g)$$

$$= 0.644g$$

$$V_B = I/R * S_a * \text{Building Weight}$$

$$= 1.0/3.5 * 0.644g * 500,000/g$$

$$= 92,057 \text{ kg}$$

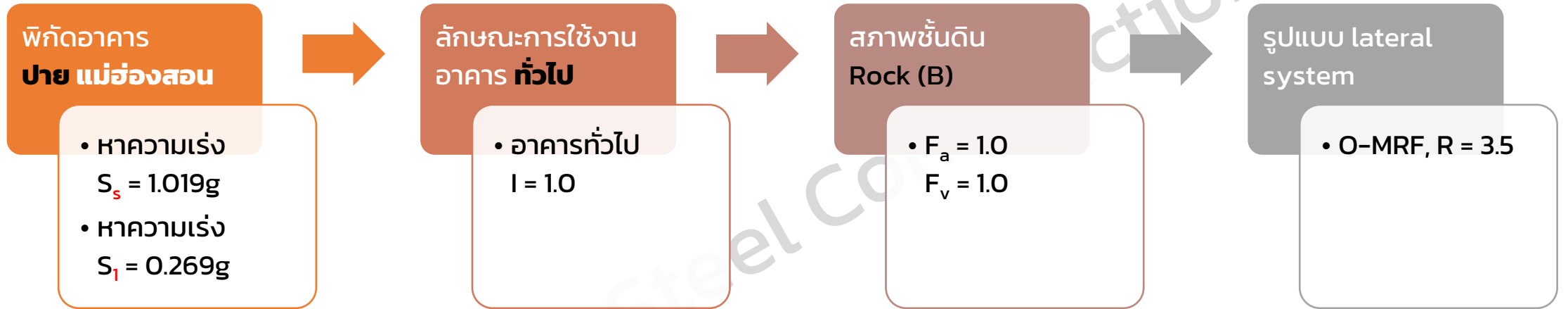


$$V_B = 92,507 \text{ kg}$$

# ตัวอย่างการหาแรงแผ่นดินไหว 1

#WeLoveSteelConstruction

อาคาร 4 ชั้น (footprint 200 sqm)  
 สูง 12 m แต่ละชั้นพื้น flat slab หนา  
 20 cm คัด DL อื่นๆ เทียบเท่า  
 คอนกรีตหนา 5 cm รวม 25 cm  
 $DL = 4 * 0.25 * 200 * 2500$   
 $= 500,000 \text{ kg } (W = mg)$   
 $m = 500,000/g$



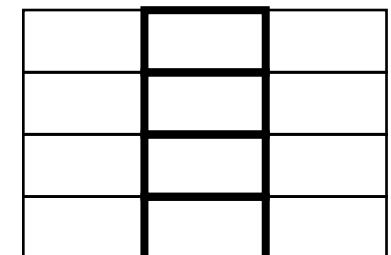
$$C_{v4} = (12 * w/4) / [3 * w/4 + 6 * w/4 + 9 * w/4 + 12 * w/4] = (12/4) / (30/4)$$

$$C_{v4} = 0.4 \quad 0.4V_B$$

$$C_{v3} = 9/30 = 0.3 \quad 0.3V_B$$

$$C_{v2} = 6/30 = 0.2 \quad 0.2V_B$$

$$C_{v1} = 0.1 \quad 0.1V_B$$



Bending Moment  
Diagram

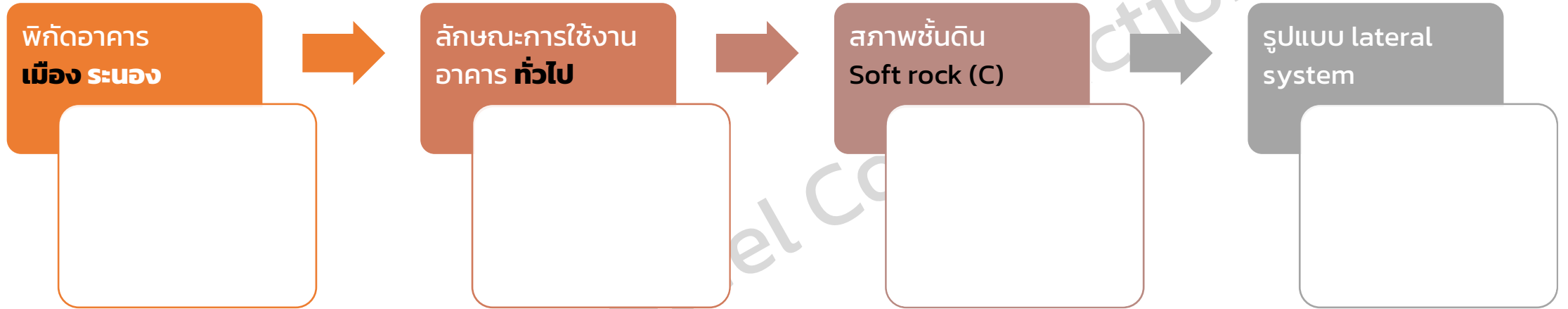
Shear Force  
Diagram

$V_B = 92,507 \text{ kg}$

# ตัวอย่างการหาแรงแผ่นดินไหว 2

#WeLoveSteelConstruction

อาคาร 3 ชั้น (footprint 200 sqm)  
 สูง 9 m แต่ละชั้นพื้น flat slab หนา  
 20 cm คัด DL อื่นๆ เทียบเท่า  
 คอนกรีตหนา 5 cm รวม 25 cm  
 $DL = 3 * 0.25 * 200 * 2500$   
 $= 375,000 \text{ kg (W = mg)}$   
 $m = 370,000/g$



$$S_{MS} = F_a S_s = 0.372g$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 0.167g$$

$$S_{DS} = 2/3 * S_{MS} = 0.248g$$

$$S_{D1} = 2/3 * S_{M1} = 0.111g$$

$$T = 0.03H = 0.03 * 9 = 0.27 \text{ sec}$$

$$S_a = \min(S_{D1}/T, S_{DS})$$

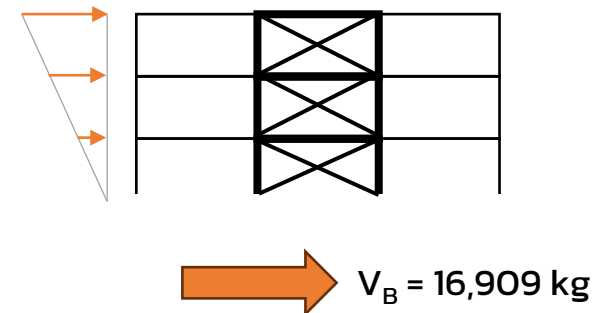
$$= \min(0.111g/0.27, 0.248g)$$

$$= 0.248g$$

$$V_B = I/R * S_a * \text{Building Weight}$$

$$= 1.0/5.5 * 0.248g * 375,000/g$$

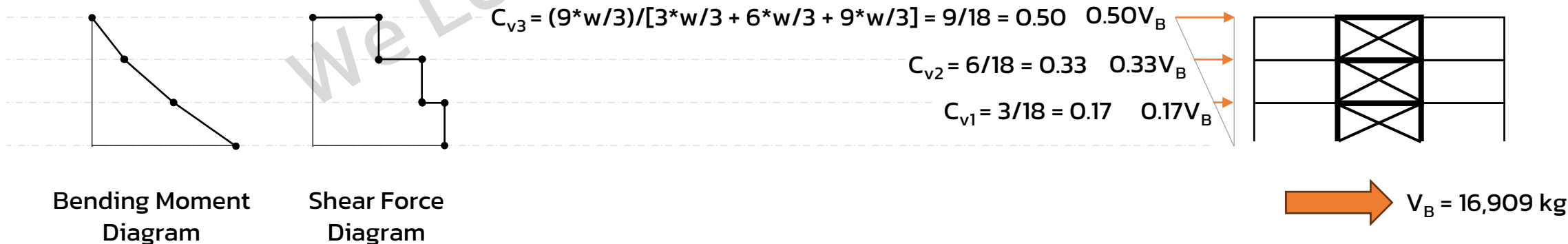
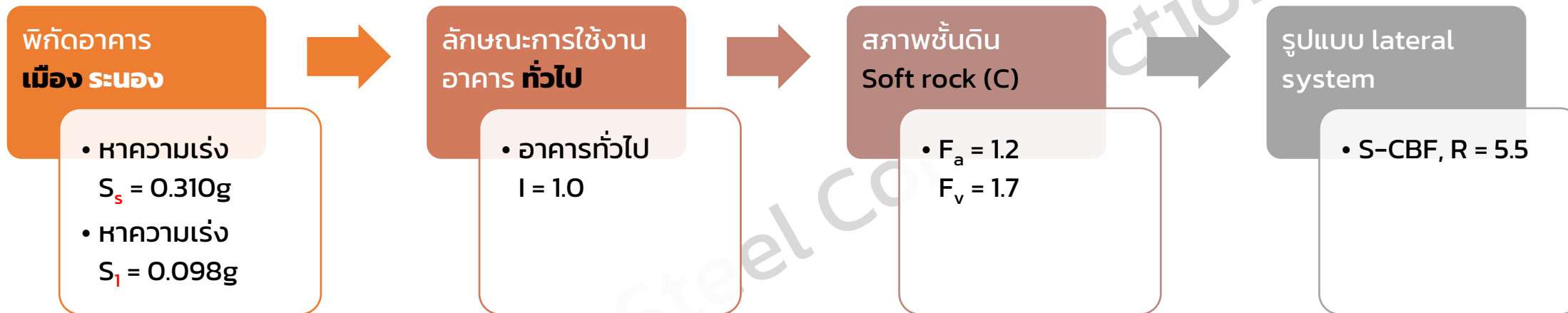
$$= 16,909 \text{ kg}$$



# ตัวอย่างการหาแรงแผ่นดินไหว 2

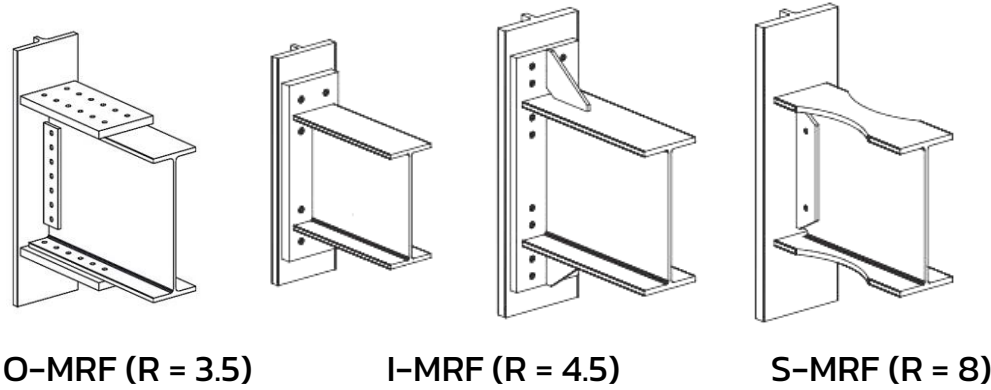
#WeLoveSteelConstruction

อาคาร 3 ชั้น (footprint 200 sqm)  
 สูง 9 m แต่ละชั้นพื้น flat slab หนา  
 20 cm คัด DL อื่นๆ เทียบเท่า  
 คอนกรีตหนา 5 cm รวม 25 cm  
 $DL = 3 * 0.25 * 200 * 2500$   
 $= 375,000 \text{ kg (W = mg)}$   
 $m = 370,000/g$



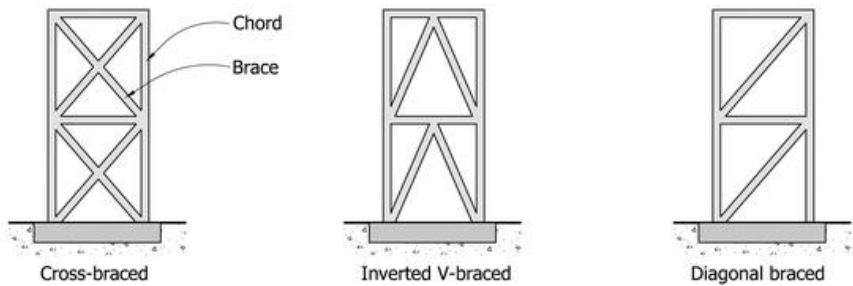
# ระบบโครงสร้างเหล็กต้านทานแรงแผ่นดินไหว

#WeLoveSteelConstruction



รูปแบบ lateral system

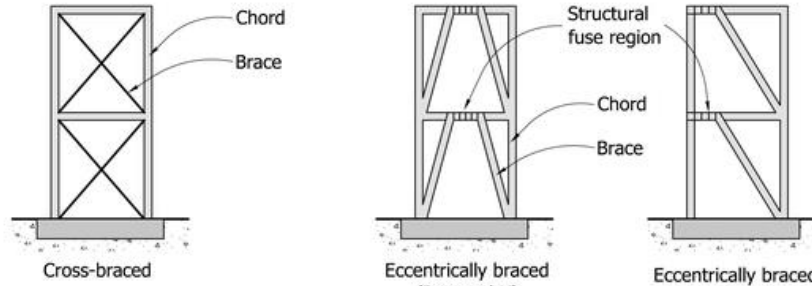
- หากความเหนียว (R) เพื่อลดทอนแรงแผ่นดินไหว



Tension and compression

O-CBF (R = 3.5)

S-CBF (R = 6)



Tension-only

Eccentric

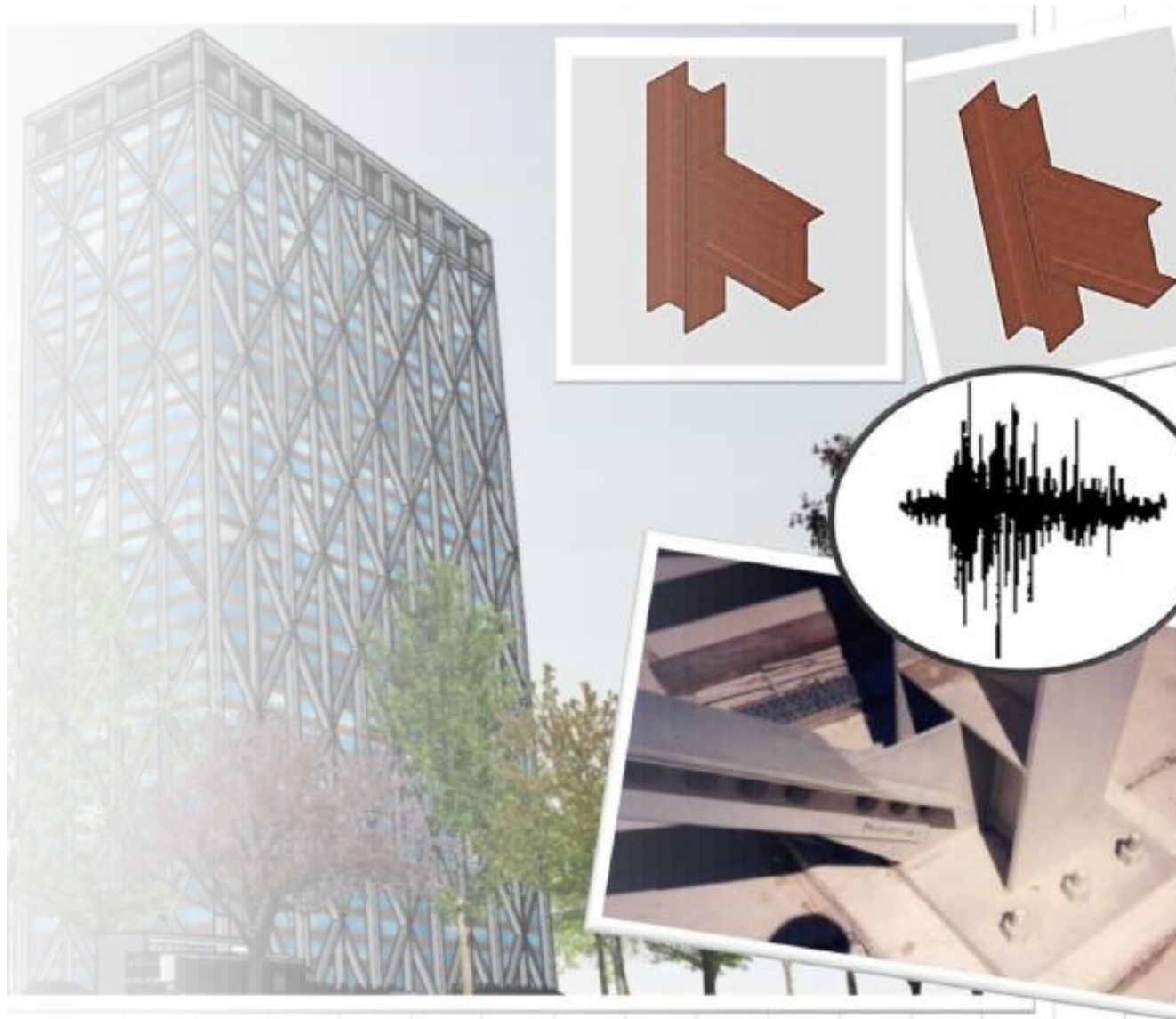
EBF + MRF (R = 8)

EBF no MRF (R = 7)

| ระบบโครงสร้างโดยรวม                            | ระบบต้านแรงด้านข้าง                                                                                                              | ค่าสัมประสิทธิ์ |            |       | ประเภทการออกแบบ       |   |   |   |
|------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|------------|-------|-----------------------|---|---|---|
|                                                |                                                                                                                                  | R               | $\Omega_0$ | $C_d$ | ด้านความแรงแผ่นดินไหว |   |   |   |
|                                                |                                                                                                                                  |                 |            |       | ข                     | ค | ง | จ |
| 2. ระบบโครงอาคาร (Building Frame System)       | โครงกานแบบเหล็กแบบเชื่อมศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงดัดได้ (Steel Eccentrically Braced Frame with Moment-Resisting Connections)    | 8               | 2          | 4     | √                     | √ | √ | √ |
|                                                | โครงกานแบบเหล็กแบบเชื่อมศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงเฉือน (Steel Eccentrically Braced Frame with Non-Moment-Resisting Connections) | 7               | 2          | 4     | √                     | √ | √ | √ |
|                                                | โครงกานแบบเหล็กแบบรับศูนย์แบบให้รายละเอียดพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame)                                          | 6               | 2          | 5     | √                     | √ | √ | √ |
|                                                | โครงกานแบบเหล็กแบบรับศูนย์แบบธรรมดา (Ordinary Steel Concentric Braced Frame)                                                     | 3.5             | 2          | 3.5   | √                     | √ | √ | X |
| 3. ระบบโครงต้านแรงดัด (Moment Resisting Frame) | โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ (Ductile/Special Steel Moment-Resisting Frame)                                           | 8               | 3          | 5.5   | √                     | √ | √ | √ |
|                                                | โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Truss Moment Frame)                                         | 7               | 3          | 5.5   | √                     | √ | √ | √ |
|                                                | โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame)                                            | 4.5             | 3          | 4     | √                     | √ | √ | * |
|                                                | โครงต้านแรงดัดเหล็กธรรมดา (Ordinary Steel Moment Resisting Frame)                                                                | 3.5             | 3          | 3     | √                     | √ | √ | X |

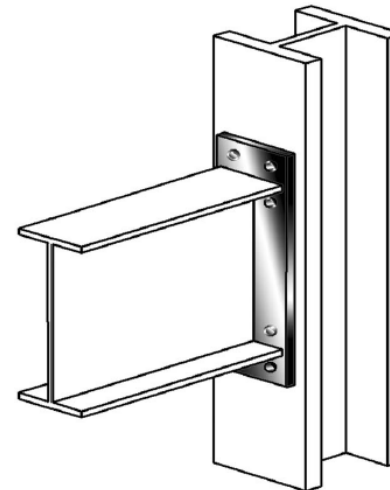
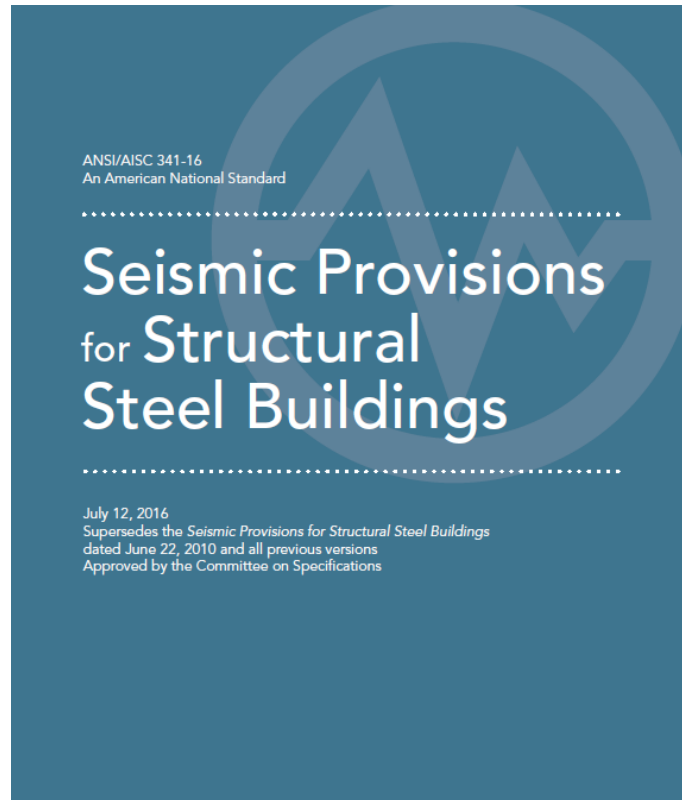
# ทำโครงสร้าง เหล็กอย่างไร ให้เหนียว

#WeLoveSteelConstruction



# มาตรฐานและแนวปฏิบัติของสหรัฐอเมริกา

#WeLoveSteelConstruction



Smarter.  
Stronger.  
Steel.



AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION  
One East Wacker Drive, Suite 700  
Chicago, Illinois 60601-1802

# มาตรฐานและแนวปฏิบัติของสหรัฐอเมริกา

#WeLoveSteelConstruction

## CHAPTER 5

### REDUCED BEAM SECTION (RBS) MOMENT CONNECTION

#### 5.1. GENERAL

In a reduced beam section (RBS) moment connection (Figure 5.1), portions of the beam flanges are selectively trimmed in the region adjacent to the beam-to-column connection. Yielding and hinge formation are intended to occur primarily within the reduced section of the beam.

#### 5.2. SYSTEMS

RBS connections are prequalified for use in special moment frame (SMF) and intermediate moment frame (IMF) systems within the limits of these provisions.

#### 5.3. PREQUALIFICATION LIMITS

##### 1. Beam Limitations

Beams shall satisfy the following limitations:

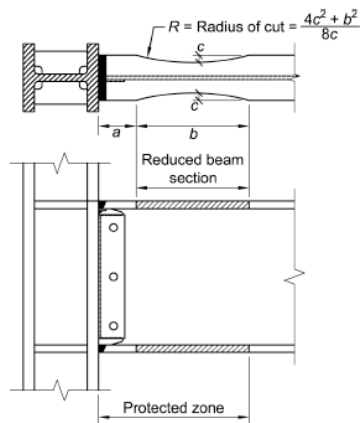


Fig. 5.1. Reduced beam section connection.

## CHAPTER 6

### BOLTED UNSTIFFENED AND STIFFENED EXTENDED END-PLATE MOMENT CONNECTIONS

#### 6.1. GENERAL

Bolted end-plate connections are made by welding the beam to an end-plate and bolting the end-plate to a column flange. The three end-plate configurations shown in Figure 6.1 are covered in this section and are prequalified under the AISC *Seismic Provisions* within the limitations of this Standard.

The behavior of this type of connection can be controlled by a number of different limit states including flexural yielding of the beam section, flexural yielding of the end-plates, yielding of the column panel zone, tension rupture of the end-plate bolts, shear rupture of the end-plate bolts, or rupture of various welded joints. The design criteria provide sufficient strength in the elements of the connections to ensure that the inelastic deformation of the connection is achieved by beam yielding.

#### 6.2. SYSTEMS

Extended end-plate moment connections are prequalified for use in special moment frame (SMF) and intermediate moment frame (IMF) systems.

**Exception:** Extended end-plate moment connections in SMF systems with concrete structural slabs are prequalified only if:

- (1) In addition to the limitations of Section 6.3, the nominal beam depth is not less than 24 in. (610 mm);

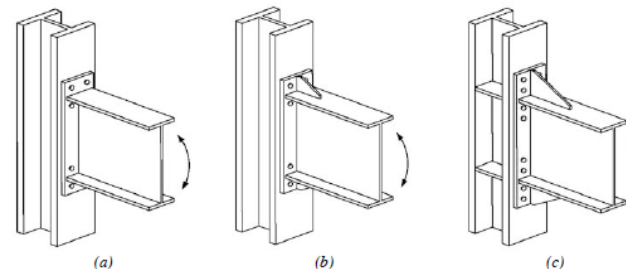


Fig. 6.1. Extended end-plate configurations: (a) four-bolt unstiffened, 4E; (b) four-bolt stiffened, 4ES; (c) eight-bolt stiffened, 8ES.

ANSI/AISC 358-10  
ANSI/AISC 358s1-11  
An American National Standard

## Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications

Including Supplement No. 1

2010  
(includes 2011 supplement)

Supersedes ANSI/AISC 358-05 and ANSI/AISC 358s1-09

Approved by the AISC Connection Prequalification Review Panel and issued by the AISC Board of Directors



AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION  
One East Wacker Drive, Suite 700  
Chicago, Illinois 60601-1802

# มาตรฐานและแนวปฏิบัติของสหรัฐอเมริกา

#WeLoveSteelConstruction

## CHAPTER 7

### BOLTED FLANGE PLATE (BFP) MOMENT CONNECTION

#### 7.1. GENERAL

Bolted flange plate (BFP) moment connections utilize plates welded to column flanges and bolted to beam flanges. The top and bottom plates must be identical. Flange plates are welded to the column flange using complete-joint-penetration (CJP) groove welds and beam flange connections are made with high-strength bolts. The beam web is connected to the column flange using a bolted shear tab with bolts in short-slotted holes. Details for this connection type are shown in Figure 7.1. Initial yielding and plastic hinge formation are intended to occur in the beam in the region near the end of the flange plates.

#### 7.2. SYSTEMS

Bolted flange plate connections are prequalified for use in **special moment frame (SMF)** and **intermediate moment frame (IMF)** systems within the limitations of these provisions.

**Exception:** Bolted flange plate connections in SMF systems with *concrete structural slabs* are only prequalified if the concrete structural slab is kept at least 1 in. (25 mm) from both sides of both column flanges. It is permissible to place compressible material in the gap between the column flanges and the concrete structural slab.

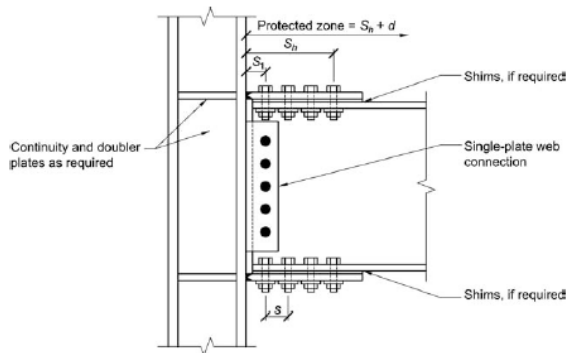


Fig. 7.1. Bolted flange plate moment connection.

## CHAPTER 8

### WELDED UNREINFORCED FLANGE-WELDED WEB (WUF-W) MOMENT CONNECTION

#### 8.1. GENERAL

In the welded unreinforced flange-welded web (WUF-W) moment connection, inelastic rotation is developed primarily by yielding of the beam in the region adjacent to the face of the column. Connection rupture is controlled through special detailing requirements associated with the welds joining the beam flanges to the column flange, the welds joining the beam web to the column flange, and the shape and finish of the weld access holes. An overall view of the connection is shown in Figure 8.1.

#### 8.2. SYSTEMS

WUF-W moment connections are prequalified for use in **special moment frame (SMF)** and **intermediate moment frame (IMF)** systems within the limits of these provisions.

#### 8.3. PREQUALIFICATION LIMITS

##### 1. Beam Limitations

Beams shall satisfy the following limitations:

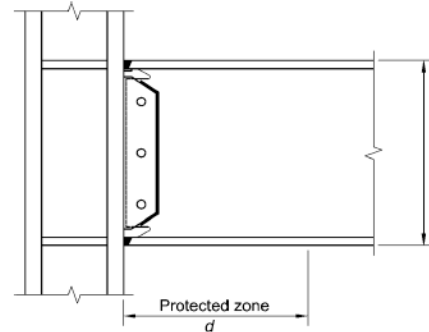


Fig. 8.1. WUF-W moment connection.

ANSI/AISC 358-10  
ANSI/AISC 358s1-11  
An American National Standard

## Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications

Including Supplement No. 1

2010  
(includes 2011 supplement)

Supersedes ANSI/AISC 358-05 and ANSI/AISC 358s1-09

Approved by the AISC Connection Prequalification Review Panel  
and issued by the AISC Board of Directors



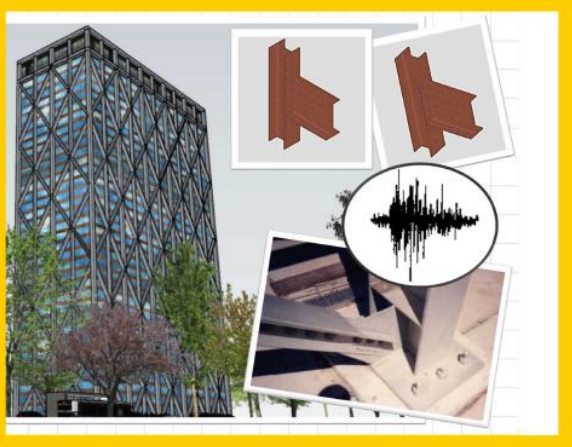
AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION  
One East Wacker Drive, Suite 700  
Chicago, Illinois 60601-1802

# มาตรฐานและแนวปฏิบัติของไทย

#WeLoveSteelConstruction

มยพ. 1304 - 61

มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้าง  
รูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือน  
ของแผ่นดินไหว



กรมโยธาธิการและผังเมือง  
กระทรวงมหาดไทย  
พ.ศ. 2561

## 1.1 วัตถุประสงค์

มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวนี้เป็นรายละเอียดประกอบกฎกระทรวงว่าด้วยการกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อให้รายละเอียดการคำนวณออกแบบองค์อาคารและรอยต่อของอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณให้มีความเหนียวและความมั่นคงแข็งแรงภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวตามที่กำหนดในกฎกระทรวง

- **มยพ. 1304** ได้กำหนดรายละเอียดครอบคลุมโครงแกงแบบตรงศูนย์ Concentric Braced Frame (CBF) และโครงแกงแบบเยื้องศูนย์ Eccentric Braced Frame (EBF) ตลอดจนโครงต้านแรงดัด Moment Resisting Frame (MRF) ทั้งแบบธรรมดา Ordinary แบบเหนียวปานกลาง Intermediate และเหนียวพิเศษ Special

# มาตรฐานและแนวปฏิบัติของไทย

#WeLoveSteelConstruction

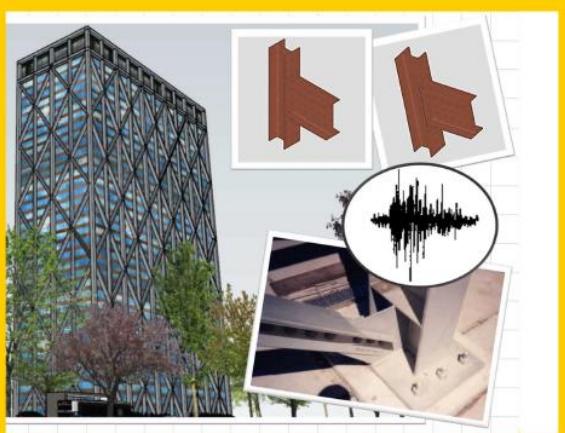
บทที่ 5

โครงสร้างแรงดัดธรรมดา

R = 3.5

HBH. 1304 - 61

มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้าง  
รูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือน  
ของแผ่นดินไหว



กรมโยธาธิการและผังเมือง  
กระทรวงมหาดไทย  
พ.ศ. 2561

ระบบโครงสร้างแรงดัด (moment resisting frame) เป็นระบบโครงสร้างที่ได้รับความนิยมในการออกแบบอาคารสำหรับต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยระบบโครงสร้างอาจเป็นระบบโครงสร้างแรงดัดธรรมดา (ordinary moment resisting frame, OMF) โครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง (intermediate moment resisting frame, IMF) หรือโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ (special moment resisting frame, SMF) การวิเคราะห์และออกแบบระบบโครงสร้างแรงดัดธรรมดาพิจารณาให้มีการเสีรูแบบไม่ยืดหยุ่นน้อยกว่าระบบอื่น เนื่องจากระบบโครงสร้างแรงดัดธรรมดามีความเหนียวน้อย จึงต้องทำการออกแบบให้มีกำลังในการรับแรงด้านข้างมากกว่าระบบอื่น ส่งผลให้โครงสร้างแรงดัดธรรมดามีความสามารถในการเสีรูแบบไม่ยืดหยุ่นได้น้อยทั้งในองค์อาคารและรอยต่อ

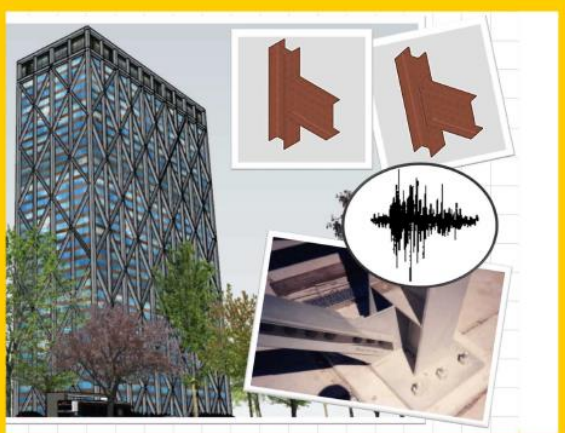
- มยพ. 1304 ได้กำหนดรายละเอียดครอบคลุมโครงแกงแนงแบบตรงศูนย์ Concentric Braced Frame (CBF) และโครงแกงแนงแบบเยื้องศูนย์ Eccentric Braced Frame (EBF) ตลอดจน**โครงสร้างดัด Moment Resisting Frame (MRF)** ทั้งแบบธรรมดา **Ordinary** แบบเหนียวปานกลาง Intermediate และเหนียวพิเศษ Special

# มาตรฐานและแนวปฏิบัติของไทย

#WeLoveSteelConstruction

มยพ. 1304 - 61

มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้าง  
รูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือน  
ของแผ่นดินไหว



กรมโยธาธิการและผังเมือง  
กระทรวงมหาดไทย  
พ.ศ. 2561

บทที่ 6

R = 4.5

โครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง

โครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง จัดเป็นโครงสร้างแรงดัดที่สามารถเกิดการเสีรูปแบบไม่ยืดหยุ่นได้มากกว่าโครงสร้างดัดธรรมดาตั้งที่กล่าวไว้ในบทที่ 5 การจัดให้ระบบโครงสร้างเป็นแบบโครงสร้างดัดที่มีความเหนียวปานกลาง คือการออกแบบให้ชิ้นส่วนโครงสร้างมีความสามารถต้านทานการเสีรูปแบบไม่ยืดหยุ่นได้ในระดับหนึ่ง ซึ่งการเสีรูปดังกล่าว เกิดจากการครากดัดของคานและเสา และการครากเฉือนของเขตแผงรอยต่อเสาและคาน

- มยพ. 1304 ได้กำหนดรายละเอียดครอบคลุมโครงแกงแนงแบบตรงศูนย์ Concentric Braced Frame (CBF) และโครงแกงแนงแบบเยื้องศูนย์ Eccentric Braced Frame (EBF) ตลอดจน**โครงสร้างดัด Moment Resisting Frame (MRF)** ทั้งแบบธรรมดา Ordinary แบบเหนียวปานกลาง Intermediate และเหนียวพิเศษ Special

# มาตรฐานและแนวปฏิบัติของไทย

#WeLoveSteelConstruction

มยพ. 1304 - 61

มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้าง  
รูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือน  
ของแผ่นดินไหว



กรมโยธาธิการและผังเมือง  
กระทรวงมหาดไทย  
พ.ศ. 2561

บทที่ 7

โครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ

R = 8

โครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ จัดเป็นโครงสร้างแรงดัดที่สามารถเกิดการเสีรูปร่างไม่ยืดหยุ่นได้มากกว่าโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลางดังที่กล่าวไว้ในบทที่ 6 การจัดให้ระบบโครงสร้างเป็นแบบโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ คือการออกแบบชิ้นส่วนเสาให้มีกำลังรับแรงสูงกว่ากำลังรับแรงของคาน ภายหลังการเกิดสถานะครากและพฤติกรรมความเครียดแข็งเพิ่มขึ้น ชิ้นส่วนเสาต้องสามารถเกิดการครากเนื่องจากแรงดัดได้ ส่งผลให้ระบบโครงสร้างมีความสามารถต้านทานการเสีรูปร่างไม่ยืดหยุ่นได้มากที่สุดเมื่อเทียบกับระบบโครงสร้างดัดธรรมดาหรือโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง

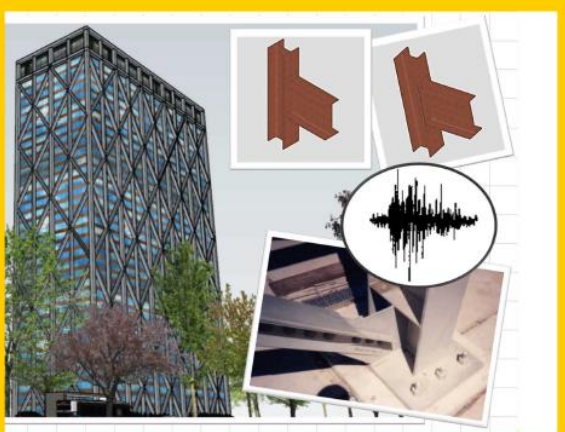
- มยพ. 1304 ได้กำหนดรายละเอียดครอบคลุมโครงแกงแ่งแบบตรงศูนย์ Concentric Braced Frame (CBF) และโครงแกงแ่งแบบเยื้องศูนย์ Eccentric Braced Frame (EBF) ตลอดจน**โครงสร้างดัด Moment Resisting Frame (MRF)** ทั้งแบบธรรมดา Ordinary แบบเหนียวปานกลาง Intermediate และ**เหนียวพิเศษ Special**

# มาตรฐานและแนวปฏิบัติของไทย

#WeLoveSteelConstruction

HBH. 1304 - 61

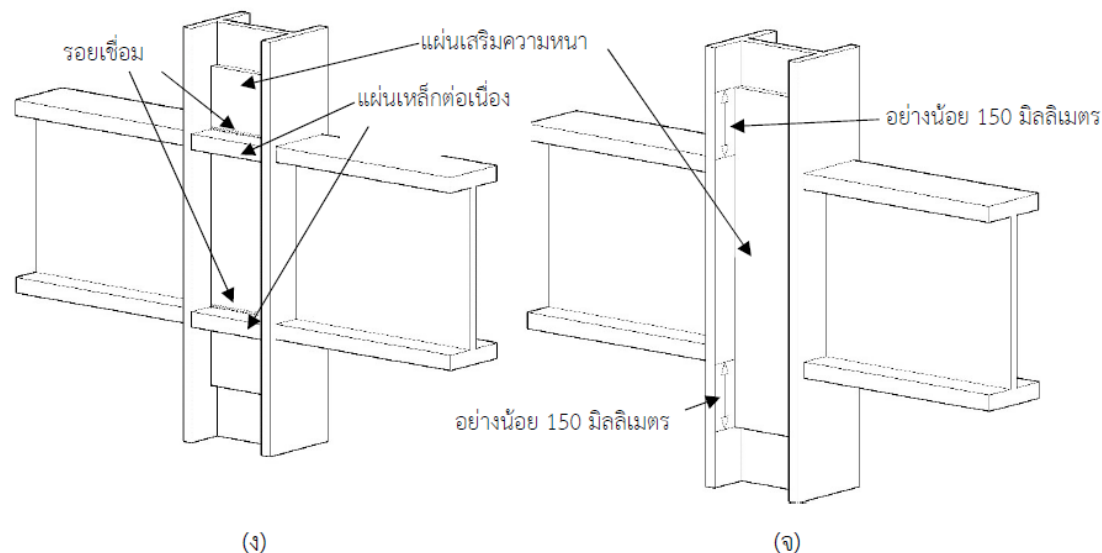
มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้าง  
รูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือน  
ของแผ่นดินไหว



กรมโยธาธิการและผังเมือง  
กระทรวงมหาดไทย  
พ.ศ. 2561

บทที่ 7

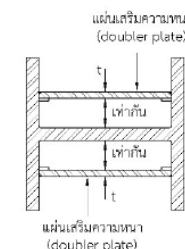
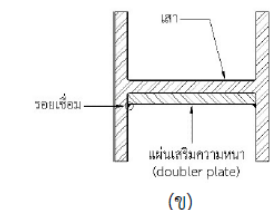
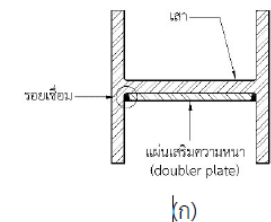
โครงสร้างแรงดึงที่มีความเหนียวพิเศษ



รูปที่ 2 ตัวอย่างการต่อยึดแผ่นเสริมความหนากับหน้าตัดเสา

(ข้อ 7.3.3)

R = 8

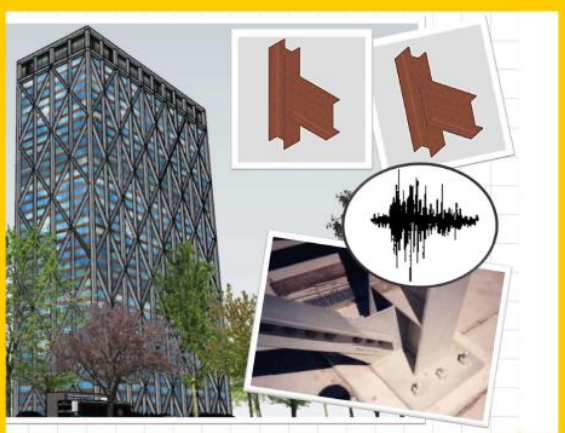


# มาตรฐานและแนวปฏิบัติของไทย

#WeLoveSteelConstruction

HBH. 1304 - 61

มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้าง  
รูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือน  
ของแผ่นดินไหว



กรมโยธาธิการและผังเมือง  
กระทรวงมหาดไทย  
พ.ศ. 2561

บทที่ 11

การออกแบบรอยต่อเสาและคานที่มีความเหนียว

ในบทนี้ให้ข้อกำหนดการออกแบบรอยต่อที่มีความเหนียวสำหรับโครงสร้างดัดที่มีความเหนียวปานกลางและโครงสร้างดัดที่มีความเหนียวพิเศษตามมาตรฐาน AISC 358-10 ซึ่งรอยต่อเสาและคานที่เป็นไปตามข้อกำหนดในบทนี้มีความเหนียวเพียงพอสำหรับระบบต้านแรงแผ่นดินไหว รอยต่อที่ออกแบบตามข้อกำหนดไม่จำเป็นต้องทำการทดสอบความเหนียวเพิ่มเติม รายละเอียดการออกแบบรอยต่อเสาและคานในบทนี้ ครอบคลุมด้วยกัน 4 ประเภท ได้แก่ รอยต่อลดหน้าตัดคาน รอยต่อแผ่นเหล็กเสริมปลายมีสลักเกลียวแบบที่ไม่มีและแบบที่มีแผ่นเหล็กเสริมกำลัง (bolted unstiffened and stiffened extended end-plate moment connections) รอยต่อยึดแผ่นปีกด้วยสลักเกลียว (bolted flange plate moment connection, BFP) และ รอยต่อยึดแผ่นเอวและแผ่นปีกด้วยรอยเชื่อมไม่เสริมกำลัง (welded unreinforced flange-welded web moment connection, WUF-W) การคำนวณออกแบบรอยต่อให้คำนวณด้วยวิธีตัวคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุก (LRFD) ตามมาตรฐาน AISC 360-10 และตามข้อกำหนดในมาตรฐานนี้ โดยรอยต่อสามารถใช้ได้ในโครงสร้างต้านทานการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวที่ออกแบบด้วยวิธี LRFD หรือวิธี ASD ได้

prequalified

RBS  
End plate  
Flange plate  
Welded FP

# มาตรฐานและแนวปฏิบัติของไทย

#WeLoveSteelConstruction

HBH. 1304 - 61

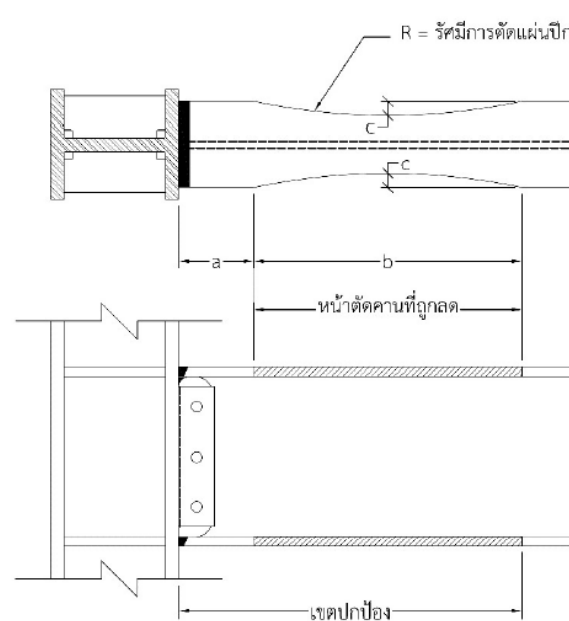
**มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้าง  
รูปพรรณเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือน  
ของแผ่นดินไหว**

**กรมโยธาธิการและผังเมือง  
กระทรวงมหาดไทย  
พ.ศ. 2561**

## 11.2 รอยต่อลดหน้าตัดคาน

## Reduced Beam Section (RBS)

รอยต่อลดหน้าตัดคานดังแสดงในรูปที่ 9 ใช้วิธีการลดบางส่วนของหน้าตัดคานบริเวณใกล้กับรอยต่อเสาและคาน เพื่อให้เกิดการร้าวและจุดหมุนพลาสติกที่ตำแหน่งของการลดหน้าตัด รอยต่อประเภทนี้สามารถใช้ได้ในโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลางและโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ



รูปที่ 9 รอยต่อลดหน้าตัดคาน

อัตราส่วนของโมเมนต์ดัดในเสาและคานต้องเป็นไปตามข้อกำหนดดังนี้

(ก) สำหรับระบบโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ อัตราส่วนของโมเมนต์ดัดในเสาและคานต้องเป็นไปตามข้อกำหนดในบทที่ 7 โดยที่

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + M_{uv}) \quad (32)$$

โดยที่  $M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$  (นิวตัน·มิลลิเมตร)  
 $M_{uv} =$  โมเมนต์ดัดเพิ่มเติมจากการขยายแรงเฉือนจากกึ่งกลางส่วนการลดหน้าตัดคานถึงกึ่งกลางเสา โดยที่  $M_{uv} = V_{RBS} (a + 0.5b + 0.5d_c)$  (นิวตัน·มิลลิเมตร)  
 $V_{RBS} =$  แรงเฉือนที่กึ่งกลางส่วนการลดหน้าตัด คำนวณตามขั้นตอนที่ 4 ของข้อ 11.2.4 (นิวตัน)  
 $a$  และ  $b =$  ระยะตามที่แสดงในรูปที่ 9 (มิลลิเมตร)  
 $d_c =$  ความลึกของเสา (มิลลิเมตร)

(ข) สำหรับระบบโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลาง อัตราส่วนของโมเมนต์ดัดในเสาและคานต้องเป็นไปตามข้อกำหนดในบทที่ 6

# โครงสร้างแรงดัด (MRF)

#WeLoveSteelConstruction



Source: AISC

Ordinary

**R = 3.5**

Intermediate

**R = 4.5**

Special

**R = 8**

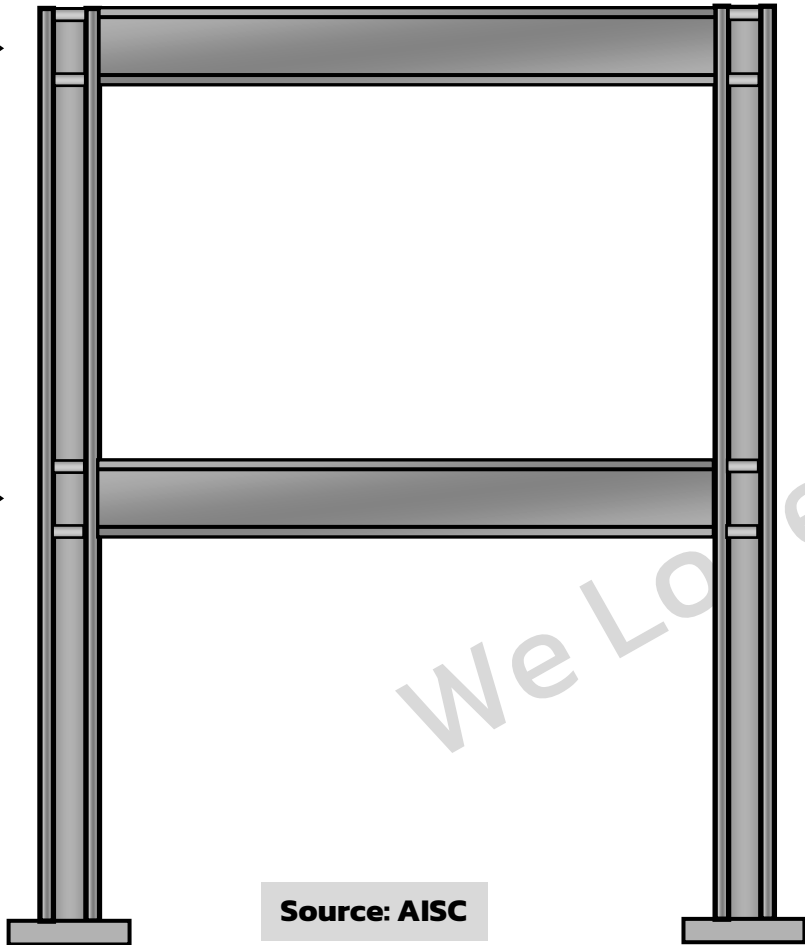
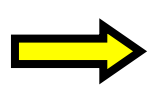
โครงสร้างแรงดัด  
Moment  
Resisting  
Frame  
(MRF)

How do we  
know which one  
is O or I or S?

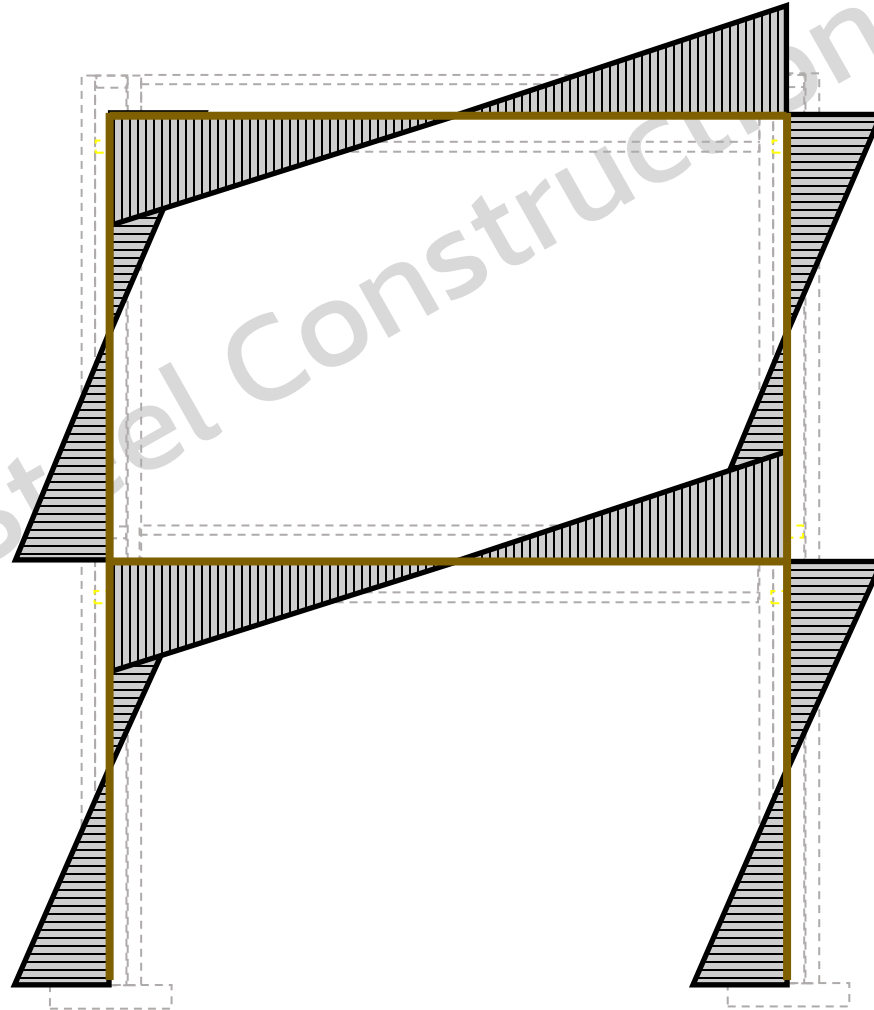


# โครงสร้างแรงดัด (MRF)

#WeLoveSteelConstruction



Source: AISC



**R = 3.5**

**R = 4.5**

**R = 8**

โครงสร้างแรงดัด  
Moment  
Resisting  
Frame  
(MRF)

# โครงสร้างแรงดัด (MRF)

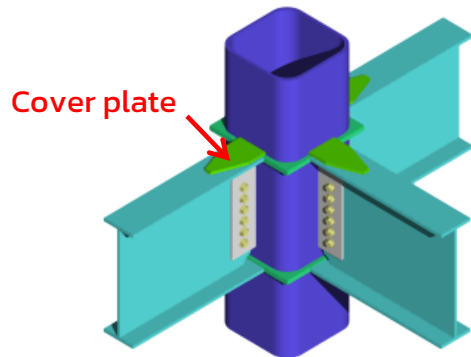
#WeLoveSteelConstruction

R = 3.5

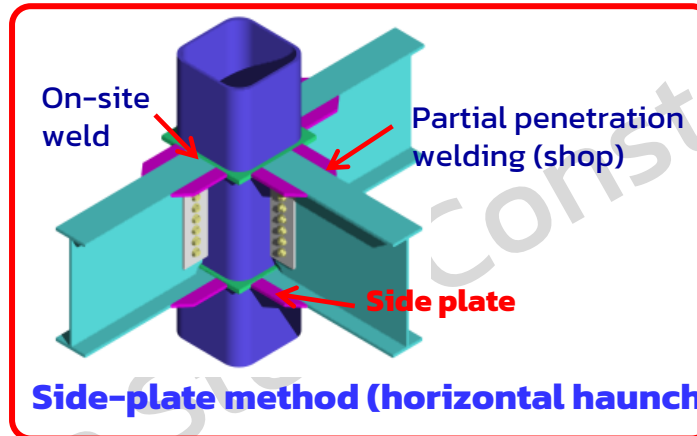
R = 4.5

R = 8

## ■ Increase of Section of Flange → Reduction of Stress at Weld

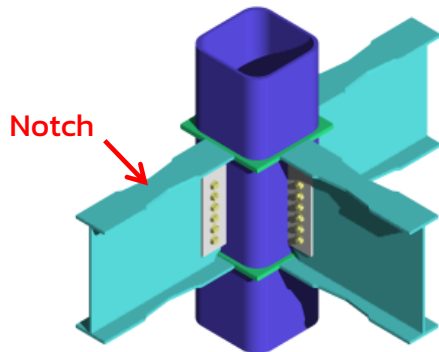


Cover plate method

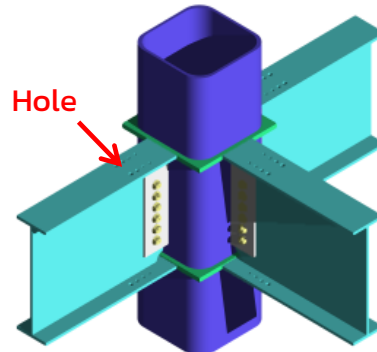


Side-plate method (horizontal haunch)

## ■ Loss of Section at Flange Base Metal → Expected Plascitization of Base Metal



RBS method (notch)



RBS method (drilling)

Source: Shimizu

โครงสร้างแรงดัด  
Moment  
Resisting  
Frame  
(MRF)

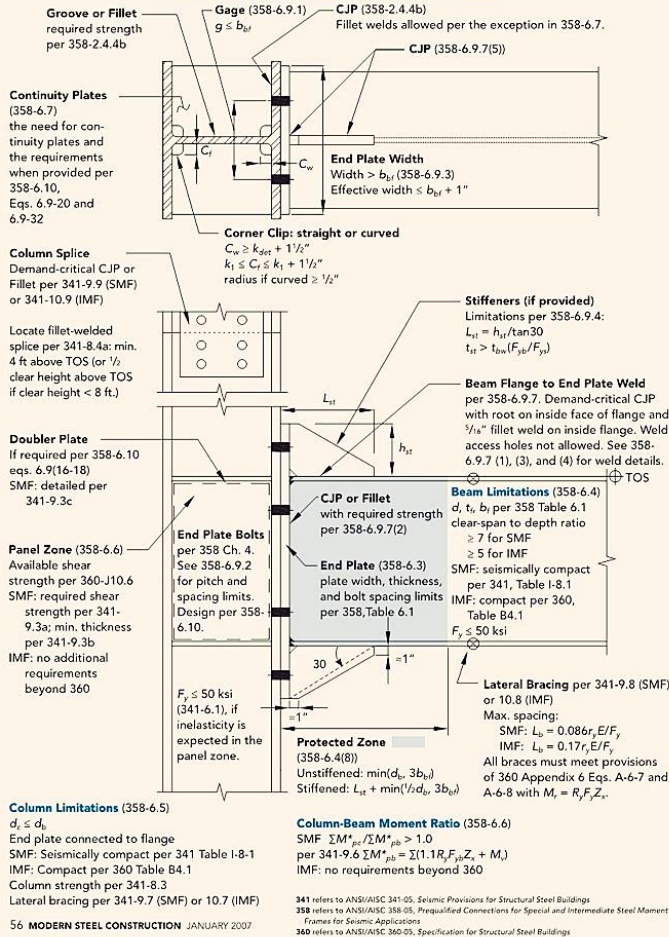
# โครงสร้างแรงดัด (MRF)

#WeLoveSteelConstruction

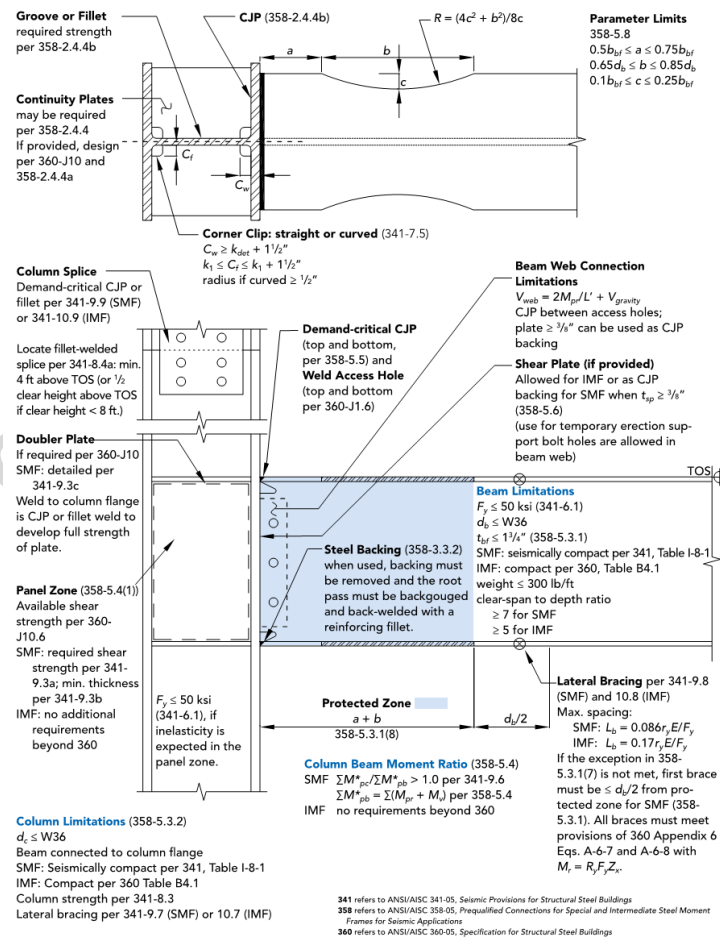
Non - proprietary

## Four-Bolt Unstiffened and Stiffened Extended End-Plate Moment Connections

(Eight-Bolt Stiffened and Unstiffened EEP Connections similar)



## Reduced Beam Section (RBS) Moment Connection



Kaiser



Proprietary



Simpson

R = 3.5

R = 4.5

R = 8

โครงสร้างแรงดัด  
Moment Resisting  
Frame  
(MRF)

SidePlate

# โครงสร้างแรงดัด (MRF)

#WeLoveSteelConstruction

R = 3.5

R = 4.5

R = 8



Source: AISC



โครงสร้างแรงดัด  
Moment  
Resisting  
Frame  
(MRF)

# ระบบรับแรงทางข้างอื่น ๆ

#WeLoveSteelConstruction

R

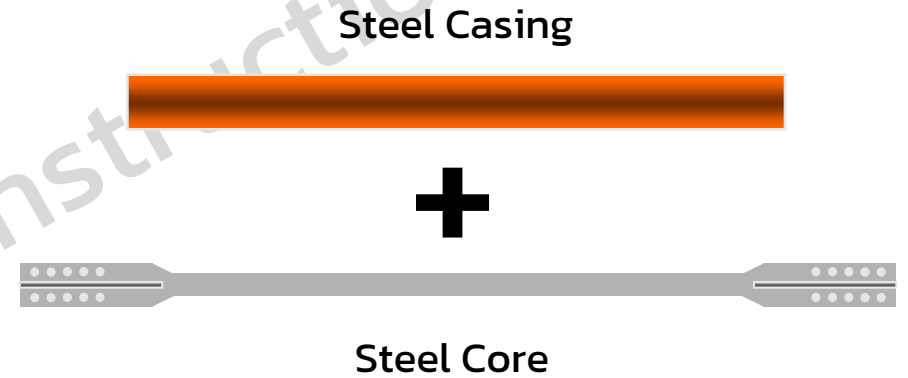
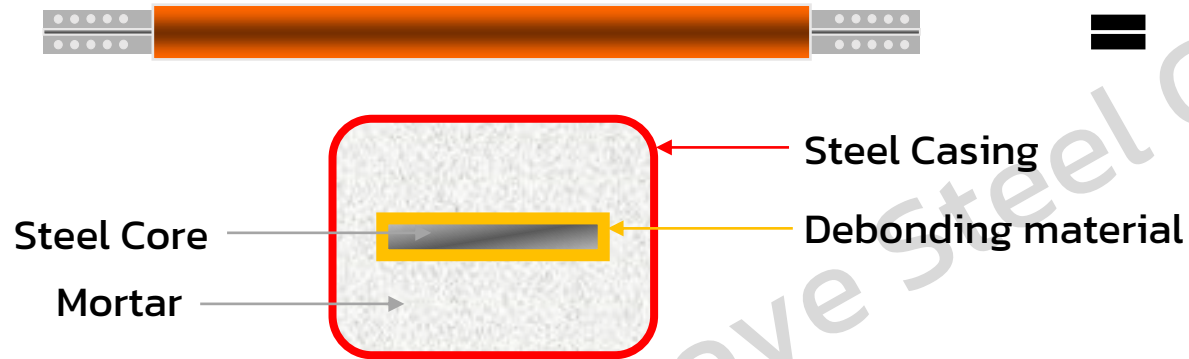
|                                                      |     |
|------------------------------------------------------|-----|
| Ordinary Steel Concentrically Braced Frame           | 3.5 |
| Special Steel Concentrically Braced Frame (CBF)      | 6.0 |
| Steel Eccentrically Braced Frame + Moment Connection | 8.0 |
| Steel Eccentrically Braced Frame (EBF)               | 7.0 |
| Steel Plate Shear Wall (SPSW)                        | 7.0 |



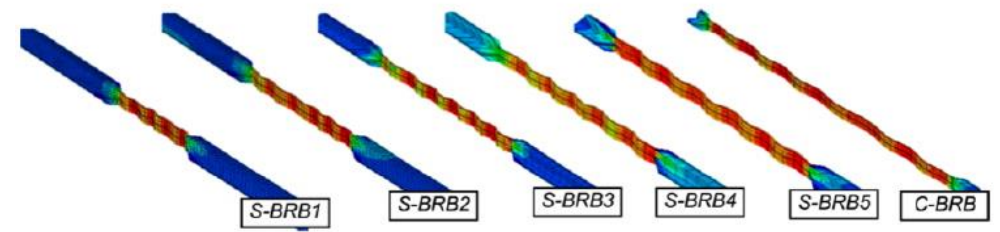
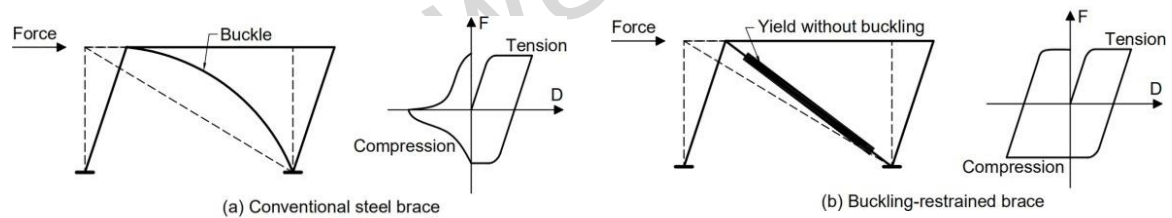
# Innovative System: (1) BRB

#WeLoveSteelConstruction

## Buckling Restrained Braces (BRB)



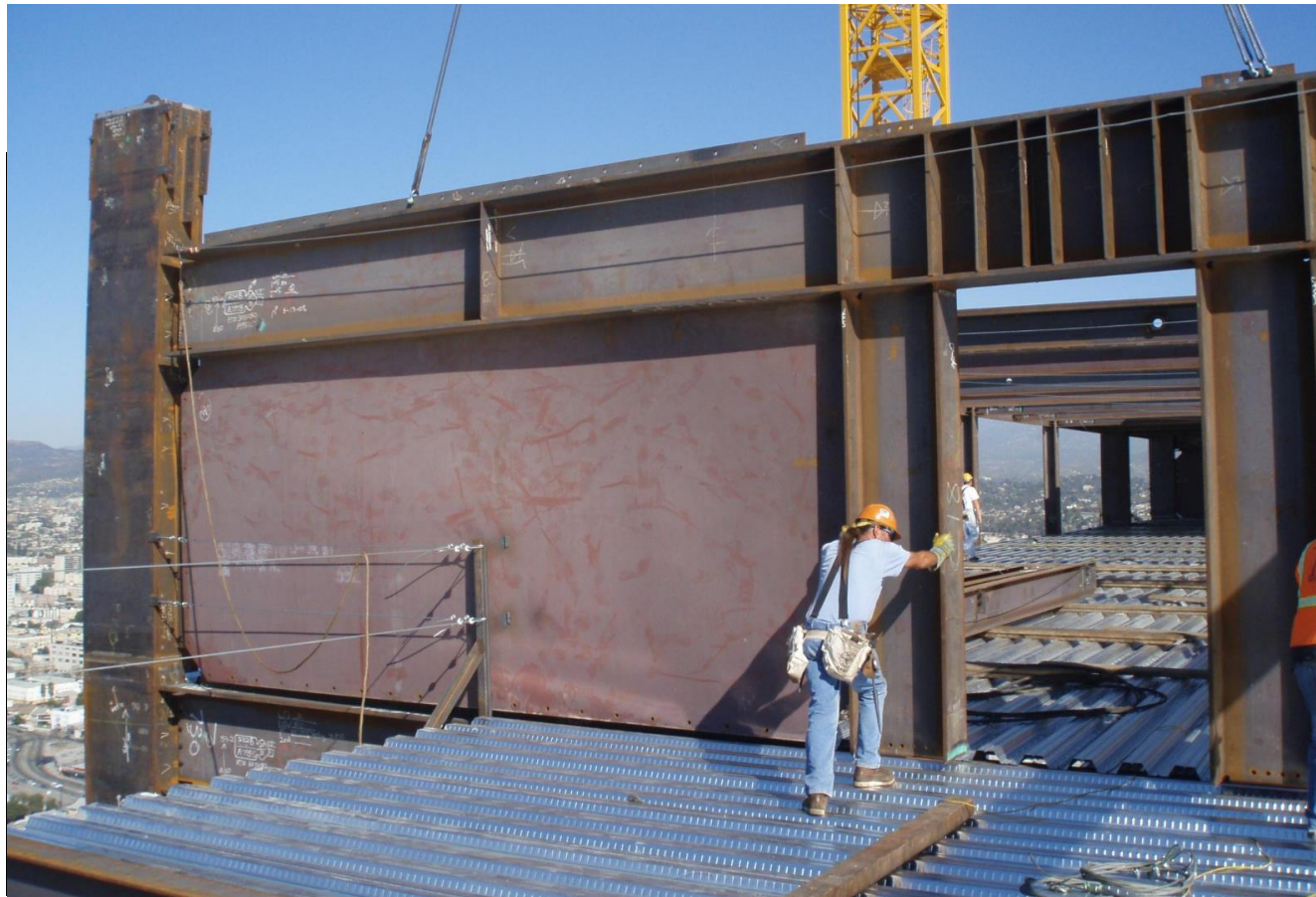
Source: AISC



Source: [www.shellbuckling.com](http://www.shellbuckling.com)

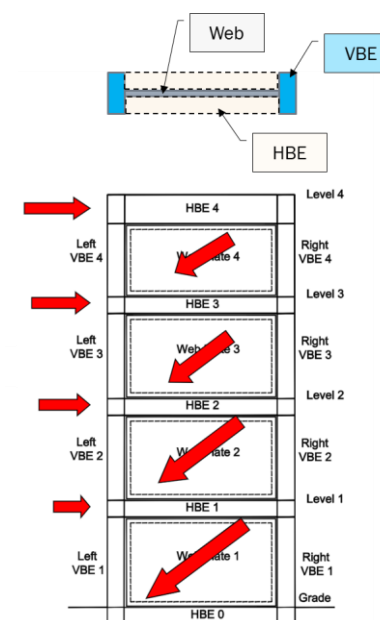
# Innovative System: (2) SPSW

#WeLoveSteelConstruction



**20**  
Steel Design Guide

## Steel Plate Shear Walls



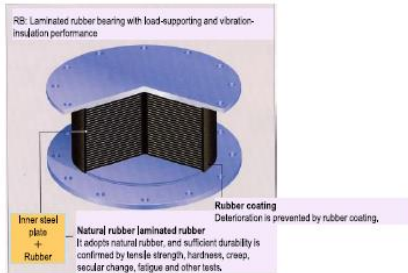
# Innovative System: (3) Base Isolation

#WeLoveSteelConstruction

## Elastomeric Isolator

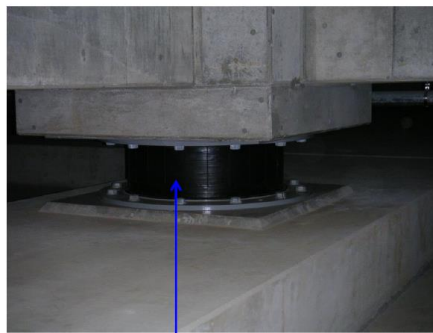
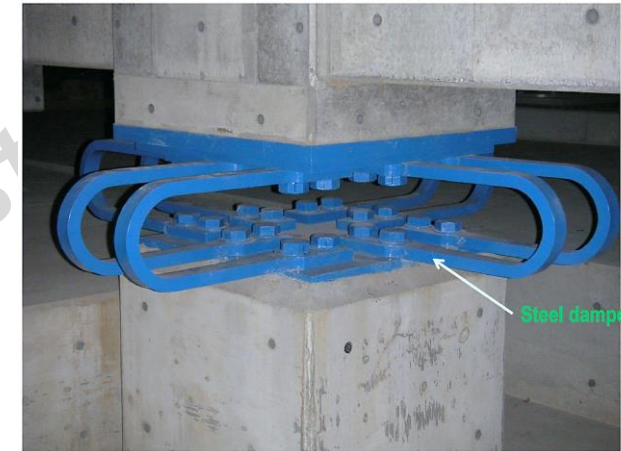
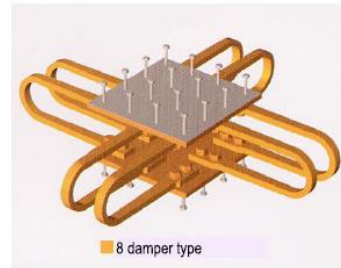
NRB : Natural rubber bearing

LRB : Lead plug rubber bearing



## Damper

SD : Steel damper



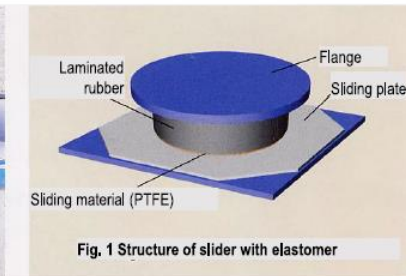
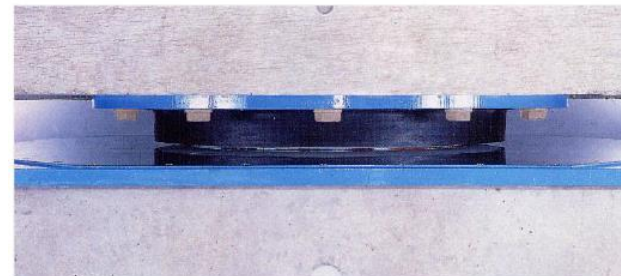
Lead plug-type laminated rubber isolator (LRB)



Natural rubber-laminated isolator (NRB)

## Slider with elastomer

○ NSR : Slider with elastomer

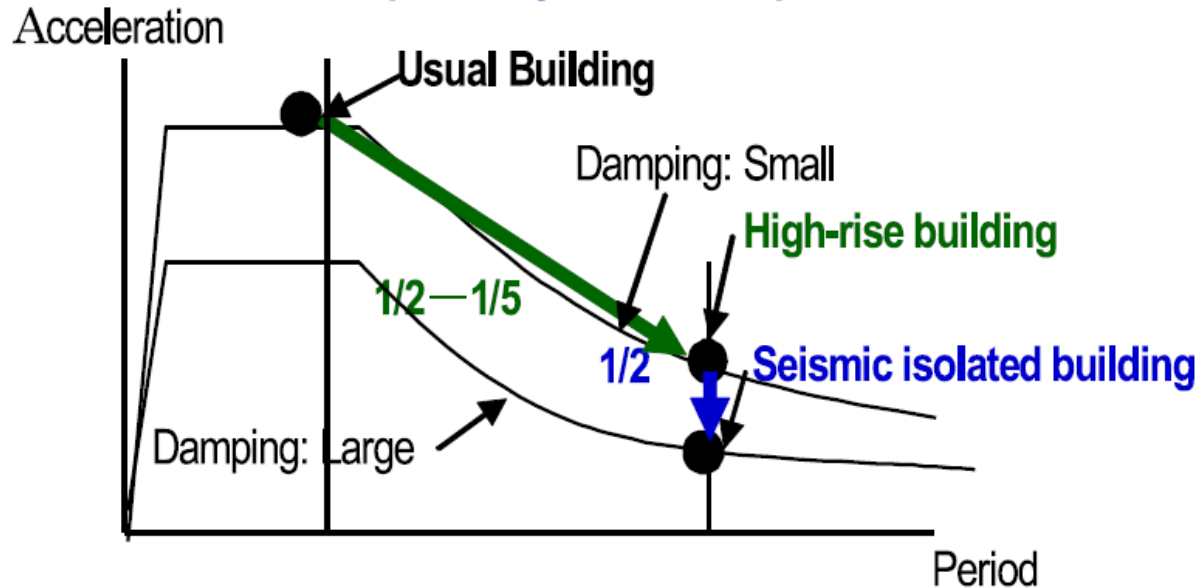


# Innovative System: (3) Base Isolation

#WeLoveSteelConstruction



- Reduction of acceleration due to longer period:  $1/2 \sim 1/5$
- Reduction of response by use of damper:  $1/2$  max.



Acceleration Response Spectrum

Seismic Engineering NEES UCSD

Research Project NSF-0618183

**TESTING OF A NEW LINE OF SEISMIC BASE ISOLATORS**

Principal Investigator: Valentin Shustov, Ph.D., P.E.

STEP 3

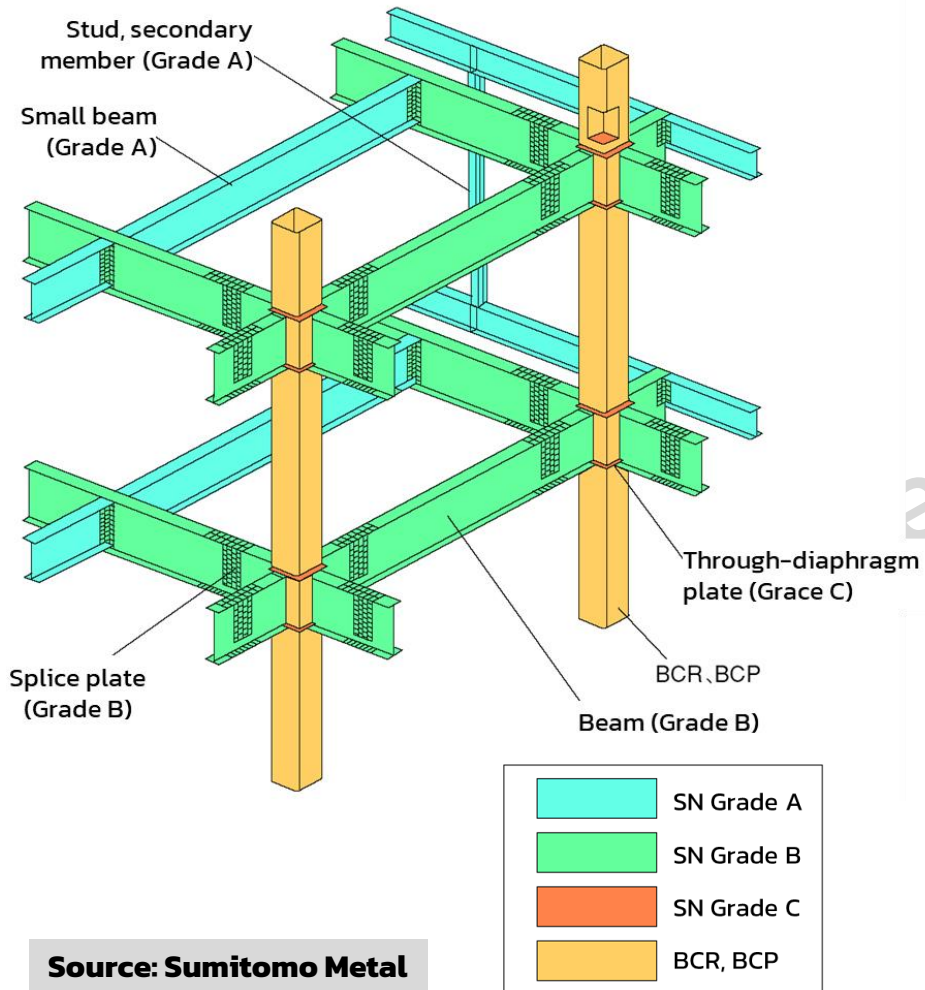
COMPARATIVE SHAKE TABLE EXPERIMENTS ON BUILDING MODELS WITH (RIGHT) AND WITHOUT EARTHQUAKE PROTECTORS (LEFT)

Video clip: **TEST-8**

December 6, 2006

# Innovative JP Steel Material & Product

#WeLoveSteelConstruction



Source: Sumitomo Metal

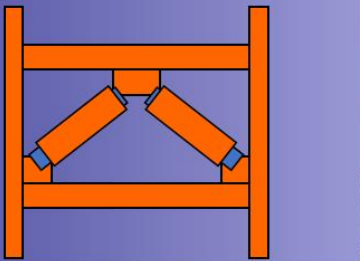


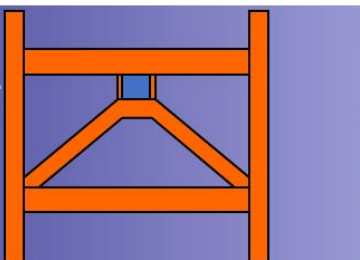


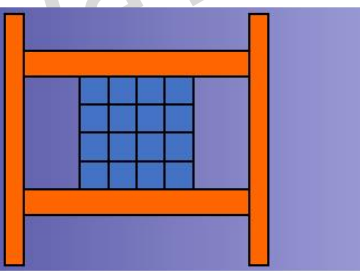


|                  | Seismic resistance |                | Weldability               |               |               |               |                 | Thickness-direction property | Nominal section dimension property |
|------------------|--------------------|----------------|---------------------------|---------------|---------------|---------------|-----------------|------------------------------|------------------------------------|
|                  | YR Upper limit     | YP Upper limit | $\sigma_{Ev}$ Lower limit | C Upper limit | P Upper limit | S Upper limit | Ceq Upper limit |                              |                                    |
| SS400            | —                  | —              | —                         | —             | 0.050         | 0.050         | —               | —                            | —                                  |
| SM400A<br>SM490A | —                  | —              | —                         | 0.23<br>0.20  | 0.035         | 0.035         | —               | —                            | —                                  |
| SM400B<br>SM490B | —                  | —              | 27J                       | 0.20<br>0.18  | 0.035         | 0.035         | —               | —                            | —                                  |
| SM400C<br>SM490C | —                  | —              | 47J                       | 0.18          | 0.035         | 0.035         | —               | —                            | —                                  |
| SN400A           | —                  | —              | —                         | 0.24          | 0.050         | 0.050         | —               | —                            | ○                                  |
| SN400B<br>SN490B | 80%                | ○              | 27J                       | 0.20<br>0.18  | 0.030         | 0.015         | 0.36<br>0.44    | —                            | ○                                  |
| SN400C<br>SN490C | 80%                | ○              | 27J                       | 0.20<br>0.18  | 0.020         | 0.008         | 0.36<br>0.44    | ○                            | ○                                  |

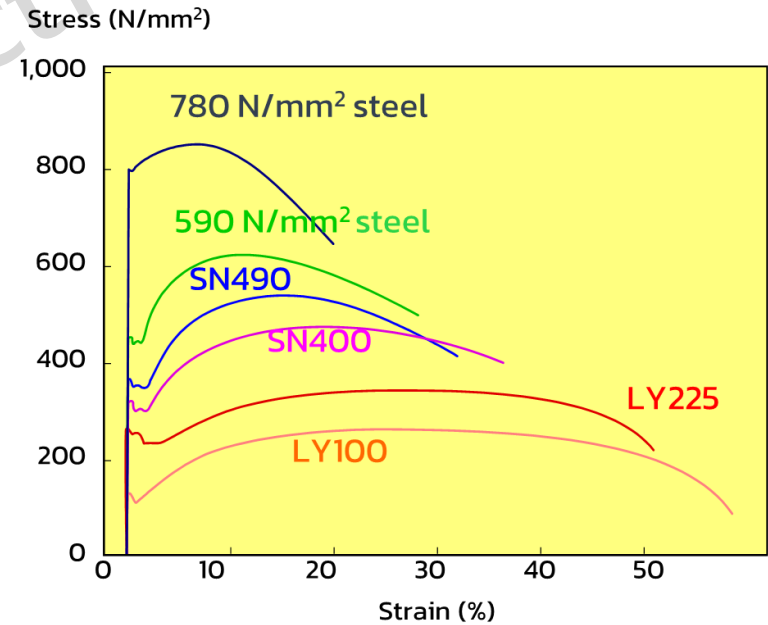
<B> Deformation capacity and weldability → Major framing members such as column and beam

<C> Grade B + Thickness-direction property → Weld built-up box column, through-diaphragm plate

# Innovative JP Steel Material & Product

#WeLoveSteelConstruction

|                                          |                                                                                     |                                                                                      |                                                                                       |
|------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>Buckling-restraint brace type</p>     |    |    |    |
| <p>Brace-supporting type shear panel</p> |    |    |    |
| <p>Wall panel type</p>                   |  |  |  |



Source: Sumitomo Metal

# Japan Building Standard Law

#WeLoveSteelConstruction

- **Primary design; Elastic design for Medium earthquake, seismic intensity up to 5**

Damage does not occur in the structure (deformation does not remain).

- **Secondary design; Plastic design for Major earthquake, seismic intensity up to 6 or less to 6 or more:**

Although damage occurs in the structure, collapse is prevented and human life is safely secured (deformation remains in the building structure even after earthquake).

\*Recently, seismic-isolation & vibration-control structures have made progress. It has become possible to design that causes nearly no damage even during major earthquake.



# Be friend with us via ...



LINE ID **WeLoveSteelConstruction**: @O60tlizi



<https://www.facebook.com/WeLoveSteelConstruction>



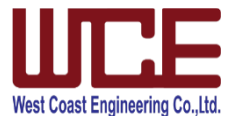
<https://www.youtube.com/c/WeLoveSteelConstruction>



<https://construction-forum.ssi-steel.com/>



iOS: <https://apps.apple.com/th/app/ssi-steel-design/id1474838160>  
Android:  
<https://play.google.com/store/apps/details?id=com.ssibdt.ssisteeldesign&hl=en&gl=US>





# Steel Connection Design

Mr. Nuttapon Suttitam

Head of Steel Construction Technology and Market Development, Sahaviriya Steel PCL. (SSI)

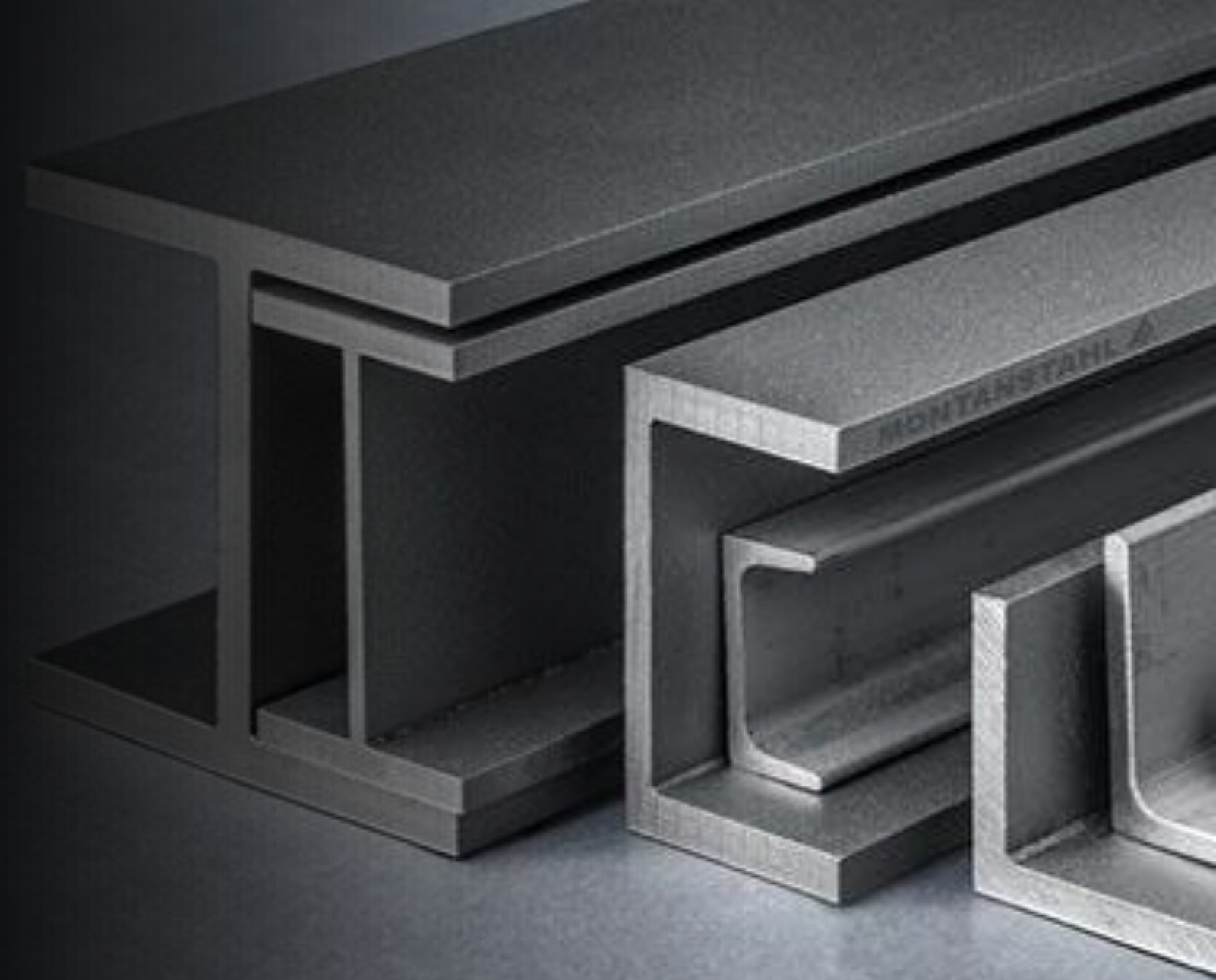
Steel Application in Construction Sector Committee, Southeast Asian Iron and Steel Institute (SEASI)

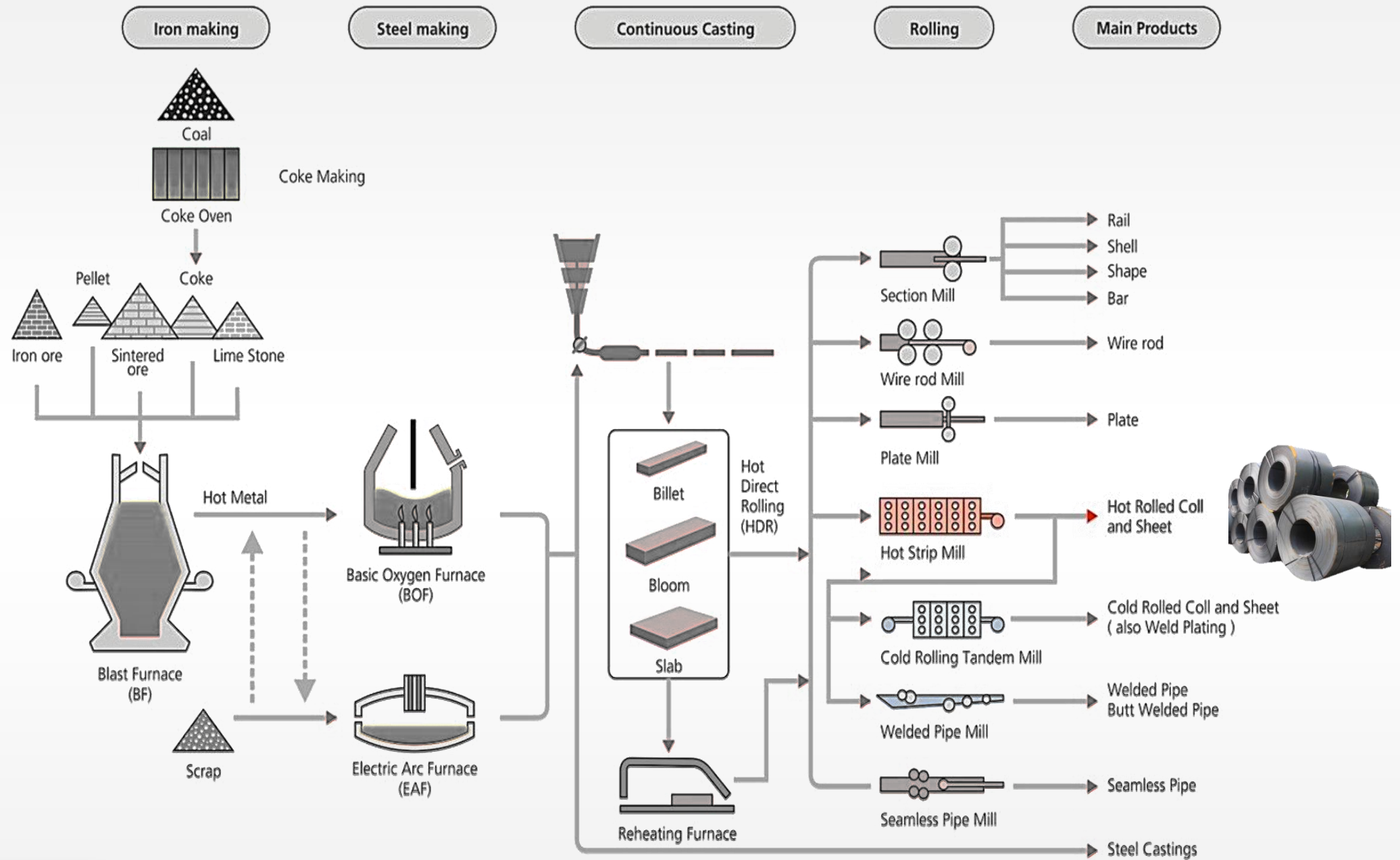
Steel Structure Subcommittee, Engineering Institute of Thailand (EIT)



# Materials and Steel Construction Products

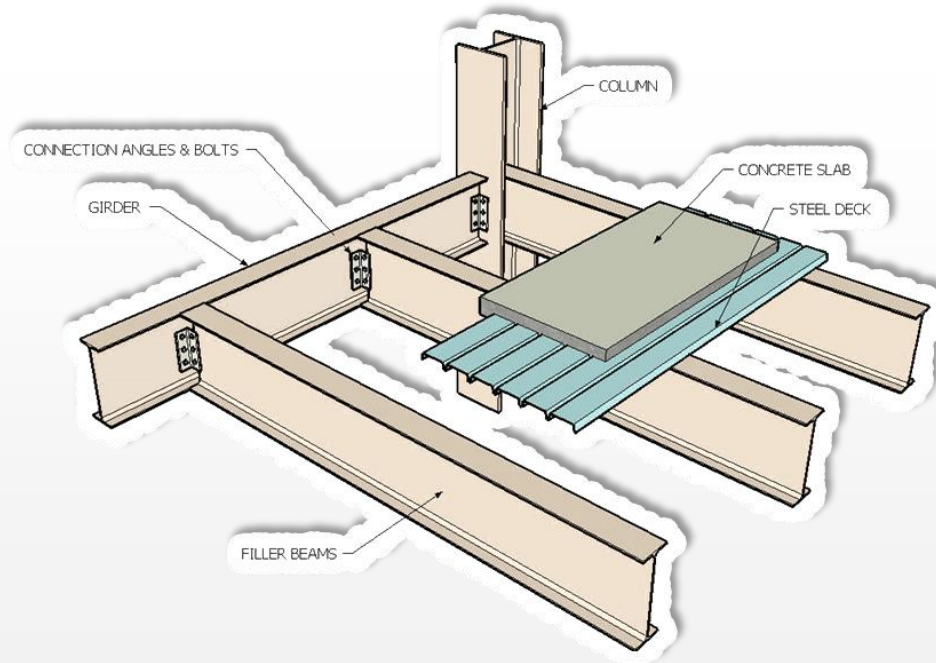
---





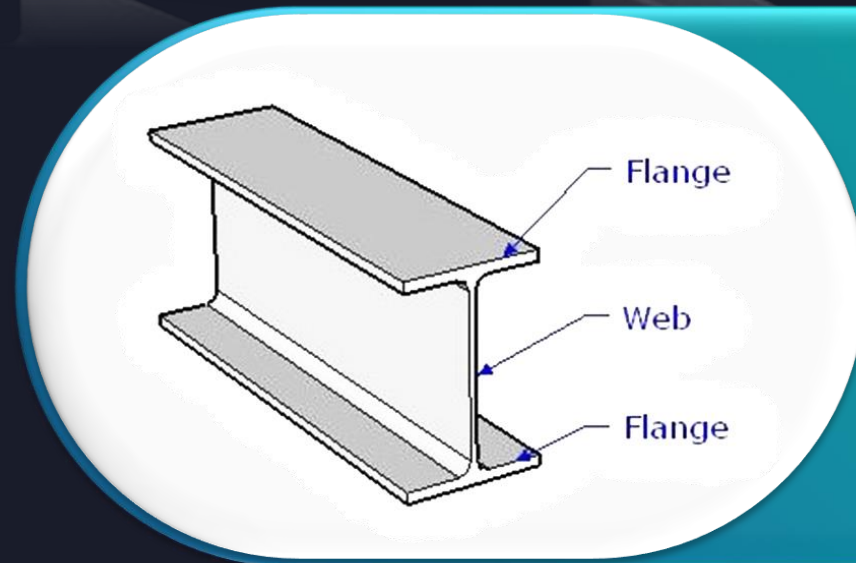
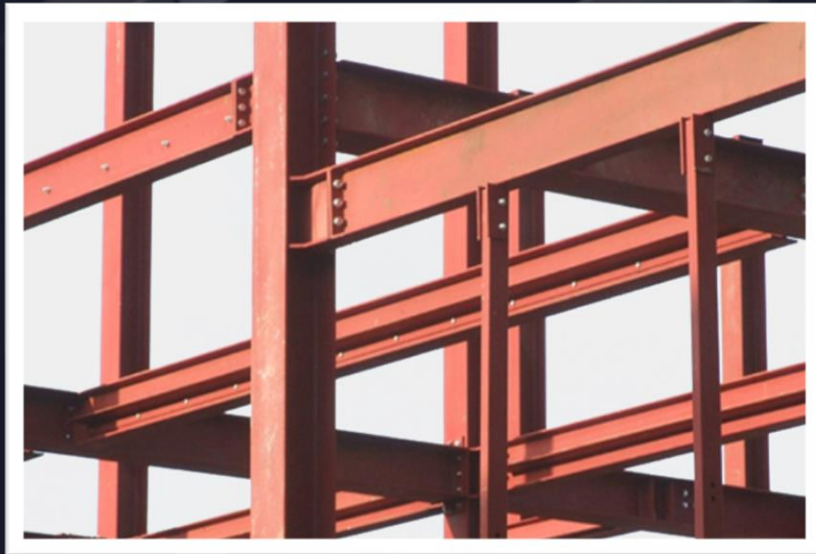
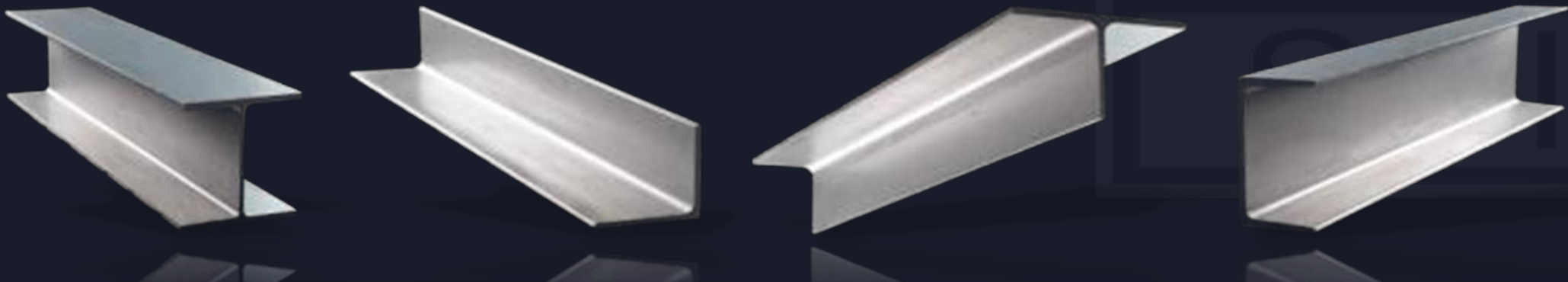
## \* ประเภทของผลิตภัณฑ์เหล็กสำหรับงานก่อสร้าง

- ▶ เหล็กโครงสร้างรูปพรรณรีดร้อน (Hot-Rolled Structural Steel Section)
- ▶ เหล็กโครงสร้างรูปพรรณขึ้นรูปเย็น (Cold-Formed Structural Steel Section)
- ▶ เหล็กโครงสร้างรูปพรรณประกอบ (Built-Up Structural Steel Section)



# \* ประเภทของผลิตภัณฑ์เหล็กสำหรับงานก่อสร้าง

- ▶ เหล็กโครงสร้างรูปพรรณรีดร้อน (Hot-Rolled Structural Steel Section)



# H-Shape VS I-Shape



I-Shape



H-Shape

# \* ประเภทของผลิตภัณฑ์เหล็กสำหรับงานก่อสร้าง

- ▶ เหล็กโครงสร้างรูปพรรณรีดร้อน (Hot-Rolled Structural Steel Section)

| แบบ                              |                            | รูปภาพหลัก                                                                            |
|----------------------------------|----------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| เหล็กฉาก<br>(angle steel)        | ขาเท่ากัน (equal leg)      |    |
|                                  | ขาไม่เท่ากัน (unequal leg) |    |
| เหล็กรูปรางน้ำ (channel steel)   |                            |    |
| เหล็กรูปตัวเอช (H-section steel) |                            |  |
| เหล็กรูปตัวไอ (I-section steel)  |                            |  |
| เหล็กรูปตัวที (T-section steel)  |                            |  |



# \* ประเภทของผลิตภัณฑ์เหล็กสำหรับงานก่อสร้าง

## ▶ เหล็กโครงสร้างรูปพรรณขึ้นรูปเย็น (Cold-Formed Structural Steel Section)

(มอก. 1228-2549 มาตรฐานบังคับ)

- C / Lip C
- Z / Lip Z
- Angle
- Hat

## ▶ เหล็กโครงสร้างรูปพรรณกลวง (Hollow Structural Steel Section)

(มอก. 107-2533 มาตรฐานทั่วไป)



2.1 เหล็กโครงสร้างรูปพรรณกลวง ซึ่งต่อไปในมาตรฐานนี้จะเรียกว่า “เหล็กกลวง” แบ่งตามรูปภาคตัดออกเป็น

3 แบบ คือ

2.1.1 แบบกลม แบ่งตามสมบัติในการดึงออกเป็น 3 ชั้นคุณภาพ คือ HS 41 HS 50 และ HS 51

2.1.2 แบบสี่เหลี่ยมจัตุรัส แบ่งตามสมบัติในการดึงออกเป็น 2 ชั้นคุณภาพ คือ HS 41 และ HS 50

2.1.3 แบบสี่เหลี่ยมผืนผ้า แบ่งตามสมบัติในการดึงออกเป็น 2 ชั้นคุณภาพ คือ HS 41 และ HS 50

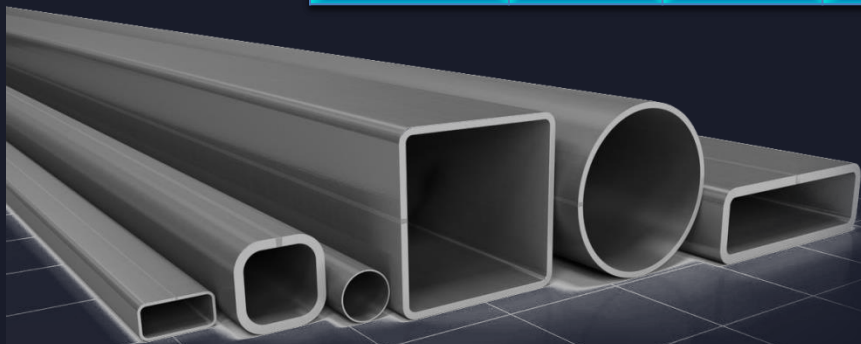
| แบบ                            |                            | รูปภาคตัด                                                                           |
|--------------------------------|----------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| เหล็กฉาก<br>(angle steel)      | ขาเท่ากัน (equal leg)      |  |
|                                | ขาไม่เท่ากัน (unequal leg) |  |
| เหล็กทรงรางน้ำ (channel steel) |                            |  |
| เหล็กทรง H (H-section steel)   |                            |  |
| เหล็กทรง I (I-section steel)   |                            |  |
| เหล็กทรง T (T-section steel)   |                            |  |

# \* ประเภทของผลิตภัณฑ์เหล็กสำหรับงานก่อสร้าง

มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมเหล็กโครงสร้างรูปพรรณกลวง

มาตรฐานทั่วไป มอก. 107-2533

| Material Grade | Chemical Composition (%) |      |           |       |       | Mechanical Properties                |                         |                |
|----------------|--------------------------|------|-----------|-------|-------|--------------------------------------|-------------------------|----------------|
|                | C                        | Si   | Mn        | P     | S     | Yield Stress<br>ksc                  | Tensile Strength<br>ksc | Elongation (%) |
| HS 41          | 0.28                     | -    | -         | 0.048 | 0.048 | <small>SM400<br/>SS400</small> 2,400 | 4,100                   | 23             |
| HS 50          | 0.21                     | 0.57 | 1.53      | 0.048 | 0.048 | <small>SM490</small> 3,200           | 5,000                   | 23             |
| HS 51          | 0.33                     | 0.37 | 0.33-1.03 | 0.048 | 0.048 | <small>SM520</small> 3,600           | 5,100                   | 15             |

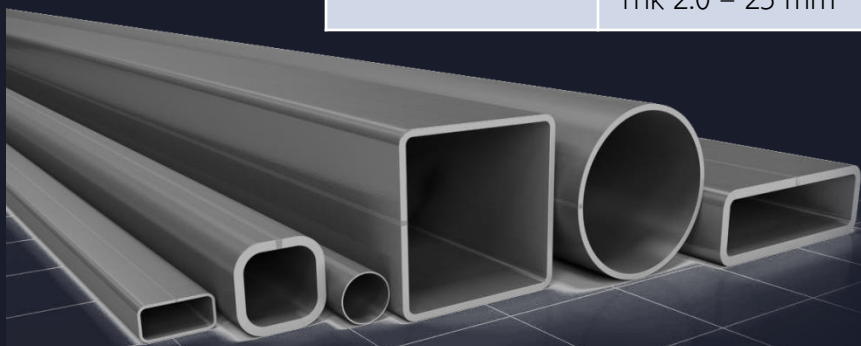


# \* ประเภทของผลิตภัณฑ์เหล็กสำหรับงานก่อสร้าง

มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมเหล็กโครงสร้างรูปพรรณกลวง

มาตรฐานทั่วไป มอก. 107-2561

| อ้างอิง     | กลม                                     | จัตุรัส                                        | เหลี่ยม                                         |
|-------------|-----------------------------------------|------------------------------------------------|-------------------------------------------------|
|             | STK290 400 490 500 540                  | STK <sup>R</sup> 290 400 490                   | STK <sup>R</sup> 290 400 490                    |
| JIS G3444   | OD 21.3 – 1,016 mm<br>Thk 2.0 – 22 mm   | ขนาด 40x40 - 350x350 mm<br>Thk 1.6 - 12 mm     | ขนาด 50x20 - 400x200 mm<br>Thk 1.6 - 12 mm      |
| ASTM A500   | OD 21.3 – 609.6 mm<br>Thk 2.7 – 12.7 mm | ขนาด 25.4x25.4 - 726x726 mm<br>Thk 2.4 - 60 mm | ขนาด 76.2x50.8 - 750x500 mm<br>Thk 3.58 - 40 mm |
| BS EN 10219 | OD 21.3 – 1,219 mm<br>Thk 2.0 – 25 mm   | ขนาด 20x20 - 400x400 mm<br>Thk 2.0 - 16 mm     | ขนาด 40x20 - 400x300 mm<br>Thk 2.0 - 16 mm      |



## \* ประเภทของผลิตภัณฑ์เหล็กสำหรับงานก่อสร้าง

- ▶ เหล็กโครงสร้างรูปพรรณกลวง (Hollow Structural Steel Section, HSS)
  - มอก. 107 = ท่อเหล็กกล้าคาร์บอนสำหรับงานโครงสร้างทั่วไป
  - มอก. 427 = ท่อเหล็กกล้าเชื่อมด้วยไฟฟ้าสำหรับส่งน้ำ

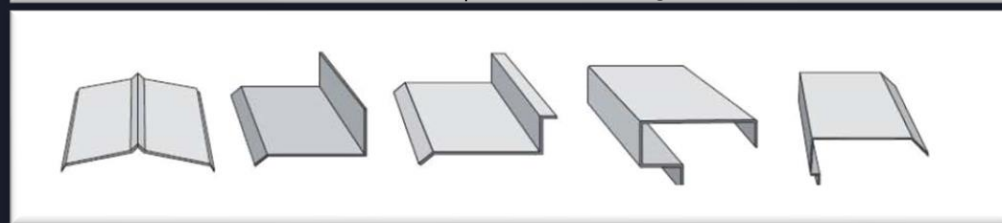
Single head  
vibrohammer



# \* ประเภทของผลิตภัณฑ์เหล็กสำหรับงานก่อสร้าง

## ▶ เหล็กรีดเย็น ขึ้นรูปเย็น (Cold-Rolled Cold-Formed Steel)

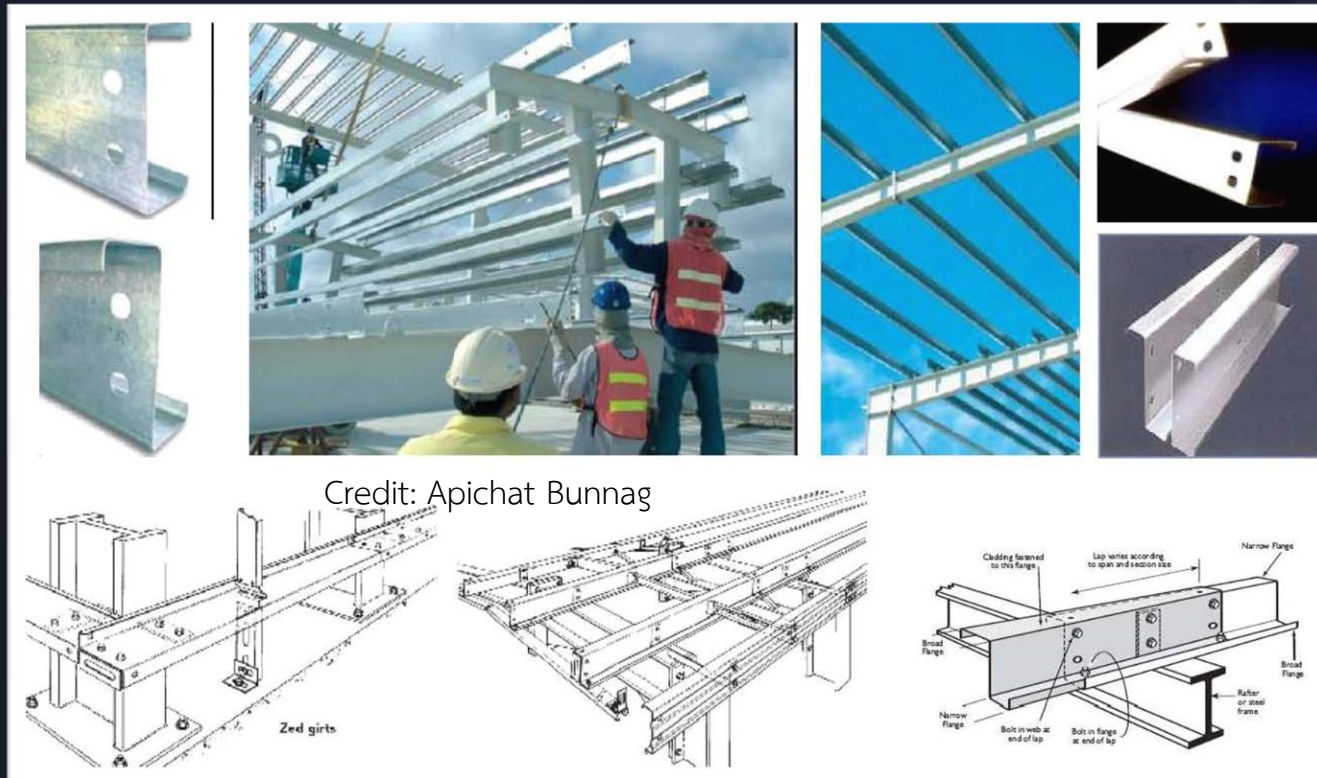
- C Channel
- Z
- Metal Sheet/Deck
  - Roof Metal deck
  - Cellular Deck
  - Composite Metal Deck



# \* ประเภทของผลิตภัณฑ์เหล็กสำหรับงานก่อสร้าง

## ▶ เหล็กรีดเย็น **ขึ้นรูปเย็น** (Cold-Rolled Cold-Formed Steel)

- มอก. 107 = ท่อเหล็กกล้าคาร์บอนสำหรับงานโครงสร้างทั่วไป
- มอก. 427 = ท่อเหล็กกล้าเชื่อมด้วยไฟฟ้าสำหรับส่งน้ำ





# Bolts

# Bolts

## Type of Bolts per ASTM Standard

| ASTM Specification | Min Tensile Strength (ksc) | Max. Diameter (cm) | Type of Material |
|--------------------|----------------------------|--------------------|------------------|
| A307               | 4,200                      | 10.00              | Carbon           |
| A325               | 120 ksi                    | 1.25 – 2.50        | Carbon,          |
|                    | 105 ksi                    | 2.85 – 3.80        | Quenched &       |
| A490               | 150 ksi                    | 1.25 – 3.80        | Tempered         |

*F1852 & F2280: Twist-Off-Tension-Control Bolts*

# ASTM Bolts

- **เดิมที** แบ่งเป็นเกรด A307 ( $F_u = 60$  ksi) สลักเกลียวกำลังปกติ และกลุ่มสลักเกลียวกำลังสูง ซึ่งประกอบไปด้วยเกรด **A325 ( $F_u = 120$  ksi)** และ **A490 ( $F_u = 150$  ksi)** ซึ่งผลิตจาก alloy steel ที่ผ่านกระบวนการ อบร้อนและลดความเร็วลงอย่างรวดเร็ว (quenched and tempered)
- มีระบบ bolt ที่ผลิตแล้วมีกำลังรับแรงเท่ากัน แต่เป็นระบบ tension-controlled หรือ TC bolt (เกลียวขาดเมื่อได้ torque) **F1852 กำลังรับแรงเท่ากับ A325** และ **F2280 กำลังรับแรงเท่ากับ A490**
- **ปัจจุบัน** RCSC (Research Council on Structural Connections) ได้จำแนกแบ่งกลุ่ม bolt ออกเป็น Group A Group B และ Group C โดย Group A เป็นกลุ่มกำลังต่ำ (A325 F1852) Group B เป็นกลุ่มกำลังสูง (A490 F2280) และ Group C เป็นกลุ่มกำลังสูงพิเศษ (F3043 F3111) โดยสำหรับกลุ่มกำลังสูงพิเศษนี้  $F_u = 200$  ksi

# การคำนวณกำลัง ASTM Bolt

- ASTM Bolts ทุกเกรด กำหนดคุณสมบัติด้วยค่า  $F_u = \text{Tensile Strength}$
- **กำลังรับแรงดึง** ลดทอนลง “เนื่องจากร่องเกลียว” เพราะเมื่อรับแรงดึงจะถูกดึงขาดที่ร่องเกลียวเสมอ ลดทอนลง 25% เหลือ  $0.75F_u$
- **กำลังรับแรงเฉือน** ขึ้นกับลักษณะของเกลียว ณ ระบุว่ารับแรงเฉือน
  - ร่องเกลียว “ไม่อยู่” ในระนาบรับแรงเฉือน (**X-type bolt**) กำลังรับแรงเฉือน มีค่า “ประมาณ 60%” ของกำลังรับแรงดึง ตามทฤษฎี yield criteria แต่อ้างอิง RCSC ใช้ค่าการลดทอน  $0.9 \times 0.62 = 0.56$  หรือ **กำลังรับแรงเฉือนของ X-type bolt มีค่า  $0.56F_u$**
  - ร่องเกลียว “อยู่” ในระนาบรับแรงเฉือน (**N-type bolt**) อ้างอิง RCSC กำลังรับแรงเฉือน ลดทอนลง 20% จาก X-type bolt เหลือ  $0.8 \times 0.9 \times 0.62 = 0.45$  หรือ **กำลังรับแรงเฉือนของ N-type bolt มีค่า  $0.45F_u$**
- กำลังรับแรงเฉือนที่ว่ามี ใช้ได้กับ bolt ที่ต้านทานแรงเฉือนผ่านแกน bolt (shank) เท่านั้น ไม่ครอบคลุม slip-critical หรือ SC bolt ที่ต้านทานแรงเฉือนผ่าน “ความฝืดระหว่างผิวสัมผัส”

# ISO Bolts

- กำหนดคุณสมบัติ หรือ property class ตามกำลัง แบ่งเป็น class 5.5 8.8 และ 10.9
- ตัวเลขด้านหน้าก่อนจุดทศนิยม แสดงค่า tensile strength ในหน่วย MPa คูณด้วย 100 เช่น class 8.8 มีค่า  $F_u = 800$  MPa เป็นต้น
- ตัวเลขด้านหลังจุดทศนิยม แสดง “สัดส่วน”  $F_y/F_u$ หารด้วย 10 เช่น class 10.9 มีค่า  $F_u = 1,000$  MPa มีค่า  $F_y = 9 \cdot 1,000 / 10 = 900$  MPa หรือ class 8.8 มีค่า  $F_y = 8 \cdot 800 / 10 = 640$  MPa
- Conversion: 1 ksi = 6.895 MPa ดังนั้น A325 มีค่า  $F_u = 827$  MPa และ A490 มีค่า  $F_u = 1,034$  MPa
- หลายครั้ง จะแสดงคุณสมบัติด้วยค่า Proof strength ซึ่งนิยามว่า คือ แรงที่ไม่ทำให้ bolt เกิด plastic deformation โดยปกติมีค่าประมาณ 85%–95% ของ yield strength หรือ  $F_y$

# ASTM vs. ISO Bolts

| Bolt Specification | Fu (ksc) | Fy (ksc) | Proof strength ~ 90% Fy (ksc) | Note                |
|--------------------|----------|----------|-------------------------------|---------------------|
| ASTM A307          | 4,200    | -        | -                             |                     |
| ISO 5.5            | 5,000    | 2,500    | 2,250                         | Fy/Fu = 0.5         |
| ASTM A325          | 8,400    | 6,400    | 5,760                         | Equivalent to F1852 |
| ISO 8.8            | 8,000    | 6,400    | 5,760                         | Fy/Fu = 0.8         |
| ASTM A490          | 10,500   | 9,100    | 8,190                         | Equivalent to F2280 |
| ISO 10.9           | 10,000   | 9,000    | 8,100                         | Fy/Fu = 0.9         |

**หมายเหตุ:** ค่าที่แสดงอาจแตกต่างจากข้อมูลที่ปรากฏในแหล่งอ้างอิงอื่นๆ จากเหตุผลด้านการประมาณการ แปลงหน่วย ปิดเศษ แต่ก็ไม่ได้แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญ

# Bolt Pre-Tensioning Method (1)

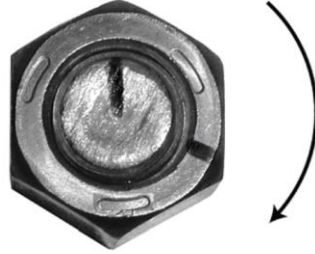
## Turn-of-Nut Method



“Snug” tighten



Mark nut and bolt



Desired position achieved (1/3 turn illustrated)

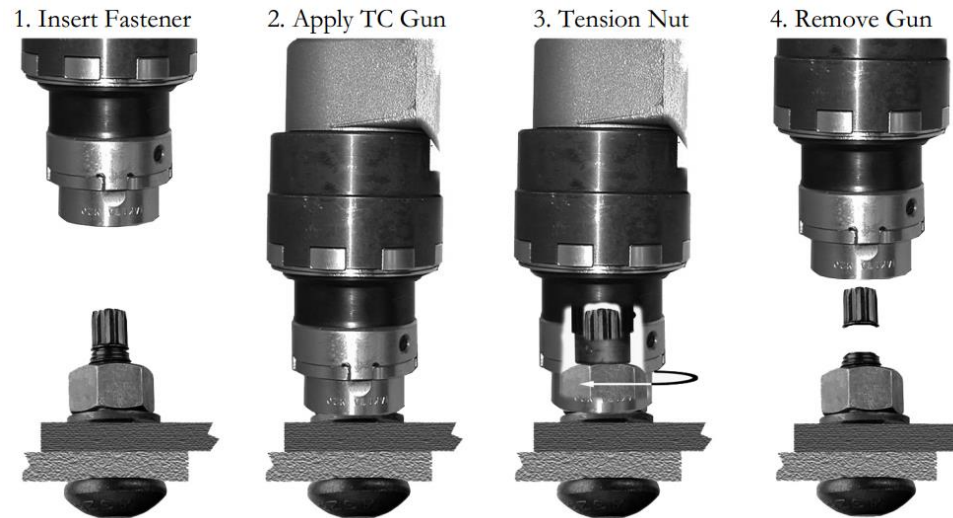
เมื่อขันสลักเกลียว (bolt) ให้แน่นพอดี (snug) แล้ว ให้ทำการ mark ตำแหน่ง ด้วยปากกา จากนั้นจึงทำการขันแป้นเกลียว (nut) เพิ่มเข้าไปอีก ขึ้นกับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) และ ความยาวแกนสลักเกลียว (bolt shank length)

Ref: <https://www.fastenal.com/content/feds/pdf/2017/02/Structural%20Bolts%20rev%202017-02-21.pdf>

| Bolt Length                                | Condition Under Bolt Head and Under Nut |                                         |                                           |
|--------------------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------------|
|                                            | Both faces flat (normal to bolt axis)   | One face sloped, but not more than 1:20 | Both faces sloped, but not more than 1:20 |
| Less than or equal to 4D                   | 1/3 Turn                                | 1/2 Turn                                | 2/3 Turn                                  |
| More than 4D and less than or equal to 8D  | 1/2 Turn                                | 2/3 Turn                                | 5/6 Turn                                  |
| More than 8D and less than or equal to 12D | 2/3 Turn                                | 5/6 Turn                                | 1 Turn                                    |

# Bolt Pre-Tensioning Method (2)

## Tension-Controlled or TC Bolt Method



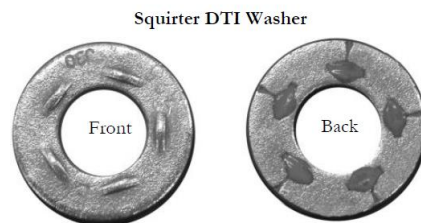
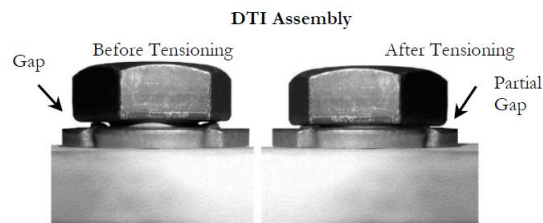
ใช้สลักเกลียวชนิดพิเศษ ที่เรียกว่า TC bolt หรือ Twist-off bolt ร่วมกับ TC gun ที่เมื่อขันจนได้ความแน่นตามต้องการ แล้วปลาย (หาง) จะหลุดขาดออก

กำลังรับแรง ของ TC จะเหมือนกับ bolt เกรดปกติ แต่จะอยู่คนละมาตรฐานกัน โดย ASTM A325 จะเป็น TC bolt เกรด ASTM F1852 และ ASTM A490 จะเป็น TC bolt เกรด ASTM F2280

Ref: <https://www.fastenal.com/content/feds/pdf/2017/02/Structural%20Bolts%20rev%202017-02-21.pdf>

# Bolt Pre-Tensioning Method (3)

## Direct Tension Indicator (DTI) Method



เป็นการใช้แหวนรอง (washer) ที่มีปุ่มนูนที่ผ่านการควบคุมกำลังวัสดุ เรียกว่า DTI โดยเมื่อขันแน่นถึงระดับที่ควบคุม ปุ่มนูนนี้จะแบนราบ จนไม่สามารถสอด gauge วัดเข้าไประหว่างปุ่มนูนนี้ได้ ถือว่า bolt ที่ขันได้ความแน่นตามต้องการ

Ref: <https://www.fastenal.com/content/feds/pdf/2017/02/Structural%20Bolts%20rev%202017-02-21.pdf>



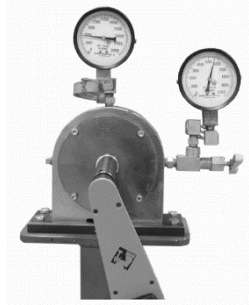
วิธีการข้างต้นมีข้อจำกัดเรื่องการตรวจสอบ โดยเฉพาะอย่างยิ่งการขัน bolt ในที่สูง จึงมีผู้คิดค้น DTI ชนิดพิเศษที่มี silicone แทรกอยู่ เมื่อได้ความแน่นตามต้องการ silicone ก็จะไปอัดออกมา สามารถตรวจสอบด้วยตาเปล่าได้ง่าย

#WeLoveSteelConstruction

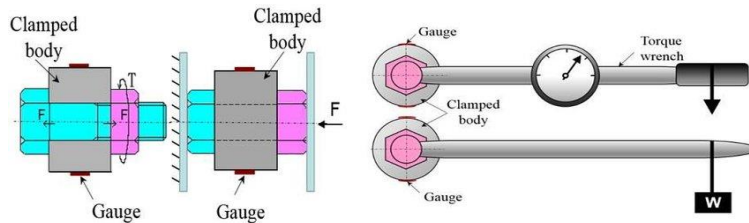


# Bolt Pre-Tensioning Method (4)

## Calibrated Wrench Method



Ref:  
<https://www.fastenal.com/content/feds/pdf/2017/02/Structural%20Bolts%20rev%202017-02-21.pdf>



Ref:  
[https://www.researchgate.net/figure/calibration-method-for-torque-wrench\\_fig1\\_325714143](https://www.researchgate.net/figure/calibration-method-for-torque-wrench_fig1_325714143)

เป็นการใช้ประแจชนิดพิเศษที่มีการติดตั้ง gauge วัดค่าแรงดึง หรือ clamping force

วิธีการนี้ค่อนข้างสะดวก และประหยัด แต่ผู้ติดตั้งจำเป็นต้องทำการปรับค่า หรือ calibrate เกจวัดอย่างสม่ำเสมอด้วย น้ำหนัก (w) ที่ทราบค่า ตามวิธีของผู้ผลิต

ทั้งนี้ clamping force (F) ประมาณการได้จาก 75% ของ proof load ซึ่งเท่ากับ proof strength (ksc) คูณกับพื้นที่หน้าตัดที่คำนวณจากเส้นผ่าศูนย์กลาง (d) ของ bolt ซึ่งสามารถแปลงกลับไปเป็นค่า Torque (T) ได้จาก  $T = K \cdot d \cdot F$  โดยที่ K เป็นค่าคงที่ ขึ้นกับลักษณะของ bolt

| Bolt condition          | K factor    |
|-------------------------|-------------|
| Bolt ดำ ไม่เคลือบผิว    | 0.20 – 0.30 |
| Bolt ชุบเคลือบสังกะสี   | 0.17 – 0.22 |
| Bolt ทาเคลือบด้วยน้ำมัน | 0.12 – 0.16 |
| Bolt ชุบเคลือบแคดเมียม  | 0.11 – 0.15 |

#WeLoveSteelConstruction

# ASTM vs. ISO Bolt Strength

| <b>Bolt Specification</b> | <b>Fu (ksc)</b> | <b>Ft = 75%Fu (ksc)</b> | <b>Fv (X-type) = 0.62*0.9*Fu (ksc)</b> | <b>Fv (N-type) = 0.8*Fv (X-type) (ksc)</b> | <b>Fv (SC-Type) (<math>\mu = 0.35 @ 90\%Fy</math>) (ksc)</b> |
|---------------------------|-----------------|-------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|
| ASTM A307                 | 4,200           | 3,150                   | 2,340                                  | 1,875                                      | 660                                                          |
| ISO 5.5                   | 5,000           | 3,750                   | 2,790                                  | 2,232                                      | 790                                                          |
| ASTM A325                 | 8,400           | 6,300                   | 4,690                                  | 3,750                                      | 2,120                                                        |
| ISO 8.8                   | 8,000           | 6,000                   | 4,465                                  | 3,570                                      | 2,020                                                        |
| ASTM A490                 | 10,500          | 7,875                   | 5,860                                  | 4,690                                      | 2,980                                                        |
| ISO 10.9                  | 10,000          | 7,500                   | 5,580                                  | 4,465                                      | 2,840                                                        |

- หมายเหตุ:**
- ค่าที่แสดงอาจแตกต่างจากข้อมูลที่ปรากฏในแหล่งอ้างอิงอื่นๆ จากเหตุผลด้านการประมาณการแปลงหน่วย ปัดเศษ แต่ก็ไม่ได้แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญ
  - ความสามารถในการรับแรง (kg) ให้นำพื้นที่หน้าตัด (sq.cm.) ไปคูณกำลัง (หน่วย ksc)
  - พิจารณา Factor of Safety = 2 (ASD) หรือ Resistance Factor = 0.75 (LRFD)

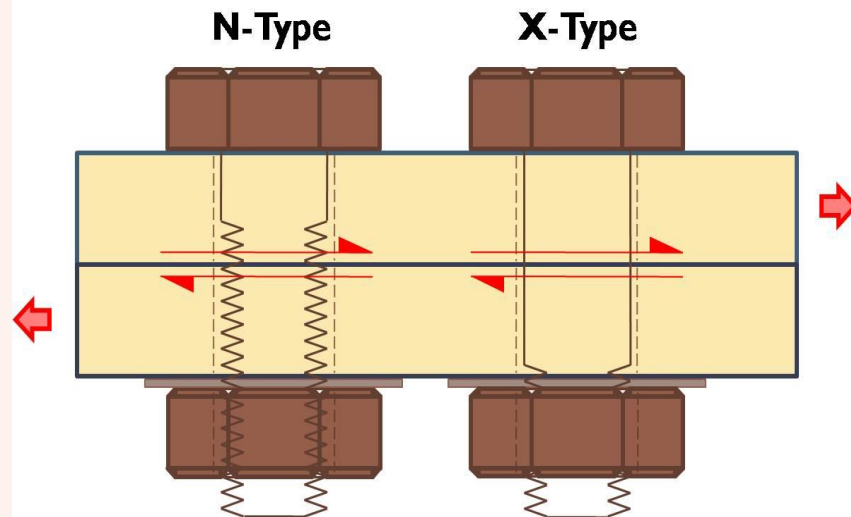
**#WeLoveSteelConstruction**

# Bolts

## แรงในสลักเกลียว (Forces in Bolts)

กำลังรับแรงเฉือนในสลักเกลียว ขึ้นกับตำแหน่งของเกลียวในระนาบรับแรงเฉือน แบ่งเป็น

- 1) N (Included): เกลียวอยู่ในระนาบรับแรงเฉือน
- 2) X (Excluded): เกลียวไม่อยู่ในระนาบรับแรงเฉือน



“ ผู้ออกแบบ นิยามที่จะกำหนดให้ใช้ Bolt ประเภท A325N หรือ A490N เพื่อความสะดวกในการออกแบบ และการควบคุมงาน เนื่องจากไม่จำเป็นที่จะต้องตรวจสอบว่า เกลียวอยู่ในระนาบรับแรงเฉือนหรือไม่ ”

# Bolts

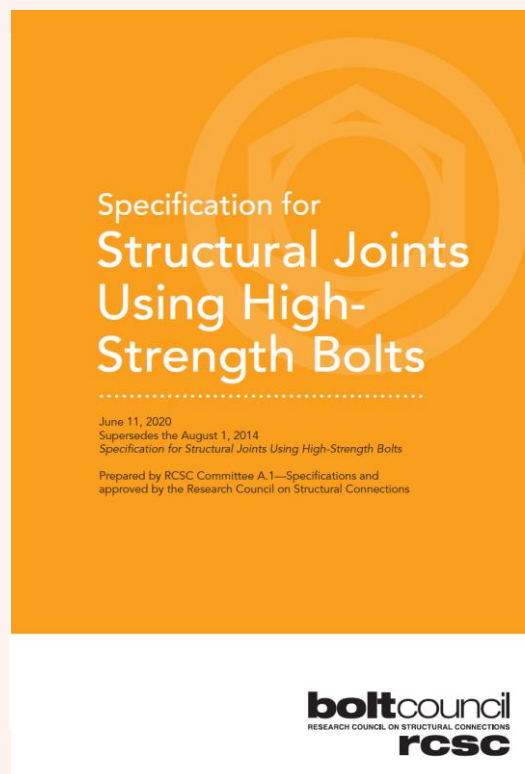
## แรงในสลักเกลียว (Forces in Bolts)

กำลังรับน้ำหนัก ตามลักษณะการขันแน่นและการเตรียมผิวสัมผัส แบ่งเป็น

- 1) สลักเกลียวแบบขันแน่นพอดี (Snug-Tightened Bolt)
- 2) สลักเกลียวแบบใส่แรงตึงก่อน (Pre-tension Bolt)
- 3) สลักเกลียวแบบเลื่อนวิกฤต (Slip Critical Bolt)

อ้างอิงตาม *Specification for Structural Joints Using  
ASTM A325 or A490 Bolts* ของ RCSC

Free DOWNLOAD!!!



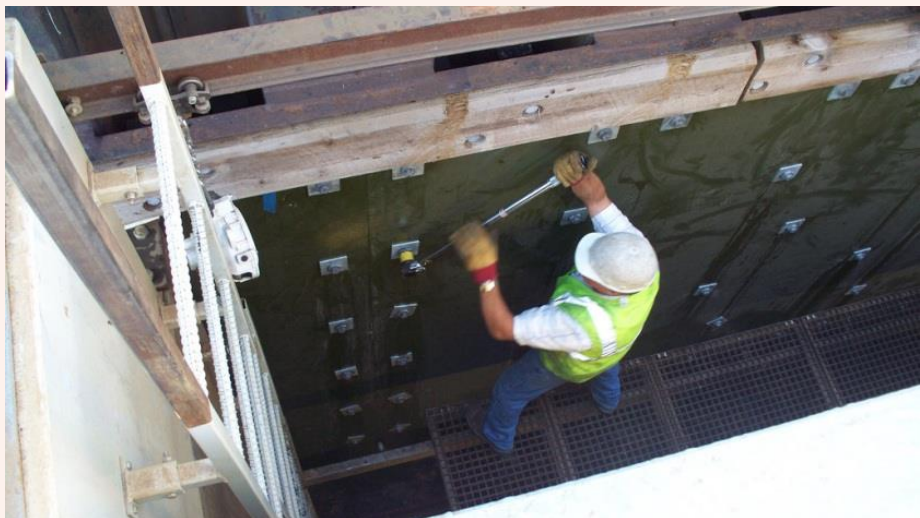
# Bolts

## แรงในสลักเกลียว (Forces in Bolts)

กำลังรับน้ำหนัก ตามลักษณะการขันแน่นและการเตรียมผิวสัมผัส แบ่งเป็น

### 1) สลักเกลียวแบบขันแน่นพอดี (Snug-Tightened Bolt)

การขันแน่นพอดี ได้นิยามไว้ใน หัวข้อ 10.3ก วสท. 1020-51 ว่าเป็น “ความแน่นที่ได้จากการขันโดยใช้ประแจชนิด Impact Wrench หรือการใช้แรงเต็มที่ของคณงานหนึ่งคนขันโดยใช้ประแจแบบธรรมดาให้รอยต่อแน่นสนิทพอดี”



# Bolts

## แรงในสลักเกลียว (Forces in Bolts)

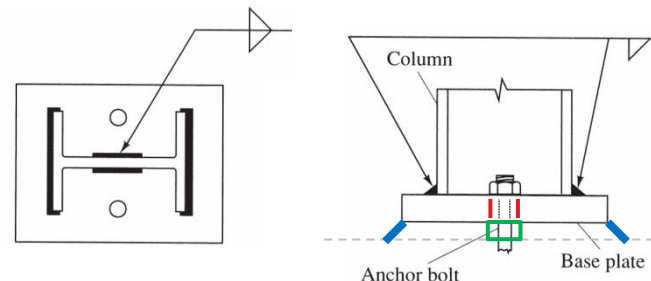
กำลังรับน้ำหนัก ตามลักษณะการขันแน่นและการเตรียมผิวสัมผัส แบ่งเป็น

### 2) สลักเกลียวแบบใส่แรงดึงก่อน (Pretention Bolt) ใช้ในกรณีต่าง ๆ เช่น

- ✓ กรณีที่ต้องการให้ข้อต่อเกิดความแน่น แต่หากเกิดการเลื่อนไถลก็ไม่ส่งผลกระทบต่อความสามารถในการรับน้ำหนักของข้อต่อ เช่น ในกรณีการต่อตามของเสาเหล็กในอาคาร ข้อต่อสำหรับองค์อาคารที่ยึดรั้งเสาสำหรับอาคารสูง ข้อต่อโครงสร้างรับคอนกรีตเกินกว่า 5 ตัน หรือข้อต่อโครงสร้างที่รับอุปกรณ์หรือเครื่องจักรที่เลื่อนบนรางที่อาจก่อให้เกิดการเปลี่ยนทิศทางของแรงที่เกิดขึ้นได้
- ✓ ข้อต่อที่รับน้ำหนักที่มีการเปลี่ยนทิศทางของน้ำหนัก
- ✓ ข้อต่อที่รับน้ำหนักบรรทุกที่ก่อให้เกิดการล้าต่อข้อต่อโครงสร้าง โดยที่ทิศทางของน้ำหนักบรรทุกไม่มีการเปลี่ยนแปลง
- ✓ ข้อต่อที่ใช้สลักเกลียวประเภท ASTM A325 หรือ F1852 ที่รับแรงที่ก่อให้เกิดการล้าอันเนื่องมาจากแรงดึง
- ✓ ข้อต่อที่ใช้สลักเกลียวประเภท ASTM A490 ที่หรือ F2280 รับแรงดึง หรือรับแรงเฉือนควบคู่ไปกับการรับแรงดึงโดยไม่ก่อให้เกิดการล้าขึ้นกับส่วนของข้อต่อโครงสร้าง

# Bolts

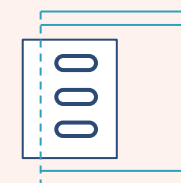
## แรงในสลักเกลียว (Forces in Bolts)



กำลังรับน้ำหนัก ตามลักษณะการขันแน่นและการเตรียมผิวสัมผัส แบ่งเป็น

3) **สลักเกลียวแบบเลื่อนวิกฤต (Slip Critical Bolt)** ใช้กับข้อต่อที่หากเกิดการเลื่อนไถลจะเกิดความเสียหายต่อความสามารถในการรับแรงของข้อต่อ

- ✓ ใช้ในกรณีที่ข้อต่อมีการรับแรงที่มีการเปลี่ยนทิศทาง และก่อให้เกิดการล้าต่อข้อต่อของโครงสร้าง
- ✓ ข้อต่อสลักเกลียวที่มีรูเจาะแบบใหญ่กว่ามาตรฐาน (Oversized Hole)
- ✓ ข้อต่อสลักเกลียวที่มีรูเจาะแบบร่อง (Slotted Hole) ยกเว้นในกรณีที่ทิศทางของแรงที่กระทำตั้งฉากกับทิศทางตามยาวของร่องรูเจาะ
- ✓ ข้อต่อที่การเลื่อนไถลที่ผิวสัมผัสจะส่งผลเสียต่อความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้าง



**ข้อแตกต่างระหว่าง TC กับ SC Bolt** ในแง่ของการติดตั้งคือ การเตรียมพื้นผิวสัมผัสบริเวณ Bolt ที่เรียกว่า *Faying Surface* เพื่อให้เกิดความฝืด อันส่งผลต่อการถ่ายแรงผ่านระนาบที่มีความฝืดนี้

# Bolts

## แรงในสลักเกลียว (Forces in Bolts)

ส่วนเกลียว



75%  $F_{u,bolt}$

Table 5.1. Nominal Strengths per Unit Area of Bolts

| Applied Load Condition |                                   |                   | Nominal Strength per Unit Area, $F_n$ , ksi |                                  |
|------------------------|-----------------------------------|-------------------|---------------------------------------------|----------------------------------|
|                        |                                   |                   | ASTM A325 or F1852                          | ASTM A490 or F2280               |
| Tension <sup>a</sup>   | Static                            |                   | 90                                          | 113                              |
|                        | Fatigue                           |                   | $F_u = 120$ See Section 5.5                 | $F_u = 150$                      |
| Shear <sup>a,b</sup>   | Threads included in shear plane   | $L_s \leq 38$ in. | 54 = $68 \cdot 0.8$                         | 68 = $84 \cdot 0.8$              |
|                        |                                   | $L_s > 38$ in.    | 45                                          | 56                               |
|                        | Threads excluded from shear plane | $L_s \leq 38$ in. | 68 = $120 \cdot 0.62 \cdot 0.9$             | 84 = $150 \cdot 0.62 \cdot 0.9$  |
|                        |                                   | $L_s > 38$ in.    | 56 = $120 \cdot 0.62 \cdot 0.75$            | 70 = $150 \cdot 0.62 \cdot 0.75$ |

<sup>a</sup> Except as required in Section 5.2.  
<sup>b</sup> Reduction for values for  $L_s > 38$  in. applies only when the joint is end loaded, such as splice plates on a beam or column flange.

| Applied Load Condition |                                   | Nominal Strength per Unit Area $F_n$ , ksi |                |
|------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------------|----------------|
|                        |                                   | ASTM A325 or F1852 Bolt                    | ASTM A490 Bolt |
| Tension <sup>a</sup>   | Static                            | 90                                         | 113            |
|                        | Fatigue                           | See Section 5.5                            |                |
| Shear <sup>a,b</sup>   | Threads included in shear plane   | 48                                         | 60             |
|                        | Threads excluded from shear plane | 60                                         | 75             |

1 ksi ~ 70 ksc

### Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts

December 31, 2009

Supersedes the June 30, 2004 Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts.

Prepared by RCSC Committee A.1—Specifications and approved by the Research Council on Structural Connections.



www.boltcouncil.org  
 RESEARCH COUNCIL ON STRUCTURAL CONNECTIONS  
 c/o AISC, One East Wacker Drive, Suite 700, Chicago, Illinois 60601



RCSC 2004



**เมื่อไหร่ ???**

**สามารถขัน bolt แค่นี้  
แน่นพอดี**

**และเมื่อไหร่ต้องขัน  
bolt ให้ได้ torque**

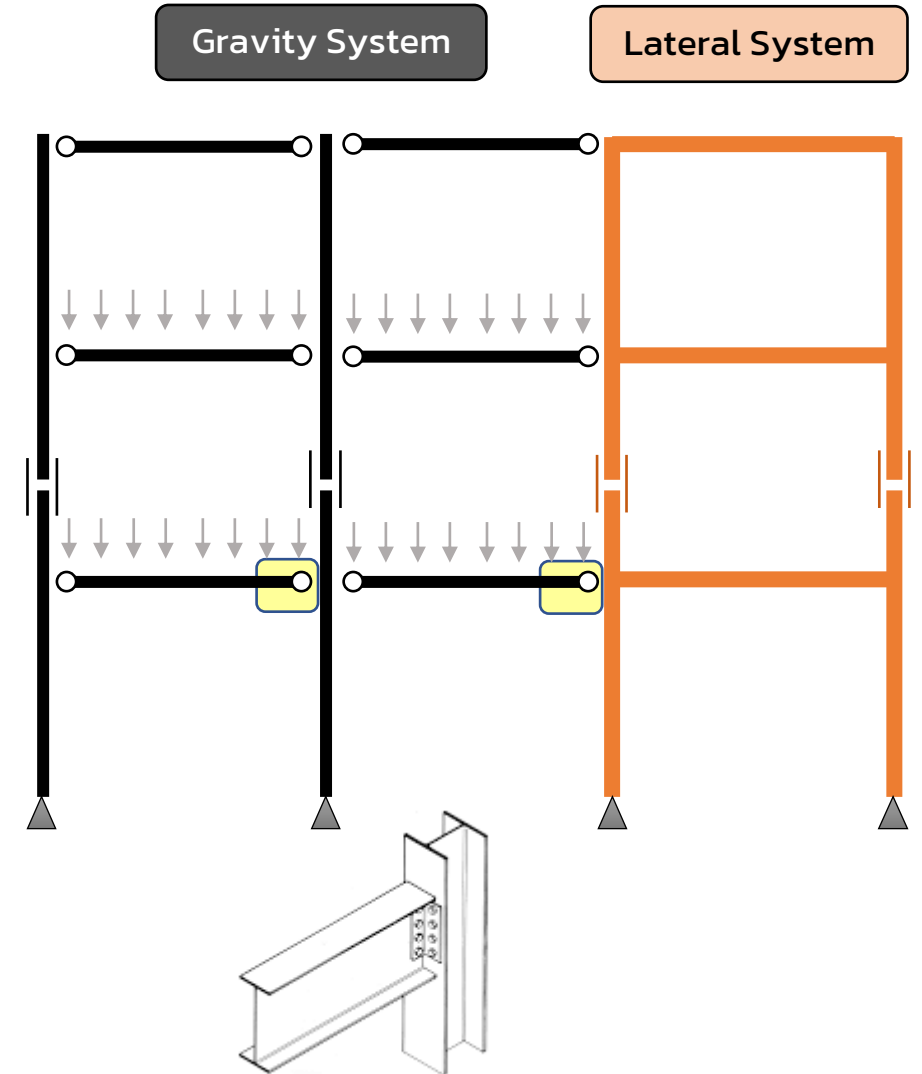
---

**#WeLoveSteelConstruction**

# Snug-tightened (ST) Bolt

#WeLoveSteelConstruction

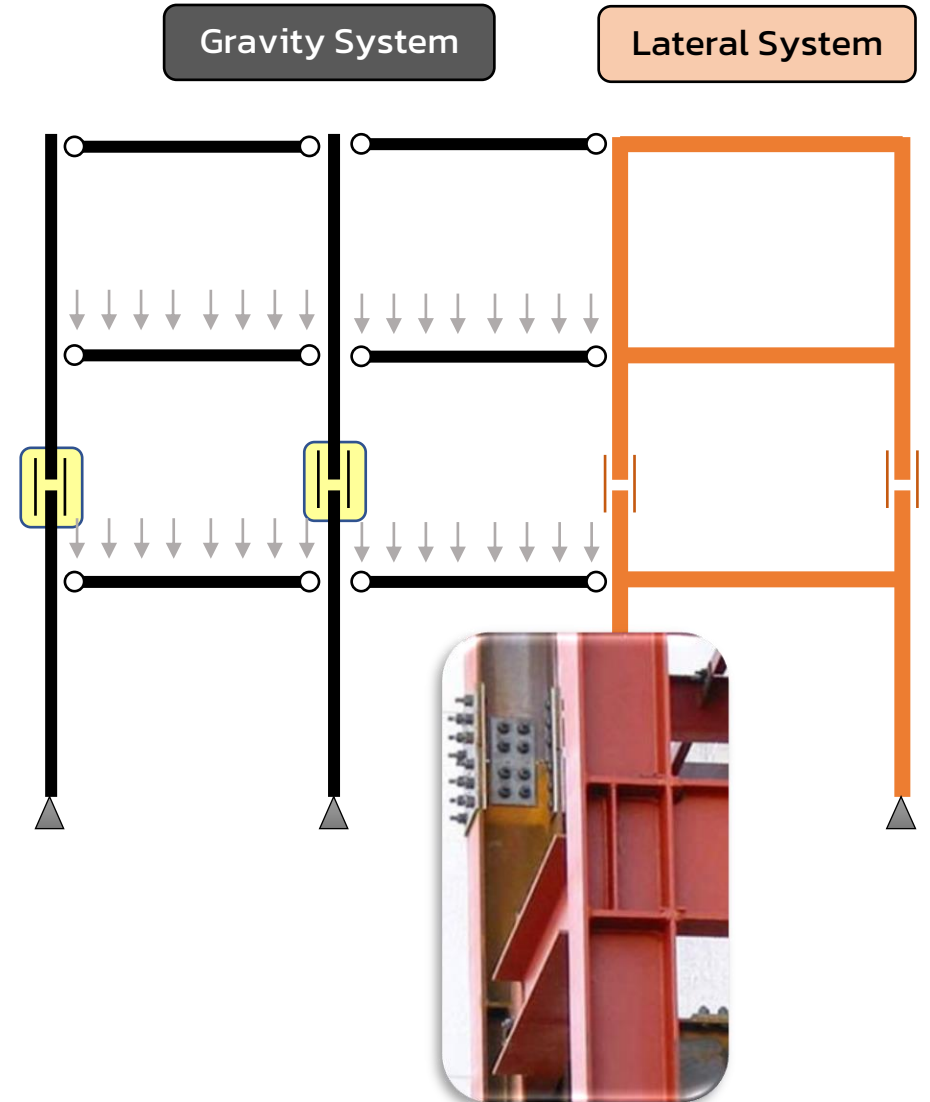
- Snug-tightened Bolt สลักเกลียวแบบขันแน่นพอดี คือ สลักเกลียวที่ขันให้แน่นพอดีมือ โดยใช้ประแจขันแบบธรรมดาโดยคนงาน (ไม่ต้องโหนแรง) หรืออาจใช้ ประแจแบบกระแทก (impact wrench)
- ใช้กับรอยต่อที่สลักเกลียวรับแรงเฉือนเป็นหลัก หรือรับแรงเฉือนและแรงดึง ที่ไม่มีการเปลี่ยนทิศทางของแรงกระทำ (static) เช่น รอยต่อคานเหล็กแบบรับแรงโน้มถ่วง (gravity load) ของบ้านพักอาศัยทั่วไป ซึ่งแรงไม่มีการเปลี่ยนทิศทาง เป็นต้น



# Pretensioned (PT) Bolt

#WeLoveSteelConstruction

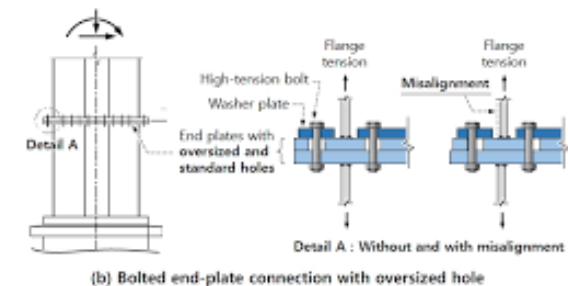
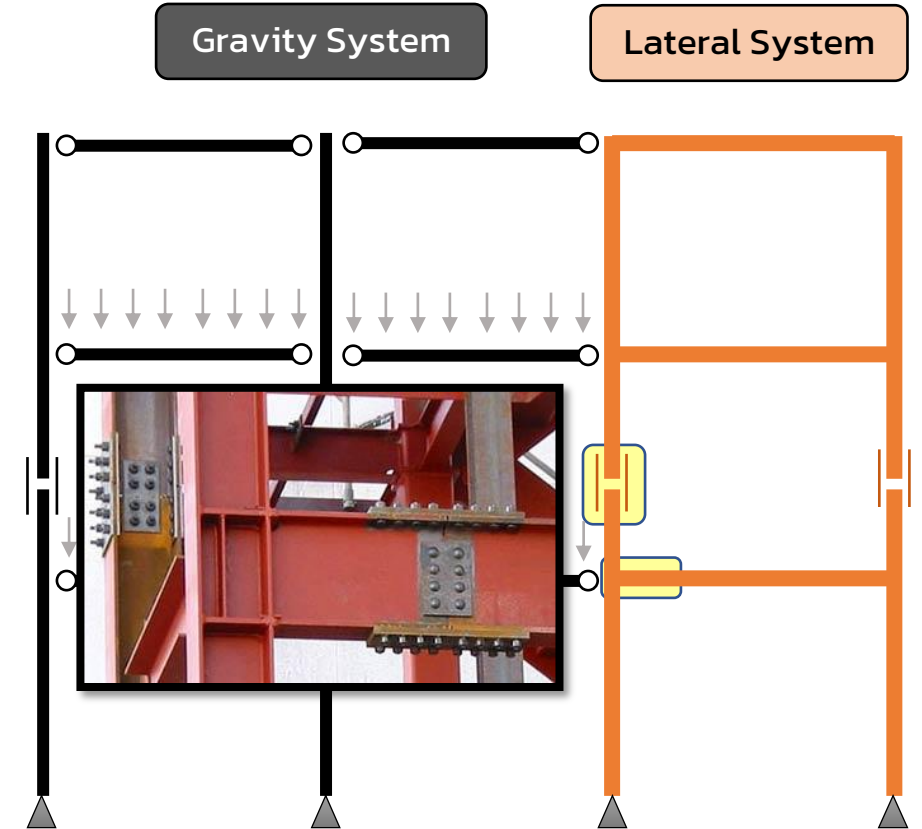
- Pretensioned bolt คือสลักเกลียวที่ต้องขันแน่นจนได้แรงไม่น้อยกว่าค่าแรงดึงขั้นต่ำที่ระบุ (ในมาตรฐาน แต่ไม่เกิน proof strength ซึ่งเป็นกำลัง ณ ระดับที่ทำให้ bolt เกิด plastic deformation)
- ใช้กับส่วนของอาคารที่ต้องการให้อาคารมีสภาวะการใช้งานที่ดี (Serviceability) ผู้ใช้อาคาร "รู้สึก" ปลอดภัย รอยต่อมีความแน่น ขยับแทบไม่ได้ (การขยับได้ไม่ส่งผลกระทบกับกำลังการรับน้ำหนักของจุดต่อ) เช่น การต่อตาม (splice) ของเสาเหล็กในอาคาร เป็นต้น
- การตรวจสอบความแน่น มี 4 วิธี (1) Turn-of-nut (2) DTI (3) Twist-off bolt (4) Calibrated wrench



# Slip-Critical Bolt (SC)

#WeLoveSteelConstruction

- Slip-critical bolt หรือสลักเกลียวแบบเลื่อนวิกฤต เป็นการใช้ PT bolt “พร้อมด้วย” การทำผิวสัมผัส ชันงานที่ต่อเข้าด้วยกันให้มีความฝืด เพื่อให้เกิดการถ่ายแรงผ่านผิวสัมผัส (friction)
- ใช้กับโครงสร้างที่ต้องรับแรงแบบ Dynamic load โดยแรงกระทำมีลักษณะเปลี่ยนทิศไป-มา เช่น สะพาน โครงสร้างเหล็กที่ต้องรับแรงกระแทกจากยานพาหนะเป็นประจำ หรือ lateral system ของอาคาร ที่ต้องรับแรงลมแรงแผ่นดินไหวกลับไปกลับมา หรือ จุดต่อที่ใช้รูเจาะขนาดใหญ่กว่ามาตรฐาน (oversized hole) เพื่ออำนวยความสะดวกติดตั้ง เป็นต้น



A close-up photograph of a metal weld joint. The weld is a dark, textured line connecting two metal pieces. The background is a dark, textured surface, possibly a metal plate or pipe. The lighting is dramatic, highlighting the texture of the weld and the surrounding metal.

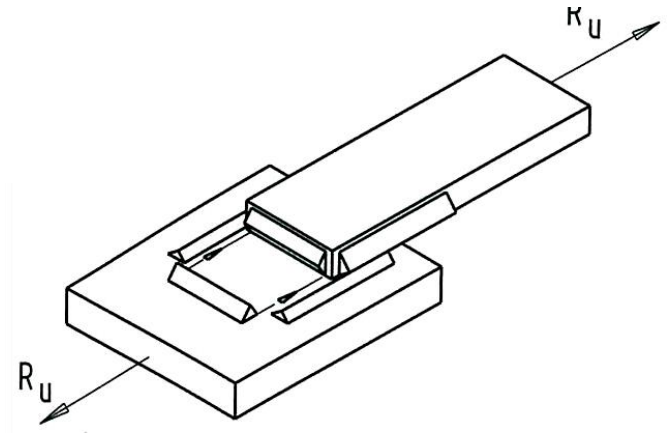
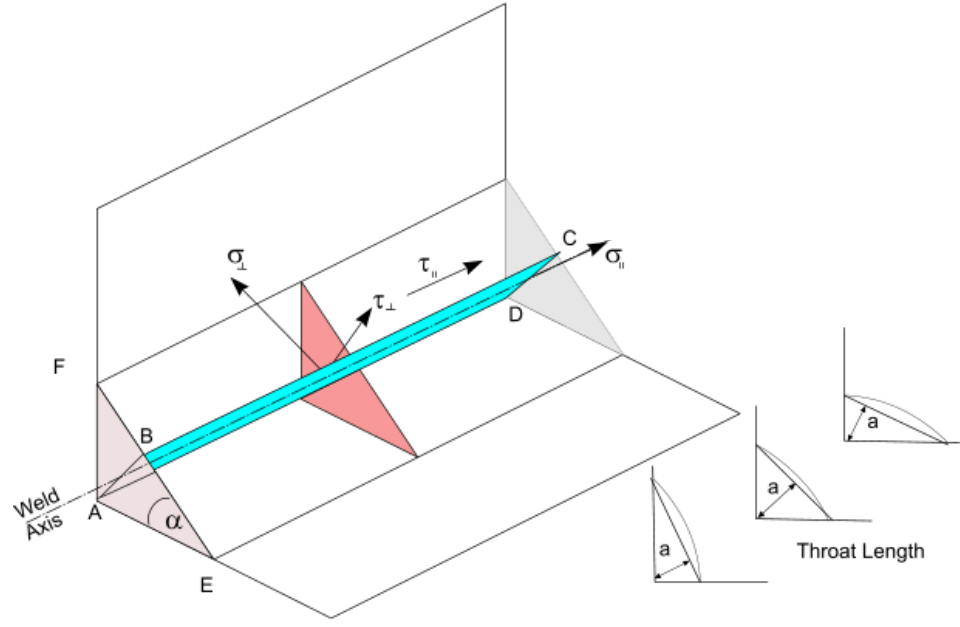
# Welds

---

# Welds

## แรงในรอยเชื่อม (Forces in Welds)

$$\begin{aligned}
 R_{\text{weld}} &= \text{(กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย) (พื้นที่รับน้ำหนัก)} \\
 &= (0.3 F_u) [(\text{Effective Weld Throat}) (\text{Weld Length})]
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} R_{\text{weld}} \\ &= (0.3 F_u) \end{aligned}} \right\} \text{ASD}$$



# Welds

## แรงในรอยเชื่อม (Forces in Welds)

$$R_{\text{weld}} = \text{(กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย) (พื้นที่รับน้ำหนัก)}$$

$$= (0.3 F_u) [(\text{Effective Weld Throat}) (\text{Weld Length})]$$

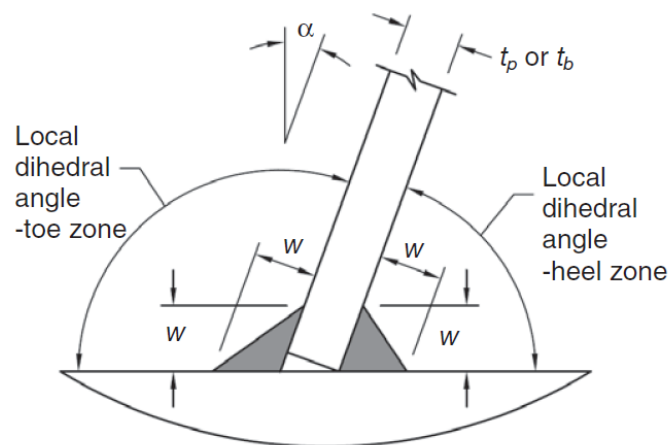


Fig. 2-2. Skewed joint.

| Dihedral Angle (°) | Factor |
|--------------------|--------|
| 60                 | 1.41   |
| 70                 | 1.23   |
| 80                 | 1.10   |
| 90                 | 1.00   |
| 100                | 0.923  |
| 110                | 0.863  |
| 120                | 0.816  |
| 130                | 0.780  |

# Welds

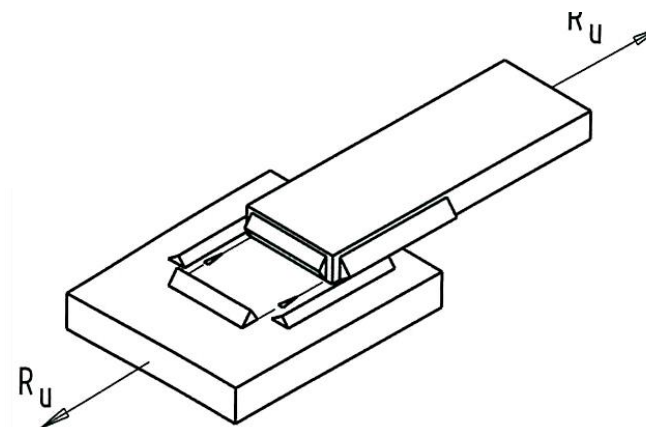
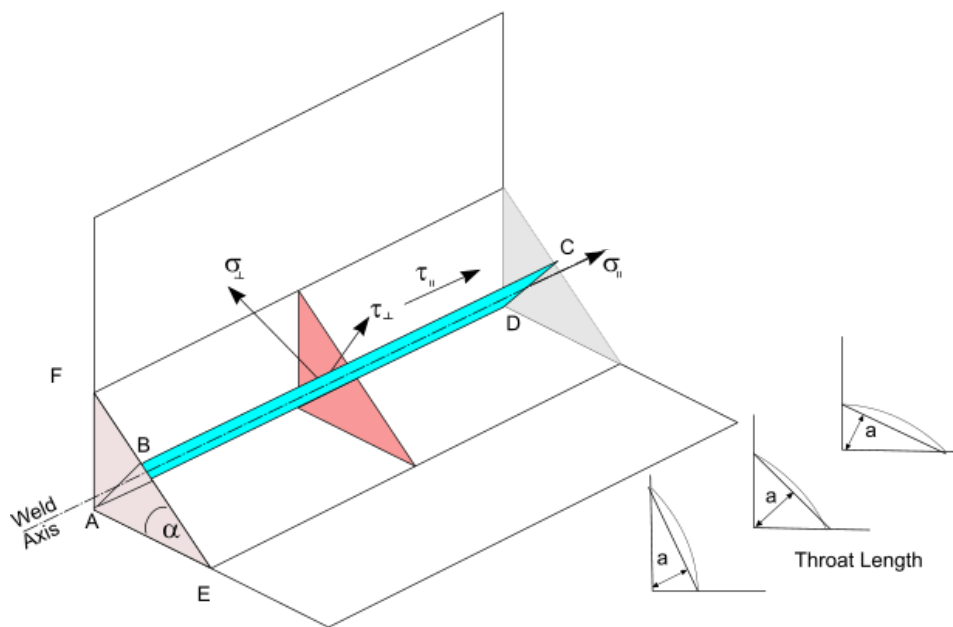
## แรงในรอยเชื่อม (Forces in Welds)

ASD

$$R_{\text{weld}} = (0.3 F_u) (\text{Effective Throat Area})$$

LRFD

$$R_n = (0.6 F_u) (\text{Effective Throat Area})$$



# Welds

## แรงในรอยเชื่อม (Forces in Welds)



ASD

$$\begin{aligned}
 R_{\text{weld}} &= (0.3 F_u) \text{ (Effective Throat Area)} \\
 &= 0.928 * D * L \text{ (หน่วย kilo pounds)} \\
 &= R_n / 2 \quad \text{โดย } 2 = \text{Factor of Safety}
 \end{aligned}$$

LRFD

$$\begin{aligned}
 R_n &= (0.6 F_u) \text{ (Effective Throat Area)} \\
 &= 1.856 * D * L \text{ (หน่วย kilo pounds)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f &= 0.75 \quad \text{for shear} \\
 &= 0.8 \quad \text{for tension}
 \end{aligned}$$

NOTE: D = ขนาดของ Weld leg เช่น Weld leg = 5/16" , D = 5

$$F_u = F_{E70XX} = 70 \text{ ksi}$$

$$\theta = 90$$



ทำไม ???

**Fillet weld** รับแรงเฉือน  
ได้อย่างปลอดภัย ที่ 1 ตัน  
ต่อตารางเซนติเมตร

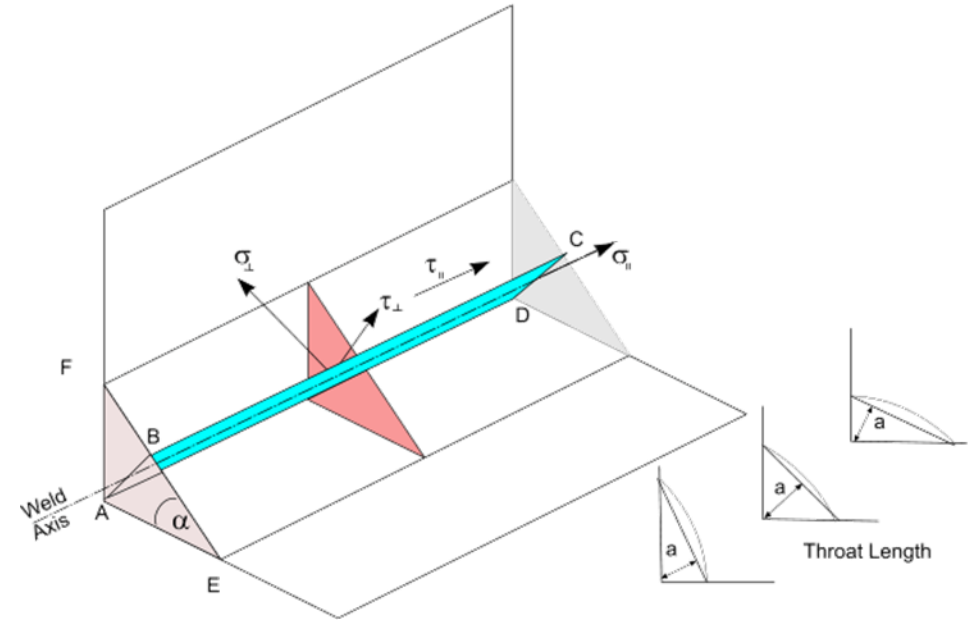
---

#WeLoveSteelConstruction

# Fillet Weld Strength

#WeLoveSteelConstruction

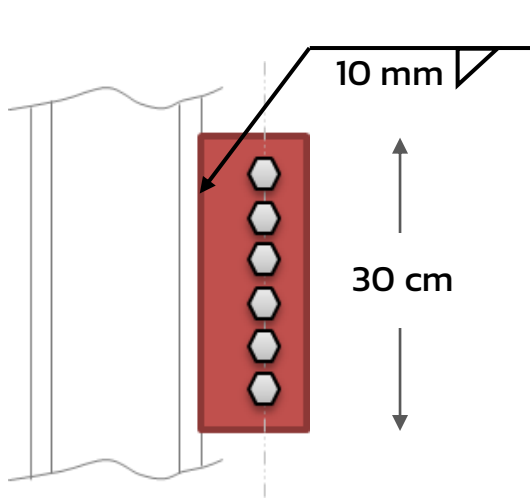
- สำหรับ การเชื่อมพอก หรือ fillet weld ระบุว่า จะเกิดการวิบัติ เป็นระนาบที่มีขนาดเล็กที่สุดที่จะถูกเฉือนขาด ซึ่งเป็นมุม 45 องศา วัดจากขอบที่ตั้งฉาก
- กำลังรับแรงเฉือน ~ 60% ของกำลังรับแรงดึง  
พื้นที่รับแรงเฉือน ~ leg size / sin(45°) \* ความยาว  
กำลังรับแรงเฉือนระบุ (nominal shear strength)  
= (0.6 Fu) (leg size / √2 \* length)  
= (0.6 \* (70\*70 ksc) / √2) \* (leg size \* length)  
= 2,079 (leg size \* length) ... หน่วย กิโลกรัม  
~ 2 ตัน ต่อตารางเซนติเมตร
- หากพิจารณา Factor of Safety (FS) = 2 สำหรับ ASD  
จะได้ กำลังรับน้ำหนัก "ปลอดภัย" ~ 2/2 = 1 ตันต่อ ตร.ซม.  
หรือหากพิจารณา Resistance factor = 0.75 สำหรับ LRFD  
จะได้ Factored resistance = 1.5 ตันต่อ ตร.ซม.



| ASD                                                          | LRFD                                                       |
|--------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| FS = Ω = 2                                                   | φ = 0.75                                                   |
| $R_{allow} = R_n / \Omega$<br>$R_{allow} = 0.3F_u A_{w,eff}$ | $R_n = 0.6F_u A_{w,eff}$<br>$\phi R_n = 0.45F_u A_{w,eff}$ |

# Fillet Weld Strength – Quick Number

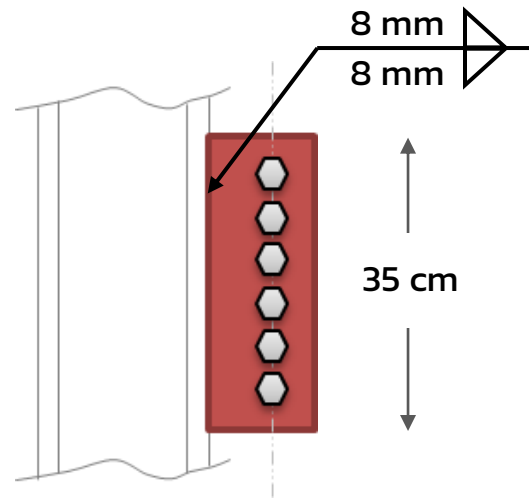
#WeLoveSteelConstruction



รอยเชื่อม fillet weld นี้

รับน้ำหนักได้ปลอดภัย ตัน

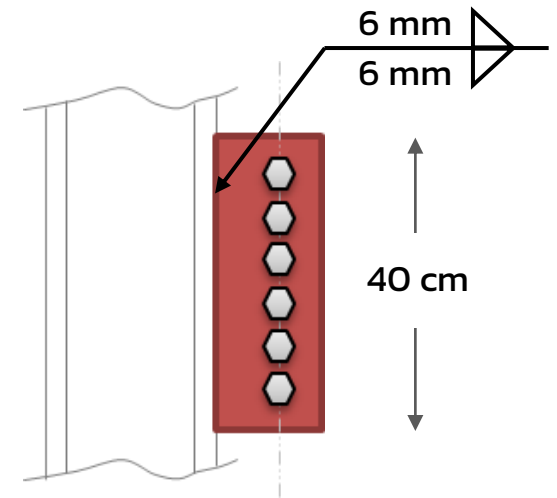
รับน้ำหนักได้สูงสุด ตัน



รอยเชื่อม fillet weld นี้

รับน้ำหนักได้ปลอดภัย ตัน

รับน้ำหนักได้สูงสุด ตัน



รอยเชื่อม fillet weld นี้

รับน้ำหนักได้ปลอดภัย ตัน

รับน้ำหนักได้สูงสุด ตัน



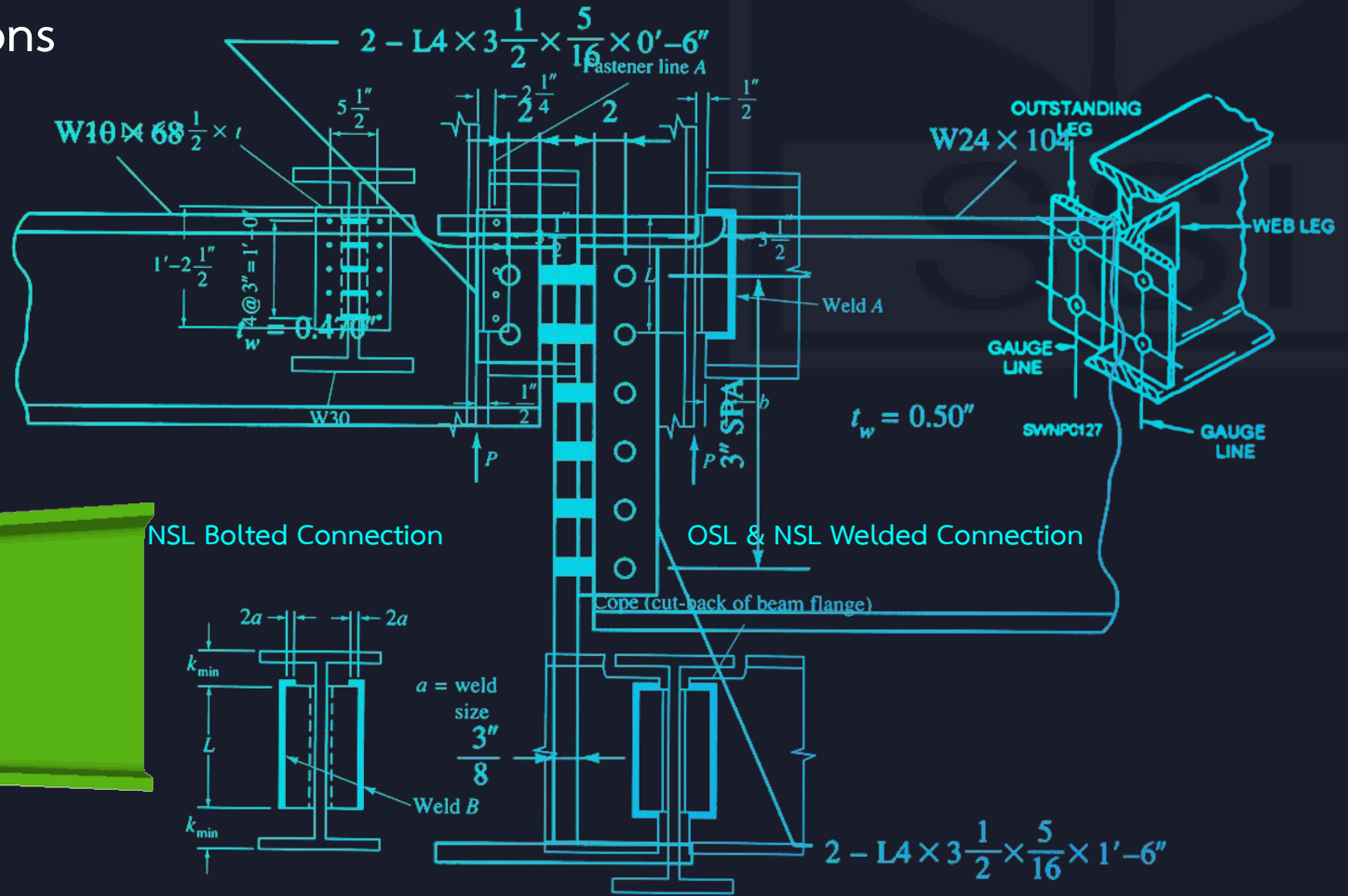
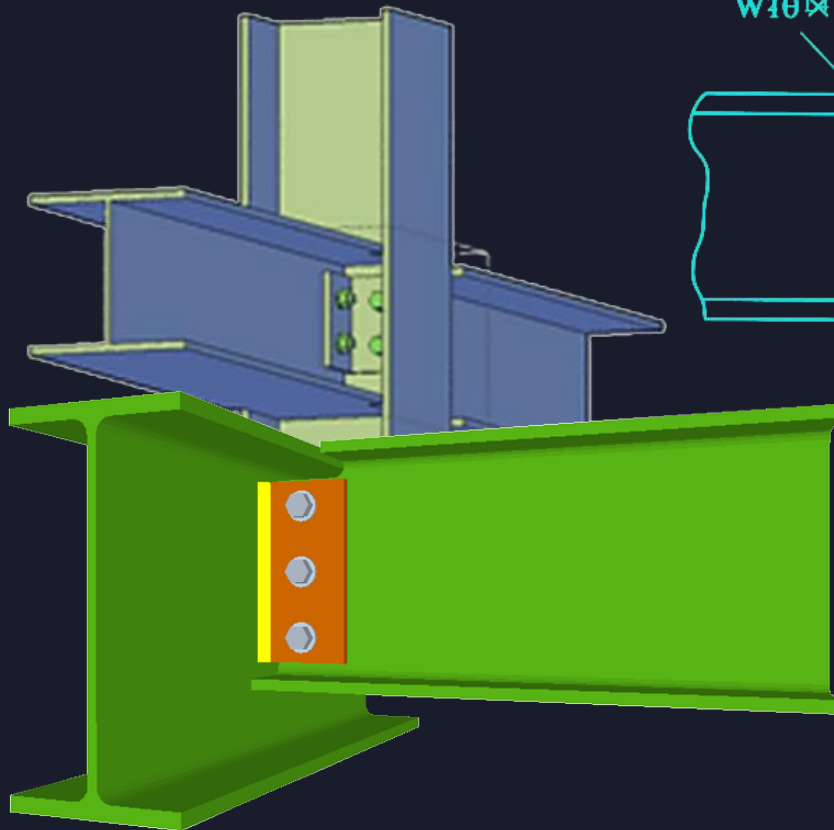
# Steel Connection

---



# \*Connection

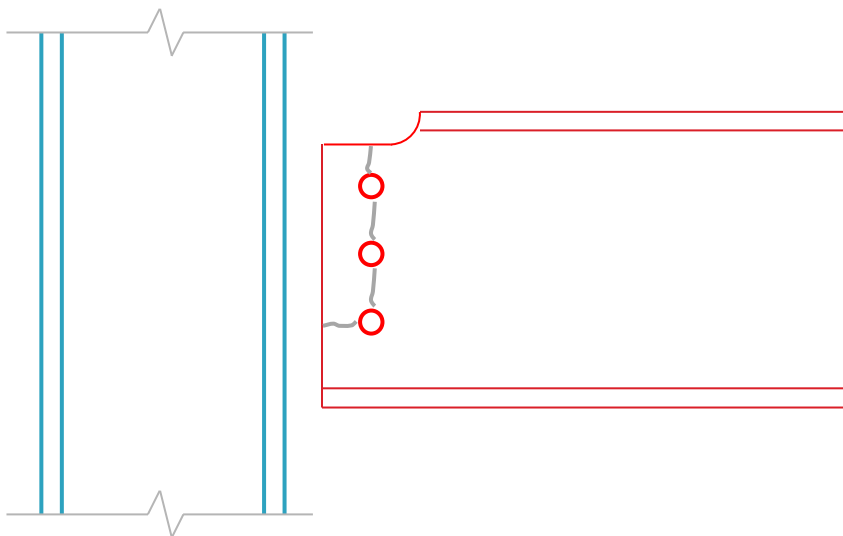
## Types of Connections



Beam-to-Girder Double Angle Shear Connection  
Double Angle Shear Connection

# รูปแบบการวิบัติ และกำลังรับแรง

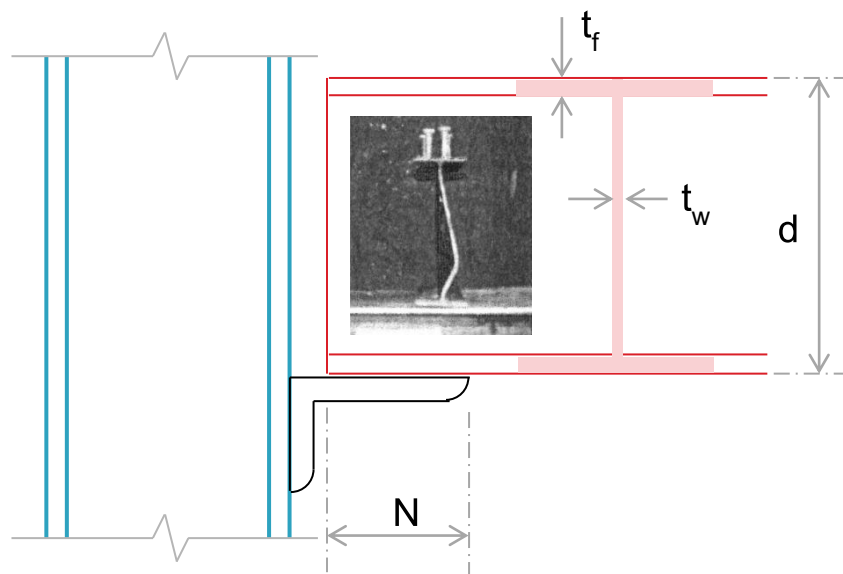
- สมมติไม่เกิดการวิบัติที่ Column



| Beam                                                                                                                                                                                                                                                                            | Connection                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Beam shear capacity               <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Shear yielding</li> <li>➔ Shear rupture</li> </ul> </li> <li>▪ Beam web yielding &amp; web crippling / web buckling</li> <li>▪ Bearing (at bolt)</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Angle (Plate) capacity               <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Shear yielding</li> <li>○ Shear rupture (Net/Block shear)</li> <li>○ Bearing (at bolt)</li> <li>○ Bending (seated connection)</li> </ul> </li> <li>▪ Bolt shear capacity</li> <li>▪ Weld shear capacity</li> </ul> |
| <p>Connection capacity คือ ค่า capacity ที่ต่ำที่สุดของรูปแบบ failure mode ทั้งหมด</p>                                                                                                                                                                                          |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |

# รูปแบบการวิบัติ และกำลังรับแรง

- สมมติไม่เกิดการวิบัติที่ Column



Local web crippling

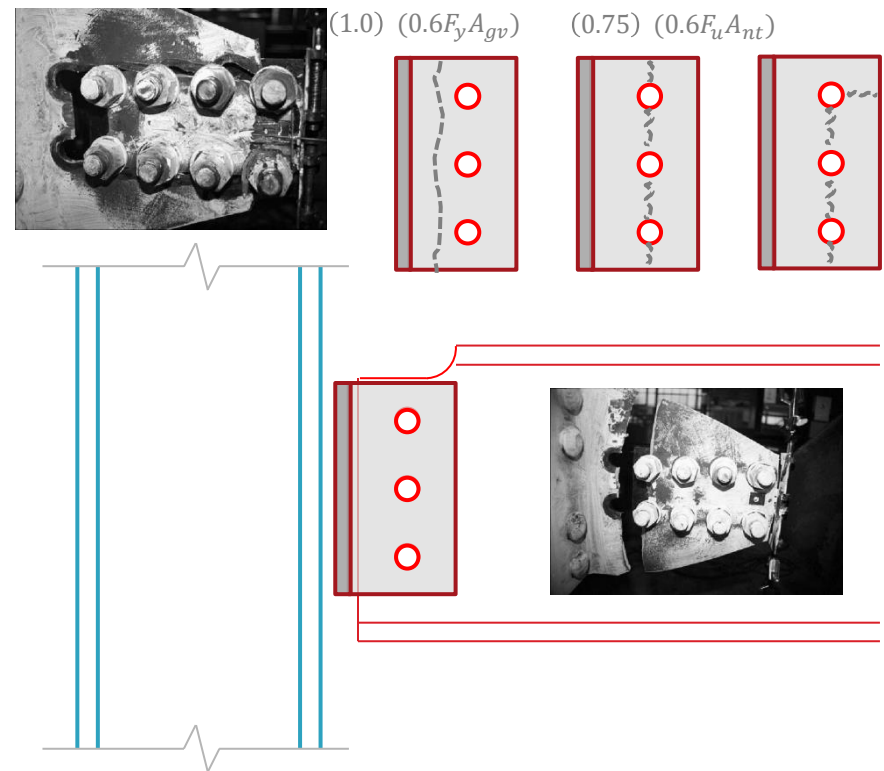
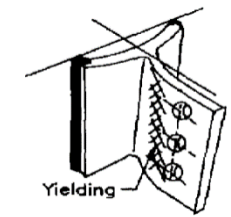
$$\frac{N}{d} > 0.2$$

$$\phi R_n = (0.75)0.4t_w^2 \left[ 1 + \left( \frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_y t_f}{t_w}}$$

| Beam                                                                                                                                                                               | Connection                                                                                                                                                                                                                                                                  |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>■ Beam shear capacity               <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Shear yielding</li> <li>○ Shear rupture</li> </ul> </li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>■ Angle (Plate) capacity               <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Shear yielding</li> <li>○ Shear rupture (Net/Block shear)</li> <li>○ Bearing (at bolt)</li> <li>○ Bending (seated connection)</li> </ul> </li> </ul> |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>➔ Beam web yielding &amp; web crippling / web buckling</li> <li>■ Bearing (at bolt)</li> </ul>                                              | <ul style="list-style-type: none"> <li>■ Bolt shear capacity</li> <li>■ Weld shear capacity</li> </ul>                                                                                                                                                                      |
| <p>Connection capacity คือ ค่า capacity ที่ต่ำที่สุดของรูปแบบ failure mode ทั้งหมด</p>                                                                                             |                                                                                                                                                                                                                                                                             |

# รูปแบบการวิบัติ และกำลังรับแรง

- สมมติไม่เกิดการวิบัติที่ Column

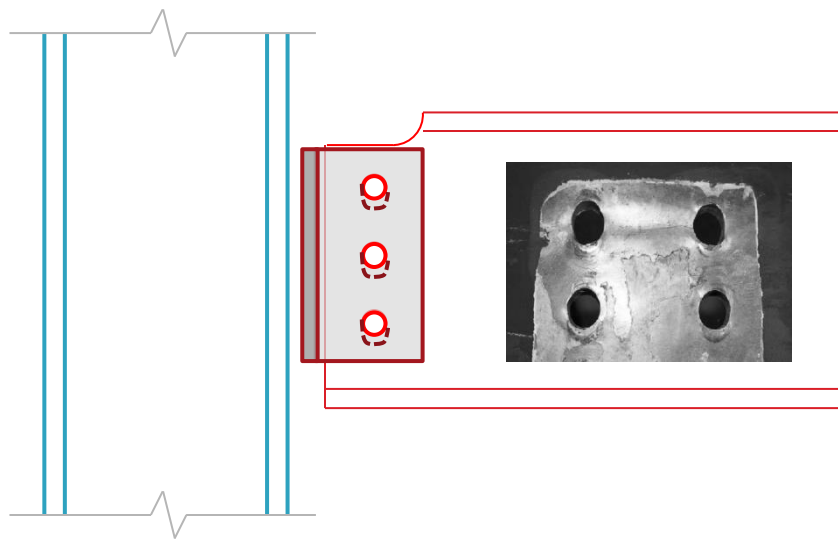


$$\phi R_n = (0.75) \left[ (0.6F_y A_{gv}) + F_u A_{nt} \right]$$

$$\phi R_n = (0.75) \left[ (0.6F_u A_{nv}) + F_u A_{nt} \right]$$

| Beam                                                                                                                                                                                                                                                                                          | Connection                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>■ Beam shear capacity                             <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Shear yielding</li> <li>○ Shear rupture</li> </ul> </li> <li>■ Beam web yielding &amp; web crippling / web buckling</li> <li>■ Bearing (at bolt)</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>■ Angle (Plate) capacity                             <ul style="list-style-type: none"> <li>➔ Shear yielding</li> <li>➔ Shear rupture</li> <li>➔ (Net/Block shear)</li> <li>○ Bearing (at bolt)</li> <li>○ Bending (seated connection)</li> </ul> </li> <li>■ Bolt shear capacity</li> <li>■ Weld shear capacity</li> </ul> |
| Connection capacity คือ ค่า capacity ที่ต่ำที่สุดของรูปแบบ failure mode ทั้งหมด                                                                                                                                                                                                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |

# รูปแบบการวิบัติ และกำลังรับแรง



ถ้าไม่ต้องการให้รูเจาะเสียรูป

$$\phi R_n = (0.75)(1.2L_c t F_u) \leq 2.4dt F_u$$

ถ้ายอมให้รูเจาะเสียรูป

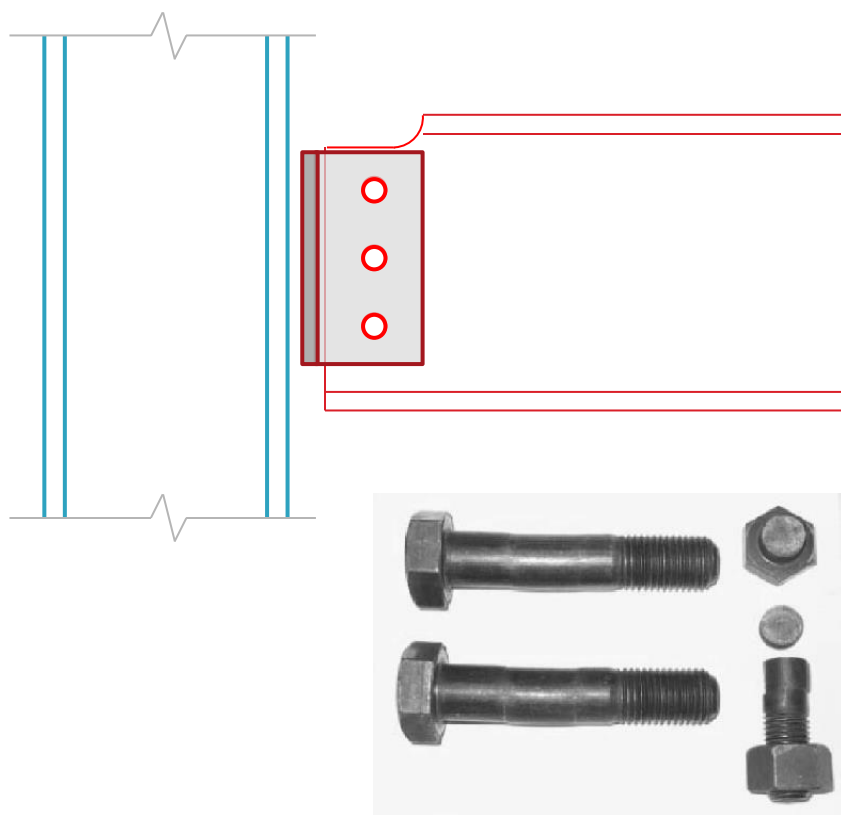
$$\phi R_n = (0.75)(1.5L_c t F_u) \leq 3.0dt F_u$$

- สมมติไม่เกิดการวิบัติที่ Column

| Beam                                                                                                                                                                                                                                                                            | Connection                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Beam shear capacity               <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Shear yielding</li> <li>○ Shear rupture</li> </ul> </li> <li>▪ Beam web yielding &amp; web crippling / web buckling</li> <li>▪ Bearing (at bolt)</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Angle (Plate) capacity               <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Shear yielding</li> <li>○ Shear rupture (Net/Block shear)</li> <li>➔ Bearing (at bolt)</li> <li>○ Bending (seated connection)</li> </ul> </li> <li>▪ Bolt shear capacity</li> <li>▪ Weld shear capacity</li> </ul> |
| <p>Connection capacity คือ ค่า capacity ที่ต่ำที่สุดของรูปแบบ failure mode ทั้งหมด</p>                                                                                                                                                                                          |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |

# รูปแบบการวิบัติ และกำลังรับแรง

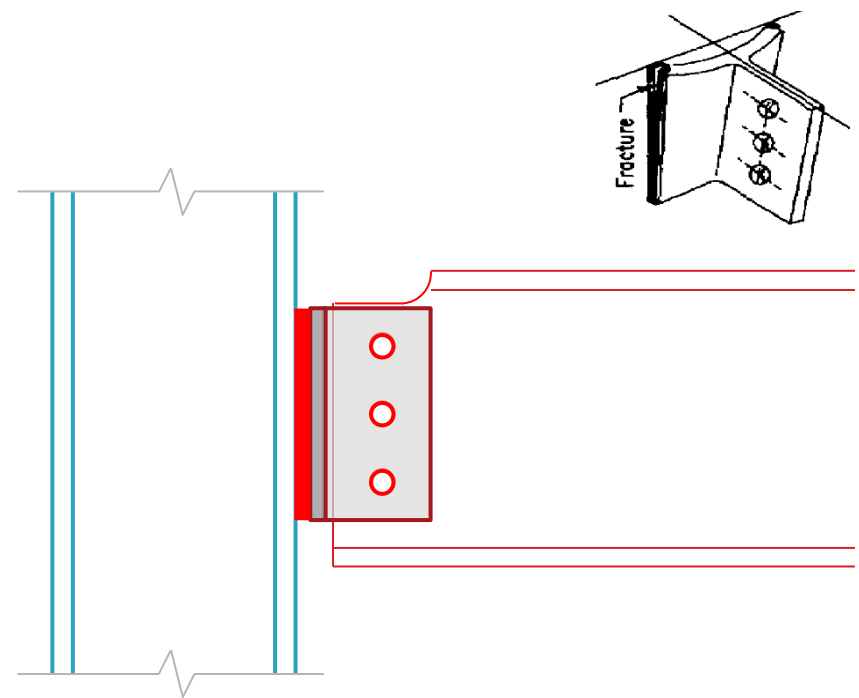
- สมมติไม่เกิดการวิบัติที่ Column



| Beam                                                                                                                                                                                                                                                                            | Connection                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Beam shear capacity               <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Shear yielding</li> <li>○ Shear rupture</li> </ul> </li> <li>▪ Beam web yielding &amp; web crippling / web buckling</li> <li>▪ Bearing (at bolt)</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Angle (Plate) capacity               <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Shear yielding</li> <li>○ Shear rupture (Net/Block shear)</li> <li>○ Bearing (at bolt)</li> <li>○ Bending (seated connection)</li> </ul> </li> <li>➔ Bolt shear capacity</li> <li>▪ Weld shear capacity</li> </ul> |
| <p>Connection capacity คือ ค่า capacity ที่ต่ำที่สุดของรูปแบบ failure mode ทั้งหมด</p>                                                                                                                                                                                          |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |

# รูปแบบการวิบัติ และกำลังรับแรง

- สมมติไม่เกิดการวิบัติที่ Column



$\phi R_n = (0.8)(0.6F_{EXX}A_{weld})$  PJP Groove

$\phi R_n = (0.75)(0.6F_{EXX}A_{weld})$  Fillet & Plug

| Beam                                                                                                                                                                                                                                                                                          | Connection                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Beam shear capacity                             <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Shear yielding</li> <li>○ Shear rupture</li> </ul> </li> <li>▪ Beam web yielding &amp; web crippling / web buckling</li> <li>▪ Bearing (at bolt)</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Angle (Plate) capacity                             <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Shear yielding</li> <li>○ Shear rupture (Net/Block shear)</li> <li>○ Bearing (at bolt)</li> <li>○ Bending (seated connection)</li> </ul> </li> <li>▪ Bolt shear capacity</li> <li>➔ Weld shear capacity</li> </ul> |
| <p>Connection capacity คือ ค่า capacity ที่ต่ำที่สุดของรูปแบบ failure mode ทั้งหมด</p>                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |

# รูปแบบการวิบัติ และกำลังรับแรง

AISC LRFD

Shear Connection Strength = Minimum of

Gross Shear =  $(\phi = 1.0)(0.6F_y)A_{gross}$

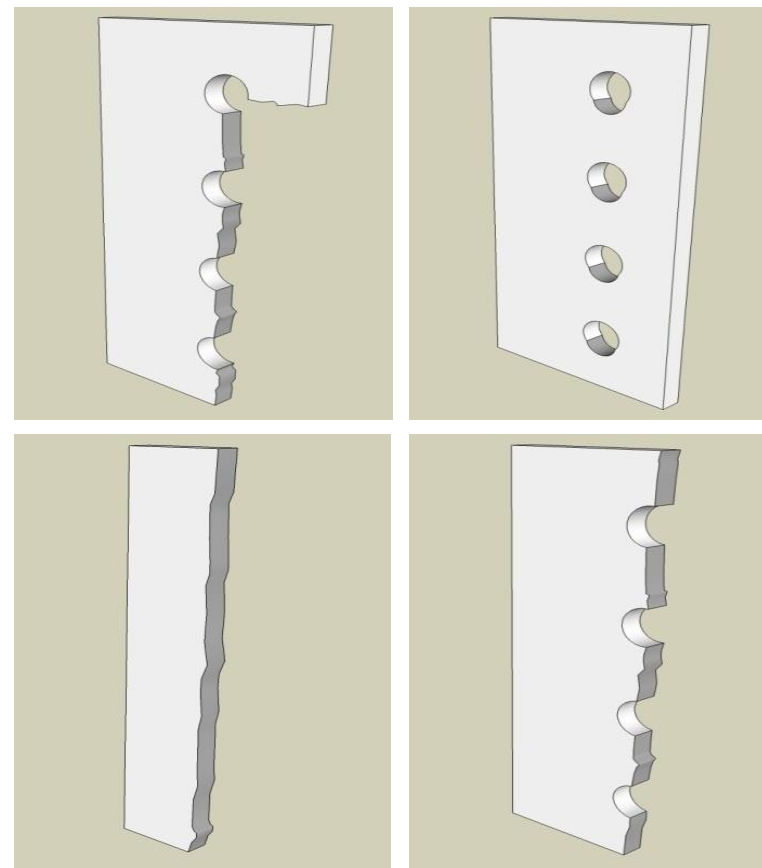
Net Shear =  $(\phi = 0.75)(0.6F_u)A_v$

Bearing =  $(\phi = 0.75)(2.4F_u)A_{bearing}$

Block shear =  $(\phi = 0.75)[0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}]$   
 (LRFD 2005)  $\leq (\phi = 0.75)[0.6F_u A_{nv} + F_u A_{nt}]$

Bolt Shear =  $(\phi = 0.75)n \cdot R_{n,bolt} \cdot A_{bolt}$

Weld shear =  $(\phi = 0.75)[0.6F_{EXX} \cdot l_w \cdot size_w]$



# Shear Connection Design Example

จงตรวจสอบ connection ที่รองรับคานเชื่อมประกอบขนาด 500x250x12x6 ว่าสามารถรับแรงที่ 1.5 เท่าของ UDL (Uniformed Distributed Load) ได้หรือไม่ โดยพิจารณาว่าคานถูกค้ำยันทางด้านข้างจากพื้นตลอดแนว

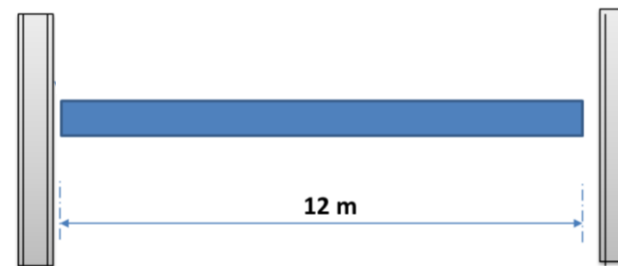
## Design criteria

1. ทั้งคานและ connection  
ผลิตจากเหล็กแผ่น เกรด  
 $F_y = 3,000 \text{ ksc}$   
 $F_u = 4,000 \text{ ksc}$   
 $E = 2,000,000 \text{ ksc}$
2. Weld ใช้เกรด E70
3. Bolt เป็นการขันแบบ snug  
tighten มีลักษณะเกลียวเป็น  
แบบ N-Type

Step 1: หาแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจาก Moment สูงสุด ที่ 1 UDL

พิจารณา ที่ 1.5 เท่า ของ UDL จะได้ว่า Shear capacity ที่ต้องการมีค่า

**หมายเหตุ:** เทียบกับ beam shear capacity ( $V_n$ ) ที่ 42,530 kg

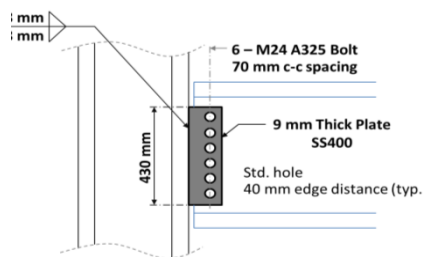


# Shear Connection Design Example

จงตรวจสอบ connection ที่รองรับคานเชื่อมประกอบขนาด 500x250x12x6 ว่าสามารถรับแรงที่ 1.5 เท่าของ UDL (Uniformed Distributed Load) ได้หรือไม่ โดยพิจารณาว่าคานถูกค้ำยันทางด้านข้างจากพื้นตลอดแนว

## Design criteria

- ทั้งคานและ connection  
ผลิตจากเหล็กแผ่น เกรด  
 $F_y = 3,000 \text{ ksc}$   
 $F_u = 4,000 \text{ ksc}$   
 $E = 2,000,000 \text{ ksc}$
- Weld ใช้เกรด E70
- Bolt เป็นการขันแบบ snug  
tighten มีลักษณะเกลียวเป็น  
แบบ N-Type



## Step 2: คำนวณ shear connection limit state ต่างๆ

- 1) Bolt shear limit state:  $\phi R_{bolt} = \phi \cdot n_{bolt} * (F_{u,bolt} * d_{bolt})$
- 2) Weld shear limit state:  $\phi R_{weld} = \phi * A_{weld} * F_{v,weld} = \phi * A_{weld} * (0.6F_{u,weld})$
- 3) Plate gross shear limit state:  $\phi V_{pl,gross} = \phi \cdot (0.6F_y) * (A_{gv}) = \phi \cdot (0.6F_y) * (t_{pl} * L)$
- 4) Plate net shear limit state:  $\phi V_{pl,net} = \phi \cdot (0.6F_u) * (A_{nv}) = \phi \cdot F_y * (t_{pl} * (L - n \cdot d_{hole}))$
- 5) Plate block shear limit state:  $\phi V_{pl,block} = \phi \cdot [\min(0.6F_u A_{nv}, 0.6F_y A_{gv}) + F_u A_{nt}]$
- 6) Plate bearing limit state:  $\phi R_{pl,bear} = \phi \cdot [\min(2.4 * A_{bearing}), (1.2l_c t)] * F_u$

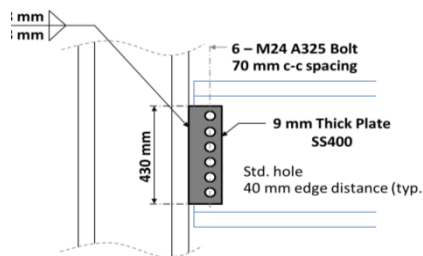
| Type                                                                                   | $\phi$ | $\Omega$ |
|----------------------------------------------------------------------------------------|--------|----------|
| Shear yielding                                                                         | 1.0    | 1.5      |
| Tension yielding, Compression yielding                                                 | 0.9    | 1.67     |
| Bolt shear, Weld shear, Shear rupture, Tensile rupture, Block shear, Bearing, Tear out | 0.75   | 2.0      |
| Concrete bearing (footing)                                                             | 0.65   | 2.31     |

# Shear Connection Design Example

จงตรวจสอบ connection ที่รองรับคานเชื่อมประกอบขนาด 500x250x12x6 ว่าสามารถรับแรงที่ 1.5 เท่าของ UDL (Uniformed Distributed Load) ได้หรือไม่ โดยพิจารณาว่าคานถูกค้ำยันทางด้านข้างจากพื้นตลอดแนว

## Design criteria

1. ทั้งคานและ connection  
ผลิตจากเหล็กแผ่น เกรด  
 $F_y = 3,000 \text{ ksc}$   
 $F_u = 4,000 \text{ ksc}$   
 $E = 2,000,000 \text{ ksc}$
2. Weld ใช้เกรด E70
3. Bolt เป็นการขันแบบ snug  
tighten มีลักษณะเกลียวเป็น  
แบบ N-Type



## Step 2: คำนวณ shear connection limit state ต่างๆ

### 1) Bolt shear limit state:

$$F_{vu,bolt} = 120 * (0.62 * 0.9) * 0.8 * (70 \frac{ksc}{ksi}) = 3,750 \text{ ksc}$$

$$A_{bolt} = \frac{\pi d^2}{4} = \pi \cdot \frac{(2.4)^2}{4} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_{bolt} = \phi \cdot n_{bolt} * (F_{vu,bolt} * A_{bolt}) =$$

### 2) Weld shear limit state:

$$F_{u,weld} = 70 * (70 \frac{ksc}{ksi}) = 4,900 \text{ ksc}$$

$$A_{weld} = 2 * (t_{eff} * L) =$$

$$\phi R_{weld} = \phi * A_{weld} * F_{v,weld} =$$

$$\phi R_{weld} =$$

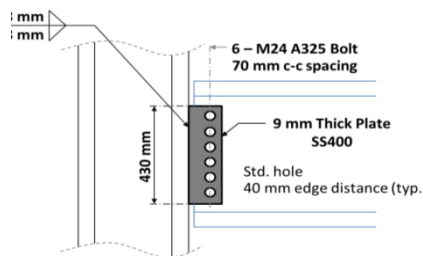


# Shear Connection Design Example

จงตรวจสอบ connection ที่รองรับคานเชื่อมประกอบขนาด 500x250x12x6 ว่าสามารถรับแรงที่ 1.5 เท่าของ UDL (Uniformed Distributed Load) ได้หรือไม่ โดยพิจารณาว่าคานถูกค้ำยันทางด้านข้างจากพื้นตลอดแนว

## Design criteria

1. ทั้งคานและ connection  
ผลิตจากเหล็กแผ่น เกรด  
 $F_y = 3,000 \text{ ksc}$   
 $F_u = 4,000 \text{ ksc}$   
 $E = 2,000,000 \text{ ksc}$
2. Weld ใช้เกรด E70
3. Bolt เป็นการขันแบบ snug  
tighten มีลักษณะเกลียวเป็น  
แบบ N-Type



## Step 2: คำนวณ shear connection limit state ต่างๆ

### 3) Plate gross shear (shear yielding) limit state:

$$\phi V_{pl, gross} = \phi \cdot (0.6F_y) \cdot (A_{gv}) = \phi \cdot (0.6F_y) \cdot (t_{pl} \cdot L)$$

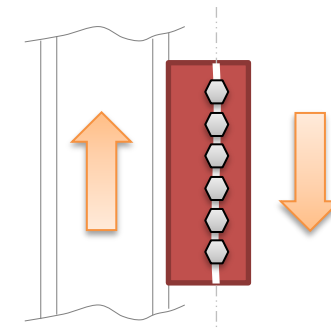
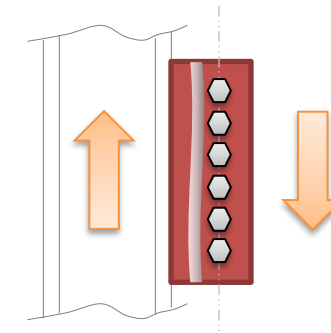
$$=$$

### 4) Plate net shear (shear rupture) limit state:

$$\phi V_{pl, net} = \phi \cdot (0.6F_u) \cdot (A_{nv}) = \phi \cdot (0.6F_u) \cdot (t_{pl} \cdot (L - n \cdot d_{hole}))$$

$$=$$

$$=$$

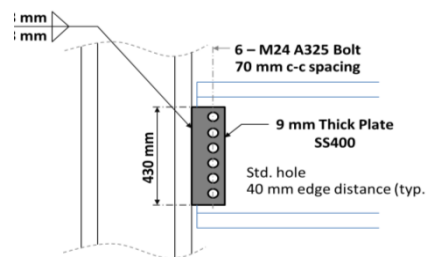


# Shear Connection Design Example

จงตรวจสอบ connection ที่รองรับคานเชื่อมประกอบขนาด 500x250x12x6 ว่าสามารถรับแรงที่ 1.5 เท่าของ UDL (Uniformed Distributed Load) ได้หรือไม่ โดยพิจารณาว่าคานถูกค้ำยันทางด้านข้างจากพื้นตลอดแนว

## Design criteria

- คานและ connection  
ผลิตจากเหล็กแผ่น เกรด  
 $F_y = 3,000 \text{ ksc}$   
 $F_u = 4,000 \text{ ksc}$   
 $E = 2,000,000 \text{ ksc}$
- Weld ใช้เกรด E70
- Bolt เป็นการขันแบบ snug  
tighten มีลักษณะเกลียวเป็น  
แบบ N-Type



## Step 2: คำนวณ shear connection limit state ต่างๆ

### 5) Plate block shear limit state:

$$\phi V_{pl,block} = \phi \cdot [\min(0.6F_u A_{nv}, 0.6F_y A_{gv}) + F_u A_{nt}]$$

$$=$$

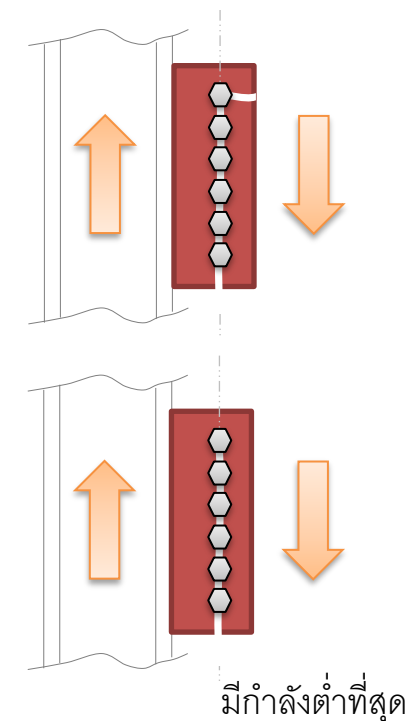
$$=$$

$$=$$

### 6) Plate bearing limit state:

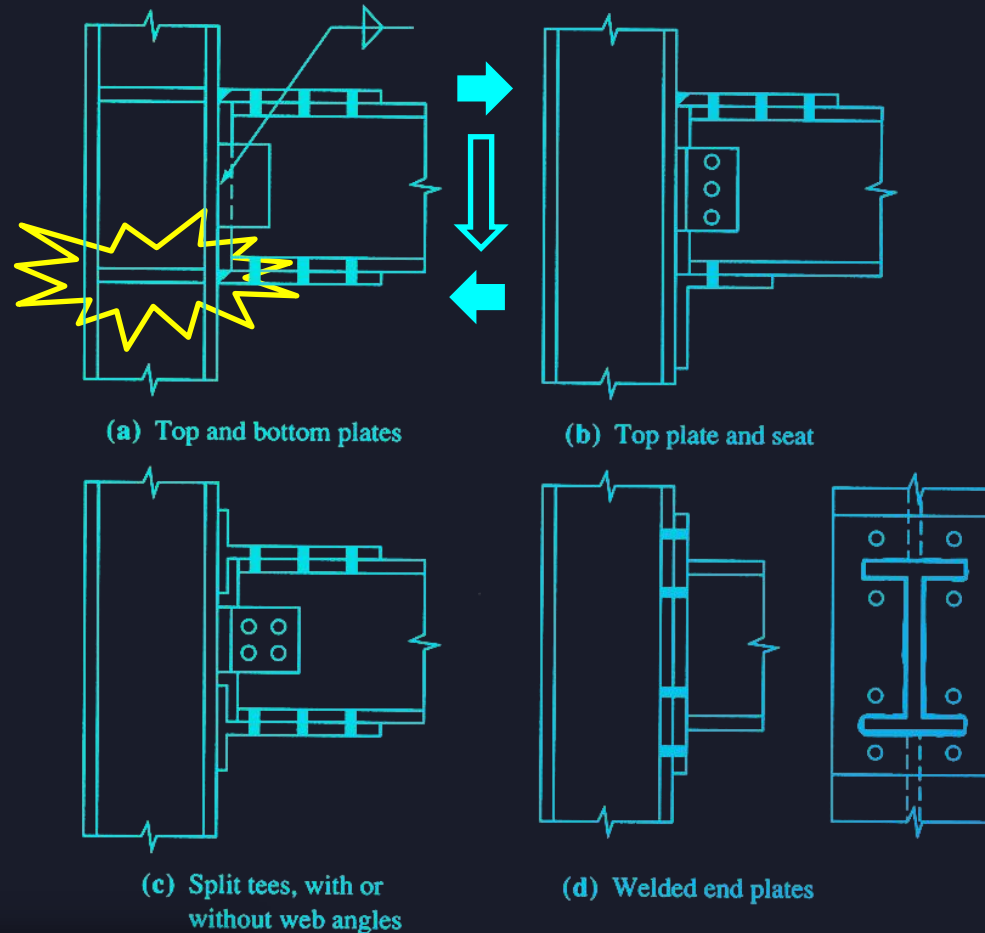
$$\phi R_{pl,bear} = \phi \cdot [\min(2.4 * A_{bearing}), (1.2l_c t)] * F_u$$

Step 3: สรุปผล จาก Limit state ที่คำนวณ พบว่า  
จึงสรุปได้ว่า



# \*Moment Connection

## Types of Connections



# Moment Connection Design Example

จงออกแบบ Moment connection รูปแบบ flange plate ประกับเข้ากับ ปีกบนและปีกล่างของคานด้วย bolt M24 A325 bolt จำนวน 2 แนว ทั้ง 2 ด้านของปีกบนและปีกล่าง ที่รองรับคานเชื่อมประกอบขนาด 500x250x12x6 โดย flange plate ถูกเชื่อมเข้ากับเสาด้วย groove weld แบบ Complete Joint Penetration (CJP) โดยให้สามารถรับโมเมนต์ที่ 70% ของ Plastic Moment ของคาน

## Design criteria

- ทั้งคานและ connection  
ผลิตจากเหล็กแผ่น เกรด  
 $F_y = 3,000$  ksc  
 $F_u = 4,000$  ksc  
 $E = 2,000,000$  ksc
- Weld ใช้เกรด E70
- Bolt เป็นการขันแบบ snug tighten มีลักษณะเกลียวเป็นแบบ N-Type

Step 1: หาแรงที่ระดับ 70%  $M_p = F_y \cdot Z_x$

### Section Properties

|             |                            |
|-------------|----------------------------|
| $A_s =$     | 8,856 mm <sup>2</sup>      |
| $Y_{bar} =$ | 250.0 mm                   |
| $h_c/2 =$   | 238 mm                     |
| $Y_{PNA} =$ | 250 mm                     |
| $h_p/2 =$   | 238 mm                     |
| $a_w =$     | 0.95 mm                    |
| $I_x =$     | 4.112E+08 mm <sup>4</sup>  |
| $I_y =$     | 31,258,568 mm <sup>4</sup> |
| $I_{yc} =$  | 31,250,000 mm <sup>4</sup> |
| $S_{xc} =$  | 1,644,852 mm <sup>3</sup>  |
| $S_{xt} =$  | 1,644,852 mm <sup>3</sup>  |
| $Z_x =$     | 1,803,864 mm <sup>3</sup>  |
| $r_x =$     | 215 mm                     |
| $r_y =$     | 59 mm                      |
| $r_t =$     | 67 mm                      |
| $C_w =$     | 1.861E+12 mm <sup>6</sup>  |
| $J =$       | 323,136 mm <sup>4</sup>    |
| $c =$       | 1.000                      |
| $r_{ts} =$  | 67 mm                      |
| $k_c =$     | 0.45                       |

$$70\% M_p =$$

=

=

Moment นี้ ถ่ายเข้าสู่ Support ผ่าน Flange plate ของ Moment connection โดยเป็นแรงคู่ควม (Couple) ที่ Flange force ( $F_f$ )

$$F_f = M / (\text{beam depth})$$

=

=

หมายเหตุ ไม่ต้องคิด load factor เพราะ กำหนดระดับของ load ด้วย capacity (capacity design)

# Moment Connection Design Example

จงออกแบบ Moment connection รูปแบบ flange plate ประกับเข้ากับ ปีกบนและปีกล่างของคานด้วย bolt M24 A325 bolt จำนวน 2 แถว ทั้ง 2 ด้านของปีกบนและปีกล่าง ที่รองรับคานเชื่อมประกอบขนาด 500x250x12x6 โดย flange plate ถูกเชื่อมเข้ากับเสาด้วย groove weld แบบ Complete Joint Penetration (CJP) โดยให้สามารถรับโมเมนต์ที่ 70% ของ Plastic Moment ของคาน

## Design criteria

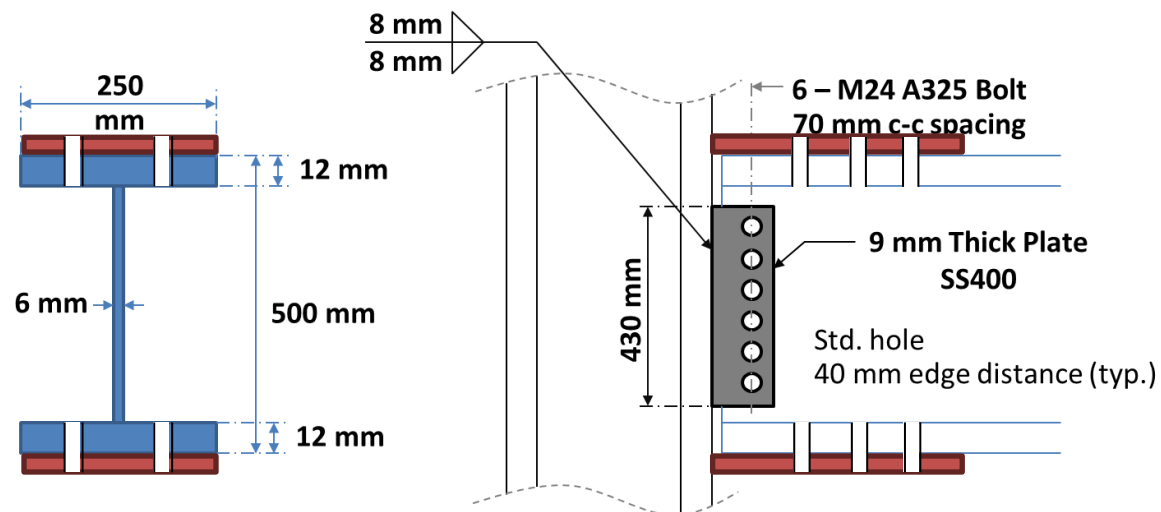
- ทั้งคานและ connection  
ผลิตจากเหล็กแผ่น เกรด  
 $F_y = 3,000 \text{ ksc}$   
 $F_u = 4,000 \text{ ksc}$   
 $E = 2,000,000 \text{ ksc}$
- Weld ใช้เกรด E70
- Bolt เป็นการขันแบบ snug tighten มีลักษณะเกลียวเป็นแบบ N-Type

Step 2: ประมาณการจำนวน bolt ณ แรงที่ระดับ 70%  $M_p$

$$F_f = 75.8 \text{ Tons}$$

$$R_{bolt} = F_{vu,bolt} * A_{bolt} =$$

สมมติใช้ bolt 6 ตัว คำนวณกำลังรับแรงเฉือนได้



# Moment Connection Design Example

จงออกแบบ Moment connection รูปแบบ flange plate ประกับเข้ากับ ปีกบนและปีกล่างของคานด้วย bolt M24 A325 bolt จำนวน 2 แถว ทั้ง 2 ด้านของปีกบนและปีกล่าง ที่รองรับคานเชื่อมประกอบขนาด 500x250x12x6 โดย flange plate ถูกเชื่อมเข้ากับเสาด้วย groove weld แบบ Complete Joint Penetration (CJP) โดยให้สามารถรับโมเมนต์ที่ 70% ของ Plastic Moment ของคาน

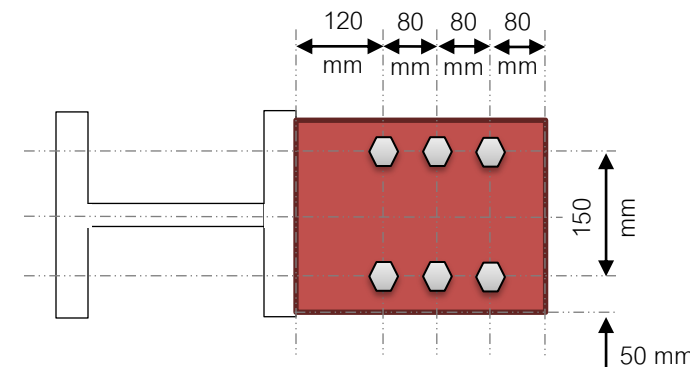
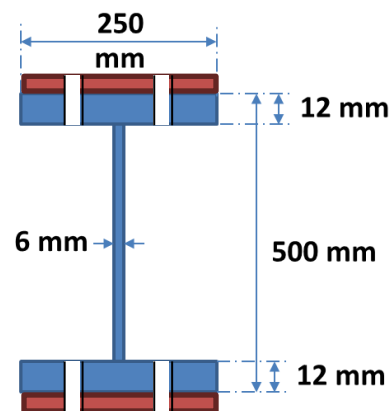
## Design criteria

- ทั้งคานและ connection  
ผลิตจากเหล็กแผ่น เกรด  
 $F_y = 3,000 \text{ ksc}$   
 $F_u = 4,000 \text{ ksc}$   
 $E = 2,000,000 \text{ ksc}$
- Weld ใช้เกรด E70
- Bolt เป็นการขันแบบ snug tighten มีลักษณะเกลียวเป็นแบบ N-Type

## Step 3: กำหนดรายละเอียด

$$F_f = 75.8 \text{ Tons}$$

สมมติใช้เหล็กแผ่น หนา 10 mm กว้าง 250 mm สำหรับเป็น flange plate  
 กำหนด ระยะห่างระหว่างแถวรูเจาะ (gauge length) 150 mm (edge distance 50 mm)  
 กำหนด ระยะห่างระหว่าง bolt ในแต่ละแถว bolt spacing 80 mm

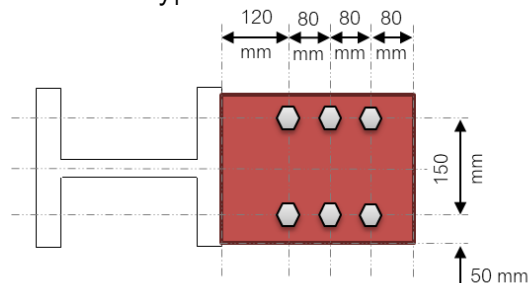


# Moment Connection Design Example

จงออกแบบ Moment connection รูปแบบ flange plate ประกับเข้ากับ ปีกบนและปีกล่างของคานด้วย bolt M24 A325 bolt จำนวน 2 แถว ทั้ง 2 ด้านของปีกบนและปีกล่าง ที่รองรับคานเชื่อมประกอบขนาด 500x250x12x6 โดย flange plate ถูกเชื่อมเข้ากับเสาด้วย groove weld แบบ Complete Joint Penetration (CJP) โดยให้สามารถรับโมเมนต์ที่ 70% ของ Plastic Moment ของคาน

## Design criteria

- ทั้งคานและ connection  
ผลิตจากเหล็กแผ่น เกรด  
 $F_y = 3,000 \text{ ksc}$   
 $F_u = 4,000 \text{ ksc}$   
 $E = 2,000,000 \text{ ksc}$
- Weld ใช้เกรด E70
- Bolt เป็นการขันแบบ snug  
tighten มีลักษณะเกลียวเป็น  
แบบ N-Type



## Step 4: คำนวณ limit state

$$F_f = 75.8 \text{ Tons}$$

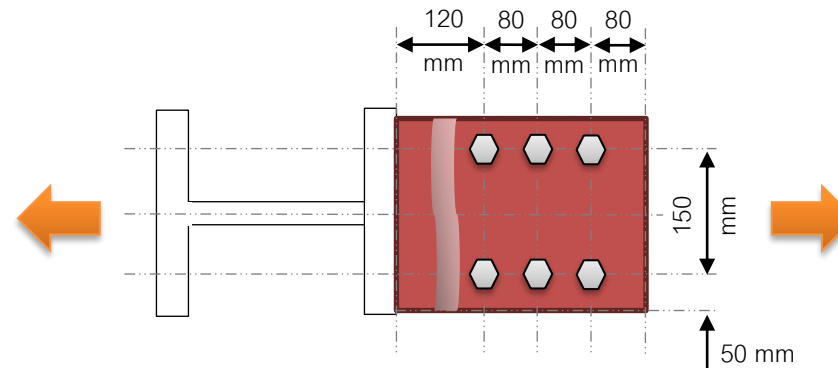
- 1) Plate gross tension (tensile yielding) limit state:

$$\phi V_{fp,gross} = \phi \cdot (F_y) \cdot (A_{gv}) = \phi \cdot (F_y) \cdot (t_{pl} \cdot L)$$

$$=$$

เพิ่มความหนาเหล็กแผ่น เป็น 11 mm จะได้

$$\phi V_{fp,gross} =$$

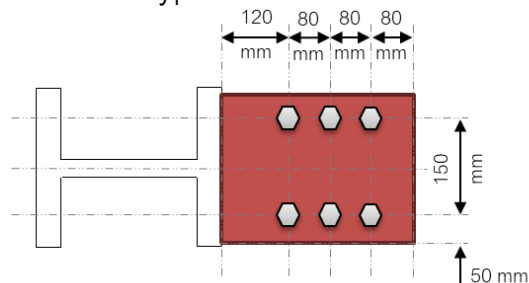


# Moment Connection Design Example

จงออกแบบ Moment connection รูปแบบ flange plate ประกับเข้ากับ ปีกบนและปีกล่างของคานด้วย bolt M24 A325 bolt จำนวน 2 แถว ทั้ง 2 ด้านของปีกบนและปีกล่าง ที่รองรับคานเชื่อมประกอบขนาด 500x250x12x6 โดย flange plate ถูกเชื่อมเข้ากับเสาด้วย groove weld แบบ Complete Joint Penetration (CJP) โดยให้สามารถรับโมเมนต์ที่ 70% ของ Plastic Moment ของคาน

## Design criteria

- ทั้งคานและ connection  
ผลิตจากเหล็กแผ่น เกรด  
 $F_y = 3,000 \text{ ksc}$   
 $F_u = 4,000 \text{ ksc}$   
 $E = 2,000,000 \text{ ksc}$
- Weld ใช้เกรด E70
- Bolt เป็นการขันแบบ snug tighten มีลักษณะเกลียวเป็นแบบ N-Type



## Step 4: คำนวณ limit state

$$F_f = 75.8 \text{ Tons}$$

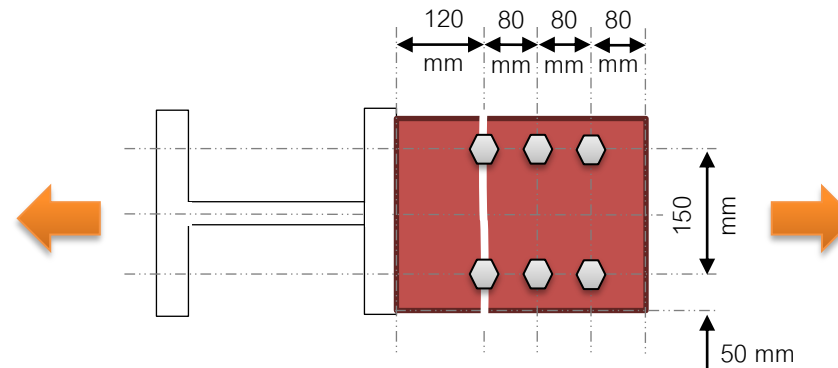
### 2) Plate net tension (tensile rupture) limit state:

$$\phi V_{fp,net} = \phi \cdot (F_u) \cdot (A_{nv}) = \phi \cdot (F_u) \cdot (t_{pl} \cdot (L - n \cdot d_{hole}))$$

$$=$$

เพิ่มความหนาเหล็กแผ่น เป็น 13 mm จะได้

$$\phi V_{fp,net} =$$

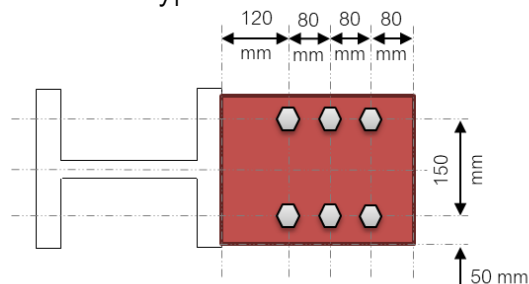


# Moment Connection Design Example

จงออกแบบ Moment connection รูปแบบ flange plate ประกับเข้ากับ ปีกบนและปีกล่างของคานด้วย bolt M24 A325 bolt จำนวน 2 แถว ทั้ง 2 ด้านของปีกบนและปีกล่าง ที่รองรับคานเชื่อมประกอบขนาด 500x250x12x6 โดย flange plate ถูกเชื่อมเข้ากับเสาด้วย groove weld แบบ Complete Joint Penetration (CJP) โดยให้สามารถรับโมเมนต์ที่ 70% ของ Plastic Moment ของคาน

## Design criteria

- ทั้งคานและ connection  
ผลิตจากเหล็กแผ่น เกรด  
 $F_y = 3,000 \text{ ksc}$   
 $F_u = 4,000 \text{ ksc}$   
 $E = 2,000,000 \text{ ksc}$
- Weld ใช้เกรด E70
- Bolt เป็นการขันแบบ snug  
tighten มีลักษณะเกลียวเป็น  
แบบ N-Type



## Step 4: คำนวณ limit state

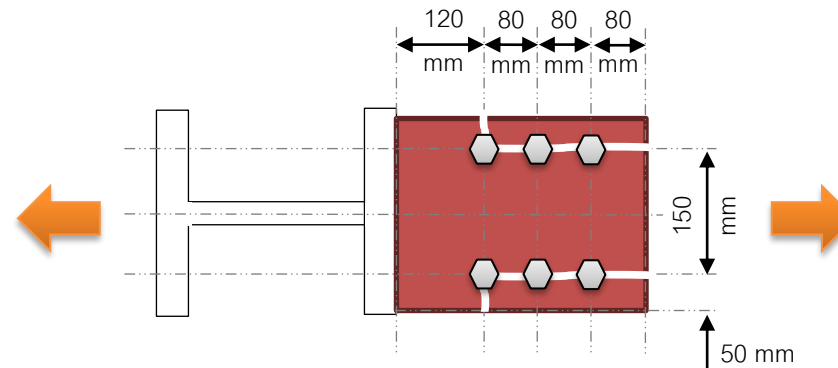
$$F_f = 75.8 \text{ Tons}$$

### 3) Plate block shear limit state:

$$\phi V_{fp,block} = \phi \cdot [\min(0.6F_u A_{nv}, 0.6F_y A_{gv}) + F_u A_{nt}]$$

$$=$$

$$=$$



# Moment Connection Design Example

จงออกแบบ Moment connection รูปแบบ flange plate ประกับเข้ากับ ปีกบนและปีกล่างของคานด้วย bolt M24 A325 bolt จำนวน 2 แนว ทั้ง 2 ด้านของปีกบนและปีกล่าง ที่รองรับคานเชื่อมประกอบขนาด 500x250x12x6 โดย flange plate ถูกเชื่อมเข้ากับเสาด้วย groove weld แบบ Complete Joint Penetration (CJP) โดยให้สามารถรับโมเมนต์ที่ 70% ของ Plastic Moment ของคาน

## Design criteria

1. ทั้งคานและ connection

ผลิตจากเหล็กแผ่น เกรด

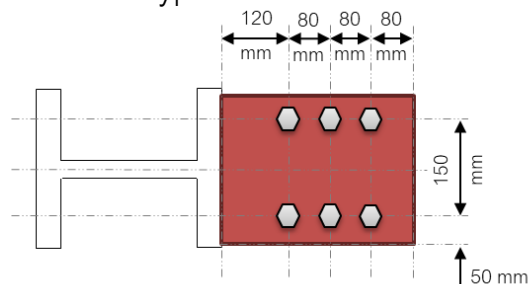
$$F_y = 3,000 \text{ ksc}$$

$$F_u = 4,000 \text{ ksc}$$

$$E = 2,000,000 \text{ ksc}$$

2. Weld ใช้เกรด E70

3. Bolt เป็นการขันแบบ snug tighten มีลักษณะเกลียวเป็นแบบ N-Type



## Step 4: คำนวณ limit state

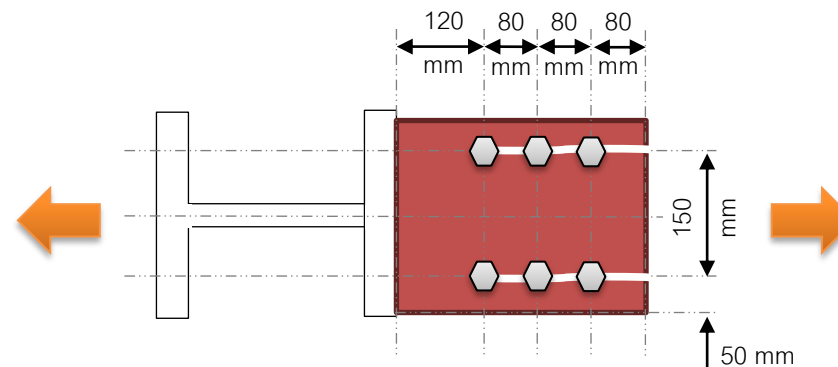
$$F_f = 75.8 \text{ Tons}$$

- 4) Plate bearing and tear – out limit state:

$$\phi R_{pl,bear} = \phi \cdot [\min(2.4 \cdot A_{bearing}), (1.2l_{ct})] \cdot F_u$$

=

=



# Shear Tab Example

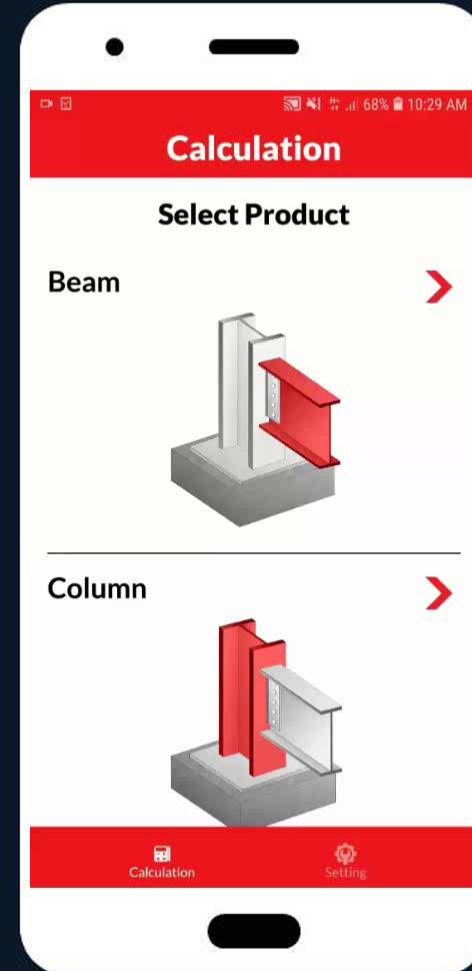
Download Link



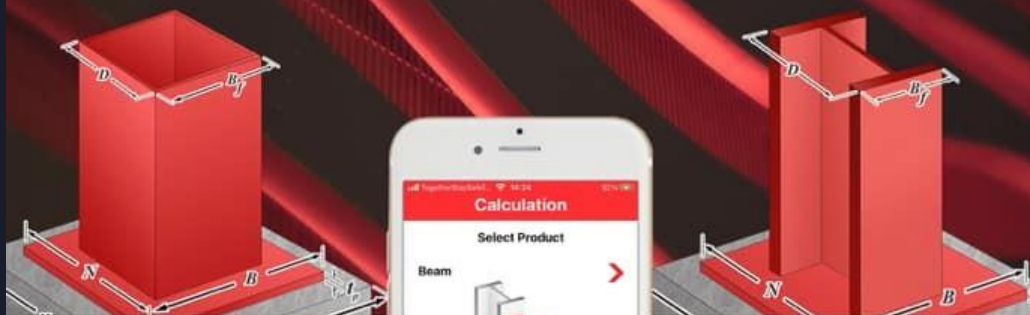
Android



iOS



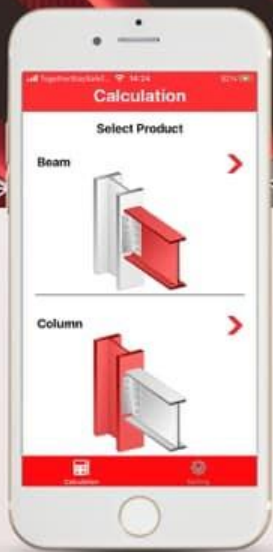
# MOBILE APP SSI STEEL DESIGN



Scan to Download  
Android Device.



ANDROID APP ON  
Google play



Scan to Download  
iOS Device.



Download on the  
App Store



Contact us at  
FB: SSI Love Steel Construction  
LINE ID: ssiscb

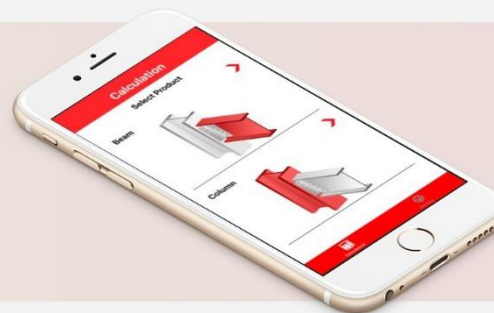
Visit us at  
[www.ssi-steel.com/en/home-2](http://www.ssi-steel.com/en/home-2)

Determine capacity of structural steel beam and column easily and obtain results and calculation sheets to double-check your work

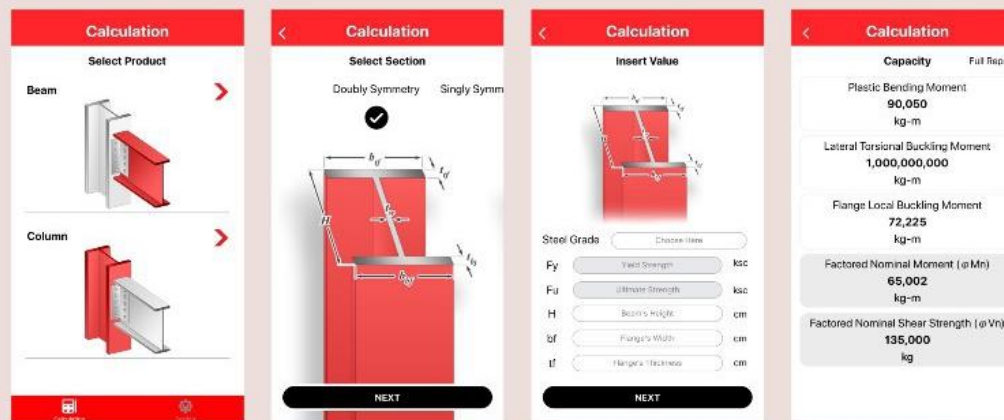


**SSI Steel Design**

by Sahaviriya Steel Industries Public Company Limited

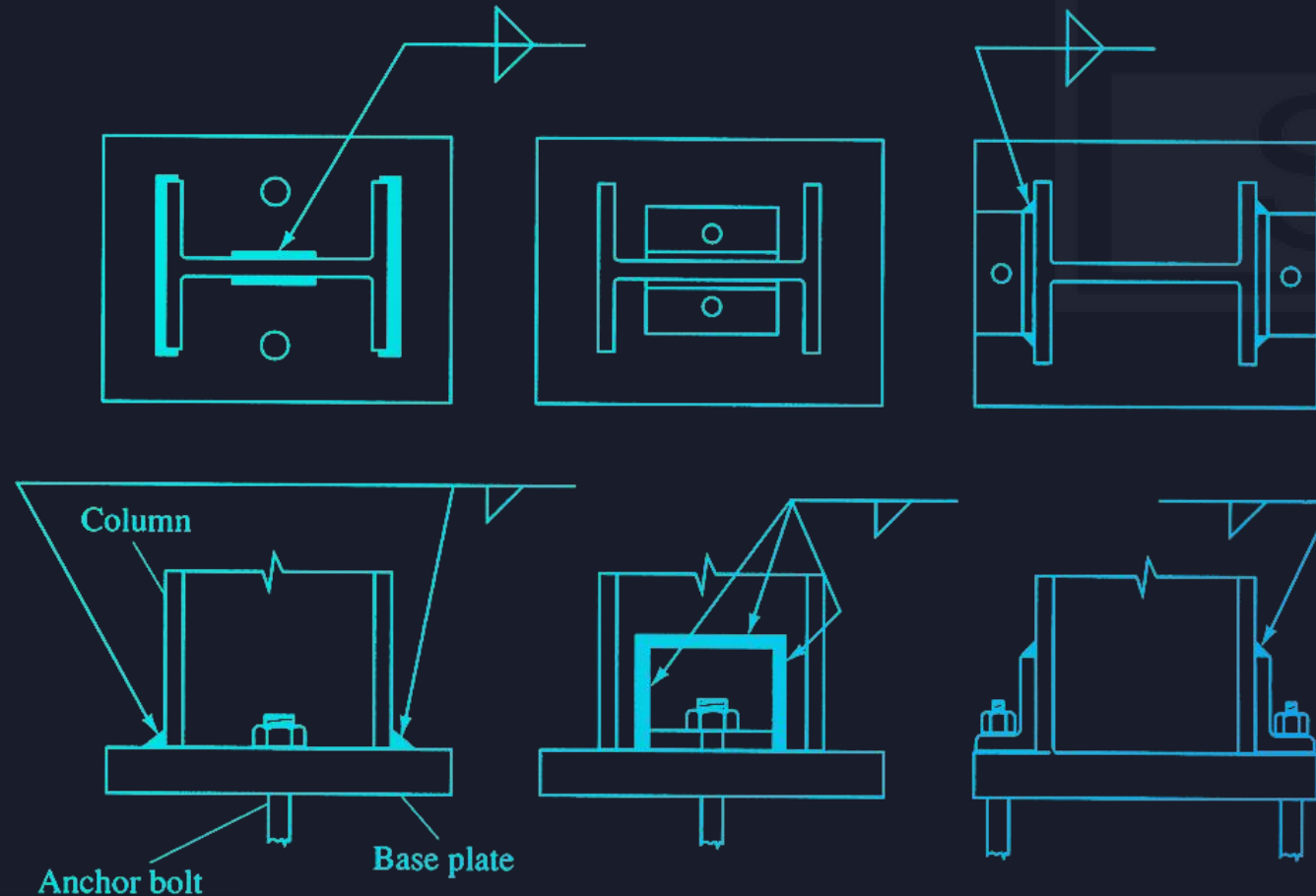


## App Screenshots



# \*Connection

## Types of Connections



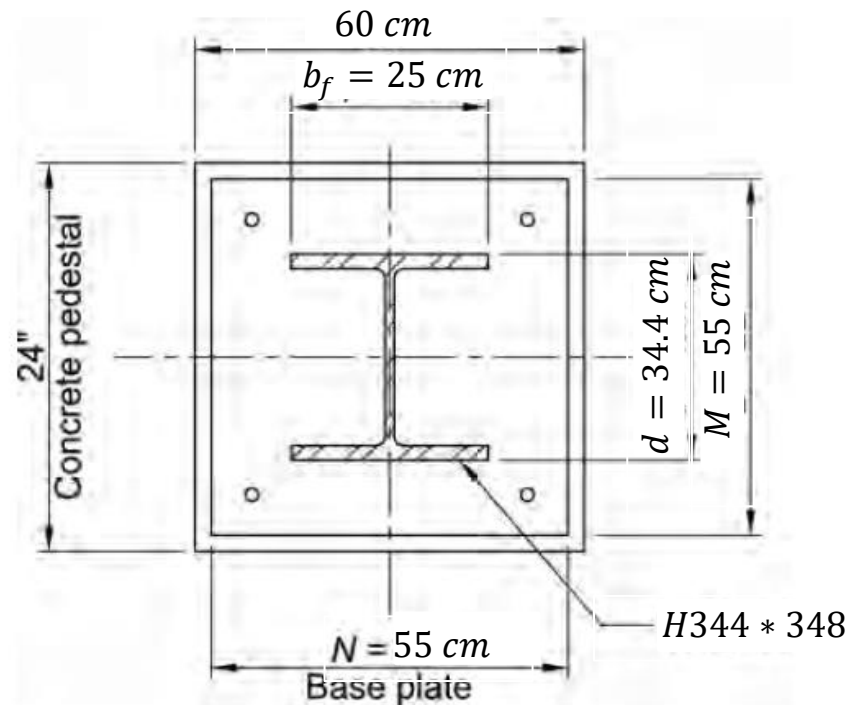
## Column Base Connection

# Column Base Plate Design Example

จากรูป แสดงรายละเอียดที่ฐานเสา ติดตั้งอยู่บนตอม่อคอนกรีต ที่มีกำลังรับแรงอัด 210 ksc และมีการติดตั้ง non-shrink grout เข้าไป ด้านใต้แผ่นรองฐานเสา (base plate) โดยมีกำลังรับแรงอัด 280 ksc จงตรวจสอบว่า base plate เกรด SS400 จะสามารถรับแรงอัด ได้หรือไม่

$$P_{DL} = 60 \text{ Tons}$$

$$P_{LL} = 175 \text{ Tons}$$

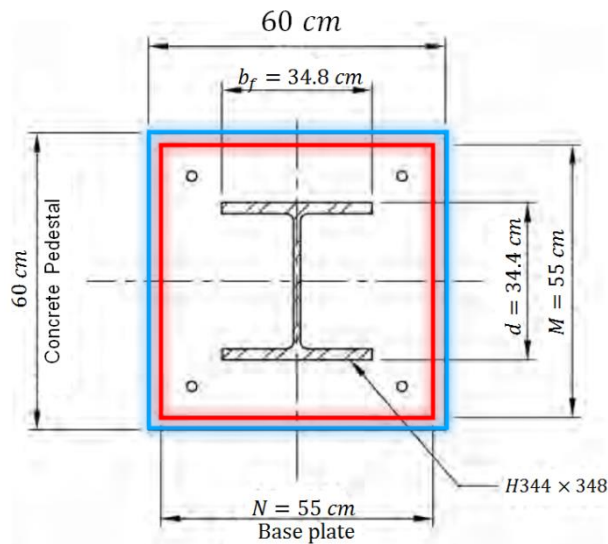


# Column Base Plate Design Example

จากรูป แสดงรายละเอียดที่ฐานเสา ติดตั้งอยู่บนตอม่อคอนกรีต ที่มีกำลังรับแรงอัด 210 ksc และมีการติดตั้ง non-shrink grout เข้าไป ด้านใต้แผ่นรองฐานเสา (base plate) โดยมีกำลังรับแรงอัด 280 ksc จงตรวจสอบว่า base plate เกรด SS400 จะสามารถรับแรงอัด ได้หรือไม่

$$P_{DL} = 60 \text{ Tons}$$

$$P_{LL} = 165 \text{ Tons}$$



การคำนวณหาความสามารถรับแรงอัดของ Base plate กรณีที่รับแรงกดแรงกดเพียงอย่างเดียว

3 cases

- Case I: เมื่อ  $A_2 = A_1$
- Case II: เมื่อ  $A_2 \geq 4A_1$
- Case III: เมื่อ  $A_1 < A_2 < 4A_1$

จากใจทย์จะได้

- พื้นที่ของเสาคอนกรีต ( $A_2$ ) =  $60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$
- พื้นที่ของ Base plate ( $A_1$ ) =  $55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$



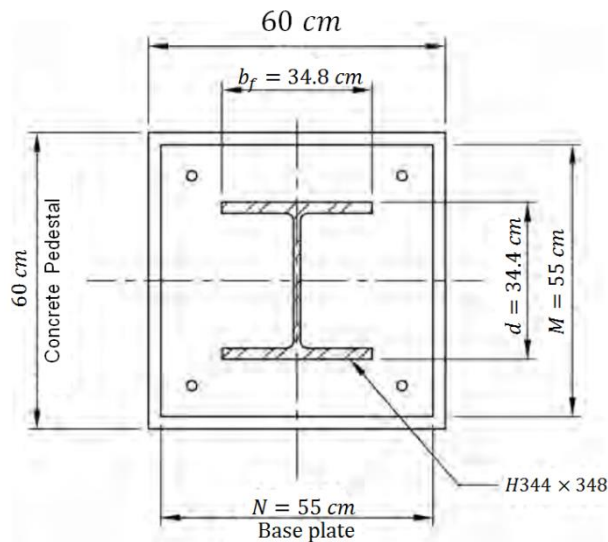
Case III: เมื่อ  $A_1 < A_2 < 4A_1$

# Column Base Plate Design Example

จากรูป แสดงรายละเอียดที่ฐานเสา ติดตั้งอยู่บนตอม่อคอนกรีต ที่มีกำลังรับแรงอัด 210 ksc และมีการติดตั้ง non-shrink grout เข้าไป ด้านใต้แผ่นรองฐานเสา (base plate) โดยมีกำลังรับแรงอัด 280 ksc จงตรวจสอบว่า base plate เกรด SS400 จะสามารถรับแรงอัด ได้หรือไม่

$$P_{DL} = 60 \text{ Tons}$$

$$P_{LL} = 165 \text{ Tons}$$

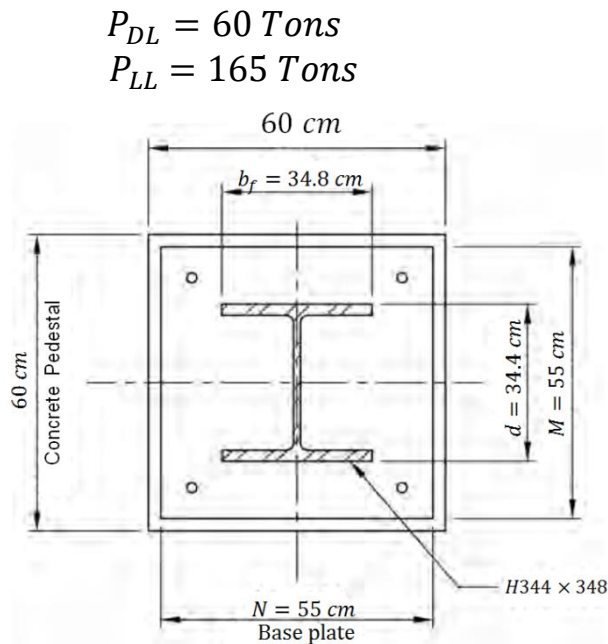


Step 1: คำนวณ Required axial compressive strength ( $P_{req}$ )

| LRFD                                                                            | ASD                                                             |
|---------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| $P_{u,req} = 1.2P_{DL} + 1.6P_{LL}$ $= 1.2(60) + 1.6(165)$ $= 336 \text{ Tons}$ | $P_{a,req} = P_{DL} + P_{LL}$ $= 60 + 165$ $= 225 \text{ Tons}$ |
| $P_{u,req} = 336 \times 10^3 \text{ Kg.}$                                       | $P_{a,req} = 225 \times 10^3 \text{ Kg.}$                       |

# Column Base Plate Design Example

จากรูป แสดงรายละเอียดที่ฐานเสา ติดตั้งอยู่บนตอม่อคอนกรีต ที่มีกำลังรับแรงอัด 210 ksc และมีการติดตั้ง non-shrink grout เข้าไป ด้านใต้แผ่นรองฐานเสา (base plate) โดยมีกำลังรับแรงอัด 280 ksc จงตรวจสอบว่า base plate เกรด SS400 จะสามารถรับแรงอัดได้หรือไม่



Step 2: ตรวจสอบขนาดของพื้นที่ตอม่อ ( $A_{2(actual)}$ ) ว่ามีค่ามากกว่า required-concrete pedestal area ( $A_{2(req)}$ ) หรือไม่

| LRFD                                                                                    | ASD |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| * เนื่องจาก $A_2$ และ $A_1$ มีค่าใกล้เคียงกันมาก จึงสมมติให้ $A_2 = A_1$ (conservative) |     |

$$A_{2(req)} = \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c}$$

เมื่อ

$$\begin{aligned}
 P_u &= 336 \times 10^3 \text{ Kg.} \\
 f'_c &= 210 \text{ ksc} \\
 \phi_c &= 0.65
 \end{aligned}$$

$$A_{2(req)} = \frac{\Omega_c P_a}{0.85 f'_c}$$

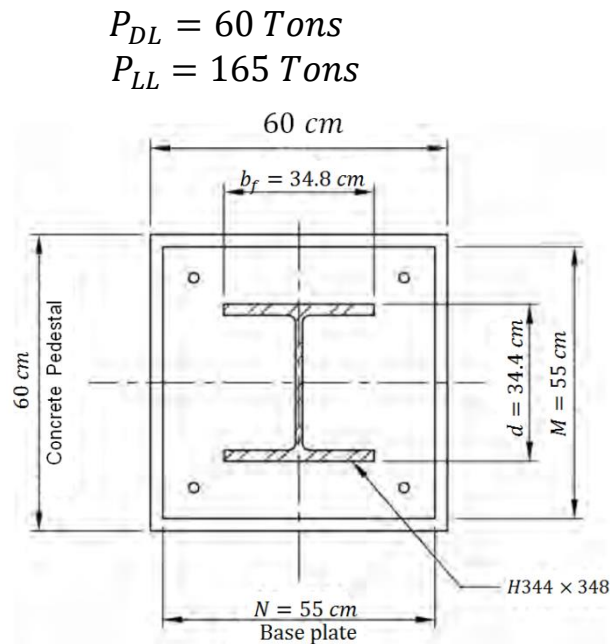
เมื่อ

$$\begin{aligned}
 P_a &= 225 \times 10^3 \text{ Kg.} \\
 f'_c &= 210 \text{ ksc} \\
 \Omega_c &= 2.31
 \end{aligned}$$

# Column Base Plate Design Example

จากรูป แสดงรายละเอียดที่ฐานเสา ติดตั้งอยู่บนตอม่อคอนกรีต ที่มีกำลังรับแรงอัด 210 ksc และมีการติดตั้ง non-shrink grout เข้าไป ด้านใต้แผ่นรองฐานเสา (base plate) โดยมีกำลังรับแรงอัด 280 ksc จงตรวจสอบว่า base plate เกรด SS400 จะสามารถรับแรงอัด ได้หรือไม่

Step 3: ตรวจสอบเส้นรอบรูปพื้นที่ Base plate ( $A_1$ ) [N=55, M=55]

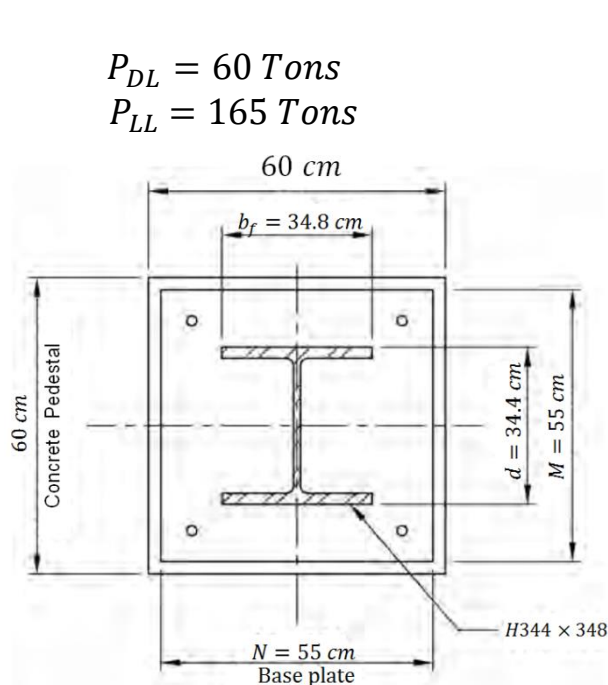


| LRFD | ASD                                                             |
|------|-----------------------------------------------------------------|
|      | $N \geq d + 2(7.6)$                                             |
|      | $N \geq 34.4 + 2(7.6)$<br>$55 \geq 49.6 \text{ cm}^2$ <b>OK</b> |
|      | $M \geq b_f + 2(7.6)$                                           |
|      | $M \geq 34.8 + 2(7.6)$<br>$55 \geq 50 \text{ cm}^2$ <b>OK</b>   |

→ เส้นระยะเผื่อ Bolt ทั้งสองฝั่ง

# Column Base Plate Design Example

จากรูป แสดงรายละเอียดที่ฐานเสา ติดตั้งอยู่บนตอม่อคอนกรีต ที่มีกำลังรับแรงอัด 210 ksc และมีการติดตั้ง non-shrink grout เข้าไป ด้านใต้แผ่นรองฐานเสา (base plate) โดยมีกำลังรับแรงอัด 280 ksc จงตรวจสอบว่า base plate เกรด SS400 จะสามารถรับแรงอัด ได้หรือไม่



Step 4: ตรวจสอบการรับแรงกดของพื้นที่ตอม่อ

| LRFD | ASD |
|------|-----|
|------|-----|

$$\phi_c P_p = \phi_c 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi_c 1.7 f'_c A_1 \quad \frac{P_p}{\Omega_c} = \frac{0.85 f'_c A_1}{\Omega_c} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \frac{1.7 f'_c A_1}{\Omega_c}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

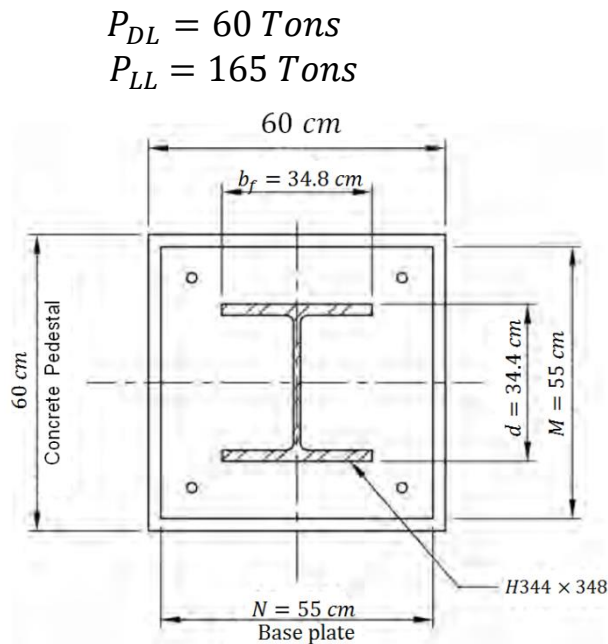
\*เป็น Factor ที่คูณเพื่อปรับค่า Load บนพื้นที่ตอม่อ

Ex.  $A_2 = 4A_1 \rightarrow \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$

# Column Base Plate Design Example

จากรูป แสดงรายละเอียดที่ฐานเสา ติดตั้งอยู่บนตอม่อคอนกรีต ที่มีกำลังรับแรงอัด 210 ksc และมีการติดตั้ง non-shrink grout เข้าไป  
 ด้านใต้แผ่นรองฐานเสา (base plate) โดยมีกำลังรับแรงอัด 280 ksc จงตรวจสอบว่า base plate เกรด SS400 จะสามารถรับแรงอัด  
 ได้หรือไม่

Step 4: ตรวจสอบการรับแรงกดของพื้นที่ตอม่อ



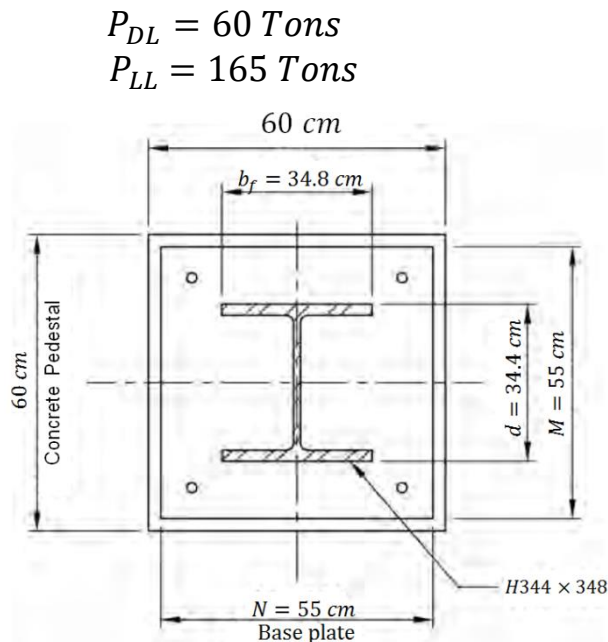
LRFD

$$\phi_c P_p = \phi_c 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi_c 1.7 f'_c A_1$$

# Column Base Plate Design Example

จากรูป แสดงรายละเอียดที่ฐานเสา ติดตั้งอยู่บนตอม่อคอนกรีต ที่มีกำลังรับแรงอัด 210 ksc และมีการติดตั้ง non-shrink grout เข้าไป ด้านใต้แผ่นรองฐานเสา (base plate) โดยมีกำลังรับแรงอัด 280 ksc จงตรวจสอบว่า base plate เกจ SS400 จะสามารถรับแรงอัด ได้หรือไม่

Step 4: ตรวจสอบการรับแรงกดของพื้นที่ตอม่อ



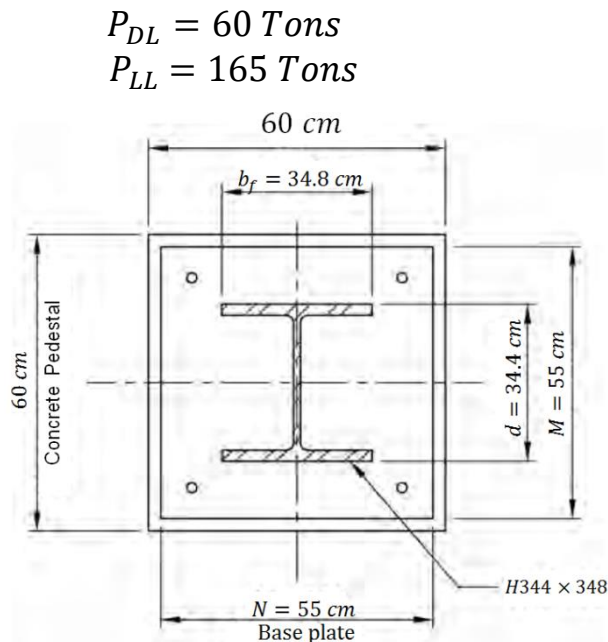
ASD

$$\frac{P_p}{\Omega_c} = \frac{0.85 f'_c A_1}{\Omega_c} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \frac{1.7 f'_c A_1}{\Omega_c}$$

# Column Base Plate Design Example

จากรูป แสดงรายละเอียดที่ฐานเสา ติดตั้งอยู่บนตอม่อคอนกรีต ที่มีกำลังรับแรงอัด 210 ksc และมีการติดตั้ง non-shrink grout เข้าไป  
 ด้านใต้แผ่นรองฐานเสา (base plate) โดยมีกำลังรับแรงอัด 280 ksc จงตรวจสอบว่า base plate เกรด SS400 จะสามารถรับแรงอัด  
 ได้หรือไม่

Step 5: หา Required base plate thickness ( $t_{min}$ )



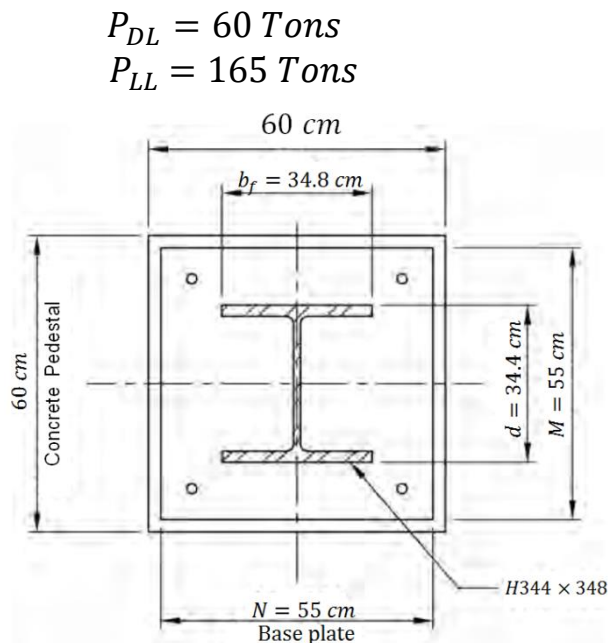
| LRFD                                                                       | ASD                                                                          |
|----------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| $t_{min} = l \sqrt{\frac{2f_{pu}}{0.90F_y}} \quad f_{pu} = \frac{P_u}{MN}$ | $t_{min} = l \sqrt{\frac{1.67(2f_{pa})}{F_y}} \quad f_{pa} = \frac{P_a}{MN}$ |
| $l = \max(m, n, \lambda n')$                                               |                                                                              |
| $\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$                      |                                                                              |
| $X = \left[ \frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c P_p}$      | $X = \left[ \frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{\Omega_c P_a}{P_p}$      |

Yield-line theory

# Column Base Plate Design Example

จากรูป แสดงรายละเอียดที่ฐานเสา ติดตั้งอยู่บนตอม่อคอนกรีต ที่มีกำลังรับแรงอัด 210 ksc และมีการติดตั้ง non-shrink grout เข้าไป ด้านใต้แผ่นรองฐานเสา (base plate) โดยมีกำลังรับแรงอัด 280 ksc จงตรวจสอบว่า base plate เกรด SS400 จะสามารถรับแรงอัด ได้หรือไม่

Step 5: หา Required base plate thickness ( $t_{min}$ )



LRFD

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2f_{pu}}{0.90F_y}}$$

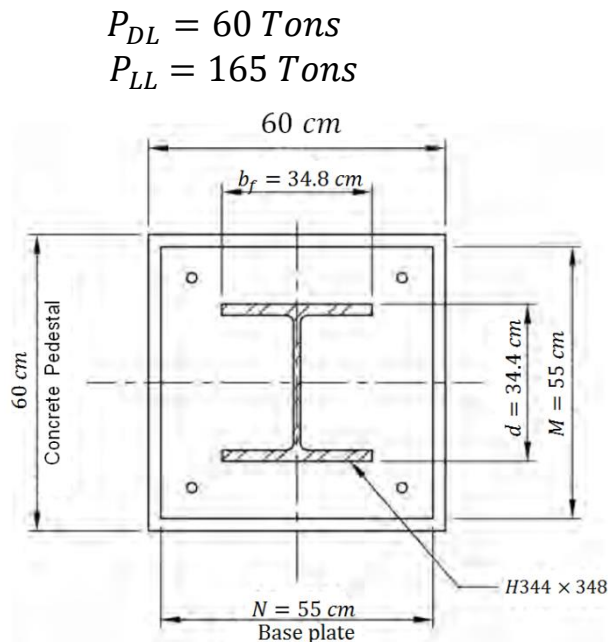
ASD

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{1.67(2f_{pa})}{F_y}}$$

# Column Base Plate Design Example

จากรูป แสดงรายละเอียดที่ฐานเสา ติดตั้งอยู่บนตอม่อคอนกรีต ที่มีกำลังรับแรงอัด 210 ksc และมีการติดตั้ง non-shrink grout เข้าไป  
 ด้านใต้แผ่นรองฐานเสา (base plate) โดยมีกำลังรับแรงอัด 280 ksc จงตรวจสอบว่า base plate เกรด SS400 จะสามารถรับแรงอัด  
 ได้หรือไม่

Step 5: หา Required base plate thickness ( $t_{min}$ )

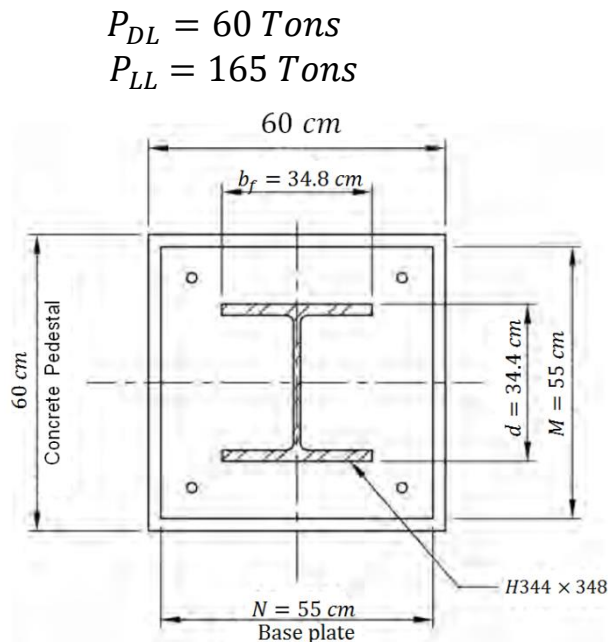


| LRFD                                                                                     | ASD                                                                                     |
|------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|
| $f_{pu} = \frac{P_u}{MN}$ $= \frac{336 \times 10^3}{55 \times 55}$ $= 111.1 \text{ ksc}$ | $f_{pa} = \frac{P_a}{MN}$ $= \frac{225 \times 10^3}{55 \times 55}$ $= 74.4 \text{ ksc}$ |

# Column Base Plate Design Example

จากรูป แสดงรายละเอียดที่ฐานเสา ติดตั้งอยู่บนตอม่อคอนกรีต ที่มีกำลังรับแรงอัด 210 ksc และมีการติดตั้ง non-shrink grout เข้าไป ด้านใต้แผ่นรองฐานเสา (base plate) โดยมีกำลังรับแรงอัด 280 ksc จงตรวจสอบว่า base plate เกรด SS400 จะสามารถรับแรงอัดได้หรือไม่

Step 5: หา Required base plate thickness ( $t_{min}$ )

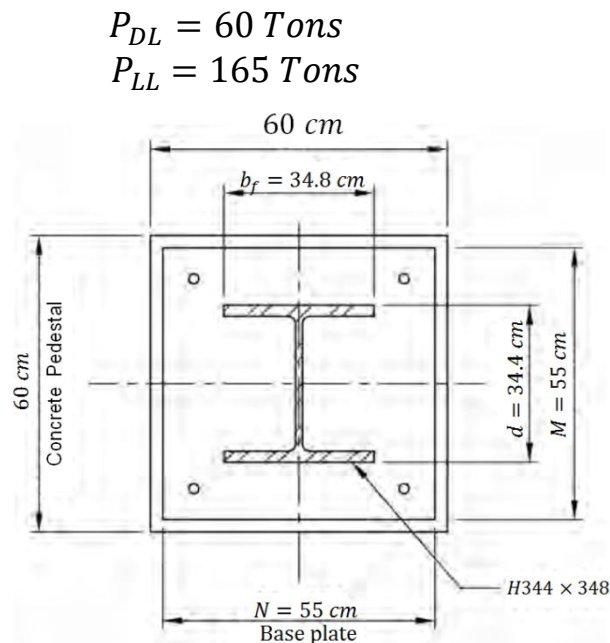


| LRFD                                                                                        | ASD                                                                                         |                                                                                                   |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $l = \max(m, n, \lambda n')$                                                                |                                                                                             |                                                                                                   |
| $m = \frac{M - 0.95d}{2}$ $= \left( \frac{55 - 0.95(34.4)}{2} \right)$ $= 11.16 \text{ cm}$ | $n = \frac{N - 0.8b_f}{2}$ $= \left( \frac{55 - 0.8(34.8)}{2} \right)$ $= 13.58 \text{ cm}$ | $n' = \frac{\sqrt{db_f}}{4}$ $= \left( \frac{\sqrt{(34.4)(34.8)}}{4} \right)$ $= 8.65 \text{ cm}$ |

# Column Base Plate Design Example

จากรูป แสดงรายละเอียดที่ฐานเสา ติดตั้งอยู่บนตอม่อคอนกรีต ที่มีกำลังรับแรงอัด 210 ksc และมีการติดตั้ง non-shrink grout เข้าไป ด้านใต้แผ่นรองฐานเสา (base plate) โดยมีกำลังรับแรงอัด 280 ksc จงตรวจสอบว่า base plate เกรด SS400 จะสามารถรับแรงอัดได้หรือไม่

Step 5: หา Required base plate thickness ( $t_{min}$ )



| LRFD                                         | ASD                                            |
|----------------------------------------------|------------------------------------------------|
| $l = \max(m, n, \lambda n')$                 |                                                |
| $l = \max(11.16, 13.58, 3.65)$               |                                                |
| $t_{min} = l \sqrt{\frac{2f_{pu}}{0.90F_y}}$ | $t_{min} = l \sqrt{\frac{1.67(2f_{pu})}{F_y}}$ |
| 111.1 ksc                                    | 74.4 ksc                                       |

A 3D rendering of a steel column base plate assembly. On the left, a solid model shows a blue square base plate with four yellow bolts, supporting a brown hexagonal column. On the right, a wireframe mesh model shows the same assembly, highlighting the structural geometry. The background is a light gray grid.

Base plate design อ้างอิง AISC 360  
และนวัตกรรมที่พัฒนาจากหลักการของ

Base plate

---

#WeLoveSteelConstruction

# General Concept

- เหมือนกับการออกแบบ steel connection ทั่วไป คือผู้ออกแบบ ต้องตรวจสอบรูปแบบการวิบัติทุก mode แล้วพิจารณาดูว่า mode การวิบัติ mode ใดมีกำลังรับแรงต่ำสุด mode นั้นเป็นตัว control พฤติกรรม
  - ✓ การวิบัติที่คอนกรีตที่มารองรับ
  - ✓ การวิบัติที่ base plate จาก bending และ yield line
  - ✓ การวิบัติที่ anchor bolt กรณีรับแรงเฉือน แรงดึง หรือ moment
  - ✓ การวิบัติที่รอยเชื่อม column กับ base plate กรณีรับแรงเฉือน แรงดึง หรือ moment
- “ความเสี่ยง” ของการวิบัติ
  - ✓ ขึ้นกับ ความซับซ้อนของการวิบัติ และความแปรปรวนของกำลังที่ทดสอบได้
  - ✓ นำไปพิจารณา ในรูปของค่า Factor of Safety ตามหลักการของ ASD และ ในรูปของ Resistance Factor ตามหลักการของ LRFD



# General Concept

- เหมือนกับการออกแบบ steel connection ทั่วไป คือผู้ออกแบบ ต้องตรวจสอบรูปแบบการวิบัติทุก mode แล้วพิจารณาดูว่า mode การวิบัติ mode ไหนมีกำลังรับแรงต่ำสุด mode นั้นเป็นตัว control พฤติกรรม

- ✓ การวิบัติที่คอนกรีตที่มารองรับ

$$\phi_c P_p = \phi_c (0.85 f'_c) A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi_c 1.7 f'_c A_1$$

- ✓ การวิบัติที่ base plate จาก bending และ yield line

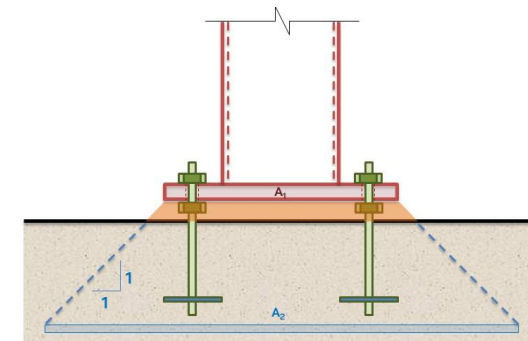
- ✓ การวิบัติที่ anchor bolt กรณีรับแรงเฉือน แรงดึง หรือ moment

- ✓ การวิบัติที่รอยเชื่อม column กับ base plate กรณีรับแรงเฉือน แรงดึง หรือ moment

- “ความเสี่ยง” ของการวิบัติ

- ✓ ขึ้นกับ ความฉับพลันของการวิบัติ และความแปรปรวนของกำลังที่ทดสอบได้

- ✓ นำไปพิจารณา ในรูปของค่า Factor of Safety ตามหลักการของ ASD และ ในรูปของ Resistance Factor ตามหลักการของ LRFD



$$\phi_c = 0.65$$

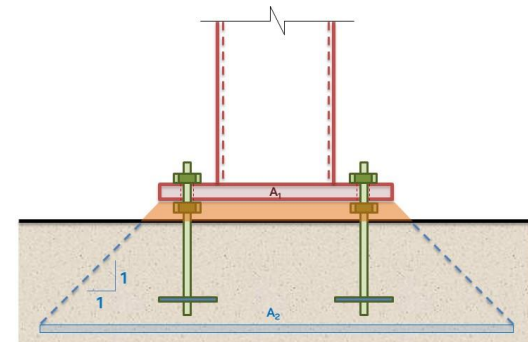
# General Concept

- เหมือนกับการออกแบบ steel connection ทั่วไป คือผู้ออกแบบ ต้องตรวจสอบรูปแบบการวิบัติทุก mode แล้วพิจารณาดูว่า mode การวิบัติ mode ใดมีกำลังรับแรงต่ำสุด mode นั้นเป็นตัว control พฤติกรรม

- ✓ การวิบัติที่คอนกรีตที่มารองรับ
- ✓ การวิบัติที่ base plate จาก bending และ yield line
- ✓ การวิบัติที่ anchor bolt กรณีรับแรงเฉือน แรงดึง หรือ moment
- ✓ การวิบัติที่รอยเชื่อม column กับ base plate กรณีรับแรงเฉือน แรงดึง หรือ moment

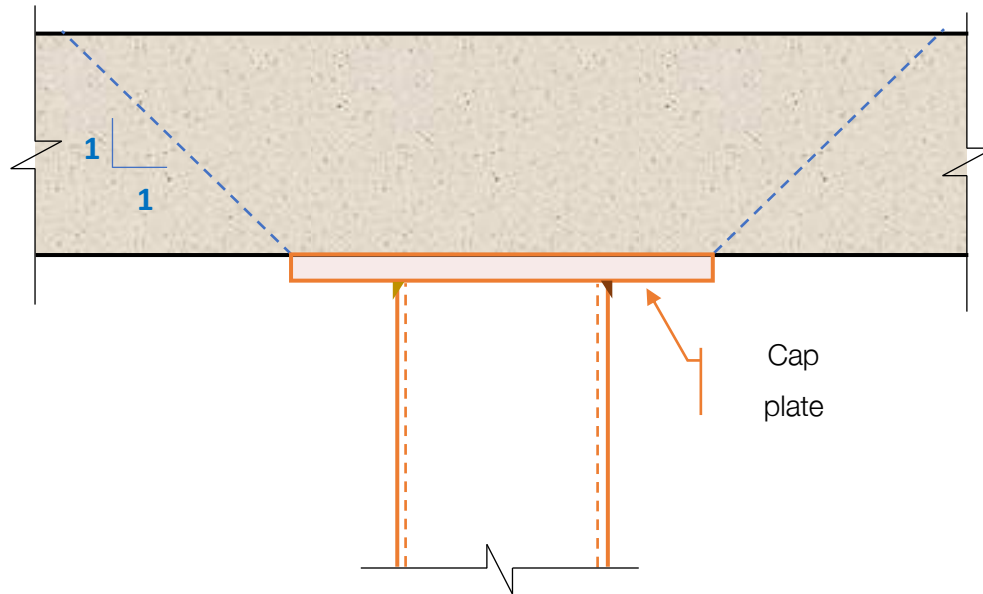
$$t_p = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y B N}}$$

- “ความเสี่ยง” ของการวิบัติ
  - ✓ ขึ้นกับ ความฉับพลันของการวิบัติ และความแปรปรวนของกำลังที่ทดสอบได้
  - ✓ นำไปพิจารณา ในรูปของค่า Factor of Safety ตามหลักการของ ASD และ ในรูปของ Resistance Factor ตามหลักการของ LRFD

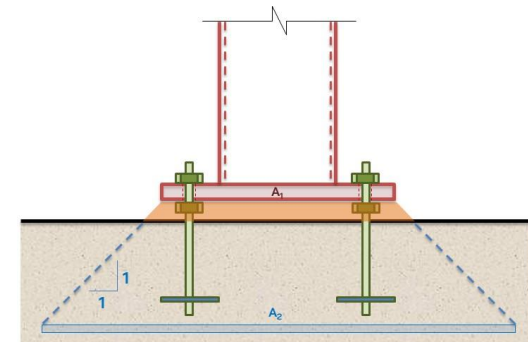


$$\phi = 0.90$$

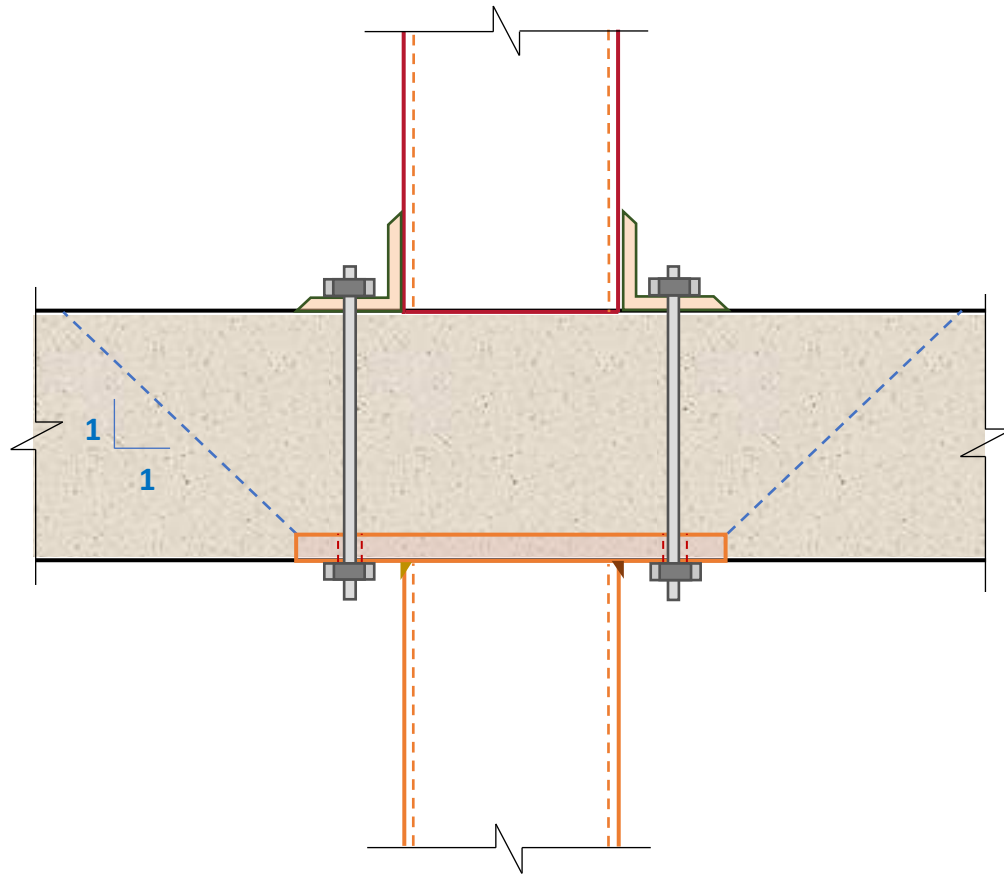
# เสารับพื้นคอนกรีต



โดยหลักการ ไม่ได้แตกต่างจากการออกแบบ base plate คือต้องพิจารณาทุก limit state โดยเฉพาะอย่างยิ่ง (1) **Concrete slab punching shear** (เพราะพื้นคอนกรีตมีความหนาจำกัด ไม่ได้วิบัติด้วย bearing failure ดังเช่น ตอม่อคอนกรีต) และ (2) **Cap plate bending**

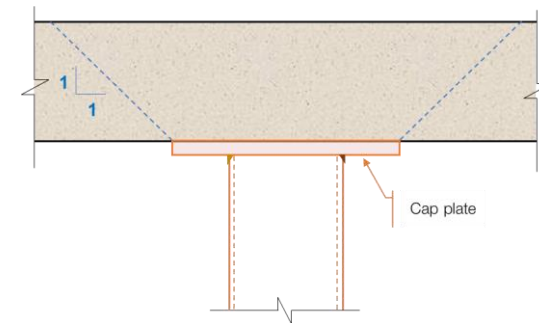


# เสารับพื้นคอนกรีต สำหรับอาคารหลายชั้น

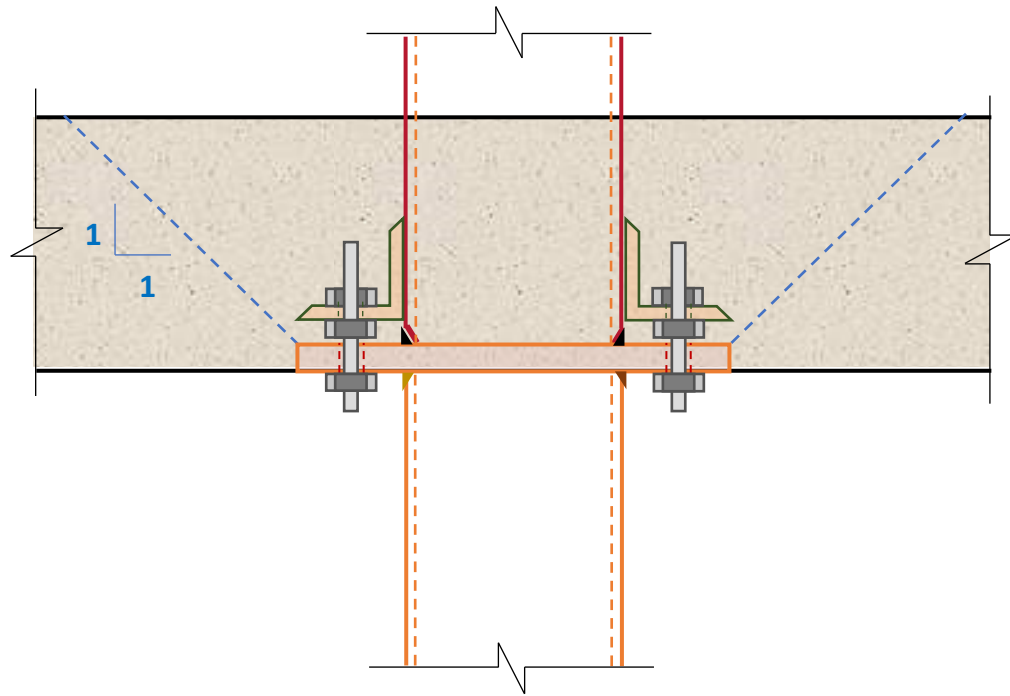


ด้วยต้องมีการติดตั้งเสาที่นอนบนสำหรับอาคารหลายชั้น จึงต้องมี connection สำหรับติดตั้งเสาที่นอนล่างเข้ากับเสาที่นอนบน จากรูปอาจใช้วิธีการติดตั้ง through bolt เพื่อยึดเสาที่นอนบนเข้ากับเสาที่นอนล่าง

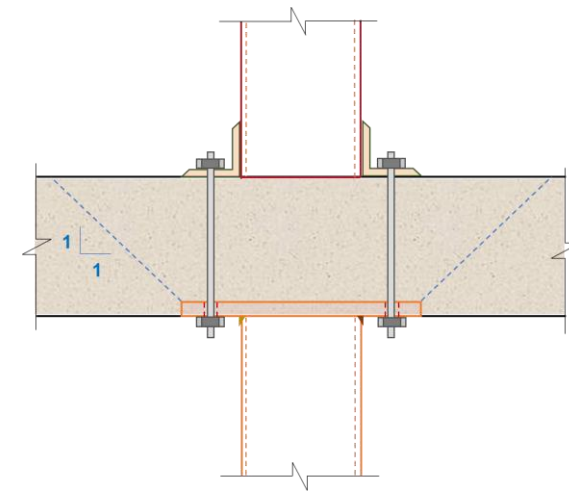
แต่วิธีการนี้ (1) ทำการก่อสร้างได้ค่อนข้างยาก ด้วยเหตุที่การปรับระดับ (elevation) ปรับพิกัด (coordinate) และ ปรับตั้ง (plumbness) ของเสาที่นอนบนทำได้ยาก และ (2) พื้นด้านบนมี connection ใหล่ออกมาจากพื้น เก็บงานสถาปัตยกรรมได้ยาก ดูเกะกะ รกสายตา

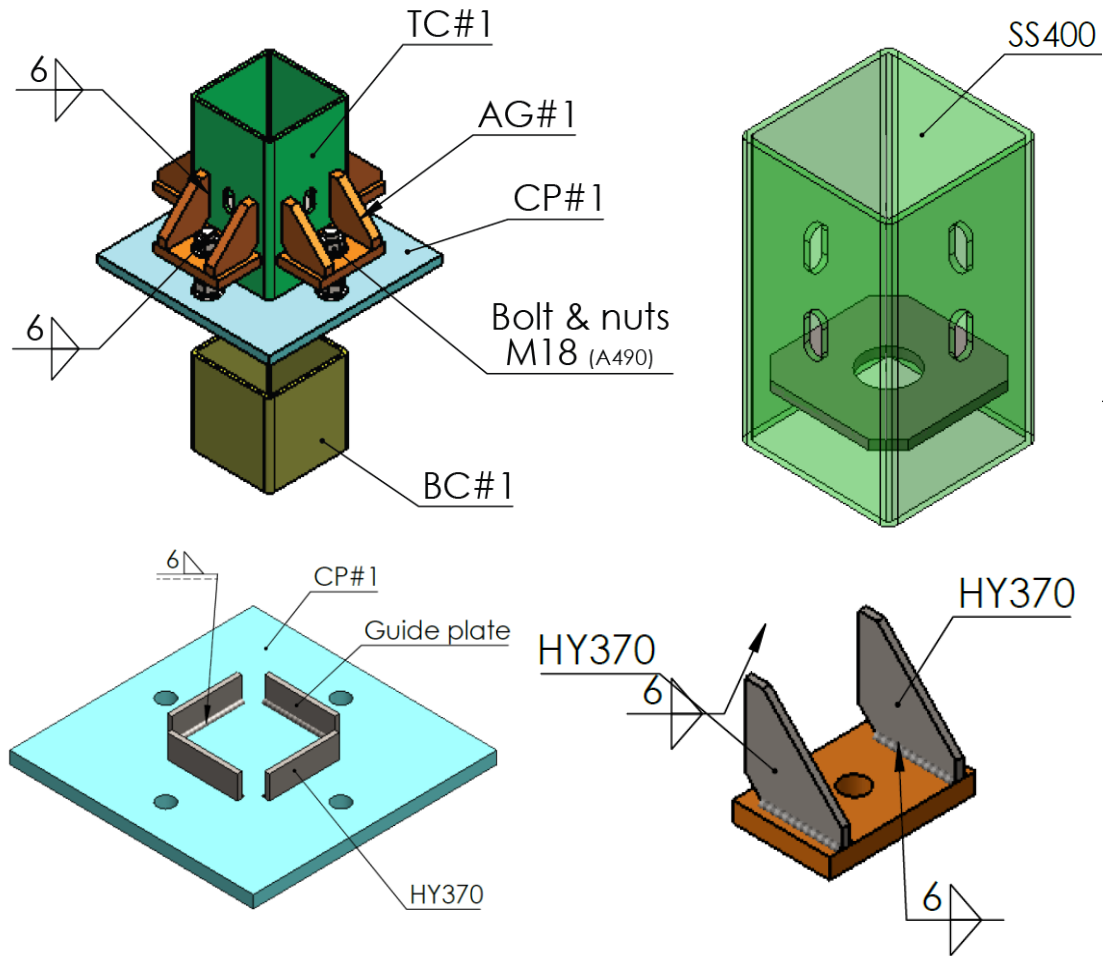


# เสารับพื้นคอนกรีต สำหรับอาคารหลายชั้น



เพื่อแก้ไขปัญหาดังกล่าว จึงพิจารณาเปลี่ยนแปลงรูปแบบ connection ใหม่ โดยติดตั้งเสาท่อนบนเข้ากับเสาท่อนล่างที่ระดับล่างของพื้นคอนกรีต (bottom of concrete slab) ก่อนการเทคอนกรีต โดยมี leveling nut เพื่อช่วยปรับระดับ และปรับตั้ง ตลอดจนมี guide plate ด้านใน เพื่อช่วยปรับพิกัด ระบบนี้จะช่วยให้พื้นด้านล่าง ไม่มี connection ที่ระดับพื้น สามารถเก็บงานสถาปัตยกรรมได้ง่าย



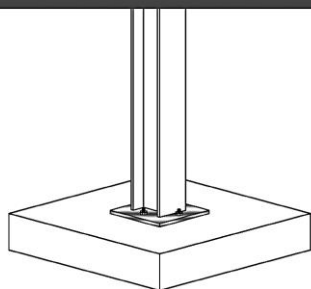




Steel Design Guide

## Base Plate and Anchor Rod Design

Second Edition



### 3.1.3 Base Plate Yielding Limit (HSS and Pipe)

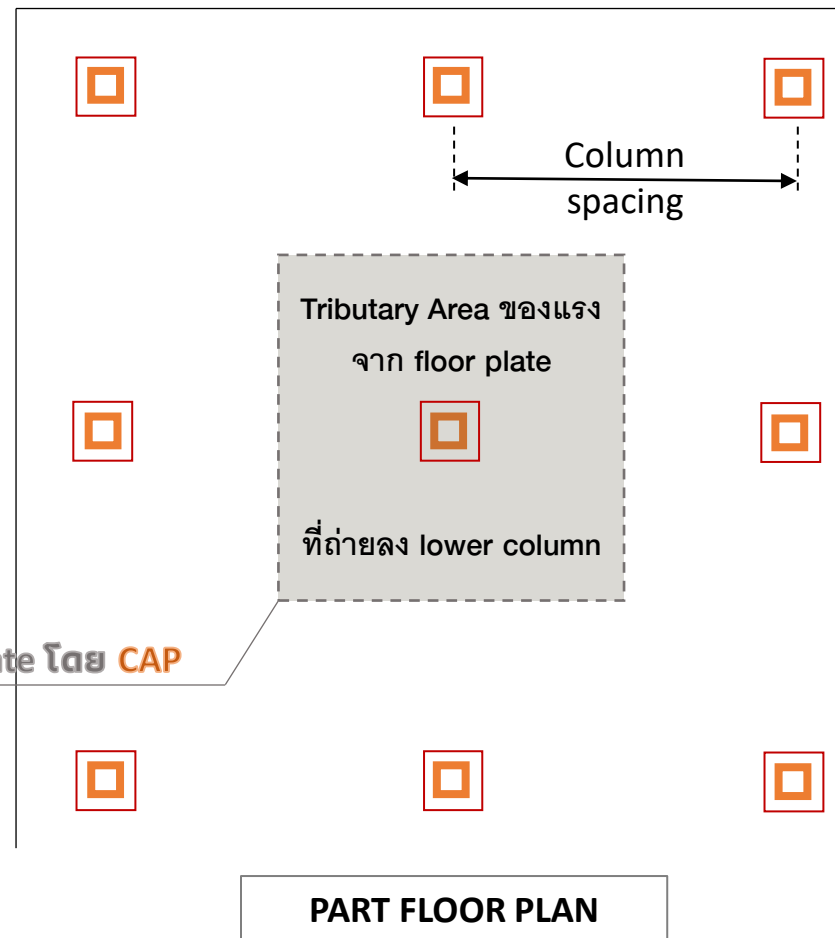
For HSS columns, adjustments for  $m$  and  $n$  must be made (DeWolf and Ricker, 1990). For rectangular HSS, both  $m$  and  $n$  are calculated using yield lines at 0.95 times the depth and width of the HSS. For round HSS and Pipe, both  $m$  and  $n$  are calculated using yield lines at 0.8 times the diameter. The  $\lambda$  term is not used for HSS and Pipe.

**Let's run simple parametric study to find cap plate thickness ( $t_p$ )**

$F_y = 370 \text{ MPa (3,700 ksc)}$   
 $DL = 400 \text{ kg/m}^2 \text{ LL} = 300 \text{ kg/m}^2$   
 Column & cap plate are square.  
 Cap plate width is 60 cm x 60 cm.

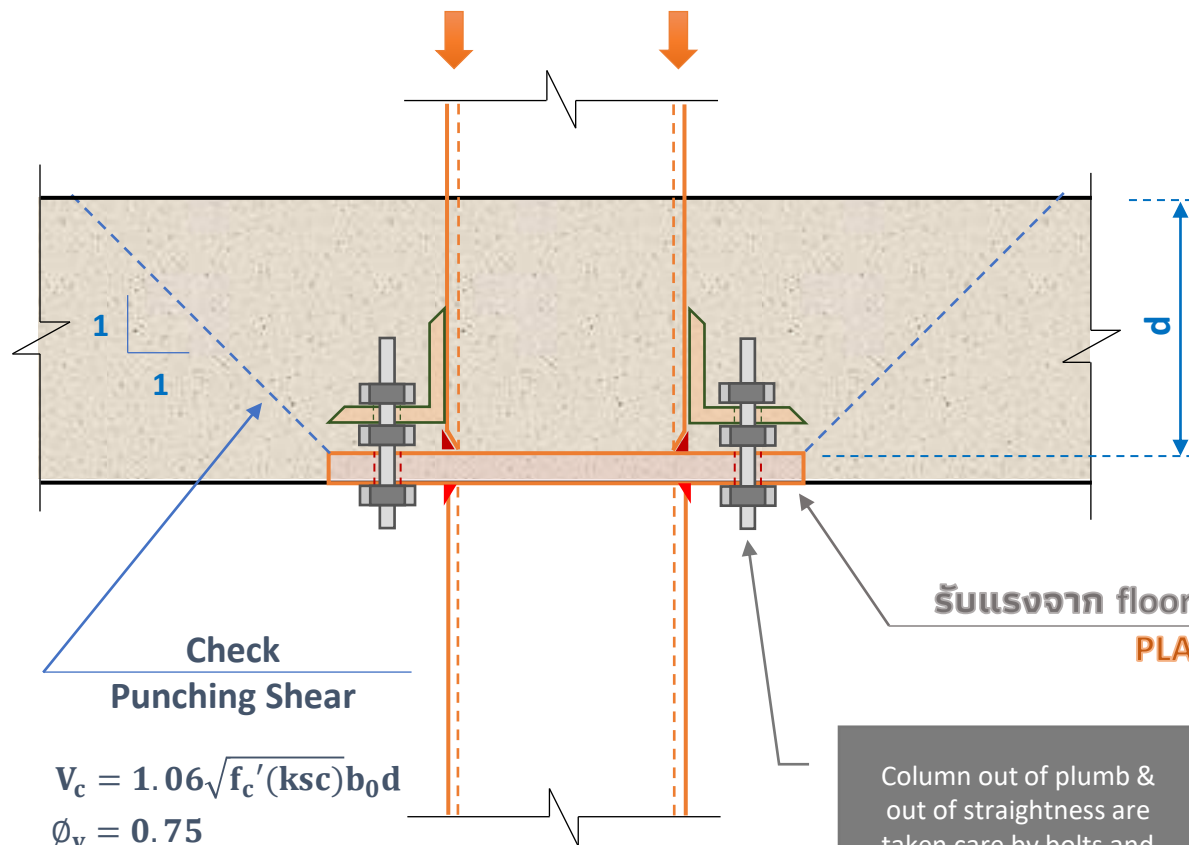
Min Cap Plate Thickness ( $t_p$ ), cm

| Column       | 250 x 250 | 275 x 275 | 300 x 300 |
|--------------|-----------|-----------|-----------|
| 7 m spacing  | 1.61      | 1.50      | 1.40      |
| 8 m spacing  | 1.84      | 1.71      | 1.59      |
| 9 m spacing  | 2.06      | 1.93      | 1.79      |
| 10 m spacing | 2.29      | 2.14      | 1.99      |





แรงที่ถ่ายลง column จาก upper floor  
ถ่ายเข้าสู่ lower column โดยตรง



$$V_c = 1.06\sqrt{f'_c(\text{ksc})}b_0d$$

$$\phi_v = 0.75$$

$$\Omega = 2.0$$

Let's run simple parametric study to find punching shear capacity  
(without shear reinforcement)

$f'_c = 300 \text{ ksc}$   
 $DL = 400 \text{ kg/m}^2$   $LL = 300 \text{ kg/m}^2$   
 Column & cap plate are square.  
 Cap plate width is  $60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$ , hence  $b_0 = 4(\text{cap plate width} + d)$ .

Allowable Punching Shear Capacity, Tons

| Depth, d | $f'_c$ 300 ksc | $f'_c$ 360 ksc | $f'_c$ 420 ksc |
|----------|----------------|----------------|----------------|
| 20 cm    | 72.1           | 79.0           | 85.3           |
| 22 cm    | 82.7           | 90.6           | 97.8           |
| 24 cm    | 93.7           | 102.6          | 110.9          |
| 26 cm    | 105.1          | 115.2          | 124.4          |

Min Cap Plate Thickness ( $t_p$ ), cm

| Column       | 250 x 250 | 275 x 275 | 300 x 300 |
|--------------|-----------|-----------|-----------|
| 7 m spacing  | 1.61      | 1.50      | 1.40      |
| 8 m spacing  | 1.84      | 1.71      | 1.59      |
| 9 m spacing  | 2.06      | 1.93      | 1.79      |
| 10 m spacing | 2.29      | 2.14      | 1.99      |



### การคำนวณความหนา ( $t_p$ ) ของเหล็กแผ่นปิดหัวเสา (cap plate) รับพื้นคอนกรีตท้องเรียบ

**สมมติ**

- DL = 400 kg/m<sup>2</sup>
- LL = 300 kg/m<sup>2</sup>
- $\gamma_{conc} = 2,400$  kg/m<sup>3</sup>
- $f_{y, plate} = 3,700$  kg/cm<sup>2</sup>
- B x N = 60 x 60 cm

จะได้อั  $t_p = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y B N}}$

$w_u = 12DL + 1.6LL = 12(400) + 1.6(300) = 960$  kg/m<sup>2</sup>

ถ้า column spacing = 7 m เสาจะรับแรงจากพื้น

$P_u = w_u \times (7 \times 7) = 47040$  kg

สมมติ ใช้เสานขนาด d x d = 250 mm x 250 mm หน้า 6 mm

| Column     | 250 x 250 | 275 x 275 | 300 x 300 |
|------------|-----------|-----------|-----------|
| $l$ (cm)   | 18.1      | 16.9      | 15.8      |
| $t_p$ (cm) | 1.61      | 1.50      | 1.40      |
|            | 1.84      | 1.71      | 1.59      |
|            | 2.06      | 1.93      | 1.79      |
|            | 2.29      | 2.14      | 1.99      |

ถ้า column spacing = 7 m เสาจะรับแรงจากพื้น

$P_u = w_u \times (7 \times 7) = 47040$  kg

จะได้อั  $t_p = 18.125 \sqrt{[(2 \times 47,040) / (0.9 \times 3,700 \times 60 \times 60)]} = 1.61$  cm

### การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของพื้นคอนกรีตท้องเรียบที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

**สมมติ**

- LL = 300 kg/m<sup>2</sup>
- $\gamma_{conc} = 2,400$  kg/m<sup>3</sup>
- $f_{y, plate} = 3,700$  kg/cm<sup>2</sup>
- B x N = 60 x 60 cm
- Slab thk = 22 cm
- DL = 528 kg/m<sup>2</sup>
- d = 22 - 3 = 19 cm
- $f_c' = 300$  ksc

$V_c = 1.06 \sqrt{f_c'} (ksc) b_0 d$

$\phi_v = 0.75$

$\Omega = 2.0$

$\psi V_c = (0.75) \times 1.06 \sqrt{300} \times [4(60+19) \times 19] = 82673.9$  kg = 82.7 Tons

ถ้า column spacing = 7 m เสาจะรับแรงจากพื้น

$P_u = w_u \times (7 \times 7) = 54566.4$  kg

แรงเฉือนทะลุ (punching shear) ที่เกิดขึ้นที่หน้าตัด critical section

$V_u = P_u - w_u \times \text{area within punching} = 54566.4 - (1113.6 \times [4 \times (60 + 19) / 100 \times 19 / 100]) = 53897.795$  kg = 53.9 Tons

| Punching shear area depth (cm) | (cm <sup>2</sup> ) | $f_c' (ksc)$ |       |       |
|--------------------------------|--------------------|--------------|-------|-------|
|                                |                    | 300          | 360   | 420   |
| 20                             | 5236               | 72.1         | 79.0  | 85.3  |
| 22                             | 6004               | 82.7         | 90.6  | 97.8  |
| 24                             | 6804               | 93.7         | 102.6 | 110.9 |
| 26                             | 7636               | 105.1        | 115.2 | 124.4 |

Reference

<https://www.facebook.com/welovesteeelconstruction/posts/1466183840434506>



<https://www.facebook.com/welovesteeelconstruction/posts/1466239463762277>





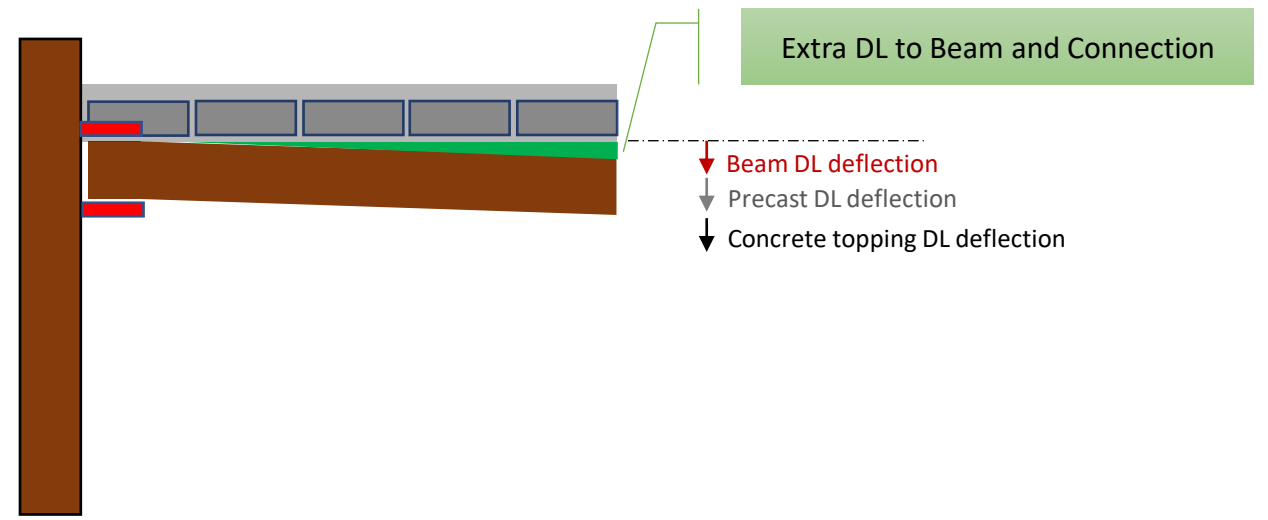
## POSTCONNEX คืออะไร?

ระบบเสาต่อเหล็กรับแรงในแนวตั้ง หรือ gravity column ที่มาพร้อมกับระบบจุดต่อที่ถูกซ่อนอยู่ในพื้นคอนกรีตที่อำนวยความสะดวกติดตั้ง และถ่ายแรงได้อย่างปลอดภัย

# Wyndham Residence at Nai-Harn Beach







หากต้องการสอบถาม หรือต้องการข้อมูลเพิ่มเติม สามารถติดต่อมาได้ที่

ณัฐพล สุทธิธรรม

บมจ. สหวิริยาสตีลอินดัสตรี (SSI)

Email: [nuttapons@isit.or.th](mailto:nuttapons@isit.or.th)

[nuttapons@ssi-steel.com](mailto:nuttapons@ssi-steel.com)

[nuttapon.suttitam@gmail.com](mailto:nuttapon.suttitam@gmail.com)

Line ID: @060tlizi

<https://construction-forum.ssi-steel.com>

YouTube: [www.youtube.com/c/WeLoveSteelConstruction](http://www.youtube.com/c/WeLoveSteelConstruction)

Facebook: [www.facebook.com/WeLoveSteelConstruction](http://www.facebook.com/WeLoveSteelConstruction)



# การออกแบบ โครงสร้างคอมโพสิท

We  Steel Construction

3<sup>rd</sup> Mini Course

May 23, 2024



23 MAY 2024  
10:00 - 12:00 u

Mini Course:  
การออกแบบโครงสร้างคอมโพสิท  
(เสากรอกคอนกรีต คานเหล็กรับพื้น  
คอนกรีต ฯลฯ) **(Free + 2 CPD)**

we love steel construction มีความยินดีที่จะ  
เสนอคอร์สพิเศษเพื่อช่วยเพิ่มความเข้าใจในหัวข้อ "การ  
ออกแบบโครงสร้างคอมโพสิท" ซึ่งเป็นเรื่องนี้อาจทำให้  
วิศวกรโครงสร้างกลัวหรือสับสนได้ โดยเฉพาะเมื่อ  
ต้องการผสมกันของวัสดุที่มีคุณสมบัติแตกต่างกัน  
เราเข้าใจว่าความเข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมของ  
โครงสร้างชนิดนี้เป็นสิ่งสำคัญ ดังนั้นเราจัดคอร์สเพื่อ  
ให้คำแนะนำและตอบข้อสงสัยในประเด็นนี้โดยไม่มีค่าใช้จ่าย  
หวังว่าคุณจะได้รับข้อมูลและความเข้าใจที่มี  
ประโยชน์จากคอร์สนี้ค่ะ!

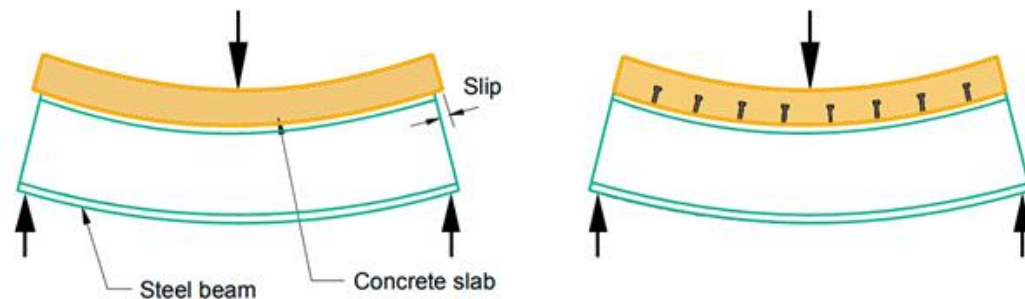
กดเพื่อลงทะเบียน



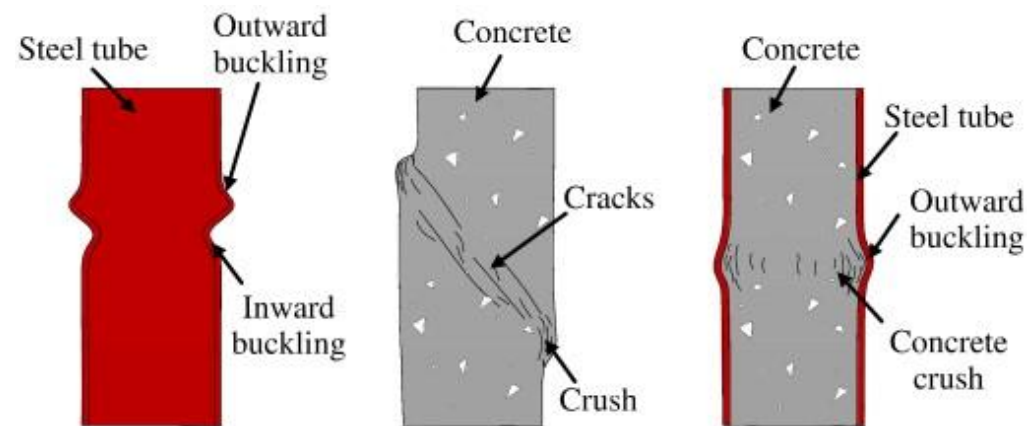
# Composite system

#WeLoveSteelConstruction

- ระบบ (โครงสร้าง) วัสดุผสม เป็นระบบที่ใช้วัสดุมากกว่า 1 ประเภท มาช่วยรับแรงภายในโครงสร้าง ซึ่งสามารถประยุกต์ใช้ได้กับทั้ง flexural member (คาน) หรือ compression member (เสา)
- สำหรับคานเหล็กคอมโพสิตกับพื้นคอนกรีต เมื่อคานรับแรงเกิดการดัดตัว จะเกิดส่วนที่รับแรงอัด และส่วนที่รับแรงดึง การออกแบบคานเหล็กคอมโพสิต ให้พิจารณาเหล็กเป็นส่วนรับแรงดึง และคอนกรีต (ซึ่งรับแรงดึงได้น้อยจนถึงว่ารับไม่ได้) เป็นส่วนรับแรงอัด
- สำหรับเสาเหล็กคอมโพสิตกับคอนกรีต ในหลายประเทศ โดยเฉพาะญี่ปุ่นนิยมใช้เสาท่อเหล็กกรอกด้วยคอนกรีต เรียกว่าระบบ CFT = Concrete Filled Steel Tube โดยเหล็กมาช่วยเพิ่ม restraining ไม่ให้คอนกรีตระเบิดออก และคอนกรีตมาช่วยเพิ่ม confining ไม่ให้เหล็กเกิดการโค้งงอเฉพาะที่ (local "inward" buckling)



Ref: <https://www.masterseries.com/blog/2019/calculating-the-shear-connection-of-a-composite-beam-to-eurocode-4>



Ref: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0143974X14000996>

# Composite Beam - 1

#WeLoveSteelConstruction

- การก่อสร้างคานเหล็กคอมโพสิตกับพื้นคอนกรีต โดยทั่วไปจะเริ่มจากการติดตั้งคานเหล็ก แล้ววางไม้แบบ ซึ่งอาจใช้ metal deck แล้วจึงติดตั้ง shear stud เพื่อถ่าย shear flow จากนั้นจึงเทคอนกรีตพื้น
- สิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณาคือ “ลำดับการก่อสร้าง” หรือ construction sequence เพราะเมื่อคอนกรีตพื้นยังไม่แข็งตัว composite action ก็ยังไม่เกิดขึ้น เพราะคอนกรีตยังไม่สามารถรับแรงอัดได้ ดังนั้นในระหว่างการเทและการรอให้คอนกรีตพื้นแข็งตัว พฤติกรรมของคานเหล็กจะยังเป็น non composite
- นอกจากนี้ วิศวกรผู้ออกแบบยังต้องพิจารณา “จำนวนช่วงพาด” หรือ span ที่ metal deck วางบนคาน เพราะการวางพาดช่วงเดียว จะส่งผลต่อ moment และ deflection ที่สูงกว่า การวางพาดหลายช่วง



Ref: <https://www.shearstudwelding.com/design-and-testing-requirement-for-shear-connectors-studs-in-composite-construction/>



Ref: <https://www.structuremag.org/?p=12090>

# Composite Beam - 2

#WeLoveSteelConstruction

- การออกแบบ concrete metal deck composite steel beam ยังต้องพิจารณาถึง **ปริมาณเหล็กเสริม กั้นร้าว** ซึ่งปกติจะใช้ “ลวดตะแกรงเหล็ก” หรือ wire mesh ซึ่งทำหน้าที่ “ป้องกันการแตกร้าวจากการหดตัวของคอนกรีต (shrinkage crack)” ซึ่งแนวปฏิบัติทั่วไปแนะนำ **ปริมาณ reinforcement ไว้ราว 1.0 – 1.6%**
- และด้วยงานก่อสร้าง อาจต้องมีการรื้อยถ่อสายไป หรือทำ “ช่องเปิด” ทะลุผ่านแผ่นพื้น ซึ่งจำเป็นต้องมีการทำ “box-out” ก่อนนการเทคอนกรีต และเมื่อคอนกรีตแข็งตัว จึงทำการตัด metal deck ออก โดย **ห้ามตัด metal deck ก่อนการเทคอนกรีต** เพราะ metal deck ซึ่งเป็น 1-way flexural member เมื่อถูกตัดออกจะสูญเสีย strength และ stiffness ไปมาก ทั้งนี้ ผู้ออกแบบอาจต้องพิจารณาเสริมกำลังรอบช่องเปิดตามสมควร หากต้องทำ floor opening



Ref: <https://smdltd.co.uk/what-is-mesh-reinforcement-for/>

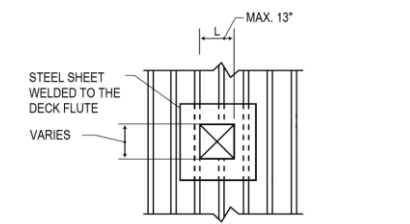


Figure 9 — Strengthening the edges of opening with steel sheets

c) Steel framing per Figure 10 can be used if the openings are larger than 13", but smaller than 2' perpendicular to deck

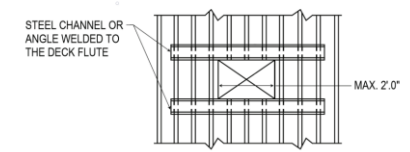


Figure 10 — Strengthening the edges of opening with steel frames

Ref: [https://www.hilti.com/medias/sys\\_master/documents/hb7/h6f/9504602849310/Technical-information-ASSET-DOC-LOC-10811801.pdf](https://www.hilti.com/medias/sys_master/documents/hb7/h6f/9504602849310/Technical-information-ASSET-DOC-LOC-10811801.pdf)

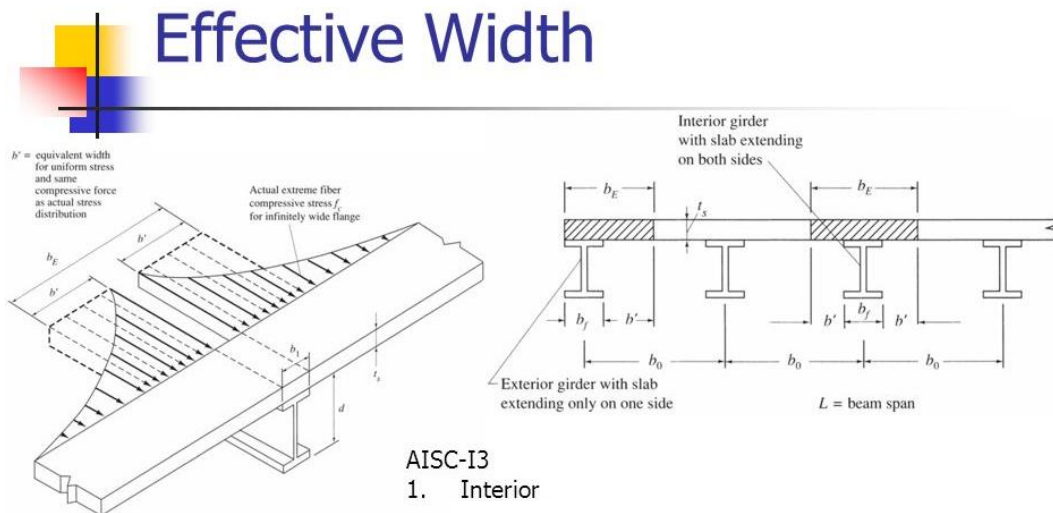
# Composite Beam - 3

#WeLoveSteelConstruction

- ในส่วนของการคำนวณหากำลังรับแรงของ concrete composite steel beam วิศวกรผู้ออกแบบต้องมีความเข้าใจ ถึง

1) วิธีการแปลง concrete ให้เป็น steel material ตามหลักของ compatibility ที่พิจารณาว่า composite beam เมื่อเกิดการดัดตัว เหล็กและคอนกรีตจะเสียรูปไปพร้อมๆ กัน โดยหลักในการพิจารณาต้องเทียบสัดส่วนของ elastic modulus (E) ของเหล็กเทียบกับคอนกรีต เรียกว่า modular ratio ( $E_s/E_c$ )

2) เกณฑ์ในการพิจารณาขอบเขตของพื้นคอนกรีต เรียกว่า "ความกว้างประสิทธิผล (effective width)" โดยอ้างอิง AISC 360 จะพิจารณาจาก ค่าต่ำสุดของผลรวมในแต่ละด้านที่คิดจาก (a) 1/8 ของความยาวคานวัดจากศูนย์กลางของฐานรองรับ (b) 1/2 ของระยะห่างระหว่างคานเหล็กที่อยู่ติดกัน (c) ระยะจากกึ่งกลางคานถึงขอบพื้น



AISC-I3

1. Interior

$$B_E \leq b_0 \text{ (for equal beam spacing)}$$

2. Exterior

$$B_E \leq L/8 + (\text{dist from beam center to edge of slab})$$

$$B_E \leq b_0/2 + (\text{dist from beam center to edge of slab})$$

Ref: <https://slideplayer.com/slide/9424635/>

## 1a. Effective Width

The effective width of the concrete slab shall be the sum of the effective widths for each side of the beam centerline, each of which shall not exceed:

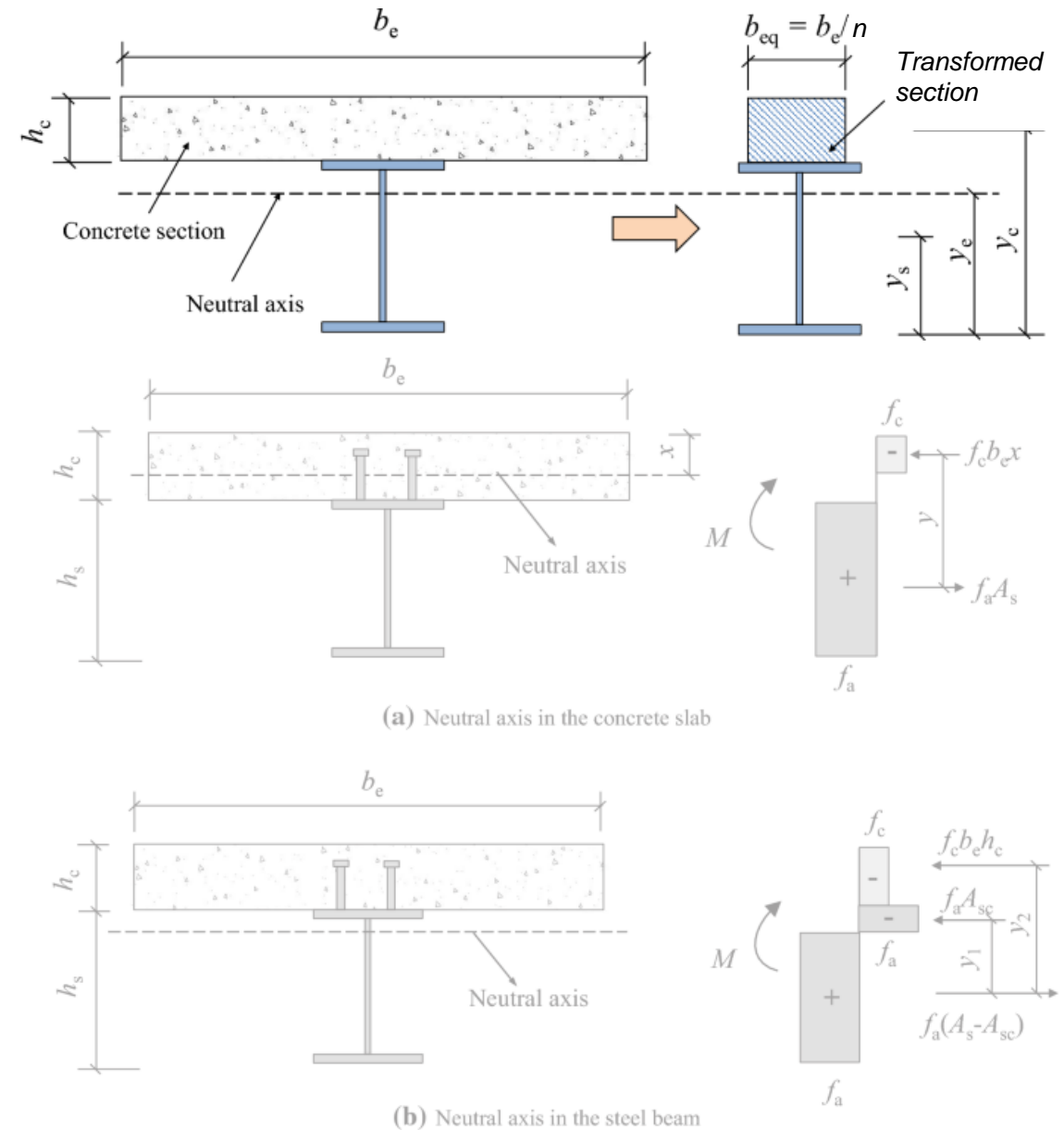
- (a) one-eighth of the beam span, center-to-center of supports;
- (b) one-half the distance to the centerline of the adjacent beam; or
- (c) the distance to the edge of the slab.

Ref: AISC 360 (2016), Chapter I3: Design of Composite Members - Flexure

# Composite Beam - 4

#WeLoveSteelConstruction

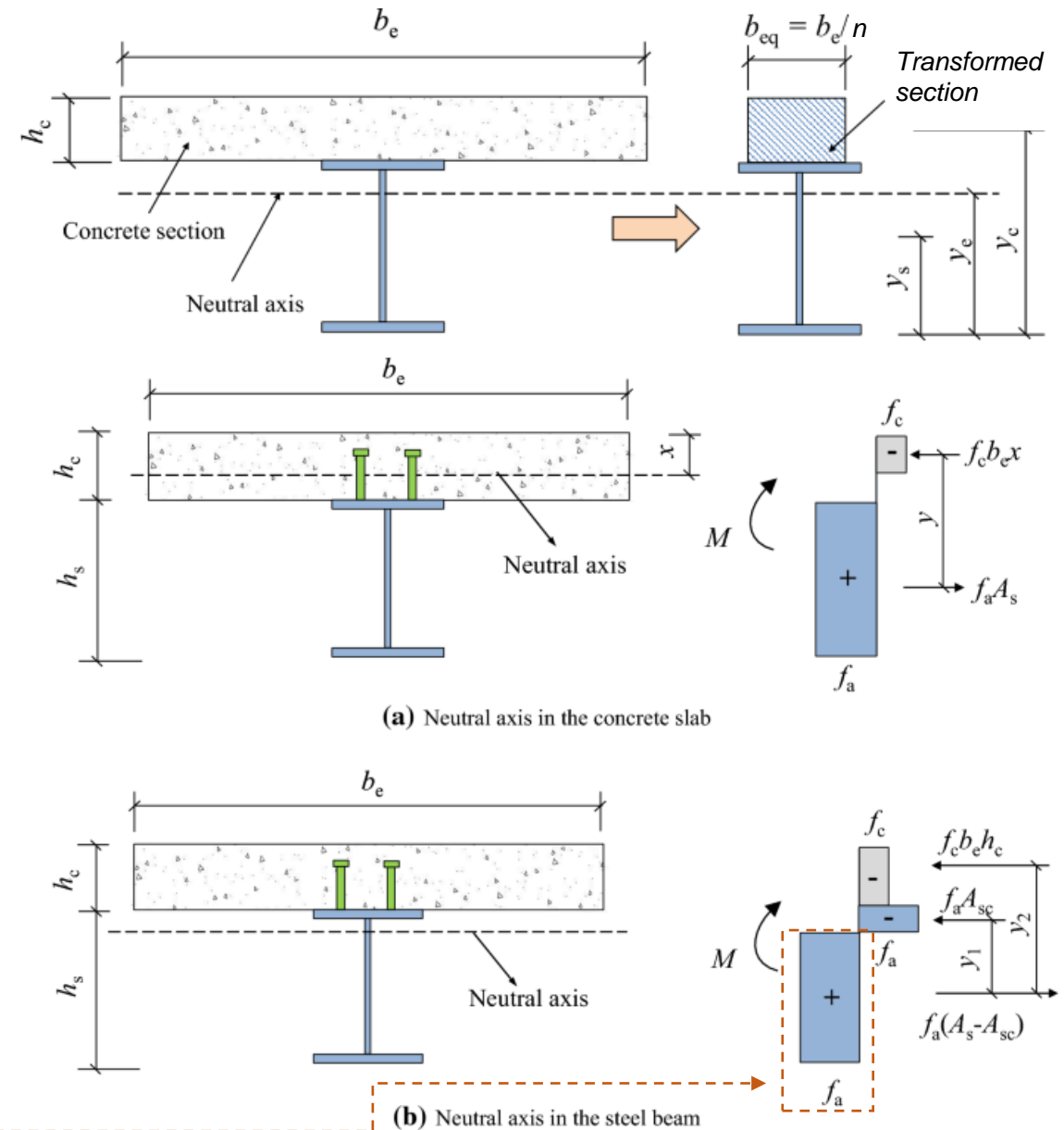
- เมื่อสามารถหา effective width,  $b_e$  ได้แล้ว ก็ทำการแปลงหน้าตัดจากคอนกรีตให้เป็นเหล็ก โดยหลักการคือ “เมื่อเกิดการดัดตัว คอนกรีตก็จะ remain plane เดียวกับคานเหล็ก” ตามหลักการของ beam theory
- การที่จะคงระนาบเดียวกันได้นั้น ส่วนของ concrete slab ต้องเกิด compressive strain ที่สอดคล้องกับการดัดตัวของ composite beam ดังนั้น เพื่อให้เกิด compatibility ของเหล็กกับคอนกรีต ก็ต้องแปลงพื้นที่คอนกรีต ที่กว้าง  $b_e$  ให้เล็กลงด้วยค่า modular ratio =  $n = E_{\text{steel}}/E_{\text{concrete}} = E_s/E_c$  ทำให้ composite beam มีความกว้างตรงส่วนคอนกรีตเท่ากับ  $b_e/n$
- จากนั้น จึงทำการคำนวณหา transformed section property เช่น moment of inertia ( $I_{\text{transformed}}$ ) เพื่อหาค่าการแอ่นตัวที่สะท้อน stiffness ของคานต่อไป



# Composite Beam - 5

#WeLoveSteelConstruction

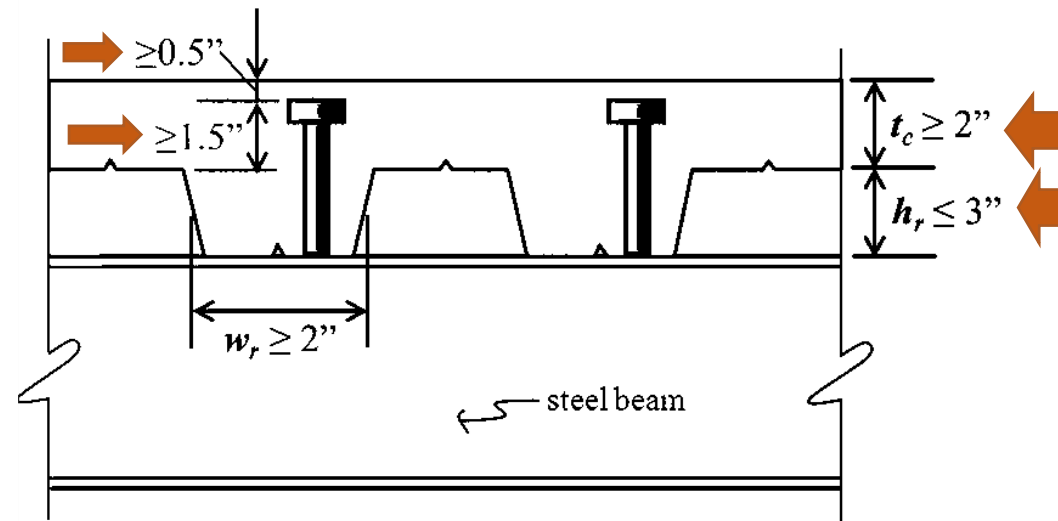
- การหาค่ารับโมเมนต์ดัดของ composite beam นั้น จะต้องพิจารณามุมเงี้ยวที่สำคัญคือ concrete slab ต้องรับ compression (positive moment) โดยอาจเป็นไปได้ว่าตำแหน่งแกนสะเทิน neutral axis จะอยู่ที่ concrete หรือที่ steel ซึ่งหากอยู่ที่ concrete จะส่งผลให้ส่วนของ concrete ที่เกิด tension หายไป ด้วยเงี้ยวคือ concrete ไม่รับ tension
- ทั้งนี้วิศวกรผู้ออกแบบต้องพิจารณา steel beam web slenderness =  $h/t_w$  โดยหากเป็น compact web หรือ  $h/t_w \leq 3.76 \sqrt{E/F_y}$  ก็สามารถพิจารณา plastic stress distribution ได้เลย แต่หาก  $h/t_w > 3.76 \sqrt{E/F_y}$  วิศวกรก็ต้องพิจารณา elastic stress distribution ในการคำนวณหา moment capacity ของ composite beam เพราะจะเกิด local buckling กับ compact web ส่งผลให้ web รับ stress ไม่ถึง  $F_y$



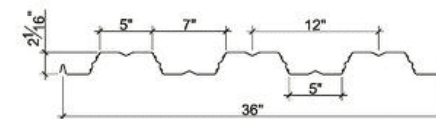
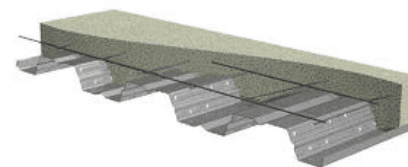
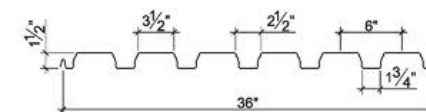
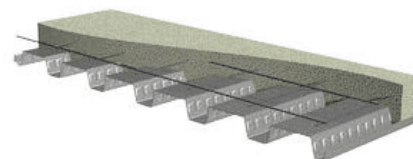
# Composite Beam - 6

#WeLoveSteelConstruction

- การนำ metal deck มาใช้เพื่อเป็น composite beam นั้น จะต้องเป็นไปตามเงื่อนไขดังต่อไปนี้ (AISC 360-16)
  - a) ความสูงของลอน ( $h_r$ ) ไม่เกิน 75 mm ความกว้างเฉลี่ยของลอน ( $w_r$ ) ไม่น้อยกว่า 50 mm
  - b) ต้องติดตั้ง headed stud ด้วยการเชื่อมเข้ากับ steel beam โดยตรงหรือทะลุผ่าน metal deck เข้าไปที่ steel beam โดยต้อง สูงกว่าลอนอย่างน้อย 38 mm แต่ต่ำกว่าระดับผิวคอนกรีตอย่างน้อย 13 mm
  - c) คอนกรีตบน metal deck ต้องสูงเหนือระดับลอน ( $t_c$ ) อย่างน้อย 50 mm
  - d) Metal deck ต้องเชื่อมติดเข้ากับฐานรองรับ โดยมี ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางการเชื่อม ไม่เกิน 450 mm โดยอาจเชื่อมด้วย headed stud หรือ เชื่อมเต็มเข้ากับ คานโดยตรง



Ref: <https://slideplayer.com/slide/3544102/>



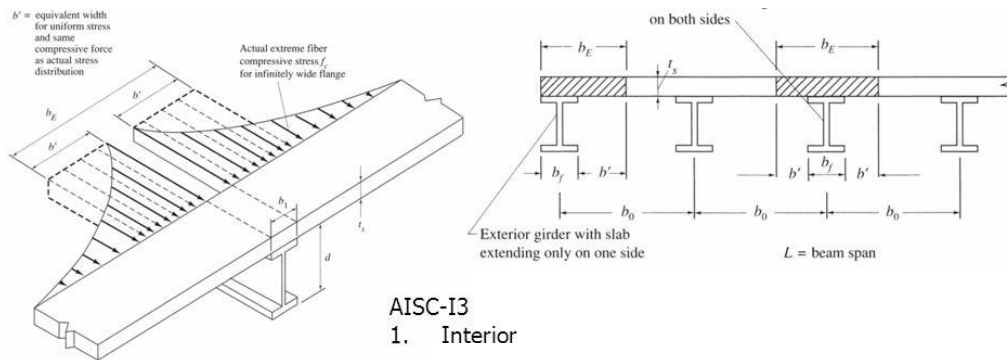
Ref: <https://blog.metaldeck.com/metal-deck-for-concrete>

# Composite Beam - 7

#WeLoveSteelConstruction

- การถ่ายแรงระหว่าง concrete deck และ steel beam ซึ่งจะเกิดแรงเฉือนในแนวนอน  $V'$

- เมื่อเกิด  $M^+$  กับ composite beam แรงเฉือนระหว่าง concrete deck กับ steel beam จะถูกถ่ายโดย shear headed stud ตลอดช่วงที่  $M^+_{max}$  ถึง  $M = 0$  ทั้งนี้ อาจเกิดการวิบัติ limit state ต่างๆ อันได้แก่ (1) การเกิด crushing ของคอนกรีต (2) การครากของคานเหล็ก และ (3) การเฉือนของ shear headed stud



AISC-I3

1. Interior

$$B_E \leq b_0 \text{ (for equal beam spacing)}$$

2. Exterior

$$B_E \leq L/8 + (\text{dist from beam center to edge of slab})$$

$$B_E \leq b_0/2 + (\text{dist from beam center to edge of slab})$$

## Load Transfer Between Steel Beam and Concrete Slab

### 1. Load Transfer for Positive Flexural Strength

The entire horizontal shear at the interface between the steel beam and the concrete slab shall be assumed to be transferred by steel headed stud or steel channel anchors, except for concrete-encased beams as defined in Section I3.3. For composite action with concrete subject to flexural compression, the nominal shear force between the steel beam and the concrete slab transferred by steel anchors,  $V'$ , between the point of maximum positive moment and the point of zero moment shall be determined as the lowest value in accordance with the limit states of concrete crushing, tensile yielding of the steel section, or the shear strength of the steel anchors:

$V'$  = average horizontal shear ระหว่าง  $M^+_{max}$  กับ  $M = 0$

- (a) Concrete crushing

$$V' = 0.85f'_c A_c \quad \text{(I3-1a)}$$

- (b) Tensile yielding of the steel section

$$V' = F_y A_s \quad \text{(I3-1b)}$$

- (c) Shear strength of steel headed stud or steel channel anchors

$$V' = \sum Q_n \quad \text{(I3-1c)}$$

where

$A_c$  = area of concrete slab within effective width, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$A_s$  = cross-sectional area of steel section, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$\sum Q_n$  = sum of nominal shear strengths of steel headed stud or steel channel anchors between the point of maximum positive moment and the point of zero moment, kips (N)

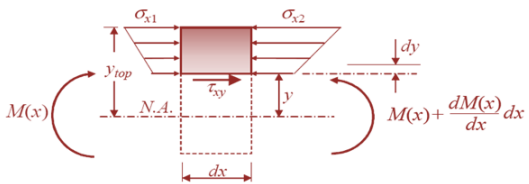
The effect of ductility (slip capacity) of the shear connection at the interface of the concrete slab and the steel beam shall be considered.

Ref: AISC 360 (2016), Chapter I3: Design of Composite Members - Flexure

# Composite Beam - 7

#WeLoveSteelConstruction

เช่น หา shear flow ที่  $M = 0$  ได้ 5 T/m และที่  $M^+_{max}$  ได้ 0 ตลอดช่วง 6 m จะได้ว่า  $V' = 5*6/2 = 15 T$



ผลรวมของแรงในแนวแกน  $x = 0$

$$+ \rightarrow \sum F_x = 0 = \int_y^{y_{top}} \sigma_{x1} t(y) dy - \int_y^{y_{top}} \sigma_{x2} t(y) dy + \tau_{xy} t(y) dx = 0$$

จัดฟอร์มสมการใหม่โดยแทนค่า  $\sigma_{\text{ที่ระยะ } x} = M(x) \cdot y / I_x$

$$\int_y^{y_{top}} \frac{M(x)y}{I} t(y) dy - \int_y^{y_{top}} \frac{(M(x) + dM(x))y}{I} t(y) dy + \tau_{xy} t(y) dx = 0$$

จัดฟอร์มสมการใหม่โดยหารค่าทั้งหมดด้วย  $dx$  และ  $t(y)$

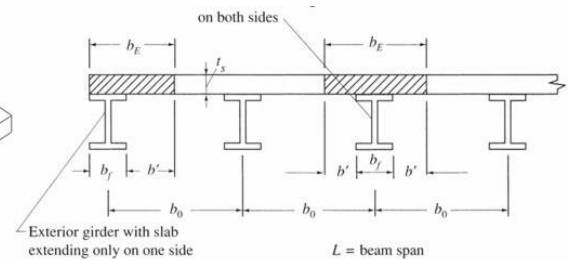
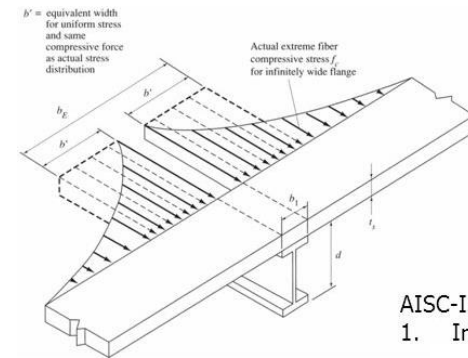
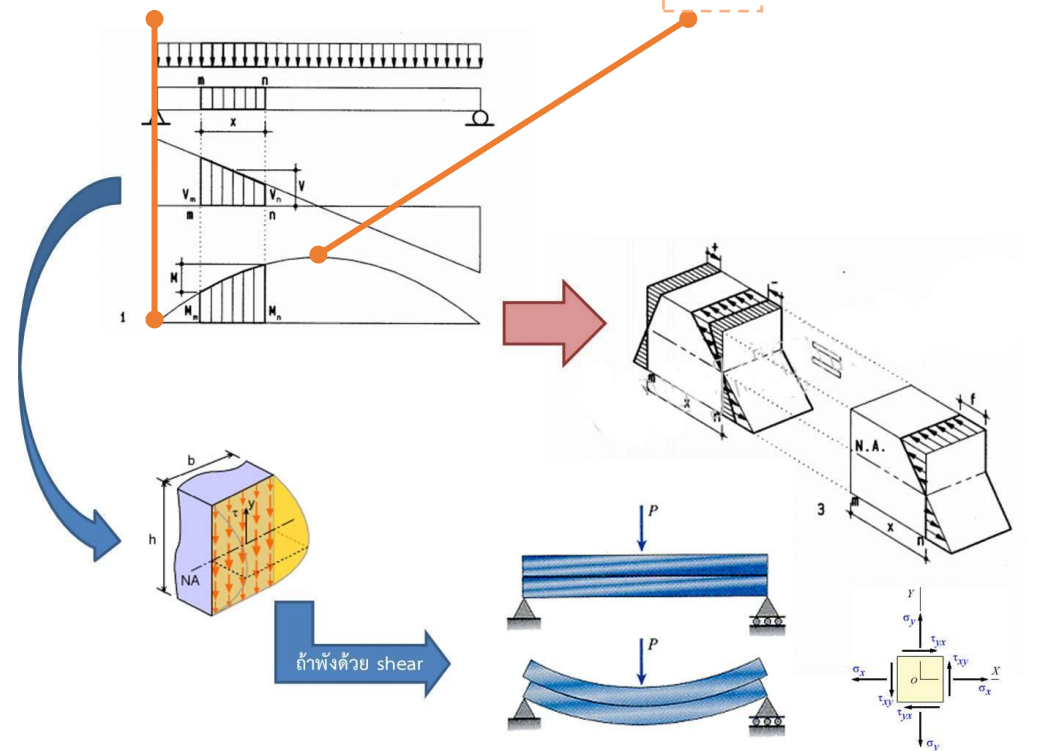
$$\tau_{xy} = \frac{dM(x)}{dx} \frac{1}{It(y)} \int_y^{y_{top}} yt(y) dy$$

แต่  $V(x) = dM(x)/dx$  จัดฟอร์มใหม่จะได้

$$\tau_{xy} = \frac{V(x)}{It(y)} \int_y^{y_{top}} yt(y) dy = \frac{V(x)Q(y)}{It(y)} = \frac{VQ}{It} \quad \text{โดยที่} \quad Q(y) = \int_y^{y_{top}} yt(y) dy = \bar{y}'A'$$

$A'$  เป็นพื้นที่ที่พิจารณา และ  
 $y'$  เป็นระยะจาก centroid ของ  $A'$   
 ไปยัง N.A. ของ cross section

$V' = \text{average horizontal shear}$  ระหว่าง  $M^+_{max}$  กับ  $M = 0$



AISC-I3

1. Interior
  - $B_E \leq b_0$  (for equal beam spacing)
2. Exterior
  - $B_E \leq L/8 + (\text{dist from beam center to edge of slab})$
  - $B_E \leq b_0/2 + (\text{dist from beam center to edge of slab})$

# Composite Beam - 7

#WeLoveSteelConstruction

- การถ่ายแรงระหว่าง concrete deck และ steel beam ซึ่งจะเกิดแรงเฉือนในแนวนอน  $V'$ 
  - a) เมื่อเกิด  $M^+$  กับ composite beam แรงเฉือนระหว่าง concrete deck กับ steel beam จะถูกถ่ายโดย shear headed stud ตลอดช่วงที่  $M^+_{max}$  ถึง  $M = 0$  ทั้งนี้ อาจเกิดการวิบัติ limit state ต่างๆ อันได้แก่ (1) การเกิด crushing ของคอนกรีต (2) การครากของคานเหล็ก และ (3) การเฉือนของ shear headed stud
  - b) เมื่อเกิด  $M^-$  กับ composite beam เช่น บริเวณจุดต่อ continuous beam ซึ่งมีการเสริมเหล็ก rebar ใน concrete deck สามารถพิจารณาให้เป็น composite ได้ โดยตลอดช่วงที่  $M^-_{max}$  ถึง  $M = 0$  จะต้องพิจารณา limit state ต่างๆ อันได้แก่ (1) การครากของ rebar =  $F_{ysr} \cdot A_{sr}$  (2) การเฉือนของ shear headed stud

## Load Transfer Between Steel Beam and Concrete Slab

### 1. Load Transfer for Positive Flexural Strength

The entire horizontal shear at the interface between the steel beam and the concrete slab shall be assumed to be transferred by steel headed stud or steel channel anchors, except for concrete-encased beams as defined in Section I3.3. For composite action with concrete subject to flexural compression, the nominal shear force between the steel beam and the concrete slab transferred by steel anchors,  $V'$ , between the point of maximum positive moment and the point of zero moment shall be determined as the lowest value in accordance with the limit states of concrete crushing, tensile yielding of the steel section, or the shear strength of the steel anchors:

(a) Concrete crushing

$$V' = 0.85f'_c A_c \quad (I3-1a)$$

(b) Tensile yielding of the steel section

$$V' = F_y A_s \quad (I3-1b)$$

(c) Shear strength of steel headed stud or steel channel anchors

$$V' = \Sigma Q_n \quad (I3-1c)$$

where

$A_c$  = area of concrete slab within effective width, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

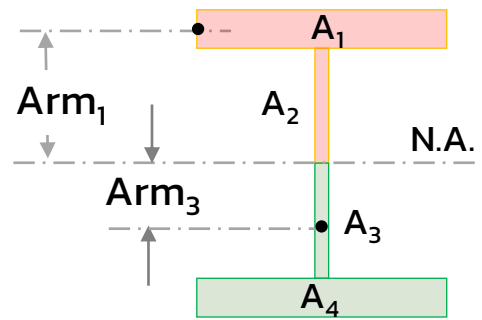
$A_s$  = cross-sectional area of steel section, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$\Sigma Q_n$  = sum of nominal shear strengths of steel headed stud or steel channel anchors between the point of maximum positive moment and the point of zero moment, kips (N)

The effect of ductility (slip capacity) of the shear connection at the interface of the concrete slab and the steel beam shall be considered.

# จากการคำนวณ Plastic section modulus

#WeLoveSteelConstruction



$$M_p = F_y * A_1 * Arm_1 + F_y * A_2 * Arm_2 + F_y * A_3 * Arm_3 + F_y * A_4 * Arm_4$$

$$= F_y * \Sigma (\text{Area} * \text{Arm}) = F_y * Z_x$$

หน้าตัดสมมาตร  $A_1 = A_4$  และ  $A_2 = A_3$

หน้าตัดสมมาตร NA อยู่ที่กึ่งกลางความลึกคาน

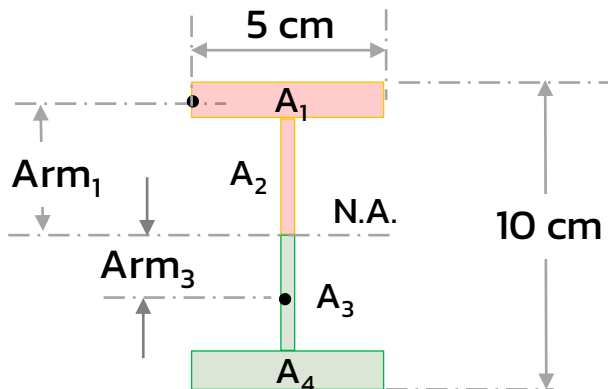
$$A_1 = 5 * 0.7 = 3.5 \text{ cm}^2 = A_4$$

$$A_2 = (10 - 2 * 0.7) / 2 * 0.5 = 2.15 \text{ cm}^2 = A_3$$

$$Arm_1 = (10 / 2 - 0.7 / 2) = 4.65 \text{ cm} = Arm_4$$

$$Arm_2 = [(10 - 2 * 0.7) / 2] / 2 = 2.15 \text{ cm} = Arm_3$$

- ตัวอย่าง 1: H 100 x 50 ( $t_f = 7 \text{ mm}$   $t_w = 5 \text{ mm}$ )



$$Z_x = \Sigma (\text{Area} * \text{Arm}) = 2 * (A_1 * Arm_1 + A_2 * Arm_2)$$

$$= 2 * (3.5 * 4.65 + 2.15 * 2.15)$$

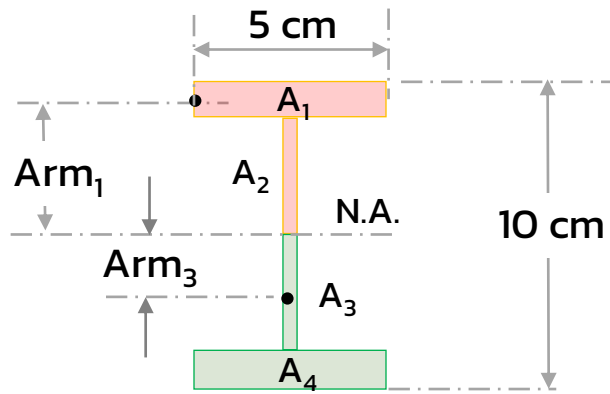
$$= 2 * (16.275 + 4.6225) = 41.8 \text{ cm}^3$$

| ขนาด<br>mm | ความหนา<br>mm  |                | รัศมีส่วนโค้ง<br>mm | พื้นที่หน้าตัด<br>cm <sup>2</sup> | มวลต่อเมตร<br>kg/m | โมเมนต์ความเฉื่อย<br>cm <sup>4</sup> |                | รัศมีจายเรชั่น<br>cm |                | มวลตุลย์ภาคตัด<br>cm <sup>3</sup> |                |
|------------|----------------|----------------|---------------------|-----------------------------------|--------------------|--------------------------------------|----------------|----------------------|----------------|-----------------------------------|----------------|
|            | t <sub>1</sub> | t <sub>2</sub> |                     |                                   |                    | I <sub>x</sub>                       | I <sub>y</sub> | i <sub>x</sub>       | i <sub>y</sub> | Z <sub>x</sub>                    | Z <sub>y</sub> |
| H x B      | t <sub>1</sub> | t <sub>2</sub> | r                   | a                                 |                    |                                      |                |                      |                |                                   |                |
| 100 x 50   | 5              | 7              | 8                   | 11.85                             | 9.30               | 187                                  | 14.9           | 3.98                 | 1.12           | 37.5                              | 5.91           |
| 100 x 100  | 6              | 8              | 10                  | 21.90                             | 17.2               | 383                                  | 134            | 4.18                 | 2.47           | 76.5                              | 26.7           |

เทียบกับ  $Z_x$  มอก. = 37.5 cm<sup>3</sup>

# Noncomposite beam moment capacity

#WeLoveSteelConstruction



$$M_p = F_y * \Sigma (\text{Area} * \text{Arm}) = F_y * Z_x$$

H 100 x 50 ( $t_f = 7 \text{ mm}$   $t_w = 5 \text{ mm}$ )  
 หาก  $Z_x = 41.8 \text{ cm}^3$  และ  $F_y = 370 \text{ MPa}$

$$M_p = 3700(41.8) = 154,660 \text{ kg-cm} = 1,547 \text{ kg-m}$$

$$\phi M_n = \phi M_p = 0.9(1,547) = 1,392 \text{ kg-m}$$

| ขนาด      | ความหนา        | รัศมีส่วนโค้ง  | พื้นที่หน้าตัด  | มวลต่อเมตร | โมเมนต์ความเฉื่อย |                 | รัศมีจายเรชั่น |                | มอดุลัสภาคตัด   |                 |
|-----------|----------------|----------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| mm        | mm             | mm             | cm <sup>2</sup> | kg/m       | cm <sup>4</sup>   | cm <sup>4</sup> | cm             | cm             | cm <sup>3</sup> | cm <sup>3</sup> |
| H x B     | t <sub>1</sub> | t <sub>2</sub> | r               | a          | I <sub>x</sub>    | I <sub>y</sub>  | i <sub>x</sub> | i <sub>y</sub> | Z <sub>x</sub>  | Z <sub>y</sub>  |
| 100 x 50  | 5              | 7              | 8               | 11.85      | 9.30              | 187             | 3.98           | 1.12           | 37.5            | 5.91            |
| 100 x 100 | 6              | 8              | 10              | 21.90      | 17.2              | 383             | 4.18           | 2.47           | 76.5            | 26.7            |

สมมติ คานตัวนี้ ยาว 3 m มีการค้ำยันทางข้างตลอดความยาว (fully braced laterally) รับพื้นคอนกรีตหนา 10 cm ระยะห่างระหว่างคานที่อยู่ติดกัน 2 m รับ Live load 200 kg/sqm.

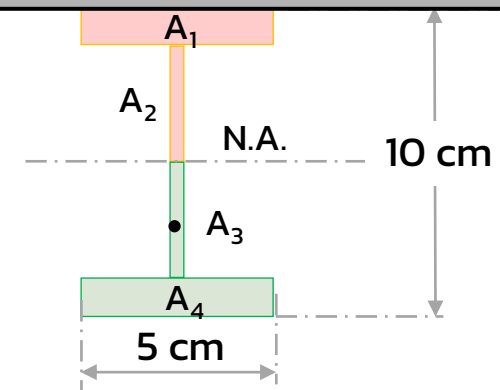
จะได้  $DL = (10/100 \text{ m}) * (2,400 \text{ kg/cum.}) * (2 \text{ m}) = 480 \text{ kg/m}$

$LL = (200 \text{ kg/sqm}) * (2 \text{ m}) = 400 \text{ kg/m}$

$1.2DL + 1.6LL = 1,216 \text{ kg/m}$

$\gamma M_{TL} = wL^2/8 = (1,216) * (3^2/8) = 1,368 \text{ kg-m} < \phi M_n$  **OK**

ถ้าหากเกิด full composite กับ แผ่นพื้น concrete  $f_c' = 300 \text{ ksc}$  หนา 10 cm Fully composited beam จะมี bending stiffness และ moment capacity เท่าใด



# Composite beam stiffness

#WeLoveSteelConstruction

$$n = E_s/E_c = 2,000,000/276,900 = 7.2$$

$$b_e/n = (300/8 \text{ cm})/7.2 = 5.2 \text{ cm}$$

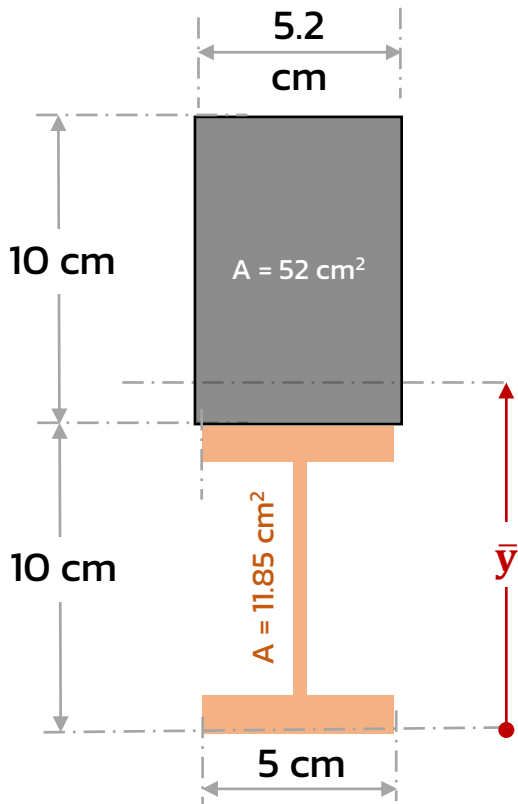
$$E_c = 0.043 \cdot (w_c)^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.043 \cdot (2,400)^{1.5} \cdot \sqrt{30} \text{ (MPa)}$$

$$= 27,690 \text{ MPa} = 276,900 \text{ ksc}$$

$$b_e = \min (L/8, \text{ beam spacing})$$

$$= \min (3/8, 2) = 3/8 \text{ m}$$



$$\bar{y} = \frac{y_1 A_1 + y_2 A_2}{A_1 + A_2} = \frac{(5)(11.85) + (10 + 5)(52)}{11.85 + 52} = 13.1 \text{ cm}$$

$$I_{x,1} = 187 \text{ cm}^4$$

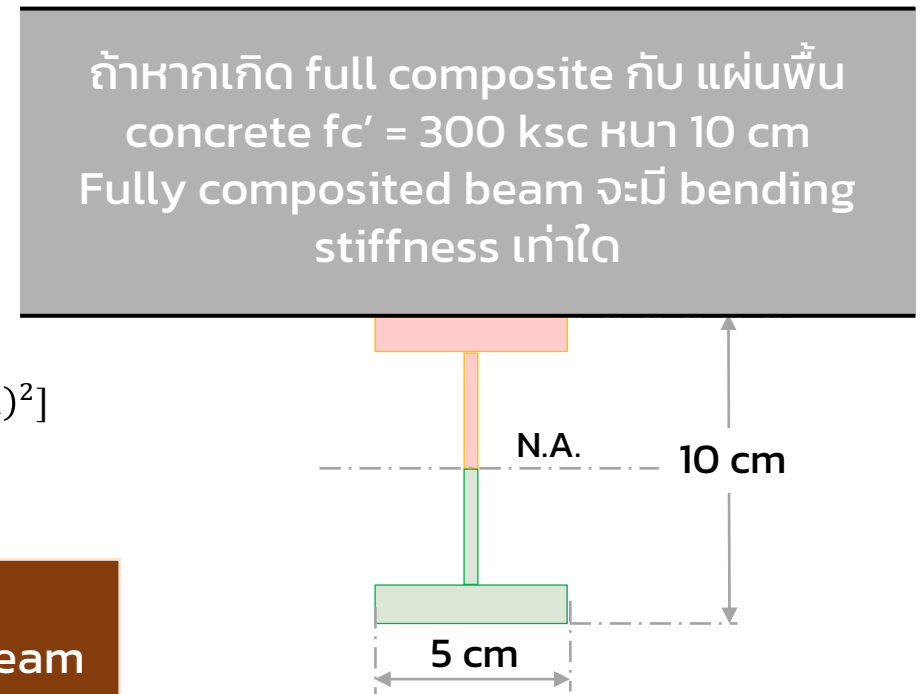
$$I_{x,2} = \frac{1}{12} (5.2)(10^3) = 433 \text{ cm}^4$$

$$I_{x,t} = (I_{x,1} + A_1 d_1^2) + (I_{x,2} + A_2 d_2^2)$$

$$= [187 + 11.85(13.1 - 5)^2] + [433 + 52(15 - 13.1)^2]$$

$$= 973 + 612 = 1,585 \text{ cm}^4$$

Composite beam จะมี **STIFFNESS**  
 $1,585/187 = 8.5$  เท่า จาก Noncomposite beam



# Composite beam moment capacity

#WeLoveSteelConstruction

หาตำแหน่ง Plastic neutral axis ของ Composite beam

เหล็กรับแรงดึง =  $3,700(11.85) = 43,845 \text{ kg}$

คอนกรีตรับแรงอัด =  $(0.85 \cdot 300)(37.5 \cdot 10) = 95,625 \text{ kg}$

ดังนั้น Plastic neutral axis อยู่ในพื้นคอนกรีต

ด้วยคอนกรีตไม่รับแรงดึง ดังนั้นสามารถหาตำแหน่งที่เกิดสมดุลของแรงอัดจากพื้นคอนกรีตกับแรงดึงจากคานเหล็ก

$$(0.85 \cdot 300)(37.5 \cdot 0.85y') = 43,845$$

$$y' = 5.4 \text{ cm}$$

$$M_p = C(\text{Arm}_C) + T(\text{Arm}_T)$$

$$= (0.85 \cdot 300 \cdot 37.5 \cdot 0.85 \cdot 5.4) \cdot (5.4 - 0.85 \cdot 5.4 / 2) + 43,845 \cdot (20 - 5 - 5.4)$$

$$= 136,284 + 420,912 = 557,196 \text{ kg-cm}$$

$$= 5,572 \text{ kg-m}$$

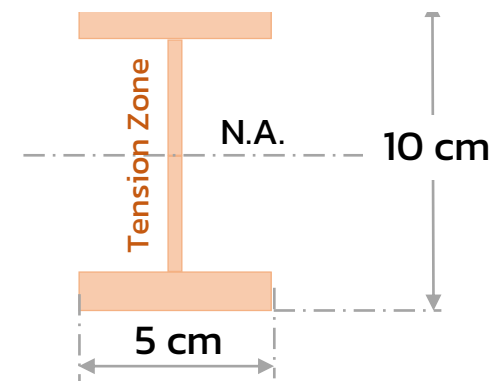
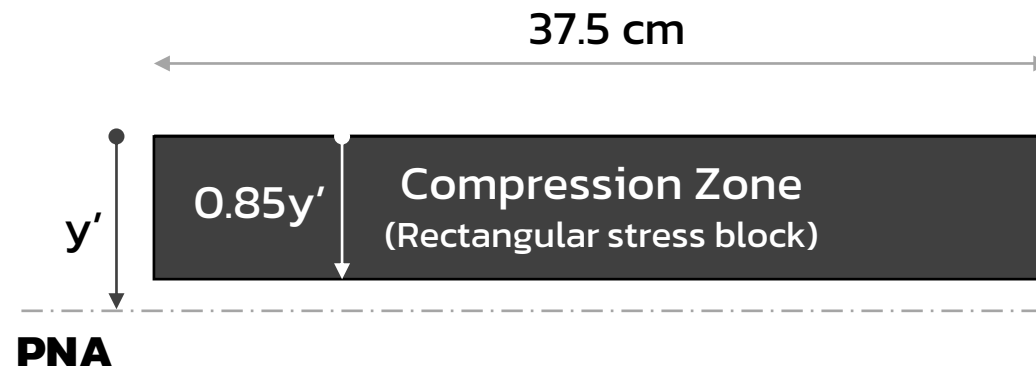
$$\phi M_n = \phi M_p = 0.9(5,572)$$

$$= 5,014 \text{ kg-m}$$

Composite beam จะมี **STRENGTH**  
 $5,014 / 1,392 = 3.6$  เท่า จาก Noncomposite beam

$$b_e = \min(L/8, \text{beam spacing})$$

$$= \min(3/8, 2) = 3/8 \text{ m}$$





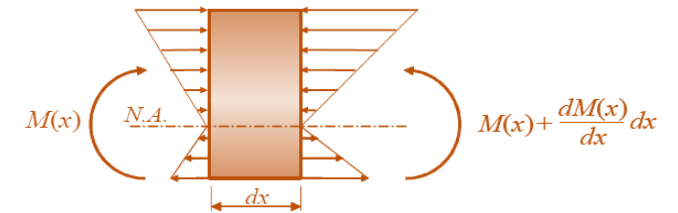
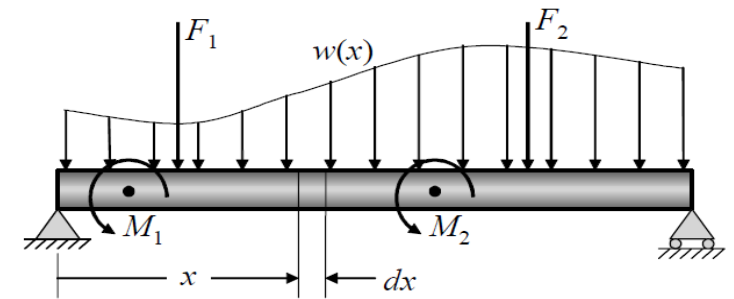
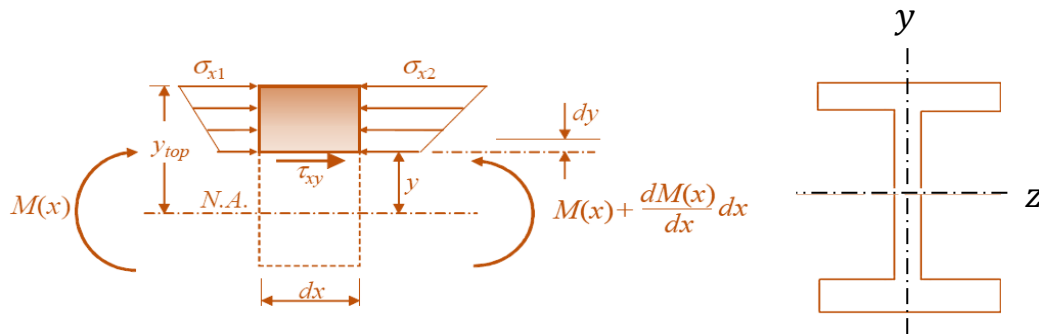
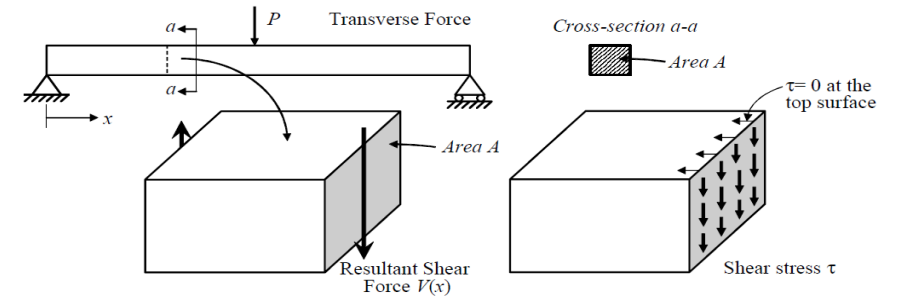
**การคำนวณหา  
ปริมาณสลักรับ  
แรงเฉือน ของ  
คานคอมโพสิต**

[#WeLoveSteelConstruction](#)

# Required Strength for Shear Connector

#WeLoveSteelConstruction

- เช่นเดียวกับการคำนวณรอยเชื่อมของ built-up beam คือ เมื่อมีแรงภายนอกกระทำกับ flexural member ก็จะมีผลให้เกิดแรงภายใน ทั้ง moment shear และ axial load ซึ่งส่งผลให้เกิด stress หรือ ความเค้น ซึ่งมี 2 ชนิดคือ (1) normal stress ความเค้นตั้งฉากกับหน้าตัด และ (2) shear stress ความเค้นเฉือน
- ค่า shear stress ( $\tau$ ) จะสัมพันธ์กับขนาดของแรงเฉือนใน shear force diagram ( $V$ ) โดยจาก equilibrium equation



•  $\tau_{xy} = \frac{V(x) \cdot Q_z(y)}{I_z(x) \cdot b(y)}$  โดยที่  $Q_z(y) = \int_y^{y_{top}} y \cdot b(y) dy = \sum \bar{y}' A'$

# Required Strength for Shear Connector

#WeLoveSteelConstruction

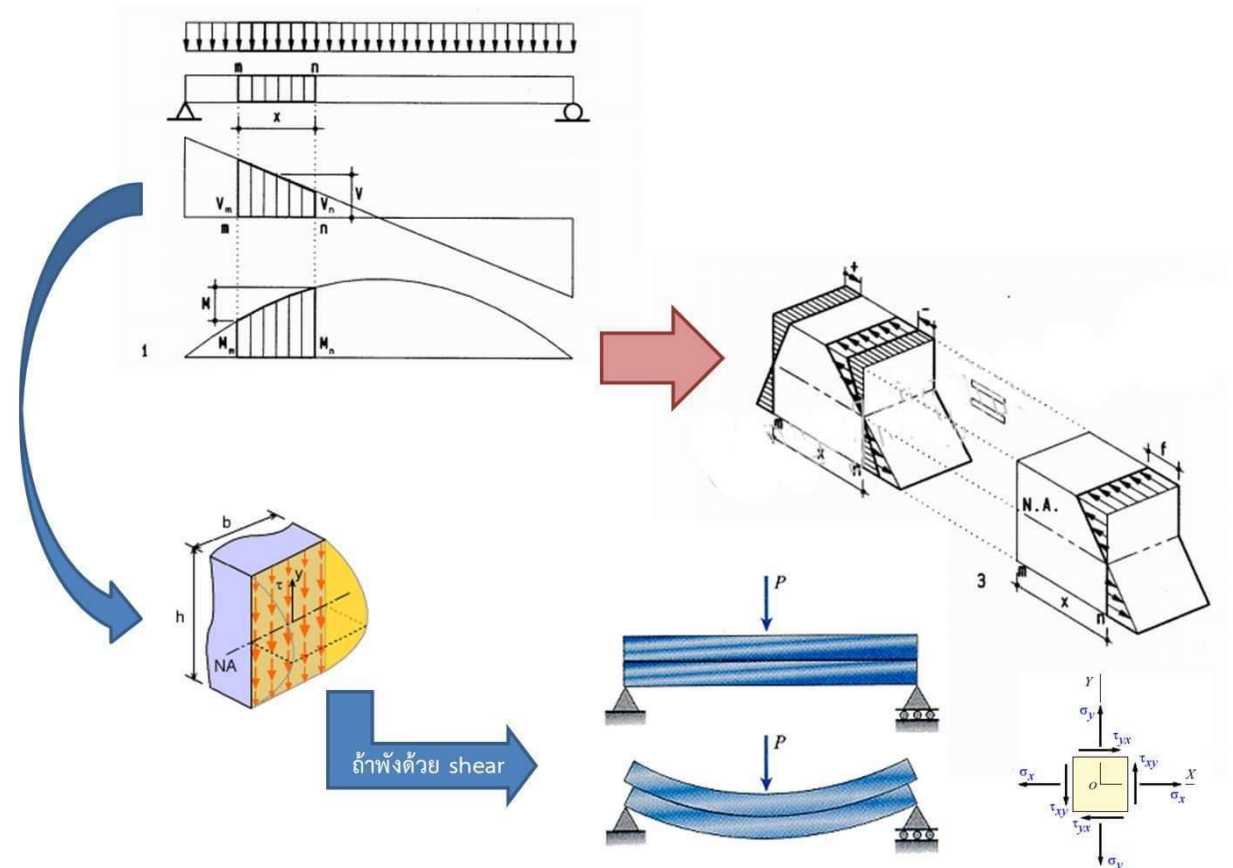
- $\tau_{xy} = \frac{V(x) \cdot Q_z(y)}{I_z(x) \cdot b(y)}$  shear stress

$v(x) = V(x) \cdot Q_z(y) / I_z(x)$  shear flow

โดยที่  $Q_z(y) = \int_y^{y^{top}} y \cdot b(y) dy = \sum \bar{y}' A'$

- แรงเฉือน หาได้จาก shear force diagram

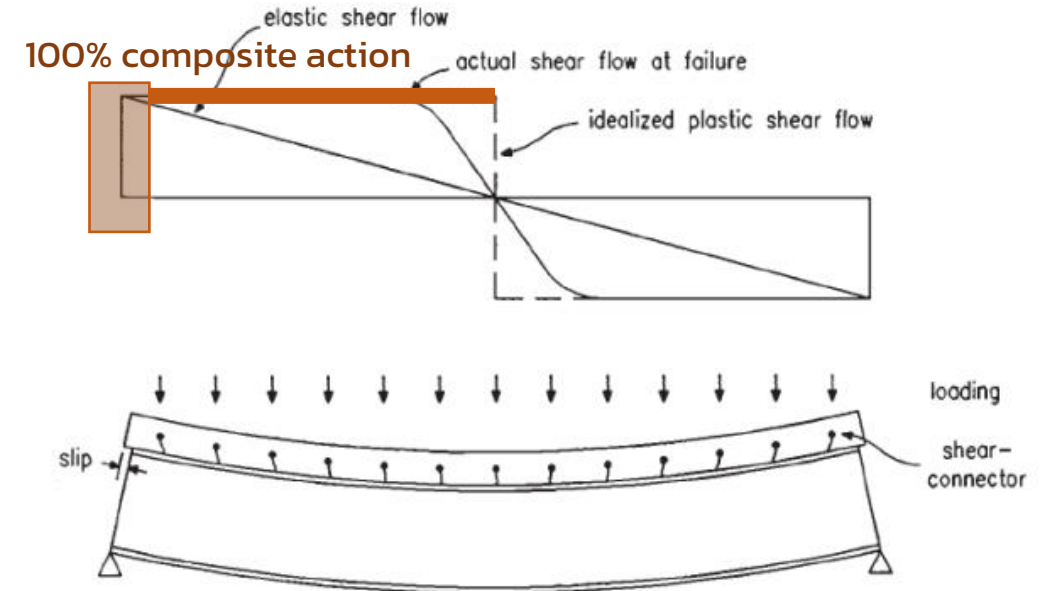
- คานเหล็กคอมโพสิต มักถูกออกแบบให้เป็น simple beam เพื่อให้ส่วนบนของคานที่รับแรงอัดนั้นถูกรับโดยพื้นคอนกรีตซึ่งรับแรงอัดได้ดีเมื่อแข็งตัวได้ strength ตามที่ต้องการ
- การเชื่อมต่อ steel beam เข้ากับ concrete slab ด้วย shear connector จึงต้องมากเพียงพอต่อการถ่ายแรงเฉือนในแนวนอน หรือ shear flow (แรงต่อระยะทาง kg/m เป็นต้น)
- จะรู้ shear flow ก็ต้องรู้ shear force ซึ่งหาได้จาก shear force diagram ปกติ



# Required Strength for Shear Connector

#WeLoveSteelConstruction

- สำหรับ uniform load on simple beam จะส่งผลให้เกิด shear force diagram (SFD) รูปสามเหลี่ยม โดย shear force จะเกิดมากที่สุดที่ support และเป็นศูนย์ ที่กึ่งกลางคาน
- ถ้าหากติดตั้ง shear connector ให้ "ล้า" กับ SFD ปริมาณ หรือความถี่ในการติดตั้ง shear connector ก็จะมี (spacing น้อย) บริเวณใกล้ๆ support และ ห่างขึ้น (spacing มากขึ้น) เมื่อห่างจาก support ไปเป็น 0 บริเวณ กึ่งกลางคาน (นึกภาพการจัดเรียง stirrups ในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก)
- ในทางปฏิบัติ ด้วย shear connector ราคาไม่แพง จึงมัก generalize ให้ใช้ maximum shear ที่ support ในการ พิจารณา shear stress หรือ shear flow โดยถือว่าเป็น 100% composite action
- แต่หากผู้ออกแบบต้องการ optimize ต้นทุน ก็อาจ "ทอน" composite action ลง เหลือ 80% 75% แล้วแต่ดุลพินิจของ วิศวกรผู้ออกแบบ



เช่น คำนวณ ได้ shear flow 3,000 kg/m (จาก shear max)  
ถ้าจัดเรียง shear stud 1 แถว โดย shear stud แต่ละตัวรับแรง  
เฉือนได้ปลอดภัยที่ 1,000 kg

พิจารณา 100% composite action จะต้องติดตั้ง shear stud  
 $1,000/3,000 = 0.33 \text{ m}$  หรือ spacing 30 cm



**The Most Economical  
Simple Steel Beam**

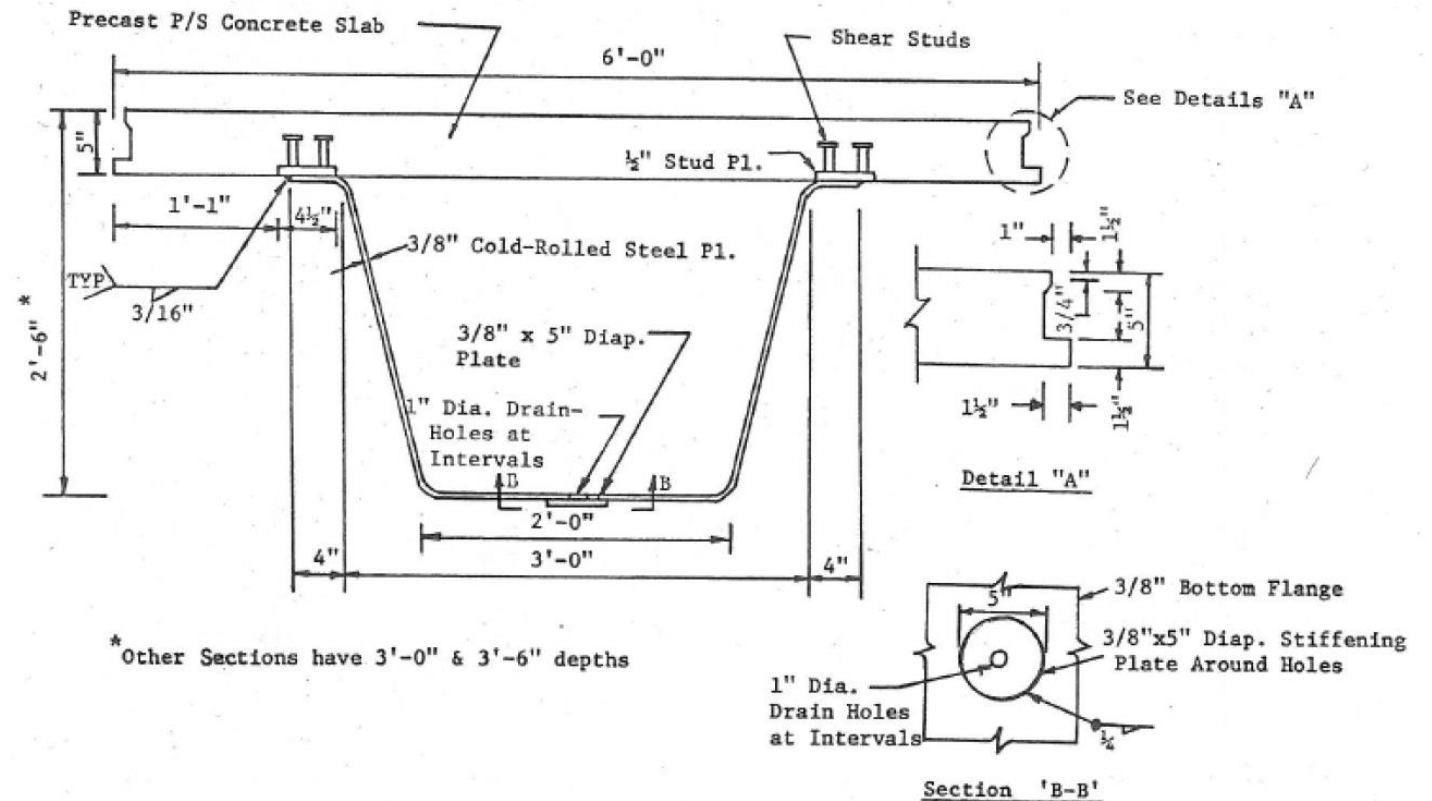
**ระบบคานเหล็กช่วงเดี่ยวที่  
ประหยัดมากที่สุด**

**#WeLoveSteelConstruction**

# Composite Cold-bent Tub Girder - 1

#WeLoveSteelConstruction

- ในอดีต ได้มีการใช้งานคานเหล็กที่ปราศจากการเชื่อม (welding) แต่ใช้การพับขึ้นรูปเย็บ ให้เป็นทรงอ่าง (tub) โดยนำไปใช้ร่วมกับแผ่นคอนกรีตหล่อสำเร็จ (precast concrete) เชื่อมต่อกันด้วย shear stud โดย Taly and Gangarao (1979) โดย precast concrete มีความหนาเพียง 12.5 cm

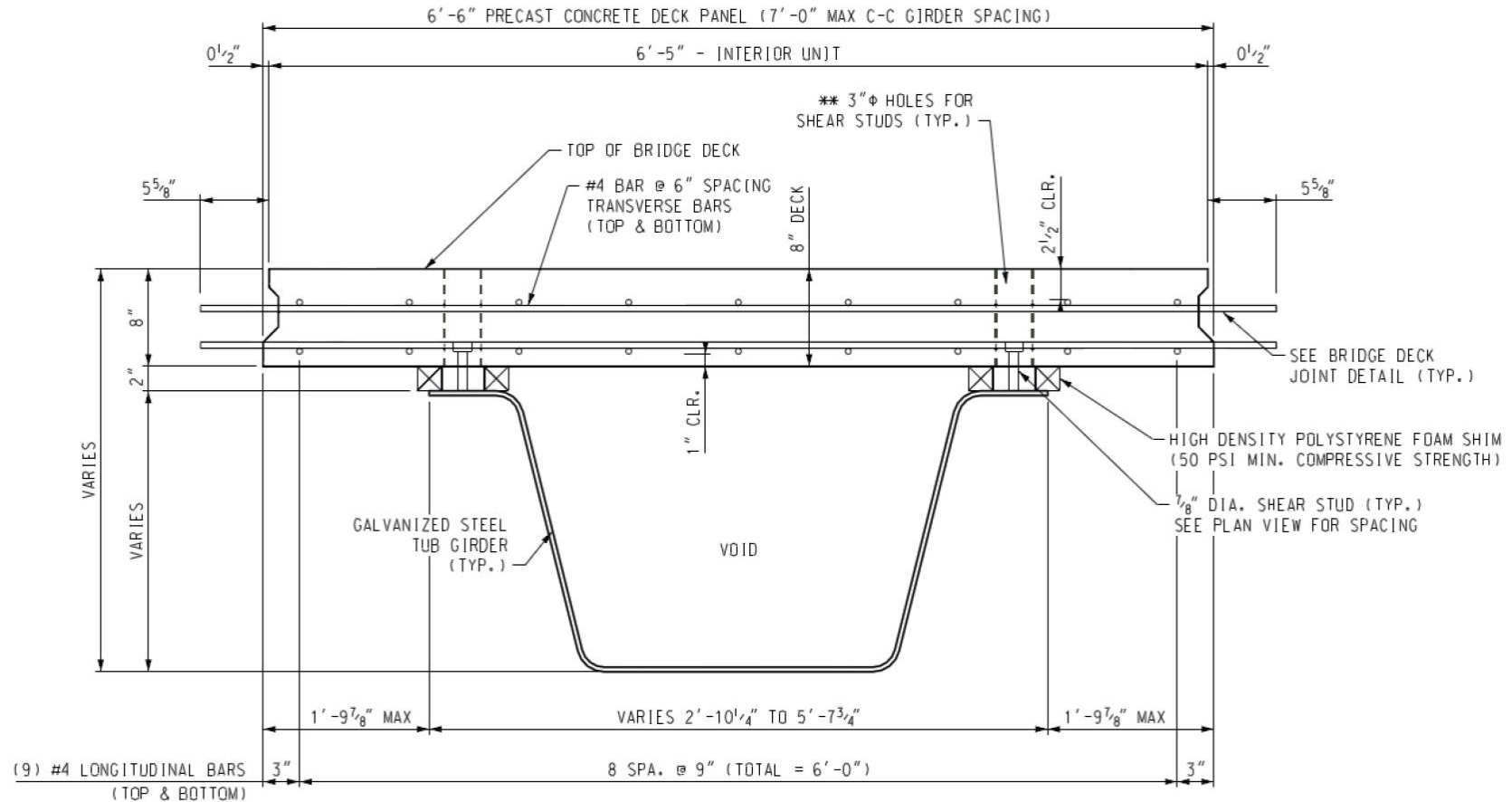


Ref: Taly and Gangarao's Composite Section (Taly and Gangarao, 1979)

# Composite Cold-bent Tub Girder - 2

#WeLoveSteelConstruction

- ตั้งแต่ราวต้นปี 2000 งานก่อสร้างสะพานแบบเร่งด่วน Accelerated Bridge Construction (ABC) เป็นนโยบายสำคัญของงานก่อสร้างสะพาน ที่ต้องการลดผลกระทบต่อการจราจร
- Con-Struct Prefabricated Steel Bridge System ได้ถูกคิดค้นและนำออกสู่ตลาดในปี 2004 โดยสามารถทำความยาวช่วงได้ถึง 60 ฟุต (18 m) โดยนำไปใช้ที่ Minnesota, Missouri และ Michigan



Ref: Con-Struct Prefabricated Steel Bridge System

# Composite Cold-bent Tub Girder – 3

#WeLoveSteelConstruction

- Cannelville Road Bridge โดยเป็นสะพานประเภท Composite Cold-bent Tub Girder (ปัจจุบันเรียกว่า Press-Break Tub Girder, PBTG) แห่งแรกของรัฐ Ohio
- การยกเป็นโมดูล ทำโดยการติดตั้ง PBTG 2 ชุด ที่ผ่านการชุบสังกะสีแบบจุ่มร้อนแล้วเชื่อมต่อ เข้าด้วยกันกับ Sandwich Plate System (SPS) Deck ซึ่งน่าจะให้อายุการใช้งานได้สูงถึง 100 ปี
- การยกวางและการติดตั้ง 1 โมดูล ใช้เวลาเพียง 22 นาที ด้วยเครนขนาดปกติทั่วไป



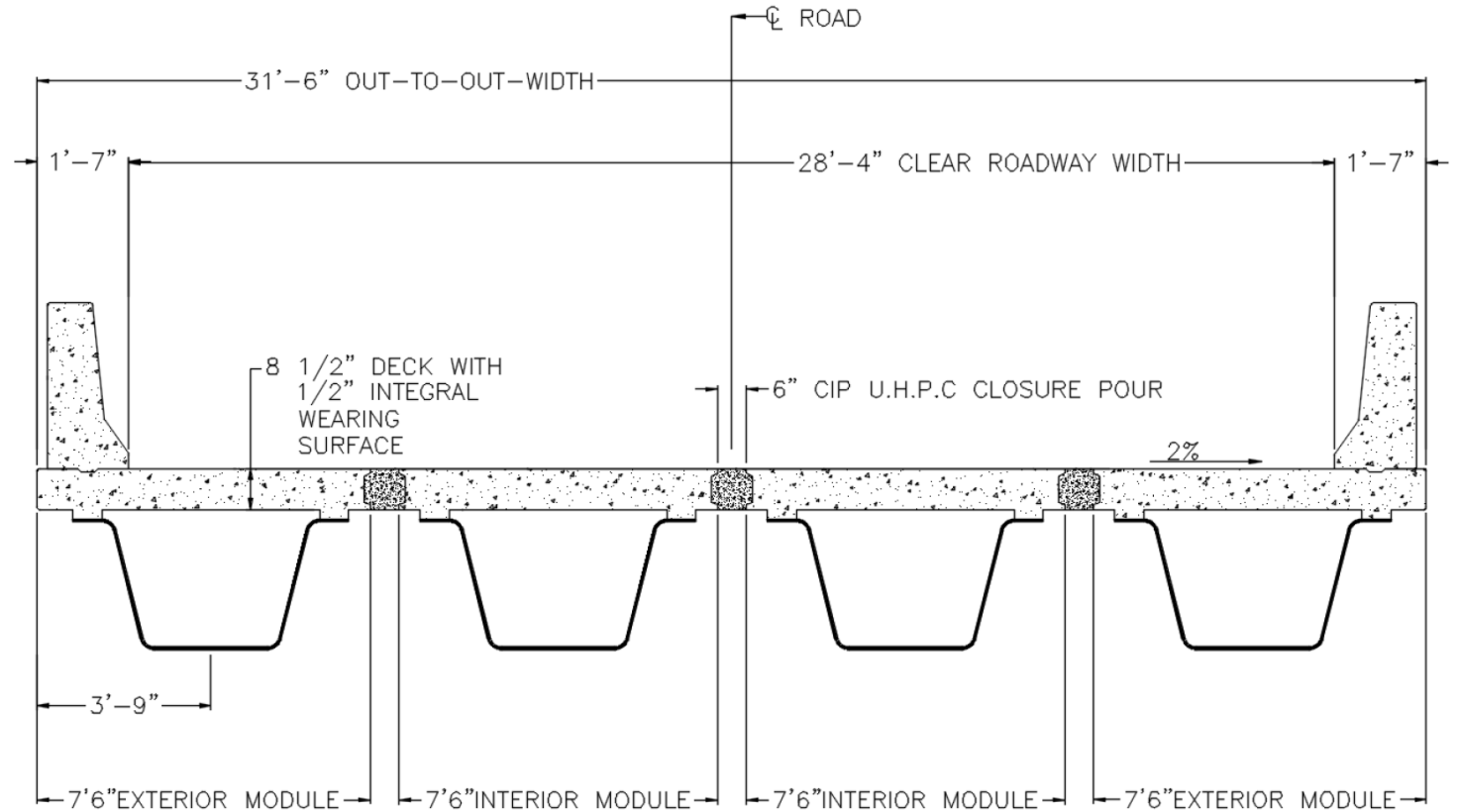
Cannelville Road Bridge in Muskingum County, Ohio

Ref: Barth et. al, "Development and Experimental Testing of Press-Break Formed Tub Girders for Short Span Bridge Application"

# Composite Cold-bent Tub Girder - 4

#WeLoveSteelConstruction

- ถ้าแบ่ง 1 span ออกเป็น 2 โมดูล (2 ช่องจราจร Roadway กว้างราว 8.6 m) จะส่งผลให้แต่ละช่วง span ใช้เวลาในการยกวางเพียง 44 นาที (ไม่นับรวมเวลาเทคอนกรีตสมรรถนะสูงพิเศษ หรือ UHPC ตรงบริเวณ joint)
- ปกติ 10 m span ตามแบบมาตรฐานของหน่วยงานทางในประเทศ จะเป็นระบบคอนกรีตที่มีทั้งแบบหล่อในที่ และแบบ precast ที่หนารวม topping ราว 50 cm ซึ่งมีน้ำหนัก DL ประมาณ 1,250 kg/sqm เทียบกับระบบ PBTG ที่พื้นหนานาว 20 cm มีเหล็กแผ่นอีกประมาณ 100 kg/sqm ส่งผลให้ DL อยู่ที่ราว 600 kg/sqm หรือ DL ของระบบ PBTG คิดเป็นเพียง 50% ของ conventional system

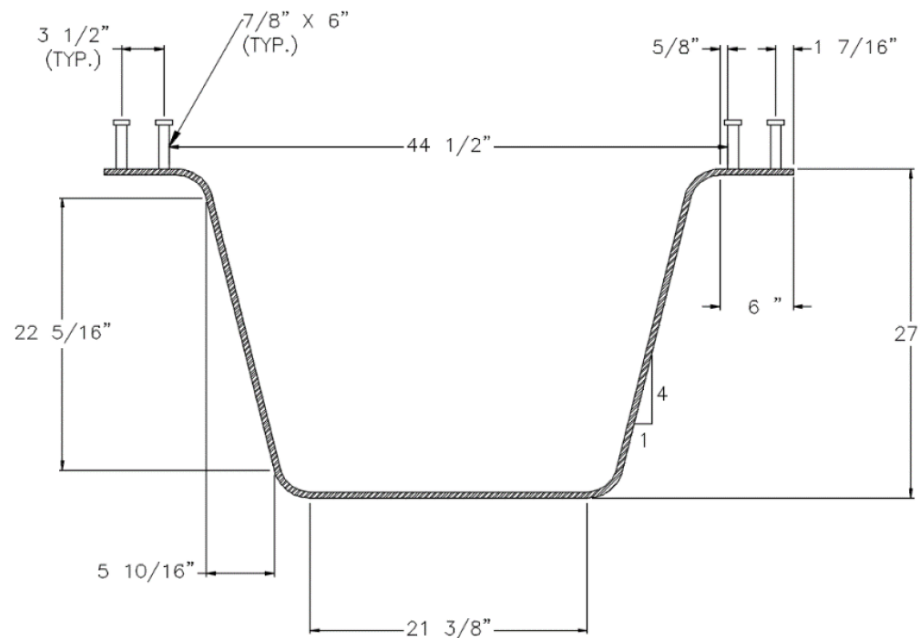


**Typical Bridge Cross Section**

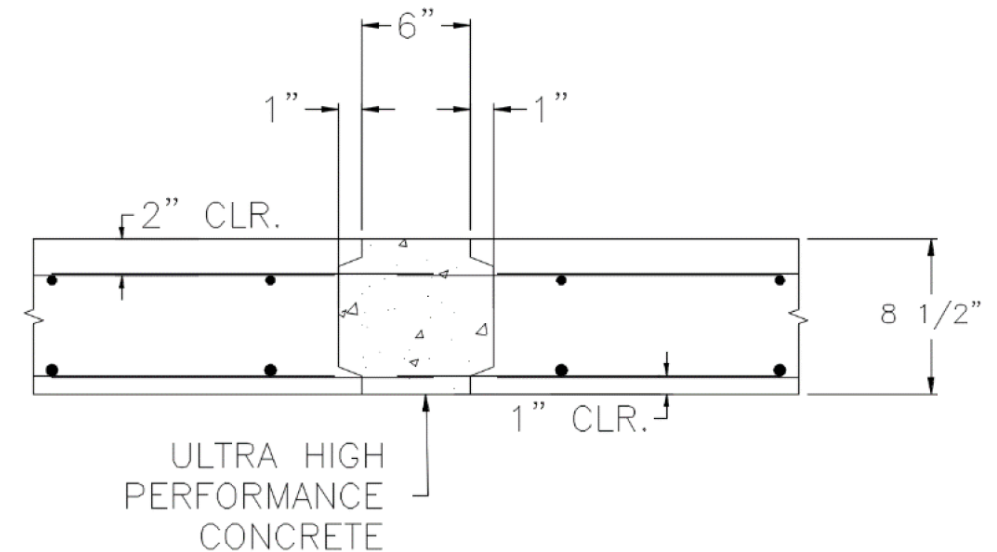
# Composite Cold-bent Tub Girder - 5

#WeLoveSteelConstruction

- ในการพิจารณา composite system ระหว่างพื้นคอนกรีตกับคานเหล็ก จะพิจารณาว่า 1 ช่วงของ deck จะมี ส่วนรับ bending ร่วมกับคานเหล็ก ซึ่ง effective flange width เท่ากับ 240 cm



**Typical Cross Section**



**Typical Joint Section**



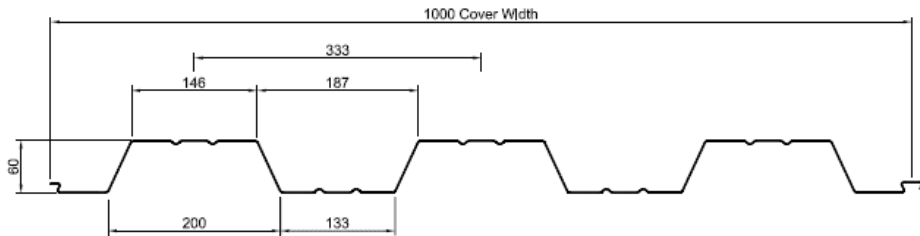
Basic things  
you need to  
know about  
metal deck

[#WeLoveSteelConstruction](#)

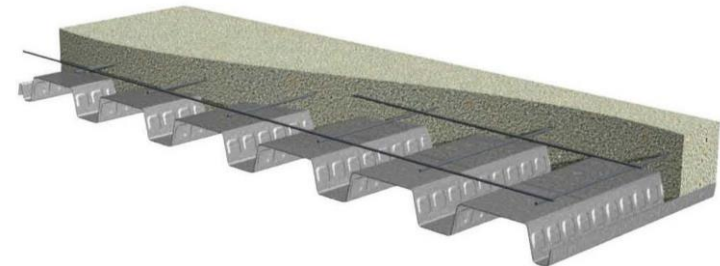
# Metal deck in general (1)

#WeLoveSteelConstruction

- โดยปกติในทางปฏิบัติของประเทศไทย คำว่า “**metal deck**” จะใช้กับ “แผ่นเหล็กรีดเย็นชุบสังกะสี ที่ผ่านการขึ้นรูปเย็นให้เป็นลอน สำหรับรองรับการเทคอนกรีตด้านบน” ซึ่งแตกต่างจาก “**metal sheet**” ตรงที่ metal sheet จะไม่รองรับการเทคอนกรีต มักใช้เป็น แผ่นมุงหลังคาโลหะ
- กระบวนการผลิต จะเป็นการนำ Cold-rolled coil GL หรือ เหล็กแผ่นรีดเย็นชุบสังกะสีชนิดม้วน (หรืออาจเป็น hot-rolled GI) มาเข้ากระบวนการ รีดขึ้นรูปเย็น (cold forming) ให้ได้รูปร่างตามที่ต้องการ ดังนั้นโดยทั่วไปแล้ว metal deck จะมีความบาง และมีความสามารถในการต้านทานการเกิดสนิมได้ดี
- โดยปกติ ความกว้างของเหล็กม้วน (coil) จะอยู่ที่ราว 1.2 – 1.4 m ดังนั้น เมื่อผ่านการรีดขึ้นรูปเย็น จะมีความกว้างของ metal deck ประมาณ 1 เมตร (+/-) ขึ้นกับ “ความลึกของร่อง (flute)” ซึ่งโดยทั่วไป จะมีขนาดความลึก 2” (50 mm) – 3” (75 mm) โดยความหนาจะระบุเป็น ค่า gauge จาก gauge 16 หนา 0.05” (1.27 mm) gauge 18 หนา 0.04” (1.02 mm) ไปจน gauge 22 หนา 0.03” (0.76 mm)



Ref: Technical manual and guidance note by SMD



Ref: <https://blog.metaldeck.com/>

# Metal deck in general (2)

#WeLoveSteelConstruction

• ด้วย metal deck ใช้สำหรับรองรับคอนกรีตสด ซึ่งยังไม่มี ความสามารถในการรับแรงจนกระทั่งแข็งตัว metal deck จึงต้องมี (1) strength สามารถรับน้ำหนักคอนกรีตสด และ construction load ได้อย่างปลอดภัย และ (2) stiffness ไม่แอ่นตัวมากจนเกินไป โดยต้องพิจารณาประเภทคอนกรีต ด้วยว่าเป็น **normal weight** หรือ **light weight concrete**

• การ secure strength performance จึงต้องพิจารณา (a) dimension ทั้งความลึกของร่อง (flute thickness) และความหนา (b) span length (c) grade วัสดุ สะท้อน กำลังคราก Fy และ (d) ลักษณะของ support เช่น วาง metal deck แบบ simple span หรือ continuous span

• ส่วนการ secure stiffness performance ก็ไม่ต่างกันมาก แต่จะพิจารณาในเชิง serviceability หรือการใช้งานได้ดี ไม่แอ่นมากจนไม่สวย หรืออาจเกิดน้ำขังในอนาคต ดังนั้น เกณฑ์การแอ่นตัวจึงต้องหารือกับ owner ให้ชัดเจนก่อน

R51 Load Span Tables (BS5950) Steel Grade S350 - Normal Weight Concrete

| Span Type              | Fire Rating (hours) | Slab Depth (mm) | Mesh     | Maximum Permissible Span (m) |      |      |      |             |      |      |      |             |      |      |      |
|------------------------|---------------------|-----------------|----------|------------------------------|------|------|------|-------------|------|------|------|-------------|------|------|------|
|                        |                     |                 |          | 0.9mm Gauge                  |      |      |      | 1.0mm Gauge |      |      |      | 1.2mm Gauge |      |      |      |
|                        |                     |                 |          | 3.5                          | 5.0  | 7.5  | 10.0 | 3.5         | 5.0  | 7.5  | 10.0 | 3.5         | 5.0  | 7.5  | 10.0 |
| Single Span            | 1.0                 | 101             | A142     | 2.76                         | 2.76 | 2.76 | 2.76 | 3.00        | 3.00 | 3.00 | 2.93 | 3.27        | 3.27 | 3.27 | 3.13 |
|                        |                     | 130             | A193     | 2.59                         | 2.59 | 2.59 | 2.59 | 2.76        | 2.76 | 2.76 | 2.76 | 3.04        | 3.04 | 3.04 | 3.04 |
|                        |                     | 150             | A252     | 2.46                         | 2.46 | 2.46 | 2.46 | 2.65        | 2.65 | 2.65 | 2.65 | 2.90        | 2.90 | 2.90 | 2.90 |
|                        | 1.5                 | 110             | A142     | 2.68                         | 2.68 | 2.68 | 2.45 | 2.92        | 2.92 | 2.92 | 2.51 | 3.19        | 3.19 | 3.07 | 2.65 |
|                        |                     | 130             | A193     | 2.59                         | 2.59 | 2.59 | 2.59 | 2.76        | 2.76 | 2.76 | 2.76 | 3.04        | 3.04 | 3.04 | 3.04 |
|                        |                     | 150             | A252     | 2.46                         | 2.46 | 2.46 | 2.46 | 2.65        | 2.65 | 2.65 | 2.65 | 2.90        | 2.90 | 2.90 | 2.90 |
| 2.0                    | 125                 | A193            | 2.60     | 2.60                         | 2.60 | 2.32 | 2.80 | 2.80        | 2.70 | 2.35 | 3.08 | 3.08        | 2.74 | 2.41 |      |
|                        | 150                 | A252            | 2.46     | 2.46                         | 2.46 | 2.46 | 2.65 | 2.65        | 2.65 | 2.65 | 2.90 | 2.90        | 2.90 | 2.90 |      |
|                        | 175                 | A252            | 2.32     | 2.32                         | 2.32 | 2.32 | 2.52 | 2.52        | 2.52 | 2.52 | 2.75 | 2.75        | 2.75 | 2.75 |      |
| Double Span            | 1.0                 | 101             | A142     | 3.23                         | 3.23 | 3.03 | 2.67 | 3.47        | 3.47 | 3.13 | 2.76 | 3.78        | 3.78 | 3.32 | 2.93 |
|                        |                     | 130             | A193     | 3.05                         | 3.05 | 3.05 | 3.05 | 3.30        | 3.30 | 3.30 | 3.30 | 3.51        | 3.51 | 3.51 | 3.51 |
|                        |                     | 150             | A252     | 2.89                         | 2.89 | 2.89 | 2.89 | 3.14        | 3.14 | 3.14 | 3.14 | 3.44        | 3.44 | 3.44 | 3.44 |
|                        | 1.5                 | 110             | A142     | 3.22                         | 3.13 | 2.67 | 2.38 | 3.39        | 3.22 | 2.75 | 2.44 | 3.69        | 3.38 | 2.89 | 2.57 |
|                        |                     | 130             | A193     | 3.05                         | 3.05 | 3.05 | 2.74 | 3.30        | 3.30 | 3.17 | 2.81 | 3.51        | 3.51 | 3.32 | 2.94 |
|                        |                     | 150             | A252     | 2.89                         | 2.89 | 2.89 | 2.89 | 3.14        | 3.14 | 3.14 | 3.14 | 3.44        | 3.44 | 3.44 | 3.35 |
| 2.0                    | 125                 | A193            | 3.09     | 2.94                         | 2.52 | 2.25 | 3.33 | 2.98        | 2.56 | 2.29 | 3.45 | 3.05        | 2.63 | 2.35 |      |
|                        | 150                 | A252            | 2.89     | 2.89                         | 2.89 | 2.65 | 3.14 | 3.14        | 3.01 | 2.68 | 3.44 | 3.44        | 3.07 | 2.74 |      |
|                        | 175                 | A252            | 2.72     | 2.72                         | 2.72 | 2.72 | 2.98 | 2.98        | 2.98 | 2.94 | 3.26 | 3.26        | 3.26 | 2.91 |      |
| Double Span (Proposed) | 1.0                 | 101             | A252     | 4.13                         | 3.70 | 3.21 | 2.88 | 4.24        | 3.80 | 3.30 | 2.98 | 4.45        | 3.98 | 3.46 | 3.11 |
|                        |                     | 130             | A393     | 4.56                         | 4.34 | 3.76 | 3.36 | 4.98        | 4.52 | 3.97 | 3.55 | 5.19        | 4.71 | 4.14 | 3.74 |
|                        |                     | 150             | 2 x A252 | 5.10                         | 4.59 | 4.00 | 3.59 | 5.38        | 4.84 | 4.22 | 3.79 | 5.66        | 5.18 | 4.58 | 4.15 |
|                        | 1.5                 | 110             | A252     | 3.76                         | 3.38 | 2.94 | 2.64 | 3.84        | 3.45 | 3.01 | 2.70 | 4.00        | 3.59 | 3.13 | 2.81 |
|                        |                     | 130             | A393     | 4.39                         | 3.97 | 3.49 | 3.15 | 4.47        | 4.05 | 3.55 | 3.21 | 4.62        | 4.18 | 3.67 | 3.32 |
|                        |                     | 150             | 2 x A252 | 4.94                         | 4.42 | 3.91 | 3.54 | 4.92        | 4.49 | 3.97 | 3.60 | 5.08        | 4.63 | 4.10 | 3.71 |
| 2.0                    | 125                 | A393            | 3.85     | 3.48                         | 3.05 | 2.75 | 3.89 | 3.52        | 3.08 | 2.78 | 3.97 | 3.59        | 3.14 | 2.84 |      |
|                        | 150                 | 2 x A252        | 4.35     | 3.96                         | 3.50 | 3.17 | 4.39 | 4.00        | 3.53 | 3.20 | 4.46 | 4.07        | 3.60 | 3.26 |      |
|                        | 175                 | 2 x A252        | 4.49     | 4.12                         | 3.67 | 3.34 | 4.54 | 4.17        | 3.71 | 3.38 | 4.62 | 4.24        | 3.78 | 3.44 |      |

R51 Load Span Tables (BS5950) Steel Grade S350 - Lightweight Concrete

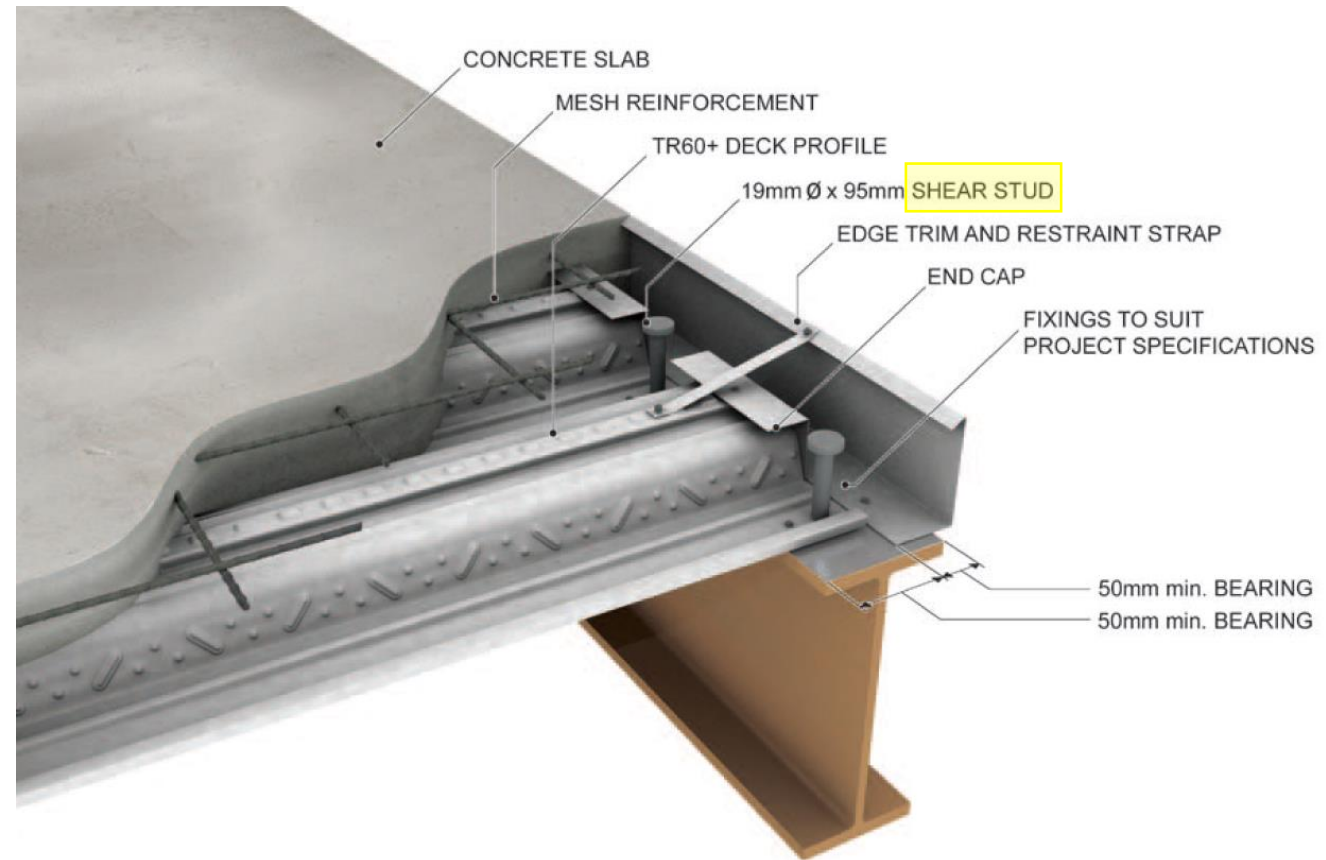
| Span Type              | Fire Rating (hours) | Slab Depth (mm) | Mesh     | Maximum Permissible Span (m) |      |      |      |             |      |      |      |             |      |      |      |
|------------------------|---------------------|-----------------|----------|------------------------------|------|------|------|-------------|------|------|------|-------------|------|------|------|
|                        |                     |                 |          | 0.9mm Gauge                  |      |      |      | 1.0mm Gauge |      |      |      | 1.2mm Gauge |      |      |      |
|                        |                     |                 |          | 3.5                          | 5.0  | 7.5  | 10.0 | 3.5         | 5.0  | 7.5  | 10.0 | 3.5         | 5.0  | 7.5  | 10.0 |
| Single Span            | 1.0                 | 101             | A142     | 2.97                         | 2.97 | 2.97 | 2.95 | 3.19        | 3.19 | 3.19 | 2.95 | 3.48        | 3.48 | 3.48 | 3.14 |
|                        |                     | 130             | A193     | 2.74                         | 2.74 | 2.74 | 2.74 | 2.99        | 2.99 | 2.99 | 2.99 | 3.26        | 3.26 | 3.26 | 3.26 |
|                        |                     | 150             | A252     | 2.67                         | 2.67 | 2.67 | 2.67 | 2.85        | 2.85 | 2.85 | 2.85 | 3.13        | 3.13 | 3.13 | 3.13 |
|                        | 1.5                 | 105             | A142     | 2.93                         | 2.93 | 2.84 | 2.45 | 3.16        | 3.16 | 2.91 | 2.52 | 3.44        | 3.44 | 3.06 | 2.64 |
|                        |                     | 130             | A193     | 2.74                         | 2.74 | 2.74 | 2.74 | 2.99        | 2.99 | 2.99 | 2.99 | 3.26        | 3.26 | 3.26 | 3.23 |
|                        |                     | 150             | A252     | 2.67                         | 2.67 | 2.67 | 2.67 | 2.85        | 2.85 | 2.85 | 2.85 | 3.13        | 3.13 | 3.13 | 3.13 |
| 2.0                    | 115                 | A193            | 2.85     | 2.85                         | 2.69 | 2.34 | 3.09 | 3.09        | 2.71 | 2.37 | 3.36 | 3.36        | 2.77 | 2.43 |      |
|                        | 150                 | A252            | 2.67     | 2.67                         | 2.67 | 2.67 | 2.85 | 2.85        | 2.85 | 2.85 | 3.13 | 3.13        | 3.13 | 3.06 |      |
|                        | 175                 | A252            | 2.53     | 2.53                         | 2.53 | 2.53 | 2.71 | 2.71        | 2.71 | 2.71 | 2.99 | 2.99        | 2.99 | 2.99 |      |
| Double Span            | 1.0                 | 101             | A142     | 3.43                         | 3.43 | 3.09 | 2.71 | 3.69        | 3.69 | 3.19 | 2.81 | 4.02        | 4.02 | 3.39 | 2.98 |
|                        |                     | 130             | A193     | 3.26                         | 3.26 | 3.26 | 3.26 | 3.51        | 3.51 | 3.51 | 3.37 | 3.76        | 3.76 | 3.76 | 3.56 |
|                        |                     | 150             | A252     | 3.12                         | 3.12 | 3.12 | 3.12 | 3.37        | 3.37 | 3.37 | 3.37 | 3.68        | 3.68 | 3.68 | 3.68 |
|                        | 1.5                 | 105             | A142     | 3.41                         | 3.20 | 2.70 | 2.39 | 3.65        | 3.28 | 2.77 | 2.46 | 3.98        | 3.45 | 2.92 | 2.58 |
|                        |                     | 130             | A193     | 3.26                         | 3.26 | 3.21 | 2.83 | 3.51        | 3.51 | 3.29 | 2.90 | 3.76        | 3.76 | 3.43 | 3.03 |
|                        |                     | 150             | A252     | 3.12                         | 3.12 | 3.12 | 3.12 | 3.37        | 3.37 | 3.37 | 3.33 | 3.68        | 3.68 | 3.68 | 3.46 |
| 2.0                    | 115                 | A193            | 3.38     | 3.04                         | 2.58 | 2.29 | 3.56 | 3.07        | 2.61 | 2.32 | 3.60 | 3.14        | 2.68 | 2.38 |      |
|                        | 150                 | A252            | 3.12     | 3.12                         | 3.12 | 2.78 | 3.37 | 3.37        | 3.18 | 2.81 | 3.68 | 3.68        | 3.24 | 2.87 |      |
|                        | 175                 | A252            | 2.97     | 2.97                         | 2.97 | 2.95 | 3.21 | 3.21        | 3.21 | 2.98 | 3.52 | 3.52        | 3.44 | 3.05 |      |
| Double Span (Proposed) | 1.0                 | 101             | A252     | 4.19                         | 3.84 | 3.30 | 2.95 | 4.25        | 3.91 | 3.39 | 3.03 | 4.35        | 4.01 | 3.51 | 3.17 |
|                        |                     | 130             | A393     | 5.06                         | 4.52 | 3.87 | 3.44 | 5.11        | 4.72 | 4.09 | 3.63 | 5.19        | 4.89 | 4.29 | 3.85 |
|                        |                     | 150             | 2 x A252 | 5.39                         | 4.80 | 4.14 | 3.69 | 5.54        | 5.06 | 4.36 | 3.89 | 5.64        | 5.35 | 4.76 | 4.27 |
|                        | 1.5                 | 105             | A252     | 3.93                         | 3.50 | 3.02 | 2.69 | 4.01        | 3.57 | 3.08 | 2.75 | 4.17        | 3.71 | 3.20 | 2.86 |
|                        |                     | 130             | A393     | 4.70                         | 4.22 | 3.67 | 3.29 | 4.78        | 4.29 | 3.73 | 3.35 | 4.93        | 4.43 | 3.85 | 3.46 |
|                        |                     | 150             | 2 x A252 | 5.21                         | 4.72 | 4.13 | 3.69 | 5.30        | 4.79 | 4.19 | 3.78 | 5.46        | 4.93 | 4.32 | 3.89 |
| 2.0                    | 115                 | A393            | 4.12     | 3.68                         | 3.18 | 2.85 | 4.16 | 3.71        | 3.21 | 2.88 | 4.23 | 3.78        | 3.27 | 2.93 |      |
|                        | 150                 | 2 x A252        | 4.76     | 4.30                         | 3.76 | 3.39 | 4.80 | 4.34        | 3.80 | 3.42 | 4.88 | 4.41        | 3.86 | 3.48 |      |
|                        | 175                 | 2 x A252        | 4.91     | 4.47                         | 3.94 | 3.56 | 4.96 | 4.51        | 3.97 | 3.59 | 5.05 | 4.59        | 4.05 | 3.66 |      |

Refer to page 07 for notes associated with these load/span tables. For more comprehensive tables covering a wider range of slab depths, loadings, fire ratings and mesh sizes visit our website at [www.smdtd.co.uk](http://www.smdtd.co.uk).

# Metal deck in general (3)

#WeLoveSteelConstruction

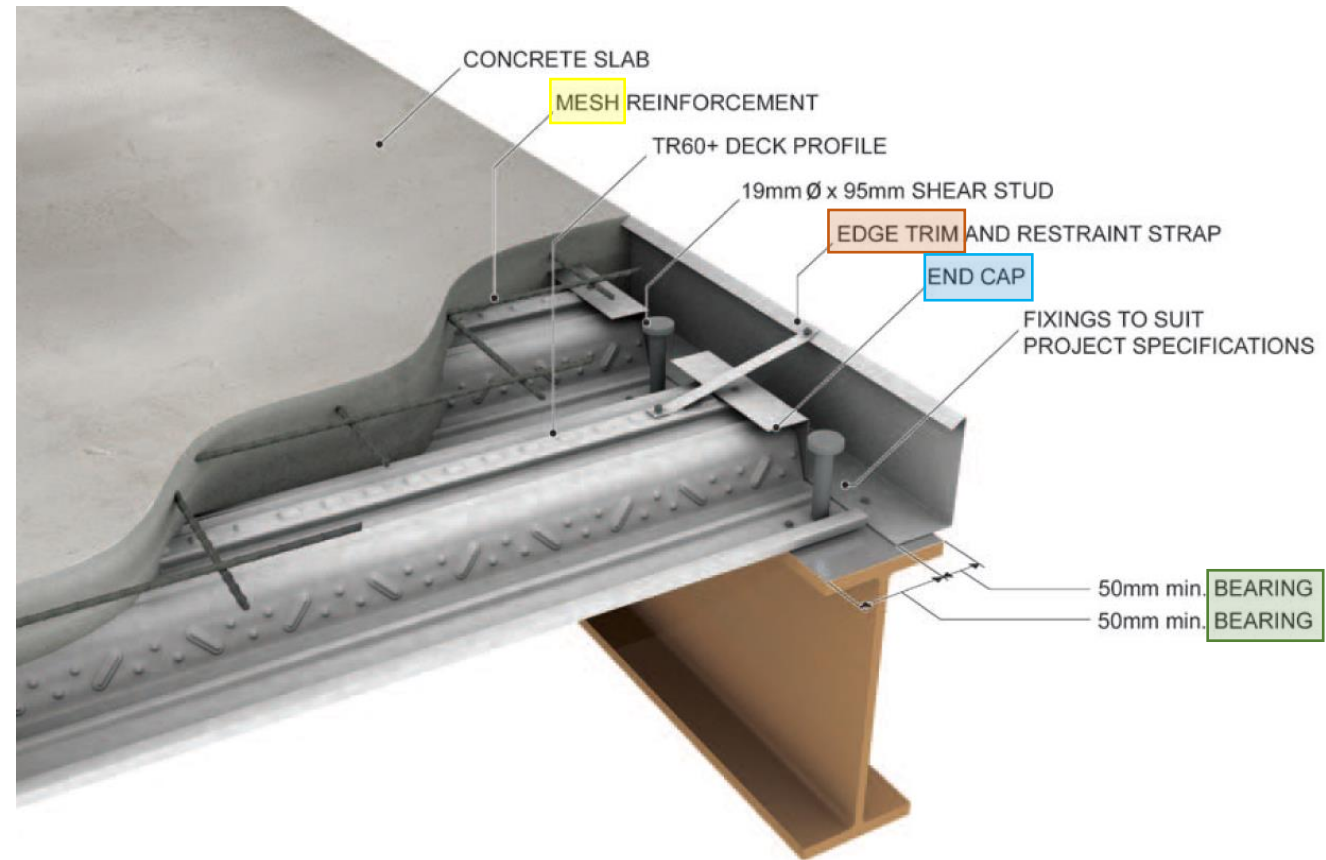
- เพื่อให้สามารถดึงศักยภาพของระบบในการรับแรง (strength) และลดการแอ่นตัว (stiffness) ได้สูงสุด metal deck จึงเป็นเสมือน “ไม้แบบ” เพื่อรองรับคอนกรีตที่อำนวยความสะดวก “เชื่อมพื้นคอนกรีตเมื่อแข็งตัวเข้ากับคานเหล็ก” กลายเป็น **composite concrete slab steel beam**
- ระบบ **composite beam** เป็นการ “เชื่อมพื้นคอนกรีตกับคานเหล็กให้รับแรงไปพร้อมกัน” โดย **พื้นคอนกรีตจะรับแรงอัด** และ **คานเหล็กจะรับแรงดึง** ซึ่งการประสานพื้นคอนกรีตและคานเหล็กให้ทำงานไปพร้อมกัน ต้องทำการ secure shear flow strength ระหว่างพื้นคอนกรีตกับคานเหล็ก ด้วยการใช้ **“shear stud”** ซึ่งสามารถติดตั้งที่หน้างานได้โดยง่าย



# Metal deck detail (1)

#WeLoveSteelConstruction

- พึ่งพิงกันเสมอว่า metal deck เป็นส่วน  
ของไม้แบบรับคอนกรีตสด ดังนั้นจึงมีความ  
จำเป็นที่จะต้อง “ปิดทางไหลออกของ  
คอนกรีตสดในทุกช่องทาง” ด้วยการใช้  
อุปกรณ์เสริม เช่น **END CAP** ปิดรูจากร่อง  
(flute) หรือ **EDGE TRIM** ตามแนวขอบพื้น  
(slab edge)
- การวาง metal deck ควรให้มีระยะนั่ง หรือ  
**BEARING** width ไม่น้อยกว่า 50 mm เพื่อ  
ป้องกันการขยับตัวหลุดออกระหว่างการเท  
คอนกรีต และช่วย secure strength และ  
serviceability ไม่ให้อั่นตัวมากจนเกินไป
- Concrete slab จำเป็นต้องมีเหล็กเสริม  
เพื่อป้องกันการร้าว โดยปกติผู้ผลิต metal  
deck จะแนะนำให้ใช้ลวดเหล็กตะแกรง wire  
**MESH** อันเป็นไปตามความหนาพื้นคอนกรีต



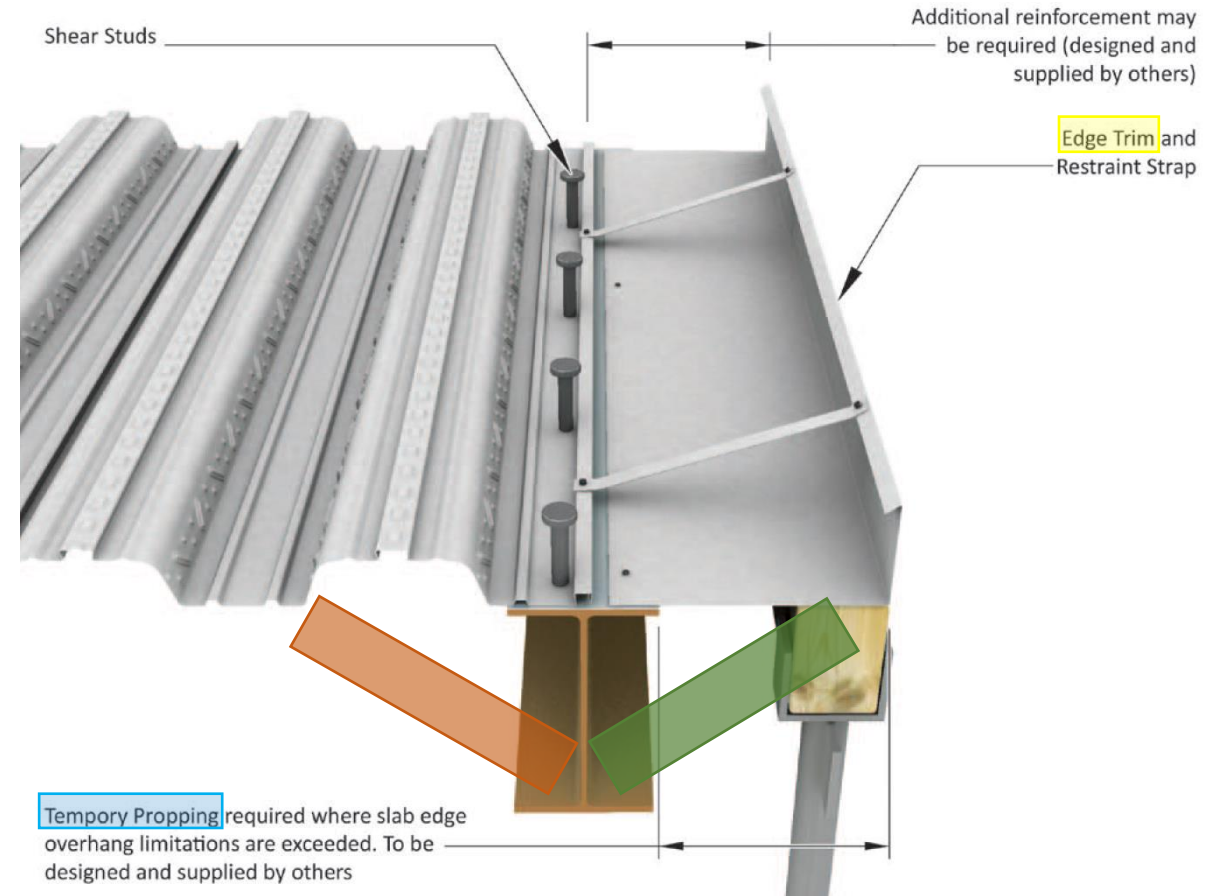
Ref: Technical manual and guidance note by SMD

# Metal deck detail (2)

#WeLoveSteelConstruction

- ในกรณีที่แนวขอบพื้น (slab edge) อยู่เลยออกไปจากแนว centerline ของคาน มีความจำเป็นจะต้องขยายขนาด **Edge Trim** และมีแถบยึดเพิ่มเติม ซึ่งผู้รับเหมา จำเป็นจะต้องดำเนินการตามคำแนะนำของผู้ผลิตและติดตั้ง metal deck
- ทั้งนี้หากขอบยื่นเกินกว่ามาตรฐานที่ metal deck supplier ระบุ ผู้รับเหมาหลักอาจต้องพิจารณาติดตั้ง ค้ำยันชั่วคราว (**Temporary Propping**) บริเวณขอบที่ยื่นออกมา
- ระบบค้ำยันชั่วคราว อาจเป็นรูปแบบ diagonal **kicker** ใช้ไม้มายันที่ปีกล่างของคานเหล็ก (ตรวจสอบความปลอดภัยของคาน โดยวิศวกร ว่าคานสามารถรับ torsion ได้ มีเช่นนั้น อาจต้องทำ diagonal **kicker** ต่อยัง metal deck อีกด้าน

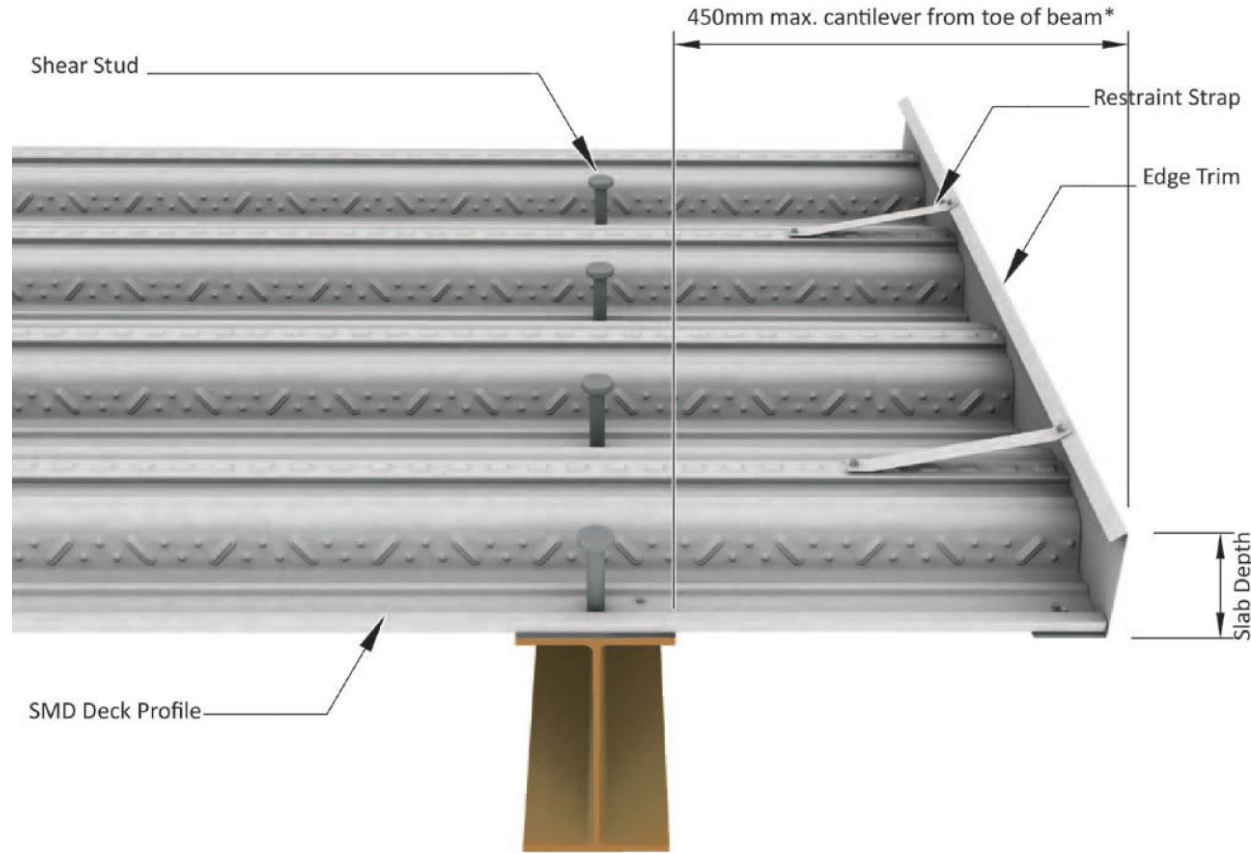
| Overall Slab Depth | Edge Trim                  |       |       |       |
|--------------------|----------------------------|-------|-------|-------|
|                    | Dimension from toe of Beam |       |       |       |
|                    | 1.0mm                      | 1.2mm | 1.6mm | 2.0mm |
| 130 mm             | 105mm                      | 125mm | 160mm | 200mm |
| 150 mm             | 95mm                       | 115mm | 150mm | 185mm |
| 175 mm             | 90mm                       | 110mm | 145mm | 175mm |
| 200 mm             | 85mm                       | 100mm | 135mm | 165mm |
| 250 mm             | Propping Required          |       |       |       |



# Metal deck detail (3)

#WeLoveSteelConstruction

- Metal deck มีรับรับแรงทิศทางเดียว (1-way direction) คือถ่ายแรงตามแนวยาวของร่อง ไปสู่คานที่วางตัวในแนวตั้งฉาก (หรืออาจทำมุม skew) กับ metal deck ดังนั้นในกรณีที่ สามารถ “ยึด metal deck” ออกจาก beam centerline ไปสู่ slab edge ได้ วิธีการนี้จะ ประหยัดกว่าการใช้ kicker หรือค้ำยันชั่วคราว
- ระยะยื่น cantilevered length ขึ้นกับความ ลึกของร่อง (flute thickness) ของ metal deck ซึ่งสะท้อน section modulus (strength) และ moment of inertia (stiffness) ของ cantilevered metal deck
- ทั้งนี้ จะต้องติดตั้ง Edge Trim (ยึดด้วย Restraint Strap) เพื่อป้องกันการไหลออก ของคอนกรีต

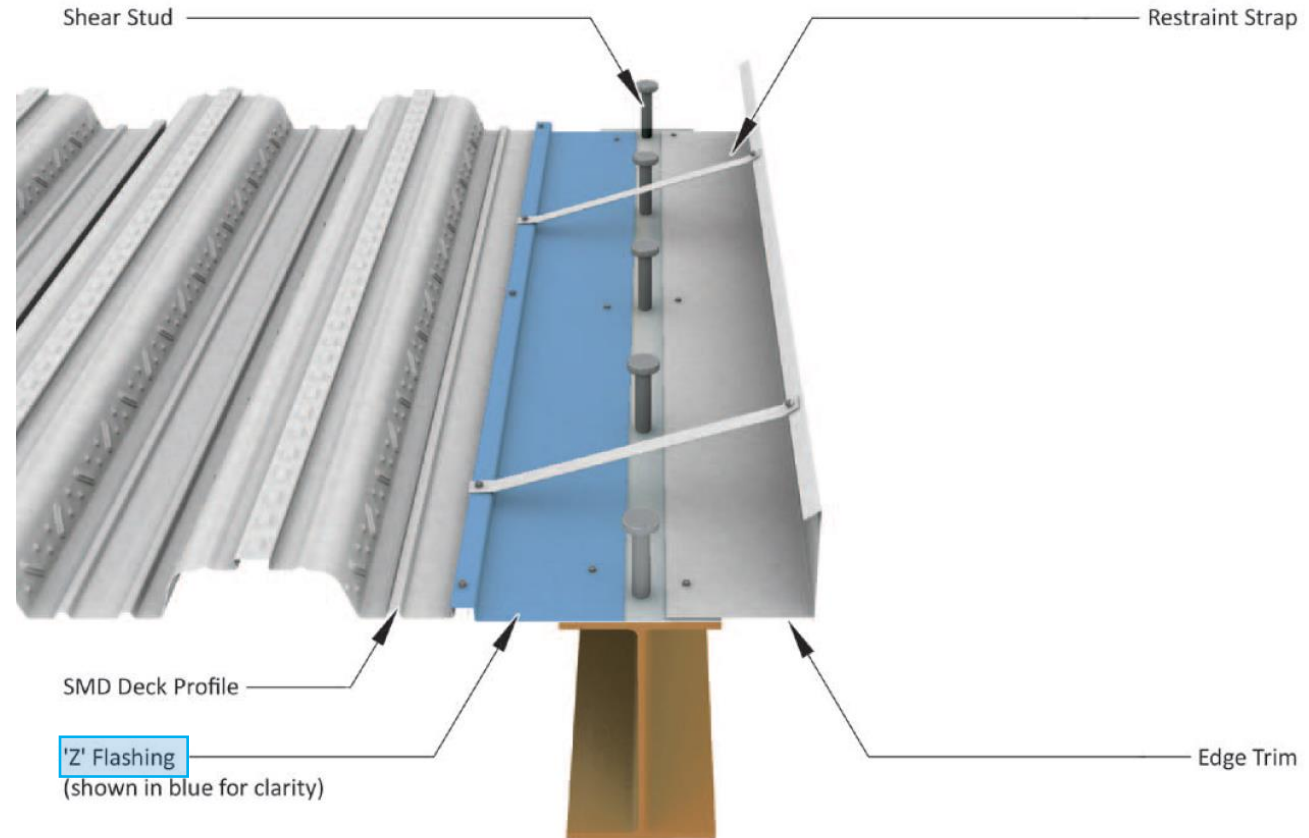


Ref: Technical manual and guidance note by SMD

# Metal deck detail (4)

#WeLoveSteelConstruction

- ในกรณีที่แนว metal deck ขนานกับคาน ขอบอาคาร (ไม่ได้รับ metal deck) แต่ความ กว้างแผ่น “ยาวไม่ถึงคานขอบ” ต้องทำการ ปิดด้วยแผ่นปิดตัวแซด **Z Flashing** เพื่อ ป้องกันไม่ให้คอนกรีตไหลลงสู่เบื้องล่าง
- การยึดแผ่นบาง ทั้ง Metal deck, Flashing, Edge trim, Restraint strap ฯลฯ ใช้การ ยึดด้วย screw ปลายปล้อย
- การตัดแผ่นบาง สามารถดำเนินการที่หน้า งานได้โดยง่ายด้วยการใช้กรรไกร ตัดแบบ manual

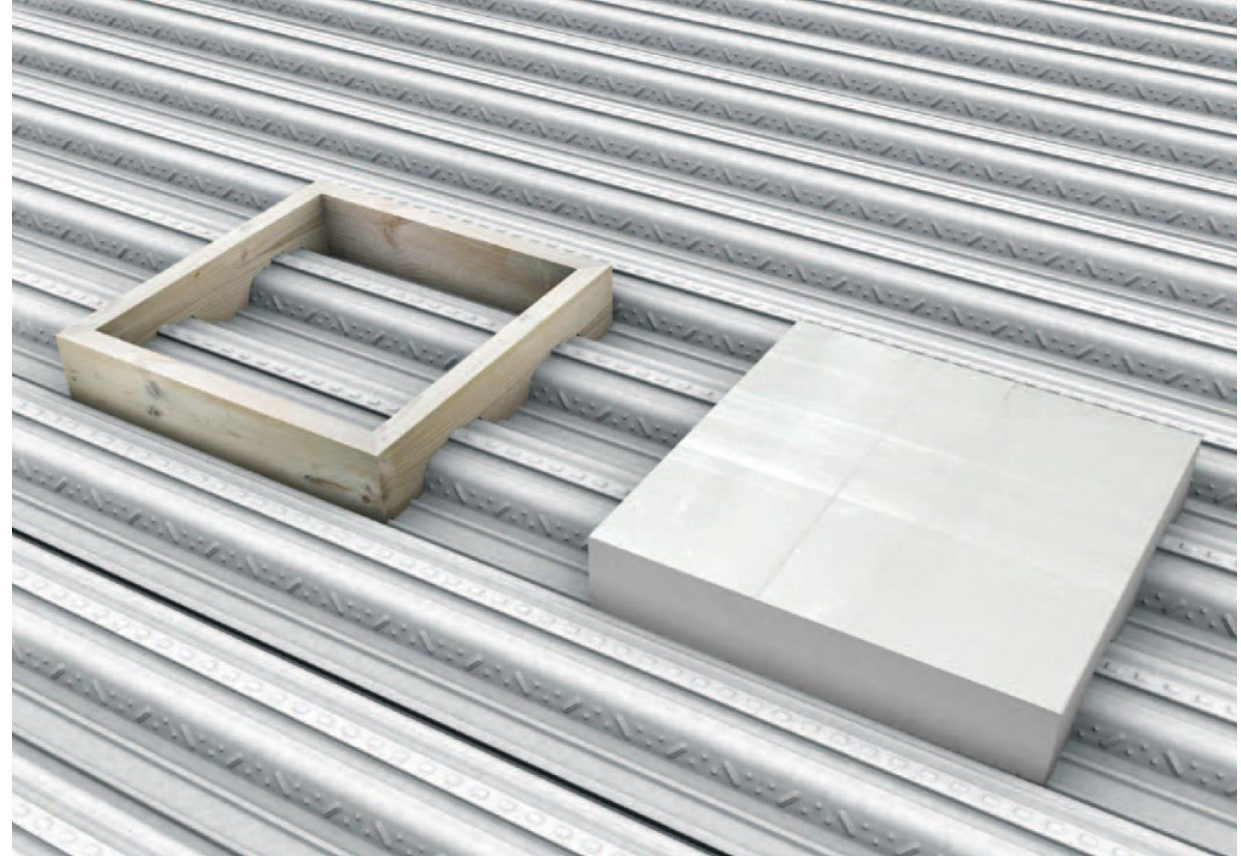


Ref: Technical manual and guidance note by SMD

# Metal deck detail (5)

#WeLoveSteelConstruction

- ในกรณีที่ต้องการทำช่องเปิด ที่มีขนาดไม่ใหญ่มากนัก (เช่น 25 cm ขึ้นกับคำแนะนำของผู้ผลิต) อาจพิจารณาตีเป็นกล่องด้วยไม้ หรือ โฟม box out ช่องเปิดไว้ดังรูป โดยไม่ต้องเสริมเหล็กเสริมใดๆ เพิ่มเติม และทำการตัด metal deck ออกเมื่อคอนกรีตแข็งตัว
- ในกรณีที่ช่องเปิดมีขนาดใหญ่ (แต่ไม่เกิน 70 cm) พิจารณาเสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมบนในแนวทแยงบริเวณขอบ และเสริมด้วยเหล็กเสริมในแนวนานกับช่องเปิดทั้ง 4 ด้าน เพื่อป้องกันการฉีกบริเวณขอบ และลดความเสี่ยงการขาดหายไป (ความไม่ต่อเนื่อง) ของเหล็กเสริม
- กรณีช่องเปิดใหญ่มาก (กว่า 70 cm) อาจพิจารณาเสริมรอบด้วยคานชอย

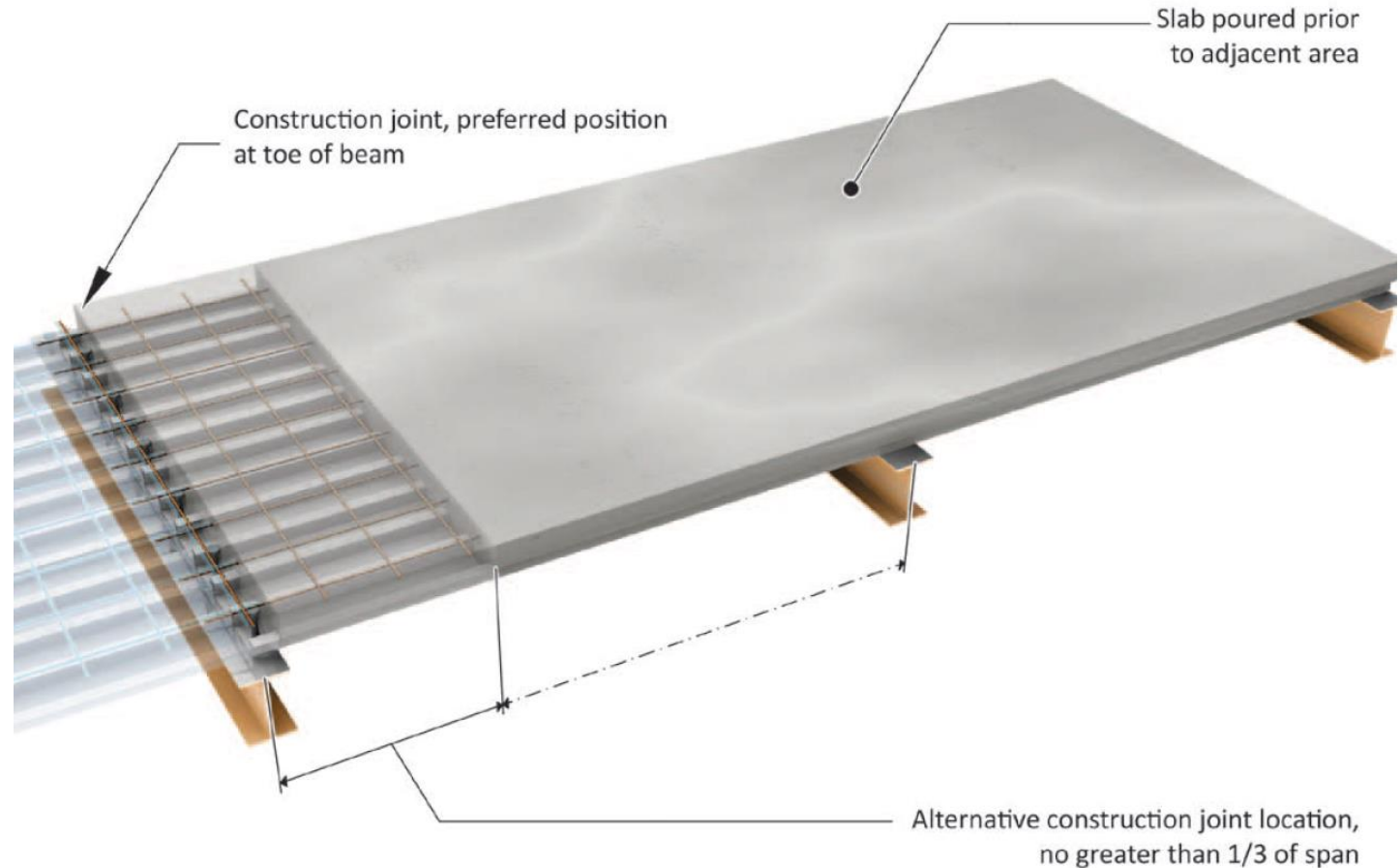


Ref: Technical manual and guidance note by SMD

# Metal deck detail (6)

#WeLoveSteelConstruction

- ในกรณีที่ไม่สามารถเทคอนกรีตได้ตลอดแผ่นพื้น (เช่นเกินกว่า 1,000 m<sup>2</sup>) จำเป็นต้องพิจารณาตำแหน่งหรือแนวการหยุดการเทซึ่งในทางปฏิบัติ มักกำหนดให้เป็นระยะ 1/3 ของความยาวช่วงพาด (span) ของ metal deck เพื่อ optimize โมเมนต์ดัด และแรงเฉือน ไม่ให้ค่าใดค่าหนึ่งมากเกินไป

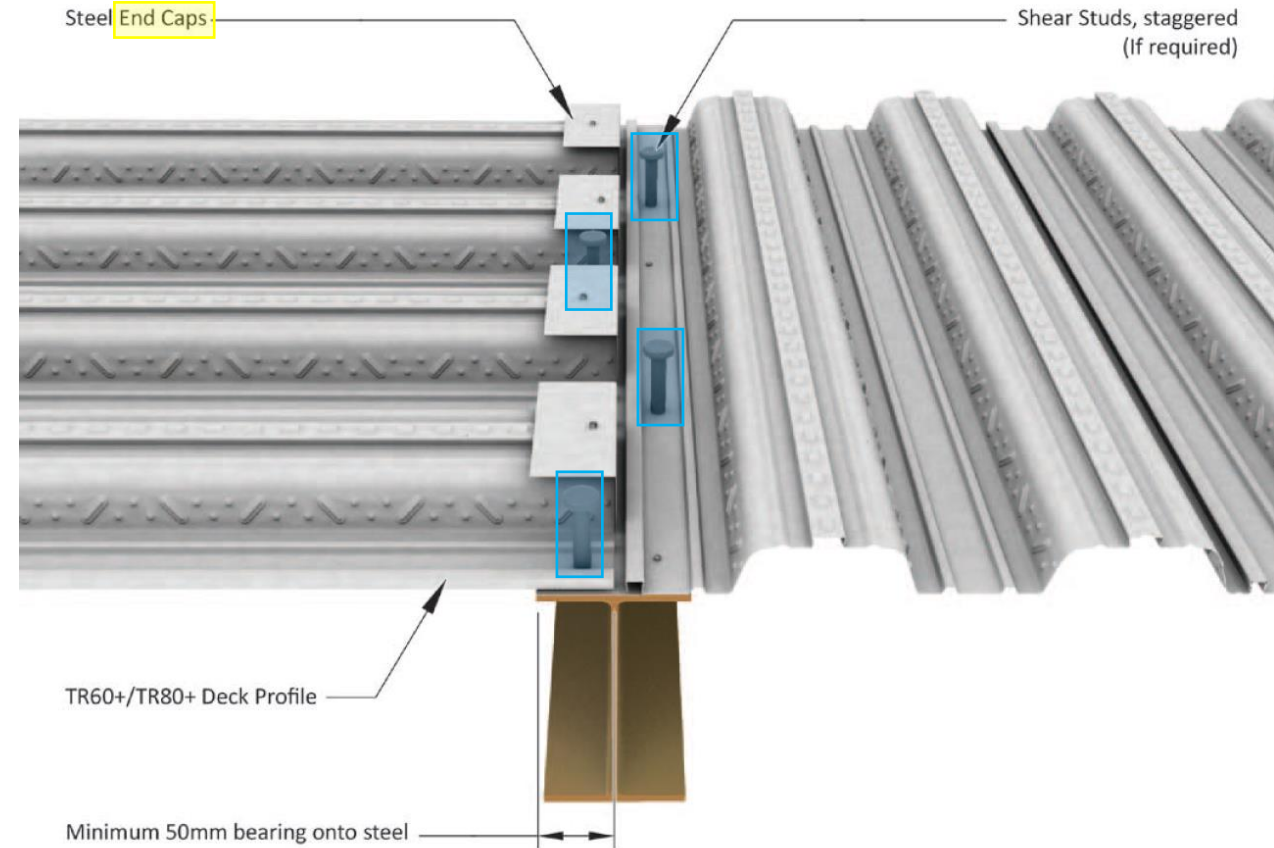


Ref: Technical manual and guidance note by SMD

# Metal deck detail (7)

#WeLoveSteelConstruction

- ในกรณีที่ metal deck ที่จัดวางในทิศทางที่ตั้งฉากกันมาบรรจบกัน ณ ตำแหน่งของคาน ต้องเตรียมระยะ bearing อย่างน้อย 50 mm ของด้าน ที่รับน้ำหนัก (ตั้งฉากกับทิศทาง แนวการวางตัวของคาน) พร้อมทั้งติดตั้ง Steel End Cap เพื่อป้องกันการไหลออกของ คอนกรีตสด ส่วนในทิศทางที่ไม่ได้รับน้ำหนัก สามารถตัด metal deck ให้พอดี หรืออาจใช้ Z flashing ตาม detail (4) มาเสริมก็ได้
- การติดตั้ง Shear Stud อาจพิจารณาติดตั้ง แบบ สลับหว่าง (stagger) เพื่อให้สามารถ เชื่อม concrete slab ทั้งสองด้านในการช่วย รับแรงของ composite beam

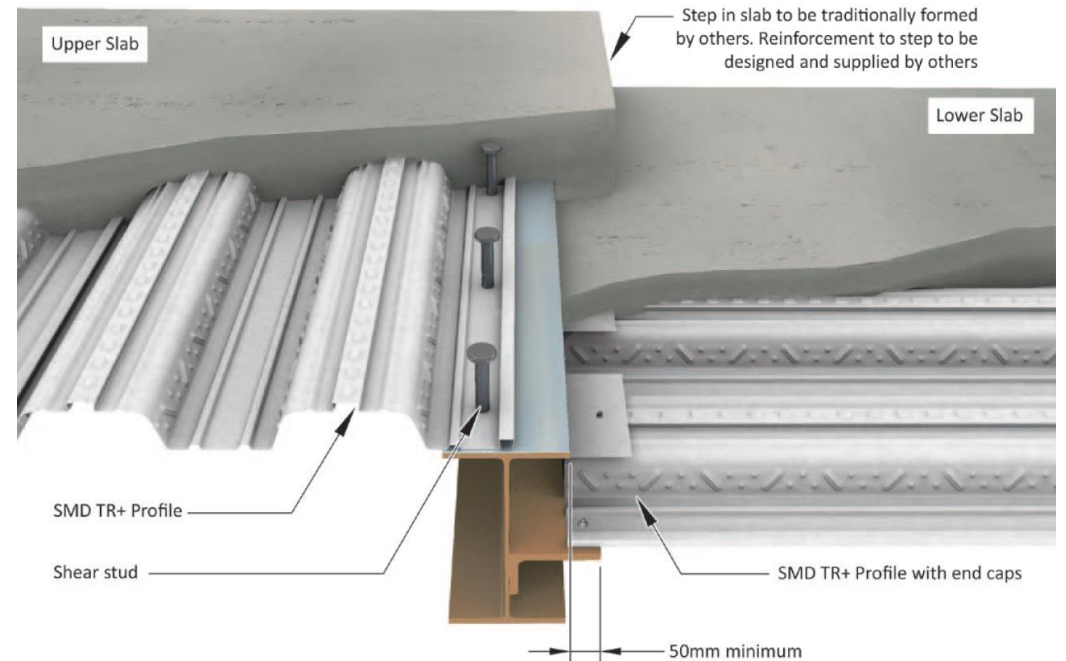
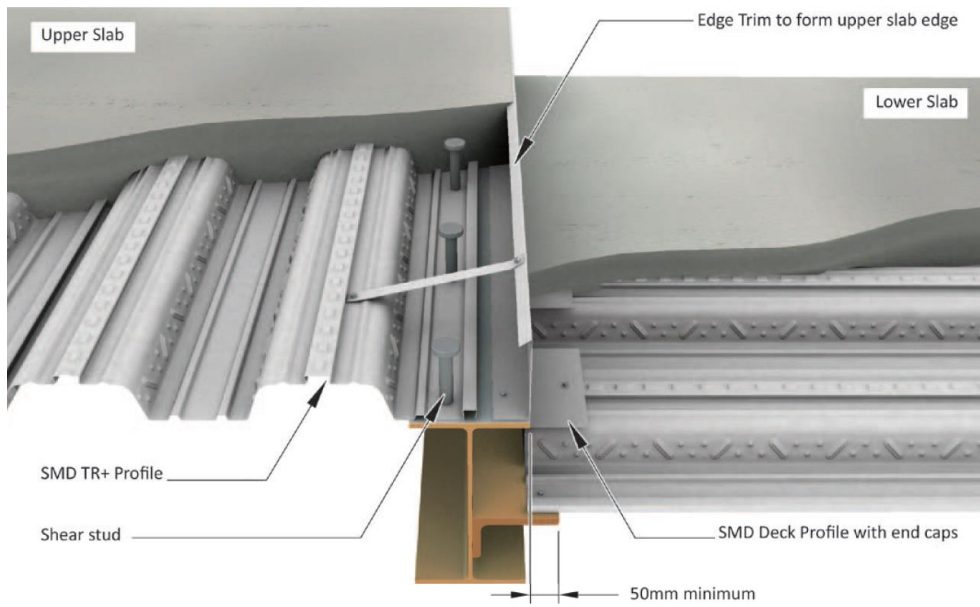


Ref: Technical manual and guidance note by SMD

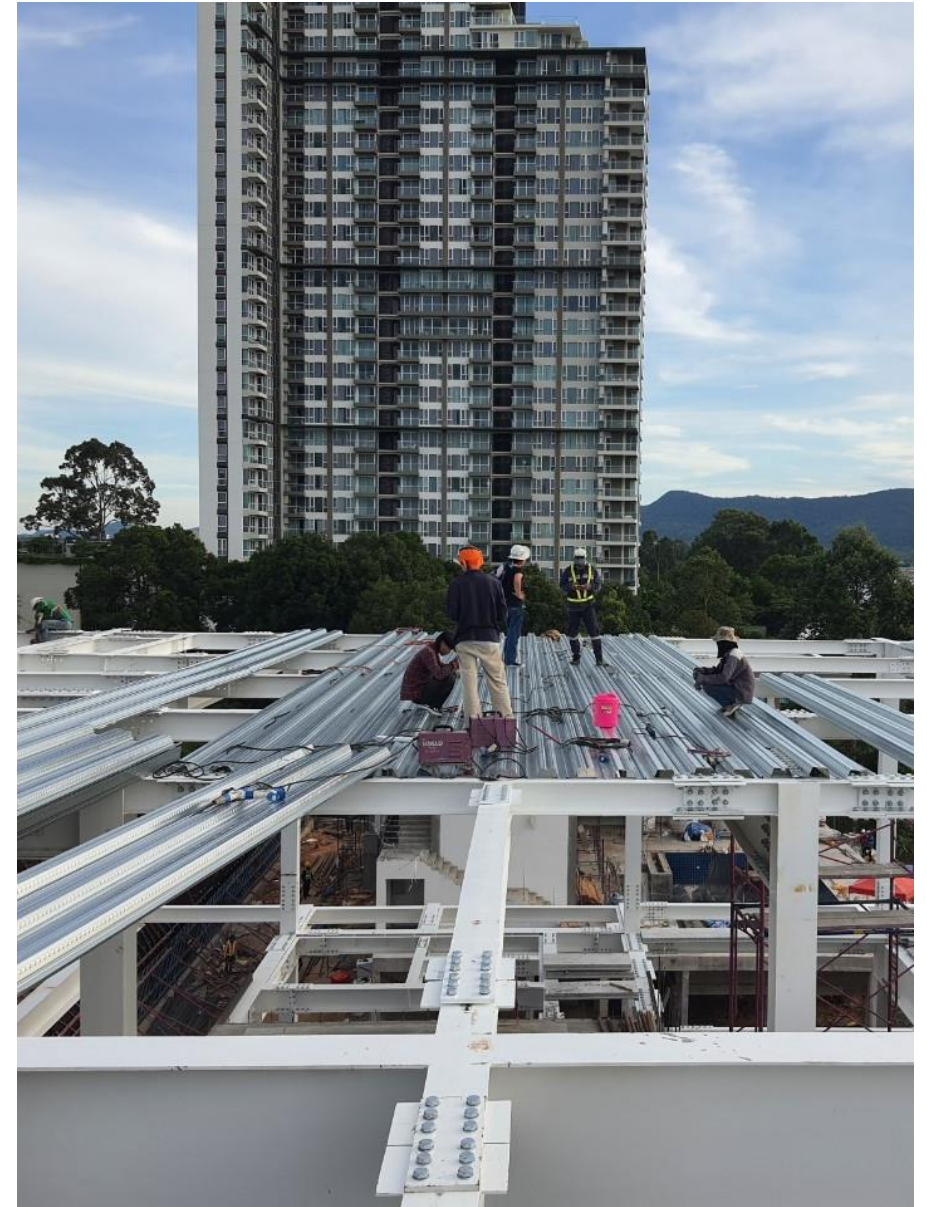
# Metal deck detail (8)

#WeLoveSteelConstruction

- ในกรณีที่มีการเปลี่ยนระดับ top of slab ณ ตำแหน่งคาน ที่รองรับ metal deck ระดับพื้นที่อยู่ต่ำกว่า ให้ติดตั้งเหล็กฉากเพื่อรองรับ metal deck โดยให้มีระยะห่าง ของ metal deck ไม่น้อยกว่า 5 cm ทั้งนี้หาก Lower Slab อยู่ต่ำกว่า Upper Slab มาก อาจพิจารณาติดตั้ง Edge Trim เพิ่มเติม



Ref: Technical manual and guidance note by SMD







# เสาคอมไพลิก

---

#WeLoveSteelConstruction



# Filled Composite Column - 1

#WeLoveSteelConstruction

- ผู้ออกแบบต้องทำการตรวจสอบความบางที่สุดของท่อเหล็กที่นำมาใช้เป็นเสาที่จะกรอกด้วยคอนกรีต โดยเป็นไปตาม Table I1.1a
- ถ้าอัตราส่วนความละเอียดต่ำกว่า  $\lambda_p$  ท่อเหล็กเป็น compact section ไม่เกิด local buckling
- ถ้าอัตราส่วนความละเอียดมากกว่า  $\lambda_r$  ท่อเหล็กเป็น slender section เกิด elastic local buckling
- ถ้าอัตราส่วนความละเอียดมากกว่า  $\lambda_p$  แต่ไม่เกิน  $\lambda_r$  ท่อเหล็กเป็น noncompact section เกิด inelastic local buckling

| Description of Element                                         | Width-to-Thickness Ratio | $\lambda_p$<br>Compact/<br>Noncompact | $\lambda_r$<br>Noncompact/<br>Slender | Maximum Permitted           |
|----------------------------------------------------------------|--------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------|
| Walls of Rectangular HSS and Box Sections of Uniform Thickness | $b/t$                    | $2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$           | $3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$           | $5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |
| Round HSS                                                      | $D/t$                    | $\frac{0.15E}{F_y}$                   | $\frac{0.19E}{F_y}$                   | $\frac{0.31E}{F_y}$         |

# Filled Composite Column – 2

#WeLoveSteelConstruction

- เริ่มต้นการพิจารณาจาก flexural buckling ของเสา ดังเช่นการคำนวณเสาโครงสร้างเหล็กปกติทั่วไป แต่เปลี่ยนค่า stiffness ของ pure steel column เป็น filled composite column
- Stiffness ของ filled composite column คำนวณจาก effective stiffness จาก (1) stiffness ของท่อเหล็ก  $E_s I_s$  (2) stiffness ของเหล็กเสริม  $E_s I_{sr}$  และ (3) stiffness ของคอนกรีต  $C_3 E_c I_c$
- $C_3$  สะท้อนปัจจัยร่วม (interaction) ระหว่างคอนกรีตที่กรอกในเสาท่อเหล็ก กับเหล็กเสริมและท่อเหล็ก หรืออาจมองได้ว่าเป็น "stiffness contribution" ของคอนกรีตต่อ stiffness ของเสา CFT ที่เรียกว่า effective stiffness หรือ  $EI_{eff}$

## 12. AXIAL FORCE

This section applies to encased composite members and filled composite members subject to axial force.

### 1. Encased Composite Members

#### 1b. Compressive Strength

The design compressive strength,  $\phi_c P_n$ , and allowable compressive strength,  $P_n/\Omega_c$ , of doubly symmetric axially loaded encased composite members shall be determined for the limit state of flexural buckling based on member slenderness as follows:

$$\phi_c = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2.00 \text{ (ASD)}$$

(a) When  $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left( 0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) \quad (12-2)$$

(b) When  $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e \quad (12-3)$$

### 2. Filled Composite Members

The effective stiffness of the composite section,  $EI_{eff}$ , for all sections shall be:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (12-12)$$

where

$C_3$  = coefficient for calculation of effective rigidity of filled composite compression member

$$= 0.45 + 3 \left( \frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.9 \quad (12-13)$$

The available compressive strength need not be less than specified for the bare steel member, as required by Chapter E.

# Filled Composite Column – 3

#WeLoveSteelConstruction

- พิจารณาท่อเหลี่ยมเกรด (1)  $F_y$  240 MPa (2)  $F_y$  360 MPa จะได้ความหนาต่ำสุด ที่ให้หน้าตัดยังเป็น compact section เป็นไปตามตาราง

| b (mm)    | 100 | 150 | 200 | 250 | 300 | 350 | $F_y$ (MPa) |
|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-------------|
| $t_{min}$ | 1.5 | 2.3 | 3.1 | 3.9 | 4.6 | 5.4 | 245         |
| (mm)      | 1.8 | 2.7 | 3.6 | 4.5 | 5.4 | 6.2 | 325         |

- เงื่อนไขในการออกแบบ เสาท่อเหล็กกรอกคอนกรีต คือ
  - พื้นที่หน้าตัดเหล็ก อย่างน้อย 1% ของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด
  - ต้องพิจารณา local buckling ของท่อเหล็ก
  - ไม่จำเป็นต้องมี rebar ตามแนวยาวของเสา แต่หากจะเสริม longitudinal rebar ก็ไม่จำเป็นต้องมีเหล็กปลอก stirrup

## I2. AXIAL FORCE

This section applies to encased composite members and filled composite members subject to axial force.

### 1. Encased Composite Members

#### 1b. Compressive Strength

The design compressive strength,  $\phi_c P_n$ , and allowable compressive strength,  $P_n/\Omega_c$ , of doubly symmetric axially loaded encased composite members shall be determined for the limit state of flexural buckling based on member slenderness as follows:

$$\phi_c = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2.00 \text{ (ASD)}$$

(a) When  $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left( 0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) \quad (I2-2)$$

(b) When  $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e \quad (I2-3)$$

### 2. Filled Composite Members

#### 2b. Compressive Strength

The available compressive strength of axially loaded doubly symmetric filled composite members shall be determined for the limit state of flexural buckling in accordance with Section I2.1b with the following modifications:

(a) For compact sections

$$P_{no} = P_p \quad (I2-9a)$$

where

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (I2-9b)$$

$C_2 = 0.85$  for rectangular sections and  $0.95$  for round sections

# Filled Composite Column - 4

#WeLoveSteelConstruction

- For **compact rectangular** sections

| b (mm)           | 100 | 150 | 200 | 250 | 300 | 350 | F <sub>y</sub> (MPa) |
|------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----------------------|
| t <sub>min</sub> | 1.5 | 2.3 | 3.1 | 3.9 | 4.6 | 5.4 | 245                  |
| (mm)             | 1.8 | 2.7 | 3.6 | 4.5 | 5.4 | 6.2 | 325                  |

- กำลังรับแรงอัดของ filled composite column ต้องพิจารณา flexural buckling ตามความละเอียดที่ปรากฏ ดัง I2.1b แต่เปลี่ยนค่า P<sub>no</sub> ดังแสดงในสมการ I2-4 เป็นสมการ I2-9b โดย P<sub>no</sub> ประกอบด้วย 3 component

1. ท่อเหล็ก = F<sub>y</sub>A<sub>s</sub>
2. คอนกรีต = 0.85f'<sub>c</sub>A<sub>c</sub>
3. เหล็กเสริมคอนกรีต = 0.85f'<sub>c</sub>A<sub>sr</sub>(E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>)

## 2b. Compressive Strength

- (a) For compact sections

$$P_{no} = P_p \quad (I2-9a)$$

where

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (I2-9b)$$

C<sub>2</sub> = 0.85 for rectangular sections and 0.95 for round sections

พิจารณา compatibility คอนกรีตเกิดการเสียรูป  
= strain = stress/E<sub>c</sub> = (0.85f'<sub>c</sub>)/E<sub>c</sub>

เหล็กเสริมเสียรูป = strain เกิด stress = strain \* E<sub>s</sub>  
= (0.85f'<sub>c</sub>)/E<sub>c</sub> \* E<sub>s</sub> ดังนั้น กำลังรับแรง = stress \* A<sub>sr</sub>

หรือ  $P_{psr} = 0.85f'_c A_{sr} (E_s/E_c)$

# Filled Composite Column – 5

#WeLoveSteelConstruction

- For **noncompact rectangular** sections กำลังรับแรงอัดของ filled composite column จะถูกลดทอนลงจากผลของ **inelastic** local buckling ที่ผนังท่อเหล็ก
- การลดทอนลง ประมาณการด้วยการ interpolation (แบบยกกำลัง 2) ของค่า  $\lambda = D/t$  หรือ  $b/t$  กับ  $\lambda_p$  และ  $\lambda_r$  ระหว่าง  $P_p$  (limit ความชะลูด  $\lambda_p$ ) ดังสมการ I2-9c และ  $P_y$  (limit ความชะลูด  $\lambda_r$ ) ดังสมการ I2-9d
- $P_y$  สะท้อนกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ลดลง ราว 18% จาก  $0.85f'_c$  เหลือ  $0.7f'_c$
- ทั้งนี้ ... ต้องพิจารณา flexural buckling ( $P_p$ ) ของ **compact** sections ก่อน โดยหากพบว่า element ชะลูด (non compact หรือ slender) จนเกินไป ก็ดำเนินการลดทอนกำลังรับแรงอัดของ member ต่อไป

## I2. AXIAL FORCE

This section applies to encased composite members and filled composite members subject to axial force.

### 1. Encased Composite Members

#### 1b. Compressive Strength

The design compressive strength,  $\phi_c P_n$ , and allowable compressive strength,  $P_n/\Omega_c$ , of doubly symmetric axially loaded encased composite members shall be determined for the limit state of flexural buckling based on member slenderness as follows:

$$\phi_c = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2.00 \text{ (ASD)}$$

(a) When  $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left( 0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) \quad (I2-2)$$

(b) When  $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e \quad (I2-3)$$

### 2. Filled Composite Members

#### 2b. Compressive Strength

(b) For noncompact sections

$$P_{no} = P_p \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (I2-9c)$$

where

$\lambda$ ,  $\lambda_p$  and  $\lambda_r$  are slenderness ratios determined from Table I1.1a

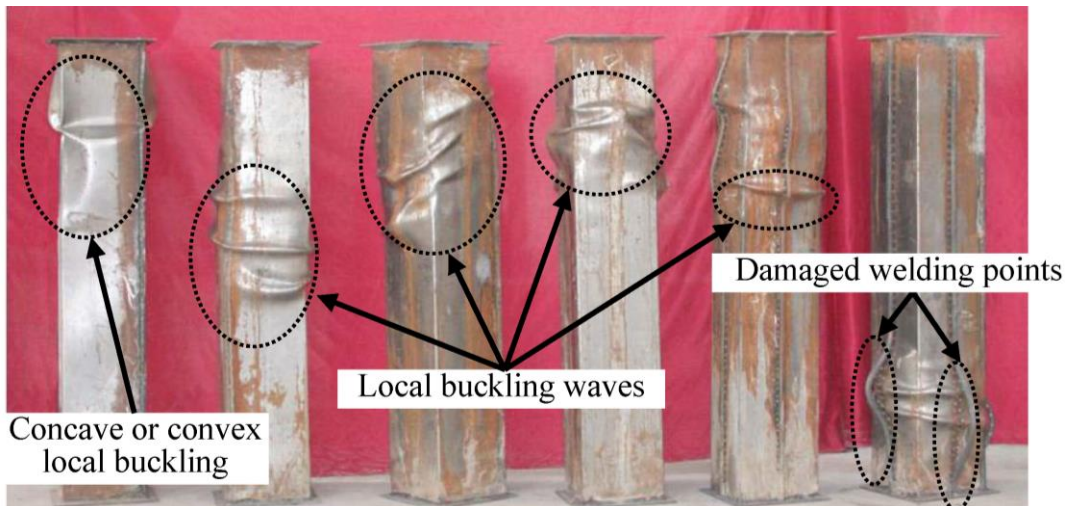
$P_p$  is determined from Equation I2-9b

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (I2-9d)$$

# Filled Composite Column – 6

#WeLoveSteelConstruction

- For **slender rectangular** sections กำลังรับแรงอัดของ filled composite column จะถูกลดทอนลงจากผลของ **elastic local buckling** ที่ผนังท่อเหล็ก
- การลดทอนลงจากผลของ **elastic local buckling** ที่ผนังท่อเหล็ก พิจารณาลดทอนจาก  $F_y$  เหลือเพียง  $F_{cr}$  โดยลดทอนตาม element slenderness ( $b/t$ ) ยกกำลัง 2



Ref: <https://www.mdpi.com/2076-3417/8/9/1602/htm>

## I2. AXIAL FORCE

This section applies to encased composite members and filled composite members subject to axial force.

### 1. Encased Composite Members

#### 1b. Compressive Strength

The design compressive strength,  $\phi_c P_n$ , and allowable compressive strength,  $P_n/\Omega_c$ , of doubly symmetric axially loaded encased composite members shall be determined for the limit state of flexural buckling based on member slenderness as follows:

$$\phi_c = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2.00 \text{ (ASD)}$$

(a) When  $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left( 0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) \quad (12-2)$$

(b) When  $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e \quad (12-3)$$

### 2. Filled Composite Members

#### 2b. Compressive Strength

(c) For slender sections

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f_c' \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (12-9e)$$

where

(1) For rectangular filled sections

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{\left( \frac{b}{t} \right)^2} \quad (12-10)$$

# Filled Composite Column - 7

#WeLoveSteelConstruction

หากำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (service) ของเสาท่อเหล็กกรอกคอนกรีต filled concrete column ท่อเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัส STKR490  $F_y$  325 MPa ขนาด 300x300 mm ผนังหนา 6 mm เสายาว 5 เมตร กรอกด้วยคอนกรีตปกติ  $f'_c = 36$  MPa ไม่มีเหล็ก rebar เสริมคอนกรีต

➤ เปิดตาราง สมบัติหน้าตัดท่อเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัส ตาม มอก. 107-61:  $A_s = 69.63 \text{ cm}^2$ ,  $I_x = I_y = 9,960 \text{ cm}^4$

➤ คำนวณ สมบัติของคอนกรีต:  $I_x = I_y = 1/12*(30-0.6*2)^4 = 57,331 \text{ cm}^4$

$$A_c = (30-0.6*2)^2 = 829.44 \text{ cm}^2,$$

$$E_c = 0.043*(2,400)^{1.5}*\sqrt{36} = 32,250 \text{ MPa} = 303,345 \text{ ksc}$$

• **Step 1:** หา  $EI_{\text{eff}} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$   
 $= 2,000,000(9,960) + 0 + [0.45 + 3(69.63/3,600)]* 303,345*57,331$   
 $= 19,920,000,000 + 0 + 17,391,028,770 = 37,311,028,770 \text{ kg-cm}^2$

• **Step 2:** หา  $P_e = \pi^2 EI_{\text{eff}} / L_c^2 = \pi^2 (3,731.1 \text{ T-m}^2) / 5^2 = 1,473 \text{ Tons}$

# Filled Composite Column - 8

#WeLoveSteelConstruction

หากำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (service) ของเสาท่อเหล็กกรอกคอนกรีต filled concrete column ท่อเหล็ก สี่เหลี่ยมจัตุรัส STKR490  $F_y$  325 MPa ขนาด 300x300 mm ผนังหนา 6 mm เสายาว 5 เมตร กรอกด้วย คอนกรีตปกติ  $f'_c = 36$  MPa ไม่มีเหล็ก rebar เสริมคอนกรีต

- **Step 3:** Check compactness ความหนาท่อ 6.0 mm > 5.6 mm ( $F_y$  325 MPa) เป็น compact section
- **Step 4:** หา  $P_{no} = F_y A_s + C_2 f'_c [A_c + A_{sr} (E_s/E_c)] = 3,250 * 69.63 + 0.85 * 360 * 829.44$   
 $= 226,297.5 + 253,808.6 = 480,106$  kg = 480 Tons
- **Step 5:** Check flexural buckling limit และ หากำลังรับน้ำหนักระบุ  $P_n$   
 $P_{no}/P_e = 480/1,473 = 0.326 \leq 2.25$  เป็น inelastic flexural buckling  
 $P_n = P_{no} * 0.658^{(P_{no}/P_e)} = 480 * 0.658^{(0.326)} = 419$  Tons
- **Step 6:** หากำลังรับน้ำหนักปลอดภัย =  $P_n/\Omega = 419/2 = 210$  Tons

# Filled Composite Column - 9

#WeLoveSteelConstruction

กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (ตัน) ของเสาท่อสี่เหลี่ยมจัตุรัส เกรด STKR490 กรอกด้วยคอนกรีตที่  $f'_c$  (ksc) 300/360/420 และ ความยาวเสา 3/4/5 m

| B (mm) | t (mm) | A (cm <sup>2</sup> ) | I (cm <sup>4</sup> ) | Lc = 3 m |         |         |         | Lc = 4 m |         |         |         | Lc = 5 m |         |         |         |
|--------|--------|----------------------|----------------------|----------|---------|---------|---------|----------|---------|---------|---------|----------|---------|---------|---------|
|        |        |                      |                      | No fill  | fc' 300 | fc' 360 | fc' 420 | No fill  | fc' 300 | fc' 360 | fc' 420 | No fill  | fc' 300 | fc' 360 | fc' 420 |
| 175    | 4.5    | 30.17                | 1450                 | 53       | 74      | 80      | 85      | 48       | 67      | 71      | 76      | 42       | 58      | 62      | 65      |
|        | 6      | 39.69                | 1860                 | 69       | 87      | 92      | 98      | 63       | 78      | 83      | 87      | 55       | 68      | 71      | 75      |
| 200    | 4.5    | 34.67                | 2190                 | 62       | 93      | 101     | 109     | 58       | 86      | 93      | 100     | 52       | 78      | 83      | 89      |
|        | 6      | 45.63                | 2830                 | 82       | 109     | 116     | 124     | 76       | 100     | 107     | 113     | 69       | 90      | 96      | 101     |
| 250    | 6      | 57.63                | 5670                 | 107      | 157     | 169     | 182     | 102      | 149     | 160     | 172     | 96       | 139     | 150     | 160     |
|        | 8      | 75.79                | 7320                 | 141      | 183     | 195     | 208     | 135      | 173     | 185     | 196     | 126      | 162     | 172     | 182     |
|        | 9      | 84.67                | 8090                 | 158      | 196     | 208     | 220     | 151      | 186     | 197     | 208     | 141      | 173     | 184     | 193     |
| 300    | 6      | 69.63                | 9960                 | 132      | 210     | 230     | 250     | 127      | 203     | 221     | 240     | 122      | 194     | 211     | 228     |
|        | 9      | 102.7                | 14300                | 195      | 259     | 278     | 297     | 189      | 250     | 268     | 285     | 180      | 238     | 255     | 271     |
|        | 12     | 134.5                | 18300                | 257      | 307     | 325     | 343     | 248      | 296     | 313     | 329     | 238      | 282     | 298     | 313     |

# Filled Composite Column - 10

#WeLoveSteelConstruction

กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (ตัน) ของเสาท่อสี่เหลี่ยมจัตุรัส เกรด STKR490 และกำลังที่เพิ่มขึ้น เมื่อกรอกด้วยคอนกรีตที่  $f_c'$  (ksc) 300/360/420 และ ความยาวเสา 3/4/5 m

| B (mm) | t (mm) | A (cm <sup>2</sup> ) | I (cm <sup>4</sup> ) | Lc = 3 m |         |         | Lc = 4 m |         |         | Lc = 5 m |         |         |         |         |         |
|--------|--------|----------------------|----------------------|----------|---------|---------|----------|---------|---------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|
|        |        |                      |                      | No fill  | fc' 300 | fc' 360 | fc' 420  | No fill | fc' 300 | fc' 360  | fc' 420 | No fill | fc' 300 | fc' 360 | fc' 420 |
| 175    | 4.5    | 30.17                | 1450                 | 53       | 41%     | 52%     | 62%      | 48      | 40%     | 50%      | 60%     | 42      | 39%     | 48%     | 56%     |
|        | 6      | 32%                  | 28%                  | 69       | 25%     | 33%     | 41%      | 63      | 25%     | 32%      | 39%     | 55      | 23%     | 30%     | 36%     |
| 200    | 4.5    | 34.67                | 2190                 | 62       | 50%     | 63%     | 75%      | 58      | 49%     | 61%      | 73%     | 52      | 48%     | 59%     | 70%     |
|        | 6      | 32%                  | 29%                  | 82       | 32%     | 42%     | 51%      | 76      | 32%     | 40%      | 49%     | 69      | 31%     | 39%     | 47%     |
| 250    | 6      | 57.63                | 5670                 | 107      | 46%     | 58%     | 70%      | 102     | 46%     | 57%      | 69%     | 96      | 45%     | 56%     | 67%     |
|        | 8      | 32%                  | 29%                  | 141      | 29%     | 38%     | 47%      | 135     | 29%     | 37%      | 46%     | 126     | 28%     | 36%     | 44%     |
|        | 9      | 47%                  | 43%                  | 158      | 24%     | 31%     | 39%      | 151     | 23%     | 31%      | 38%     | 141     | 23%     | 30%     | 37%     |
| 300    | 6      | 69.63                | 9960                 | 132      | 60%     | 75%     | 90%      | 127     | 60%     | 74%      | 89%     | 122     | 59%     | 73%     | 87%     |
|        | 9      | 47%                  | 44%                  | 195      | 33%     | 42%     | 52%      | 189     | 33%     | 42%      | 51%     | 180     | 32%     | 41%     | 50%     |
|        | 12     | 93%                  | 84%                  | 257      | 19%     | 26%     | 33%      | 248     | 19%     | 26%      | 33%     | 238     | 19%     | 25%     | 32%     |

# ***O-NES Tower : The Future of Steel building in Thailand.***

Jakra Pornprasit ( Toni )

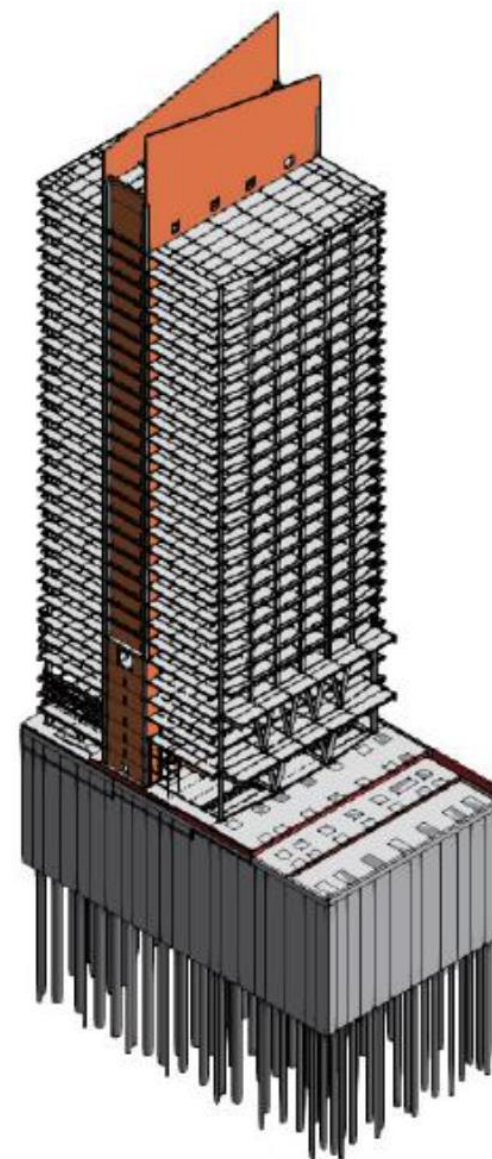
THAI OBAYASHI CORP., LTD.  
THAI OBAYASHI DESIGN CO., LTD.  
OBAYASHI CORPORATION.

July 2021





|                           |                                                                                                                                                                                                                |
|---------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| (1)Site area              | 7,106 m <sup>2</sup>                                                                                                                                                                                           |
| (2)Building Coverage Area | 2,528 m <sup>2</sup>                                                                                                                                                                                           |
| (3)GFA                    | 85,003.6 m <sup>2</sup>                                                                                                                                                                                        |
| (4)Total Floor Area       | 87,117 m <sup>2</sup>                                                                                                                                                                                          |
| (5)Floor                  | super structure 29F Rooftop penthouse2F<br>sub structure 5F                                                                                                                                                    |
| (6)Height                 | Height of PH1FL 133,161 m<br>Height of RFL 131,961 m<br>Maximum height 161.161 m<br>Typical floor height 4.50 m<br>1st floor height 5.20 m<br>Basement floor height 3.2 m<br>Bottom of basement GL-19.5~22.0 m |
| (7) Structure type        | Steel +RC structure                                                                                                                                                                                            |
|                           | -super structure : RC core wall+Steel frame w/CFT col.                                                                                                                                                         |
|                           | -sub structure : RC (Flat slab)                                                                                                                                                                                |





## NANA PROJECT CONCEPT

■ The new head office building of Thai Obayashi  
that embodies the **dignity** and **corporate philosophy**

- Elegance, stance with style, aesthetic appearance
- Contribution to the realization of a sustainable society : LEED, WELL, BCP

■ A revenue base for Thai Obayashi  
with **highly functional** and **profitable office spaces**

- User-friendly offices incorporating advanced technologies from Japan
- Comfortable and convenient offices

■ Realisation of a new type of office building  
that **combines Thai and Japanese expertises**

- "Urban forest" and "Co-creation office" connecting the city and people
- Combining Thai Obayashi tradition and the latest know-how from Obayashi to pave the road to the future
- Creating a landmark tower





| Structural Design Code       | THAI | JAPAN |
|------------------------------|------|-------|
| Reinforce Concrete Structure | ○    | ○     |
| Steel Structure              | ○    | ○     |
| CFT Column                   | ×    | ○     |
| Composite Deck Slab          | ×    | ○     |



- Max skin plate thickness = 32mm
- Grade SM520B-SNC
- Imported from JFE Japan

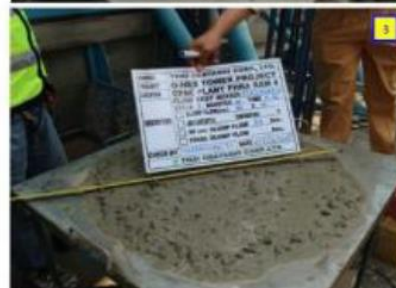


SLUMP TEST (450 ksc Cylinder)

| Cycle | Minute | Time  | Slump Flow (cm) | Air Content (%) | Temperature (°C) | 50 cm. Flow Time (s) | Stop Flow Time (s) |
|-------|--------|-------|-----------------|-----------------|------------------|----------------------|--------------------|
| 1     | 5      | 10:00 | 72 x 73         | 0.8             | 33.1             | 2.0                  | 10.0               |
| 2     | 30     | 10:25 | 73 x 74         | 0.7             | 33.8             | 2.0                  | 10.0               |
| 3     | 60     | 10:55 | 71 x 71         | 0.8             | 33.8             | 2.5                  | 11.0               |
| 4     | 90     | 11:25 | 70 x 70         | 0.7             | 34               | 2.6                  | 9.0                |
| 5     | 120    | 11:55 | 65 x 66         | 0.8             | 35               | 2.8                  | 10.0               |

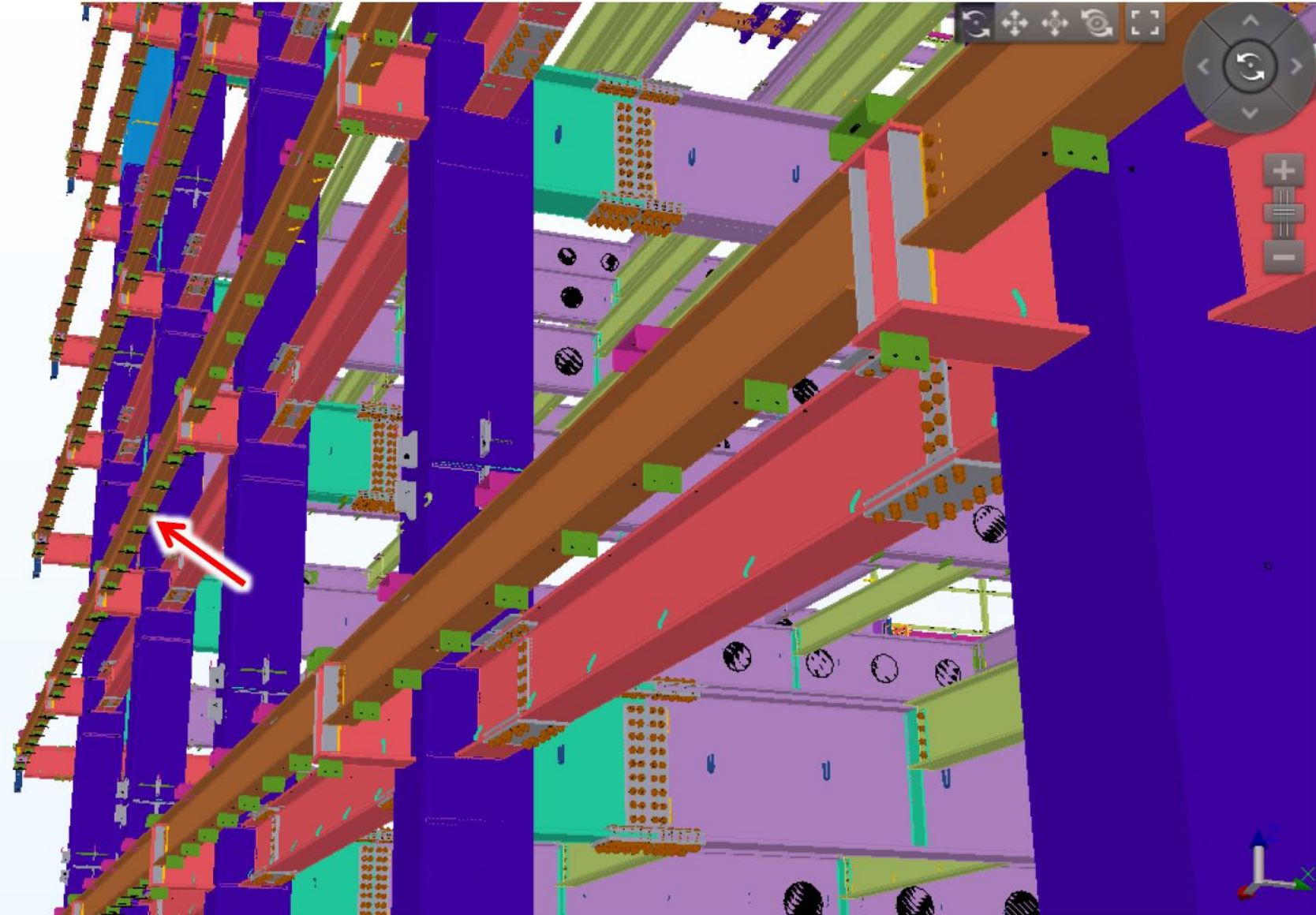
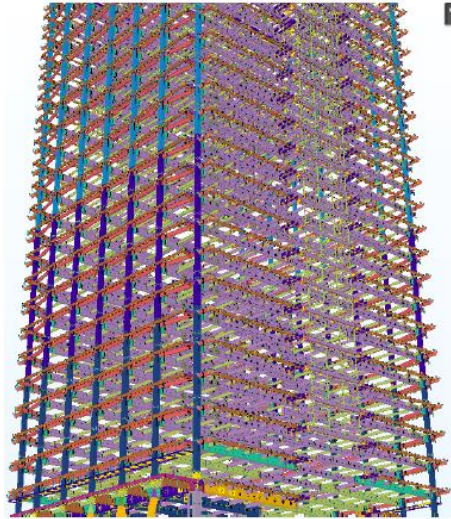
SLUMP TEST (600 ksc Cylinder)

| Cycle | Minute | Time  | Slump Flow (cm) | Air Content (%) | Temperature (°C) | 50 cm. Flow Time (s) | Stop Flow Time (s) |
|-------|--------|-------|-----------------|-----------------|------------------|----------------------|--------------------|
| 1     | 5      | 10:35 | 73 x 75         | 0.5             | 35.0             | 2.7                  | 10.0               |
| 2     | 30     | 11:00 | 72 x 73         | 0.8             | 34.7             | 2.4                  | 10.0               |
| 3     | 60     | 11:30 | 70 x 71         | 0.7             | 35.0             | 3.2                  | 10.0               |
| 4     | 90     | 12:00 | 70 x 71         | 0.7             | 36.4             | 3.2                  | 11.0               |
| 5     | 120    | 12:30 | 69 x 70         | 0.8             | 36.9             | 3.0                  | 11.0               |



$f_c'$  450 , 600 KSC (CUBE). SLUMP  $65 \pm 5$ CM  
CAN RETAIN FLOW FOR 120 MINS

OK  
Thearakvong  
1.4.19





## BENEFITS

- Less manpower
- Less work at site
- Better quality
- Low dust, pollution, CO2.
- Better safety
- Easier EIA application
- Faster schedule
- Rentable ratio

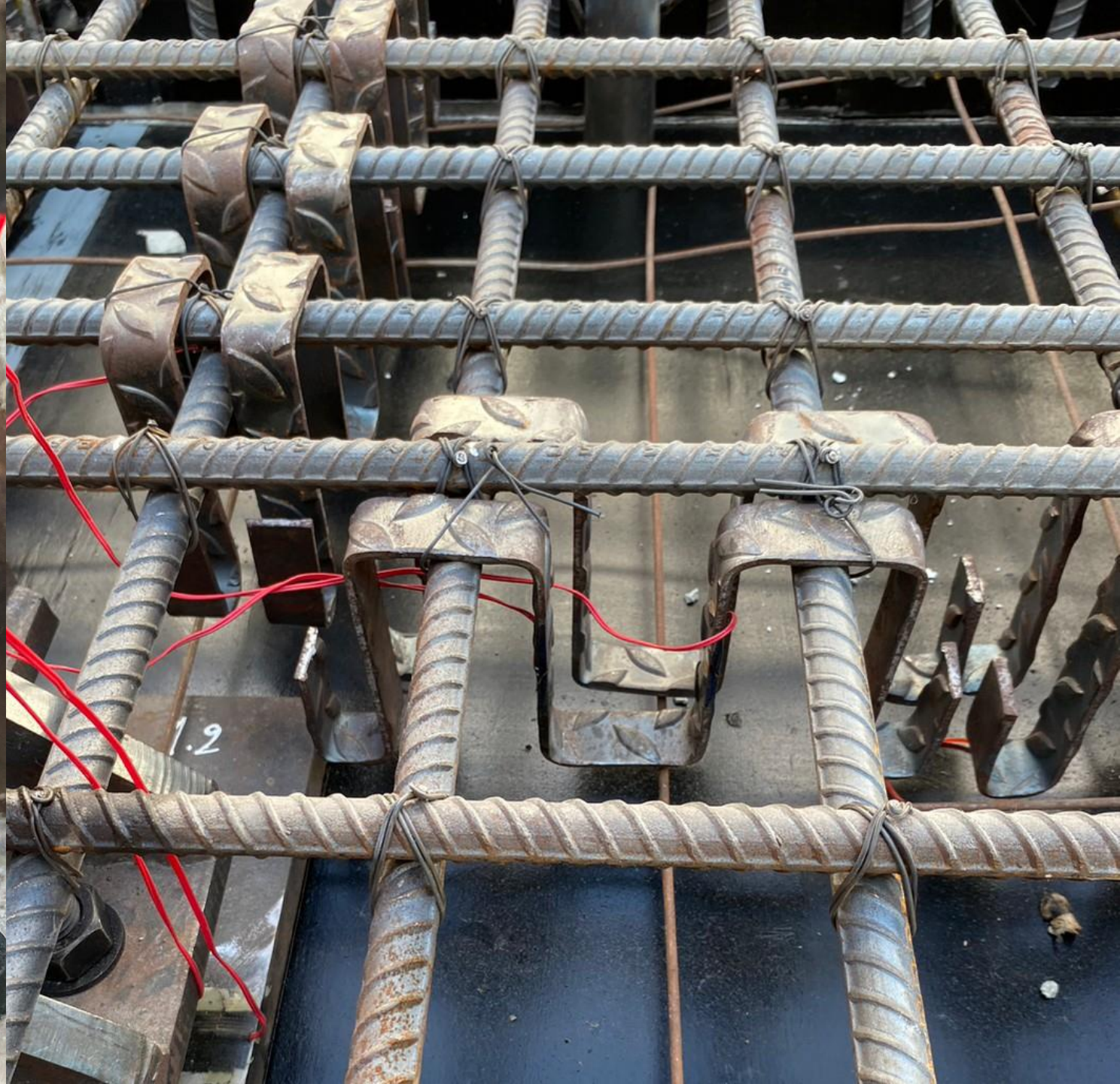
**COST : COMPETITIVE**

( Indirect cost reduced, business opportunity)

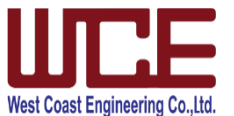
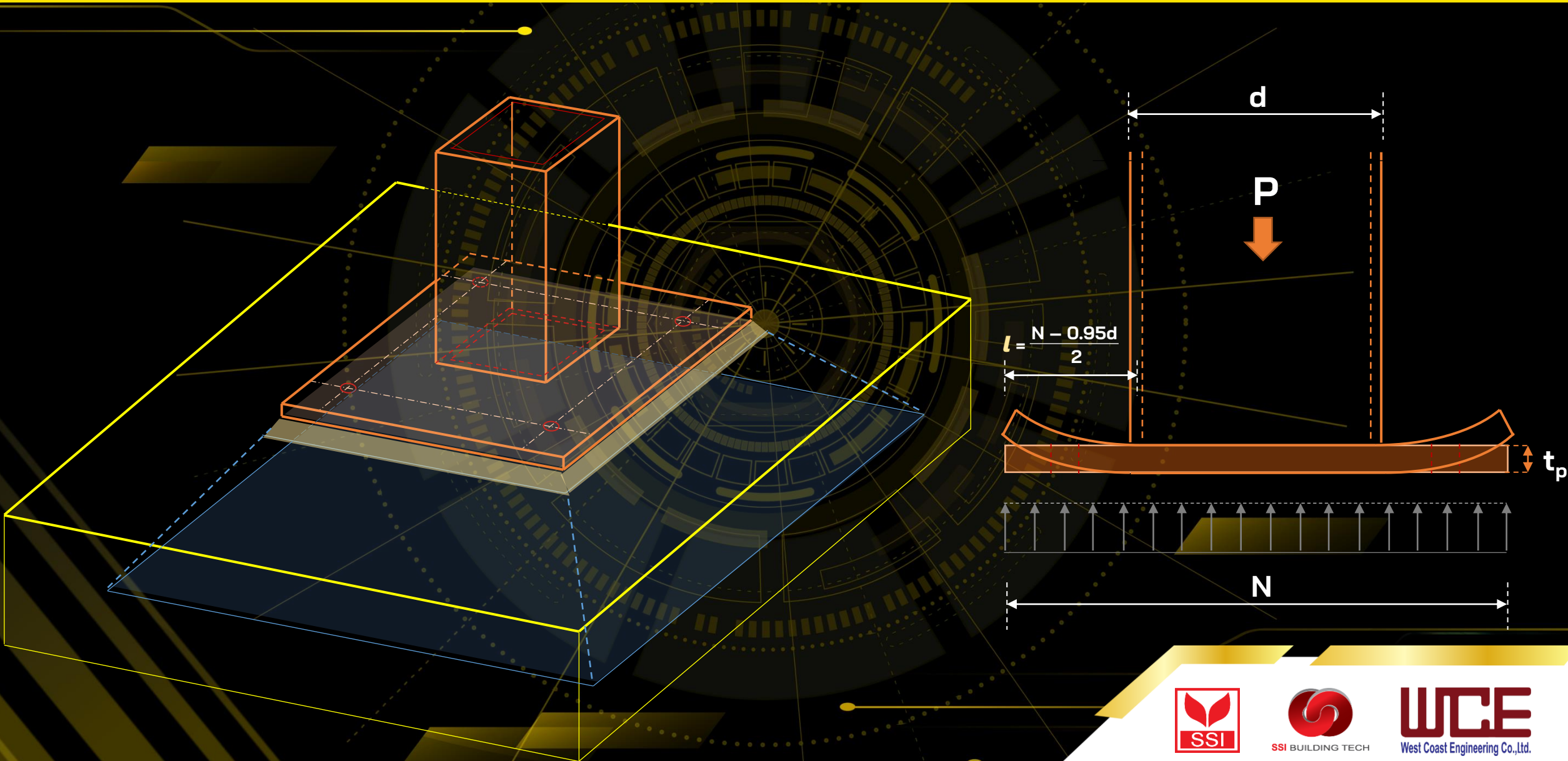
## DRAWBACKS

- Complicate drawing
- Drawing changes are difficult.
- Needs drawing earlier.
- Needs lots of planning
- Needs bigger crane
- Involve heavy lifting
- Not enough regulation in Thai
- Costly
- Needs high skilled worker
- BKK regulation conflict





# Base Plate Behavior



# Base Plate Design Limit State

## Limit State 1

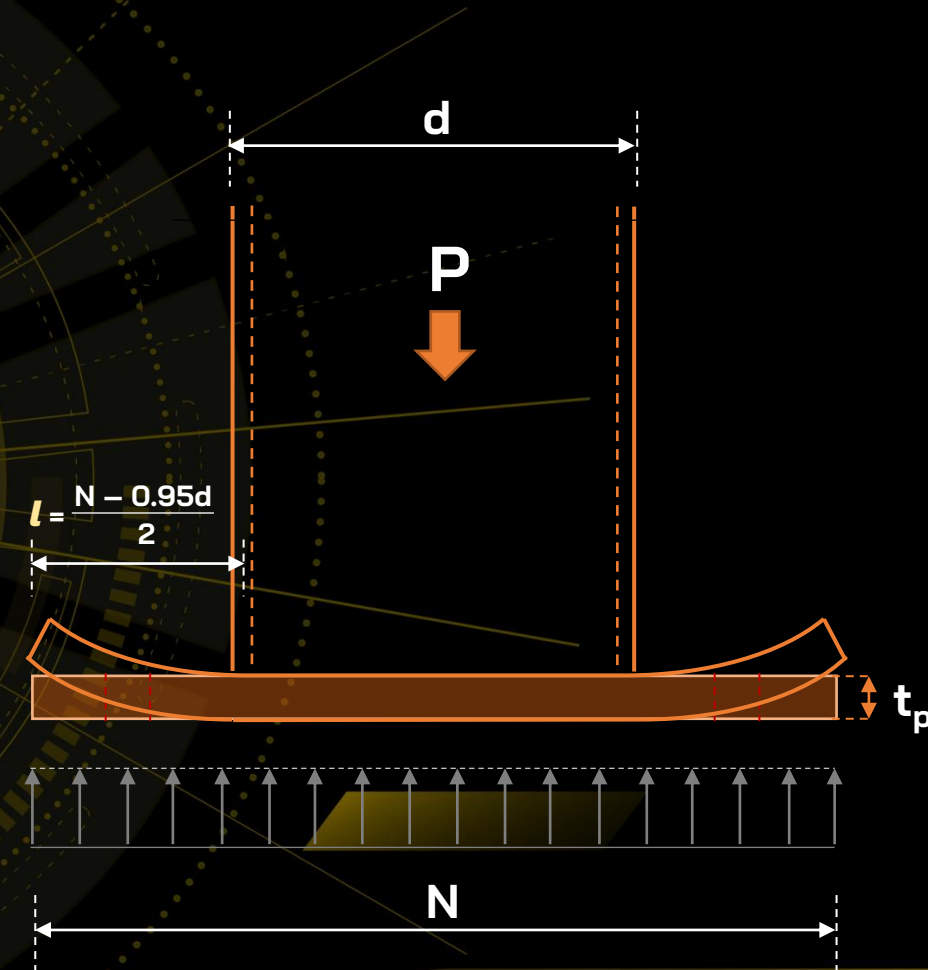
Concrete Bearing ( $A_1 = N * B$ )

- $R_n = (0.85f'_c) * \sqrt{A_2/A_1} * A_1 \leq (\phi = 0.65) * (1.7f'_c) * A_1$
- $\phi = 0.65$  LRFD Base plate ทำหน้าที่กระจายแรงลงสู่ตอม่อคอนกรีต ยิ่ง Base plate ขนาดใหญ่ ยิ่งกระจายแรงได้ดี (concrete ยิ่งปลอดภัย)
- $\Omega = 2.50$  ASD

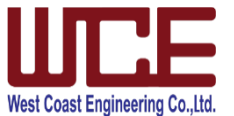
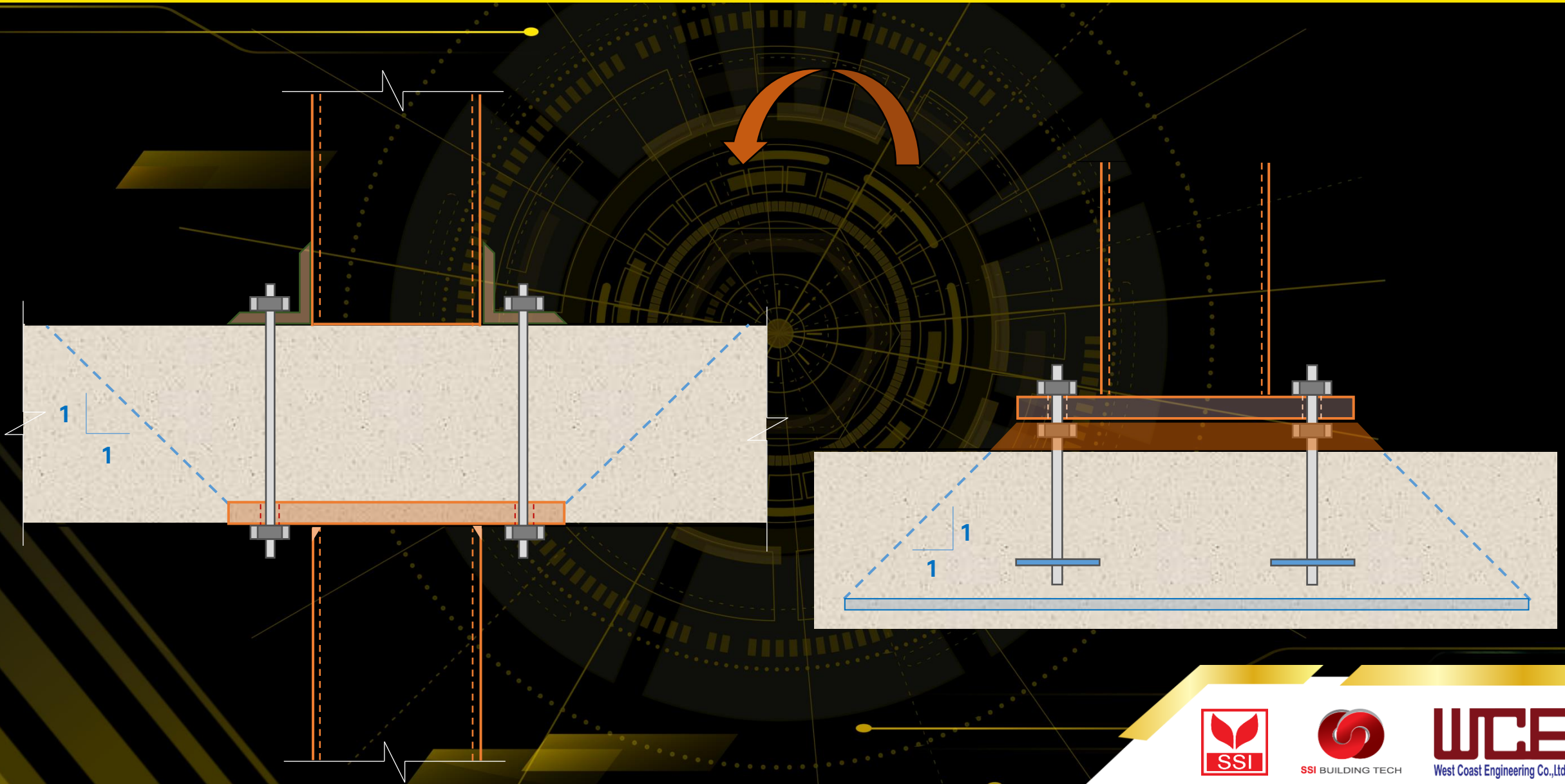
## Limit State 2

Base Plate Yielding (Bending or Flexure)

- $t_p = l * \sqrt{[2P_u / (\phi F_y B N)]}$  LRFD
- $t_p = l * \sqrt{[2\Omega P_a / (F_y B N)]}$  ASD
- **For H Column:**  $l = \min [ \{ (N-0.95d)/2, (B - 0.80b_f)/2, l/4 \sqrt{(d_b_f/4)} \} ]$
- **For HSS Column:**  $l = \min [ (N-0.95d)/2, (B - 0.95b_f)/2 ]$
- $R_n = t_p^2 / 2l^2 * F_y B N$  Base plate ต้องแข็งแรงเพียงพอที่จะรับ pressure จากตอม่อคอนกรีตได้ ยิ่ง Base plate มีขนาดใหญ่ยื่นออกจากขอบเสามากเท่าไร ( $l$  มาก) ยิ่งต้องเพิ่มเกรด หรือความหนามากขึ้นเท่านั้น



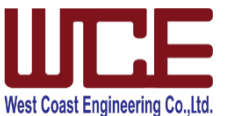
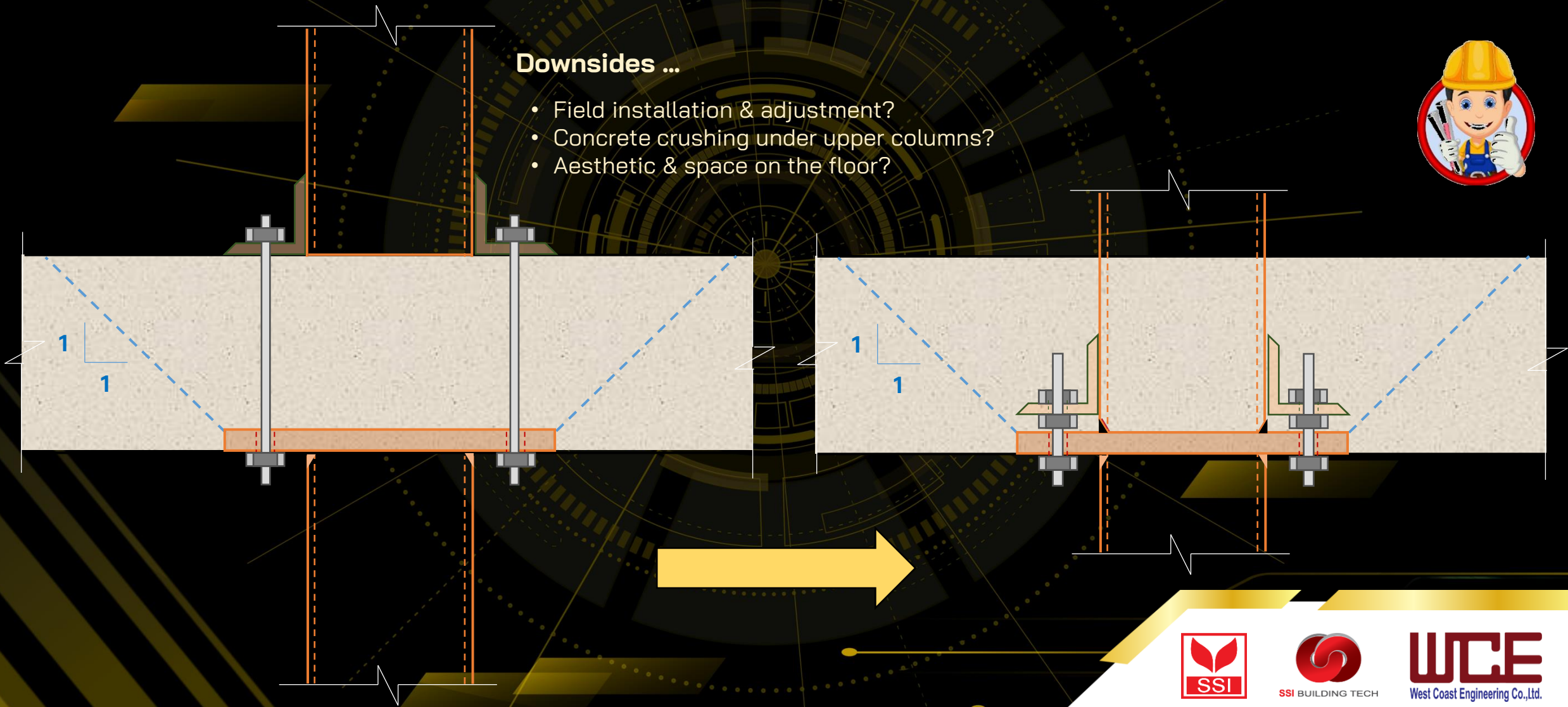
# Base Plate → Cap Plate



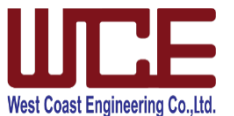
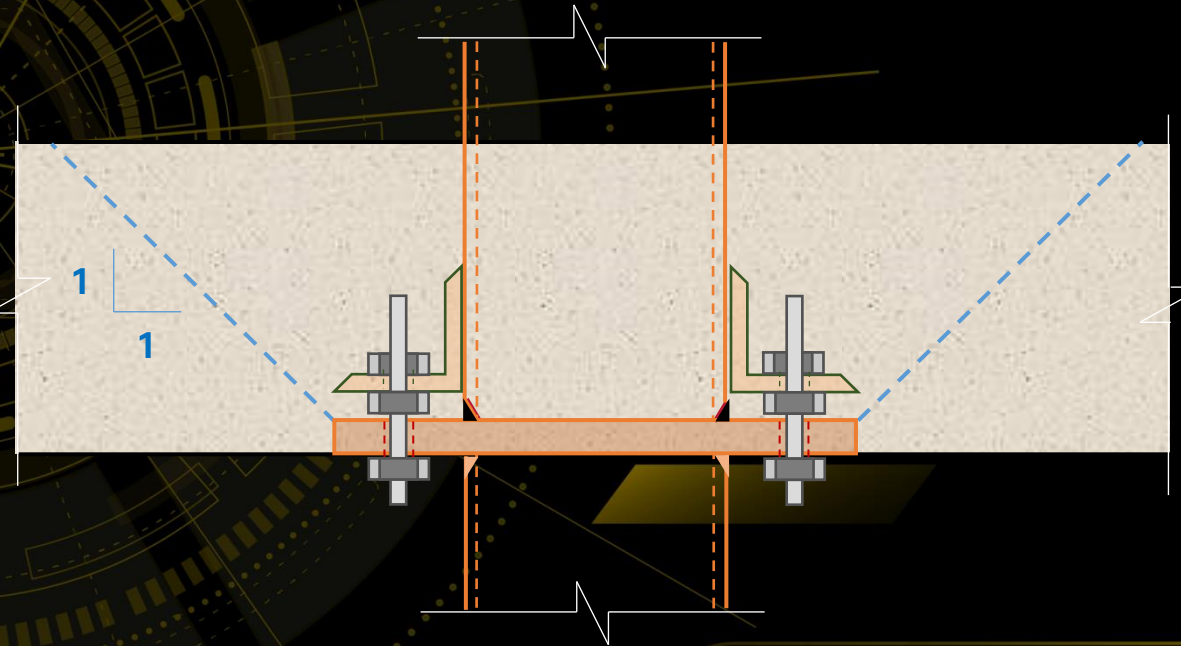
# Base Plate → Cap Plate

## Downsides ...

- Field installation & adjustment?
- Concrete crushing under upper columns?
- Aesthetic & space on the floor?



# Cap Plate Laboratory Testing



# Cap Plate Laboratory Testing

## Laboratory Testing

1.

Cap Plate Size  
320 x 320 mm

Cap Plate Grade  
HY370

Without shear  
headed studs

2.

Cap Plate Size  
320 x 320 mm

Cap Plate Grade  
SS400

Without shear  
headed studs

3.

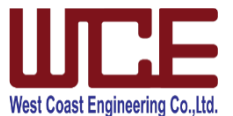
Cap Plate Size  
320 x 320 mm

Cap Plate Grade  
HY370

With shear  
headed studs



POSTCONNEX

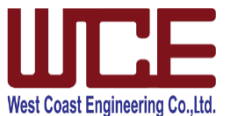


# Cap Plate Laboratory Testing

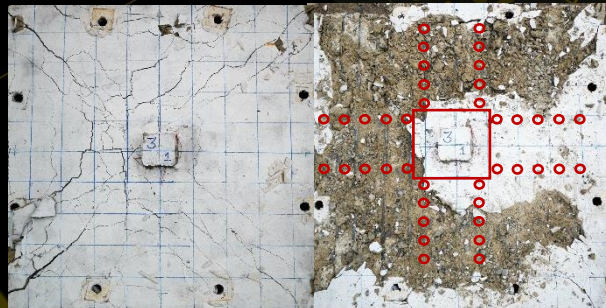


## Laboratory Testing

1. Cap Plate Size 320 x 320 mm      Cap Plate Grade HY370      Without shear headed studs
2. Cap Plate Size 320 x 320 mm      Cap Plate Grade SS400      Without shear headed studs
3. Cap Plate Size 320 x 320 mm      Cap Plate Grade HY370      With shear headed studs

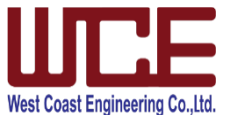


# Cap Plate Laboratory Testing



## Laboratory Testing

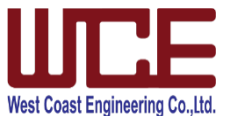
- 1.** Cap Plate Size 320 x 320 mm      Cap Plate Grade HY370      Without shear headed studs
- 2.** Cap Plate Size 320 x 320 mm      Cap Plate Grade SS400      Without shear headed studs
- 3.** Cap Plate Size 320 x 320 mm      Cap Plate Grade HY370      With shear headed studs

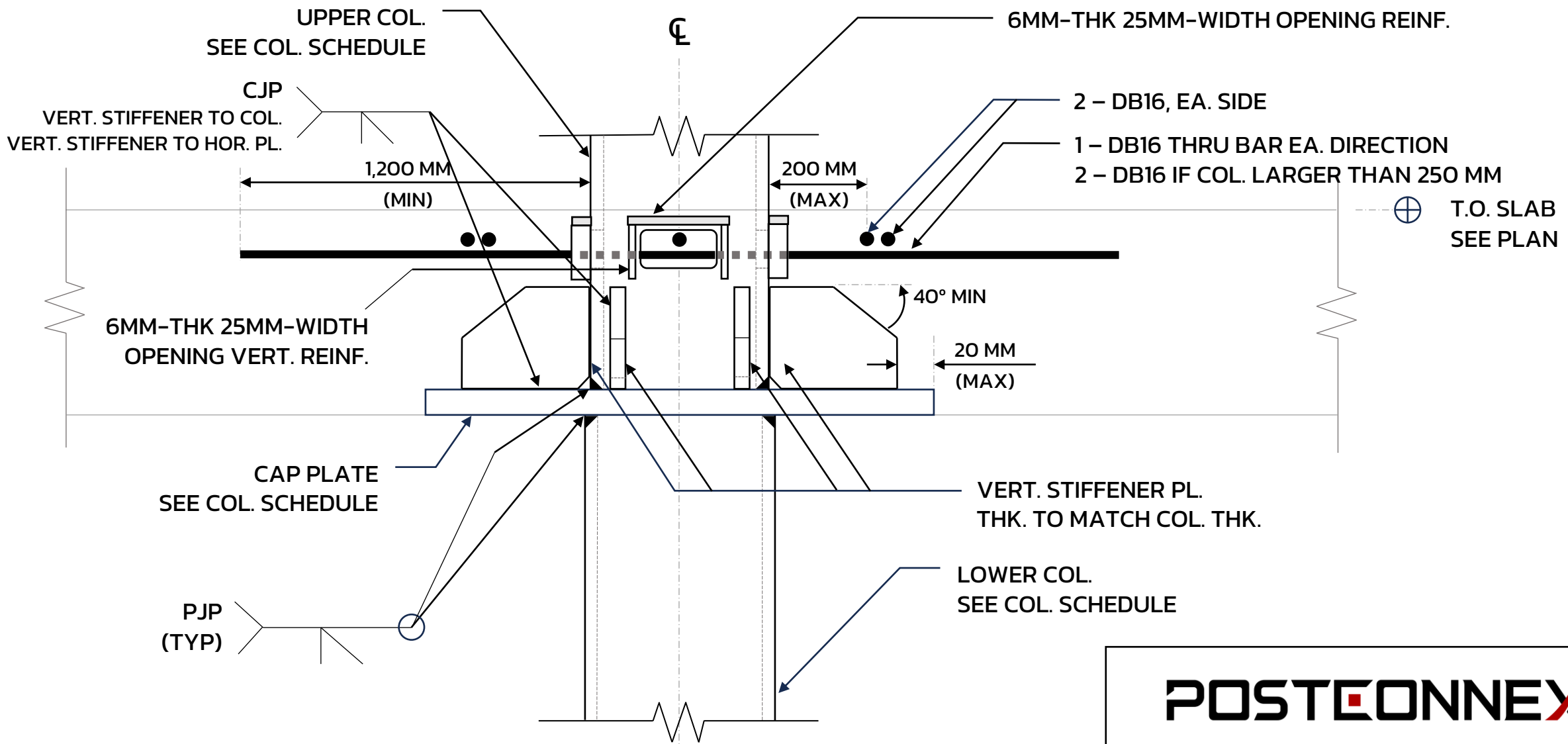


# Cap Plate Laboratory Testing

## Laboratory Testing

- |    |                                |                          |                               |
|----|--------------------------------|--------------------------|-------------------------------|
| 1. | Cap Plate Size<br>320 x 320 mm | Cap Plate Grade<br>HY370 | Without shear<br>headed studs |
| 2. | Cap Plate Size<br>320 x 320 mm | Cap Plate Grade<br>SS400 | Without shear<br>headed studs |
| 3. | Cap Plate Size<br>320 x 320 mm | Cap Plate Grade<br>HY370 | With shear<br>headed studs    |





UPPER COL.  
SEE COL. SCHEDULE

6MM-THK 25MM-WIDTH OPENING REINF.

CJP  
VERT. STIFFENER TO COL.  
VERT. STIFFENER TO HOR. PL.

2 - DB16, EA. SIDE  
1 - DB16 THRU BAR EA. DIRECTION  
2 - DB16 IF COL. LARGER THAN 250 MM

1,200 MM  
(MIN)

200 MM  
(MAX)

⊕ T.O. SLAB  
SEE PLAN

6MM-THK 25MM-WIDTH  
OPENING VERT. REINF.

40° MIN

20 MM  
(MAX)

CAP PLATE  
SEE COL. SCHEDULE

VERT. STIFFENER PL.  
THK. TO MATCH COL. THK.

PJP  
(TYP)

LOWER COL.  
SEE COL. SCHEDULE

ELEVATION

**POSTCONNEX**

SHOP SPLICE INTERIOR COLUMN  
SUPPORTING FLAT SLAB  
TYPICAL DETAIL

UPPER COL. SEE COL. SCHEDULE

CJP  
VERT. STIFFENER TO COL.  
VERT. STIFFENER TO HOR. PL.

⊕

6MM-THK 25MM-WIDTH OPENING REINF.

200 MM  
(MAX)

2 - DB16, EA. SIDE

1 - DB16 THRU BAR EA. DIRECTION

2 - DB16 IF COL. LARGER THAN 250 MM

40° MIN

⊕ T.O. SLAB  
SEE PLAN

10 MM  
(MIN)

20 MM  
(MAX)

TYP  
U.N.O. 6MM

M24 CLASS 10.9  
BOLT (TYP) U.N.O.

CAP PLATE  
SEE COL. SCHEDULE

VERT. STIFFENER PL.  
THK. TO MATCH COL. THK.

PJP  
(TYP)

LOWER COL.  
SEE COL. SCHEDULE

ELEVATION

**POSTCONNEX**

FIELD SPLICE INTERIOR COLUMN  
SUPPORTING FLAT SLAB  
TYPICAL DETAIL



**WIPO | PCT**

The International  
Patent System

# POSTEONNEX

## PCT Approval

Ensuring world-class

- (1) Novelty
- (2) Inventive Step
- (3) Industrial Applicability

# Value Proposition of POSTCONNEX – ROI

- **POSTCONNEX** มีความปลอดภัยในการใช้งาน ผ่านการพิสูจน์จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ และให้อัตรากำไรตอบแทนที่สูงกว่าพื้นที่ใช้สอยที่เพิ่มขึ้น

| RC Column (4 m long) |        |                                  |          | POSTCONNEX (HY370 - 4 m long) |        |        |                                  |          |                      | Space Gain        | Salable Rate        | Salable Gain | Net Profit |
|----------------------|--------|----------------------------------|----------|-------------------------------|--------|--------|----------------------------------|----------|----------------------|-------------------|---------------------|--------------|------------|
| B (mm)               | D (mm) | A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> ) | Cost (B) | B (mm)                        | D (mm) | t (mm) | A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> ) | Cost (B) | P <sub>a</sub> (Ton) | (m <sup>2</sup> ) | (B/m <sup>2</sup> ) | (B/column)   | (B/column) |
| 300                  | 300    | 0.090                            | 2,520    | 175                           | 175    | 6      | 0.0041                           | 8,915    | 69                   | 0.0594            | 120,000             | 7,125        | 730        |
| 350                  | 350    | 0.123                            | 3,430    | 200                           | 200    | 6      | 0.0047                           | 10,234   | 84                   | 0.0825            | 120,000             | 9,900        | 3,096      |
| 400                  | 400    | 0.160                            | 4,480    | 250                           | 250    | 6      | 0.0059                           | 12,871   | 105                  | 0.0975            | 120,000             | 11,700       | 3,309      |
| 450                  | 450    | 0.203                            | 5,670    | 300                           | 300    | 6      | 0.0071                           | 15,509   | 113                  | 0.1125            | 120,000             | 13,500       | 3,661      |
| 500                  | 500    | 0.250                            | 7,000    | 300                           | 300    | 9      | 0.0105                           | 23,026   | 212                  | 0.1600            | 120,000             | 19,200       | 3,174      |
| 550                  | 550    | 0.303                            | 8,470    | 300                           | 300    | 12     | 0.0138                           | 30,385   | 280                  | 0.2125            | 120,000             | 25,500       | 3,585      |

**Assume:** สมมติราคางานคอนกรีต (วัสดุ+ค่าแรง) 7,000 baht / m<sup>3</sup> และราคางานโครงสร้างเหล็ก (วัสดุ+ค่าแรง) 70 baht/kg (2,000 USD/Ton)



# Value Proposition of POSTCONNEX – ROI

- **POSTCONNEX** มีความปลอดภัยในการใช้งาน ผ่านการพิสูจน์จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ และให้อัตรากอตอบแทนที่สูงจากพื้นที่ใช้สอยที่เพิ่มขึ้น

**Assume:** ใช้ HSS 250x250x6 ทดแทน 400x400 RC columns

- **20 Columns per floor** ได้เงินทอนสุทธิ 66,000 บาทต่อชั้น
- **7 floors** ได้เงินทอนสุทธิ 462,000 บาท
- ยิ่งเสามีจำนวนมากยิ่งมีเงินทอนเยอะมาก

| POSTCONNEX (HY370 - 4 m long) |        |          |                      | Net Profit |
|-------------------------------|--------|----------|----------------------|------------|
| B (mm)                        | t (mm) | Cost (B) | P <sub>a</sub> (Ton) | (B/column) |
| 250                           | 6      | 12,871   | 105                  | 3,309      |

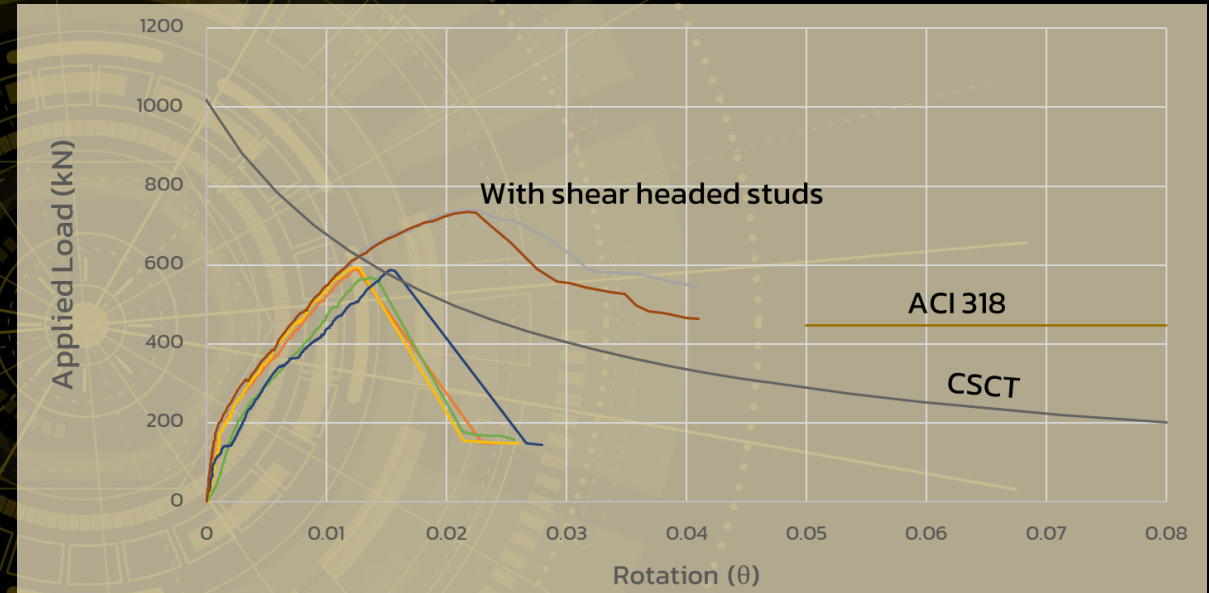
**Very Conservative**

**Assume:** สมมติราคางานคอนกรีต (วัสดุ+ค่าแรง) 7,000 baht /m<sup>3</sup> และราคางานโครงสร้างเหล็ก (วัสดุ+ค่าแรง) 70 baht/kg (2,000 USD/Ton)



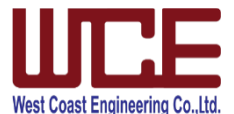
# Value Proposition of POSTCONNEX – Proven Behavior

- **POSTCONNEX** ที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการให้ผลที่สอดคล้องกับ **Critical Shear Crack Theory (CSCT)** ตามการคำนวณเสา RC Column ปกติ



The mechanical model of the **Critical Shear Crack Theory (CSCT)** has been used in the past to investigate a number of shear-related problems, such as punching of slab-column connections with and without transverse reinforcement.

Ref: Muttoni et. al.



# Value Proposition of POSTCONNEX – Strengthening

- **POSTCONNEX** สามารถกรอกคอนกรีตในภายหลังเพื่อเสริมกำลัง เรียกว่า CFT column, ซึ่งช่วยให้เสา แข็งแรงขึ้น และคงทนถาวรขึ้น ต้านทานการชนกระแทก เพิ่มสมรรถนะการต้านทานกัดกร่อน และการทนไฟ

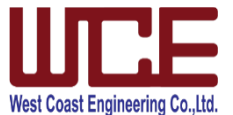


**Ref:**  
<https://infrastructure.eng.unimelb.edu.au/scs/research/concrete-filled-steel-tubular-cfst-columns>



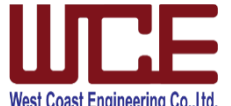
**Ref: Gakuen Spiral Towers:  
Nagoya, Japan**

<https://mymodernmet.com/modern-architecture/>



# Value Proposition of POSTCONNEX – Green

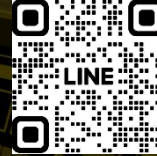
- นอกเหนือจากที่การใช้เสา prefabricated HSS จะใช้เวลาในการก่อสร้างที่สั้น ใช้แรงงานน้อย ได้คุณภาพที่ดี และอัตราผลตอบแทนการลงทุนที่สูง **POSTCONNEX** ยังผลิตจากเหล็กซึ่งสามารถนำมารีไซเคิลได้ทั้งหมด 100% ถือเป็น **GREEN materials** ที่ช่วยลดผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม ลด **GREEN House Gas (GHG)** ส่งผลต่อ **GREEN construction, GREEN buildings** และ **GREEN society**.



# Be friend with us via ...



LINE ID **WeLoveSteelConstruction**: @O60tlizi



<https://www.facebook.com/WeLoveSteelConstruction>



<https://www.youtube.com/c/WeLoveSteelConstruction>



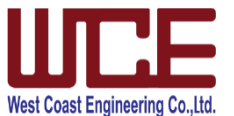
<https://construction-forum.ssi-steel.com/>



iOS: <https://apps.apple.com/th/app/ssi-steel-design/id1474838160>

Android:

<https://play.google.com/store/apps/details?id=com.ssibdt.ssiesteeldesign&hl=en&gl=US>



# Basic Steel Design with Unified Method

We  Steel Construction

4<sup>th</sup> Mini Course

June 19, 2024



19 JUNE 2024  
10:00 - 12:00 u

**MINI COURSE**  
STRENGTH VS. STIFFNESS VS.  
STABILITY

**ASD** VS **LRFD**

การคำนวณออกแบบ COMPRESSION  
และ FLEXURAL MEMBER

SCAN ME 

ลงทะเบียนผ่านไลน์ได้เลย  
(Line ID: @060tlizi)

# Why structural design?

#WeLoveSteelConstruction

- To secure structural safety  
เพื่อความปลอดภัย
- To secure good service  
เพื่อความรู้สึกที่ดีเมื่อใช้งาน
- To secure service life  
เพื่ออายุการใช้งานตามต้องการ

At reasonable cost

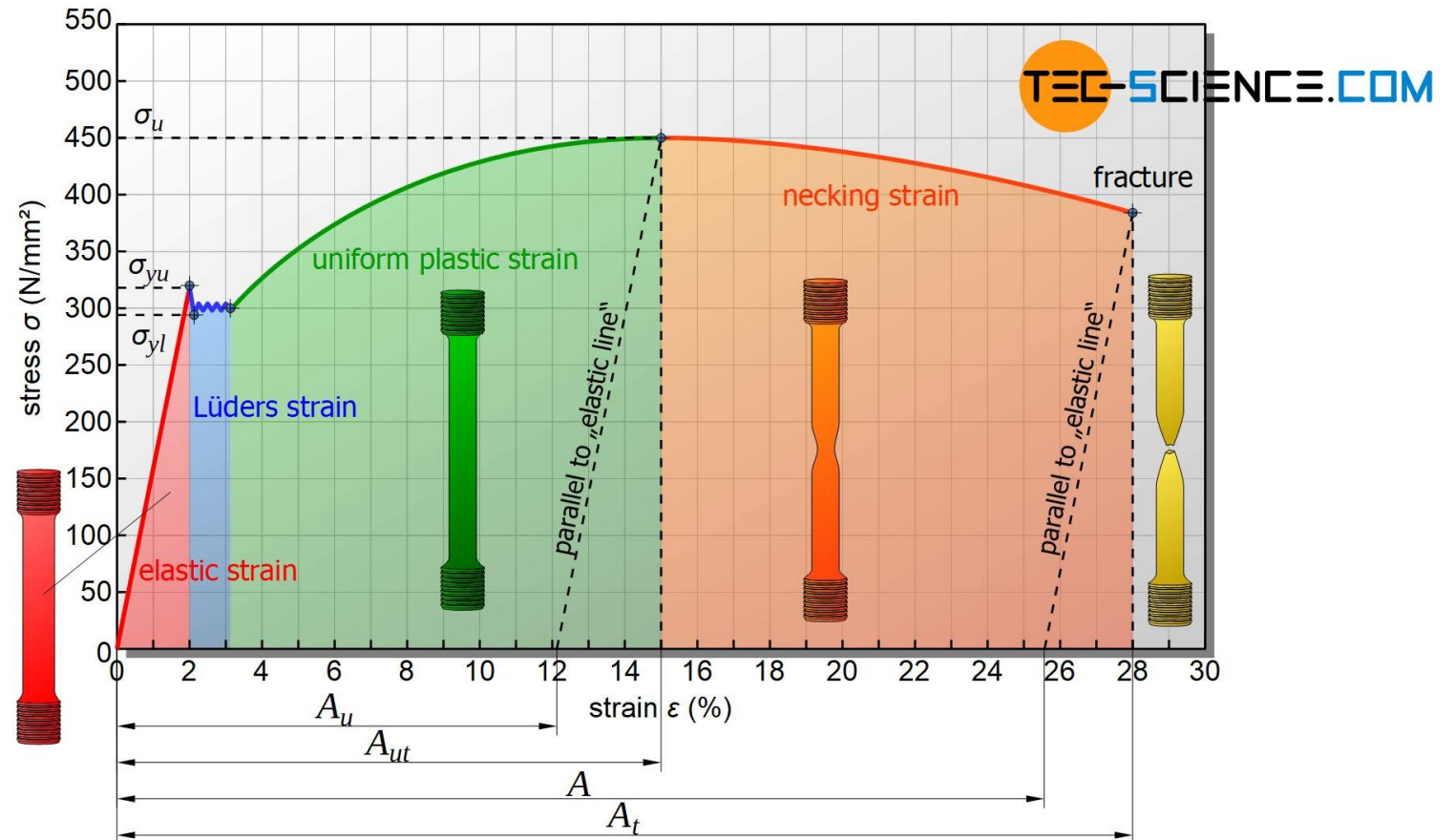
At reasonable time



# Define "safety"?

#WeLoveSteelConstruction

- Is material still safe at  $\sigma_y$ ?  
ไม่คราก = ปลอดภัย?
- Is material still safe at  $\sigma_u$ ?  
ไม่ขาด = ปลอดภัย?



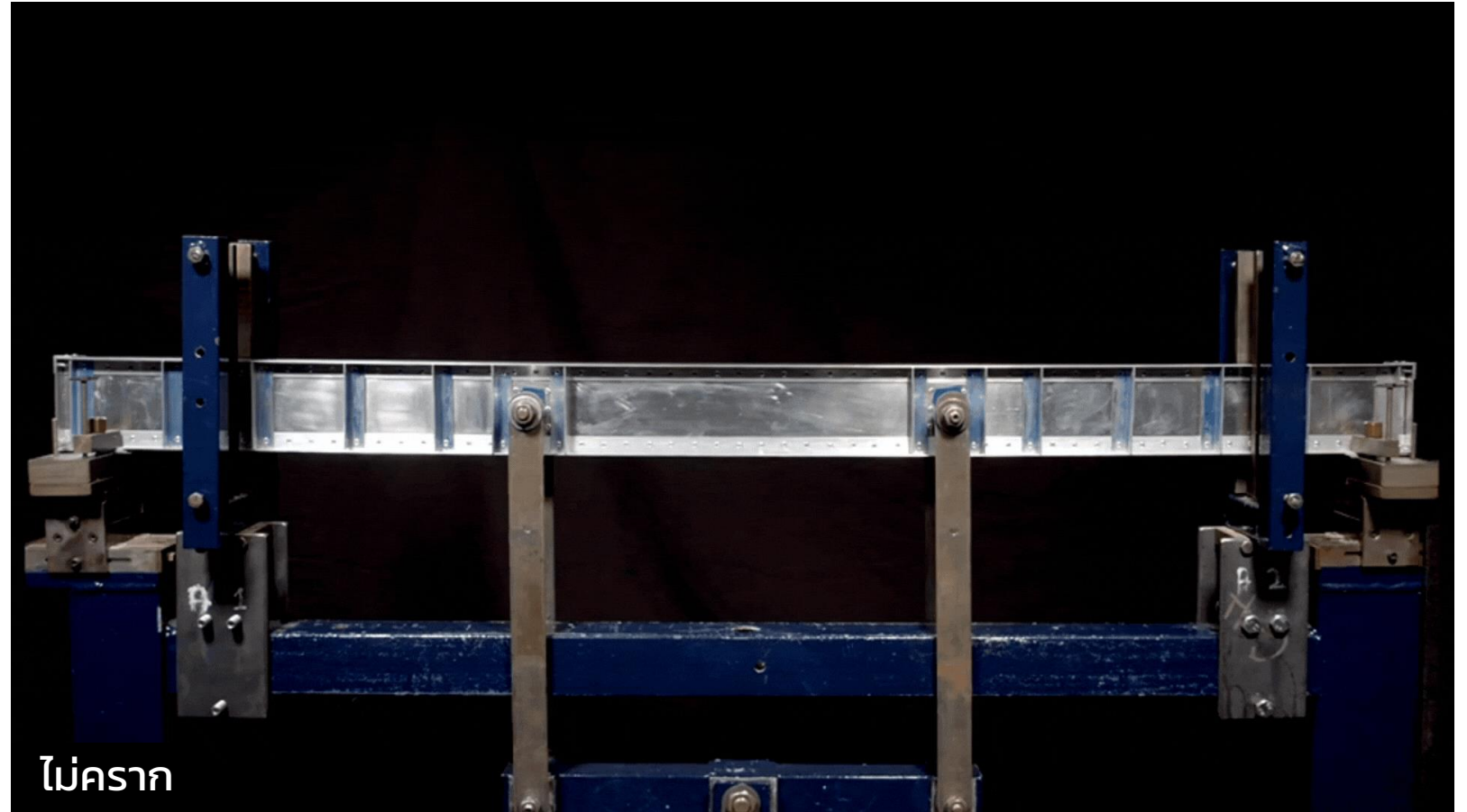
# Is "not fracture" safe?

#WeLoveSteelConstruction



# Is "elastic" safe?

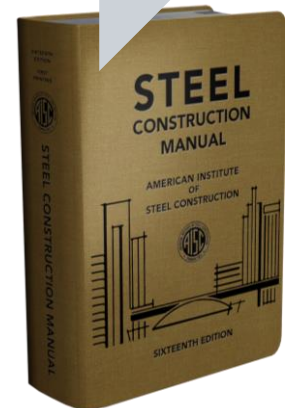
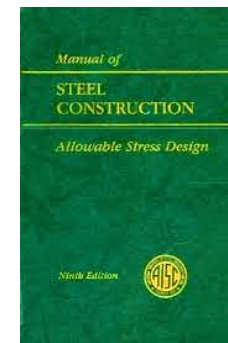
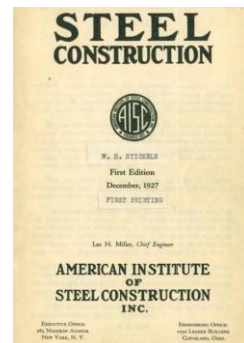
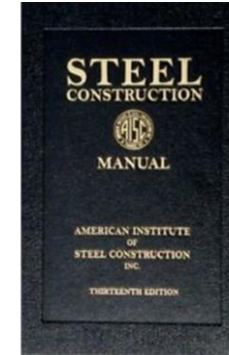
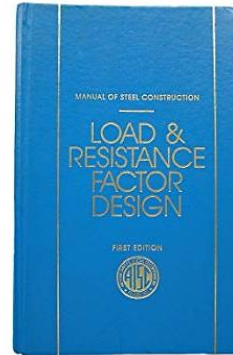
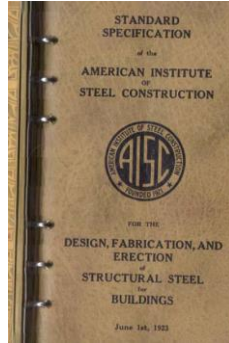
#WeLoveSteelConstruction



# History of AISC Specification

#WeLoveSteelConstruction

1921  
Standard  
Specification  
(9 p.)



# Stress Era

#WeLoveSteelConstruction

**ASD = Allowable Stress Design**  
พิจารณา “ความเค้น หรือ หน่วยแรง”  
ที่เกิดขึ้นจากแรงภายนอก ไม่เกิน ค่าที่  
ยอมให้ ที่เรียกว่า Allowable Stress  
ซึ่งได้พิจารณา **Factor of Safety**  
**(FS)** ประกอบเข้าไปด้วยแล้ว

Stress มี 2 ประเภท คือ (1) **normal**  
stress,  $\sigma$  และ (2) **shear** stress,  $\tau$  ค่า  
allowable stress อาจเป็น normal  
หรือ shear stress โดยสมการที่แสดง  
ในมาตรฐานการออกแบบ จะสะท้อน  
stress ที่จำแนกตามการรับแรง เช่น  
องค์อาคารรับแรงดัด ( $F_b = F_{\text{bending}}$ )  
องค์อาคารรับแรงอัด ( $F_a = F_{\text{axial}}$ )  
องค์อาคารรับแรงเฉือน ( $F_v = F_{\text{shear}}$ )

## F4. ALLOWABLE SHEAR STRESS

For  $h/t_w \leq 380/\sqrt{F_y}$ , on the overall depth times the web thickness, the allowable shear stress is

$$F_v = 0.40 F_y \quad (\text{F4-1})$$

For  $h/t_w > 380/\sqrt{F_y}$ , the allowable shear stress is on the clear distance between flanges times the web thickness is

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} (C_v) \leq 0.40 F_y \quad (\text{F4-2})$$

where

$$C_v = \frac{45,000 k_v}{F_y (h/t_w)^2} \text{ when } C_v \text{ is less than } 0.8$$

$$= \frac{190}{h/t_w} \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} \text{ when } C_v \text{ is more than } 0.8$$

$$k_v = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \text{ when } a/h \text{ is less than } 1.0$$

$$= 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} \text{ when } a/h \text{ is more than } 1.0$$

$t_w$  = thickness of web, in.

$a$  = clear distance between transverse stiffeners, in.

$h$  = clear distance between flanges at the section under investigation, in.

# Allowable Stress Design

#WeLoveSteelConstruction

## ปัจจัย Resistance:

หา allowable stress ที่ limit state ดังระบุในมาตรฐาน AISC/ASD Standard (1989)

## ปัจจัย Load:

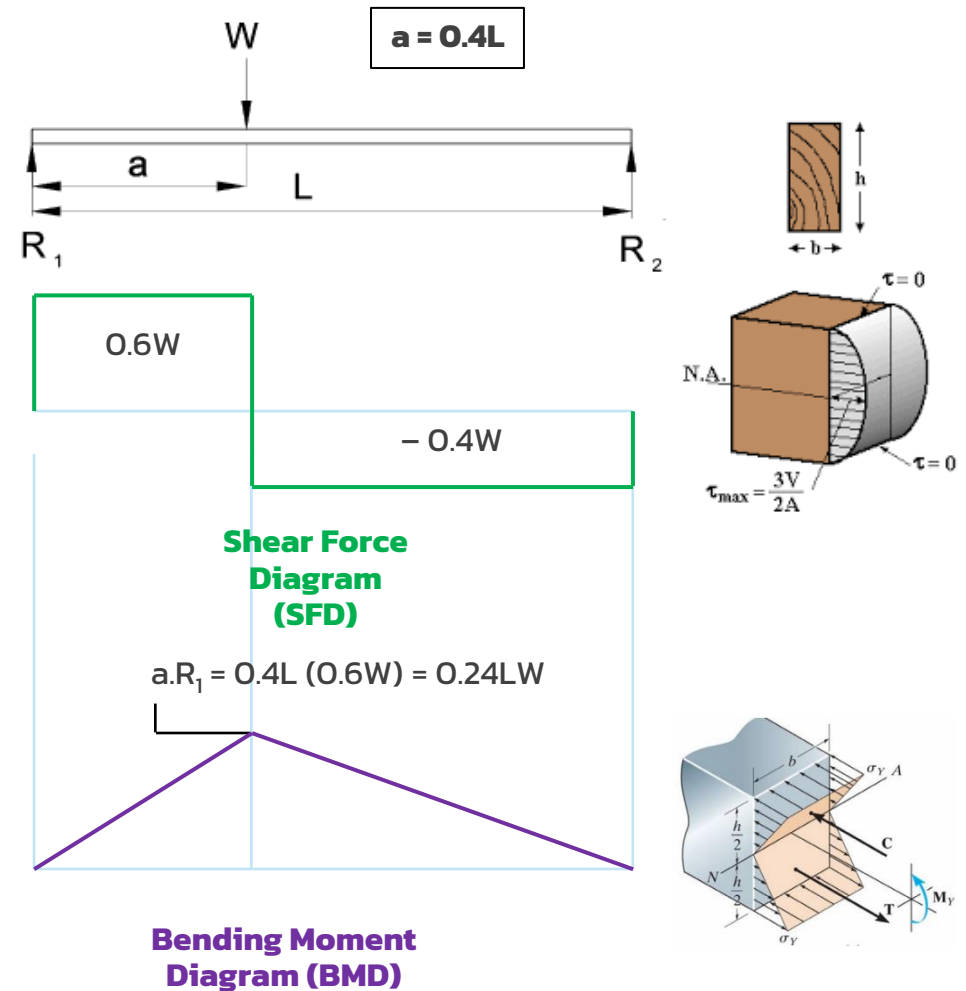
หา stress จากแรงภายนอก ที่เป็นผลรวมของแรงประเภทต่างๆ เช่น Dead load (D) Live load (L) Wind (W) Earthquake (E) อ้างอิง load combination ที่ code ระบุ

**AISC ASD 1989**

Wind

- D
- D+L
- (D+L+W)\*
- (D+W)\*

\* = 1 1/3 increase for combos with wind acting alone or in combination...



# Allowable Stress Design

#WeLoveSteelConstruction

## ปัจจัย Resistance:

หา allowable stress ที่ limit state ดังระบุในมาตรฐาน AISC/ASD Standard (1989)

## ปัจจัย Load:

หา stress จากแรงภายนอก ที่เป็นผลรวมของแรงประเภทต่างๆ เช่น Dead load (D) Live load (L) Wind (W) Earthquake (E) อ้างอิง load combination ที่ code ระบุ

| AISC ASD 1989                                                               |  |
|-----------------------------------------------------------------------------|--|
| Wind                                                                        |  |
| • D                                                                         |  |
| • D+L                                                                       |  |
| • (D+L+W)*                                                                  |  |
| • (D+W)*                                                                    |  |
| • * = 1 1/3 increase for combos with wind acting alone or in combination... |  |

| Members                 | Condition                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
|-------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Beam (Compact)</b>   | Normal stress = $\sigma_b = \frac{M_z \cdot y}{I_x} = \frac{M_z}{S_x}$<br>$\sigma_b \leq F_b = 0.66F_y = F_y/1.5$                                                                                                                                                                                                                                     |
|                         | Shear stress = $\sigma_v = \frac{V_y \cdot Q_x}{I_x \cdot b}$<br>$\sigma_v \leq F_v = 0.40F_y = (0.60F_y)/1.5$                                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>Column (Compact)</b> | Normal stress = $\sigma_a = \frac{P}{A}$<br>$\sigma_a \leq F_a = \frac{\left[1 - \frac{[(\frac{Kl}{r})/C_c]^2}{2}\right] \cdot F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3[(\frac{Kl}{r})/C_c]}{8} - \frac{[(\frac{Kl}{r})/C_c]^3}{8}\right]}$<br>$\sigma_a \leq F_a = \frac{F_e}{\left(\frac{23}{12}\right)} = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{Kl}{r}\right)^2}$ |

# Factor of Safety (FS, $\Omega$ )

#WeLoveSteelConstruction

ปัจจัยที่ส่งผลต่อ ตัวประกอบความปลอดภัย ในการออกแบบโครงสร้าง

## 1. Resistance

- ความสำคัญขององค์อาคาร
  - ตอม่อต้อง FS สูงกว่า เสา คาน พื้น (ตอม่อพัง พื้น คาน เสา ยังดีอยู่ก็ได้ผล)
- ความแปรปรวนของสมบัติทางกลของวัสดุ และค่าที่ predict จากสมการ
  - ค่าที่ predict หากแปรปรวนมาก FS สูงกว่า แปรปรวนน้อย
  - ตัวอย่างเช่น คอนกรีตรับแรงอัด FS = 2.50 เทียบกับเหล็กรับแรงดึง FS = 1.67
- ลักษณะการวิบัติ
  - การวิบัติแบบฉับพลัน FS สูงกว่า วิบัติแบบไม่ฉับพลัน
  - ตัวอย่างเช่น Shear rupture, FS = 2.0 เทียบกับ Shear yielding, FS = 1.50

## 2. Load

- ความแปรปรวน ความไม่แน่นอนของแรงที่กระทำ
  - แรงกระทำหากแปรปรวนมาก FS สูงกว่า แปรปรวนน้อย

**ASD (1989)**

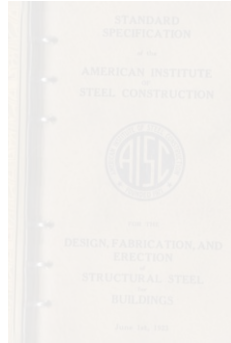
$$\sigma_L < \sigma_a = \frac{F_y}{\Omega}$$

$$\tau_L < \tau_a = \frac{0.6F_y}{\Omega}$$

# History of AISC Specification

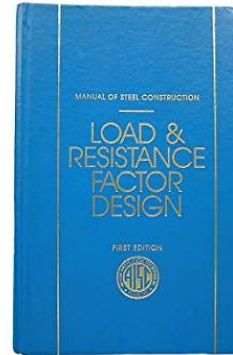
#WeLoveSteelConstruction

1921  
Standard  
Specification  
(9 p.)



1986  
1<sup>st</sup> AISC LRFD  
Manual

The Beginning  
of Strength Era



2005  
1<sup>st</sup> AISC Unified  
Manual

The Beginning  
of Unified Era

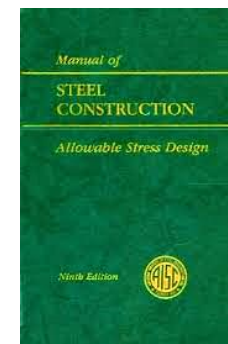


1927  
1<sup>st</sup> Ed 1<sup>st</sup> Prnt  
AISC Manual  
(479 p.)



1989  
9<sup>th</sup> Ed AISC  
ASD Manual

The End of  
Stress Era



2022  
Latest AISC  
(Unified) Steel  
Construction  
Manual



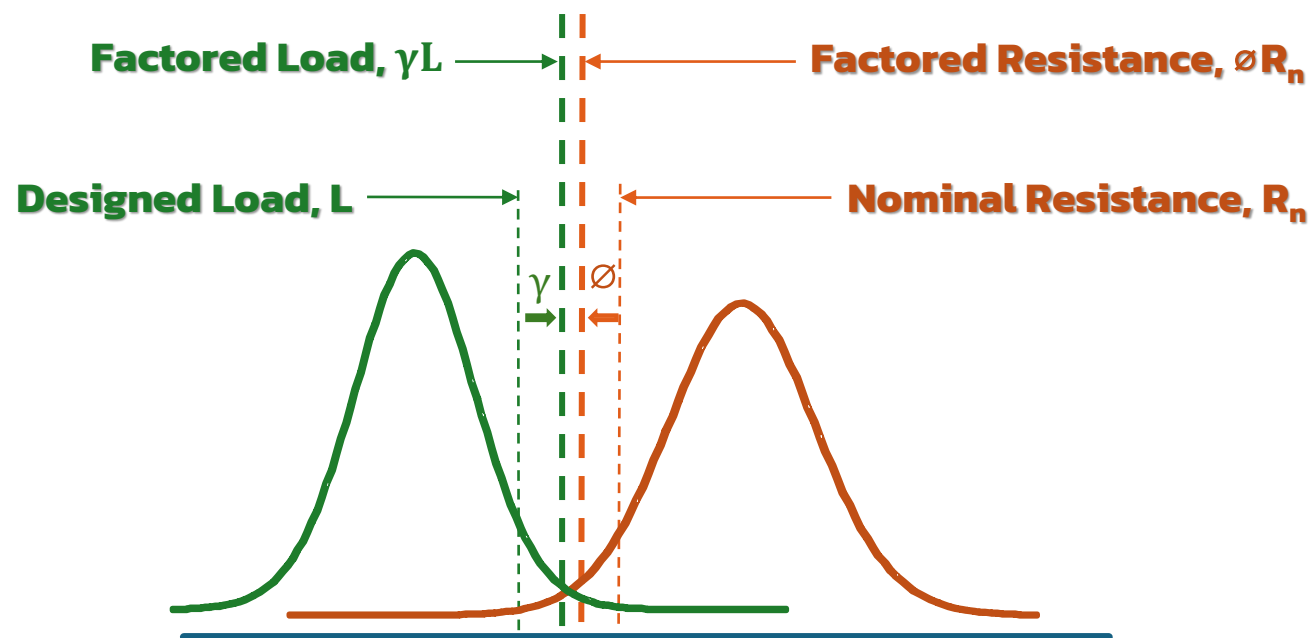
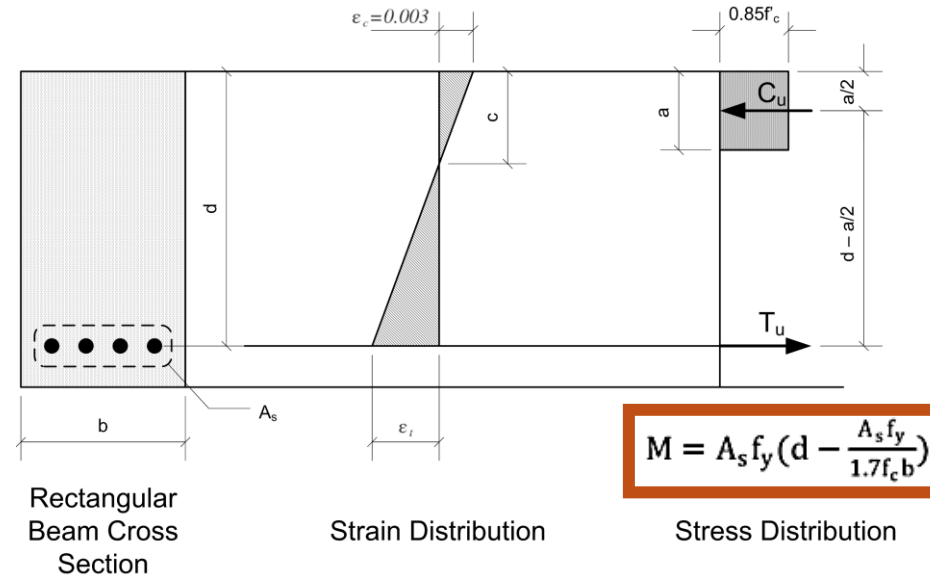
# Strength Era

#WeLoveSteelConstruction

จุดเริ่มต้น น่าจะมาจากการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่พิจารณากำลังสูงสุดขององค์อาคาร ซึ่งเปลี่ยนไปจากหลักการของ stress design ที่พิจารณาระดับ “ความเค้น”

การพิจารณาตามหลักการ strength design จะเป็นการนำกำลังสูงสุดขององค์อาคาร (member strength) มาลดทอนด้วยตัวคูณลดค่ากำลัง (resistance factor) ซึ่งต้องมากกว่าแรงที่เกิดขึ้นกับองค์อาคาร คูณด้วยตัวคูณเพิ่มค่าแรง (load factor)

ในฝั่งของ factored load ก็จะต้องพิจารณาตาม load combination ที่สอดคล้องกับเงื่อนไขใน design standard ที่ระบุเอาไว้

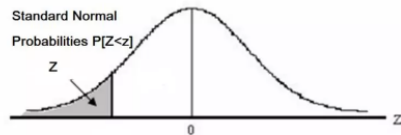


# Statistic Fundamental

#WeLoveSteelConstruction

- Tensile test of flat plate SS400
- $F_y = 245 \text{ MPa}$ ,  $F_u = 400 \text{ MPa}$

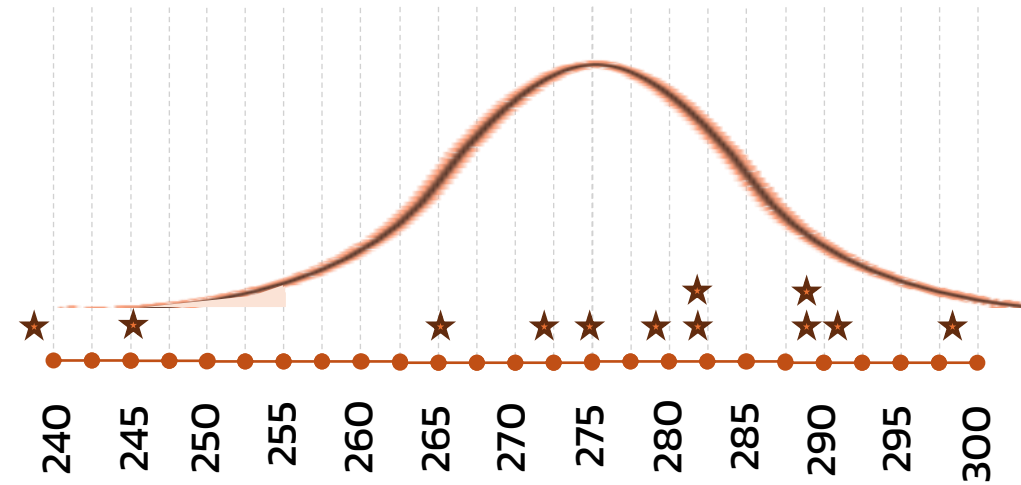
ตารางสถิติ



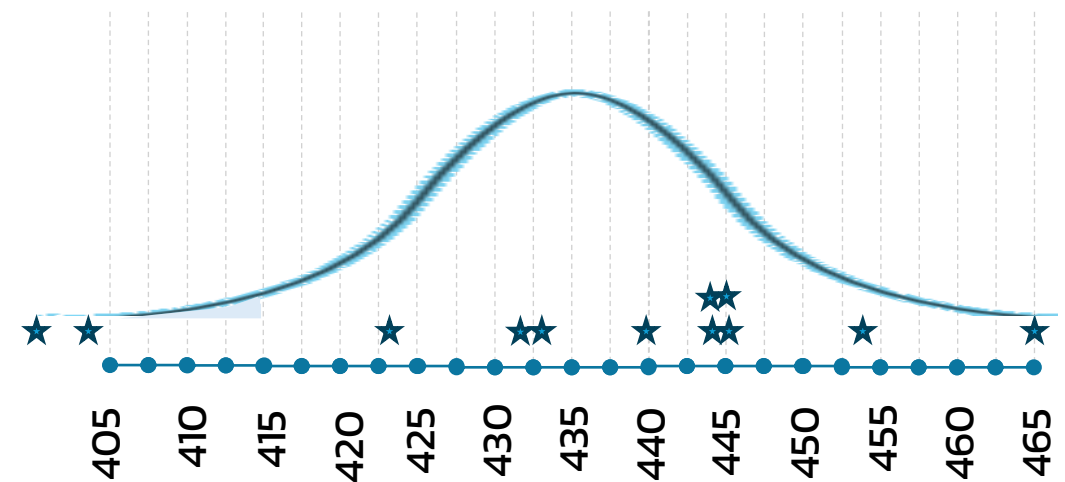
| z     | 0.00   | 0.01   | 0.02   | 0.03   | 0.04   | 0.05   | 0.06   | 0.07   | 0.08   | 0.09   |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| -3.50 | 0.0002 | 0.0002 | 0.0002 | 0.0002 | 0.0002 | 0.0002 | 0.0002 | 0.0002 | 0.0002 | 0.0002 |
| -3.40 | 0.0003 | 0.0003 | 0.0003 | 0.0003 | 0.0003 | 0.0003 | 0.0003 | 0.0003 | 0.0003 | 0.0002 |
| -3.30 | 0.0005 | 0.0005 | 0.0005 | 0.0004 | 0.0004 | 0.0004 | 0.0004 | 0.0004 | 0.0004 | 0.0003 |
| -3.20 | 0.0007 | 0.0007 | 0.0006 | 0.0006 | 0.0006 | 0.0006 | 0.0006 | 0.0005 | 0.0005 | 0.0005 |
| -3.10 | 0.0010 | 0.0009 | 0.0009 | 0.0009 | 0.0008 | 0.0008 | 0.0008 | 0.0008 | 0.0007 | 0.0007 |
| -3.00 | 0.0013 | 0.0013 | 0.0013 | 0.0012 | 0.0012 | 0.0011 | 0.0011 | 0.0011 | 0.0010 | 0.0010 |
| -2.90 | 0.0019 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0017 | 0.0016 | 0.0016 | 0.0015 | 0.0015 | 0.0014 | 0.0014 |
| -2.80 | 0.0026 | 0.0025 | 0.0024 | 0.0023 | 0.0023 | 0.0022 | 0.0021 | 0.0021 | 0.0020 | 0.0019 |
| -2.70 | 0.0035 | 0.0034 | 0.0033 | 0.0032 | 0.0031 | 0.0030 | 0.0029 | 0.0028 | 0.0027 | 0.0026 |
| -2.60 | 0.0047 | 0.0045 | 0.0044 | 0.0043 | 0.0041 | 0.0040 | 0.0039 | 0.0038 | 0.0037 | 0.0036 |
| -2.50 | 0.0062 | 0.0060 | 0.0059 | 0.0057 | 0.0055 | 0.0054 | 0.0052 | 0.0051 | 0.0049 | 0.0048 |
| -2.40 | 0.0082 | 0.0080 | 0.0078 | 0.0075 | 0.0073 | 0.0071 | 0.0069 | 0.0068 | 0.0066 | 0.0064 |
| -2.30 | 0.0107 | 0.0104 | 0.0102 | 0.0099 | 0.0096 | 0.0094 | 0.0091 | 0.0089 | 0.0087 | 0.0084 |
| -2.20 | 0.0139 | 0.0136 | 0.0132 | 0.0129 | 0.0125 | 0.0122 | 0.0119 | 0.0116 | 0.0113 | 0.0110 |
| -2.10 | 0.0179 | 0.0174 | 0.0170 | 0.0166 | 0.0162 | 0.0158 | 0.0154 | 0.0150 | 0.0146 | 0.0143 |
| -2.00 | 0.0228 | 0.0222 | 0.0217 | 0.0212 | 0.0207 | 0.0202 | 0.0197 | 0.0192 | 0.0188 | 0.0183 |
| -1.90 | 0.0287 | 0.0281 | 0.0274 | 0.0268 | 0.0262 | 0.0256 | 0.0250 | 0.0244 | 0.0239 | 0.0233 |
| -1.80 | 0.0359 | 0.0351 | 0.0344 | 0.0336 | 0.0329 | 0.0322 | 0.0314 | 0.0307 | 0.0301 | 0.0294 |
| -1.70 | 0.0446 | 0.0436 | 0.0427 | 0.0418 | 0.0409 | 0.0401 | 0.0392 | 0.0384 | 0.0375 | 0.0367 |
| -1.60 | 0.0548 | 0.0537 | 0.0526 | 0.0516 | 0.0505 | 0.0495 | 0.0485 | 0.0475 | 0.0465 | 0.0455 |
| -1.50 | 0.0668 | 0.0655 | 0.0643 | 0.0630 | 0.0618 | 0.0606 | 0.0594 | 0.0582 | 0.0571 | 0.0559 |
| -1.40 | 0.0808 | 0.0793 | 0.0778 | 0.0764 | 0.0749 | 0.0735 | 0.0721 | 0.0708 | 0.0694 | 0.0681 |
| -1.30 | 0.0968 | 0.0951 | 0.0934 | 0.0918 | 0.0901 | 0.0885 | 0.0869 | 0.0853 | 0.0838 | 0.0823 |
| -1.20 | 0.1151 | 0.1131 | 0.1112 | 0.1093 | 0.1075 | 0.1056 | 0.1038 | 0.1020 | 0.1003 | 0.0985 |

| No. | $F_y$ | $F_u$ |
|-----|-------|-------|
| 1   | 282   | 444   |
| 2   | 288   | 445   |
| 3   | 275   | 433   |
| 4   | 291   | 454   |
| 5   | 278   | 439   |
| 6   | 265   | 423   |
| 7   | 282   | 444   |
| 8   | 288   | 445   |
| 9   | 272   | 432   |
| 10  | 298   | 465   |
| 11  | 245   | 403   |
| 12  | 238   | 401   |

Ave. 275.2 435.7  
SD 17.33 18.19



$Z = (275.2 - 245) / 17.33 = 1.74$  จาก  $P(-1.74)$  จะได้ 0.0411  
หรือโอกาสที่เหล็ก  $F_y$  จะต่ำกว่า 245 MPa อยู่ที่ราว 4.11%



$Z = (435.7 - 400) / 18.19 = 1.96$  จาก  $P(-1.96)$  จะได้ 0.0252  
หรือโอกาสที่เหล็ก  $F_u$  จะต่ำกว่า 400 MPa อยู่ที่ราว 2.52%

# Statistic Fundamental

## #WeLoveSteelConstruction

- ถ้าพื้นคอนกรีตหนา 100 mm (ตามแบบก่อสร้าง)
- Dead Load, D = 250 ksm
- ก่อสร้างจริงความหนาพื้นเปลี่ยนแปลง
  - 105 mm, D เพิ่มเป็น 105% จากเดิม
  - 110 mm, D เพิ่มเป็น 110% จากเดิม
- D ของพื้นคอนกรีตเทในที่มักสูงกว่า D ที่ระบุในแบบ ซึ่งต่างจาก precast หรือ prefabricated steel
- การเปลี่ยน finishing มีผลมากต่อการเพิ่มขึ้นของ D เช่น จากพื้นปูนขัดมัน เป็นหินอ่อน หรือ หินแกรนิต
- การเปลี่ยนจากห้องนอนเป็นห้องเก็บของ เพิ่ม L จาก 200 เป็น 500 ksm

| No. | D   | L   |
|-----|-----|-----|
| 1   | 252 | 200 |
| 2   | 268 | 180 |
| 3   | 275 | 400 |
| 4   | 291 | 454 |
| 5   | 272 | 250 |
| 6   | 265 | 333 |
| 7   | 255 | 444 |
| 8   | 288 | 245 |
| 9   | 292 | 232 |
| 10  | 298 | 165 |
| 11  | 245 | 303 |
| 12  | 248 | 201 |

Ave. 270.8    283.9  
 SD    17.66    97.90

$$Z_D = \frac{Nominal - ave}{SD} = \frac{250 - 270.8}{17.66} = -1.17$$

$$P(Z_D > 1.17) = 0.121$$

โอกาสที่ DL จะมากกว่า 250 ksm อยู่ที่ 12.1%

$$Z_L = \frac{Nominal - ave}{SD} = \frac{200 - 283.9}{97.90} = -0.857$$

$$P(Z_L > 0.857) = 0.196$$

โอกาสที่ LL จะมากกว่า 200 ksm อยู่ที่ 19.6%

ACI 318-89  
 Wind  
 • 1.4D + 1.7L  
 • .75 (1.4D + 1.7L + 1.7 W)  
 = 1.05D + 1.28L + 1.28W  
 • .9D - 1.3 W

ASCE 7-02  
 Strength Design  
 Wind:  
 • 1.4D  
 • 1.2D + 1.6L  
 • 1.2D + 1.0L + 1.6W  
 • .9D - 1.6W  
 Seismic:  
 • 1.2D + 1.0L + 1.0E  
 • .9D - 1.0E

# Load & Resistance Factor Design (LRFD)

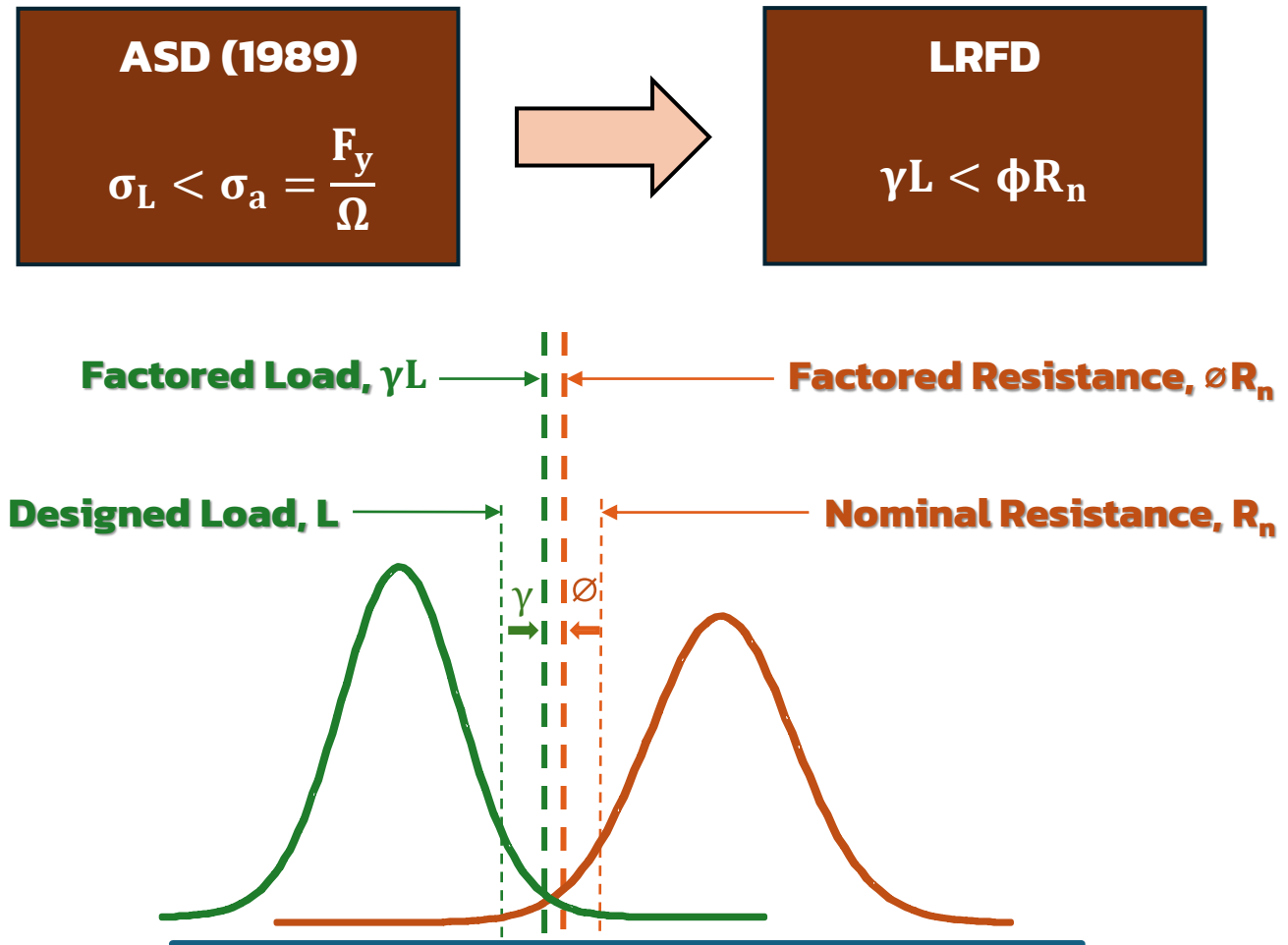
#WeLoveSteelConstruction

**LRFD** นอกจากจะพิจารณา ความแปรปรวนของแรงภายนอก โดยเฉพาะอย่างยิ่ง D กับ L ที่แตกต่างกัน อันส่งผลต่อ load factor ของ D กับ L ที่แตกต่างกันแล้ว ยังเป็นการพิจารณา resistance ระดับ member ไม่ใช่ระดับ stress ดังเช่น ASD 1989

**2.3.1 Basic Combinations.** Structures, components, and foundations shall be designed so that their design strength equals or exceeds the effects of the factored loads in the following combinations. Effects of one or more loads not acting shall be considered. Seismic load effects shall be combined loads in accordance with Section 2.3.6. Wind and seismic loads need not be considered to act simultaneously. Refer to Sections 1.4, 2.3.6, 12.4, and 12.14.3 for the specific definition of the earthquake load effect  $E$ . Each relevant strength limit state shall be investigated.

1.  $1.4D$
2.  $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3.  $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5W)$
4.  $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5.  $0.9D + 1.0W$

ASCE 7-16



# Load Combination

#WeLoveSteelConstruction

**Load Combination** หรือ **น้ำหนักบรรทุกรวม** สะท้อนเหตุการณ์ที่อาจเกิดขึ้นกับอาคาร ตั้งแต่ช่วงระหว่างการก่อสร้าง ไปจนกระทั่งการใช้งานอาคาร

- อาคารร้าง
- อาคารใช้งานปกติ ทั้ง multistory building และกลุ่ม warehouse
- อาคารเมื่อต้องเผชิญเหตุการณ์รุนแรง เช่น ใต้ฝุ่น แผ่นดินไหว

**2.3.1 Basic Combinations.** Structures, components, and foundations shall be designed so that their design strength equals or exceeds the effects of the factored loads in the following combinations. Effects of one or more loads not acting shall be considered. Seismic load effects shall be combined loads in accordance with Section 2.3.6. Wind and seismic loads need not be considered to act simultaneously. Refer to Sections 1.4, 2.3.6, 12.4, and 12.14.3 for the specific definition of the earthquake load effect  $E$ . Each relevant strength limit state shall be investigated.

- ➔ 1.  $1.4D$
- ➔ 2.  $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
- ➔ 3.  $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5W)$
- ➔ 4.  $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
- ➔ 5.  $0.9D + 1.0W$

ASCE 7-16

**2.3.2 Basic Combinations.** Structures, components, and foundations shall be designed so that their design strength equals or exceeds the effects of the factored loads in the following combinations:

- ➔ 1.  $1.4(D + F)$
- ➔ 2.  $1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
- ➔ 3.  $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.8W)$
- ➔ 4.  $1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
- ➔ 5.  $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
- ➔ 6.  $0.9D + 1.6W + 1.6H$
- ➔ 7.  $0.9D + 1.0E + 1.6H$

ASCE 7-05

$F$  = Load due to fluid with well defined pressures and maximum height

$H$  = Load due to lateral earth pressure, ground water pressure, bulk materials

# Load Combination

#WeLoveSteelConstruction

**Load Combination** ในยุคหลังจะมีความชัดเจนขึ้นในแง่การจัดการความเสี่ยง เช่น

- ความเสี่ยงของอาคารที่ก่อสร้างบนพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดแผ่นดินไหวรุนแรง (ASCE 7-16 แยก Load Combination with Seismic Load Effects ไว้ในหัวข้อ 2.3.6 เป็นต้น)
- การจัดการความเสี่ยงจากความรุนแรงของลม ที่ปรับค่า MRI (Mean Recurrence Interval) จาก 50 ปี ที่นำ importance factor ( $I_w$ ) มาจัดการความเสี่ยง ไปสู่ MRI ที่ 300 700 1,700 และ 3,000 ปี โดยใช้  $I_w = 1$

**2.3.1 Basic Combinations.** Structures, components, and foundations shall be designed so that their design strength equals or exceeds the effects of the factored loads in the following combinations. Effects of one or more loads not acting shall be considered. Seismic load effects shall be combined loads in accordance with Section 2.3.6. Wind and seismic loads need not be considered to act simultaneously. Refer to Sections 1.4, 2.3.6, 12.4, and 12.14.3 for the specific definition of the earthquake load effect  $E$ . Each relevant strength limit state shall be investigated.

- ➡ 1.  $1.4D$
- ➡ 2.  $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
- ➡ 3.  $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5W)$
- ➡ 4.  $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
- ➡ 5.  $0.9D + 1.0W$

ASCE 7-16

**2.3.2 Basic Combinations.** Structures, components, and foundations shall be designed so that their design strength equals or exceeds the effects of the factored loads in the following combinations:

- ➡ 1.  $1.4(D + F)$
- ➡ 2.  $1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
- ➡ 3.  $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.8W)$
- ➡ 4.  $1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
- ➡ 5.  $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
- ➡ 6.  $0.9D + 1.6W + 1.6H$
- ➡ 7.  $0.9D + 1.0E + 1.6H$

ASCE 7-05

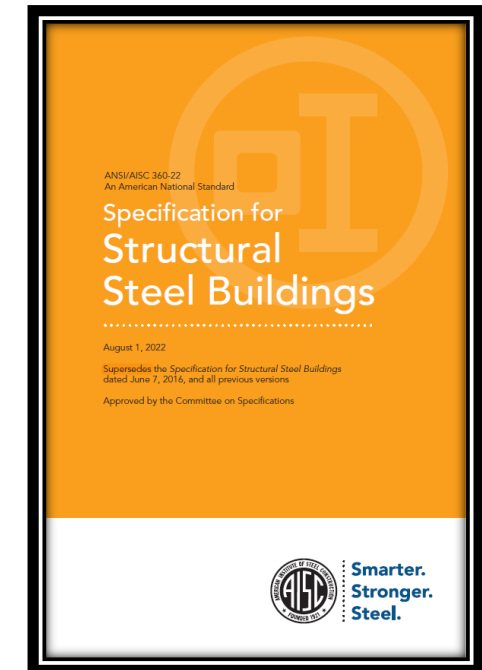
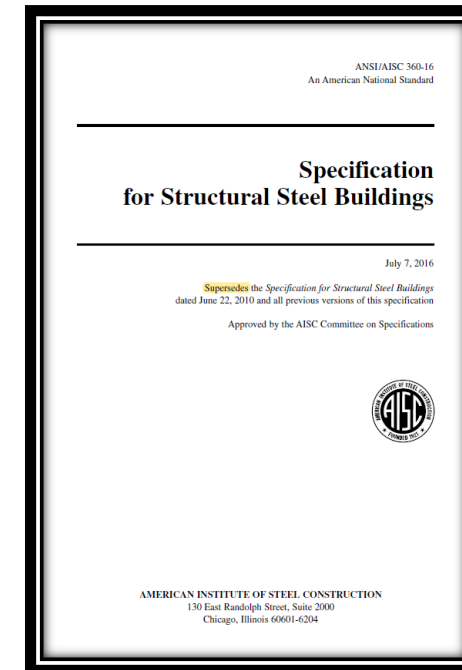
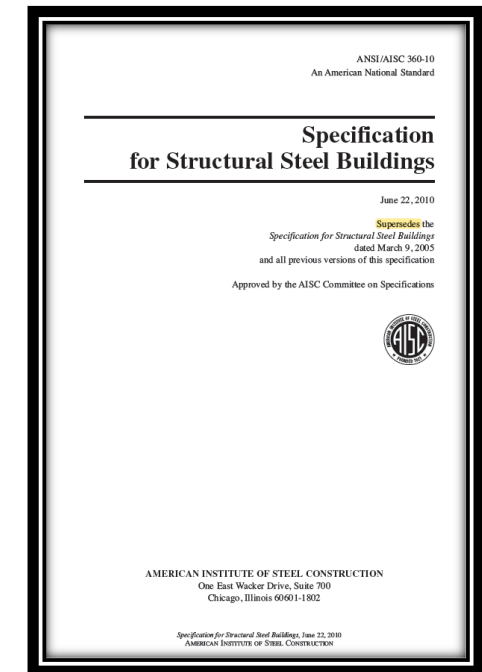
$F$  = Load due to fluid with well defined pressures and maximum height

$H$  = Load due to lateral earth pressure, ground water pressure, bulk materials

# AISC 360 Specification

#WeLoveSteelConstruction

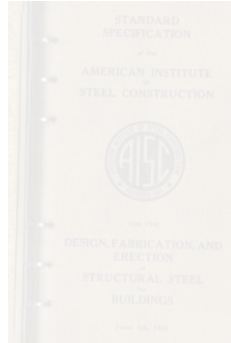
- นับจากปี ค.ศ. 2005 เป็นต้นมา **AISC** ได้มีการจัดทำ **Specification** for Structural Steel Buildings สหสกำกับ **AISC 360** โดย “ยกเลิก” การใช้คำว่า Allowable **Stress** Design แต่ใช้ Allowable **Strength** Design กำกับด้วย **ASD** ซึ่งแปลเป็นภาษาไทยว่า การออกแบบด้วย วิธีกำลังที่ยอมให้ เรื่อยมา และจะสังเกตเห็นการ “ยกเลิก **supersede**” version เก่าด้วย version ใหม่จะอ้างอิงผลการศึกษาวิจัยใหม่ๆ เข้ามาประกอบการยกร่างมาตรฐาน
- หรืออีกนัยหนึ่ง การพัฒนาองค์ความรู้ใหม่ๆ โดยมองที่ **ความเค้น** หรือ **หน่วยแรง** ที่เรียกว่า **Allowable Stress Design** ได้สิ้นสุดตั้งแต่ปี **1989** สมการคำนวณใน version ล่าสุด ย่อมสะท้อนพฤติกรรมจริงมากกว่าสมการคำนวณใน version ก่อนหน้า ซึ่งตามหลักปฏิบัติ หรือ **หลักจรรยาบรรณวิศวกร**ที่ดี ผู้ออกแบบก็ควรนำความรู้ใหม่ๆ มาประยุกต์ใช้ในงานวิชาชีพของตน



# History of AISC Specification

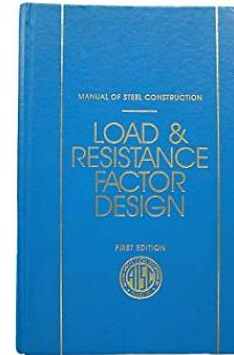
#WeLoveSteelConstruction

1921  
Standard  
Specification  
(9 p.)



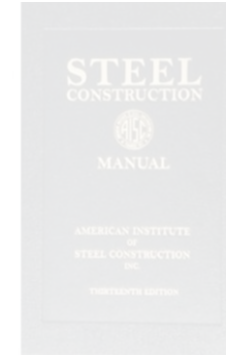
1986  
1<sup>st</sup> AISC LRFD  
Manual

The Beginning  
of Strength Era



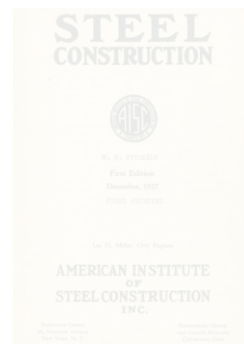
2005  
1<sup>st</sup> AISC Unified  
Manual

The Beginning  
of Unified Era



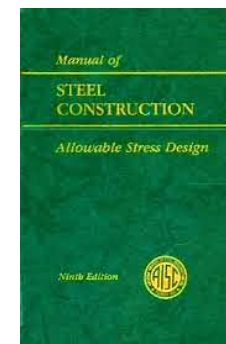
หลักการทางกฎหมาย “ต่างกรรมต่างวาระ” ที่อนุโลมให้อาคารเก่าที่ออกแบบด้วย code เก่า แล้วไม่ผิดข้อกำหนด มักทำให้ **วิศวกรเข้าใจผิด คิดว่า สามารถคำนวณออกแบบโครงสร้างได้โดยใช้ code เก่าได้** ทั้งๆ ที่ code เก่า มีจุดบกพร่อง และได้รับการแก้ไข ตัวอย่างเช่น Column equations, Leaning columns, Stability design เป็นต้น

1927  
1<sup>st</sup> Ed 1<sup>st</sup> Prnt  
AISC Manual  
(479 p.)



1989  
9<sup>th</sup> Ed AISC  
ASD Manual

The End of  
Stress Era



2022  
Latest AISC  
(Unified) Steel  
Construction  
Manual

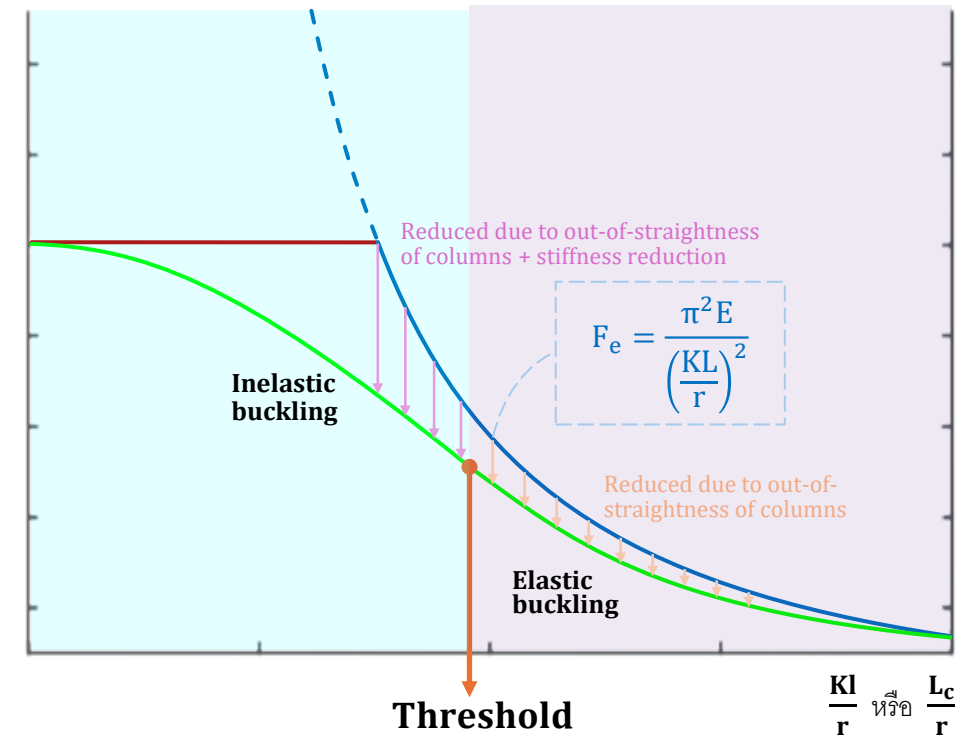


# Newer Code = More Thorough Knowledge

#WeLoveSteelConstruction

| Method                                                                        | Threshold                                      | Limit Capacity                                                                                                                                                            | FS ( $\Omega$ )                                                                    |
|-------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|
| ASD<br>$C_c = \sqrt{\frac{2\pi E}{F_y}}$<br>$C_c = 4.44 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $\frac{KL}{r} \leq C_c$                        | $F_a = \frac{\left[1 - \frac{[(\frac{KL}{r})/C_c]^2}{2}\right] \cdot F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3[(\frac{KL}{r})/C_c]}{8} - \frac{[(\frac{KL}{r})/C_c]^3}{8}\right]}$ | $\frac{5}{3} + \frac{3[(\frac{KL}{r})/C_c]}{8} - \frac{[(\frac{KL}{r})/C_c]^3}{8}$ |
|                                                                               | $\frac{KL}{r} > C_c$                           | $F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(\frac{KL}{r})^2} = \frac{F_e}{(\frac{23}{12})}$                                                                                                | $\frac{23}{12}$                                                                    |
| LRFD                                                                          | $\frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y$                                                                                                                                          | 1.67                                                                               |
|                                                                               | $\frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$    | $F_{cr} = 0.877 F_e$                                                                                                                                                      | 1.67                                                                               |

Stress



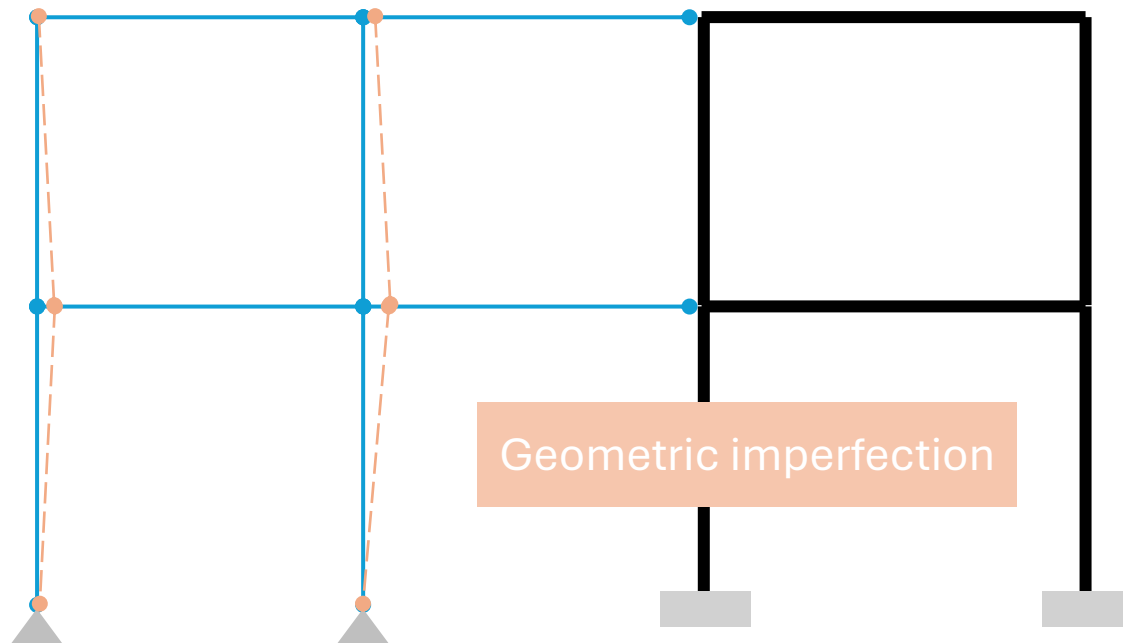
## ข้อสังเกต / ข้อพิจารณา

1. Inelastic buckling อ้างอิง ASD 1989 ปรับค่า  $F_a$  ลง "ด้วย FS ที่เป็นผลมาจาก  $(KL/r)/C_c$ " ถูกต้องไหม ทั้งๆ ที่กำลัง (nominal strength) ลดลงจากผลของ residual stress ที่ส่งผลให้เกิดพฤติกรรมที่เรียกว่า stiffness reduction
2. ผลจาก geometric imperfection ของ column ได้ถูกรวมใน FS ถูกต้องแล้วหรือไม่ (ปัจจุบัน ใช้ concept "leaning column" ในการพิจารณา)
3. ผลการศึกษาวิจัยใหม่ๆ ด้วยตัวอย่างทดสอบที่มากขึ้น + การใช้ advanced FEM มาช่วย จะส่งผลให้สมการ prediction มีความแม่นยำขึ้น ใช่หรือไม่

# Newer Code = More Thorough Knowledge

#WeLoveSteelConstruction

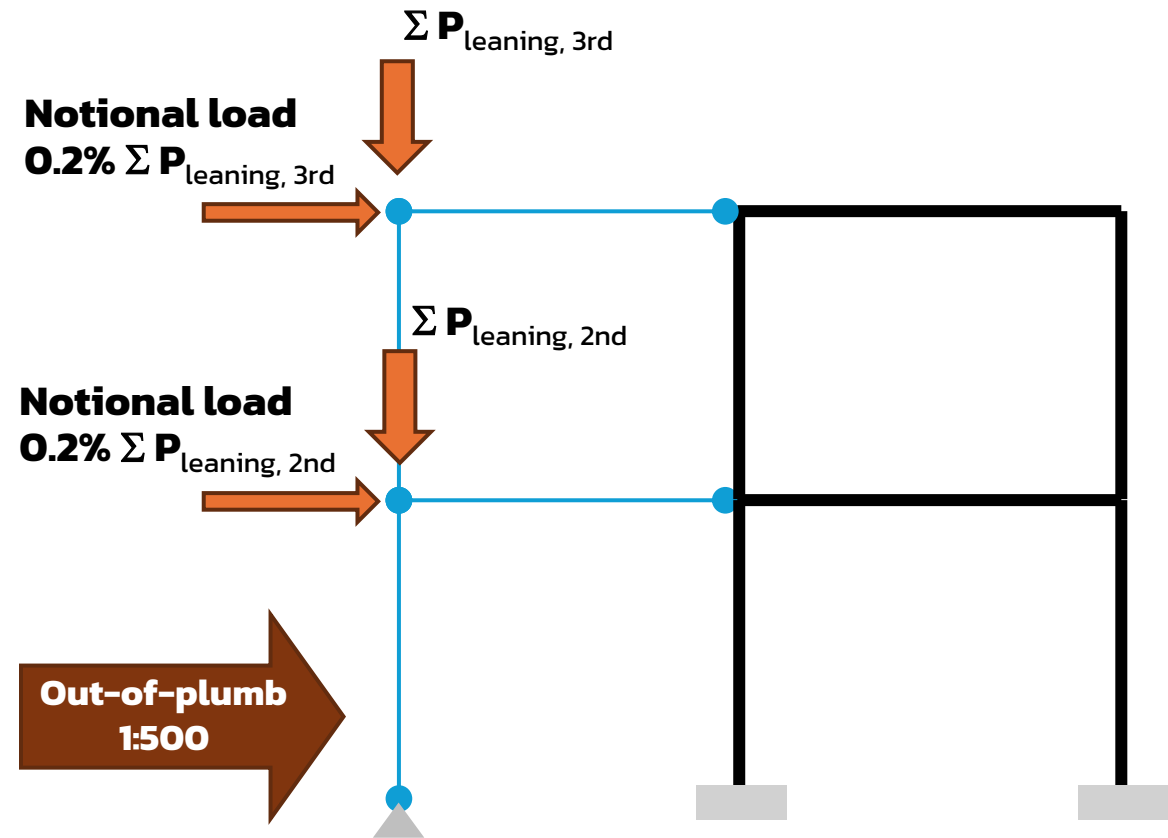
## Leaning Column Concept



Extra load

vs.

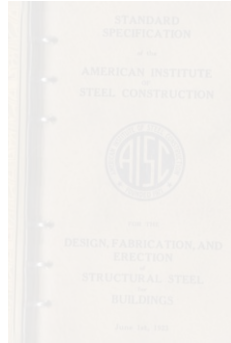
Reduced strength



# History of AISC Specification

#WeLoveSteelConstruction

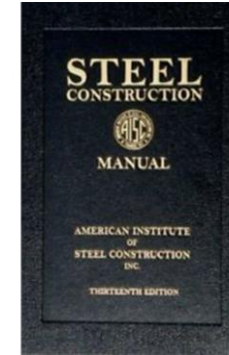
**1921**  
Standard  
Specification  
(9 p.)



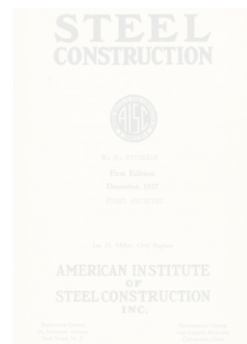
**1986**  
1<sup>st</sup> AISC LRFD  
Manual  
  
The Beginning  
of Strength Era



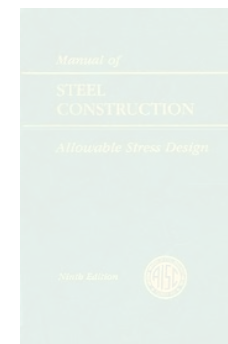
**2005**  
1<sup>st</sup> AISC Unified  
Manual  
  
The Beginning  
of Unified Era



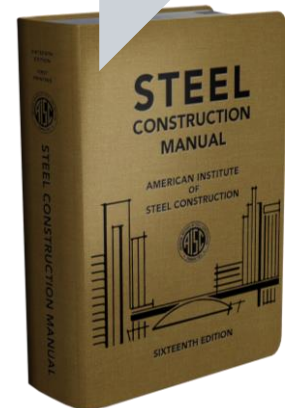
**1927**  
1<sup>st</sup> Ed 1<sup>st</sup> Prnt  
AISC Manual  
(479 p.)



**1989**  
9<sup>th</sup> Ed AISC  
ASD Manual  
  
The End of  
Stress Era



**2022**  
Latest AISC  
(Unified) Steel  
Construction  
Manual

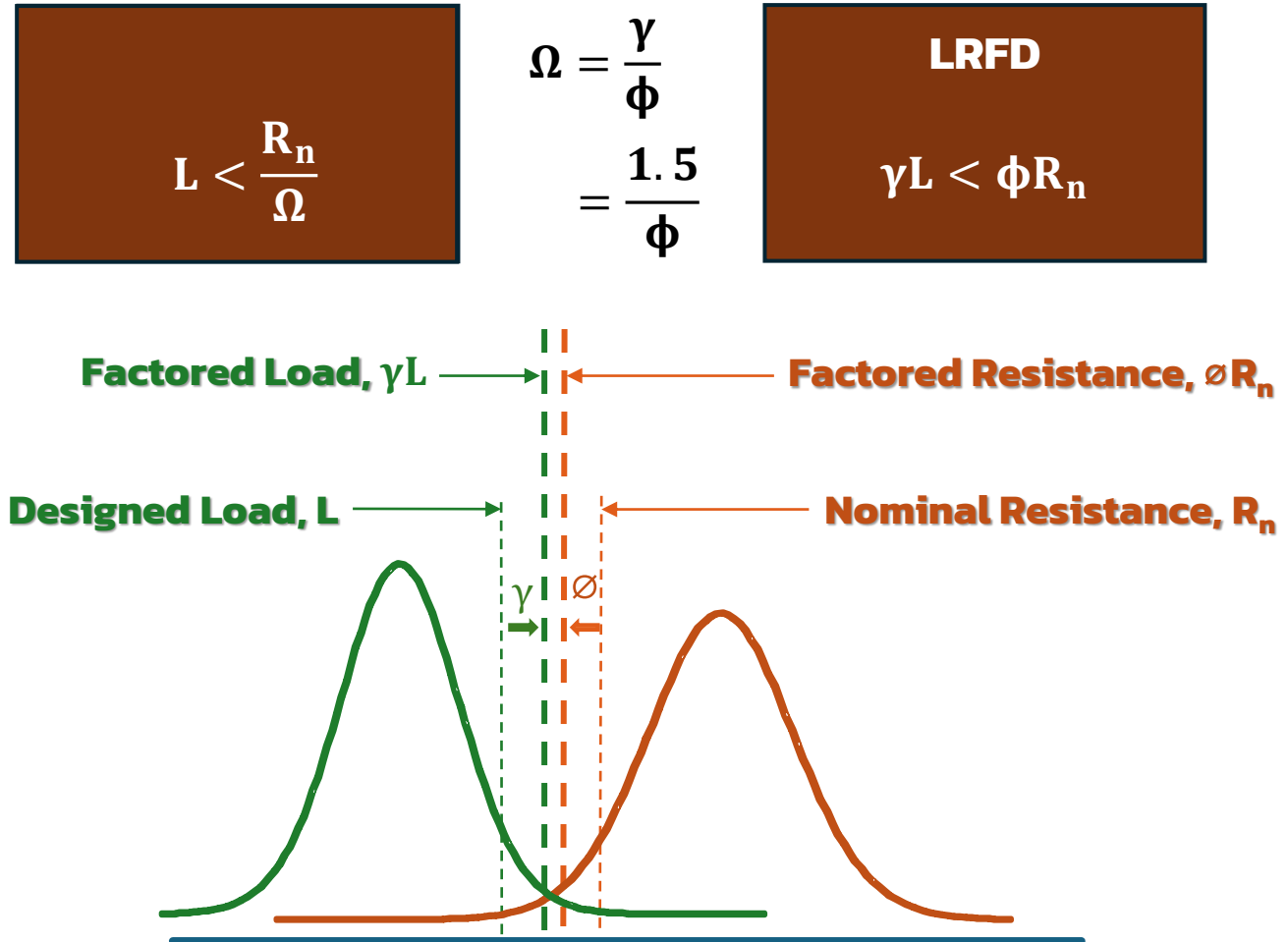


# Unified Method

#WeLoveSteelConstruction

หากพิจารณาตามหลักการ **LRFD** ที่ในส่วนของการ resistance เป็นการ ลดทอนกำลังรับแรงองค์อาคาร ด้วยการนำ resistance factor ( $\phi$ ) เข้าไปคูณ กำลังระบุ (nominal strength) เทียบกับแรงที่กระทำกับองค์อาคาร ที่ถูกเพิ่มค่าด้วย load factor ( $\gamma$ ) ... แต่เปลี่ยนเป็นการพิจารณา unfactored load (service load) เทียบกับกำลังรับแรงระบุ nominal strength ขององค์อาคารที่ถูกลดทอน ด้วยการ “หารตัวประกอบความปลอดภัย ( $FS = \Omega$ )”

วิธีการนี้ เรียกว่า **Allowable Strength Design** ใช้ตัวย่อ **ASD** เช่นเดียวกับ **Allowable Stress Design** ทั้งนี้หากพิจารณาค่าเฉลี่ย load factor ของ gravity load combination ที่  $\gamma = 1.5$  ก็จะสามารถแปลงวิธี **LRFD** และ **ASD** กลับไปมาได้ เรียกวิธีนี้ว่า **Unified Method**





# Structural Steel Fundamental

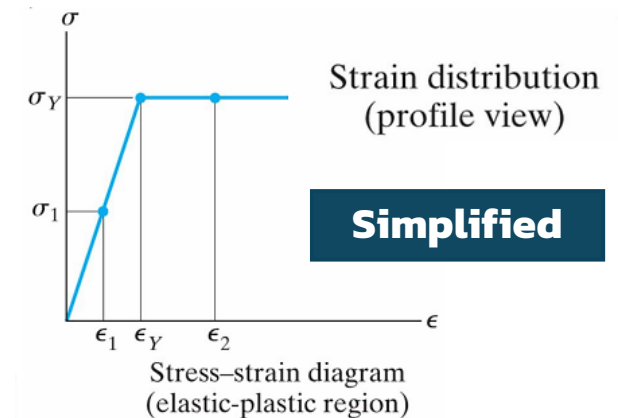
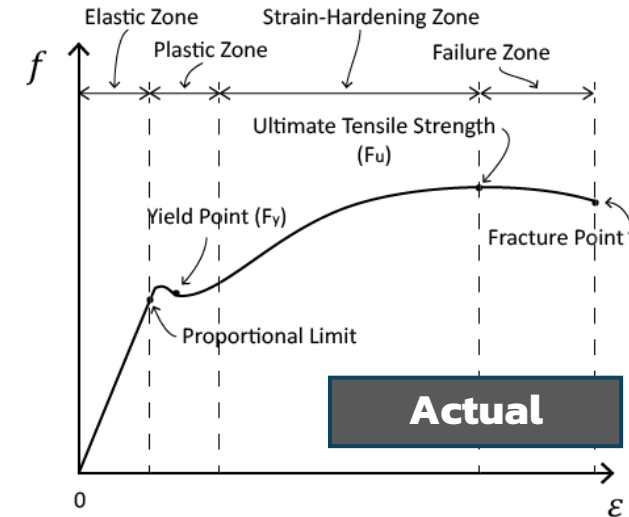
---

#WeLoveSteelConstruction

# เหล็กเป็นวัสดุเหนียว (Ductile material)

#WeLoveSteelConstruction

- เหล็กต่างจากคอนกรีต ตรงที่เหล็กเป็นวัสดุเหนียว (ductile material)
  - รับแรงดึงได้ดี แต่คอนกรีตรับแรงดึงแทบไม่ได้
  - เมื่อรับแรงดึงยังไม่ถึงจุด yield แรงดึงจะเพิ่ม linearly ตามระยะที่ยืดออก หรือ  $E = \text{elastic modulus} = \text{stress/strain} = (P/A)/(\Delta L/L)$  หรือ  $E = PL/A\Delta L$  หรือ  $P = AE/L * \Delta L$
  - เมื่อรับแรงดึงจนเลยจุด yield จะเกิด strain hardening คือรับแรงดึงได้เพิ่มแต่ไม่เป็นความสัมพันธ์เชิงเส้น เรียกพฤติกรรมนี้ว่า strain hardening
  - ในทางการคำนวณ เมื่อเหล็กรับแรงเลยจุด yield จะพิจารณาว่ามีสภาวะ plastic สมบูรณ์คือไม่สามารถรับแรงดึงได้เลย เรียกว่าเป็น elasto-plastic material หรือ elastic-perfectly plastic material



# เหล็กเป็นวัสดุเหนียว (Ductile material)

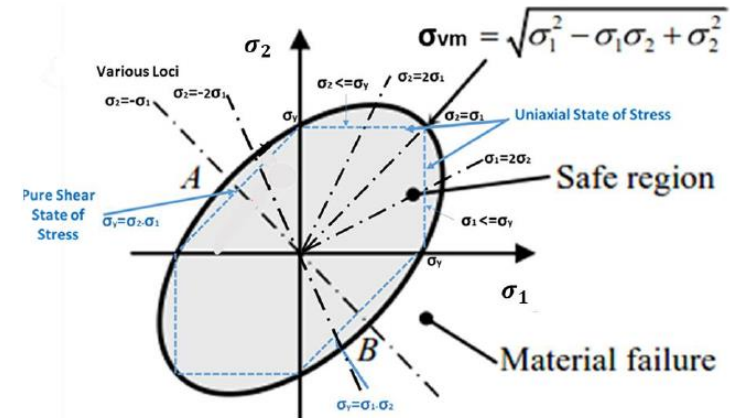
#WeLoveSteelConstruction

- เหล็กต่างจากคอนกรีต ตรงที่เหล็กเป็นวัสดุเหนียว (ductile material)
  - ลักษณะของวัสดุเหนียวอีกประการ ซึ่งเป็นข้อพิจารณาการวิบัติ หรือ yield criterion ในทางทฤษฎี คือ กำลังรับแรงเฉือน มีค่าประมาณ 60% ของกำลังรับแรงดึง หรือ  $F_{vy} = 0.6F_y$  และ  $F_{vu} = 0.6F_u$
  - สำหรับคอนกรีต จะมีค่า E ที่แปรผันไปตามกำลัง ( $f'_c$ ) และ concrete unit weight ( $w_c$ ) โดย  $E_c =$  concrete elastic modulus มีค่าเป็นไปตามสมการด้านล่าง

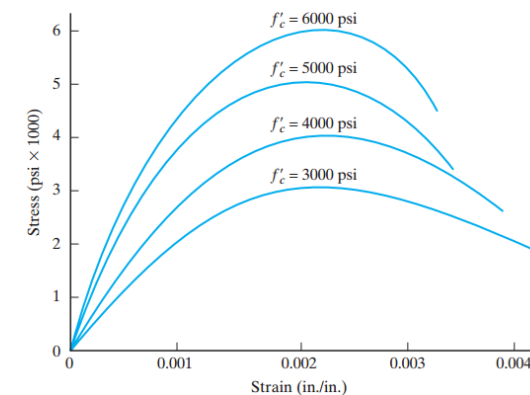
$$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c} \text{ (in MPa)} \quad \text{Equation 1}$$

$$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f'_c} \text{ (in psi)} \quad \text{Equation 2}$$

Ref: ACE 318-14, section 19.2.2



Ref: <https://www.chegg.com/>

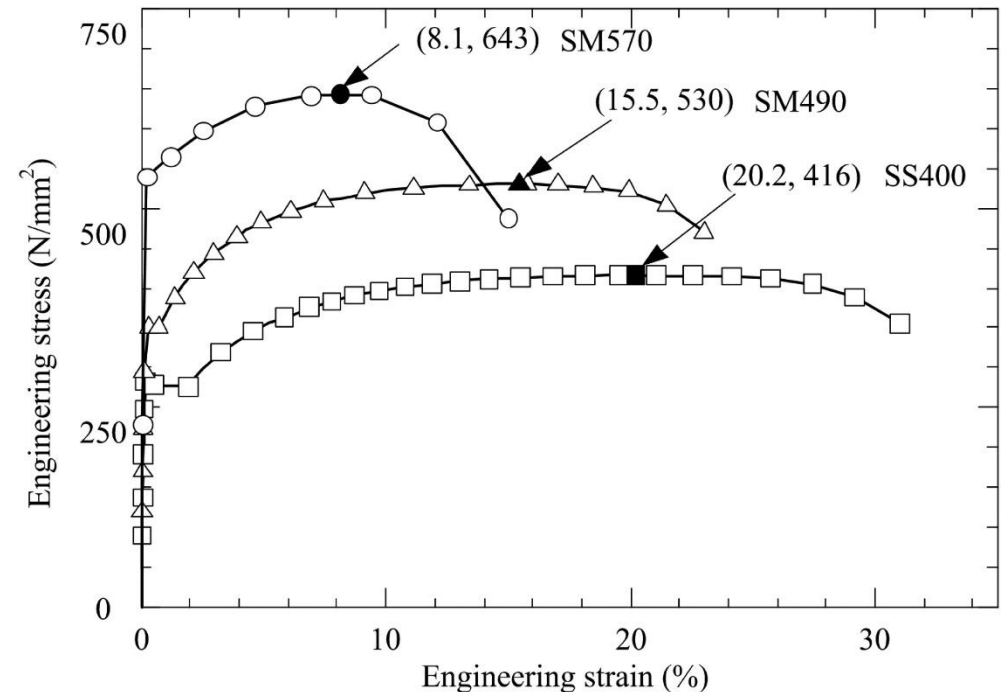


Ref: <https://www.civilengineeringforum.me/>

# เหล็กทุกเกรด E คงที่ (strength $\neq$ stiffness)

#WeLoveSteelConstruction

- เหล็กเป็นมีค่า E คงที่ทุกเกรด
  - เกรดเหล็ก มีหลากหลาย เช่น SS400 SM490 SM520 ไปจนถึง SM570 เกรดเหล็กสะท้อน "กำลัง (strength)" ที่แตกต่างกัน เช่น SS400 มีกำลังรับแรงดัดคราก (yield strength) หรือ  $F_y \sim 245$  MPa และกำลังรับแรงดึงที่จุดฉีกขาด (tensile strength) หรือ  $F_u \sim 400$  MPa
  - แต่เกรดเหล็กที่ต่างกัน ไม่ทำให้ค่า E (slope ของ stress-strain curve) เปลี่ยนไป ผลการศึกษาพบว่าค่า E เหล็ก คงที่ในทุกเกรด ที่ราว 200,000 MPa (2 ล้าน ksc)
  - ค่า E สะท้อน แรงต่อระยะการเสียรูป ซึ่งสะท้อนค่าสตีฟเนส (stiffness) จึงเป็นที่ชัดเจนว่า strength กับ stiffness นั้นแตกต่างกัน



Ref: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0000845>

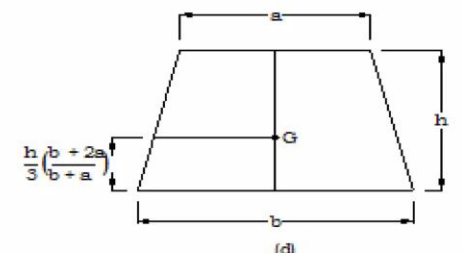
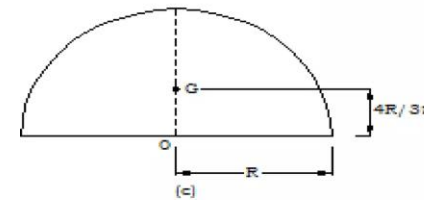
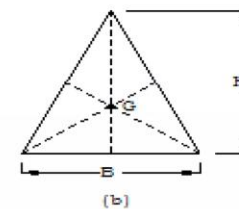
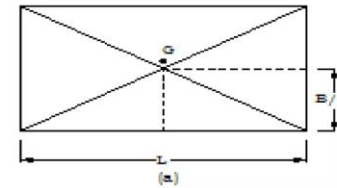
# แกนศูนย์กลางและแกนสะเทิน

#WeLoveSteelConstruction

- เมื่อทราบขนาดมิติหน้าตัด (ที่มวลคงที่) เรา สามารถหาจุดศูนย์กลางพื้นที่ได้ จากสมการ  $\bar{x} = \frac{\sum(x_i A_i)}{A_{Total}}$  และ  $\bar{y} = \frac{\sum(y_i A_i)}{A_T}$  และก็สามารถตั้งแกน x y ได้เรียกว่าแกนศูนย์กลาง หรือ centroidal axis
- แต่แกนสะเทินจะต้องพิจารณาหา “จุดสะเทิน” หรือ neutral แปลว่า ไม่บวก (ไม่ดึง) และ ไม่ลบ (ไม่อัด) กล่าวคือ เมื่อองค์อาคารเกิดการดัดตัว (เช่นคาน) ส่วนหนึ่งของคานจะเกิดแรงอัด อีกส่วนจะเกิดแรงดึง โดยความเค้นอัดและดึง จะเกิดสูงสุดที่จุดบนสุดและล่างสุดของคาน แล้วค่อยๆ ลดลงเป็นศูนย์ที่จุดสะเทิน เรียกแกนนั้นว่าแกนสะเทิน หรือ neutral axis



## Centre of Gravity of Plane Figure

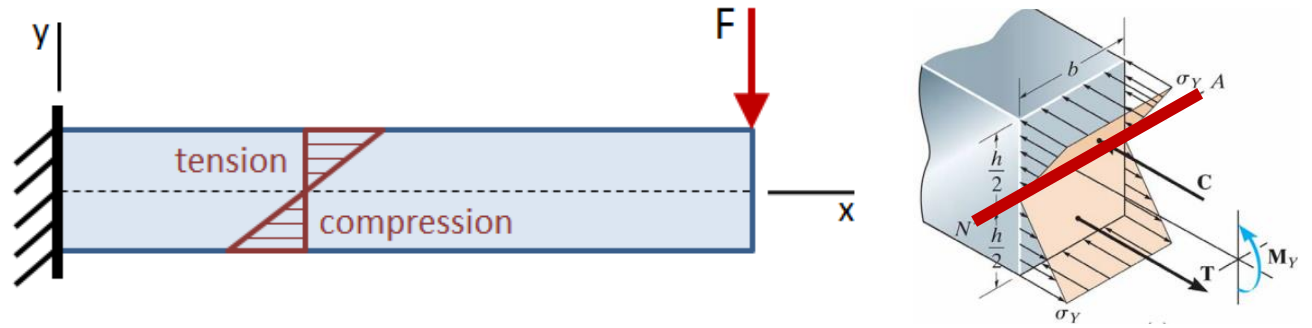


Ref: <https://www.slideshare.net/>

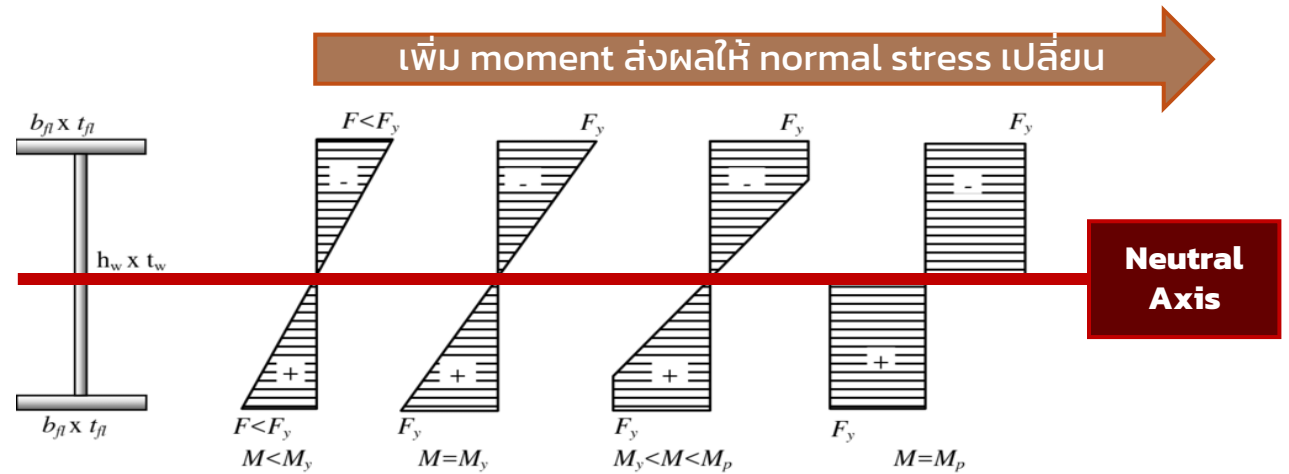
# แกนศูนย์กลางและแกนสะเทิน

#WeLoveSteelConstruction

- Centroidal axis จะนำไปใช้ในการหาสมบัติต่าง ๆ ของหน้าตัดเช่น moment of inertia, radius of gyration เป็นต้น
- **Neutral axis** จะนำไปใช้ในการพิจารณาหาสมบัติที่หน้าตัดเกิดการดัดตัว (flexure) เช่น section modulus ทั้ง elastic section modulus และ plastic section modulus รวมไปถึง first moment area สำหรับการหาค่า shear stress หรือ shear flow ด้วย



Ref: <https://skill-lync.com/student-projects/comparison-of-bending-in-beams-3>

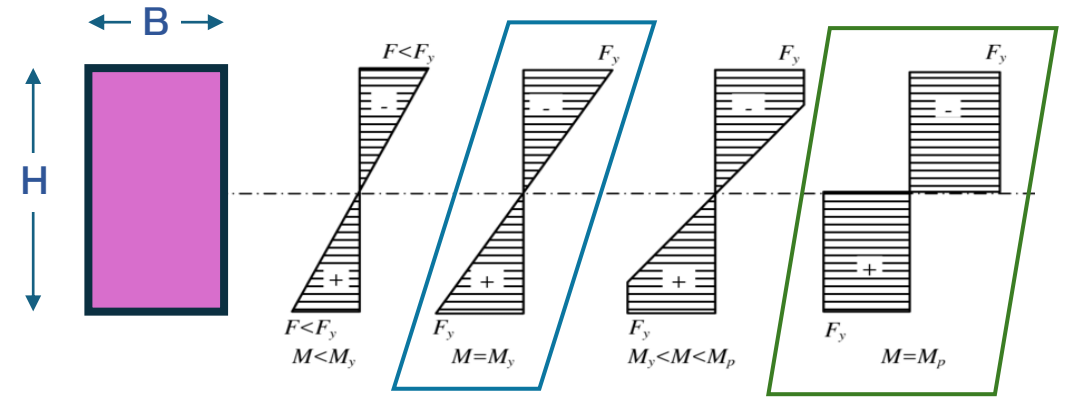


Ref: <https://www.researchgate.net/>

# Elastic vs. Plastic section modulus

#WeLoveSteelConstruction

- Section modulus สะท้อน “ความสามารถในการต้านทานการดัดตัวของหน้าตัด”
  - ย้อนไปที่กำลังรับแรงดิ่งคราก  $T_y = F_y \cdot A$  จะเห็นว่า ปัจจัยที่ส่งผลต่อกำลังรับแรงดิ่งมี 2 ปัจจัย ปัจจัยแรกมาจากหน้าตัด (A) อีกปัจจัยมาจากวัสดุ ( $F_y$ )
  - สำหรับการพิจารณาการดัดตัวก็เช่นเดียวกัน กรณีที่ไม่มีผลจาก destabilization (ส่วนรับแรงอัดเกิดการ buckle) จะได้ว่ากำลังรับโมเมนต์ดัด ขึ้นกับ 2 ปัจจัย คือ หน้าตัดและวัสดุ
  - กำลังรับโมเมนต์ดัด มักพิจารณาที่ 2 ระดับ คือ (1) ระดับ  $M_y$  ซึ่งเพิ่งเริ่มเกิด yield ที่จุดแรก หรือหาก moment ยังไม่ถึงจุดนี้ คานจะคงสภาพ elastic ไม่เสียรูปถาวร และ (2) ระดับที่ทุก ๆ จุดของคานเกิดการ yield เรียกว่า plastic moment หรือ  $M_p$



Ref: <https://www.researchgate.net/>

$$M = \text{Force} * \text{Arm} = [F_y(\text{Area})] * \text{Arm}$$

$$\begin{aligned} M_y &= \left[ F_y \left( \frac{1}{2} * B \frac{H}{2} \right) \right] * \frac{2H}{3} \\ &= F_y \left( \frac{BH^2}{6} \right) \\ &= F_y S_x \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= \left[ F_y \left( B \frac{H}{2} \right) \right] * \frac{H}{2} \\ &= F_y \left( \frac{BH^2}{4} \right) \\ &= F_y Z_x \end{aligned}$$

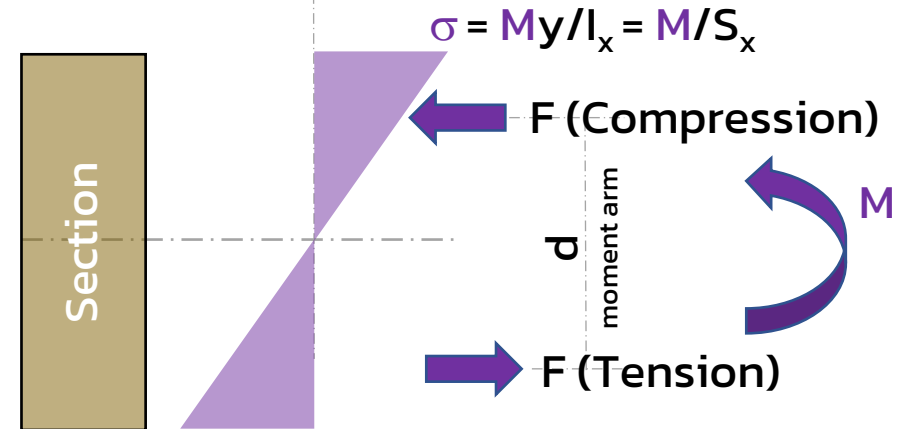
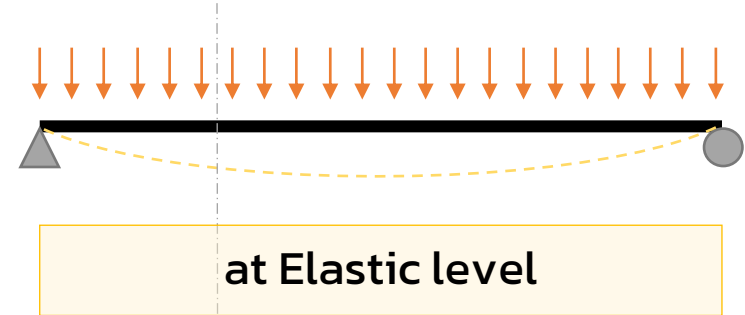
# Modulus of Section ใน มอก.

#WeLoveSteelConstruction

- กำหนดด้วยสัญลักษณ์  $Z_x, Z_y$
- ค่าที่แสดงมี อาจคำนวณได้จาก
  - $Z_x = I_x / (H/2)$ 
    - เช่น H 100x50
    - $Z_x = 187 \text{ cm}^4 / [(10 \text{ cm})/2] = 37.4 \sim 37.5$

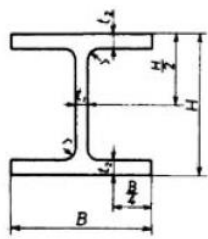
| ขนาด      | ความหนา        |                | รัศมีส่วนโค้ง | พื้นที่หน้าตัด  | มวลต่อเมตร | โมเมนต์ความเฉื่อย |                 | รัศมีไจเรชัน   |                | โมดูลัสภาคตัด   |                 |
|-----------|----------------|----------------|---------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| mm        | mm             | mm             | mm            | cm <sup>2</sup> | kg/m       | I <sub>x</sub>    | I <sub>y</sub>  | i <sub>x</sub> | i <sub>y</sub> | Z <sub>x</sub>  | Z <sub>y</sub>  |
| H x B     | t <sub>1</sub> | t <sub>2</sub> | r             | a               |            | cm <sup>4</sup>   | cm <sup>4</sup> | cm             | cm             | cm <sup>3</sup> | cm <sup>3</sup> |
| 100 x 50  | 5              | 7              | 8             | 11.85           | 9.30       | 187               | 14.9            | 3.98           | 1.12           | 37.5            | 5.91            |
| 100 x 100 | 6              | 8              | 10            | 21.90           | 17.2       | 383               | 134             | 4.18           | 2.47           | 76.5            | 26.7            |

- $Z_y = I_y / (H/2)$

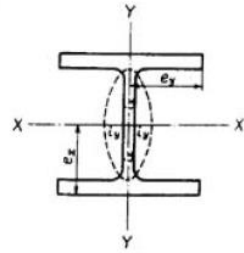


ตารางที่ 5 ขนาดและความหนาของเหล็กรูปตัวเอช

(ข้อ 4.1)



โมเมนต์ความเฉื่อย  $I = ai^2$   
 รัศมีจายเรชัน  $i = \sqrt{\frac{I}{a}}$   
 มอดูลัสภาคตัด  $Z_x = \frac{I_x}{H - H/2}$   
 $Z_y = \frac{I_y}{B - B/2}$



**คู่มือการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ**

**กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย**

**บทที่ 5**

**การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงดัด**

- $S_x$  โมดูลัสหน้าตัดต่อพลาสติกกรอบแกน x (มิลลิเมตร<sup>3</sup>)
- $S_y$  โมดูลัสหน้าตัดต่อพลาสติกกรอบแกน y สำหรับหน้าตัดรูปร่างน้ำให้ใช้ค่าโมดูลัสหน้าตัดที่น้อยสุด (มิลลิเมตร<sup>3</sup>)
- $Z_x$  โมดูลัสหน้าตัดพลาสติกกรอบแกน x (มิลลิเมตร<sup>3</sup>)
- $Z_y$  โมดูลัสหน้าตัดพลาสติกกรอบแกน y (มิลลิเมตร<sup>3</sup>)

5.2.1 การคราก

$$M_n = M_p = F_y Z_x \tag{10}$$

โดย  $F_y$  = หน่วยแรงครากต่ำสุดที่กำหนดตามชนิดของเหล็กที่ใช้ (เมกะปาสคาล)  
 $Z_x$  = โมดูลัสหน้าตัดพลาสติกกรอบแกน x (มิลลิเมตร<sup>3</sup>)

5.2.2 การโค้งเดาะทางข้างและการบิด

- ก) เมื่อ  $L_b \leq L_p$  ไม่ต้องพิจารณาสถานะขีดจำกัดการโค้งเดาะทางข้างและการบิด
- ข) เมื่อ  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \tag{11}$$

**กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย**

**กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย**

| ขนาด<br>mm | ความหนา<br>mm |                | รัศมีส่วนโค้ง<br>mm | พื้นที่หน้าตัด<br>cm <sup>2</sup> | มวลต่อเมตร<br>kg/m | โมเมนต์ความเฉื่อย<br>cm <sup>4</sup> |       | รัศมีจายเรชัน<br>cm |                | มอดูลัสภาคตัด<br>cm <sup>3</sup> |                |
|------------|---------------|----------------|---------------------|-----------------------------------|--------------------|--------------------------------------|-------|---------------------|----------------|----------------------------------|----------------|
|            | H x B         | t <sub>1</sub> |                     |                                   |                    | t <sub>2</sub>                       | r     | a                   | I <sub>x</sub> | I <sub>y</sub>                   | i <sub>x</sub> |
| 100 x 50   | 5             | 7              | 8                   | 11.85                             | 9.30               | 187                                  | 14.8  | 3.98                | 1.12           | 37.5                             | 5.91           |
| 100 x 100  | 6             | 8              | 10                  | 21.90                             | 17.2               | 383                                  | 134   | 4.18                | 2.47           | 76.5                             | 26.7           |
| 125 x 60   | 6             | 8              | 9                   | 16.84                             | 13.2               | 413                                  | 29.2  | 4.95                | 1.32           | 66.1                             | 9.73           |
| 125 x 125  | 6.5           | 9              | 10                  | 30.31                             | 23.8               | 847                                  | 293   | 5.29                | 3.11           | 136                              | 47.0           |
| 148 x 100  | 6             | 9              | 11                  | 26.84                             | 21.1               | 1 020                                | 151   | 6.17                | 2.37           | 135                              | 30.1           |
| 150 x 75   | 5             | 7              | 8                   | 17.85                             | 14.0               | 666                                  | 49.5  | 6.11                | 1.66           | 98.9                             | 13.2           |
| 150 x 150  | 7             | 10             | 11                  | 40.14                             | 31.5               | 1 640                                | 563   | 6.39                | 3.75           | 219                              | 75.1           |
| 175 x 90   | 5             | 8              | 9                   | 23.04                             | 18.1               | 1 210                                | 97.5  | 7.26                | 2.06           | 139                              | 21.7           |
| 175 x 175  | 7.5           | 11             | 12                  | 51.21                             | 40.2               | 2 880                                | 984   | 7.50                | 4.36           | 330                              | 112            |
| 194 x 150  | 6             | 9              | 13                  | 39.01                             | 30.6               | 2 690                                | 507   | 8.30                | 3.61           | 277                              | 67.5           |
| 198 x 99   | 4.5           | 7              | 11                  | 23.18                             | 18.2               | 1 580                                | 114   | 8.26                | 2.21           | 160                              | 23.0           |
| 200 x 100  | 5.5           | 8              | 11                  | 27.16                             | 21.3               | 1 840                                | 134   | 8.24                | 2.22           | 184                              | 26.8           |
| 200 x 200  | 8             | 12             | 13                  | 63.53                             | 49.9               | 4 720                                | 1 600 | 8.62                | 5.02           | 472                              | 160            |
| 200 x 204  | 12            | 12             | 13                  | 71.53                             | 56.2               | 4 980                                | 1 700 | 8.35                | 4.88           | 498                              | 167            |
| 208 x 202  | 10            | 16             | 13                  | 83.69                             | 65.7               | 6 530                                | 2 200 | 8.83                | 5.13           | 626                              | 218            |
| 244 x 175  | 7             | 11             | 16                  | 56.24                             | 44.1               | 5 120                                | 994   | 10.4                | 4.18           | 502                              | 113            |
| 244 x 252  | 11            | 11             | 16                  | 82.06                             | 64.4               | 8 790                                | 2 940 | 10.3                | 5.98           | 720                              | 233            |
| 248 x 124  | 5             | 8              | 12                  | 32.68                             | 25.7               | 3 540                                | 255   | 10.4                | 2.79           | 285                              | 41.1           |
| 248 x 249  | 8             | 13             | 16                  | 84.70                             | 66.5               | 9 930                                | 3 350 | 10.2                | 6.29           | 801                              | 269            |
| 250 x 125  | 6             | 9              | 12                  | 37.66                             | 29.6               | 4 050                                | 294   | 10.4                | 2.79           | 324                              | 47.0           |
| 250 x 250  | 9             | 14             | 16                  | 92.18                             | 72.4               | 10 800                               | 3 650 | 10.9                | 6.29           | 867                              | 292            |
| 250 x 255  | 14            | 14             | 16                  | 104.7                             | 82.2               | 11 500                               | 3 880 | 10.5                | 6.09           | 919                              | 304            |

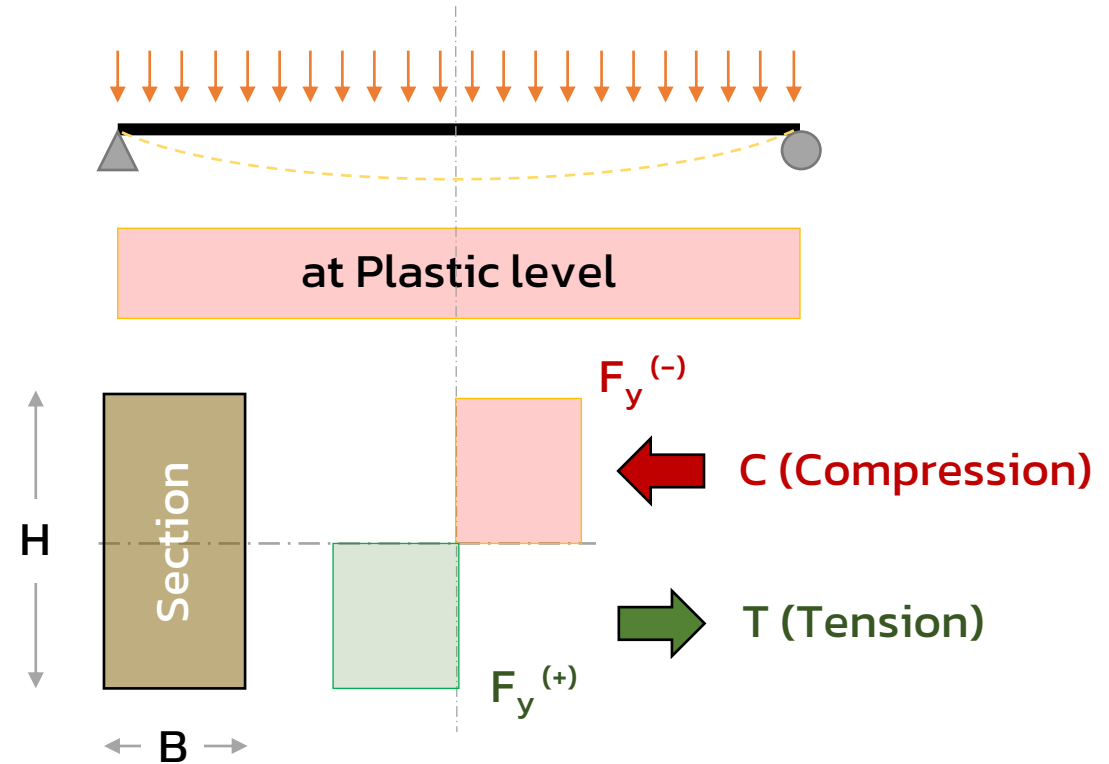
ค่า  $Z_x Z_y$  ตาม มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มอก. 1227 กับ ค่า  $Z_x Z_y$  ตาม คู่มือการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ โดยกรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย หรือ มยผ. **เป็นคนละค่ากัน**

ค่า  $Z_x Z_y$  ตาม มอก. เป็นค่า "Elastic Section Modulus" ที่กำกับด้วยค่า  $S_x S_y$  ตาม มยผ. โดยการคำนวณค่า  $Z_x Z_y$  ที่เป็น plastic section modulus ในตารางเหล็ก ใน มอก. ไม่ได้แสดงเอาไว้ ผู้ออกแบบจำเป็นต้องคำนวณเอง

# การคำนวณ Plastic section modulus

#WeLoveSteelConstruction

- ค่า Plastic section modulus ในมาตรฐาน วสท. หรือ มยพ. ใช้สัญลักษณ์อ้างอิงตาม มาตรฐานอเมริกัน AISC กำหนดด้วย สัญลักษณ์  $Z_x, Z_y$
- ตารางเหล็ก มอก. หรือ ตารางเหล็กของผู้ผลิตเหล็กรูปพรรณ มักไม่แสดงค่า Plastic section modulus นี้ ผู้ออกแบบจึงต้อง คำนวณเอง
- หลักการพิจารณา เป็นไปตาม สมดุลของแรง ที่หน้าตัด  $\Sigma(\text{Force}) = 0$  และ  $\Sigma(\text{Moment}) = 0$  โดย  $\text{Force} = \text{stress} * A$



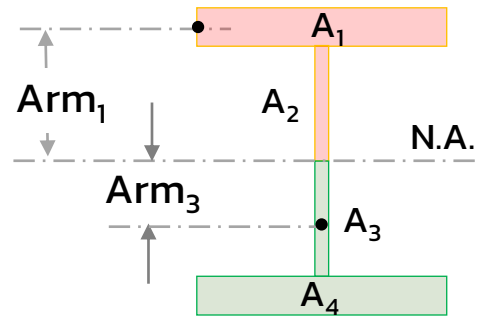
$$\text{Moment} = C \text{ (or } T) * (\text{Arm} = H/2)$$

$$\text{Force} = \text{stress} * A = F_y^{(-)} \text{ (or } F_y^{(+)}) * (\text{Area})$$

$$\text{Moment} = F_y * (\text{Area} * \text{Arm}) = F_y * Z_x$$

# การคำนวณ Plastic section modulus

#WeLoveSteelConstruction

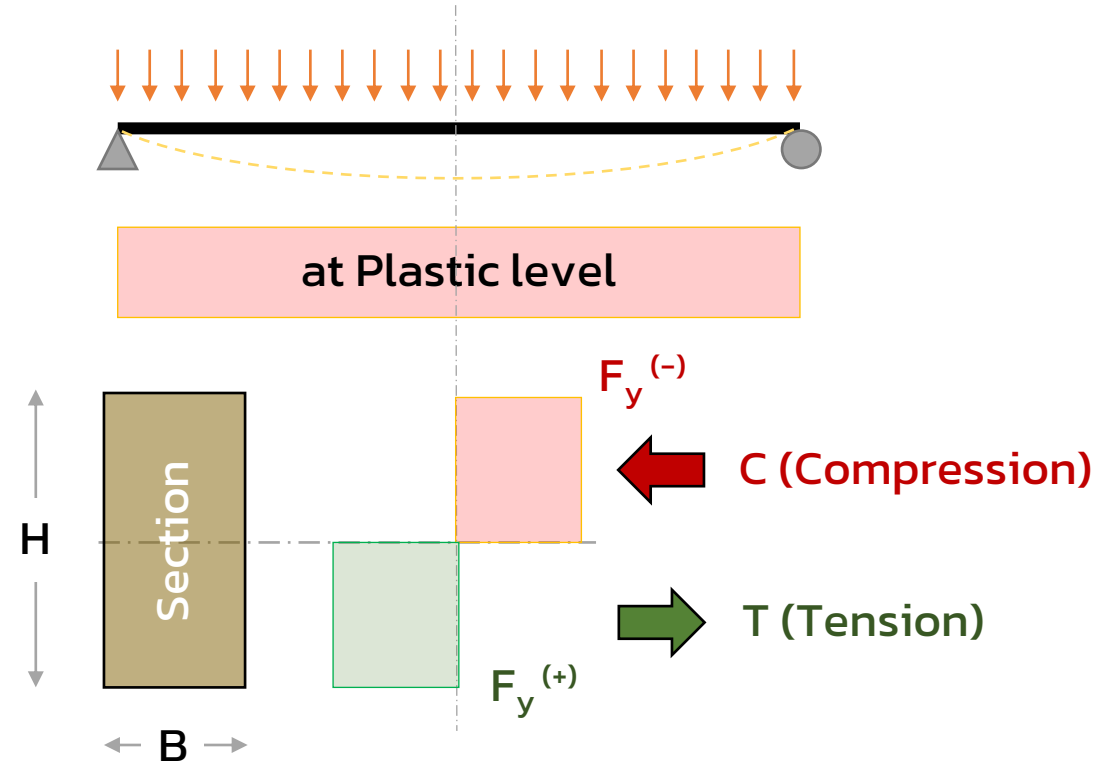


$$M_p = F_y * A_1 * Arm_1 + F_y * A_2 * Arm_2 + F_y * A_3 * Arm_3 + F_y * A_4 * Arm_4$$

$$= F_y * \Sigma (Area * Arm) = F_y * Z_x$$

หน้าตัดสมมาตร  $A_1 = A_4$  และ  $A_2 = A_3$

- ดังนั้น สำหรับ H-beam ทั่วไป ที่  $F_y$  เท่ากันทั้งหน้าตัดสามารถหา Plastic section modulus ได้จาก การหา ผลรวมของพื้นที่คูณกับระยะห่างจากศูนย์กลางพื้นที่ถึงแกนสะเทิน (NA)
- แต่หากเป็น section ที่ประกอบขึ้นจาก plate ที่  $F_y$  ไม่เท่ากัน ต้องพิจารณาสมดุลของแรง และ สมดุลของโมเมนต์ตามจริง



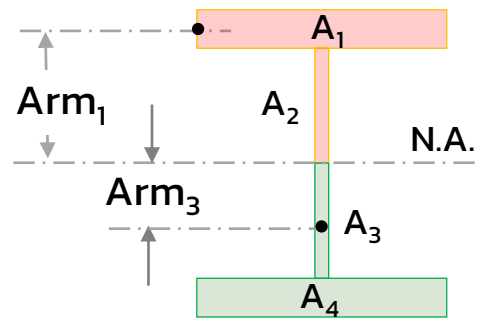
$$\text{Moment} = C \text{ (or } T) * (\text{Arm} = H/2)$$

$$\text{Force} = \text{stress} * A = F_y^{(-)} \text{ (or } F_y^{(+)}) * (\text{Area})$$

$$\text{Moment} = M_p = F_y * (\text{Area} * \text{Arm}) = F_y * Z_x$$

# การคำนวณ Plastic section modulus

#WeLoveSteelConstruction



$$M_p = F_y * A_1 * Arm_1 + F_y * A_2 * Arm_2 + F_y * A_3 * Arm_3 + F_y * A_4 * Arm_4$$

$$= F_y * \Sigma (\text{Area} * \text{Arm}) = F_y * Z_x$$

หน้าตัดสมมาตร  $A_1 = A_4$  และ  $A_2 = A_3$

หน้าตัดสมมาตร NA อยู่ที่กึ่งกลางความลึกคาน

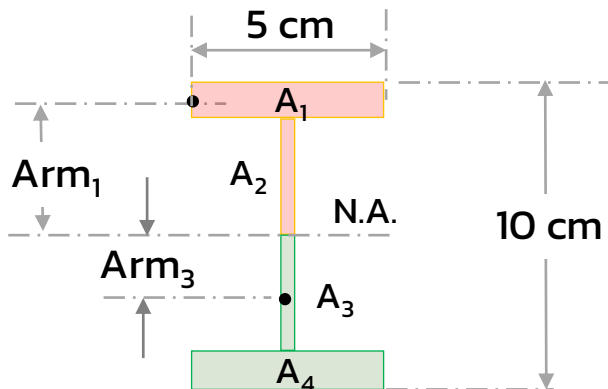
$$A_1 = 5 * 0.7 = 3.5 \text{ cm}^2 = A_4$$

$$A_2 = (10 - 2*0.7)/2 * 0.5 = 2.15 \text{ cm}^2 = A_3$$

$$Arm_1 = (10/2 - 0.7/2) = 4.65 \text{ cm} = Arm_4$$

$$Arm_2 = [(10 - 2*0.7)/2]/2 = 2.15 \text{ cm} = Arm_3$$

- ตัวอย่าง 1: H 100 x 50 ( $t_f = 7 \text{ mm}$   $t_w = 5 \text{ mm}$ )



$$Z_x = \Sigma (\text{Area} * \text{Arm}) = 2*(A_1 * Arm_1 + A_2 * Arm_2)$$

$$= 2*(3.5*4.65 + 2.15*2.15)$$

$$= 2*(16.275 + 4.6225) = 41.8 \text{ cm}^3$$

| ขนาด<br>mm | ความหนา<br>mm  |                | รัศมีส่วนโค้ง<br>mm | พื้นที่หน้าตัด<br>cm <sup>2</sup> | มวลต่อเมตร<br>kg/m | โมเมนต์ความเฉื่อย<br>cm <sup>4</sup> |                | รัศมีจายเรชั่น<br>cm |                | มวลตุลย์ภาคตัด<br>cm <sup>3</sup> |                |
|------------|----------------|----------------|---------------------|-----------------------------------|--------------------|--------------------------------------|----------------|----------------------|----------------|-----------------------------------|----------------|
|            | t <sub>1</sub> | t <sub>2</sub> |                     |                                   |                    | I <sub>x</sub>                       | I <sub>y</sub> | i <sub>x</sub>       | i <sub>y</sub> | Z <sub>x</sub>                    | Z <sub>y</sub> |
| H x B      | t <sub>1</sub> | t <sub>2</sub> | r                   | a                                 |                    |                                      |                |                      |                |                                   |                |
| 100 x 50   | 5              | 7              | 8                   | 11.85                             | 9.30               | 187                                  | 14.9           | 3.98                 | 1.12           | 37.5                              | 5.91           |
| 100 x 100  | 6              | 8              | 10                  | 21.90                             | 17.2               | 383                                  | 134            | 4.18                 | 2.47           | 76.5                              | 26.7           |

เทียบกับ  $S_x = 37.5 \text{ cm}^3$

# การคำนวณ Plastic section modulus

#WeLoveSteelConstruction

| Calculation         |                        |
|---------------------|------------------------|
| Full Report         | Export                 |
| Material Properties |                        |
| Section Properties  |                        |
| $A_s$               | 11.3 cm <sup>2</sup>   |
| $a_w$               | 1.23                   |
| $K_c$               | 0.76                   |
| $Z_x$               | 41.8 cm <sup>3</sup>   |
| $S_x$               | 35.63 cm <sup>3</sup>  |
| $I_y$               | 14.67 cm <sup>4</sup>  |
| $I_{yc}$            | 7.29 cm <sup>4</sup>   |
| $J$                 | 1.53 cm <sup>4</sup>   |
| $I_x$               | 178.15 cm <sup>4</sup> |
| $h_0$               | 9.3 cm                 |
| $r_x$               | 3.97 cm                |
| $y$                 | 5 cm                   |
| $h$                 | 8.6 cm                 |
| $r_t$               | 1.32 cm                |

| Calculation      |                                   |
|------------------|-----------------------------------|
| Full Report      | SSI Steel Design Mobile App Check |
| Material Section |                                   |
| $b_f$            | 5 cm                              |
| $t_f$            | 0.7 cm                            |
| $H$              | 10 cm                             |
| $t_w$            | 0.5 cm                            |

• ตัวอย่าง: H 100 x 50  
( $t_f = 7 \text{ mm}$   $t_w = 5 \text{ mm}$ )

หน้าตัดสมมาตร NA อยู่ที่กึ่งกลางความลึกคาน

$$A_1 = 5 * 0.7 = 3.5 \text{ cm}^2 = A_4$$

$$A_2 = (10 - 2*0.7)/2 * 0.5 = 2.15 \text{ cm}^2 = A_3$$

$$\text{Arm}_1 = (10/2 - 0.7/2) = 4.65 \text{ cm} = \text{Arm}_4$$

$$\text{Arm}_2 = [(10 - 2*0.7)/2]/2 = 2.15 \text{ cm} = \text{Arm}_3$$

$$Z_x = \Sigma (\text{Area} * \text{Arm}) = 2*(A_1 * \text{Arm}_1 + A_2 * \text{Arm}_2)$$

$$= 2*(3.5*4.65 + 2.15*2.15)$$

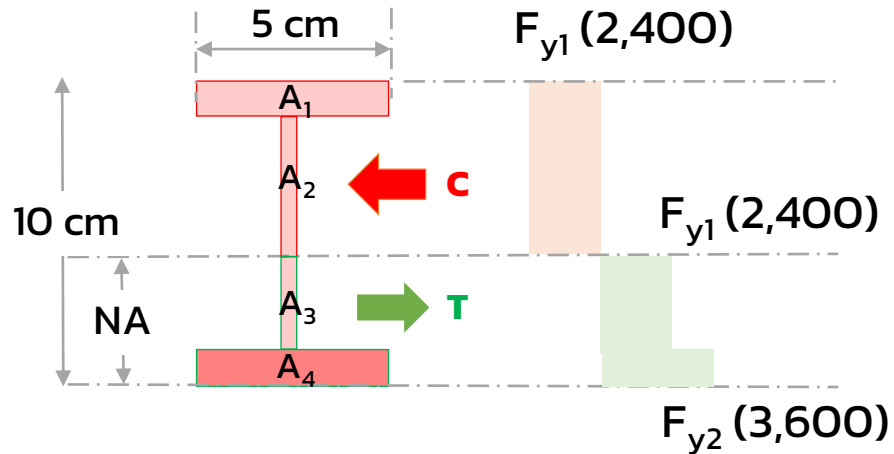
$$= 2*(16.275 + 4.6225) = 41.8 \text{ cm}^3$$

| ขนาด      | ความหนา        | รัศมีส่วนโค้ง  | พื้นที่หน้าตัด  | มวลต่อเมตร | โมเมนต์ความเฉื่อย |                | รัศมีจายเรชั่น |                | มอดุลัสภาคตัด   |                |      |
|-----------|----------------|----------------|-----------------|------------|-------------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|----------------|------|
| mm        | mm             | mm             | cm <sup>2</sup> | kg/m       | cm <sup>4</sup>   |                | cm             |                | cm <sup>3</sup> |                |      |
| H x B     | t <sub>1</sub> | t <sub>2</sub> | r               | a          | I <sub>x</sub>    | I <sub>y</sub> | i <sub>x</sub> | i <sub>y</sub> | Z <sub>x</sub>  | Z <sub>y</sub> |      |
| 100 x 50  | 5              | 7              | 8               | 11.85      | 9.30              | 187            | 14.9           | 3.98           | 1.12            | 37.5           | 5.91 |
| 100 x 100 | 6              | 8              | 10              | 21.90      | 17.2              | 383            | 134            | 4.18           | 2.47            | 76.5           | 26.7 |

เทียบกับ  $S_x = 37.5 \text{ cm}^3$

# การคำนวณ Plastic section modulus

#WeLoveSteelConstruction



- ตัวอย่าง 2: H 100 x 50  
( $t_f = 7 \text{ mm}$   $t_w = 5 \text{ mm}$ )
- Top flange และ Web:  
 $F_y$  2,400 ksc
- Bottom flange:  
 $F_y$  3,600 ksc

คำนวณหาตำแหน่งแกนสะเทิน (Neutral Axis, NA) จากสมมูลของแรง

$$\Sigma \text{ Force} = 0;$$

$$C = T:$$

$$A_1 F_{y1} + A_2 F_{y1} = A_3 F_{y1} + A_4 F_{y2}$$

$$(5 \cdot 0.7)(2,400) + (10 - NA - 0.7)(2,400) \cdot 0.5 = (NA - 0.7)(2,400) + (5 \cdot 0.7)(3,600)$$

$$3.5(2) + (9.4 - NA)(2) \cdot 0.5 = (NA - 0.7)(2) + 3.5(3)$$

$$-3.5 + 9.4 + 0.7 = 4NA$$

$$NA = 3.3 \text{ cm}$$

คำนวณหา Plastic moment ( $M_p$ ) ของหน้าตัด (ทุกจุดเกิดการคราก  $\sigma = F_y$ )

$$\begin{aligned} M_p &= A_1 F_{y1} (\text{Arm}_1) + A_2 F_{y1} (\text{Arm}_2) + A_3 F_{y1} (\text{Arm}_3) + A_4 F_{y2} (\text{Arm}_4), F_{y2} = 1.5F_{y1} \\ &= 3.5(10 - 3.3 - 0.7/2) F_{y1} + [0.5(10 - 3.3 - 0.7)] (10 - 3.3 - 0.7)/2 F_{y1} + \\ &\quad [0.5(3.3 - 0.7)] (3.3 - 0.7)/2 F_{y1} + 3.5(3.3 - 0.7/2) \cdot 1.5 F_{y1} \\ &= 22.225 F_{y1} + 9 F_{y1} + 1.69 F_{y1} + 15.4875 F_{y1} \\ &= 48.4 F_{y1} \end{aligned}$$

Plastic section modulus  $Z_x \sim 48.4 \text{ cm}^3$  (เดิม 41.8) จาก  $F_{y, \text{bottom flange}}$  ที่มากขึ้น



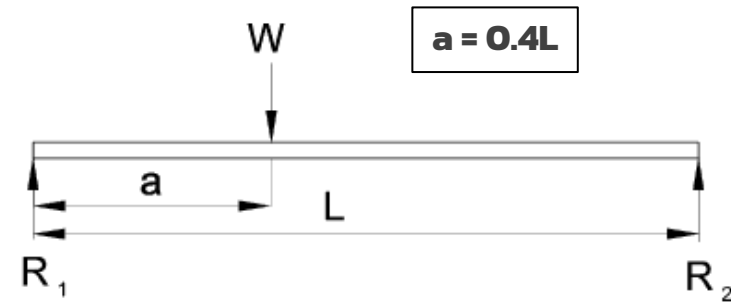
**เมื่อคานรับแรง**

**#WeLoveSteelConstruction**

# เมื่อคานรับแรง

#WeLoveSteelConstruction

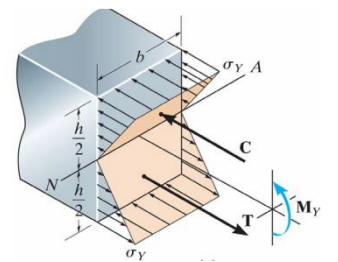
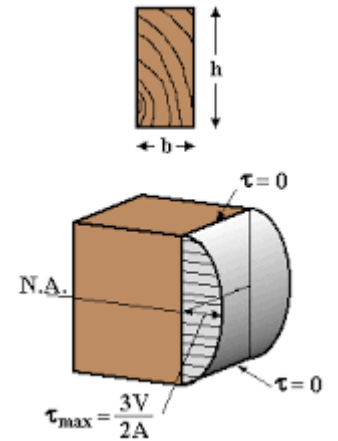
- เมื่อคานรับแรงภายนอกที่มีกระทำตั้งฉากกับหน้าตัด เรียกว่า transverse load คานจะเกิดการแอ่นตัว วิศวกรสามารถคำนวณหาแรงภายในที่กระทำกับคาน โดยแสดงออกมาเป็น diagram ที่เรียกว่า Shear Force Diagram (SFD) แสดงขนาดและทิศทางของ แรงเฉือน และ Bending Moment Diagram (BMD) แสดงขนาดและทิศทางของ โมเมนต์ดัด
- แรงเฉือน จะส่งผลโดยตรงต่อความเค้นเฉือน (shear stress) และ โมเมนต์ดัดจะส่งผลโดยตรงต่อความเค้นตั้งฉาก (normal stress) โดย normal stress นี้จะส่งผลต่อ “เสถียรภาพของคานโดยรวม และ element ต่าง ๆ ของคาน”



Shear Force Diagram (SFD)

$$a.R_1 = 0.4L (0.6W) = 0.24LW$$

Bending Moment Diagram (BMD)

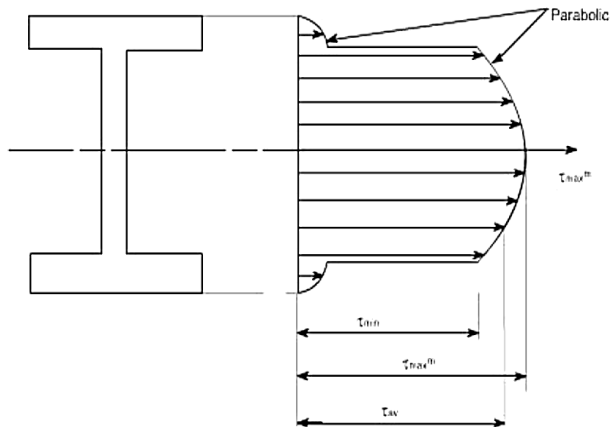
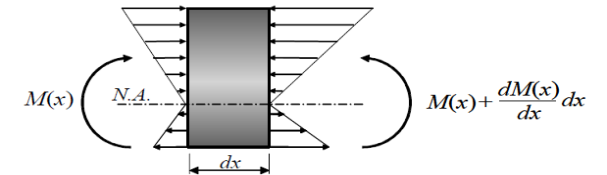
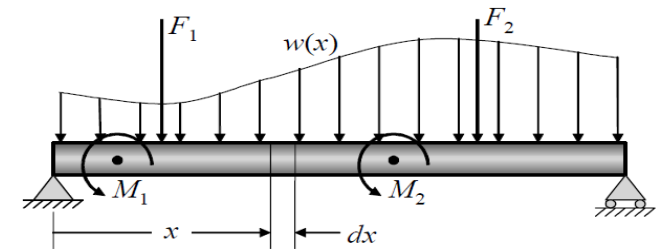
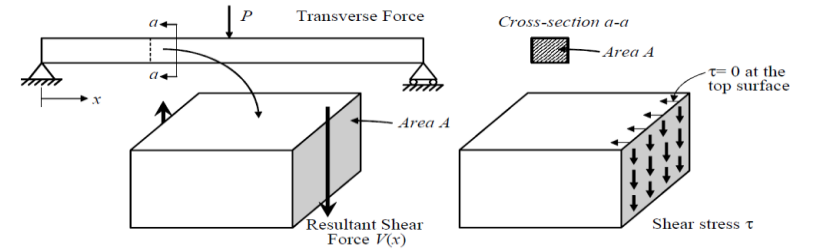
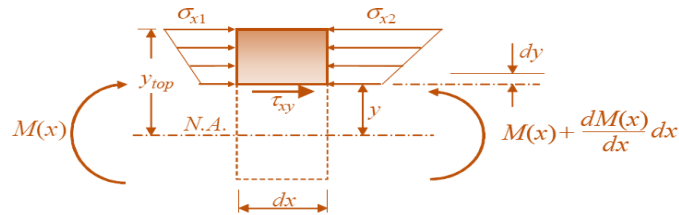


# Shear stress & Shear flow in beams

#WeLoveSteelConstruction

**SHEAR STRESS**

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



ผลรวมของแรงในแนวแกน  $x = 0$

$$+ \rightarrow \sum F_x = 0 = \int_y^{y_{top}} \sigma_{x1} t(y) dy - \int_y^{y_{top}} \sigma_{x2} t(y) dy + \tau_{xy} t(y) dx = 0$$

จัดฟอร์มสมการใหม่ โดยแทนค่า  $\sigma$  ที่ระยะ  $x = M(x) \cdot y / I_x$

$$\int_y^{y_{top}} \frac{M(x)y}{I} t(y) dy - \int_y^{y_{top}} \frac{(M(x) + dM(x))y}{I} t(y) dy + \tau_{xy} t(y) dx = 0$$

จัดฟอร์มสมการใหม่ โดยหารค่าทั้งหมดด้วย  $dx$  และ  $t(y)$

$$\tau_{xy} = \frac{dM(x)}{dx} \frac{1}{It(y)} \int_y^{y_{top}} yt(y) dy$$

แต่  $V(x) = dM(x)/dx$  จัดฟอร์มใหม่จะได้

$$\tau_{xy} = \frac{V(x)}{It(y)} \int_y^{y_{top}} yt(y) dy = \frac{V(x)Q(y)}{It(y)} = \frac{VQ}{It}$$

โดยที่  $Q(y) = \int_y^{y_{top}} yt(y) dy = \bar{y}'A'$

$A'$  เป็นพื้นที่ที่พิจารณา และ  $y'$  เป็นระยะจาก centroid ของ  $A'$  ไปยัง N.A. ของ cross section

$$AB = R \cdot \theta$$

$$CD = (R + y) \cdot \theta$$

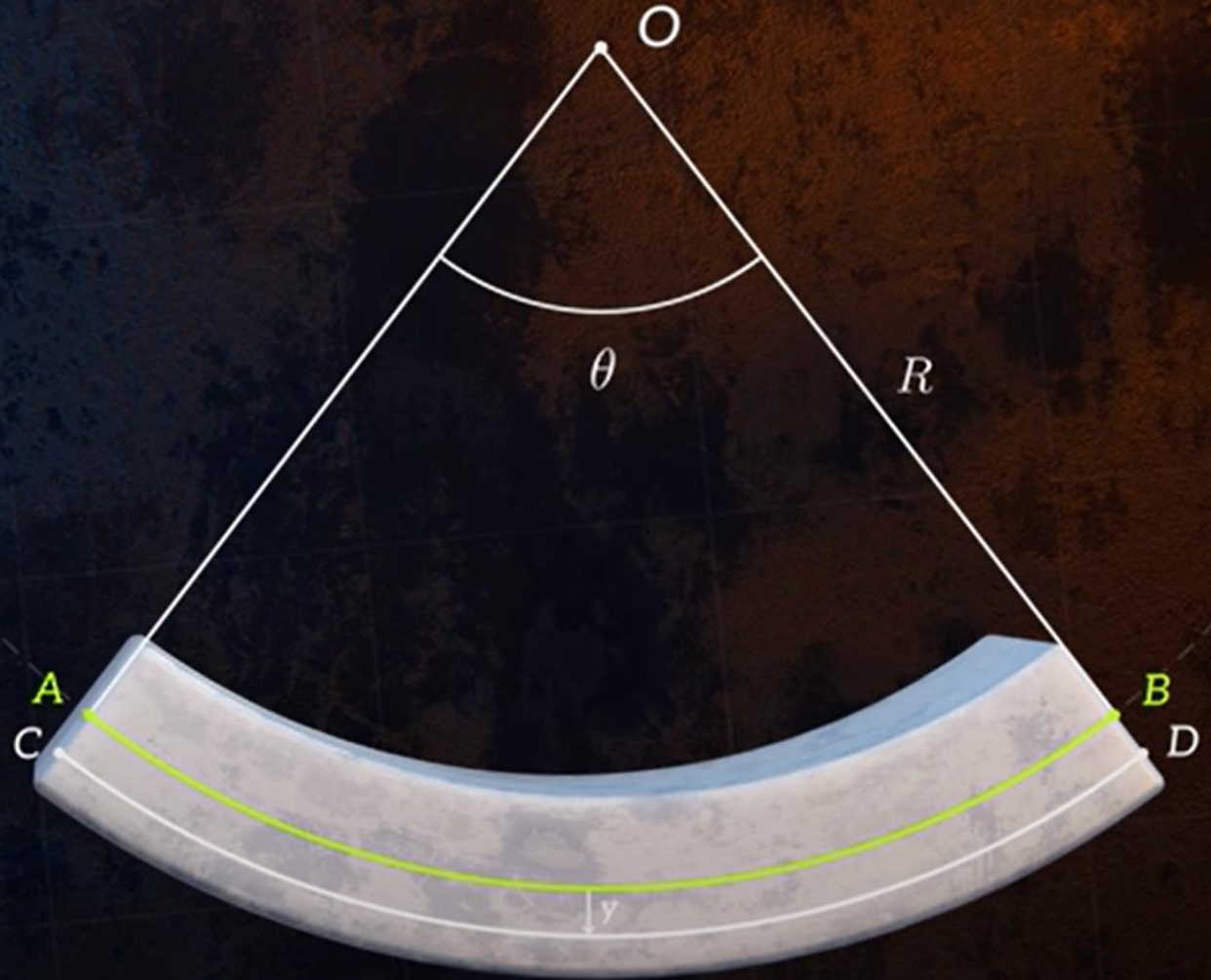
$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} = \frac{(R + y) \cdot \theta - R \cdot \theta}{R \cdot \theta}$$

### BENDING STRAIN

$$\varepsilon = \frac{y}{R}$$

### BENDING STRESS

$$\sigma = \frac{E y}{R}$$



## BENDING STRESS

$$\sigma = \frac{E y}{R}$$

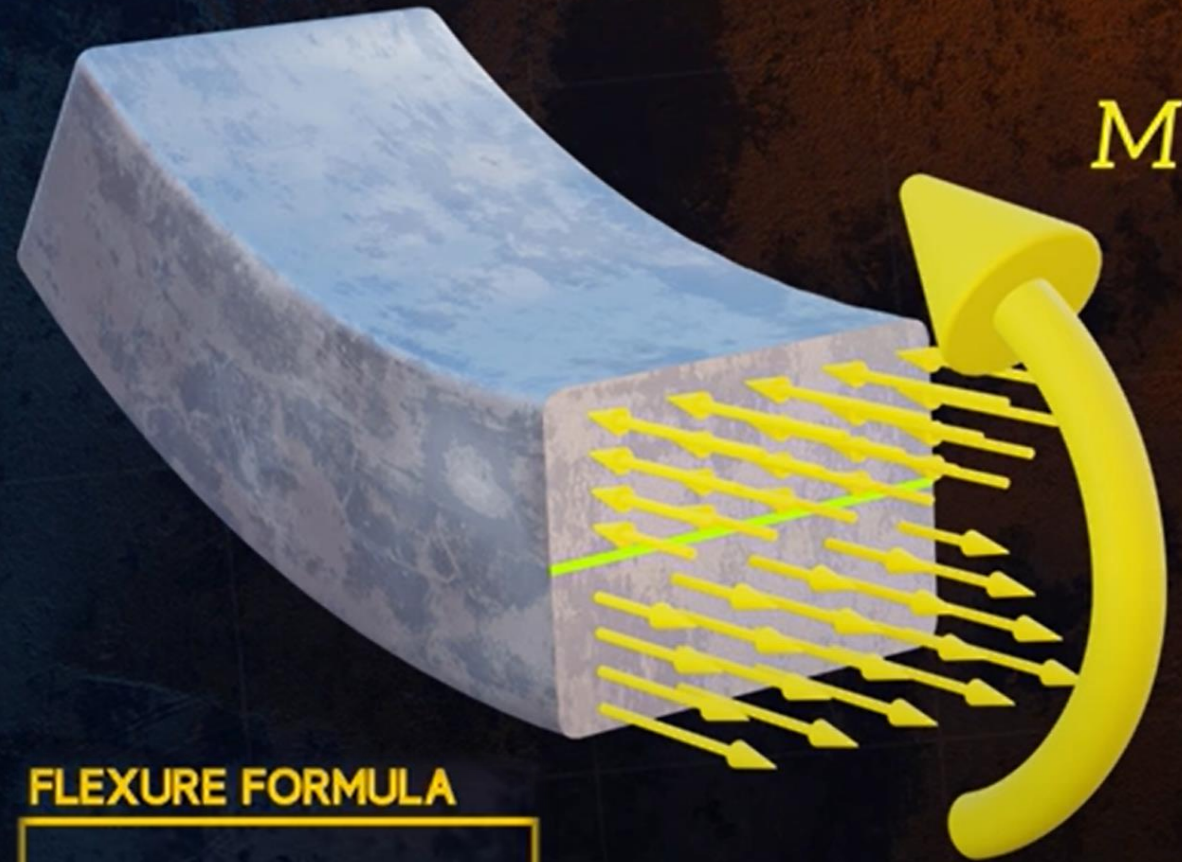
$$M = \int_A \sigma y dA$$

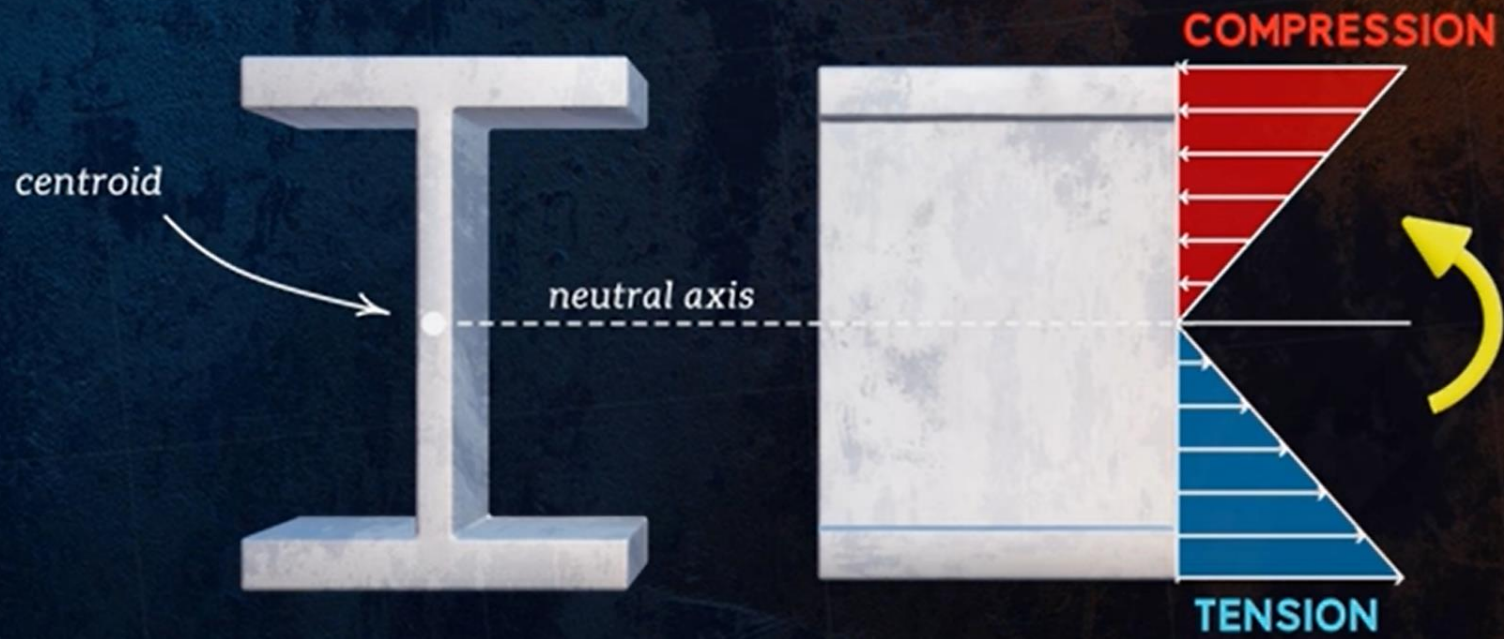
$$= \frac{E}{R} \int_A y^2 dA$$

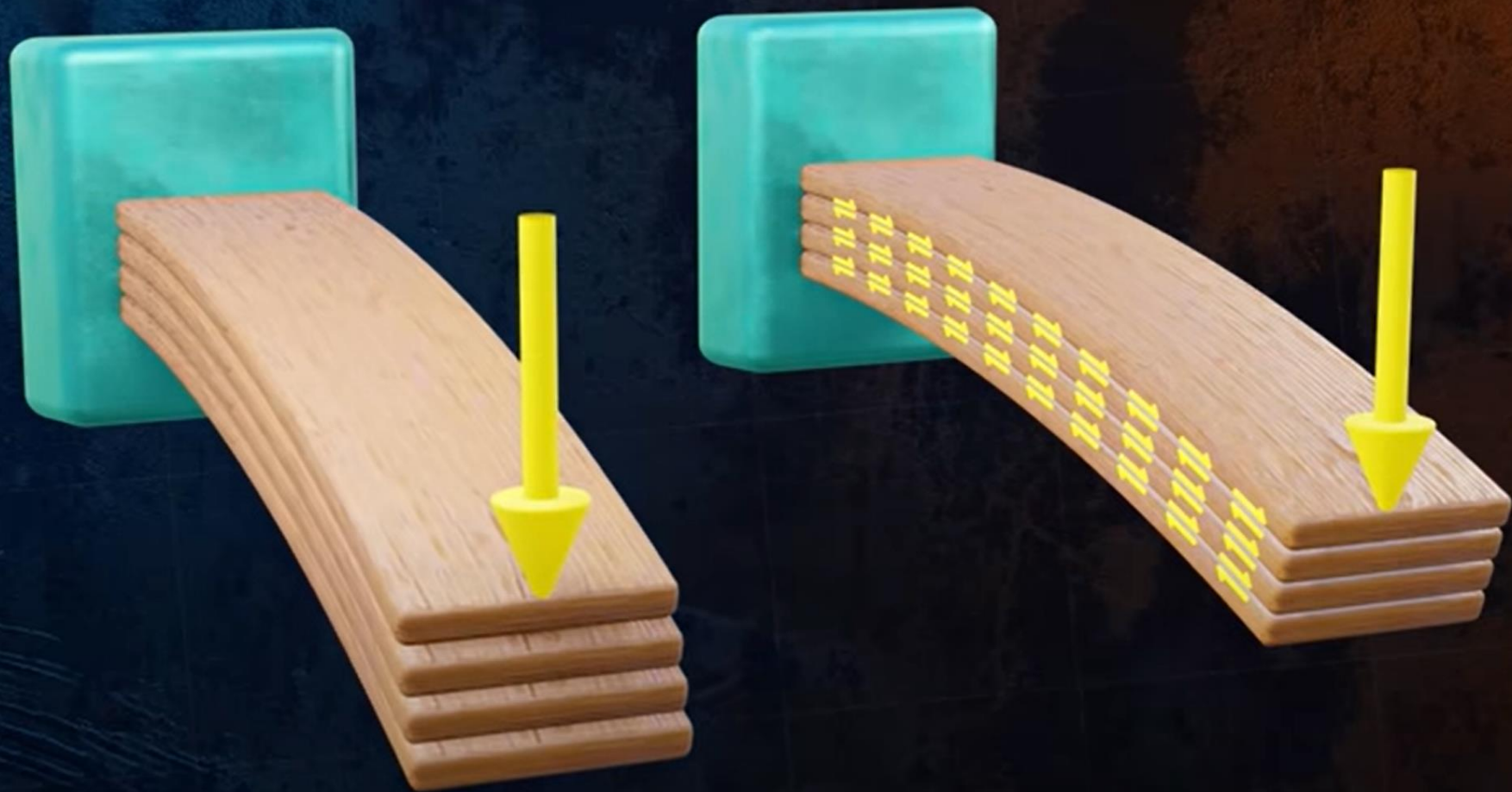
area moment of inertia  $I$

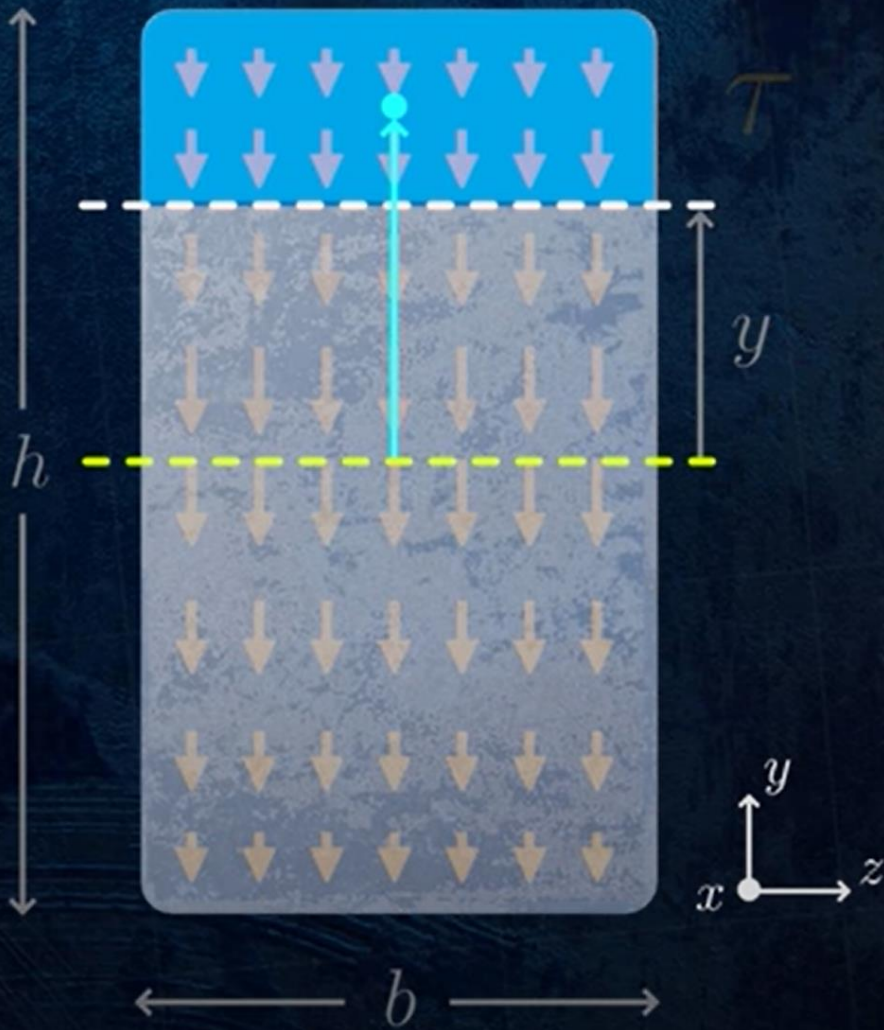
## FLEXURE FORMULA

$$\sigma = \frac{M y}{I}$$







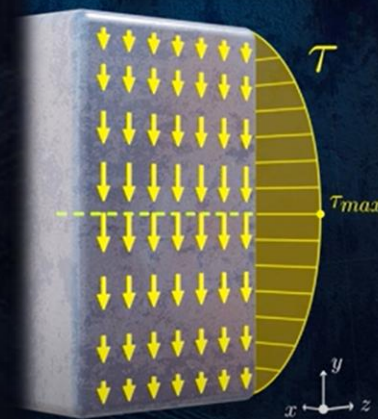


## SHEAR STRESS

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

first moment of area

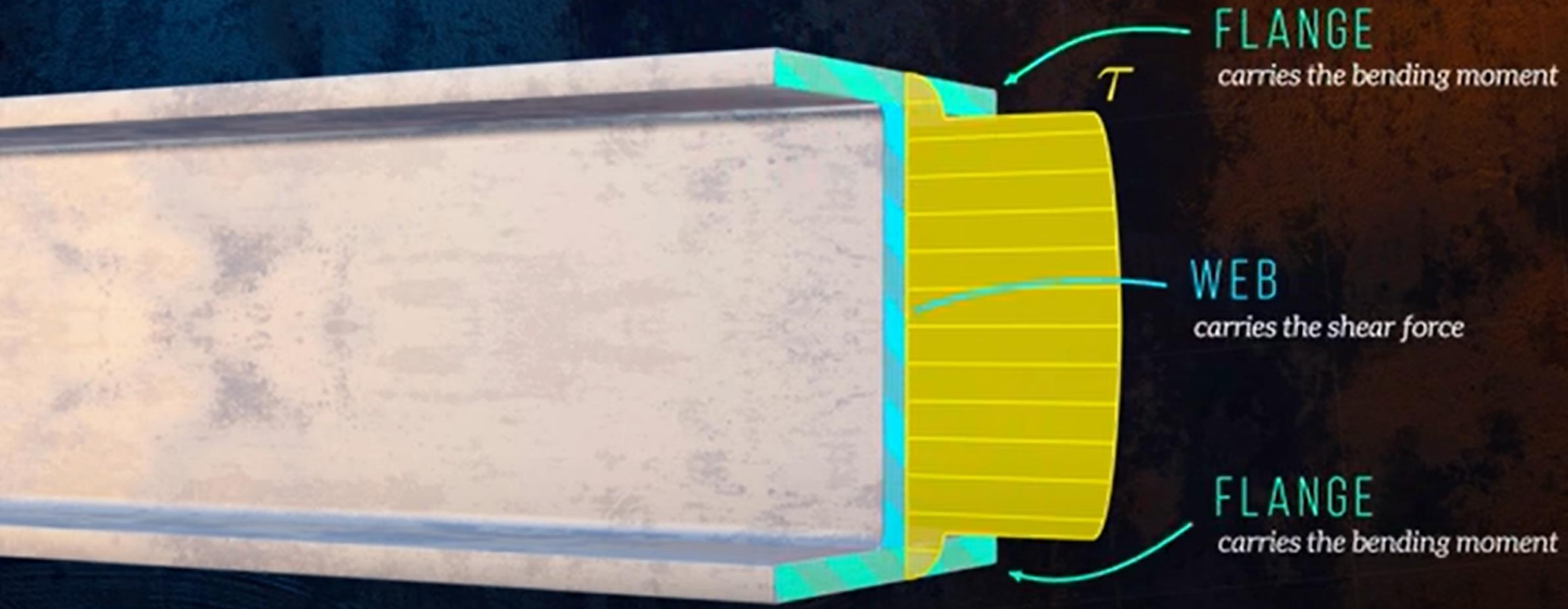
$$Q = b \left( \frac{h}{2} - y \right) \cdot \left( y + \frac{\frac{h}{2} - y}{2} \right)$$



## SHEAR STRESS

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

$$\tau = \frac{V}{2I} \left( \frac{h^2}{4} - y^2 \right)$$





# Beam Stiffness

---

#WeLoveSteelConstruction



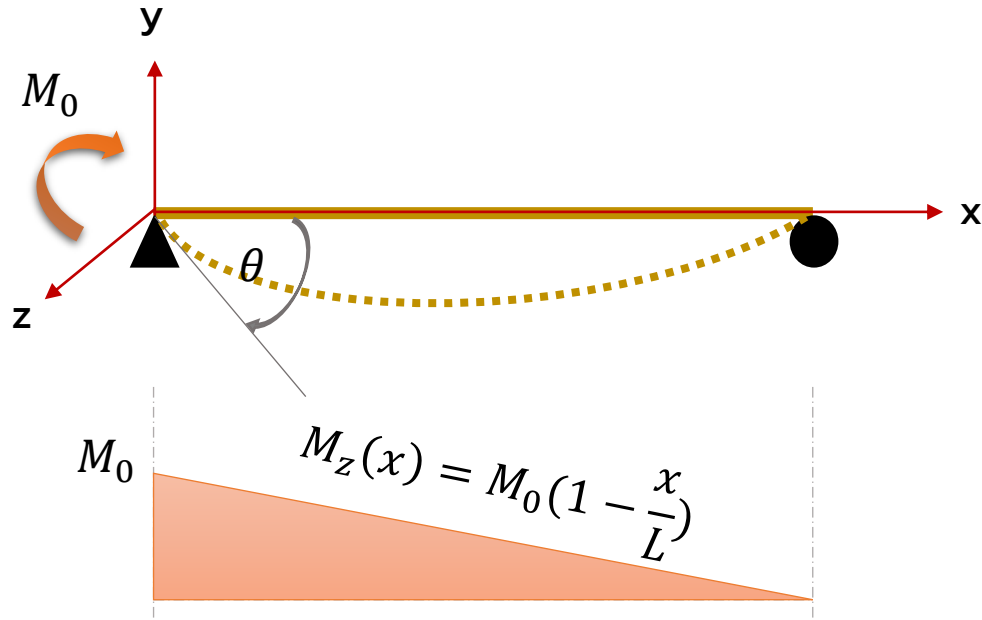
# Beam Stiffness

#WeLoveSteelConstruction

- โดยทั่วไป Stiffness หมายถึงความสามารถในการต้านทานการเสียรูปหน่วย คือ แรง (Force หรือ Moment) ต่อระยะการเสียรูป (Displacement หรือ Rotation)
- Beam Stiffness จึงอาจหมายความว่า แรงที่ apply เพื่อให้เกิด deflection 1 หน่วย หรือ moment ที่ apply เพื่อให้เกิด rotation 1 หน่วย (radian)
- การพิจารณา Stiffness โดยทั่วไป จึงมักพิจารณาในช่วง elastic เพราะความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะการเสียรูป เป็นแบบเชิงเส้น
- โดยทั่วไปแล้ว Beam Stiffness หาได้จากสมการ  $M(x) = EI_z \cdot d^2y/dx^2$  โดย แรงหรือ Moment =  $M(x)$  การเสียรูป =  $d^2y/dx^2$  ดังนั้น  $EI_z = \text{Beam stiffness}$
- อาจกล่าวได้ว่า โดยรวมๆ แล้วความสามารถในการต้านทานการเสียรูปของคานเหล็ก ขึ้นกับ  $E = \text{Elastic modulus} = 2,000,000 \text{ ksc}$  และ  $I_z = \text{Moment of inertia}$  รอบแกนที่เกิดการดัดตัว (แกน z) หรือ Beam stiffness ไม่ขึ้นกับ  $F_y$  หรือ เกรดวัสดุ

# การคำนวณ Beam Stiffness - 1

#WeLoveSteelConstruction

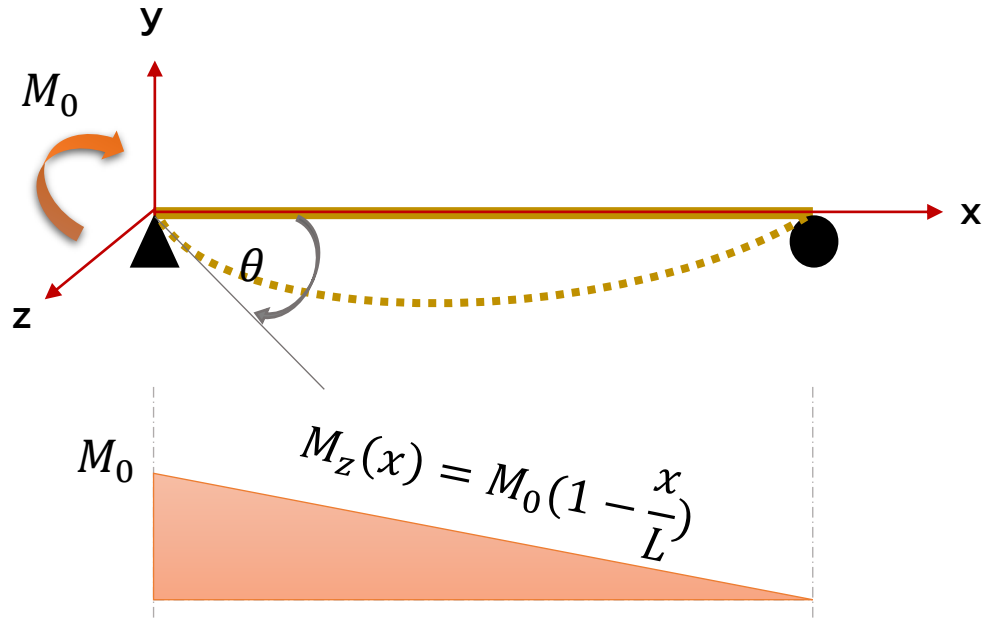


- ยกตัวอย่างเช่น simple beam มี moment กระทำที่ support ด้านหนึ่ง ต้องการหา Beam stiffness นี้
- Beam stiffness ของคานตัวหนึ่ง ขึ้นกับลักษณะและรูปแบบของแรงที่กระทำ เช่น จากตัวอย่าง ต้องการหา Beam stiffness นี้ หมายถึง ความสามารถในการต้านทาน End moment ต่อ End rotation 1 radian
- วิธีการหา Beam stiffness เริ่มจาก การหา Moment equation,  $M(x) = M_0(1 - x/L)$

$$M_z(x) = M_0 \left(1 - \frac{x}{L}\right) = EI_z \frac{d^2 y(x)}{dx^2}$$

# การคำนวณ Beam Stiffness - 1

#WeLoveSteelConstruction



- เป้าหมายคือ การหา  $\theta(x)$  ที่  $x = 0$

$$\iint M_0 \left(1 - \frac{x}{L}\right) dx = EI_z y(x)$$

$$\frac{M_0 x^2}{2} - \frac{M_0 x^3}{6L} + C_1 x + C_2 = EI_z y(x)$$

$$x = 0, y = 0$$

$$C_2 = 0$$

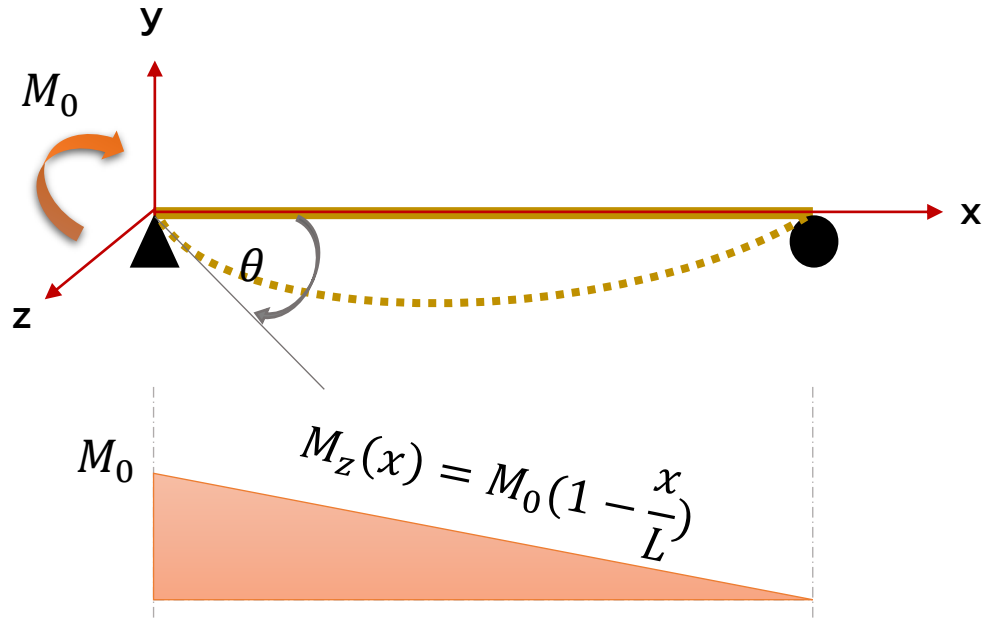
$$x = L, y = 0$$

$$\frac{M_0 L^2}{2} - \frac{M_0 L^3}{6L} + C_1 L = 0$$

$$C_1 = -\frac{M_0 L}{3}$$

# การคำนวณ Beam Stiffness - 1

#WeLoveSteelConstruction



- เป้าหมายคือ การหา  $\theta(x)$  ที่  $x = 0$

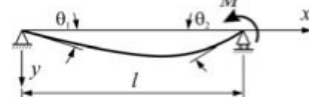
$$\frac{M_0}{EI_z} \left( \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6L} - \frac{Lx}{3} \right) = y(x)$$

$$\frac{M_0}{EI_z} \left( \frac{2x}{2} - \frac{3x^2}{6L} - \frac{L}{3} \right) = \frac{dy}{dx} = \theta(x)$$

$$-\frac{M_0}{EI_z} \left( \frac{L}{3} \right) = \theta(x = 0)$$

- ดังนั้น ถ้าใส่ End moment  $M_0$  จะเกิด rotation  $M_0L/3EI_z$  หรือ **beam stiffness ของระบบนี้** จะเท่ากับ  **$3EI/L$**

9. Beam Simply Supported at Ends – Couple moment  $M$  at the right end



$$\theta_1 = \frac{Ml}{6EI}$$

$$\theta_2 = \frac{Ml}{3EI}$$

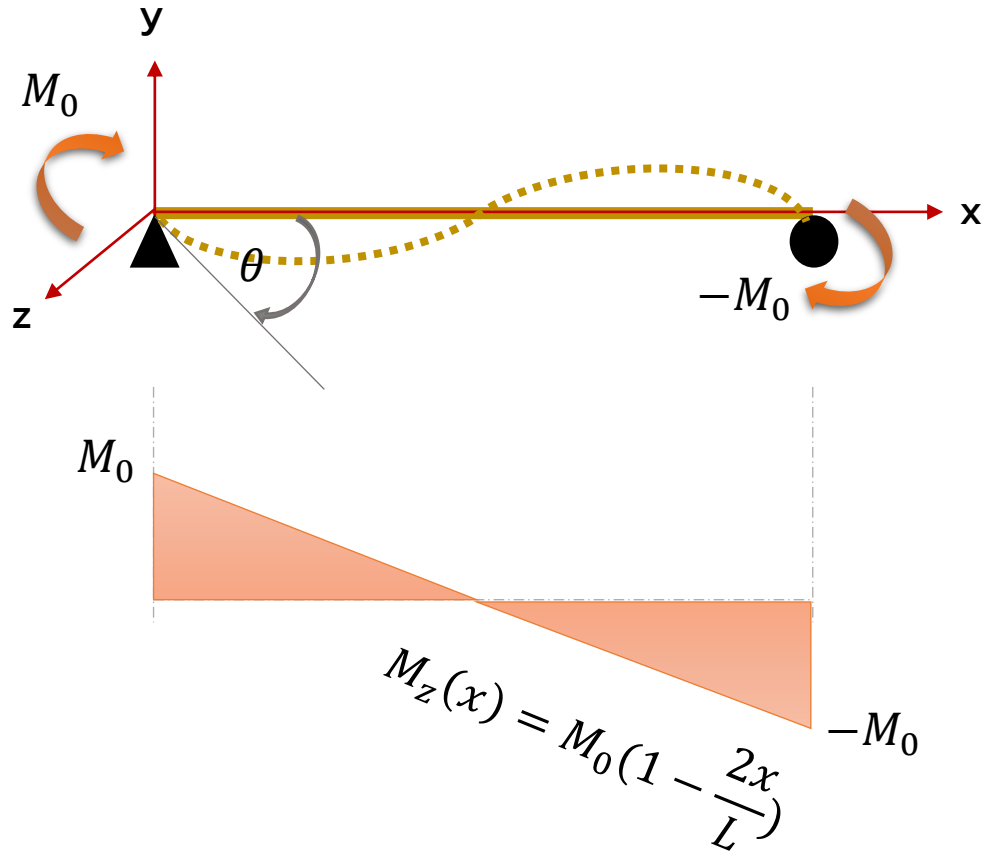
$$y = \frac{Mlx}{6EI} \left( 1 - \frac{x^2}{l^2} \right)$$

$$\delta_{\max} = \frac{Ml^2}{9\sqrt{3}EI} \text{ at } x = \frac{l}{\sqrt{3}}$$

$$\delta = \frac{Ml^2}{16EI} \text{ at the center}$$

# การคำนวณ Beam Stiffness - 2

#WeLoveSteelConstruction



- เป้าหมายคือ การหา  $\theta(x)$  ที่  $x = 0$

$$\iint M_0 \left(1 - \frac{2x}{L}\right) dx = EI_z y(x)$$

$$\frac{M_0 x^2}{2} - \frac{2M_0 x^3}{6L} + C_1 x + C_2 = EI_z y(x)$$

$$x = 0, y = 0$$

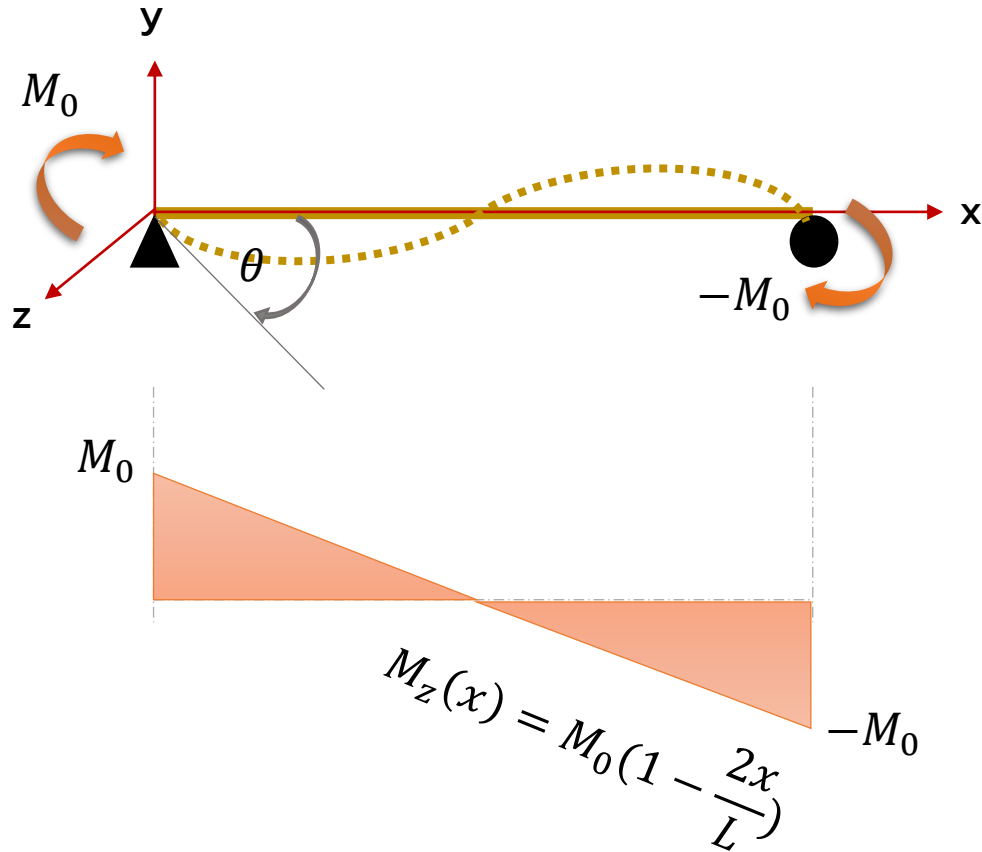
$$C_2 = 0$$

$$x = L, y = 0$$

$$\frac{M_0 L^2}{2} - \frac{M_0 L^3}{3L} + C_1 L = 0 \quad C_1 = -\frac{M_0 L}{6}$$

# การคำนวณ Beam Stiffness - 2

#WeLoveSteelConstruction



- เป้าหมายคือ การหา  $\theta(x)$  ที่  $x = 0$

$$\frac{M_0}{EI_z} \left( \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{3L} - \frac{Lx}{6} \right) = y(x)$$

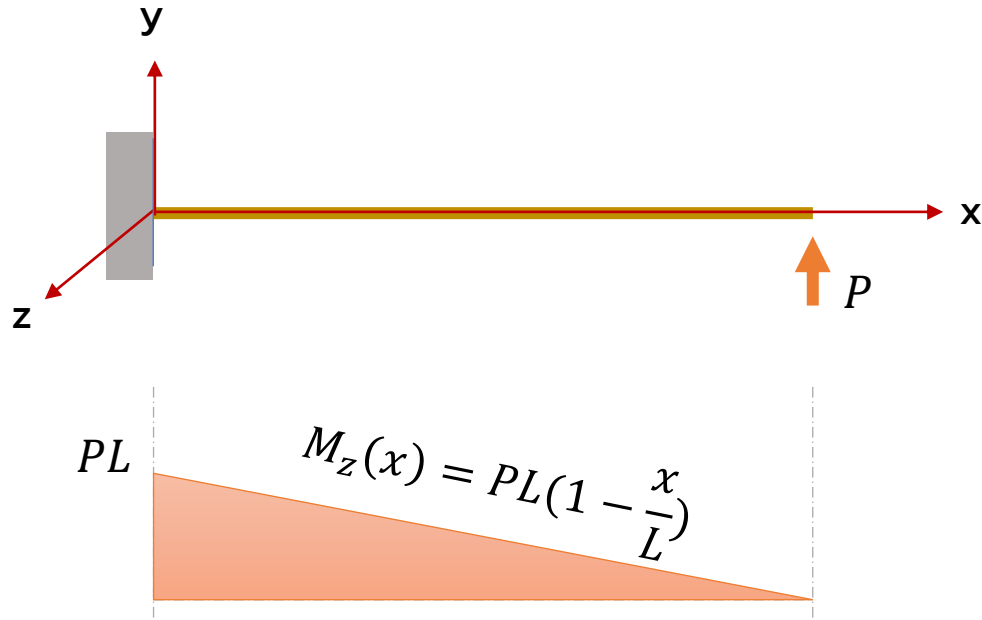
$$\frac{M_0}{EI_z} \left( \frac{2x}{2} - \frac{3x^2}{3L} - \frac{L}{6} \right) = \frac{dy}{dx} = \theta(x)$$

$$-\frac{M_0}{EI_z} \left( \frac{L}{6} \right) = \theta(x = 0)$$

- ดังนั้น ถ้าใส่ End moment  $M_0$  จะเกิด rotation  $M_0L/6EI_z$  หรือ **beam stiffness ของระบบนี้** จะเท่ากับ  **$6EI/L$**

# การคำนวณ Beam Stiffness - 3

#WeLoveSteelConstruction

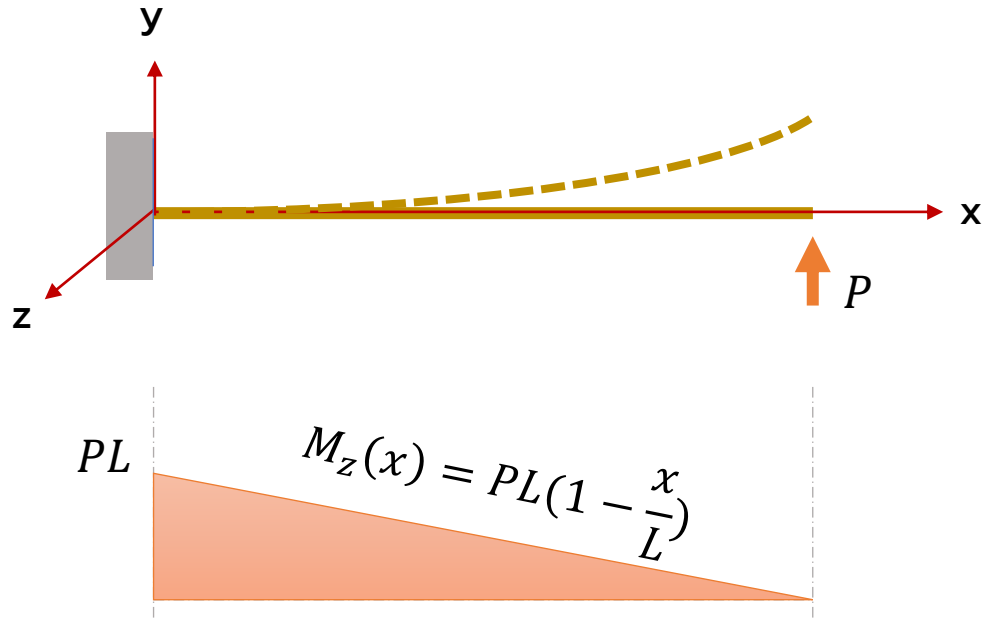


- ยกตัวอย่างเช่น cantilevered beam มี concentrated load กระทำที่ปลายคานยื่น ต้องการหา Beam stiffness นี้ (ใช้แรง P เท่าใด เพื่อให้เกิด deflection (uplift) 1 หน่วย
- วิธีการหา Beam stiffness เริ่มจาก การหา Moment equation,  $M(x) = PL(1 - x/L)$

$$M_z(x) = PL \left( 1 - \frac{x}{L} \right) = EI_z \frac{d^2 y(x)}{dx^2}$$

# การคำนวณ Beam Stiffness - 3

#WeLoveSteelConstruction



- เป้าหมายคือ การหา  $y(x)$  ที่  $x = L$

$$\iint PL \left(1 - \frac{x}{L}\right) dx = EI_z y(x)$$

$$\frac{PLx^2}{2} - \frac{PLx^3}{6L} + C_1x + C_2 = EI_z y(x)$$

$$x = 0, y = 0$$

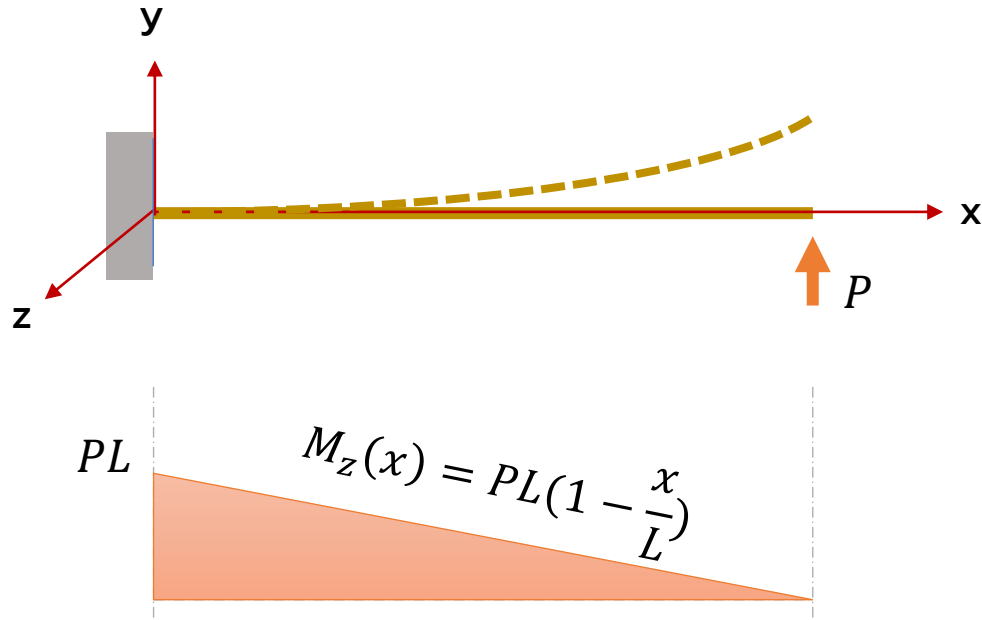
$$C_2 = 0$$

$$\frac{PLx^2}{2} - \frac{PLx^3}{6L} + C_1x = EI_z y(x)$$

$$PLx - \frac{PLx^2}{2L} + C_1 = EI_z \theta(x)$$

# การคำนวณ Beam Stiffness - 3

#WeLoveSteelConstruction



- เป้าหมายคือ การหา  $y(x)$  ที่  $x = L$

$$\iint PL \left(1 - \frac{x}{L}\right) dx = EI_z y(x)$$

$$PLx - \frac{PLx^2}{2L} + C_1 = EI_z \theta(x)$$

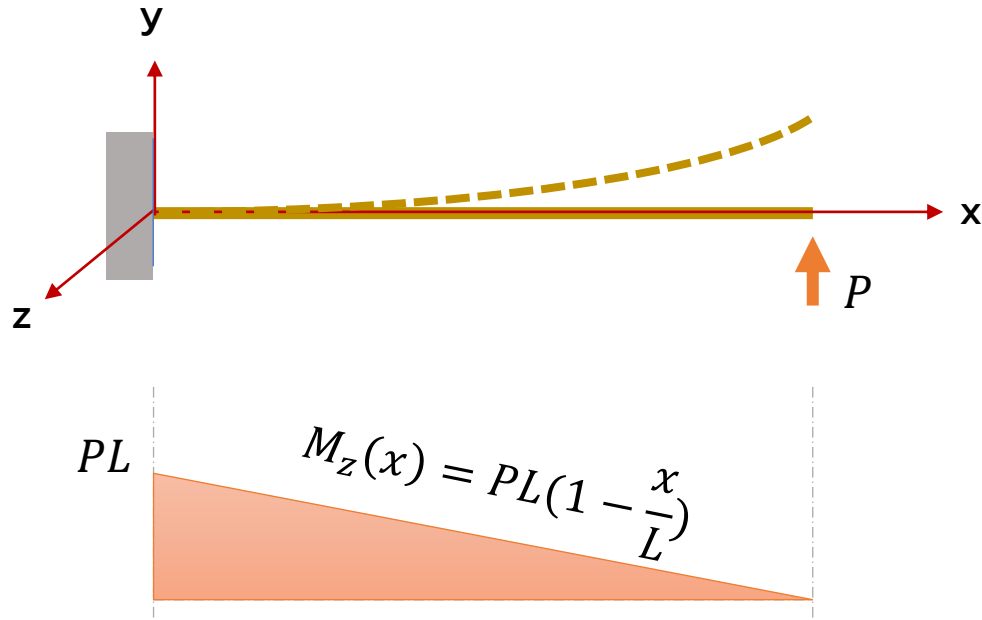
$$x = 0, \theta = 0$$

$$C_1 = 0$$

$$\frac{PLx^2}{2} - \frac{Px^3}{6} = EI_z y(x)$$

# การคำนวณ Beam Stiffness - 3

#WeLoveSteelConstruction



- เป้าหมายคือ การหา  $y(x)$  ที่  $x = L$

$$\frac{PLx^2}{2} - \frac{Px^3}{6} = EI_z y(x)$$

$$\frac{PL^3}{3EI_z} = y(0)$$

- ดังนั้น ถ้าใส่ Concentrated Load  $P$  ในทิศทาง  $y+$  จะเกิด displacement (uplift)  $PL^3/3EI_z$  หรือ **beam stiffness** ของระบบนี้ จะเท่ากับ  **$3EI/L^3$**

| BEAM TYPE                                                  | SLOPE AT FREE END           | DEFLECTION AT ANY SECTION IN TERMS OF $x$ | MAXIMUM DEFLECTION                |
|------------------------------------------------------------|-----------------------------|-------------------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Cantilever Beam - Concentrated load $P$ at the free end |                             |                                           |                                   |
|                                                            | $\theta = \frac{Pl^2}{2EI}$ | $y = \frac{Px^2}{6EI}(3l - x)$            | $\delta_{max} = \frac{Pl^3}{3EI}$ |



# Design for Compression Members

**#WeLoveSteelConstruction**



# Fundamental of Structural Steel Stability

## Strength

Ability to resist forces

รับแรงได้เท่าไรถึงไม่พัง

At yield,  $P_y = f_y \cdot A$

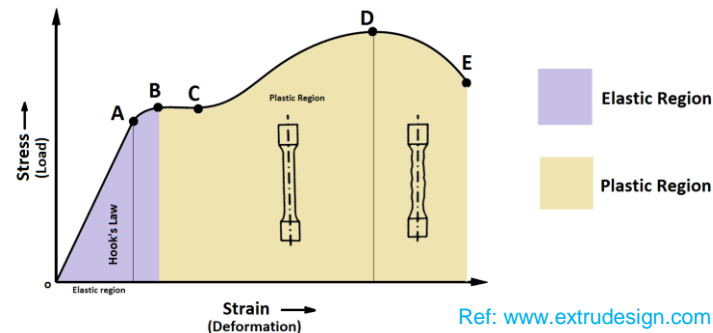
$Strength \propto [material (f_y), section(A)]$

At 1<sup>st</sup> yield,  $M_y = f_y \cdot S_x$

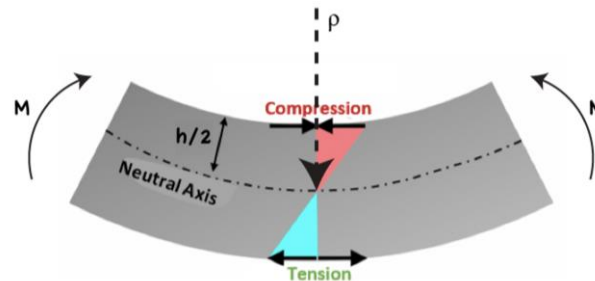
$Strength \propto [material (f_y), section(S_x)]$

$$\text{Tensile (Normal) Stress } (\sigma) = \frac{\text{Tensile Force (P)}}{\text{Area (A)}}$$

$$\text{Stress } (\sigma) = \text{Strain } (\epsilon) * \text{Elastic Modulus (E)}$$



$$\text{Normal Stress } (\sigma) = \frac{\text{Moment (M)}}{\text{Section Modulus } (S_x)}$$



## Stiffness

Ability to resist deformation

รับแรงแล้วเสียรูปมากแค่ไหน

Within elastic,  $P = \sigma \cdot A = \epsilon E \cdot A = \frac{\Delta L}{L} EA = \frac{EA}{L} \Delta L$

$= \text{Stiffness} * \text{displacement}$

$Stiffness \propto [material (E), section(A), length(L)]$

Within elastic,  $M = EI \frac{d^2y}{dx^2}$

$= \text{Stiffness} * \text{displacement}$

$Stiffness \propto [material (E), section(I), length(L)]$

# Fundamental of Structural Steel Stability

## Strength

Ability to resist forces

รับแรงได้เท่าไรถึงไม่พัง

At yield,  $P_y = f_y \cdot A$

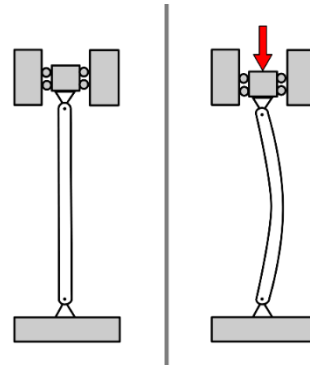
$Strength \propto [material (f_y), section(A)]$

At 1<sup>st</sup> yield,  $M_y = f_y \cdot S_x$

$Strength \propto [material (f_y), section(S_x)]$

## Stability

Ability to resist a specific force with respect to a deformed shape



Ref: [www.wikipedia.com](http://www.wikipedia.com)

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} A$$

$Stability \propto [material (E), section(A), length(L)]$

## Stiffness

Ability to resist deformation

รับแรงแล้วเสียรูปมากแค่ไหน

Within elastic,  $P = \sigma \cdot A = \epsilon E \cdot A = \frac{\Delta L}{L} EA = \frac{EA}{L} \Delta L$   
 $= Stiffness * displacement$

$Stiffness \propto [material (E), section(A), length(L)]$

Within elastic,  $M = EI \frac{d^2 y}{dx^2}$   
 $= Stiffness * displacement$

$Stiffness \propto [material (E), section(I), length(L)]$

# Fundamental of Structural Steel Stability

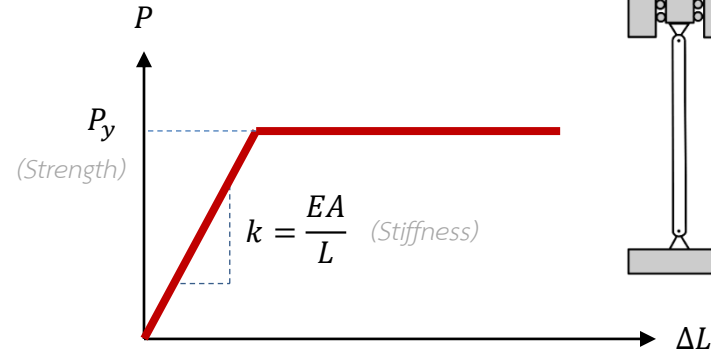
## Strength

Ability to resist forces

รับแรงได้เท่าไรถึงไม่พัง

$$\text{Strength} \propto [\text{material } (f_y), \text{section}(A)]$$

At yield,  $P_y = f_y \cdot A$



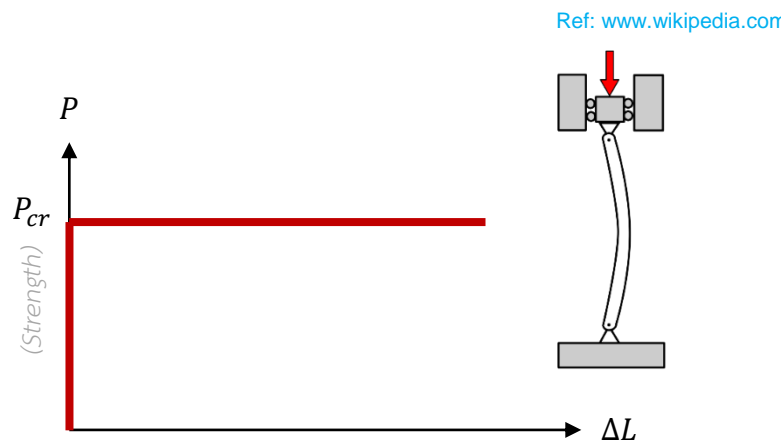
## Stiffness

Ability to resist deformation

รับแรงแล้วเสียรูปมากแค่ไหน

$$P = \sigma \cdot A = \epsilon E \cdot A = \frac{\Delta L}{L} EA = \frac{EA}{L} \Delta L$$

$$\text{Stiffness} \propto [\text{material } (E), \text{section}(A), \text{length}(L)]$$



## Stability

Ability to resist a specific force with respect to a deformed shape

รับแรงลักษณะหนึ่งๆ ได้เท่าไรถึงไม่พัง

ณ รูปร่างการเสียรูปแบบหนึ่งๆ

$$\frac{M(x)}{EI} = \frac{d^2 y(x)}{dx^2}$$

$$-P \cdot y(x) = EI \frac{d^2 y(x)}{dx^2}$$

$$0 = \frac{d^2 y(x)}{dx^2} + \frac{P}{EI} \cdot y(x)$$

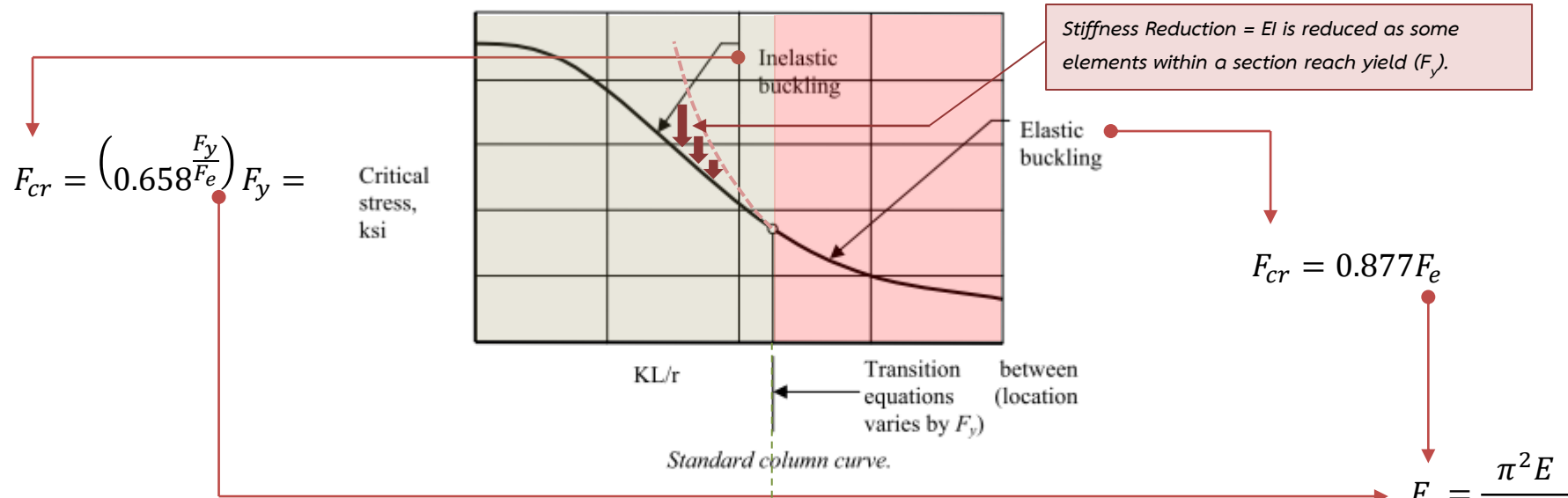
$$y(x) = C_1 \sin(\sqrt{P/EI} \cdot x) + C_2 \cos(\sqrt{P/EI} \cdot x)$$

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

# Fundamental of Structural Steel Stability

## AISC Load and Resistance Factor Design (AISC/LRFD)

**How?**



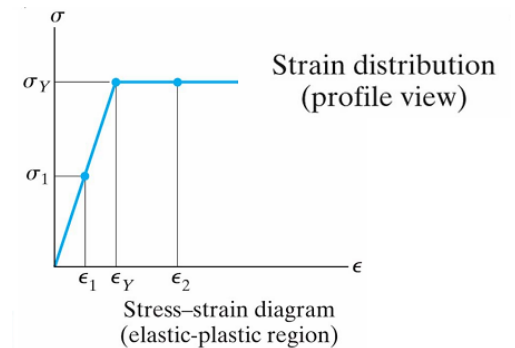
| TRANSITION POINT LIMITING VALUES OF $KL/r$ |                 |                 |
|--------------------------------------------|-----------------|-----------------|
| $F_y$ , ksi                                | Limiting $KL/r$ | $0.44F_y$ , ksi |
| 36                                         | 134             | 15.8            |
| 50                                         | 113             | 22.0            |
| 60                                         | 104             | 26.4            |
| 70                                         | 96              | 30.8            |

$$\text{Limiting } \frac{KL}{r} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$P_e = \frac{\pi^2}{L^2} EI$$

**Stiffness**

Can the **stiffness** be reduced?  
How can the **stiffness** be reduced?



# Column Design Example

#WeLoveSteelConstruction

**ตัวอย่าง** ออกแบบเสาท่อเหลี่ยม HSS ที่ใช้เหล็กเกรด  $F_y$  370 MPa (HY370) ยาว 5 เมตร รับแรงในแนวแกน DL 120 ตัน และ LL 70 ตัน ไม่มีโมเมนต์ดัด สมมติปลายทั้ง 2 ด้านของเสาเป็น pin

- **Step 1:** ประมาณการขนาดหน้าตัดเสาท่อเหลี่ยม และ หา section property
- **Step 2:** คำนวณผลรวมของแรง
- **Step 3:** คำนวณจุดเปลี่ยนพฤติกรรม
- **Step 4:** คำนวณอัตราส่วนความชะลุด
- **Step 5:** ตรวจสอบความ compact ของหน้าตัด
- **Step 6:** คำนวณกำลังรับแรงอัดระบุ
- **Step 7:** ตรวจสอบความสามารถในการรับแรง

**Step 1:** สมมติ ขนาด HSS 250 x 250 x 12 mm  
 $A = 110.5 \text{ cm}^2$   
 $I_x = I_y = 10,300 \text{ cm}^4$   
 $r_x = r_y = 9.63 \text{ cm}$

**Step 2:** หาผลรวมของแรง

| ASD                                         | LRFD                                                          |
|---------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|
| $P_a = DL+LL$<br>$= 120+70 = 190 \text{ T}$ | $P_u = 1.2D + 1.6L$<br>$= 1.2(120) + 1.6(70) = 256 \text{ T}$ |

**Step 3:** หาจุดเปลี่ยนพฤติกรรม  
 $(L_c/r)_{\text{limit}} = 4.71 \cdot \sqrt{E/F_y}$   
 $= 4.71 \cdot \sqrt{(2,000,000/3,700)}$   
 $= 109.5$

# Column Design Example

#WeLoveSteelConstruction

**ตัวอย่าง** ออกแบบเสาท่อเหลี่ยม HSS ที่ใช้เหล็กเกรด  $F_y$  370 MPa (HY370) ยาว 5 เมตร รับแรงในแนวแกน DL 120 ตัน และ LL 70 ตัน ไม่มีโมเมนต์ดัด สมมติปลายทั้ง 2 ด้านของเสาเป็น pin

- **Step 1:** ประมาณการขนาดหน้าตัดเสาท่อเหลี่ยม และหา section property
- **Step 2:** คำนวณผลรวมของแรง
- **Step 3:** คำนวณจุดเปลี่ยนพฤติกรรม
- **Step 4:** คำนวณอัตราส่วนความชะลุด
- **Step 5:** ตรวจสอบความ compact ของหน้าตัด
- **Step 6:** คำนวณกำลังรับแรงอัดระบุ
- **Step 7:** ตรวจสอบความสามารถในการรับแรง

**Step 4:** หาอัตราส่วนความชะลุด ที่ control พฤติกรรม  
 $L_c/r_x = L_c/r_y = 500/9.63 = 51.9$   
น้อยกว่า  $(L_c/r)_{limit}$  ดังนั้นเสามีพฤติกรรม inelastic buckling

**Step 5:** ตรวจสอบความ compact ของหน้าตัด  
 $(b/t)_{limit} = 1.40 \cdot \sqrt{E/F_y}$   
 $= 1.40 \cdot \sqrt{2,000,000/3,700}$   
 $= 32.5$   
มากกว่า  $b/t = (250-12 \cdot 2)/12 = 18.8$  เป็น compact section  
ไม่ต้องพิจารณา local buckling

**Step 6:** คำนวณกำลังรับแรงอัดระบุ  
 $F_e = \pi^2 E / (L_c/r)^2 = \pi^2 (2,000,000) / (51.9)^2 = 7,322 \text{ ksc}$   
 $F_{cr} = (0.658)^{F_y/F_e} \cdot F_y = (0.658)^{(3,700/7,322)} \cdot 3,700 = 2,995 \text{ ksc}$   
 $P_n = P_{cr} = F_{cr} \cdot A = 2,995 \cdot 110.5 = 330,911 \text{ kg} = 331 \text{ Tons}$

# Column Design Example

#WeLoveSteelConstruction

**ตัวอย่าง** ออกแบบเสาท่อเหลี่ยม HSS ที่ใช้เหล็กเกรด  $F_y$  370 MPa (HY370) ยาว 5 เมตร รับแรงในแนวแกน DL 120 ตัน และ LL 70 ตัน ไม่มีโมเมนต์ดัด สมมติปลายทั้ง 2 ด้านของเสาเป็น pin

- **Step 1:** ประมาณการขนาดหน้าตัดเสาท่อเหลี่ยม และหา section property
- **Step 2:** คำนวณผลรวมของแรง
- **Step 3:** คำนวณจุดเปลี่ยนพฤติกรรม
- **Step 4:** คำนวณอัตราส่วนความชะลุด
- **Step 5:** ตรวจสอบความ compact ของหน้าตัด
- **Step 6:** คำนวณกำลังรับแรงอัดระบุ
- **Step 7:** ตรวจสอบความสามารถในการรับแรงอัด

**Step 7:** ตรวจสอบความสามารถในการรับแรงอัดของเสา

| ASD                                                       | LRFD                                                |
|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|
| $P_a = 190 \text{ T}$                                     | $P_u = 256 \text{ T}$                               |
| $P_n / \Omega = 331 / 1.67 = 198 \text{ T}$<br>$> P_a$ OK | $\phi P_n = 0.9(331) = 297 \text{ T}$<br>$> P_u$ OK |

Calculation

Insert Value

Capacity Full Report

Nominal Strength ( $P_n$ )  
343,574 kg

Factored Nominal Strength ( $\phi P_n$ )  
309,217 kg

Steel Grade: HY370

$F_y$ : 3700.0 ksc

$F_u$ : 4600.0 ksc

H: 250 mm

$b_f$ : 250 mm

t: 12 mm

$L_x$ : 5 m

$L_y$ : 5 m

SSI STEEL DESIGN

เทียบกับ Nominal strength ที่ได้จาก SSI Steel Design App ที่ 344 Ton (vs. 331 T จากการคำนวณมือ) ซึ่งต่างกันเล็กน้อย จากผลของ ขอบมุมหัก (App) vs. ขอบมุมดัด (Hand)



Navigation: < Calculation < Calculation < Calculation

Section: Insert Value | Full Report | Export | Full Report | Export

Steel Grade:

Fy:  ksc

Fu:  ksc

H:  cm

bf:  cm

t:  cm

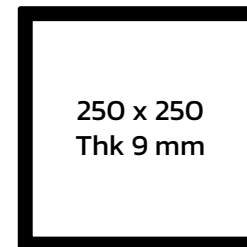
Lx:  m

Ly:  m

K:

**NEXT**

| Material Section    |                    | Section Properties                |                          |
|---------------------|--------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| H                   | 25 cm              | $A_g$                             | 87 cm <sup>2</sup>       |
| t                   | 0.9 cm             | $r_y$                             | 9.85 cm                  |
| bf                  | 25 cm              | $r_x$                             | 9.85 cm                  |
| Input Variables     |                    | $I_x$                             | 8,410.23 cm <sup>4</sup> |
| K                   | 1                  | $I_y$                             | 8,410.23 cm <sup>4</sup> |
| Lx                  | 4                  | Limiting Width-to-Thickness Ratio |                          |
| Ly                  | 4                  | $\lambda_w$                       | 25.78                    |
| Material Properties |                    | $\lambda_f$                       | 25.78                    |
| Steel Grade         | SS400              | $\lambda_r$                       | 40.41                    |
| $F_L$               | 1,680 ksc          | Compressive Strength              |                          |
| $F_y$               | 2,400 ksc          | $F_{cr}$                          | 2,206.64 ksc             |
| $F_u$               | 4,000 ksc          | $F_e$                             | 11,959.08 ksc            |
| E                   | 2,000,000 ksc      | KL/r                              | 40.63                    |
| Section Properties  |                    | Axial Force                       |                          |
| $A_o$               | 87 cm <sup>2</sup> | $\phi P_n$                        | 172,303 kg               |
| $A_g$               | 87 cm <sup>2</sup> | $P_n$                             | 191,448 kg               |



พื้นที่หน้าตัด = 87 cm<sup>2</sup>

น้ำหนักเสา 4 m = 273 kg (4%)

รับแรงได้ 172.3 ตัน (7.7%)  
(Factored Resistance)

**Assumptions:**

- Steel Grade SS400 (Fy 2,400 ksc)
- $KL_x = KL_y = 4$  m

Navigation: < Calculation < Calculation < Calculation

Section: Insert Value | Full Report | Export | Full Report | Export

Fy:  ksc

Fu:  ksc

H:  cm

bf:  cm

tf:  cm

tw:  cm

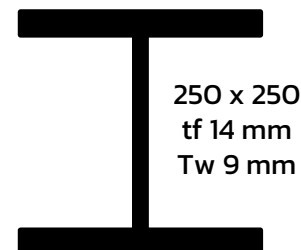
Lx:  m

Ly:  m

K:

**NEXT**

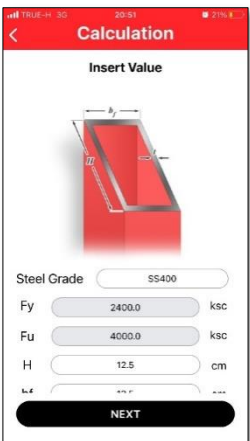
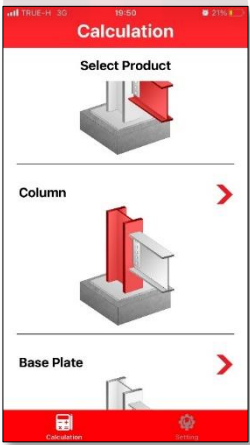
| Section Properties |                            | Section Properties                |              |
|--------------------|----------------------------|-----------------------------------|--------------|
| G                  | 769,230.77 ksc             | $r_x$                             | 10.84 cm     |
| $C_w$              | 507,833.62 cm <sup>6</sup> | y                                 | 12.5 cm      |
| $I_x$              | 10,578.81 cm <sup>4</sup>  | $K_c$                             | 0.76         |
| J                  | 51.47 cm <sup>4</sup>      | Limiting Width-to-Thickness Ratio |              |
| $I_y$              | 3,647.18 cm <sup>4</sup>   | $\lambda_{rw}$                    | 43.01        |
| $A_e$              | 0 cm <sup>2</sup>          | $\lambda_f$                       | 8.93         |
| $A_g$              | 89.98 cm <sup>2</sup>      | $\lambda_{rf}$                    | 16.11        |
| h                  | 22.2 cm                    | $\lambda_w$                       | 24.67        |
| h <sub>0</sub>     | 23.6 cm                    | Compressive Strength              |              |
| $r_y$              | 6.37 cm                    | $F_e$                             | 5,000.59 ksc |
| $r_x$              | 10.84 cm                   | $F_{cr}$                          | 1,963.22 ksc |
| y                  | 12.5 cm                    | $F_{ez}$                          | 7,187.01 ksc |
| $K_c$              | 0.76                       | KL/r                              | 62.83        |
|                    |                            | Axial Force                       |              |
|                    |                            | $P_n$                             | 176,651 kg   |
|                    |                            | $\phi P_n$                        | 158,986 kg   |



พื้นที่หน้าตัด = 90 cm<sup>2</sup>

น้ำหนักเสา 4 m = 283 kg

รับแรงได้ 158.9 ตัน  
(Factored Resistance)



**Nominal Compressive Strength of Members**

Project name : 125x125 4.5      Location :

Project No. :      Date :

Design by :      Client :

---

**Material Properties**

Steel Grade = SS400

F<sub>y</sub> = 2,400      **เกรดเหล็ก**      ksc

F<sub>u</sub> = 4,000      **ที่เลือกใช้**      ksc

E = 2,000,000      ksc

---

**Sectional Dimension**

D = 13      **ขนาดหน้า**      cm

t<sub>w</sub>, t<sub>f</sub> = 0.45      **ตัดที่กำหนด**      cm

b<sub>f</sub> =      cm

L<sub>x</sub> = 2.6      m

L<sub>y</sub> = 2.6      m

K = 1

**Section Properties**

A<sub>g</sub> = [(Db<sub>f</sub>) - (D - 2t<sub>f</sub>)(b<sub>f</sub> - 2t<sub>w</sub>)]

A<sub>g</sub> = 22      cm<sup>2</sup>

I<sub>x</sub> =  $\frac{b_f D^3}{12} - \left[ \frac{(b_f - 2t_w)(D - 2t_f)^3}{12} \right]$

I<sub>x</sub> = 525.64      cm<sup>4</sup>

I<sub>y</sub> =  $\frac{Db_f^3}{12} - \left[ \frac{(D - 2t_f)(b_f - 2t_w)^3}{12} \right]$

I<sub>y</sub> = 525.64

r<sub>x</sub> =  $\sqrt{\frac{I_x}{A}}$

r<sub>x</sub> = 4.92      cm

r<sub>y</sub> =  $\sqrt{\frac{I_y}{A}}$

r<sub>y</sub> = 4.92      cm

---

**Limiting Width-to-Thickness Ratio**

**Walls of Rectangular HSS (Flange)**

λ<sub>f</sub> =  $\frac{b_f - 2t_w}{t_f}$       (AISC360-16, Table B4.1a)

λ<sub>f</sub> = 25.78

λ<sub>ef</sub> =  $1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

λ<sub>ef</sub> =

**Mobile app**  
**คำนวณคุณสมบัติ**  
**หน้าตัดโดยอัตโนมัติ**

**แสดงรายการคำนวณ**  
**พร้อม สมการอ้างอิง**  
(AISC360-16, Table B4.1a)

**แสดงรายการคำนวณ พร้อม สมการอ้างอิง**

$\lambda_t < \lambda_{tf}$  = Non-Slender Flange

$\lambda_t > \lambda_{tf}$  = Slender Flange

Wall of Rectangular HSS (Web)

$\lambda_w = \frac{D - 2t_f}{t_w}$  (AISC360-16, Table B4.1a)

$\lambda_w = 25.78$

$\lambda_{tw} = 1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$  (AISC360-16, Table B4.1a)

$\lambda_{tw} =$

$\lambda_t < \lambda_{tf}$  = Non-Slender Web

$\lambda_t > \lambda_{tf}$  = Slender Web

|                        |  |
|------------------------|--|
| <b>Critical Stress</b> |  |
|------------------------|--|

**Flexural Buckling**

$\frac{L_c}{\max(t_x, t_y)} = 52.82$

$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{\max(t_x, t_y)}\right)^2}$  (AISC360-16, E3-4)

$F_e = 7,076.38$  ksc

Intermediate Column; When  $\frac{L_c}{\max(t_x, t_y)} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$  or  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$F_{cr} = (0.658\frac{F_y}{F_e})F_y$  (AISC360-16, E3-2)

Long Column; When  $\frac{L_c}{\max(t_x, t_y)} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$  or  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$F_{cr} = 0.877F_e$  (AISC360-16, E3-3)



**แสดงรายการคำนวณ พร้อม สมการอ้างอิง**

Then,

$F_{cr} = 2,082.39$

**Flexural Buckling with Slender Elements**

Effective Width Imperfection Adjustment Factors

Walls of square and rectangular HSS

$c1 = 0.20$  (AISC360-16, Table E7.1)

$c2 = 0.20$  (AISC360-16, Table E7.1)

Elastic Local Buckling Stress of Flange

$F_{el(flange)} = C_2 \left(\frac{\lambda_{tf}}{\lambda_t}\right)^2 F_y$  (AISC360-16, E7-5)

$F_{el(flange)} =$

Elastic Local Buckling Stress of Web

$F_{el(web)} = C_2 \left(\frac{\lambda_{tw}}{\lambda_w}\right)^2 F_y$  (AISC360-16, E7-5)

$F_{el(web)} =$  ksc

Effective Width of Flanges; When  $\lambda_t \leq \lambda_{tf}\sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$

$b_{e(flange)} = b$  (AISC360-16, E7-2)

Effective Width of Flanges; When  $\lambda_t > \lambda_{tf}\sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$

$b_{e(flange)} = b(1 - c1\sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}})\sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}$  (AISC360-16, E7-3)

รายการคำนวณนี้สามารถ Export ส่งไปยัง email ของผู้ใช้ เพื่อนำไปรวบรวมสำหรับจัดทำรายงานเพื่อส่ง ยื่นขออนุญาตก่อสร้างได้อย่างสะดวกและรวดเร็ว

**หมายเหตุ** สำหรับ **Premium version** เท่านั้น

**แสดงรายการคำนวณ พร้อม สมการอ้างอิง**

Then,

$b_{e(flange)} =$

Effective Width of Web; When  $\lambda_t \leq \lambda_{tw}\sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$

$b_{e(web)} = b$  (AISC360-16, E7-2)

Effective Width of Web; When  $\lambda_t > \lambda_{tw}\sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$

$b_{e(web)} = b(1 - c1\sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}})\sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}$  (AISC360-16, E7-3)

Then,

$b_{e(web)} =$  cm

Effective Areas of The Cross Section

$A_g = A_g - [2((b_f - 2t_w) - (b_{e(flange)}))(t_f) + 2((D - 2t_r) - (b_{e(web)}))(t_w)]$

$A_n = 22$  cm<sup>2</sup>

|                                     |  |
|-------------------------------------|--|
| <b>Nominal Compressive Strength</b> |  |
|-------------------------------------|--|

**Nominal Compressive Strength**

$P_n = \min(F_{cr}A_g, F_u A_n)$  (AISC360-16, E3-1, E7-1)

$P_n = 45,167$  kg

**Factored Nominal Compressive Strength**

$\phi P_n = 40,650$

**Allowable Compressive Strength**

$\frac{P_n}{\Omega} = 23,952$

**LRFD:** กำลังรับแรงอัดที่นำไปพิจารณากับแรงอัดที่เกิดขึ้น **คุณต้องคูณน้ำหนักบรรทุก**

**ASD:** กำลังรับแรงอัดที่นำไปพิจารณากับแรงอัดที่เกิดขึ้น (ไม่ต้องคูณอะไรเพิ่มเติม)





# Design for Flexural Members

**#WeLoveSteelConstruction**

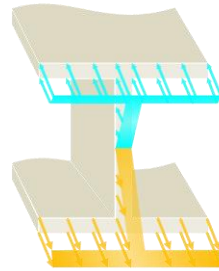


# Steel Beam Design Concept

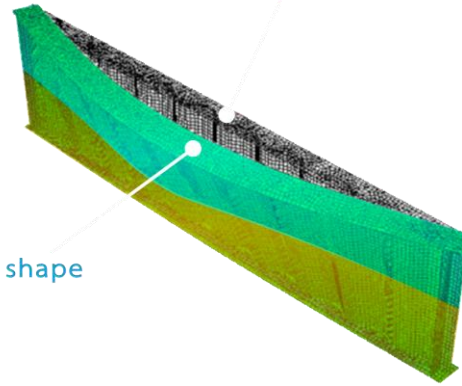
#WeLoveSteelConstruction

- Beam มีพฤติกรรมโดยรวม ครึ่งหนึ่งเป็นเสา รับ compression อีกครึ่งเป็นเคเบิล รับ tension ทั้ง compression และ tension ฆาต่อกันที่แกนสะเทิน

Beam Flange under Compression



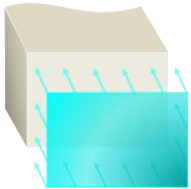
Undeformed shape



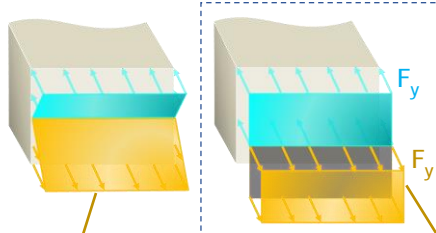
Buckled shape

- Beam ที่การค้ำยันด้าน compression ไม่เพียงพอ ส่วนที่เป็น compression zone อาจเกิดการ buckle รอบ weak axis แต่ถูก tension zone รั้งไว้จนเกิด weak axis lateral buckling ได้อย่างไม่อิสระ แต่จะเกิดแบบปิดตัว

Column



Beam

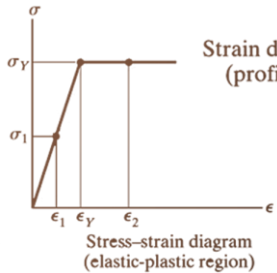
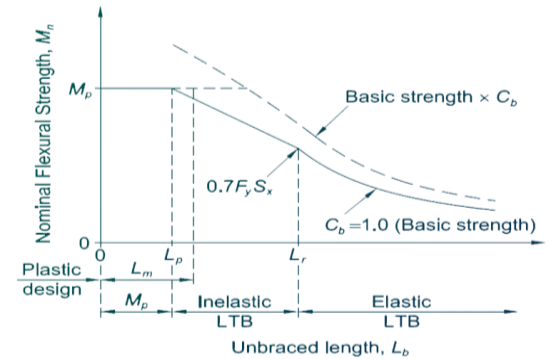


Failure mode: Yield (Y)

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y$$

Failure mode: Lateral Torsional Buckling (LTB)

$M_n$  ขึ้นกับ unbraced length ( $L_b$ ) และ moment gradient ( $C_b$ )



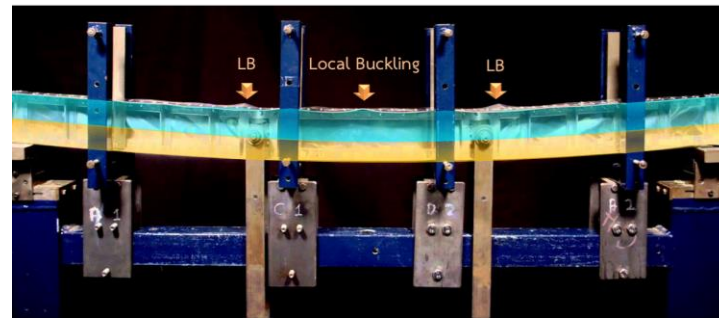
Strain distribution (profile view)

Plastic - normal stress ถึง  $F_y$  stress ไม่เพิ่มอีก แต่เกิด strain และเมื่อรับแรงเพิ่มก็ทำให้จุดอื่นๆ เกิด stress =  $F_y$

Elastic - normal stress ยังไม่ถึง  $F_y$  stress เป็นสัดส่วนกับ strain (เป็น 0 ที่แกนสะเทิน มากสุดที่ขอบ)

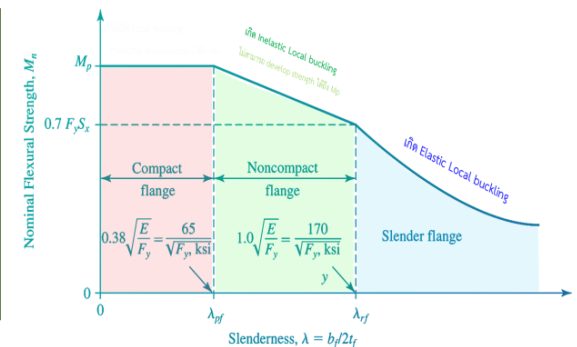
- Beam element ที่รับ compression บางชะลุด กำหนดระดับความชะลุดตามอัตราส่วนความกว้างต่อความหนา ( $b/t$ ) เป็น 3 ระดับ (1) compact (2) non compact และ (3) slender ถ้าเป็น compact element ก็จะไม่เสียเสถียรภาพก่อนการ yield แต่ถ้า non compact หรือ slender element ก็จะทำให้เกิด buckle เฉพาะที่ก่อนเกิด yield (ทำให้ไม่สามารถรับแรงถึง yield ที่  $M_p = Z_x \cdot F_y$  ได้)

- Steel เป็น ductile material มีพฤติกรรมที่เมื่อรับแรงดึง เกิด normal stress ก็จะเป็นสัดส่วนกับการเสียรูป strain ในลักษณะเชิงเส้น (linear elastic) จนถึงจุด yield  $F_y$  เมื่อเลยจุด  $F_y$  จะเปลี่ยนเป็น nonlinear และไม่ elastic คือเมื่อเอาแรงออกจะไม่กลับสู่สภาพเดิม พฤติกรรมนี้จะถูก simplify ให้เป็น elastic เมื่อถึง  $F_y$  และหากเลยจุดนี้จะเป็น plastic คือไม่สามารถรับแรงเพิ่มได้อีก เรียกว่า elastic-perfectly plastic material



Failure mode: Local Buckling (LB)

$M_n$  ขึ้นกับ  $b/t$  ของ flange ( $b_f/2t_f$ ) และ web ( $h/t_w$ )



# (1) ตรวจสอบหน้าตัด Compact (C)/ Non-Compact (NC)/ Slender (S) วสท.011038 บทที่ 2

ตาราง 2.4.1-2 อัตราส่วนความกว้างต่อความหนา องค์การรับโมเมนต์คด

อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาขององค์ประกอบรับแรงอัดองค์การรับโมเมนต์คด

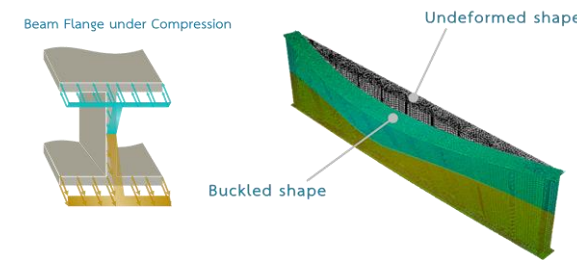
| กรณี | ลักษณะขององค์ประกอบ                                                              | อัตราส่วนความกว้างต่อความหนา | ค่าจำกัดของอัตราส่วนความกว้างต่อความหนา                         |                                 | ตัวอย่าง |
|------|----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|-----------------------------------------------------------------|---------------------------------|----------|
|      |                                                                                  |                              | $\lambda_p$ อัดแน่น/ไม่อัดแน่น                                  | $\lambda_r$ ไม่อัดแน่น/ชะลุด    |          |
| 10   | ปีกของเหล็กรูปทรงตัว I เหล็กกล่องทรงแปดเหลี่ยม และเหล็กรูปทรงตัว T               | $b/t$                        | $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$                                     | $1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$      |          |
| 11   | ปีกขององค์การประกอบรูปทรงตัว I แบบผสมคานรองแนบและแบบผสมคานเดี่ยว                 | $b/t$                        | $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$                                     | $0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ |          |
| 12   | ขาของเหล็กรูปตัว T                                                               | $b/t$                        | $0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$                                     | $0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$     |          |
| 13   | ปีกของเหล็กรูปทรงตัว I ทั้งหมด และปีกของเหล็กรูปทรงตัว I สำหรับโมเมนต์คดในแกนรอง | $b/t$                        | $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$                                     | $1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$      |          |
| 14   | ขาของเหล็กรูปทรงตัว T                                                            | $d/t$                        | $0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$                                     | $1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$     |          |
| 15   | เสาของเหล็กรูปทรงตัว I แบบผสมคานรองแนบ และเสาของเหล็กรูปทรงตัว I                 | $h/t_w$                      | $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$                                     | $5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$     |          |
| 16   | เสาของเหล็กรูปทรงตัว I แบบผสมคานรองแนบเดี่ยว                                     | $h/t_w$                      | $\frac{hc}{(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09)} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $5.70 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ |          |

อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาขององค์ประกอบรับแรงอัด องค์การรับโมเมนต์คด

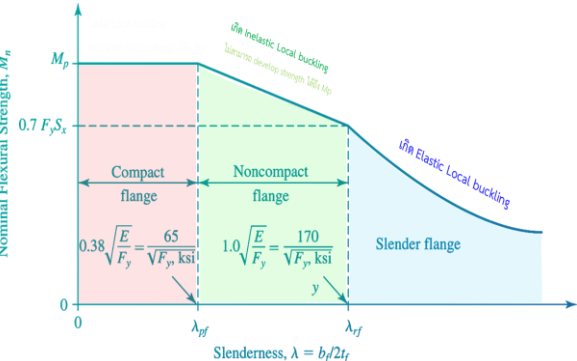
| กรณี | ลักษณะขององค์ประกอบ                                      | อัตราส่วนความกว้างต่อความหนา | ค่าจำกัดของอัตราส่วนความกว้างต่อความหนา |                              | ตัวอย่าง |
|------|----------------------------------------------------------|------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------|----------|
|      |                                                          |                              | $\lambda_p$ อัดแน่น/ไม่อัดแน่น          | $\lambda_r$ ไม่อัดแน่น/ชะลุด |          |
| 17   | ปีกของเหล็กรูปท่อสี่เหลี่ยมผืนผ้า                        | $b/t$                        | $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$             | $1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  |          |
| 18   | ผนังปีกของปีกและโดยเพิ่มระหว่างแนวของตัวท่อหรือข้อเชื่อม | $b/t$                        | $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$             | $1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  |          |
| 19   | เสาของเหล็กรูปท่อสี่เหลี่ยมผืนผ้า และเหล็กรูปท่อวง       | $h/t$                        | $2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$             | $5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  |          |
| 20   | เหล็กรูปท่อกลม                                           | $D/t$                        | $0.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$             | $0.31 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  |          |
| 21   | ปีกของเหล็กรูปท่อวง                                      | $b/t$                        | $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$             | $1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  |          |

ตาราง 6.1-1 ตารางตัวเลือกสำหรับการเลือกหัวข้อบทที่ 6 (ต่อ)

| หัวข้อในบทที่ 6 | หน้าตัด | ความชะลุดของปีก | ความชะลุดของเสา | สถานะขีดจำกัด      |
|-----------------|---------|-----------------|-----------------|--------------------|
| 6.2             |         | C               | C               | Y, LTB             |
| 6.3             |         | NC, S           | C               | LTB, FLB           |
| 6.4             |         | C, NC, S        | C, NC           | CFY, LTB, FLB, TFY |
| 6.5             |         | C, NC, S        | S               | CFY, LTB, FLB, TFY |



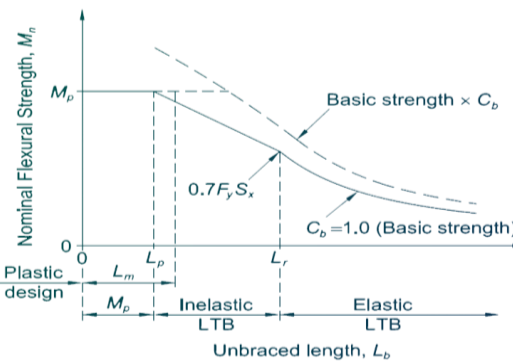
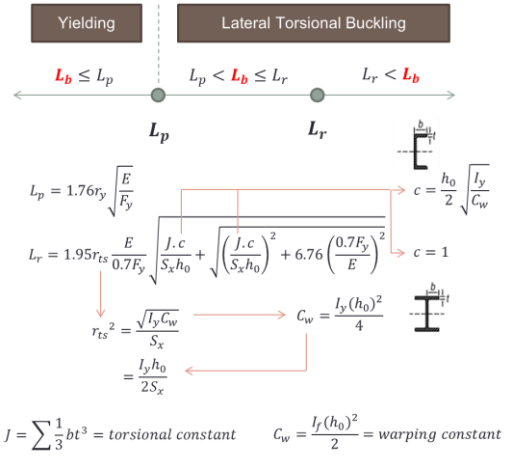
## Steel Beam Design Procedure #WeLoveSteelConstruction



## (2) ตรวจสอบพฤติกรรมคาน วสท.011038 บทที่ 6 ว่าจะใช้ สมการตาม 6.2 6.3 6.4 หรือ 6.5 ขึ้นกับพฤติกรรมตามข้อ (1) โดยส่วนใหญ่สำหรับเหล็กรูปพรรณรีดร้อน H-beam มักจะเป็นไปตาม 6.2 หรือ 6.3 แต่สำหรับ PEB หรือ plate girder อาจเป็นไปตาม 6.4 หรือ 6.5 ขึ้นกับ web slenderness

**Optional**

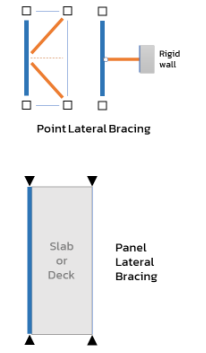
อาจพิจารณา moment gradient เพื่อเพิ่มค่ากำลังรับโมเมนต์วิกฤติ สำหรับกรณี LTB:  $M_{cr,LTB}$  ตามสมการใน 6.1

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$


ตรวจสอบ strength และ stiffness ของระบบการค้ำยันทางข้าง จำแนกเป็น lateral brace vs. torsional brace

### Beam lateral bracing - 2

- #WeLoveSteelConstruction
- การค้ำยันทางข้างสำหรับคานประเภทที่ 1 Lateral bracing
  - ขณะที่เกิด beam buckling คานจะไม่ buckle ออกทางข้าง ระบบ bracing มีความสามารถต้าน "lateral translation" (แต่คานหลัก สิว้า อาจบิด ตัวเกิด torsion ได้)
  - 1a) Panel lateral bracing: คานหลักถูกค้ำยันทางข้างด้วย slab/deck ที่เชื่อมเข้ากับจุดที่แทนจะไม่เคลื่อนตัวออกทางข้าง
  - 1b) Point lateral bracing: คานหลักถูกค้ำยันทางข้างด้วยคานขอยที่ต่อเข้ากับ rigid wall



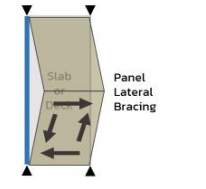
### Beam lateral bracing - 3

- #WeLoveSteelConstruction
- The required shear strength of the bracing system is
- $$V_b = 0.01 \left( \frac{M_c C_b}{h_c} \right) \quad (A-6-5)$$
- and, the required shear stiffness of the bracing system is
- $$\beta_b = \frac{1}{\phi} \left( \frac{4 M_c C_b}{L_b h_c} \right) \quad (\text{LRFD}) \quad (A-6-6a)$$
- $$\beta_b = \Omega \left( \frac{4 M_c C_b}{L_b h_c} \right) \quad (\text{ASD}) \quad (A-6-6b)$$

Strength: ตรวจสอบกำลังรับแรงอัดโดยพิจารณาที่ 1% ของแรงอัดใน compression flange =  $0.01M/h_0$

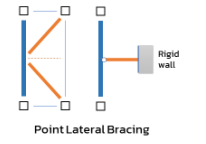
Stiffness: ตรวจสอบความสามารถต้านทานการเสียรูปจากแรงอัดของ Slab/Deck

- 1a) Panel lateral bracing: คานหลักถูกค้ำยันทางข้างด้วย slab/deck ที่เชื่อมเข้ากับจุดที่แทนจะไม่เคลื่อนตัวออกทางข้าง



### Beam lateral bracing - 4

- #WeLoveSteelConstruction
- In the direction perpendicular to the longitudinal axis of the beam, the required strength of end and intermediate point braces is
- $$P_b = 0.02 \left( \frac{M_c C_b}{h_c} \right) \quad (A-6-7)$$
- and, the required stiffness of the brace is
- $$\beta_b = \frac{1}{\phi} \left( \frac{10 M_c C_b}{L_b h_c} \right) \quad (\text{LRFD}) \quad (A-6-8a)$$
- $$\beta_b = \Omega \left( \frac{10 M_c C_b}{L_b h_c} \right) \quad (\text{ASD}) \quad (A-6-8b)$$



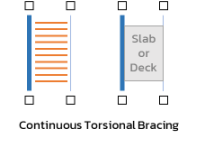
Strength: ตรวจสอบกำลังรับแรงอัดโดยพิจารณาที่ 2% ของแรงอัดใน compression flange =  $0.02M/h_0$

Stiffness: ตรวจสอบความสามารถต้านทานการเสียรูปจากแรงอัดของคานขอยค้ำยันทางข้าง

- 1b) Point lateral bracing: คานหลักถูกค้ำยันทางข้างด้วยคานขอยที่ต่อเข้ากับ rigid wall

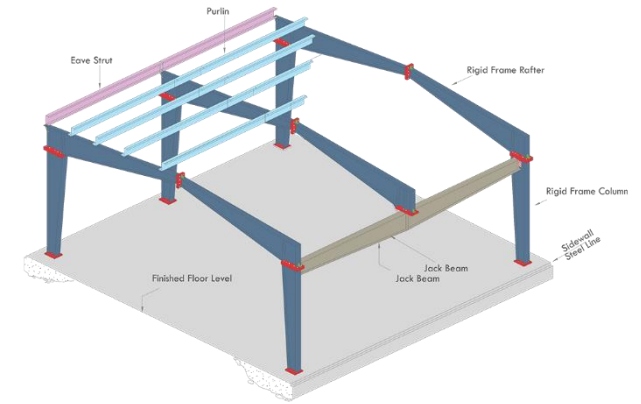
### Beam lateral bracing - 5

- #WeLoveSteelConstruction
- การค้ำยันทางข้างสำหรับคานประเภทที่ 2 Torsional bracing
  - ขณะที่เกิด beam lateral buckling โดยพฤติกรรม จะเกิดการบิด twist กลายเป็น lateral torsional buckling ไปพร้อมๆ กัน
  - 2a) Point torsional bracing: คานหลักถูกค้ำยันทางข้างด้วยคานขอยที่ต่อเข้ากับคานหลักอีกตัวหนึ่งที่อยู่ติดกัน
  - 2b) Continuous torsional bracing: คานหลักถูกค้ำยันทางข้างด้วย ตง (คานขอยวางตั้ง) หรือ deck ที่ต่อเข้ากับคานหลักอีกตัวหนึ่งที่อยู่ติดกัน



# Beam Design Example

#WeLoveSteelConstruction



**ตัวอย่าง** ออกแบบ Built-up beam ที่ใช้เหล็กเกรด  $F_y$  370 MPa (HY370) ยาว 12 เมตร ที่เป็น transferred girder รับ Concentrated DL 3 ตัน และ LL 6 ตัน จาก Rafter สมมติปลายทั้ง 2 ด้านของคานเป็น pin และ จุดต่อ Rafter กับ Beam เป็น lateral brace point

- **Step 1:** ประมาณการขนาดหน้าตัด Built-up beam และหา section property
- **Step 2:** คำนวณผลรวมของแรง (กำลังที่ต้องการ)
- **Step 3:** ระบุลักษณะของหน้าตัด
- **Step 4:** คำนวณกำลังรับโมเมนต์ดัดระบุ
- **Step 5:** คำนวณกำลังรับแรงเฉือนระบุ
- **Step 6:** ตรวจสอบความสามารถในการรับแรง
- **Step 7:** ตรวจสอบ deflection limit

**Step 1:** สมมติ ขนาด Built-up beam:  
 $d \sim L/22 = 12/22 = 0.545 \text{ m}$   
 กำหนดขนาด H 540x220x12x6

**Step 2:** หาผลรวมของแรง (กำลังที่ต้องการ)

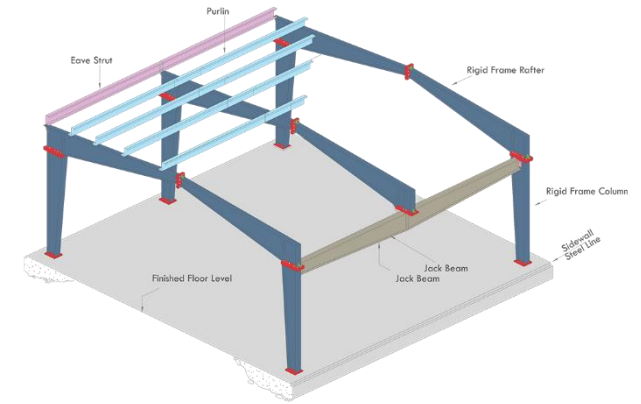


| ASD                                                 | LRFD                                                           |
|-----------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------|
| $P_a = DL+LL$<br>$= 3+6$<br>$= 9 \text{ T}$         | $P_u = 1.2D + 1.6L$<br>$= 1.2(3)+1.6(6)$<br>$= 13.2 \text{ T}$ |
| $M_a = P_a L/4$<br>$= 9*12/4$<br>$= 27 \text{ T-m}$ | $M_u = P_u L/4$<br>$= 13.2*12/4$<br>$= 39.6 \text{ T-m}$       |
| $V_a = P_a/2$<br>$= 9/2$<br>$= 4.5 \text{ T}$       | $V_u = P_u/2$<br>$= 13.2/2$<br>$= 6.6 \text{ T}$               |

| Calculation                |                           |
|----------------------------|---------------------------|
| Full Report                | Export                    |
| <b>Material Properties</b> |                           |
| $I_{yc}$                   | 1,064.8 cm <sup>4</sup>   |
| $I_x$                      | 43,675.23 cm <sup>4</sup> |
| $I_y$                      | 2,130.53 cm <sup>4</sup>  |
| J                          | 29.15 cm <sup>4</sup>     |
| $Z_x$                      | 1,793.3 cm <sup>3</sup>   |
| $S_x$                      | 1,617.6 cm <sup>3</sup>   |
| $A_s$                      | 83.76 cm <sup>2</sup>     |
| $r_x$                      | 22.83 cm                  |
| h                          | 51.6 cm                   |
| $r_t$                      | 5.81 cm                   |
| $h_0$                      | 52.8 cm                   |
| v                          | 27 cm                     |
| $r_{ts}$                   | 5.9 cm                    |
| $a_w$                      | 1.17                      |
| $K_c$                      | 0.43                      |

# Beam Design Example

#WeLoveSteelConstruction



**ตัวอย่าง** ออกแบบ Built-up beam ที่ใช้เหล็กเกรด  $F_y$  370 MPa (HY370) ยาว 12 เมตร ที่เป็น transferred girder รับ Concentrated DL 3 ตัน และ LL 6 ตัน จาก Rafter สมมติปลายทั้ง 2 ด้านของคานเป็น pin และ จุดต่อ Rafter กับ Beam เป็น lateral brace point

- **Step 1:** ประมาณการขนาดหน้าตัด Built-up beam และหา section property
- **Step 2:** คำนวณผลรวมของแรง (กำลังที่ต้องการ)
- **Step 3:** ระบุลักษณะของหน้าตัด
- **Step 4:** คำนวณกำลังรับโมเมนต์ดัดระบุ
- **Step 5:** คำนวณกำลังรับแรงเฉือนระบุ
- **Step 6:** ตรวจสอบความสามารถในการรับแรง
- **Step 7:** ตรวจสอบ deflection limit

**Step 3:** ระบุลักษณะของหน้าตัด H 540x220x12x6

$$\lambda_f = b_f/2t_f = 220/2*12 = 9.17$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E/F_y} = 8.83$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 \sqrt{(k_c E/F_L)} = 17.3$$

Non-compact flange

$$\lambda_w = (d-2t_f)/t_w = (540-2*12)/6 = 86$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{E/F_y} = 87.4$$

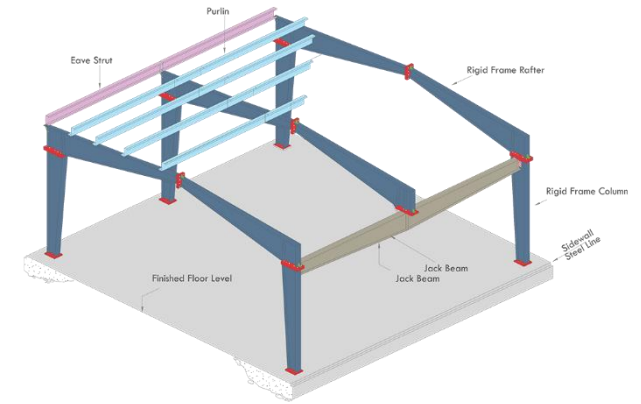
$$\lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{E/F_y} = 133$$

Compact web

| Section In Chapter F | Cross Section | Flange Slenderness | Web Slenderness | Limit States       |
|----------------------|---------------|--------------------|-----------------|--------------------|
| F2                   |               | C                  | C               | Y, LTB             |
| F3                   |               | NC, S              | C               | LTB, FLB           |
| F4                   |               | C, NC, S           | C, NC           | CFY, LTB, FLB, TFY |
| F5                   |               | C, NC, S           | S               | CFY, LTB, FLB, TFY |

# Beam Design Example

#WeLoveSteelConstruction



**ตัวอย่าง** ออกแบบ Built-up beam ที่ใช้เหล็กเกรด  $F_y$  370 MPa (HY370) ยาว 12 เมตร ที่เป็น transferred girder รับ Concentrated DL 3 ตัน และ LL 6 ตัน จาก Rafter สมมติปลายทั้ง 2 ด้านของคานเป็น pin และ จุดต่อ Rafter กับ Beam เป็น lateral brace point

- **Step 1:** ประมาณการขนาดหน้าตัด Built-up beam และหา section property
- **Step 2:** คำนวณผลรวมของแรง (กำลังที่ต้องการ)
- **Step 3:** ระบุลักษณะของหน้าตัด
- **Step 4:** คำนวณกำลังรับโมเมนต์ดัดระบุ
- **Step 5:** คำนวณกำลังรับแรงเฉือนระบุ
- **Step 6:** ตรวจสอบความสามารถในการรับแรง
- **Step 7:** ตรวจสอบ deflection limit

**Step 4:** คำนวณกำลังรับโมเมนต์ดัดระบุ

$$C_b = 12.5(1)/[2.5(1)+3(1/4)+4(1/2)+3(3/4)] = 1.67$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{E/F_y} = 2.06 \text{ m}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} (E/0.7F_y) \sqrt{[(J_c/S_x h_o) + \sqrt{\{(J_c/S_x h_o)^2 + 6.76(0.7F_y/E)^2\}}]} \\ = 5.42 \text{ m}$$

$$L_b = 6.0 \text{ m} \quad \text{คานมีพฤติกรรม Elastic Lateral Torsional Buckling}$$

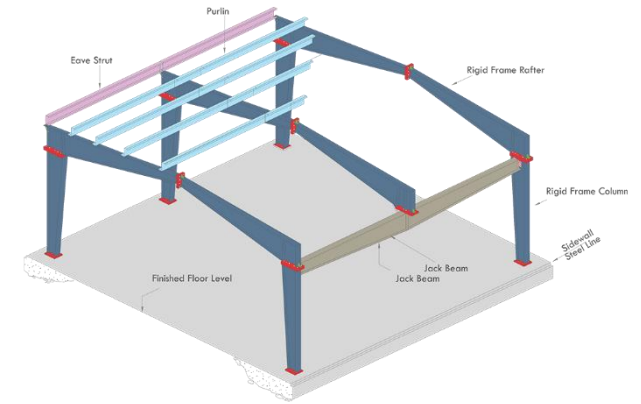
$$M_{LTB} = C_b * \pi^2 E / (L_b / r_{ts})^2 \sqrt{[1 + 0.078 (J_c / S_x h_o) * (L_b / r_{ts})^2]} * S_x \\ = 1.67 * 2,153 * 1,618 \text{ kg-cm} \\ = 58,175 \text{ kg-m} \quad (\text{ถ้าพิจารณา } C_b = 1 \text{ จะได้ } M_{LTB} = 34,836 \text{ kg-m})$$

$$M_{FLB} = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) / (\lambda_{rf} - \lambda_{pf}) * (\lambda_f - \lambda_{pf}) \\ = [1,793 - (1,793 - 0.7 * 1,618) / (17.3 - 8.83) * (9.17 - 8.83)] * 3,700 \\ = 65,360 \text{ kg-m}$$

$$M_n = \text{Min} (M_{LTB}, M_{FLB}) \\ = 58,175 \text{ kg-m}$$

# Beam Design Example

#WeLoveSteelConstruction



**ตัวอย่าง** ออกแบบ Built-up beam ที่ใช้เหล็กเกรด  $F_y$  370 MPa (HY370) ยาว 12 เมตร ที่เป็น transferred girder รับ Concentrated DL 3 ตัน และ LL 6 ตัน จาก Rafter สมมติปลายทั้ง 2 ด้านของคานเป็น pin และ จุดต่อ Rafter กับ Beam เป็น lateral brace point

- **Step 1:** ประมาณการขนาดหน้าตัด Built-up beam และหา section property
- **Step 2:** คำนวณผลรวมของแรง (กำลังที่ต้องการ)
- **Step 3:** ระบุลักษณะของหน้าตัด
- **Step 4:** คำนวณกำลังรับโมเมนต์ดัดระบุ
- **Step 5:** คำนวณกำลังรับแรงเฉือนระบุ
- **Step 6:** ตรวจสอบความสามารถในการรับแรง
- **Step 7:** ตรวจสอบ deflection limit

**Step 5:** คำนวณกำลังรับแรงเฉือนระบุ

$$V_n = 0.6F_y A_v C_v = 0.6F_y A_w [1.10 \sqrt{(k_v E / F_y)}] / (h / t_w)$$

$$= 0.6 * 3700 * (54 * 0.6) * [1.10 * \sqrt{(5.34 * 200000 / 370)}] / (51.6 / 0.6)$$

$$= 49,428 \text{ kg}$$

**Step 6:** ตรวจสอบความสามารถในการรับแรง

| ASD                                                  | LRFD                                              |
|------------------------------------------------------|---------------------------------------------------|
| $M_a = 27,000 \text{ kg-m}$                          | $M_u = 39,600 \text{ kg-m}$                       |
| $M_n / \Omega = 58,175 / 1.67 = 34,836 \text{ kg-m}$ | $\gamma M_n = 0.9 * 58,175 = 52,358 \text{ kg-m}$ |
| $V_a = 4,500 \text{ kg}$                             | $V_u = 6,600 \text{ kg}$                          |
| $V_n / \Omega = 49,428 / 1.67 = 29,598 \text{ kg}$   | $\gamma V_n = 0.9 * 49,387 = 44,486 \text{ kg}$   |

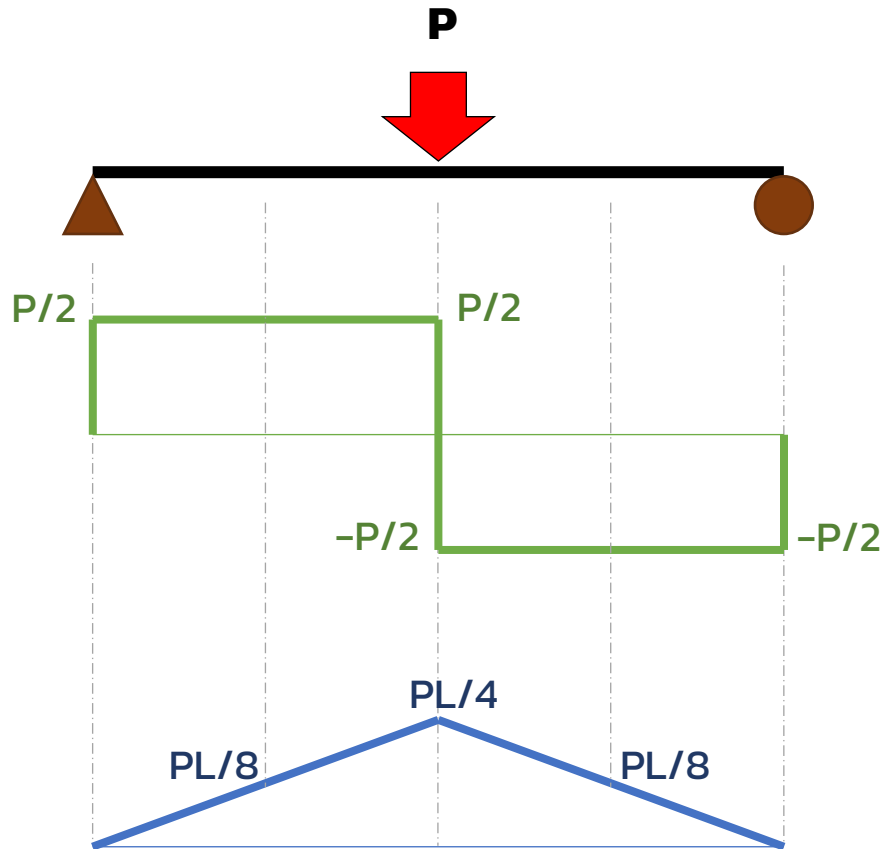
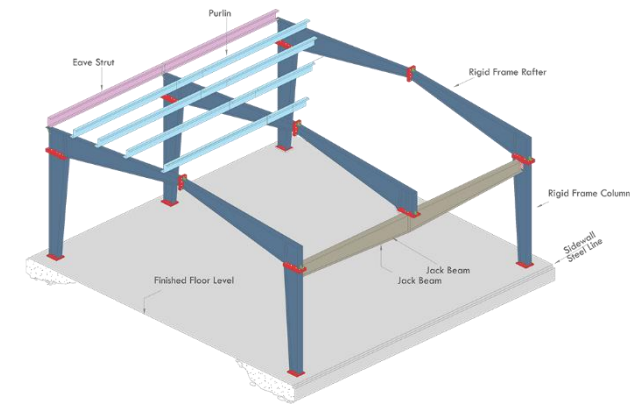
**Step 7:** ตรวจสอบ deflection limit

$$\Delta_{TL} = PL^3 / 48EI = 9,000 * 1,200^3 / (48 * 2000000 * 43,675) = 3.71 \text{ cm}$$

$$\Delta_{LL} = 2.47 \text{ cm}$$

# Beam Optimization

#WeLoveSteelConstruction



Midspan:  $d = 420 \text{ mm}$   
 $M_u = 39,600 \text{ kg-m}$

| Calculation                                   |             |
|-----------------------------------------------|-------------|
| Capacity                                      | Full Report |
| Plastic Bending Moment                        | 48,557 kg-m |
| Lateral Torsional Buckling Moment             | 47,883 kg-m |
| Flange Local Buckling Moment                  | 47,953 kg-m |
| Factored Nominal Moment ( $\phi Mn$ )         | 43,095 kg-m |
| Factored Nominal Shear Strength ( $\phi Vn$ ) | 45,085 kg   |

Quarter:  $d = 360 \text{ mm}$   
 $M_u = 19,800 \text{ kg-m}$

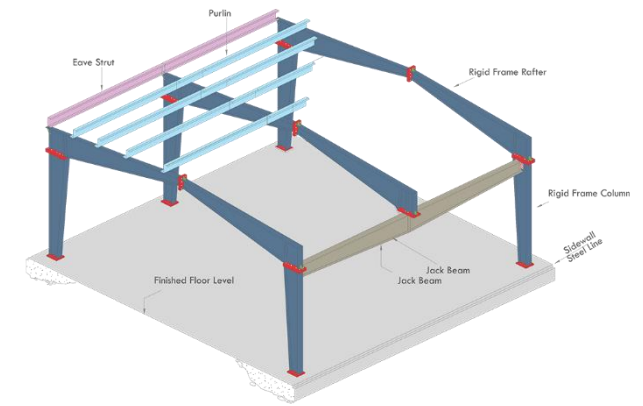
| Calculation                                   |             |
|-----------------------------------------------|-------------|
| Capacity                                      | Full Report |
| Plastic Bending Moment                        | 40,258 kg-m |
| Lateral Torsional Buckling Moment             | 43,031 kg-m |
| Flange Local Buckling Moment                  | 39,798 kg-m |
| Factored Nominal Moment ( $\phi Mn$ )         | 35,818 kg-m |
| Factored Nominal Shear Strength ( $\phi Vn$ ) | 43,157 kg   |

Support:  $d = 300 \text{ mm}$   
 $V_u = 6,600 \text{ kg}$

| Calculation                                   |             |
|-----------------------------------------------|-------------|
| Capacity                                      | Full Report |
| Plastic Bending Moment                        | 32,360 kg-m |
| Lateral Torsional Buckling Moment             | 36,632 kg-m |
| Flange Local Buckling Moment                  | 32,022 kg-m |
| Factored Nominal Moment ( $\phi Mn$ )         | 28,820 kg-m |
| Factored Nominal Shear Strength ( $\phi Vn$ ) | 35,964 kg   |

# Beam Optimization

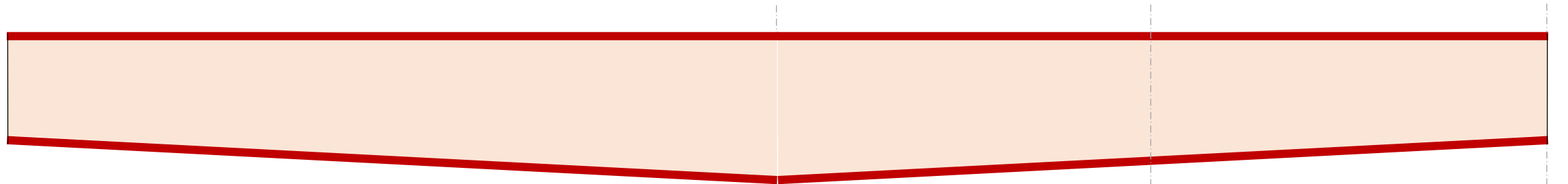
#WeLoveSteelConstruction



Midspan:  $d = 420 \text{ mm}$   
 $M_u = 39,600 \text{ kg-m}$

Quarter:  $d = 360 \text{ mm}$   
 $M_u = 19,800 \text{ kg-m}$

Support:  $d = 300 \text{ mm}$   
 $V_u = 6,600 \text{ kg}$



Midspan

Quarter pt.

Support

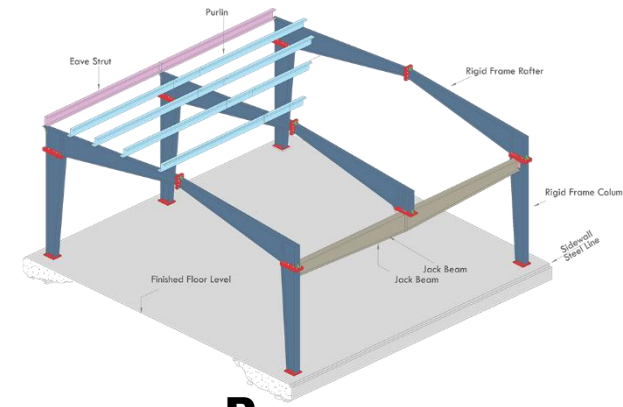
Factored Nominal Moment ( $\phi M_n$ )  
**43,095**  
kg-m

Factored Nominal Moment ( $\phi M_n$ )  
**35,818**  
kg-m

Factored Nominal Shear Strength ( $\phi V_n$ )  
**35,964**  
kg

# Built-up Beam Design Example

#WeLoveSteelConstruction

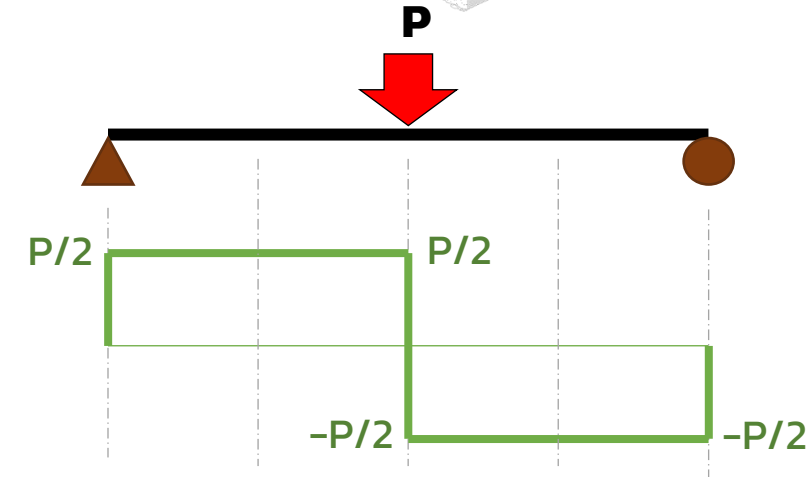


**ตัวอย่าง** จงออกแบบรอยเชื่อมแบบ fillet weld 2 ด้าน ระหว่าง flange และ web ของ Built-up beam ขนาด H 420x220x12x6 ( $I_x = 25,085 \text{ cm}^4$ ) ที่ใช้เหล็กเกรด  $F_y$  370 MPa (HY370) ยาว 12 เมตร ที่เป็น transferred girder รับ Concentrated DL 3 ตัน และ LL 6 ตัน จาก Rafter สมมติปลายทั้ง 2 ด้านของคานเป็น pin และ จุดต่อ Rafter กับ Beam เป็น lateral brace point

- **Step 1:** คำนวณแรงเฉือนที่ต้องการ
- **Step 2:** คำนวณ shear flow ที่ต้องการ ณ ตำแหน่งรอยเชื่อม
- **Step 3:** กำหนดขนาดรอยเชื่อมและคำนวณกำลังรับแรงที่มี
- **Step 4:** ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนที่มี เทียบกับกำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการ

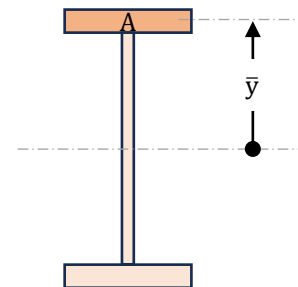
**Step 1:** คำนวณแรงเฉือนที่ต้องการ

| ASD                                           | LRFD                                                           |
|-----------------------------------------------|----------------------------------------------------------------|
| $P_a = DL+LL$<br>$= 3+6$<br>$= 9 \text{ T}$   | $P_u = 1.2D + 1.6L$<br>$= 1.2(3)+1.6(6)$<br>$= 13.2 \text{ T}$ |
| $V_a = P_a/2$<br>$= 9/2$<br>$= 4.5 \text{ T}$ | $V_u = P_u/2$<br>$= 13.2/2$<br>$= 6.6 \text{ T}$               |



**Step 2:** คำนวณ shear flow ที่ต้องการ ณ ตำแหน่งรอยเชื่อม

$$v = \frac{VQ_x}{I_x}$$

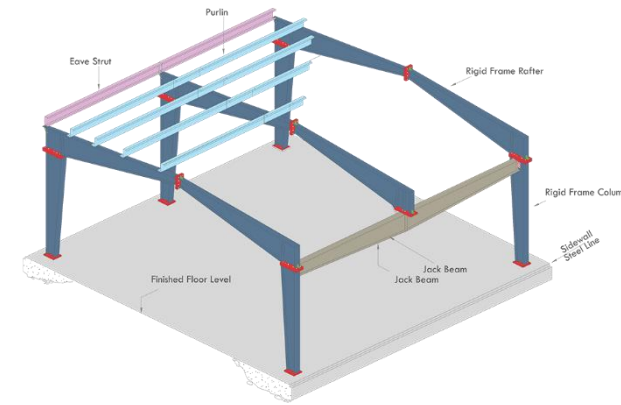


$$Q_x = [(22 * 1.2) * (42 - 1.2)/2] = 538.6 \text{ cm}^3$$

| ASD                                             | LRFD                                           |
|-------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| $v_a = V_a Q_x / I_x$<br>$= 96.6 \text{ kg/cm}$ | $v_u = V_u Q_x / I_x$<br>$= 142 \text{ kg/cm}$ |

# Built-up Beam Design Example

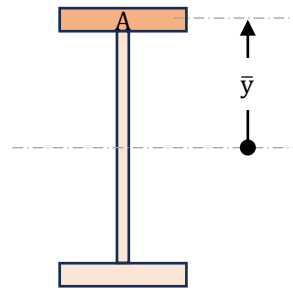
#WeLoveSteelConstruction



**ตัวอย่าง** จงออกแบบรอยเชื่อมแบบ fillet weld 2 ด้าน ระหว่าง flange และ web ของ Built-up beam ขนาด H 420x220x12x6 ( $I_x = 25,085 \text{ cm}^4$ ) ที่ใช้เหล็กเกรด  $F_y$  370 MPa (HY370) ยาว 12 เมตร ที่เป็น transferred girder รับ Concentrated DL 3 ตัน และ LL 6 ตัน จาก Rafter สมมติปลายทั้ง 2 ด้านของคานเป็น pin และ จุดต่อ Rafter กับ Beam เป็น lateral brace point

- **Step 1:** คำนวณแรงเฉือนที่ต้องการ
- **Step 2:** คำนวณ shear flow ที่ต้องการ ณ ตำแหน่งรอยเชื่อม
- **Step 3:** กำหนดขนาดรอยเชื่อมและคำนวณกำลังรับแรงที่มี
- **Step 4:** ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนที่มี เทียบกับกำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการ

## Step 3: กำหนดขนาดรอยเชื่อมและคำนวณกำลังรับแรงที่มี

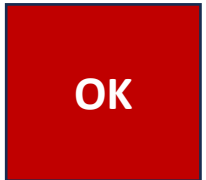


กำหนดรอยเชื่อม fillet weld เชื่อมต่อเนื่อง 2 ด้าน leg size 4 mm ใช้ลวดเชื่อมเกรด  $F_{E70xx}$  ( $F_u = 4,900 \text{ ksc}$ )

| ASD                                                            | LRFD                                                                |
|----------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| $v_n/\Omega = 0.6F_u/2*(2*0.4/\sqrt{2})$ $= 832 \text{ kg/cm}$ | $\gamma v_n = 0.75*0.6F_u*(2*0.4/\sqrt{2})$ $= 1,247 \text{ kg/cm}$ |

## Step 4: ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนที่มี เทียบกับกำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการ

| ASD                                                         | LRFD                                                         |
|-------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|
| $v_a = 96.6 \text{ kg/cm}$ $v_n/\Omega = 832 \text{ kg/cm}$ | $v_u = 142 \text{ kg/cm}$ $\gamma v_n = 1,247 \text{ kg/cm}$ |

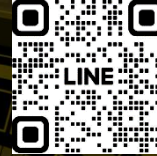


อาจกำหนดรอยเชื่อม fillet weld เชื่อม 100 mm @ 400 mm 2 ด้าน leg size 4 mm

# Be friend with us via ...



LINE ID **WeLoveSteelConstruction**: @O60tlizi



<https://www.facebook.com/WeLoveSteelConstruction>



<https://www.youtube.com/c/WeLoveSteelConstruction>



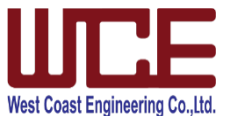
<https://construction-forum.ssi-steel.com/>



iOS: <https://apps.apple.com/th/app/ssi-steel-design/id1474838160>

Android:

<https://play.google.com/store/apps/details?id=com.ssibdt.ssiesteeldesign&hl=en&gl=US>



# Design for Stability per AISC New Approach

We  Steel Construction

5<sup>th</sup> Mini Course  
July 24, 2024



MINI COURSE

## DESIGN FOR STABILITY

ขอเลื่อนวัน

~~25~~ 24 JULY 2024

10:00 - 12:00 น

- Design Philosophy & Consideration of Utility Ratio
- Fundamental of Steel Structural Stability
- New Approach to Steel Design for Stability
- Stability Analysis Using Direct Analysis Method

กดเพื่อลงทะเบียน



Online Streaming with zoom webinar

+ 2 CPD



# Stability Design of Steel Buildings

#WeLoveSteelConstruction

CHAPTER C  
DESIGN FOR STABILITY

ANSI/AISC 360-16  
An American National Standard

---

## Specification for Structural Steel Buildings

---

### C1. General Stability Requirement

What are to be considered;

- (1) All kinds of deformation that may cause displacements of a structure
- (2) Second order effects:  $P\Delta$  &  $P\delta$
- (3) Stiffness reduction due to material inelasticity
- (4) Uncertainties

#### 1. Direct strength method (DM)

#### 2. Alternative methods

Effective length method (ELM) or First order analysis method (FOM)

### C2. Calculation of Required Strengths

Required strengths shall be determined from an elastic analysis conforming to C2.1 with initial imperfection in accordance with C2.2 and adjustment of stiffness in accordance with C2.3.

#### 1. General Analysis Requirements

Analysis shall include all kinds of deformation and 2<sup>nd</sup> order effect. For LRFD, 2<sup>nd</sup> order analysis shall consider LRFD load combination. For ASD, 1.6 shall multiply ASD load combination, and required strengths shall be obtained by the result divided by 1.6.

#### 2. Considerations of Initial System Imperfections

##### 2a. Direct Modeling of Imperfections

Include initial imperfections (displacement) directly in the analysis, which should be based on permissible construction tolerance in “Code of Standard Practice.”

##### 2b. Use of Notional Loads to Represent Imperfections

- (a) Notional loads to be applied as lateral loads at all level: Notional loads add no base shear but affect overturning.
- (b) Notional load shall be distributed in the same manner as gravity load in the direction of the greatest destabilizing event
- (c) The notional load coefficient of 0.002 is based on a nominal initial story out-of-plumbness ratio of 1/500
- (d) For a structure in which  $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} < 1.7$ , notional loads are allowed to apply only in gravity load combination

# Stability Design of Steel Buildings

#WeLoveSteelConstruction

## 1. General Analysis Requirements

**Deformations to be Considered in the Analysis.** It is required that the analysis consider flexural, shear and axial deformations, and all other component and connection deformations that contribute to the displacement of the structure. However, it is important to note that “consider” is not synonymous with “include,” and some deformations can be neglected after rational consideration of their likely effect. For example, the in-plane deformation of a concrete-on-steel deck floor diaphragm in an office building usually can be neglected, but that of a cold-formed steel roof deck in a large warehouse with widely spaced lateral force-resisting elements usually cannot.

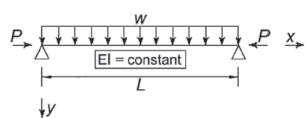


Major axis bending  
W14x48 (W360x72)  
E=29,000 ksi (200 GPa)

| Axial Force, $P$ (kips) | 0                | 150              | 300              | 450              |
|-------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| $M_{mid}$ (kip-in.)     | 235<br>[235]     | 270<br>[269]     | 316<br>[313]     | 380<br>[375]     |
| $\Delta_{mid}$ (in.)    | 0.202<br>[0.197] | 0.230<br>[0.224] | 0.269<br>[0.261] | 0.322<br>[0.311] |

| Axial Force, $P$ (kN) | 0              | 667            | 1334           | 2001           |
|-----------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| $M_{mid}$ (kN-m)      | 26.6<br>[26.6] | 30.5<br>[30.4] | 35.7<br>[35.4] | 43.0<br>[42.4] |
| $\Delta_{mid}$ (mm)   | 5.13<br>[5.02] | 5.86<br>[5.71] | 6.84<br>[6.63] | 8.21<br>[7.91] |

Analyses include axial, flexural and shear deformations.  
[Values in brackets] exclude shear deformations.



$$M_{max} \left( @ x = \frac{L}{2} \right) = \frac{wL^2}{8} \left[ \frac{2(\sec u - 1)}{u^2} \right], \quad \text{where } u = \sqrt{\frac{PL^2}{4EI}}, \quad M_o = \frac{wL^2}{8}$$

$$y_{max} \left( @ x = \frac{L}{2} \right) = \frac{5wL^4}{384EI} \left[ \frac{12(2\sec u - u^2 - 2)}{5u^4} \right], \quad \text{where } y_o = \frac{5wL^4}{384EI}$$

## C2. Calculation of Required Strengths

Required strengths shall be determined from an elastic analysis conforming to C2.1 with initial imperfection in accordance with C2.2 and adjustment of stiffness in accordance with C2.3.

### 1. General Analysis Requirements

Analysis shall include all kinds of deformation and 2<sup>nd</sup> order effect. For LRFD, 2<sup>nd</sup> order analysis shall consider LRFD load combination. For ASD, 1.6 shall multiply ASD load combination, and required strengths shall be obtained by the result divided by 1.6.

### 2. Considerations of Initial System Imperfections

#### 2a. Direct Modeling of Imperfections

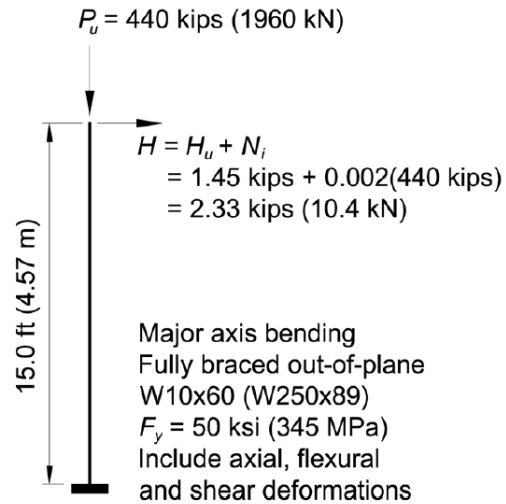
Include initial imperfections (displacement) directly in the analysis, which should be based on permissible construction tolerance in “Code of Standard Practice.”

#### 2b. Use of Notional Loads to Represent Imperfections

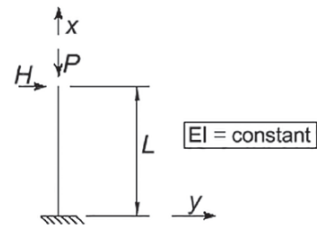
- Notional loads to be applied as lateral loads at all level: Notional loads add no base shear but affect overturning.
- Notional load shall be distributed in the same manner as gravity load in the direction of the greatest destabilizing event
- The notional load coefficient of 0.002 is based on a nominal initial story out-of-plumbness ratio of 1/500
- For a structure in which  $\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} < 1.7$ , notional loads are allowed to apply only in gravity load combination

# Stability Design of Steel Buildings

#WeLoveSteelConstruction



$P_u / P_y = 0.50, \tau = 1.0$   
 $E = 0.80\tau(29,000 \text{ ksi}) = 23,200 \text{ ksi (160 GPa)}$   
 $G = E / 2(1 + \nu) = 8,920 \text{ ksi (61.5 GPa)}$   
Computational  $P-\Delta$  and  $P-\delta$  analysis:  
 $\Delta_{2nd} = 2.22 \text{ in. (56.5 mm)}$   
 $M_u = 1,394 \text{ kip-in. (158 kN-m)}$   
 $P_u / \phi_c P_n + (8/9)(M_u / \phi_b M_n) = 1.00$   
Single-element  $P-\Delta$  analysis:  
 $\Delta_{1st} = 0.580 \text{ in. (15 mm)}$   
 $M_{1st} = HL = 419 \text{ kip-in. (48 kN-m)}$   
 $\frac{1}{1 - [P_u / (HL / \Delta_{1st})]} = 2.55$   
 $M_u^{P-\Delta} = 2.55 M_{1st} = 1,070 \text{ kip-in. (121 kN-m)}$   
 $P_u / \phi_c P_n + (8/9)(M_u^{P-\Delta} / \phi_b M_n) = 0.910$



$M_{max} (@ x = 0) = HL \left( \frac{\tan \alpha}{\alpha} \right), \text{ where } \alpha = \sqrt{\frac{PL^2}{EI}}, M_o = HL$   
 $y_{max} (@ x = L) = \frac{HL^3}{3EI} \left( \frac{3(\tan \alpha - \alpha)}{\alpha^3} \right), \text{ where } y_o = \frac{HL^3}{3EI}$

## C2. Calculation of Required Strengths

Required strengths shall be determined from an elastic analysis conforming to C2.1 with initial imperfection in accordance with C2.2 and adjustment of stiffness in accordance with C2.3.

### 1. General Analysis Requirements

Analysis shall include all kinds of deformation and 2<sup>nd</sup> order effect. For LRFD, 2<sup>nd</sup> order analysis shall consider LRFD load combination. For ASD, 1.6 shall multiply ASD load combination, and required strengths shall be obtained by the result divided by 1.6.

### 2. Considerations of Initial System Imperfections

#### 2a. Direct Modeling of Imperfections

Include initial imperfections (displacement) directly in the analysis, which should be based on permissible construction tolerance in “Code of Standard Practice.”

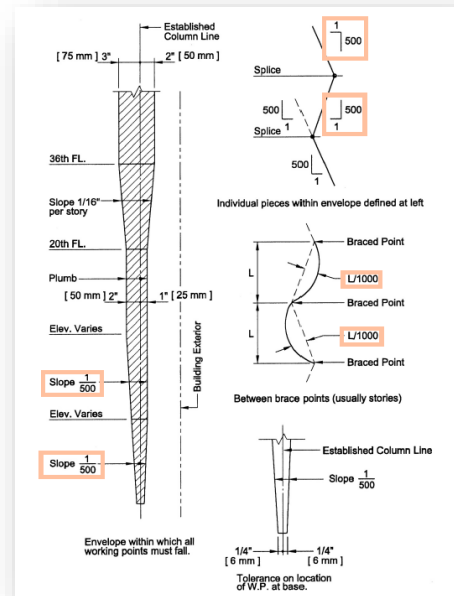
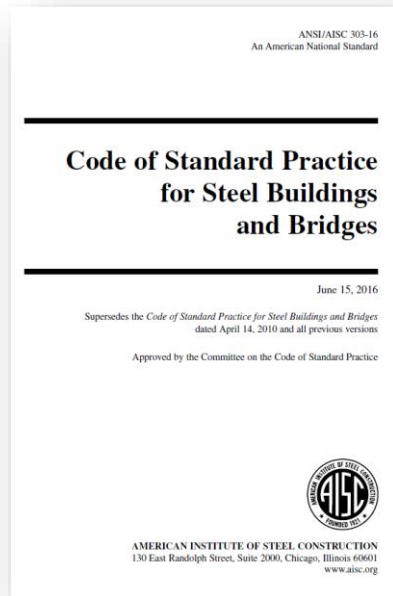
#### 2b. Use of Notional Loads to Represent Imperfections

- Notional loads to be applied as lateral loads at all level: Notional loads add no base shear but affect overturning.
- Notional load shall be distributed in the same manner as gravity load in the direction of the greatest destabilizing event
- The notional load coefficient of 0.002 is based on a nominal initial story out-of-plumbness ratio of 1/500
- For a structure in which  $\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} < 1.7$ , notional loads are allowed to apply only in gravity load combination

# Stability Design of Steel Buildings

#WeLoveSteelConstruction

In the development and calibration of the direct analysis method, initial geometric imperfections are conservatively assumed equal to the maximum material, fabrication and erection tolerances permitted in the AISC Code of Standard Practice (AISC, 2016a): a member out-of-straightness equal to  $L/1,000$ , where  $L$  is the member length between brace or framing points, and a frame out-of-plumbness equal to  $H/500$ , where  $H$  is the story height. The permitted out-of-plumbness may be smaller in some cases, as specified in the *AISC Code of Standard Practice*.



## C2. Calculation of Required Strengths

Required strengths shall be determined from an elastic analysis conforming to C2.1 with initial imperfection in accordance with C2.2 and adjustment of stiffness in accordance with C2.3.

### 1. General Analysis Requirements

Analysis shall include all kinds of deformation and 2<sup>nd</sup> order effect. For LRFD, 2<sup>nd</sup> order analysis shall consider LRFD load combination. For ASD, 1.6 shall multiply ASD load combination, and required strengths shall be obtained by the result divided by 1.6.

### 2. Considerations of Initial System Imperfections

#### 2a. Direct Modeling of Imperfections

Include initial imperfections (displacement) directly in the analysis, which should be based on permissible construction tolerance in "Code of Standard Practice."

#### 2b. Use of Notional Loads to Represent Imperfections

- Notional loads to be applied as lateral loads at all level: Notional loads add no base shear but affect overturning.
- Notional load shall be distributed in the same manner as gravity load in the direction of the greatest destabilizing event
- The notional load coefficient of 0.002 is based on a nominal initial story out-of-plumbness ratio of 1/500
- For a structure in which  $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} < 1.7$ , notional loads are allowed to apply only in gravity load combination

# Stability Design of Steel Buildings

#WeLoveSteelConstruction

## C2. Calculation of Required Strengths (Continue)

### 3. Adjustments to Stiffness

These factors shall be applied to reduce member stiffness to obtain required strength of members

- (a) Factor 0.8 to be applied to all stiffness that may contribute to the stability of structures
- (b) Additional factor  $\tau_b$  to be applied to flexural stiffness (EI) that may contribute to the stability of structures
- (c) In the structure per C2.2b,  $\tau_b = 1.0$  can be used with notional load coefficient of 0.001 in the direction per C2.2b(b) in all load combinations
- (d) If other materials are used other than steel, relevant design codes shall be applied.

## C3. Calculation of Available Strengths

Available strengths shall be determined per Chapter D to K.

### 2b. Notional load ~Imperfection

$$N_i = 0.002\alpha Y_i$$

$$\alpha = 1.0 \text{ (LRFD)}, 1.6 \text{ (ASD)}$$

## C2. Calculation of Required Strengths

Required strengths shall be determined from an elastic analysis conforming to C2.1 with initial imperfection in accordance with C2.2 and adjustment of stiffness in accordance with C2.3.

### 1. General Analysis Requirements

Analysis shall include all kinds of deformation and 2<sup>nd</sup> order effect. For LRFD, 2<sup>nd</sup> order analysis shall consider LRFD load combination. For ASD, 1.6 shall multiply ASD load combination, and required strengths shall be obtained by the result divided by 1.6.

### 2. Considerations of Initial System Imperfections

#### 2a. Direct Modeling of Imperfections

Include initial imperfections (displacement) directly in the analysis, which should be based on permissible construction tolerance in “Code of Standard Practice.”

#### 2b. Use of Notional Loads to Represent Imperfections

- (a) Notional loads to be applied as lateral loads at all level: Notional loads add no base shear but affect overturning.
- (b) Notional load shall be distributed in the same manner as gravity load in the direction of the greatest destabilizing event
- (c) The notional load coefficient of 0.002 is based on a nominal initial story out-of-plumbness ratio of 1/500
- (d) For a structure in which  $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} < 1.7$ , notional loads are allowed to apply only in gravity load combination

# Stability Design of Steel Buildings

#WeLoveSteelConstruction

| Basic Requirement In Section C1                                                                                                                                                                                          |                                                                | Provision In Direct Analysis Method (DM)                                            | Provision In Effective Length Method (ELM)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| (1) Consider all deformations                                                                                                                                                                                            |                                                                | C2.1(a). Consider all deformations                                                  | Same as DM (by reference to C2.1)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |
| (2) Consider second-order effects (both $P-\Delta$ and $P-\delta$ )                                                                                                                                                      |                                                                | C2.1(b). Consider second-order effects ( $P-\Delta$ and $P-\delta$ ) <sup>[a]</sup> | Same as DM (by reference to C2.1)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |
| (3) Consider geometric imperfections<br><i>This includes joint-position imperfections<sup>[a]</sup> (which affect structure response) and member imperfections (which affect structure response and member strength)</i> | Effect of system imperfections on structure response           | C2.2a. Direct modeling or C2.2b. Notional loads                                     | Same as DM, second option only (by reference to C2.2b)<br><br>All these effects are considered by using $L_c = KL$ from a side-sway buckling analysis in the member strength check. Note that the differences between DM and ELM are:<br><ul style="list-style-type: none"> <li>DM uses reduced stiffness in the analysis and <math>L_c = L</math> in the member strength check</li> <li>ELM uses full stiffness in the analysis and <math>L_c = KL</math> from sidesway buckling analysis in the member strength check</li> </ul> |
|                                                                                                                                                                                                                          | Effect of member imperfections on structure response           | Included in the stiffness reduction specified in C2.3                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
|                                                                                                                                                                                                                          | Effect of member imperfections on member strength              | Included in member strength formulas, with $L_c = L$                                |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| (4) Consider stiffness reduction due to inelasticity<br><i>This affects structure response and member strength</i>                                                                                                       | Effect of stiffness reduction on structure response            | Included in the stiffness reduction specified in C2.3                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
|                                                                                                                                                                                                                          | Effect of stiffness reduction on member strength               | Included in member strength formulas, with $L_c = L$                                |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| (5) Consider uncertainty in strength and stiffness<br><i>This affects structure response and member strength</i>                                                                                                         | Effect of stiffness/strength uncertainty on structure response | Included in the stiffness reduction specified in C2.3                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
|                                                                                                                                                                                                                          | Effect of stiffness/strength uncertainty on member strength    | Included in member strength formulas, with $L_c = L$                                |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |

## C2. Calculation of Required Strengths

Required strengths shall be determined from an elastic analysis conforming to C2.1 with initial imperfection in accordance with C2.2 and adjustment of stiffness in accordance with C2.3.

### 1. General Analysis Requirements

Analysis shall include all kinds of deformation and 2<sup>nd</sup> order effect. For LRFD, 2<sup>nd</sup> order analysis shall consider LRFD load combination. For ASD, 1.6 shall multiply ASD load combination, and required strengths shall be obtained by the result divided by 1.6.

### 2. Considerations of Initial System Imperfections

#### 2a. Direct Modeling of Imperfections

Include initial imperfections (displacement) directly in the analysis, which should be based on permissible construction tolerance in “Code of Standard Practice.”

#### 2b. Use of Notional Loads to Represent Imperfections

- Notional loads to be applied as lateral loads at all level: Notional loads add no base shear but affect overturning.
- Notional load shall be distributed in the same manner as gravity load in the direction of the greatest destabilizing event
- The notional load coefficient of 0.002 is based on a nominal initial story out-of-plumbness ratio of 1/500
- For a structure in which  $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} < 1.7$ , notional loads are allowed to apply only in gravity load combination

# Stability Design of Steel Buildings

#WeLoveSteelConstruction

## C2. Calculation of Required Strengths (Continue)

### 3. Adjustments to Stiffness

These factors shall be applied to reduce member stiffness to obtain required strength of members

- Factor 0.8 to be applied to all stiffness that may contribute to the stability of structures
- Additional factor  $\tau_b$  to be applied to flexural stiffness ( $EI$ ) that may contribute to the stability of structures
- In the structure per C2.2b,  $\tau_b = 1.0$  can be used with notional load coefficient of 0.001 in the direction per C2.2b(b) in all load combinations
- If other materials are used other than steel, relevant design codes shall be applied.

## C3. Calculation of Available Strengths

Available strengths shall be determined per Chapter D to K.

0.8 ~ out-of-straightness of long column (0.9\*0.877)  
 $\tau_b$  ~ inelasticity due to partial yielding

### 3. Adjustments to Stiffness

Partial yielding accentuated by residual stresses in members can produce a general softening of the structure at the strength limit state that further creates additional destabilizing effects. The direct analysis method is also calibrated against inelastic distributed-plasticity analyses that account for the spread of plasticity through the member cross section and along the member length. In these calibration studies, residual stresses in wide-flange shapes were assumed to have a maximum value of  $0.3F_y$  in compression at the flange tips, and a distribution matching the so-called Lehigh pattern—a linear variation across the flanges and uniform tension in the web (Ziemian, 2010).

Reduced stiffness ( $EI^* = 0.8\tau_b EI$  and  $EA^* = 0.8\tau_b EA$ ) is used in the direct analysis method for two reasons. First, for frames with slender members, where the limit state is governed by elastic stability, the 0.8 factor on stiffness results in a system available strength equal to 0.8 times the elastic stability limit. This is roughly equivalent to the margin of safety implied in the design provisions for Long column: Elastic buckling slender columns by the effective length procedure where, from Equation E3-3,  $\phi P_n = 0.90(0.877P_e) = 0.79P_e$ . Second, for frames with Intermediate column: Inelastic buckling intermediate or stocky columns, the 0.8 factor reduces the stiffness to account for inelastic softening prior to the members reaching their design strength. The  $\tau_b$  factor is similar to the inelastic stiffness reduction factor implied in the column curve to account for loss of stiffness under high compression loads ( $\alpha P_c \geq 0.5P_{nc}$ ).

# Stability Design of Steel Buildings

#WeLoveSteelConstruction

## C2. Calculation of Required Strengths (Continue)

### 3. Adjustments to Stiffness

These factors shall be applied to reduce member stiffness to obtain required strength of members

- Factor 0.8 to be applied to all stiffness that may contribute to the stability of structures
- Additional factor  $\tau_b$  to be applied to flexural stiffness (EI) that may contribute to the stability of structures
- In the structure per C2.2b,  $\tau_b = 1.0$  can be used with notional load coefficient of 0.001 in the direction per C2.2b(b) in all load combinations
- If other materials are used other than steel, relevant design codes shall be applied.

## C3. Calculation of Available Strengths

Available strengths shall be determined per Chapter D to K.

วิธีการคำนวณ โดยใช้ค่า K (หรือ ELM = Effective Length Method) มีหลายหัวข้อที่พิจารณา เหมือนกับวิธีที่สมมติ K = 1 (หรือ DM = Direct analysis Method) ยกเว้น เรื่อง

(a) imperfection (b) stiffness reduction และ (c) uncertainty

TABLE C-C1.1  
Comparison of Basic Stability Requirements with Specific Provisions

| Basic Requirement In Section C1                                                                                                                                                                                       |                                                                | Provision In Direct Analysis Method (DM)                                            | Provision In Effective Length Method (ELM)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| (1) Consider all deformations                                                                                                                                                                                         |                                                                | C2.1(a). Consider all deformations                                                  | Same as DM (by reference to C2.1)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
| (2) Consider second-order effects (both $P-\Delta$ and $P-\delta$ )                                                                                                                                                   |                                                                | C2.1(b). Consider second-order effects ( $P-\Delta$ and $P-\delta$ ) <sup>[a]</sup> | Same as DM (by reference to C2.1)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
| (3) Consider geometric imperfections <i>This includes joint-position imperfections<sup>[a]</sup> (which affect structure response) and member imperfections (which affect structure response and member strength)</i> | Effect of system imperfections on structure response           | C2.2a. Direct modeling or C2.2b. Notional loads                                     | Same as DM, second option only (by reference to C2.2b)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
|                                                                                                                                                                                                                       | Effect of member imperfections on structure response           | Included in the stiffness reduction specified in C2.3                               | All these effects are considered by using $L_c = KL$ from a side-sway buckling analysis in the member strength check. Note that the differences between DM and ELM are:<br>• DM uses reduced stiffness in the analysis and $L_c = L$ in the member strength check<br>• ELM uses full stiffness in the analysis and $L_c = KL$ from side-sway buckling analysis in the member strength check |
|                                                                                                                                                                                                                       | Effect of member imperfections on member strength              | Included in member strength formulas, with $L_c = L$                                |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
| (4) Consider stiffness reduction due to inelasticity <i>This affects structure response and member strength</i>                                                                                                       | Effect of stiffness reduction on structure response            | Included in the stiffness reduction specified in C2.3                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
|                                                                                                                                                                                                                       | Effect of stiffness reduction on member strength               | Included in member strength formulas, with $L_c = L$                                |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
| (5) Consider uncertainty in strength and stiffness <i>This affects structure response and member strength</i>                                                                                                         | Effect of stiffness/strength uncertainty on structure response | Included in the stiffness reduction specified in C2.3                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
|                                                                                                                                                                                                                       | Effect of stiffness/strength uncertainty on member strength    | Included in member strength formulas, with $L_c = L$                                |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |

# Stability Design of Steel Buildings

#WeLoveSteelConstruction

## ➔ AISC 360: Commentary C2

The **direct analysis method (DM)** allows a more accurate determination of the load effects in the structure through the inclusion of the effects of **geometric imperfections** and **stiffness reductions** directly within the structural analysis.

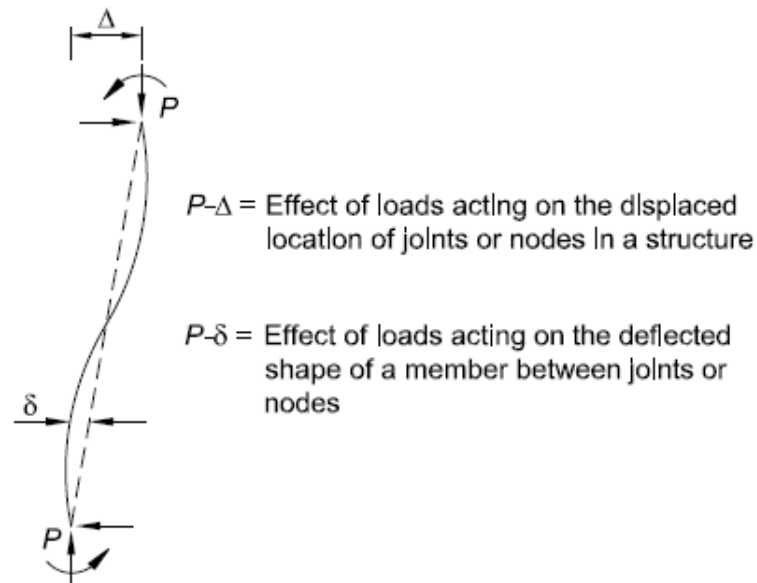


Fig. C-C2.1.  $P-\Delta$  and  $P-\delta$  effects in beam-columns.

| Basic Requirement In Section C1                                                                                                                                                                                          | Provision In Direct Analysis Method (DM)                                            | Provision In Effective Length Method (ELM)            |                                                                                                                                                                                                                                                                                           |                                                                                                                                                                        |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| (1) Consider all deformations                                                                                                                                                                                            | C2.1(a). Consider all deformations                                                  | Same as DM (by reference to C2.1)                     |                                                                                                                                                                                                                                                                                           |                                                                                                                                                                        |
| (2) Consider second-order effects (both $P-\Delta$ and $P-\delta$ )                                                                                                                                                      | C2.1(b). Consider second-order effects ( $P-\Delta$ and $P-\delta$ ) <sup>[b]</sup> | Same as DM (by reference to C2.1)                     |                                                                                                                                                                                                                                                                                           |                                                                                                                                                                        |
| (3) Consider geometric imperfections<br><i>This includes joint-position imperfections<sup>[a]</sup> (which affect structure response) and member imperfections (which affect structure response and member strength)</i> | Effect of system imperfections on structure response                                | C2.2a. Direct modeling or C2.2b. Notional loads       | Same as DM, second option only (by reference to C2.2b)                                                                                                                                                                                                                                    |                                                                                                                                                                        |
|                                                                                                                                                                                                                          | Effect of member imperfections on structure response                                | Included in the stiffness reduction specified in C2.3 |                                                                                                                                                                                                                                                                                           | All these effects are considered by using $L_c = KL$ from a sidesway buckling analysis in the member strength check. Note that the differences between DM and ELM are: |
|                                                                                                                                                                                                                          | Effect of member imperfections on member strength                                   | Included in member strength formulas, with $L_c = L$  |                                                                                                                                                                                                                                                                                           |                                                                                                                                                                        |
| (4) Consider stiffness reduction due to inelasticity<br><i>This affects structure response and member strength</i>                                                                                                       | Effect of stiffness reduction on structure response                                 | Included in the stiffness reduction specified in C2.3 | <ul style="list-style-type: none"> <li>DM uses reduced stiffness in the analysis and <math>L_c = L</math> in the member strength check</li> <li>ELM uses full stiffness in the analysis and <math>L_c = KL</math> from sidesway buckling analysis in the member strength check</li> </ul> |                                                                                                                                                                        |
|                                                                                                                                                                                                                          | Effect of stiffness reduction on member strength                                    | Included in member strength formulas, with $L_c = L$  |                                                                                                                                                                                                                                                                                           |                                                                                                                                                                        |
| (5) Consider uncertainty in strength and stiffness<br><i>This affects structure response and member strength</i>                                                                                                         | Effect of stiffness/strength uncertainty on structure response                      | Included in the stiffness reduction specified in C2.3 |                                                                                                                                                                                                                                                                                           |                                                                                                                                                                        |
|                                                                                                                                                                                                                          | Effect of stiffness/strength uncertainty on member strength                         | Included in member strength formulas, with $L_c = L$  |                                                                                                                                                                                                                                                                                           |                                                                                                                                                                        |

# Stability Design of Steel Buildings

#WeLoveSteelConstruction



## 28 Steel Design Guide

### Stability Design of Steel Buildings



Table 1-1. Summary of Main Provisions for Stability Analysis and Design

|                                             | Direct Analysis Method (DM)                                                                                                                                                                   | Effective Length Method (ELM) (See Note 5)                                                                                                                                     | First-Order Analysis Method (FOM)                                                     |
|---------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| AISC Specification Reference                | Appendix 7                                                                                                                                                                                    | Section C2.2a                                                                                                                                                                  | Section C2.2b                                                                         |
| Limitations on the Use of the Method        | None                                                                                                                                                                                          | $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st}$ or $B_2 \leq 1.5$                                                                                                                                  | $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st}$ or $B_2 \leq 1.5$ , $\alpha P_r/P_y \leq 0.5$             |
| Analysis Type                               | Second-order elastic (See Note 1)                                                                                                                                                             | Second-order elastic (See Note 1)                                                                                                                                              | First-order elastic                                                                   |
| Structure Geometry in the Analysis          | Nominal (See Note 2)                                                                                                                                                                          | Nominal                                                                                                                                                                        | Nominal                                                                               |
| Notional Loads in the Analysis (See Note 3) | $0.002Y_t$<br>Minimum if $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \leq 1.5$<br>Additive if $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} > 1.5$ (See Note 2)                                                                   | $0.002Y_t$ Minimum (See Note 2)                                                                                                                                                | $2.1(\Delta/L)Y_t \geq 0.0042Y_t/\alpha$<br>Additive (See Note 6)                     |
| Member Stiffnesses in the Analysis          | Use $EA^* = 0.8EA$<br>Use $EI^* = 0.8\tau_b EI$<br>$\tau_b = 1.0$ for $\alpha P_r/P_y \leq 0.5$<br>$\tau_b = 4[(\alpha P_r/P_y)(1 - \alpha P_r/P_y)]$ for $\alpha P_r/P_y > 0.5$ (See Note 4) | Use nominal $EA$ and $EI$                                                                                                                                                      | Use nominal $EA$ and $EI$                                                             |
| Design of Individual Members                | Use Chapters E, F, G, H and I, as applicable                                                                                                                                                  | Use Chapters E, F, G, H and I, as applicable                                                                                                                                   | Use Chapters E, F, G, H and I, as applicable                                          |
|                                             | Use $K = 1$ for calculating member strengths                                                                                                                                                  | Determine $K$ for calculating member strengths from sidesway buckling analysis (Can use $K = 1$ for braced frames; can use $K = 1$ when $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \leq 1.1$ ) | Use $K = 1$ for calculating member strengths                                          |
|                                             | No further member stability considerations                                                                                                                                                    | No further member stability considerations                                                                                                                                     | Apply amplification $B_1 = C_m/(1 - \alpha P_r/P_{e1}) \geq 1$ to beam-column moments |

# AISC Design Example C.1A

#WeLoveSteelConstruction

## EXAMPLE C.1A DESIGN OF A MOMENT FRAME BY THE DIRECT ANALYSIS METHOD

### Given:

Determine the required strengths and effective length factors for the columns in the moment frame shown in Figure C.1A-1 for the maximum gravity load combination, using LRFD and ASD. The uniform load,  $w_D$ , includes beam self-weight and an allowance for column self-weight. Use the direct analysis method. All members are ASTM A992 material.

Columns are unbraced between the footings and roof in the  $x$ - and  $y$ -axes and have pinned bases.

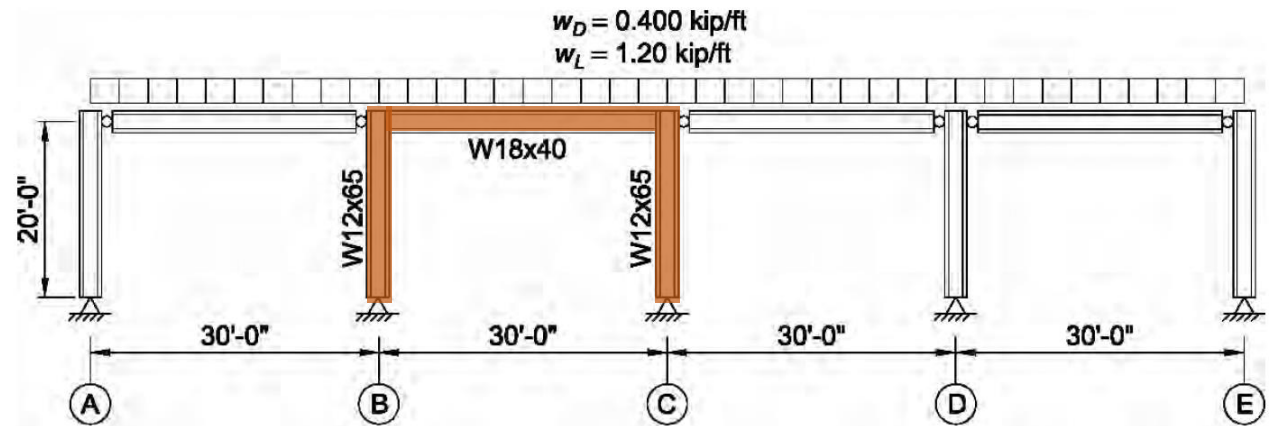


Fig. C.1A-1. Example C.1A moment frame elevation.

# Chapter C: Design for Stability

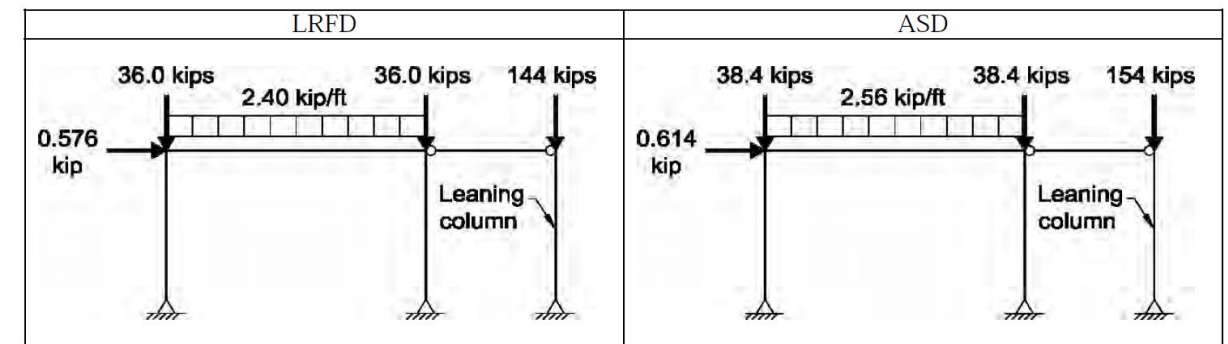
#WeLoveSteelConstruction

- Beam AB, CD, DE และ Column A, D, E เป็น pin ที่ปลาย จึงไม่มีผลต่อ lateral stability ของ frame อากาศ ไม่มี P-delta effect:  $L_c = L$
- Moment frame BC เป็นส่วนที่รับแรงทางข้าง จึงเป็นส่วนที่พิจารณาคำนวณตาม Chapter C
- แม้ว่า Column A, D, E จะไม่มีส่วนต่อ lateral stability แต่ยังคงเป็นส่วนที่ส่งผลทำให้ **Moment frame BC เกิด destabilization** ทั้งจากผลของ member imperfection (เสาไม่ตั้ง 100%) หรือจาก sway mode เมื่อเกิดแรงทางข้าง เช่น แรงลม หรือ แรงแผ่นดินไหว
- ในทางการพิจารณา สมมติ "leaning column" ที่มีแรง vertical load ที่ Column A, D, E ที่เกิดจาก uniform load ควบคุมไปกับ notional load หรือ แรงกระทำทางข้างเสมือน

The load in this column accounts for all gravity loading that is stabilized by the moment frame, but is not directly applied to it.

| LRFD                                                             | ASD                                                              |
|------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|
| $P'_{iL} = (60.0 \text{ ft})(2.40 \text{ kip/ft})$<br>= 144 kips | $P'_{iL} = (60.0 \text{ ft})(2.56 \text{ kip/ft})$<br>= 154 kips |

| LRFD                                                                                        | ASD                                                                                         |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|
| $\alpha = 1.0$                                                                              | $\alpha = 1.6$                                                                              |
| $Y_i = (120 \text{ ft})(2.40 \text{ kip/ft})$<br>= 288 kips                                 | $Y_i = (120 \text{ ft})(1.60 \text{ kip/ft})$<br>= 192 kips                                 |
| $N_i = 0.002\alpha Y_i$ (Spec. Eq. C2-1)<br>= $0.002(1.0)(288 \text{ kips})$<br>= 0.576 kip | $N_i = 0.002\alpha Y_i$ (Spec. Eq. C2-1)<br>= $0.002(1.6)(192 \text{ kips})$<br>= 0.614 kip |

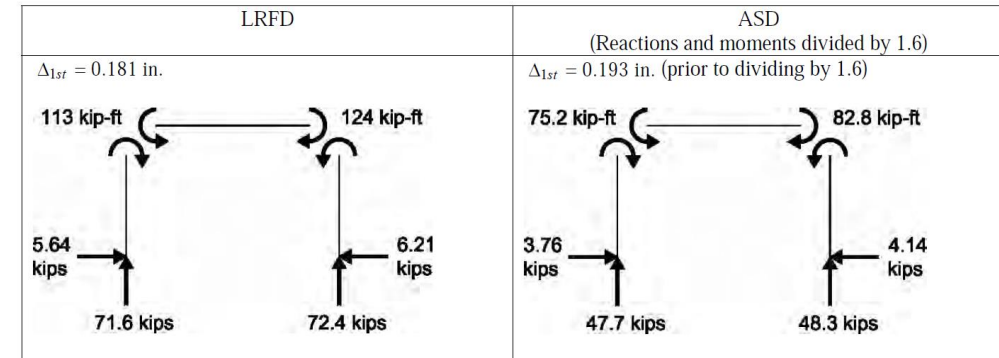


# Chapter C: Design for Stability

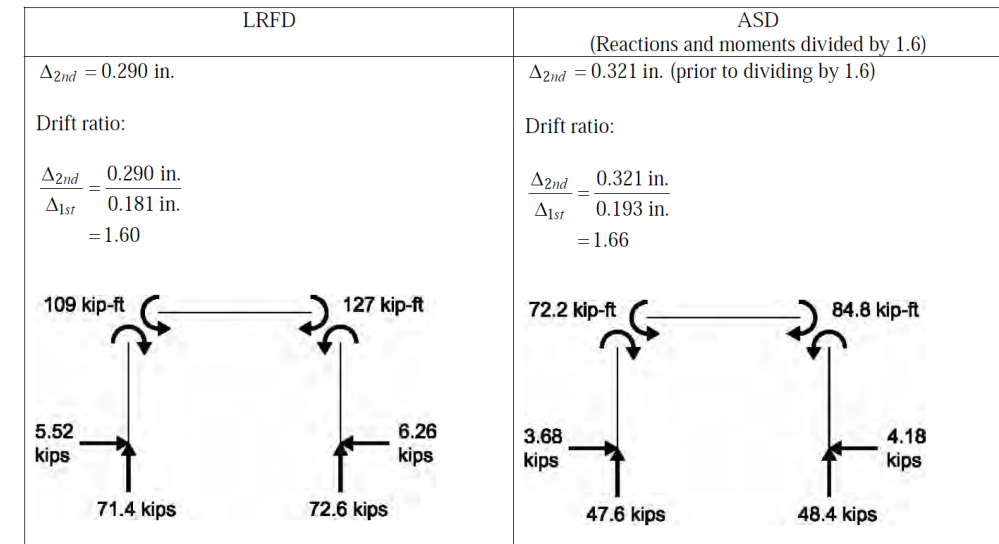
#WeLoveSteelConstruction

- อ้างอิงเงื่อนไขในการพิจารณา stability ตาม AISC Section C2.1 หากว่า **lateral system รับ gravity load มากกว่า 1 ใน 3 ของโครงสร้างทั้งหมด** (รับ uniform load เป็นระยะทาง 60 ft. ในขณะที่ gravity column รับ uniform load เป็นระยะทาง 60 ft. เช่นเดียวกัน) **จะต้องพิจารณา P- $\Delta$  และ P- $\delta$  effect**
- จาก load diagram สามารถหา reaction และ internal moment ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างตามปกติ เรียกว่า **First-order analysis** ได้ระยะการเสียนรูปทางข้าง **first order displacement ( $\Delta_{1st}$ )**
- จาก **first order displacement ( $\Delta_{1st}$ )** ที่เป็นผลจาก notional load สามารถคำนวณหา displacement ที่เพิ่มขึ้น ที่เป็นผลจากแรง P ที่กระทำกับ moment frame และแรง P ที่กระทำกับ leaning column รวมถึงผลจาก first order displacement ( $\Delta_{1st}$ ) ได้ **second order displacement ( $\Delta_{2nd}$ )**

First-order results



Second-order results



# Chapter C: Design for Stability

#WeLoveSteelConstruction

- ทั้งนี้ เมื่อได้ผลการวิเคราะห์ 1<sup>st</sup> และ 2<sup>nd</sup> order analysis มาแล้ว จะต้องดำเนินการตรวจสอบเงื่อนไขว่า เกิด **stiffness reduction** หรือไม่ เพราะหากเกิด stiffness reduction จะทำให้  $\Delta_{2nd}$  เพิ่มขึ้น
- การตรวจสอบ ทำได้โดยการเช็คเงื่อนไขว่า “แรงอัดที่ต้องการให้ column ใน lateral system รับ มีค่าเกินกว่า 50% ของ compression yielding capacity ของ column นั้นๆ หรือไม่ (เนื่องจาก residual stress ของ column อยู่ที่ราว 50%  $F_y$ )
- พิจารณา drift ratio:  $\Delta_{2nd} / \Delta_{1st}$  ไม่เกิน 2.5 อ้างอิง AISC 360 Section C1

Check the assumption that  $\alpha P_r / P_{ns} \leq 0.5$  on the column on grid line C.

Because a W12×65 column contains no elements that are slender for uniform compression,

$$\begin{aligned} P_{ns} &= F_y A_g \\ &= (50 \text{ ksi})(19.1 \text{ in.}^2) \\ &= 955 \text{ kips} \end{aligned}$$

| LRFD                                                                          | ASD                                                                           |
|-------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------|
| $\frac{\alpha P_r}{P_{ns}} = \frac{1.0(72.6 \text{ kips})}{955 \text{ kips}}$ | $\frac{\alpha P_r}{P_{ns}} = \frac{1.6(48.4 \text{ kips})}{955 \text{ kips}}$ |
| $= 0.0760 \leq 0.5$ o.k.                                                      | $= 0.0811 \leq 0.5$ o.k.                                                      |

The stiffness assumption used in the analysis,  $\tau_b = 1.0$ , is verified.

Note that the drift ratio, 1.60 (LRFD) or 1.66 (ASD), does not exceed the recommended limit of 2.5 from AISC Specification Commentary Section C1.

Although the second-order sway multiplier (drift ratio) is fairly large at 1.60 (LRFD) or 1.66 (ASD), the change in bending moment is small because the only sway moments are those produced by the small notional loads. For load combinations with significant gravity and lateral loadings, the increase in bending moments is larger.



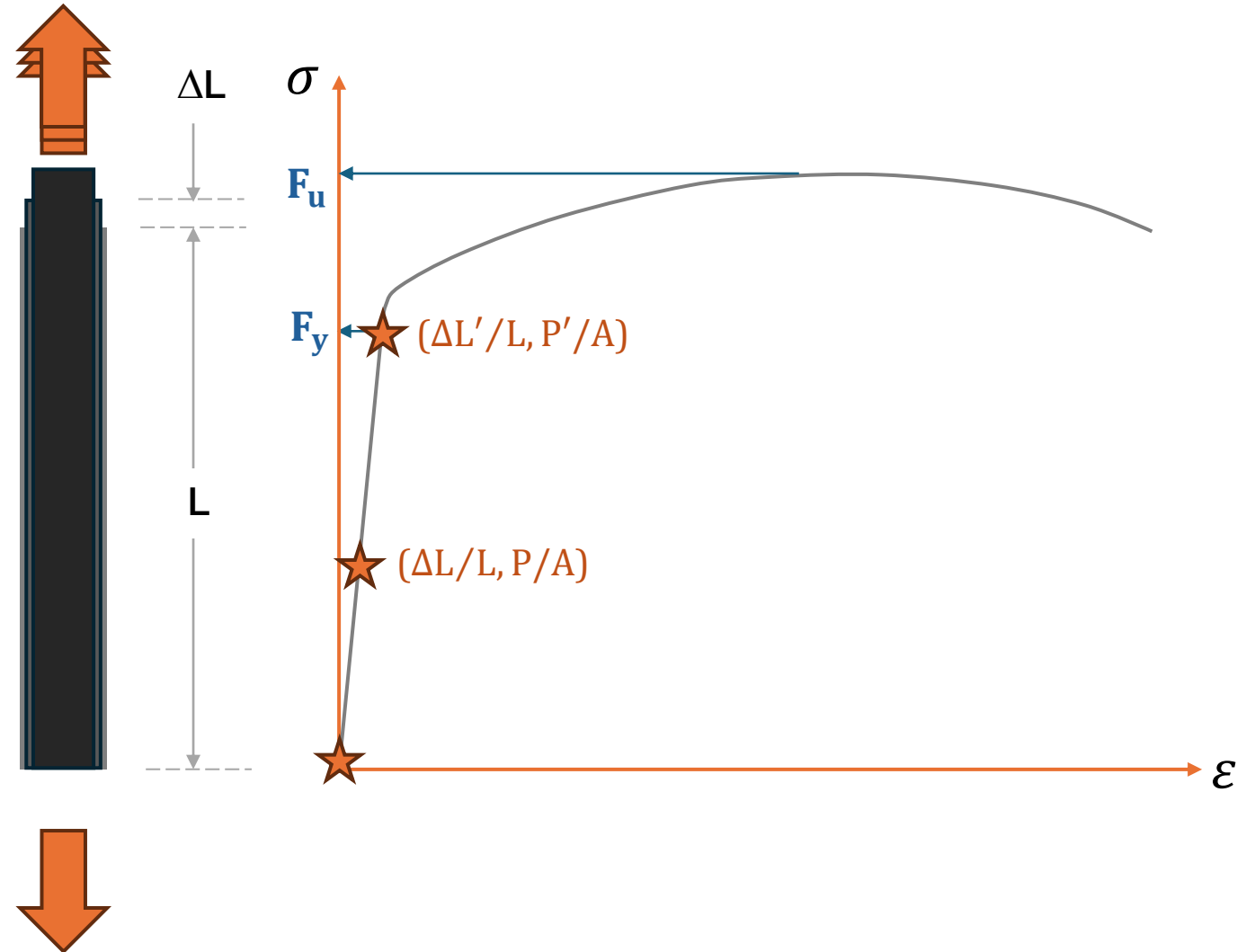
# Structural Steel Stability Fundamental

#WeLoveSteelConstruction

# Steel in Tension

#WeLoveSteelConstruction

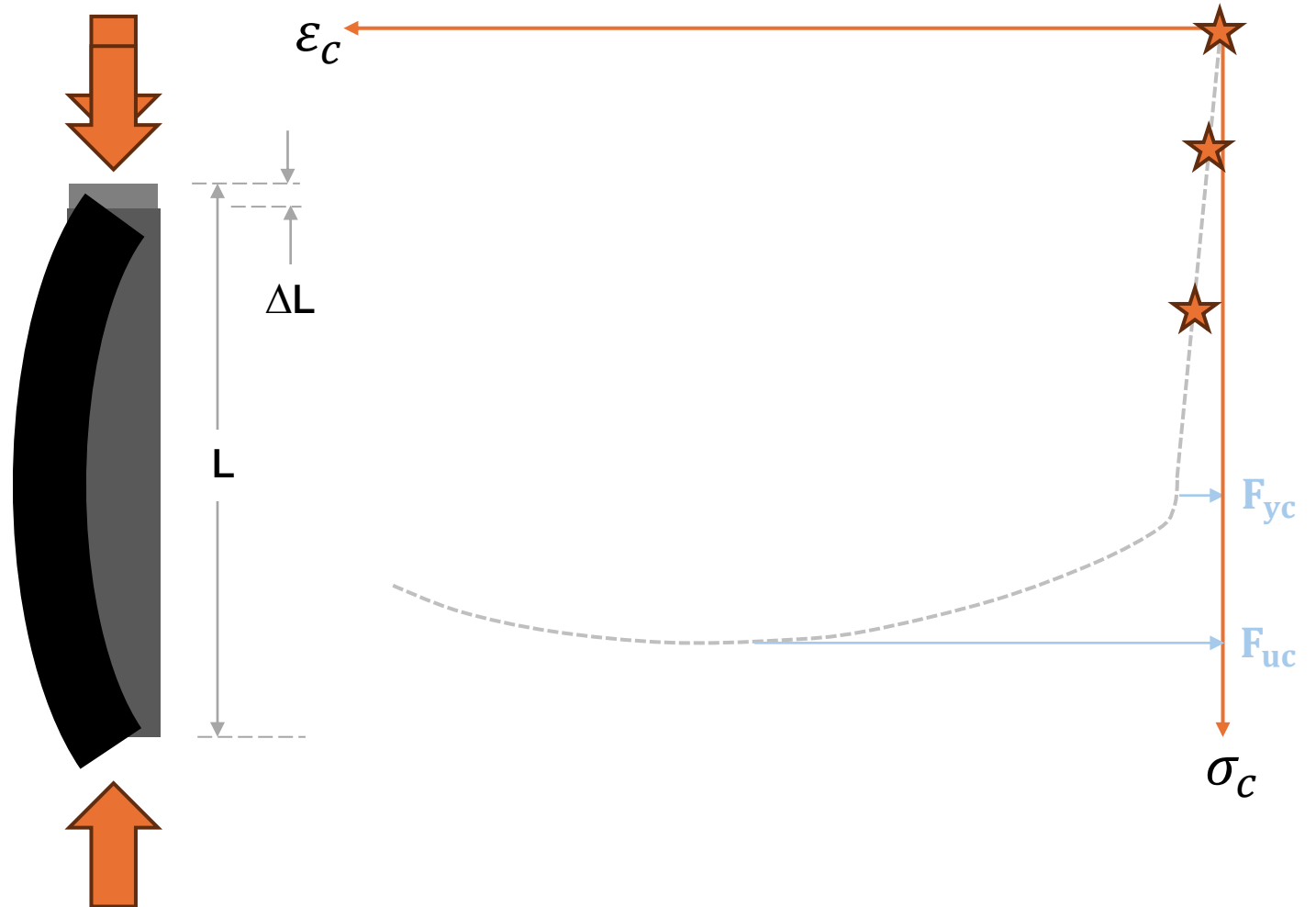
- Steel = Ductile material
- $E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{P/A}{\Delta L/L}$
- $F = kx$   
 $P = \left(\frac{EA}{L}\right)\Delta L$
- **Stiffness** of tension member =  $EA/L$
- **Strength** at Yield =  $F_y$
- **Strength** at Rupture =  $F_u$



# Steel in Compression

#WeLoveSteelConstruction

- Steel = Ductile material  
Tension ~ Compression
- Elastic shortening
- **Stiffness** of Compression =  $EA/L$
- **Strength** at Yield =  $F_y$
- **Strength** at Rupture =  $F_u$
- More elastic shortening
- Destabilization (buckle)  
Before compression yielding



# Bernoulli's Beam Theory

#WeLoveSteelConstruction

- Bernoulli's beam theory  
Moment-curvature relationship

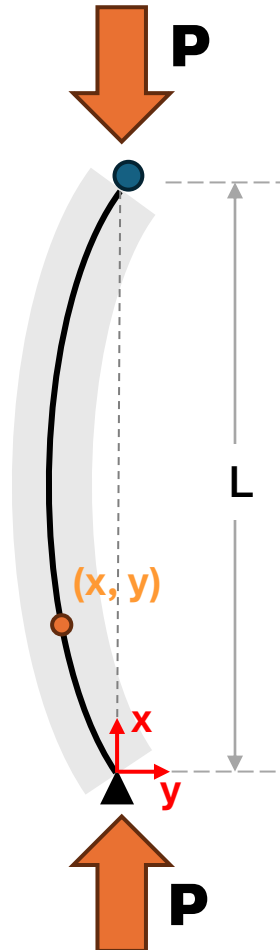
$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI}$$

$$M(x) = -P \cdot y(x)$$

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

$$y'' + \frac{P}{EI}y = 0$$

- Solving differential equation



WolframAlpha

$y'' + ay = 0$

NATURAL LANGUAGE MATH INPUT EXTENDED KEYBOARD EXAMPLES UPLOAD RANDOM

Input  
 $y''(x) + a y(x) = 0$   
 Autonomous equation  
 $y''(x) = -a y(x)$   
 Autonomous equation »

ODE classification  
 second-order linear ordinary differential equation

Alternate form  
 $y''(x) = -a y(x)$

Differential equation solution  
 $y(x) = c_2 \sin(\sqrt{a} x) + c_1 \cos(\sqrt{a} x)$

Differential equation solution  
 $y(x) = c_2 \sin(\sqrt{a} x) + c_1 \cos(\sqrt{a} x)$

$$\mathbf{x = 0, y = 0:} \quad 0 = c_2(0) + c_1(1) \quad c_1 = 0$$

$$\mathbf{x = L, y = 0:} \quad 0 = c_2 \sin\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}L\right)$$

$\rightarrow 0, \pi, 2\pi, \dots, n\pi$

# Euler's Buckling Theory

#WeLoveSteelConstruction

- P ต่ำสุดที่จะทำให้เกิดเข้าเงื่อนไข เมื่อ  $n = 1$

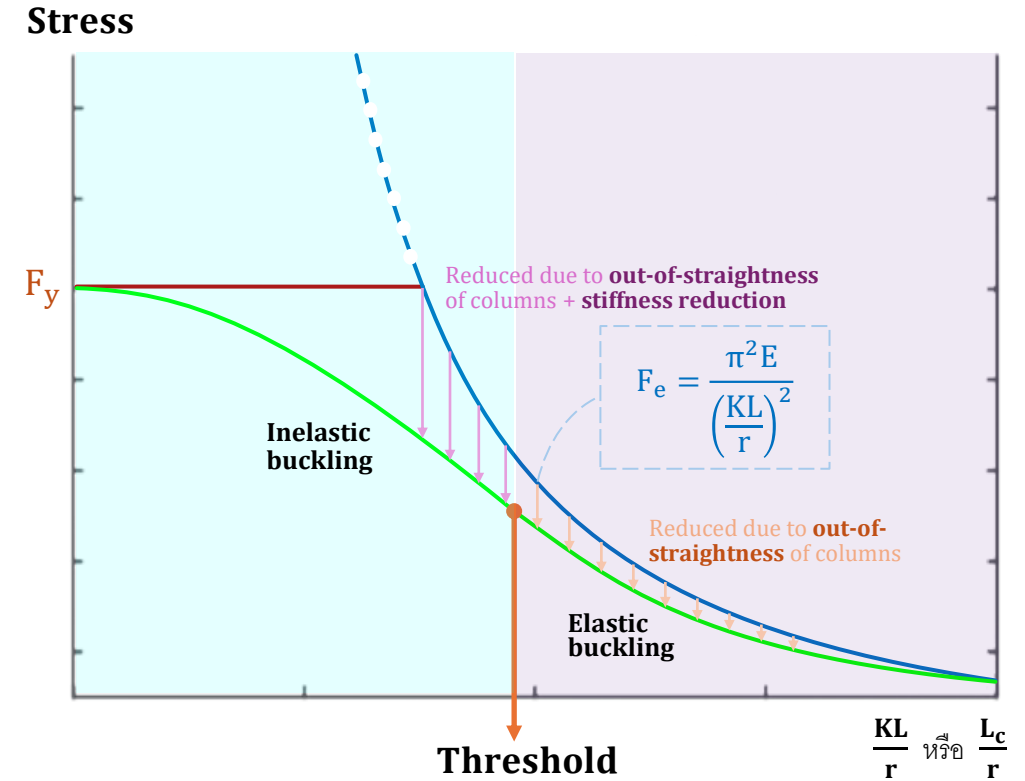
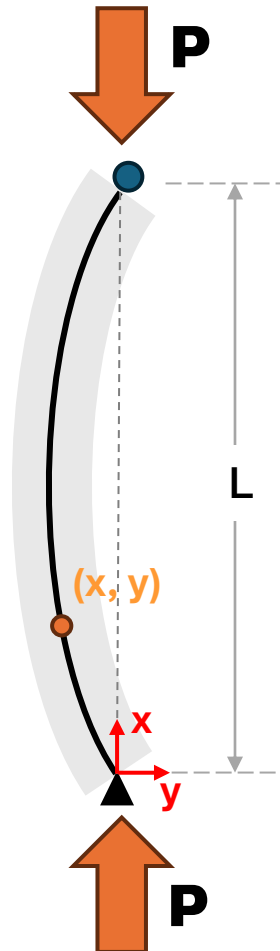
$$\frac{P}{EI} L^2 = \pi^2$$

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

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

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

- Euler's buckling load (stress)



$$0 = c_2 \sin \sqrt{P/EI} L$$

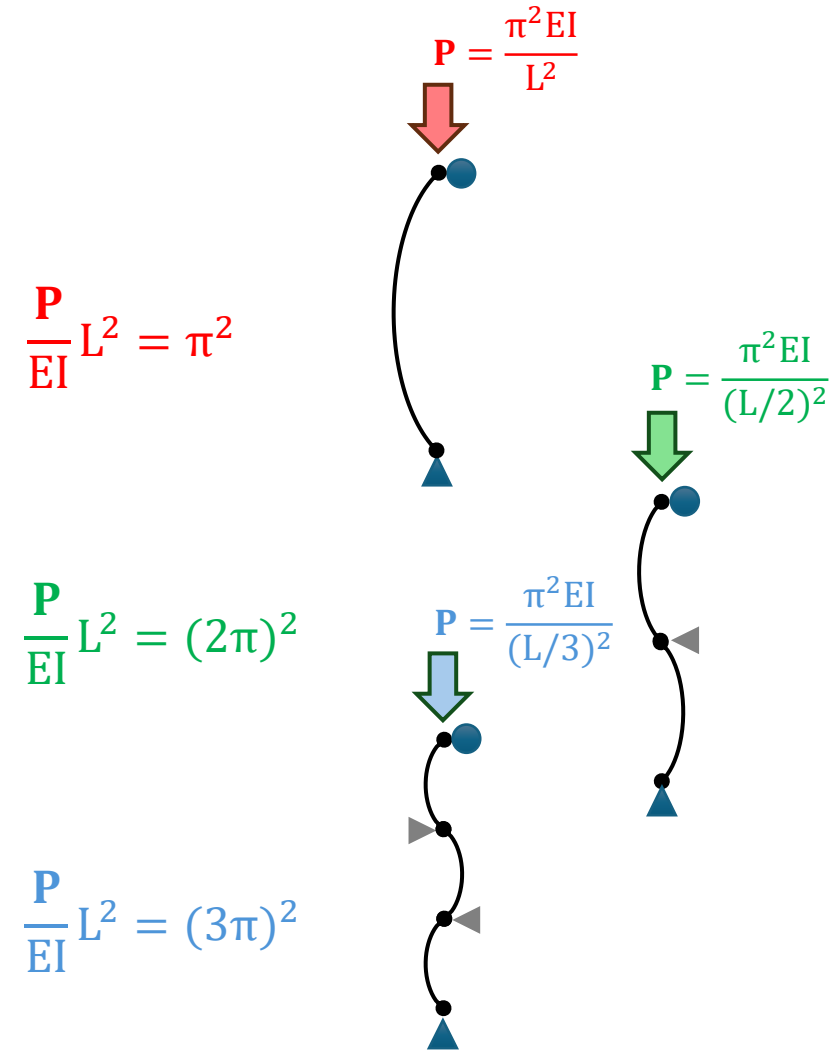
→  $0, \pi, 2\pi, \dots, n\pi$

# Euler's Buckling Theory

#WeLoveSteelConstruction

- Euler's buckling load พัฒนามาจาก Bernoulli's beam theory (moment-curvature relation) **บนสมมติฐานว่า Member is perfectly straight (ตรงแฉ่ง)**
- แรงอัด **P** ที่ส่งผลต่อการสูญเสียเสถียรภาพ สัมพันธ์กับลักษณะการเสียรูปของการสูญเสียเสถียรภาพ = **mode shape**
- **P**  $\propto$  **EI/L<sup>2</sup>** ซึ่งเป็น **flexural stiffness** การลดลงของ flexural stiffness หรือ **stiffness reduction** ย่อมส่งผลให้กำลังในการต้านทานการสูญเสียเสถียรภาพลดลง
- ตามทฤษฎี การสูญเสียเสถียรภาพ จะไม่ปรากฏพฤติกรรมระหว่างทางว่า ได้เกิดการโก่งออกทางข้างตาม mode shape ไปแล้วมาน้อยเพียงไร (มีแต่เฉพาะ elastic shortening)

อาจกล่าวได้ว่า      ยังมีเสถียรภาพ = ไม่โก่งเดาะ ไม่เสียรูปเลย  
 vs.                    ไม่มีเสถียรภาพ = เกิดการเสียรูปมหาศาล



$$0 = c_2 \sin \sqrt{P/EI} L$$

→  $\pi, 2\pi, 3\pi, \dots$

# AISC 360: Chapter E

#WeLoveSteelConstruction

- Euler's buckling stress

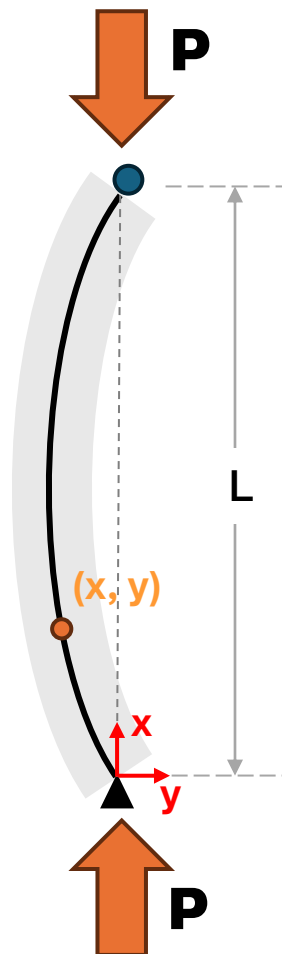
$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

- Critical buckling strength (nominal)

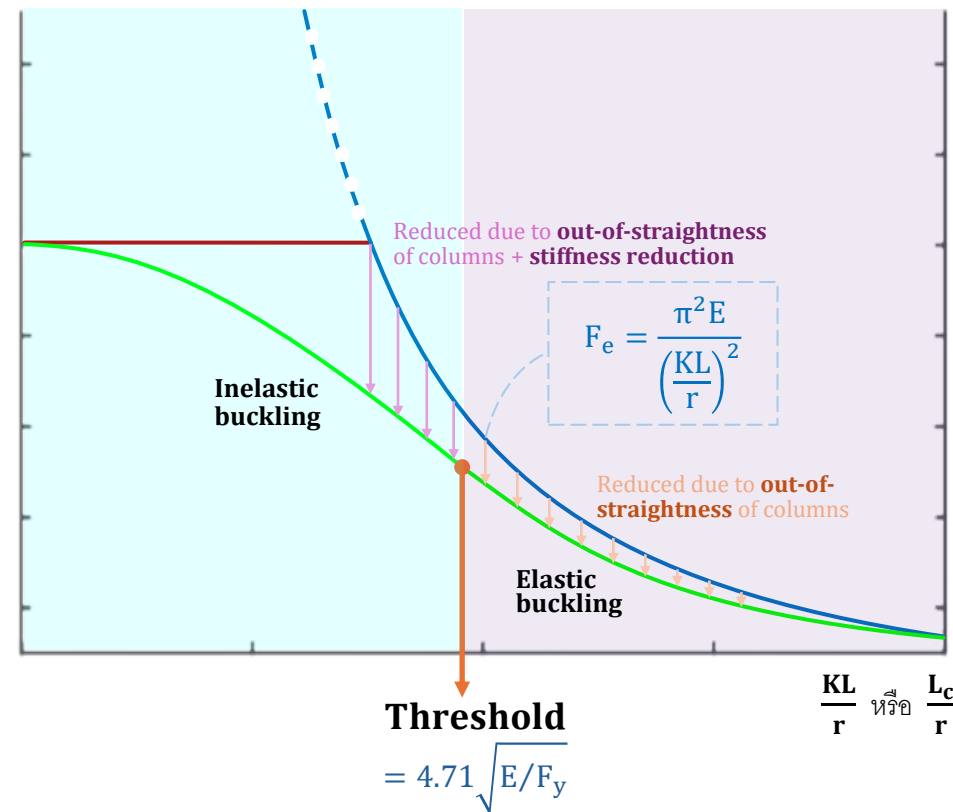
$$P_n = P_{cr} = F_{cr} A_g$$

- กรณี หน้าตัดบาง

$$P_n = P_{cr} = F_{cr} A_e$$



Stress



**Inelastic buckling**

$$F_{cr} = (0.658 \frac{F_y}{F_e}) F_y$$

**Elastic buckling**

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

# Structural Steel Stability Fundamental

## Strength

Ability to resist forces

รับแรงได้เท่าไรถึงไม่พัง

At yield,  $P_y = f_y \cdot A$

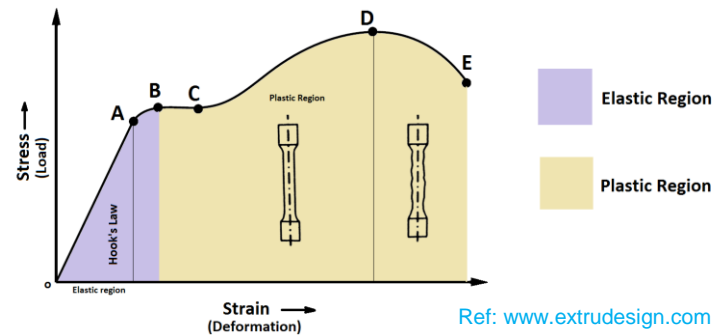
$Strength \propto [material (f_y), section(A)]$

At 1<sup>st</sup> yield,  $M_y = f_y \cdot S_x$

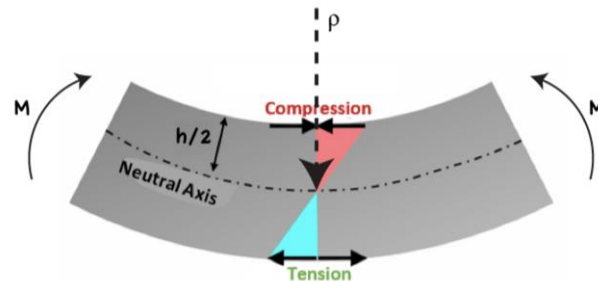
$Strength \propto [material (f_y), section(S_x)]$

$$\text{Tensile (Normal) Stress } (\sigma) = \frac{\text{Tensile Force (P)}}{\text{Area (A)}}$$

$$\text{Stress } (\sigma) = \text{Strain}(\epsilon) * \text{Elastic Modulus (E)}$$



$$\text{Normal Stress } (\sigma) = \frac{\text{Moment (M)}}{\text{Section Modulus (S}_x)}$$



## Stiffness

Ability to resist deformation

รับแรงแล้วเสียรูปมากแค่ไหน

Within elastic,  $P = \sigma \cdot A = \epsilon E \cdot A = \frac{\Delta L}{L} EA = \frac{EA}{L} \Delta L$   
 $= \text{Stiffness} * \text{displacement}$

$Stiffness \propto [material (E), section(A), length(L)]$

Within elastic,  $M = EI \frac{d^2y}{dx^2}$   
 $= \text{Stiffness} * \text{displacement}$

$Stiffness \propto [material (E), section(I), length(L)]$

# Structural Steel Stability Fundamental

## Strength

Ability to resist forces

รับแรงได้เท่าไรถึงไม่พัง

At yield,  $P_y = f_y \cdot A$

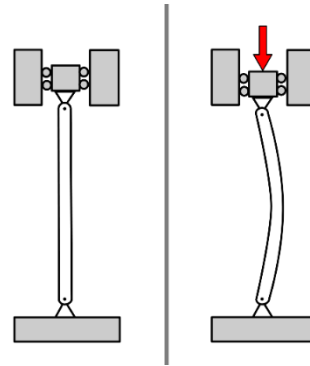
$Strength \propto [material (f_y), section(A)]$

At 1<sup>st</sup> yield,  $M_y = f_y \cdot S_x$

$Strength \propto [material (f_y), section(S_x)]$

## Stability

Ability to resist a specific force with respect to a deformed shape



Ref: [www.wikipedia.com](http://www.wikipedia.com)

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} A$$

$Stability \propto [material (E), section(A), length(L)]$

## Stiffness

Ability to resist deformation

รับแรงแล้วเสียรูปมากแค่ไหน

Within elastic,  $P = \sigma \cdot A = \epsilon E \cdot A = \frac{\Delta L}{L} EA = \frac{EA}{L} \Delta L$

$= Stiffness * displacement$

$Stiffness \propto [material (E), section(A), length(L)]$

Within elastic,  $M = EI \frac{d^2 y}{dx^2}$

$= Stiffness * displacement$

$Stiffness \propto [material (E), section(I), length(L)]$

# Structural Steel Stability Fundamental

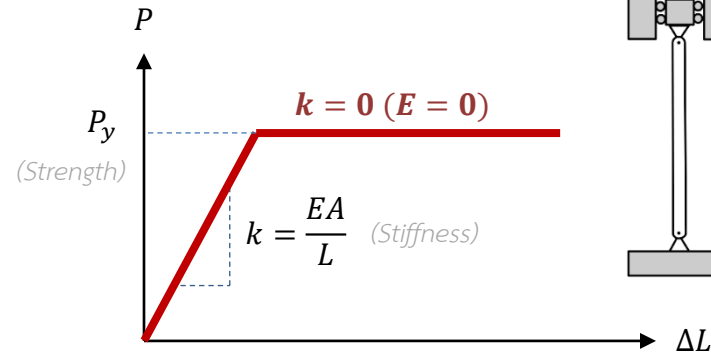
## Strength

Ability to resist forces

รับแรงได้เท่าไรถึงไม่พัง

$$\text{Strength} \propto [\text{material } (f_y), \text{section}(A)]$$

At yield,  $P_y = f_y \cdot A$



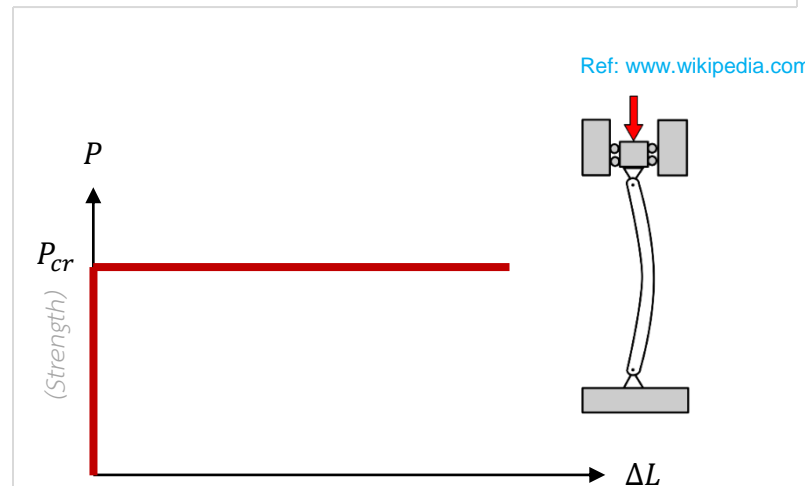
## Stiffness

Ability to resist deformation

รับแรงแล้วเสียรูปมากแค่ไหน

$$P = \sigma \cdot A = \epsilon E \cdot A = \frac{\Delta L}{L} EA = \frac{EA}{L} \Delta L$$

$$\text{Stiffness} \propto [\text{material } (E), \text{section}(A), \text{length}(L)]$$



## Stability

Ability to resist a specific force with respect to a deformed shape

รับแรงลักษณะหนึ่งๆ ได้เท่าไรถึงไม่พัง

ณ รูปปร่างการเสียรูปแบบหนึ่งๆ

$$\frac{M(x)}{EI} = \frac{d^2 y(x)}{dx^2}$$

$$-P \cdot y(x) = EI \frac{d^2 y(x)}{dx^2}$$

$$0 = \frac{d^2 y(x)}{dx^2} + \frac{P}{EI} \cdot y(x)$$

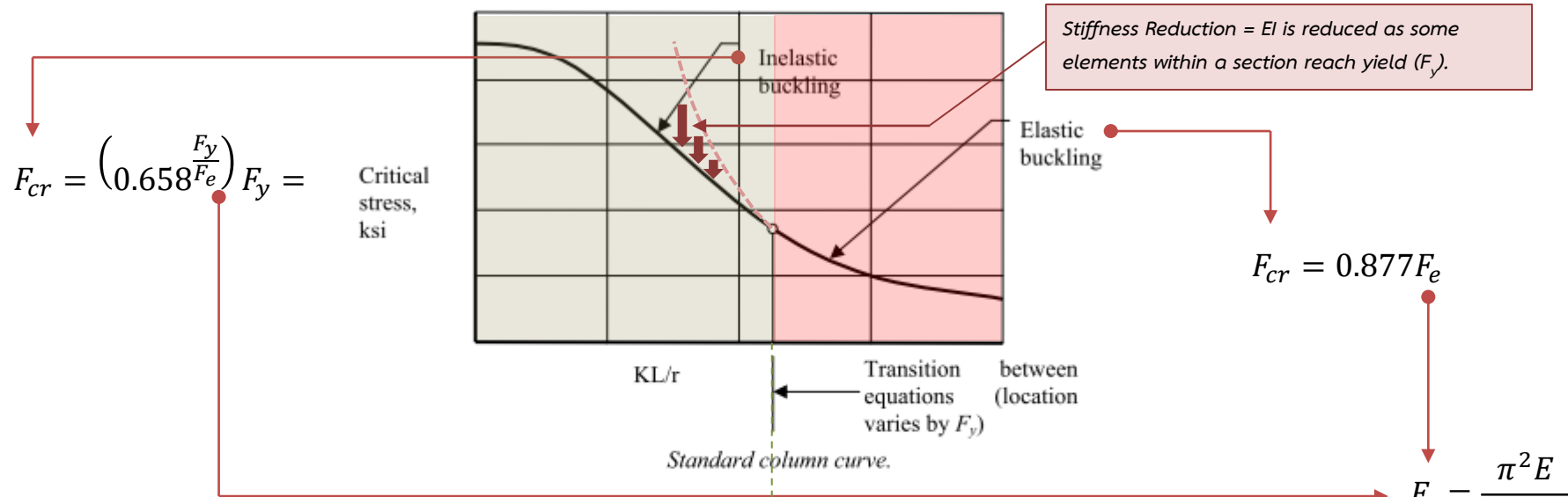
$$y(x) = C_1 \sin(\sqrt{P/EI} \cdot x) + C_2 \cos(\sqrt{P/EI} \cdot x)$$

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

# Structural Steel Stability Fundamental

## AISC Load and Resistance Factor Design (AISC/LRFD)

**How?**



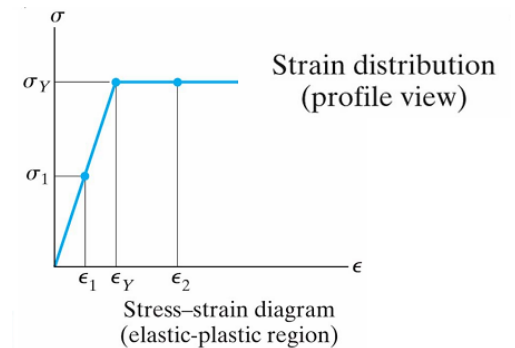
| TRANSITION POINT LIMITING VALUES OF KL/r |               |                          |
|------------------------------------------|---------------|--------------------------|
| F <sub>y</sub> , ksi                     | Limiting KL/r | 0.44F <sub>y</sub> , ksi |
| 36                                       | 134           | 15.8                     |
| 50                                       | 113           | 22.0                     |
| 60                                       | 104           | 26.4                     |
| 70                                       | 96            | 30.8                     |

$$\text{Limiting } \frac{KL}{r} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$P_e = \frac{\pi^2}{L^2} EI$$

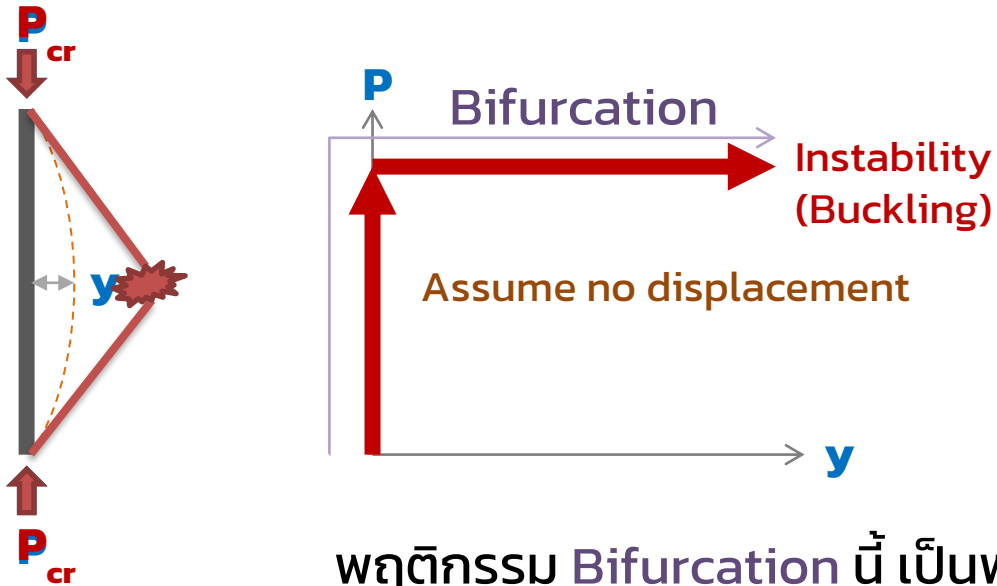
**Stiffness**

Can the **stiffness** be reduced?  
How can the **stiffness** be reduced?



# Structural Steel Stability Fundamental

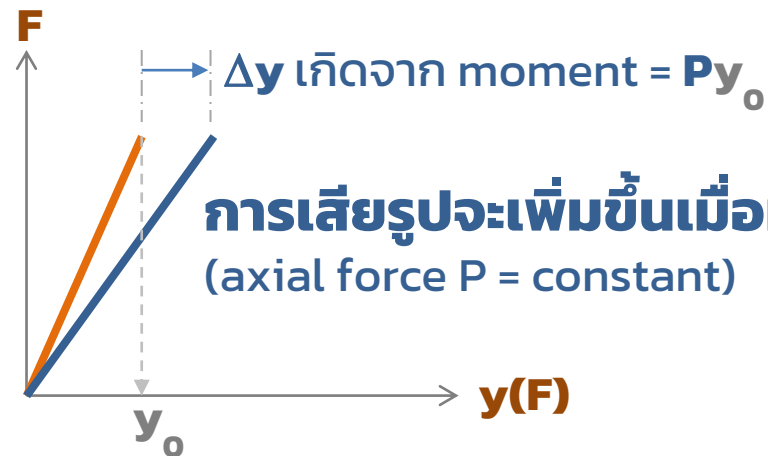
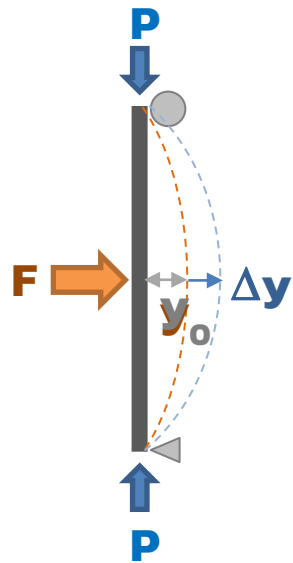
When analyzing stability problem, we normally compute the critical load that causes destabilizing effect.



พฤติกรรม Bifurcation นี้ เป็นพฤติกรรมที่ไม่ได้เกิดขึ้นจริงในโครงสร้างรับแรงอัด

# Structural Steel Stability Fundamental

Transverse deformation (beam deflection) will be enlarged when axial force is applied.

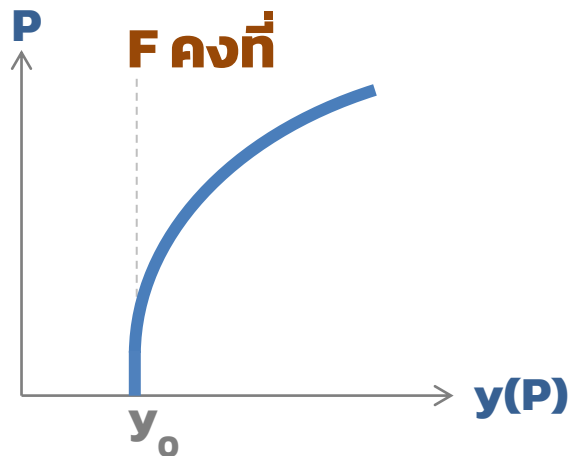
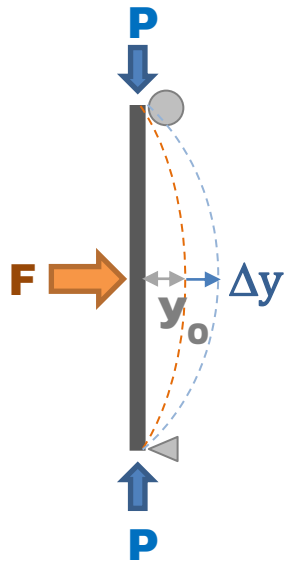


**การเสียรูปจะเพิ่มขึ้นเมื่อมี axial compression force**  
(axial force  $P = \text{constant}$ )

**เกิดการขยาย deformation เรียกว่า Amplification**

# Structural Steel Stability Fundamental

With initial transverse deformation ( $y_0$ , imperfection), deformation will be increased exponentially when subjected to more axial load.

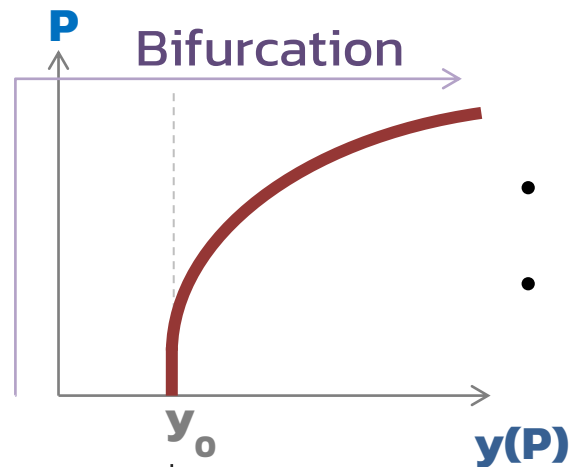
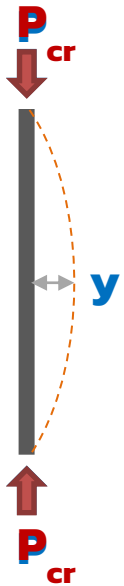


$y_0$  อาจเกิดได้จากทั้ง **Lateral Load** หรือ **Imperfection**  
ซึ่ง **Imperfection** อาจเกิดได้จากทั้ง

- (1) member out-of-straightness (ประมาณ 1/1,000) และ/หรือ
- (2) erection out-of-plumbness (ประมาณ 1/500)

# Structural Steel Stability Fundamental

Therefore, bifurcation is not the true behavior of axial compression consideration.

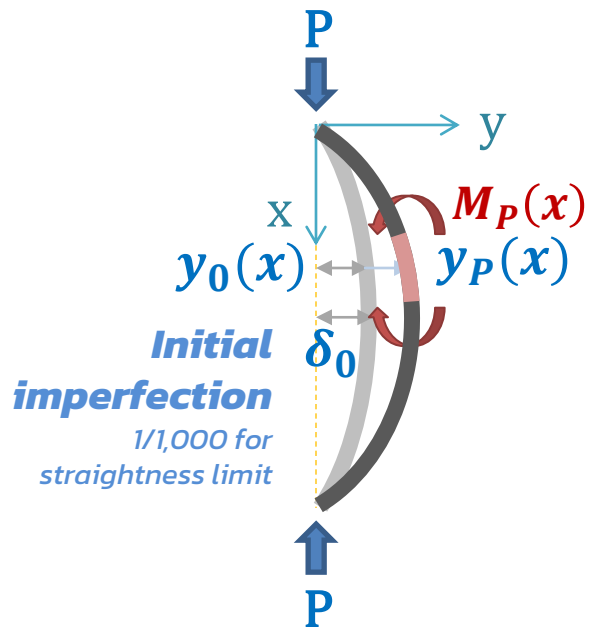


- Bifurcation นี้ เป็นพฤติกรรมที่ไม่ได้เกิดขึ้นจริง
- สิ่งที่เกิดขึ้นจริงคือการเกิด Deformation Amplification

จาก Lateral Load หรือ  
จาก Imperfection (out-of-straightness)

# Structural Steel Stability Fundamental

## Euler's equation



From  $y(x) = C_1 \sin(\sqrt{P/EI} \cdot x)$  &  $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(L)^2}$

Due to initial out-of-straightness

Substitute  $\sqrt{P/EI} = \pi/L$  &  $C_1 = \delta_0$

Hence,  $y_0(x) = \delta_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$

Total displacement  $y(x) = y_0(x) + y_P(x)$

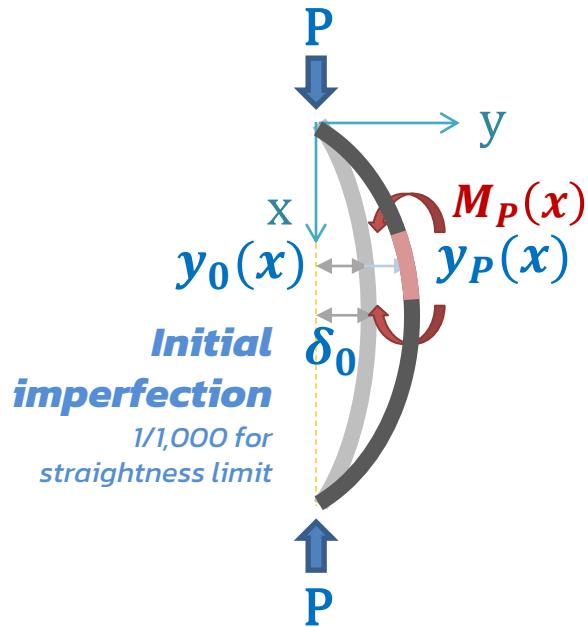
Equilibrium equation,  $M_P(x) = P \cdot y(x) = P[y_0(x) + y_P(x)]$

$$-EI \frac{d^2 y_P(x)}{dx^2} = P \delta_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) + P y_P(x)$$

Half sine រ៉ោង  $\delta_0$

# Structural Steel Stability Fundamental

## Euler's equation



Rearrange, 
$$EI \frac{d^2 y_P(x)}{dx^2} + P y_P(x) = -P \delta_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

$$a_2 y''(x) + a_1 y(x) = -a_1 a_3 \sin(a_4 x)$$

Differential equation solution:

$$y(x) = -\frac{a_1 a_3 \sin(a_4 x)}{a_1 - a_2 a_4^2} + c_2 \sin\left(\frac{\sqrt{a_1} x}{\sqrt{a_2}}\right) + c_1 \cos\left(\frac{\sqrt{a_1} x}{\sqrt{a_2}}\right)$$

$$a_1 = P$$

$$a_2 = EI$$

$$a_3 = \delta_0$$

$$a_4 = \pi/L$$

Step-by-step solution

$$y_P(x) = C_1 \cos\left(\sqrt{\frac{P}{EI}} x\right) + C_2 \sin\left(\sqrt{\frac{P}{EI}} x\right) - \frac{P \delta_0 \sin(\pi x/L)}{P - EI(\pi/L)^2}$$

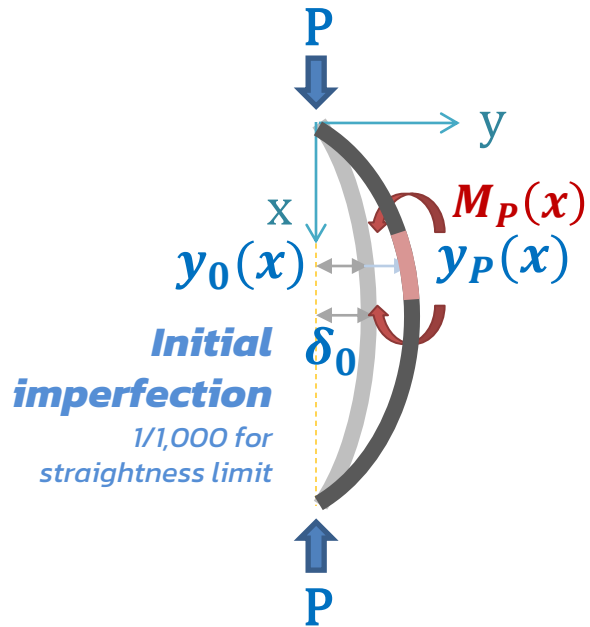
## Boundary Condition

$$x = 0, y_P(0) = 0: \quad 0 = C_1 + C_2(0) - \frac{P \delta_0 * 0}{P - EI(\pi/L)^2} \quad C_1 = 0$$

$$x = L, y_P(L) = 0: \quad 0 = C_2 \sin\left(\sqrt{\frac{P}{EI}} L\right) - \frac{P \delta_0 \sin(\pi L/L)}{P - EI(\pi/L)^2} = 0 \quad C_2 = 0$$

# Structural Steel Stability Fundamental

## Euler's equation



Rearrange, 
$$EI \frac{d^2 y_P(x)}{dx^2} + P y_P(x) = -P \delta_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

$$a^2 y''(x) + a^1 y(x) = -a^1 a^3 \sin(a^4 x)$$

Differential equation solution:

Step-by-step solution

$$y(x) = -\frac{a^1 a^3 \sin(a^4 x)}{a^1 - a^2 a^4^2} + c_2 \sin\left(\frac{\sqrt{a^1} x}{\sqrt{a^2}}\right) + c_1 \cos\left(\frac{\sqrt{a^1} x}{\sqrt{a^2}}\right)$$

$$y_P(x) = C_1 \cos\left(\sqrt{\frac{P}{EI}} x\right) + C_2 \sin\left(\sqrt{\frac{P}{EI}} x\right) - \frac{P \delta_0 \sin(\pi x/L)}{P - EI(\pi/L)^2}$$

$$y_P(x) = -\frac{P \delta_0 \sin(\pi x/L)}{P - EI(\pi/L)^2}$$

$$y_P(x) = \frac{P}{EI(\pi/L)^2 - P} \delta_0 \sin(\pi x/L)$$

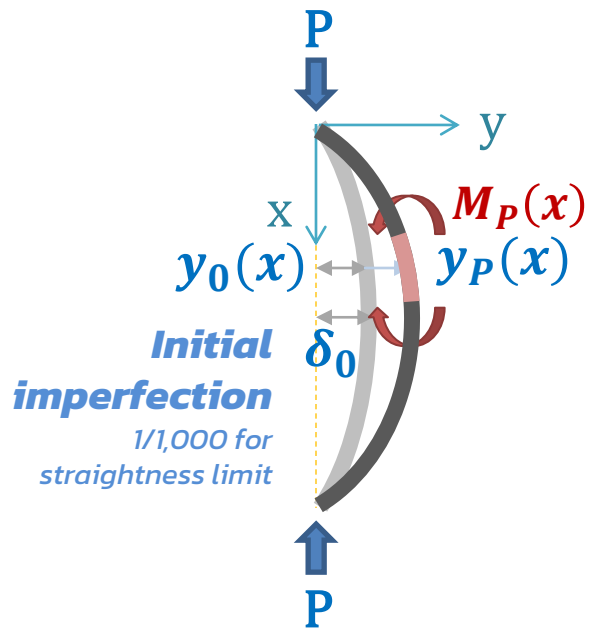
$$y_P(x) = \frac{1}{\frac{P_e}{P} - 1} \delta_0 \sin(\pi x/L)$$

$$C_1 = 0$$

$$C_2 = 0$$

# Structural Steel Stability Fundamental

## Euler's equation



Total displacement,

$$y(x) = y_0(x) + y_P(x) \quad \& \quad y_0(x) = \delta_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

Therefore,

$$y(x) = \delta_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) + \frac{1}{\frac{P_e}{P} - 1} \delta_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

$$= \left[1 + \frac{1}{\frac{P_e}{P} - 1}\right] * \delta_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

$$= \left[\frac{\frac{P_e}{P} - 1 + 1}{\frac{P_e}{P} - 1}\right] * \delta_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

$$= \left[\frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}}\right] * \delta_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

$$y(x) = \left[\frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}}\right] * y_0(x)$$

$$y_P(x) = \frac{1}{\frac{P_e}{P} - 1} \delta_0 \sin(\pi x/L)$$

# Structural Steel Stability Fundamental

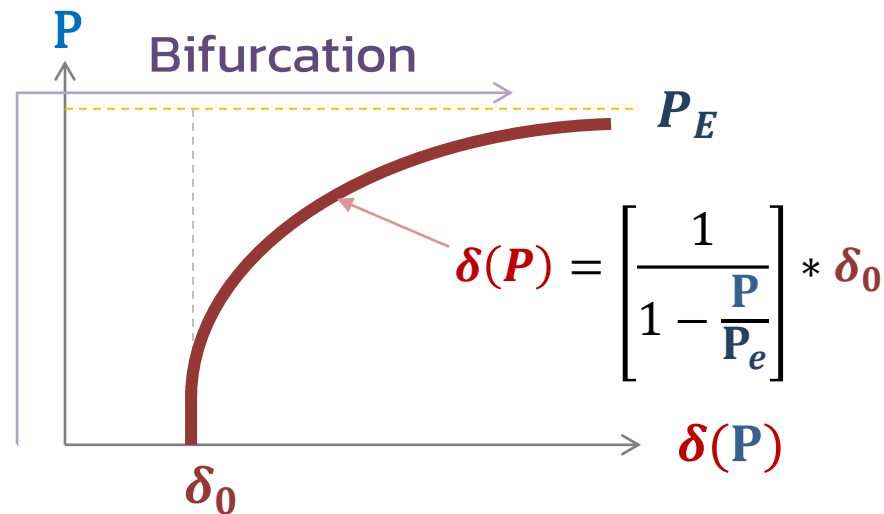
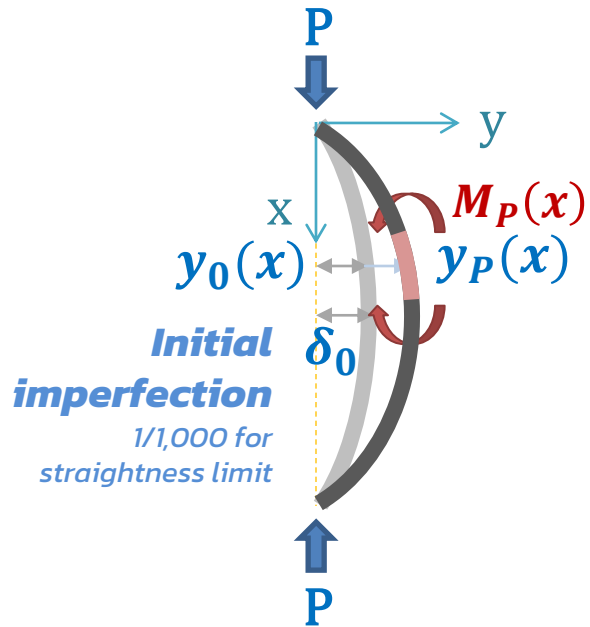
## Euler's equation

Since,

$$y(x) = \left[ \frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}} \right] * y_0(x)$$

Consider maximum displacement with initial axial load (P),  $\delta(P)$

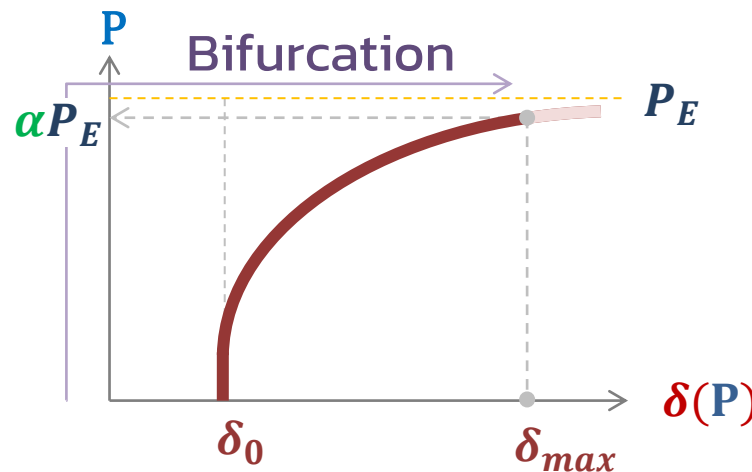
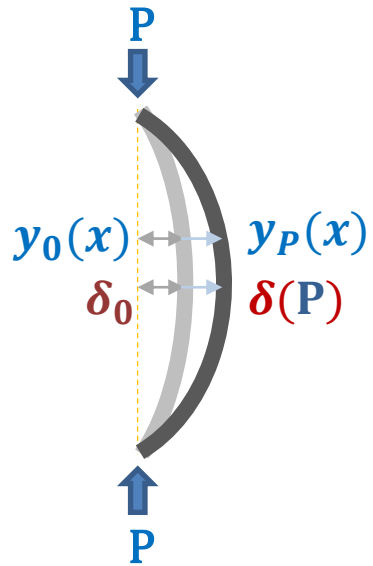
↙ initial displacement =  $\delta_0$



# Structural Steel Stability Fundamental

## Euler's equation

Since, 
$$\delta(P) = \left[ \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} \right] * \delta_0$$



$$F_{cr} = 0.877F_e$$

ระดับของแรง destabilizing force ที่กระทำกับ out-of-straightness member ส่งผลต่อการ "ทวีค่า" การเสียรูป ที่มีผลต่อการสูญเสียเสถียรภาพ

เพื่อป้องกันไม่ให้เกิด excessive deformation จากผลของ out of straightness จึงกำหนด  $\delta_{max}$  โดยทอน Euler buckling load  $P_E$  ลงด้วย  $\alpha$

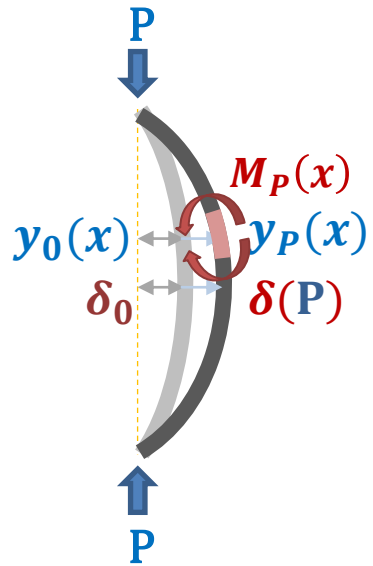
|                   |   |      |     |     |      |       |
|-------------------|---|------|-----|-----|------|-------|
| $P/P_E$           | 0 | 0.25 | 0.5 | 0.6 | 0.75 | 0.877 |
| $\delta/\delta_0$ | 1 | 1.33 | 2   | 2.5 | 4    | 8.13  |

# Structural Steel Stability Fundamental

## Euler's equation

Since,

$$y(x) = \left[ \frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}} \right] * y_0(x)$$



From equilibrium equation,

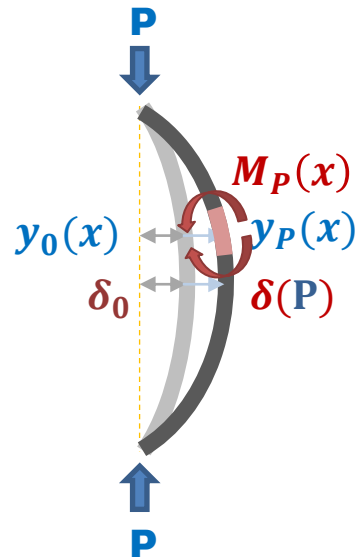
$$M_P(x) = -P \cdot y(x) = -P \left[ \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} \right] * y_0(x)$$

$$M_P(x) = \underbrace{\left[ \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} \right]}_{\text{Amplification factor for 2nd order effect}} * \underbrace{-P y_0(x)}_{\text{1st order Moment}}$$

Amplification factor  
for 2<sup>nd</sup> order effect

# Structural Steel Stability Fundamental

Per previous,



$$M_P(x) = \left[ \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} \right] * -P y_0(x)$$

$$M(x, P) = \left[ \frac{-P}{1 - \frac{P}{P_E}} \right] * \delta_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

$$M\left(\frac{L}{2}, P\right) = \left[ \frac{-P}{1 - \frac{P}{P_E}} \right] * \delta_0$$

When consider combined axial bending,

To remain elastic,  $\left| \frac{P}{A} \right| + \left| \frac{M(x, P)}{S} \right| < F_y$

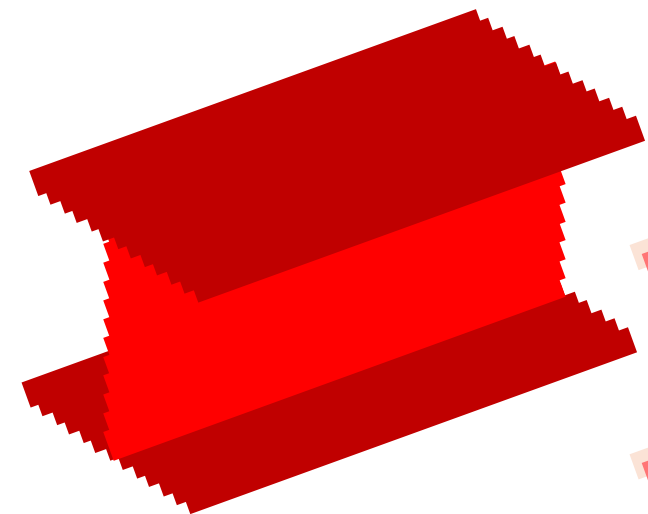
Maximum stress at  $\left| \frac{P}{A} \right| + \left| \frac{M\left(\frac{L}{2}, P\right)}{S} \right| < F_y$

# Residual Stress

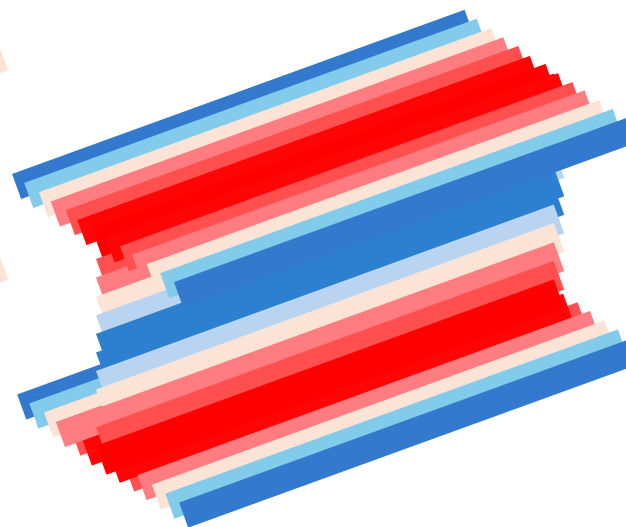
#WeLoveSteelConstruction

ส่วนที่เย็นตัวลงก่อน จะหดตัวก่อน แล้ว remain solid ซึ่งด้วยที่สามารถหดตัวได้อิสระ จึงไม่เกิด stress ส่วนที่เย็นตัวทีหลัง จะพยายามหดตัว ซึ่งจะไป "กด" ส่วนที่เย็นตัวก่อน เกิด **compressive stress** ขึ้น

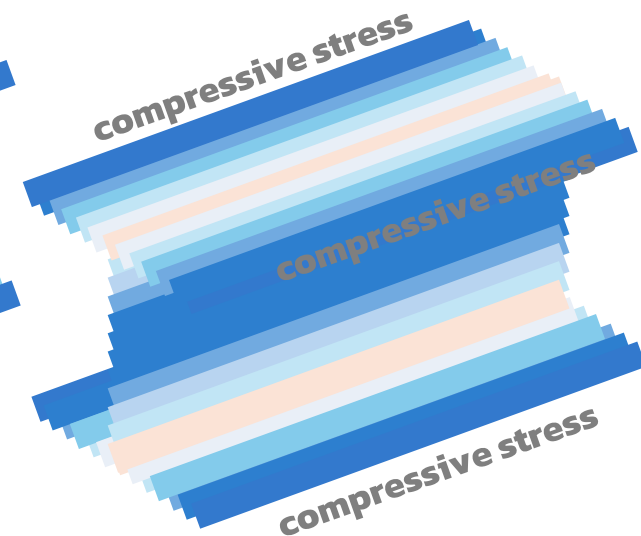
Cooling down ค่อยๆ เย็นตัวลง



ออกจากกระบวนการรีดร้อน

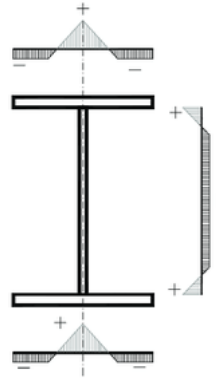
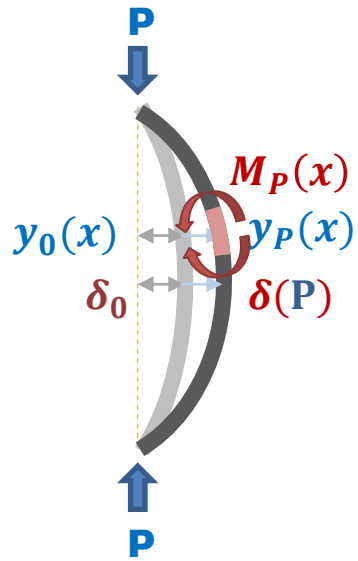


ปลายปีก ทั้งกลาง web เย็นตัวก่อน



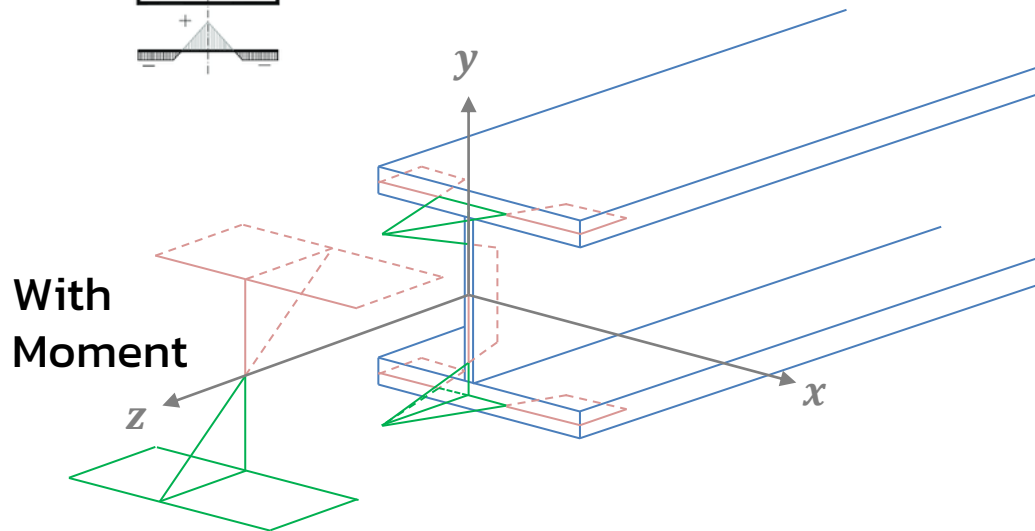
# Structural Steel Stability Fundamental

Substitute  $M(x, P)$  from previous equations, 
$$\frac{P}{A} + \left[ \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} \right] \frac{P\delta_0}{S} < F_y$$



หาค่า  $P$  ที่ทำให้เกิด first yield ของ combined axial bending ได้

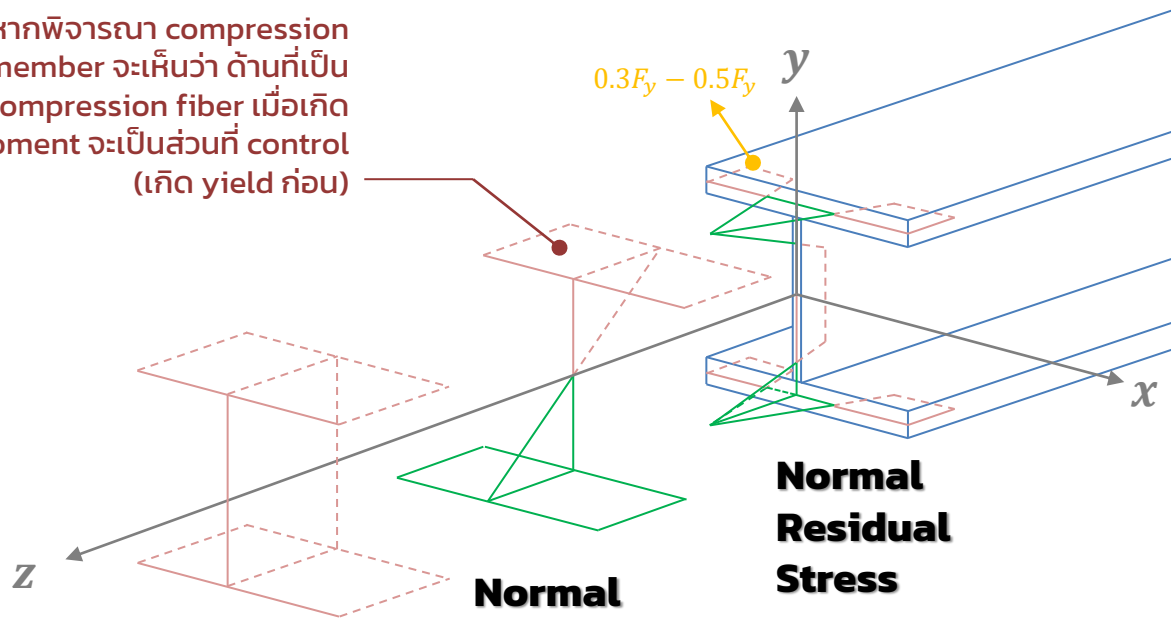
Note: ยังไม่คิดผลของ Residual stress



# Structural Steel Stability Fundamental

Therefore, with residual stress

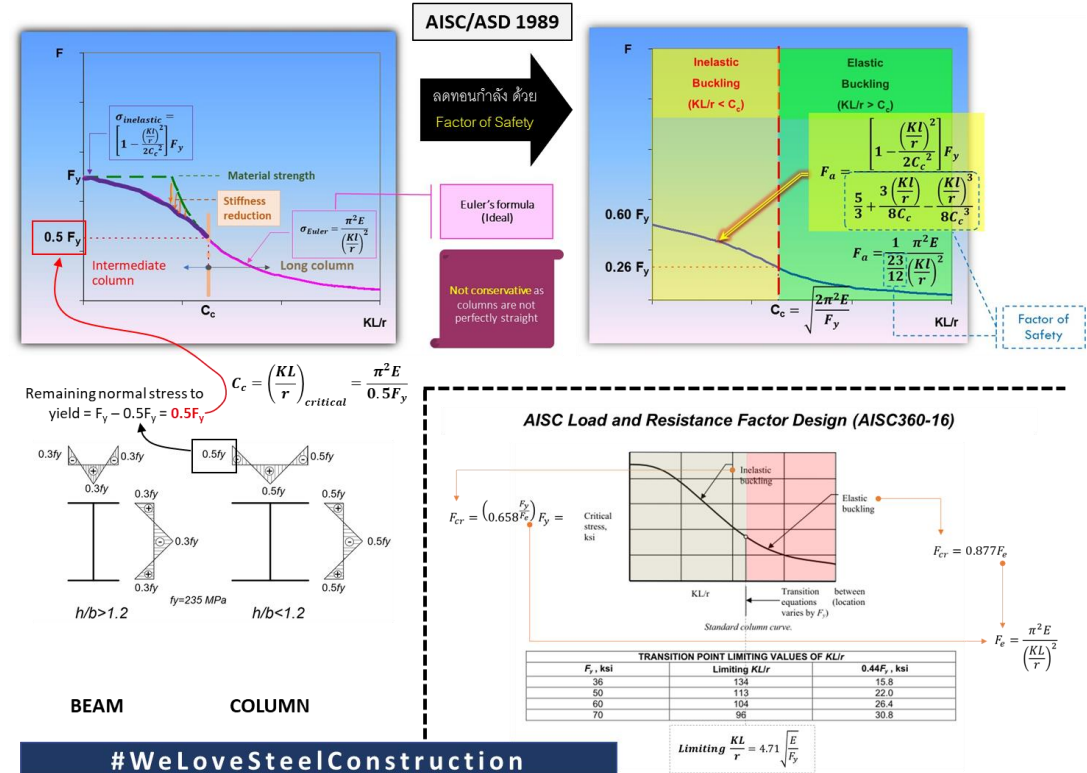
หากพิจารณา compression member จะเห็นว่า ด้านที่เป็น compression fiber เมื่อเกิด moment จะเป็นส่วนที่ control (เกิด yield ก่อน)



**Normal Stress from Axial Compression**

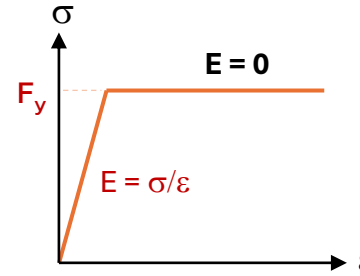
**Normal Stress from Moment**

**Normal Residual Stress**

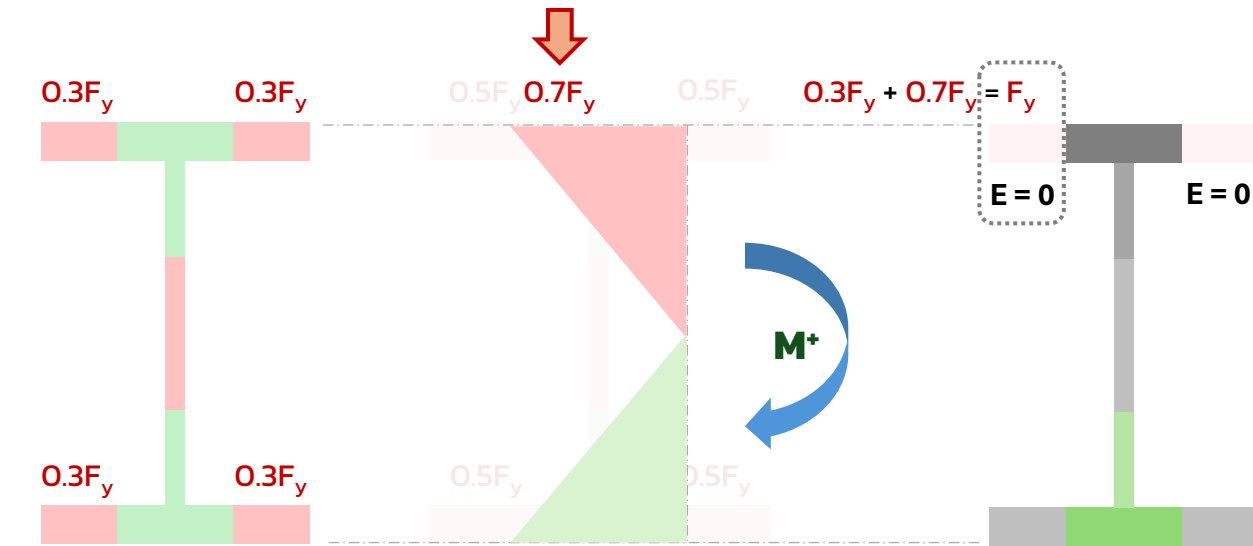


# Stiffness Reduction

#WeLoveSteelConstruction



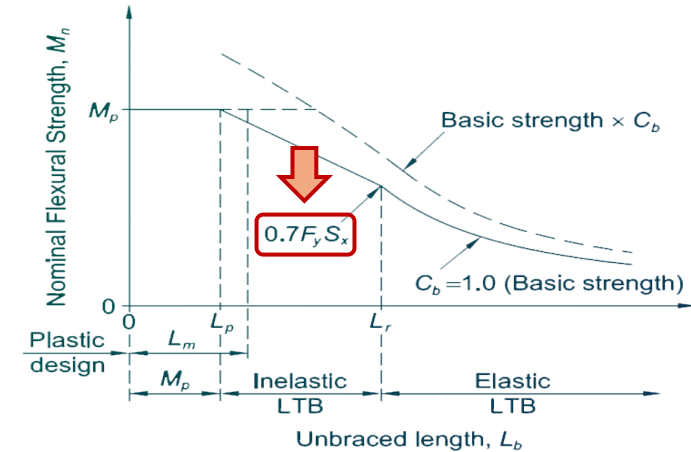
Stiffness reduction ส่งผลให้เกิดการลดทอนกำลังที่เป็นผลมาจากการสูญเสียเสถียรภาพ



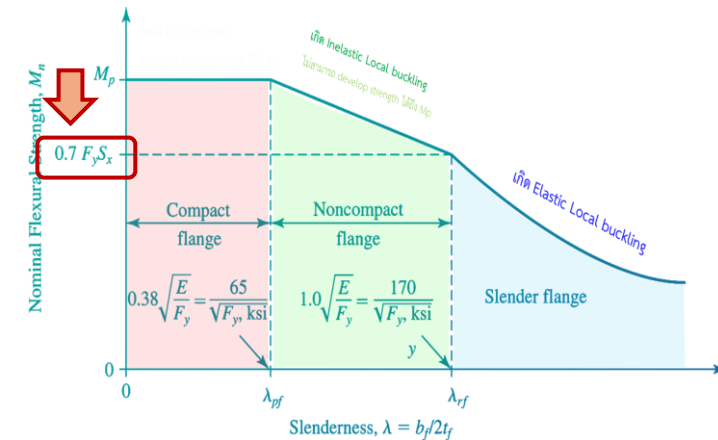
Beam + Residual Stress

C Beam + Res Bending

Beam Stiffness Reduction due to Residual Stress



LTB

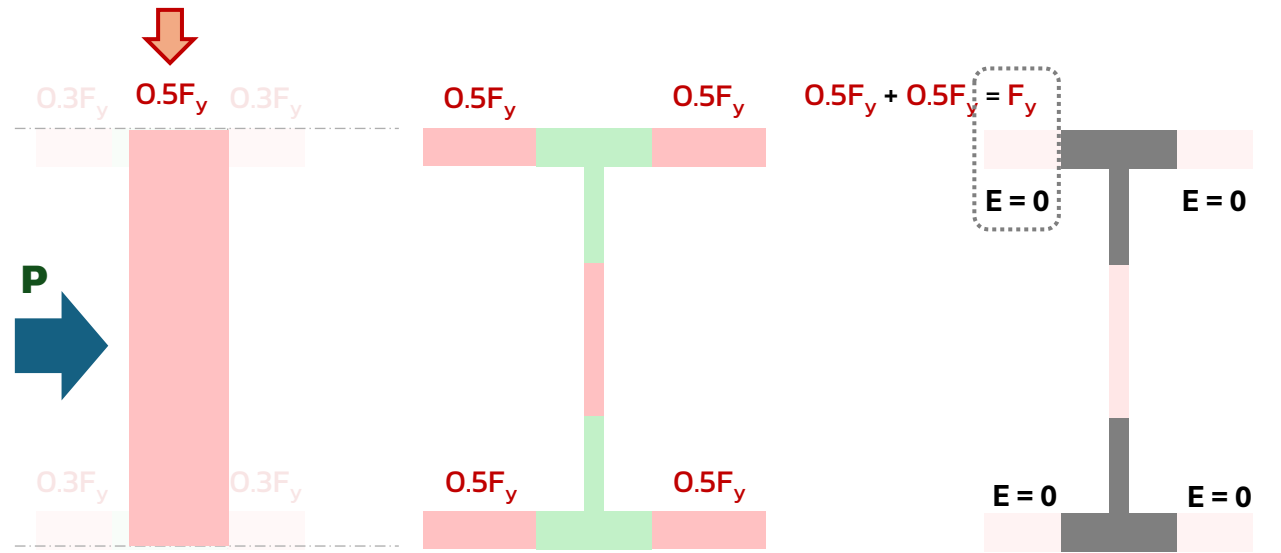


LB

# Stiffness Reduction

#WeLoveSteelConstruction

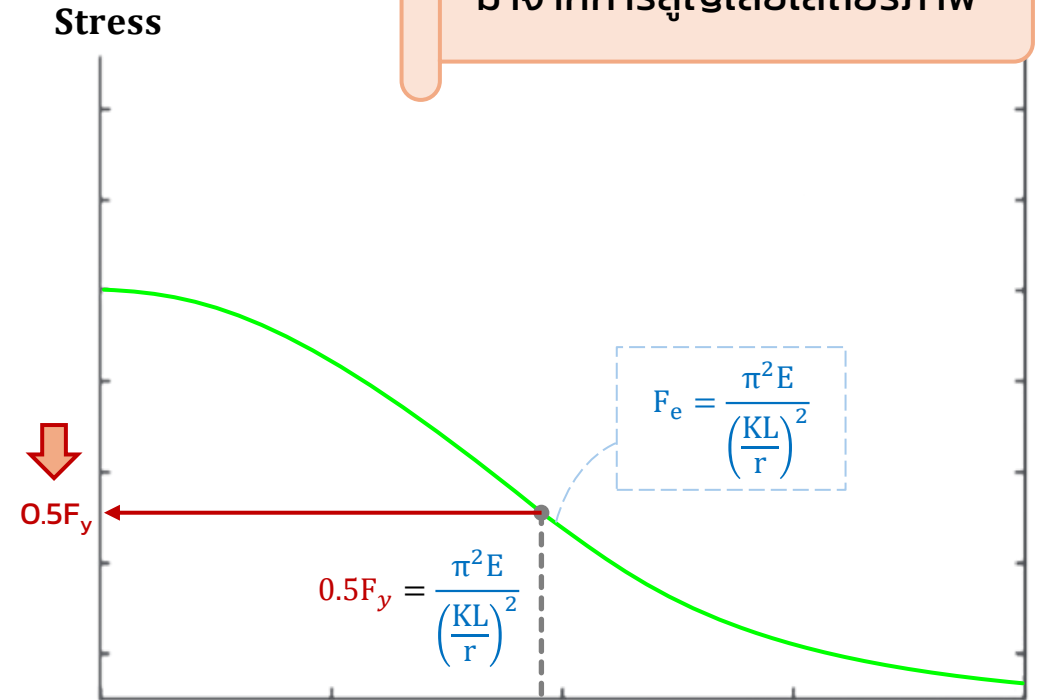
Stiffness reduction ส่งผลให้เกิดการลดทอนกำลังที่เป็นผลมาจากการสูญเสียเสถียรภาพ



Column Compressions

Column + Residual Stress

Column Stiffness Reduction due to Residual Stress



AISC/ASD 1989

Threshold  $\left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{Threshold}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = C_c$



# Combined Axial Bending Member Design

#WeLoveSteelConstruction

# Required vs. Available Strength

#WeLoveSteelConstruction

## CHAPTER H

### DESIGN OF MEMBERS FOR COMBINED FORCES AND TORSION

#### H1. DOUBLY AND SINGLY SYMMETRIC MEMBERS SUBJECT TO FLEXURE AND AXIAL FORCE

##### 1. Doubly and Singly Symmetric Members Subject to Flexure and Compression

The interaction of flexure and compression in doubly symmetric members and singly symmetric members constrained to bend about a geometric axis (x and/or y) shall be limited by Equations H1-1a and H1-1b.

User Note: Section H2 is permitted to be used in lieu of the provisions of this section.

(a) When  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$$

(b) When  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1b})$$

where

- $P_r$  = required axial strength, determined in accordance with Chapter C, using LRFD or ASD load combinations, kips (N)
- $P_c$  = available axial strength determined in accordance with Chapter E, kips (N)
- $M_r$  = required flexural strength, determined in accordance with Chapter C, using LRFD or ASD load combinations, kip-in. (N-mm)
- $M_c$  = available flexural strength, determined in accordance with Chapter F, kip-in. (N-mm)

- การออกแบบ ต้องกำหนดขนาดมิติ และเกรดวัสดุ เพื่อให้มีกำลังระบุ (nominal resistance,  $R_n$ ) มากกว่าผลจากแรงภายนอกที่กระทำต่อโครงสร้าง (load effect,  $L$ ) โดยคำนึงถึงความเสี่ยง ที่อาจเกิดได้จาก ความแปรปรวน ความไม่แน่นอนต่าง ๆ

$$[\text{ASD}] \quad R_n / \Omega > L$$

$$[\text{LRFD}] \quad \phi R_n > \gamma L$$

- ในมาตรฐานการออกแบบ อ้างอิง AISC ตั้งแต่ปี 2016 เป็นต้นมา ได้มีการเปลี่ยนคำจำกัดความใหม่ โดยใช้คำว่ากำลังที่ต้องการ required strength ( $P_r$   $M_r$ ) แทน ผลจากแรงภายนอก ( $L$ ) และกำลังที่มี available strength ( $P_c$   $M_c$ ) แทน กำลังระบุ ( $R_n$ )
- คาดว่า เหตุผลของฝั่ง load เพื่อให้ครอบคลุม ผลจากปัจจัยอื่น ๆ ที่ไม่ได้เป็นแรงภายนอก ที่ส่งผลต่อโครงสร้าง โดยเฉพาะอย่างยิ่ง geometric imperfection ทั้งความไม่ได่ตั้ง (out of plumbness) และความไม่ตรง (out of straightness) ที่เกิดจากกระบวนการผลิต แปรรูปและการติดตั้ง

# Required vs. Available Strength

#WeLoveSteelConstruction

## CHAPTER H

### DESIGN OF MEMBERS FOR COMBINED FORCES AND TORSION

#### H1. DOUBLY AND SINGLY SYMMETRIC MEMBERS SUBJECT TO FLEXURE AND AXIAL FORCE

##### 1. Doubly and Singly Symmetric Members Subject to Flexure and Compression

The interaction of flexure and compression in doubly symmetric members and singly symmetric members constrained to bend about a geometric axis (x and/or y) shall be limited by Equations H1-1a and H1-1b.

User Note: Section H2 is permitted to be used in lieu of the provisions of this section.





(a) When  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$$

(b) When  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1b})$$

where

-   $P_r$  = required axial strength, determined in accordance with Chapter C, using LRFD or ASD load combinations, kips (N)
-   $P_c$  = available axial strength determined in accordance with Chapter E, kips (N)
-   $M_r$  = required flexural strength, determined in accordance with Chapter C, using LRFD or ASD load combinations, kip-in. (N-mm)
-   $M_c$  = available flexural strength, determined in accordance with Chapter F, kip-in. (N-mm)

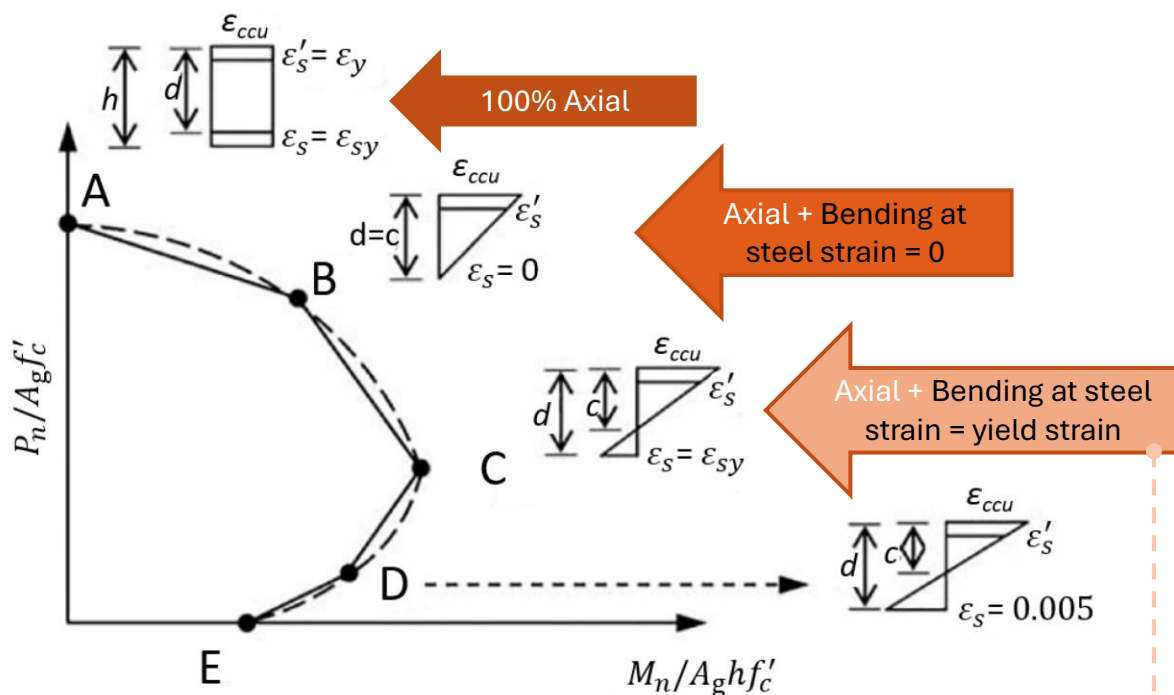
- หากพิจารณา พฤติกรรมร่วม (interaction) ของ combined axial bending ของสมการที่ใช้ตรวจสอบความปลอดภัย มีข้อน่าสังเกตว่า
  - เพราะเหตุใด จึง “เปลี่ยนลักษณะเชิงพฤติกรรม” ที่ระดับของแรงอัดราว 20% ของ กำลังรับแรงอัด
  - และเพราะเหตุใด จึงไม่พิจารณาว่าค่าที่ไม่เกิน 1.0 เป็นค่า แรงอัดที่เกิดขึ้นต่อกำลังแรงอัด + โมเมนต์ที่เกิดขึ้นต่อกำลังรับโมเมนต์

จะเป็นไปได้ไหม ว่าเป็นผลมาจาก “**ความเค้นคงค้าง residual stress**” และ การสูญเสียเสถียรภาพ อันเป็นผลมาจาก **stiffness reduction** ตลอดจน กำลังรับโมเมนต์ที่ต้องการเพิ่มอันเนื่องจาก **imperfection**

- คาดว่า เหตุผลของฝั่ง load เพื่อให้ครอบคลุม ผลจากปัจจัยอื่น ๆ ที่ไม่ได้เป็นแรงภายนอก ที่ส่งผลต่อโครงสร้าง โดยเฉพาะอย่างยิ่ง geometric imperfection ทั้งความไม่ได้ตั้ง (out of plumbness) และความไม่ตรง (out of straightness) ที่เกิดจากระบวนการผลิต แปรรูปและการติดตั้ง

# Interaction Diagram

#WeLoveSteelConstruction



Ref: www.mdpi.com

คอนกรีตเกิด crushing และเหล็กเกิด yielding

- กรณีคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้มีการพิจารณาผลรวมของแรงอัดและโมเมนต์ดัด ด้วยพฤติกรรมของคอนกรีตที่รับแรงอัดได้ดี (แรงดึงแทบไม่ได้) และพฤติกรรมของเหล็กที่รับได้ดีทั้งแรงอัดและแรงดึง
- ด้วยเหล็กและคอนกรีตจะทำงานไปพร้อมกัน เกิดการเสียดรูปเท่ากันแม้ว่า stiffness ของเหล็กและคอนกรีตจะแตกต่างกัน ซึ่งการพิจารณา เรียกว่า compatibility
- Interaction diagram จะแสดงกรอบที่ปลอดภัย ที่เป็นผลรวมของ normal stress ที่ขีดจำกัด (limit state) จากแรงอัด และจากโมเมนต์ดัด
  - A: 100% Axial
  - B: Axial + Moment ที่ทำให้ strain ในเหล็กเสริม = 0
  - C: Axial + Moment ที่ทำให้ strain = yield strain
  - D: Axial + Moment ที่ทำให้ strain =  $0.005 \sim 2.5\epsilon_y$
  - F: 100% Moment

# Interaction Diagram

#WeLoveSteelConstruction

- กรณีคอนกรีตเสริมเหล็ก interaction แสดงการแบ่งพฤติกรรมออกเป็น axial (แกนตั้ง) และ bending (แกนนอน) โดยมีจุด **balance** ที่ คอนกรีตและเหล็ก "สมดุล"
- กรณีโครงสร้างเหล็ก interaction ก็จะมีการพิจารณาค่าคล้ายคลึงกัน โดยกำหนดจุด **balance** เป็นจุดแบ่ง ส่วนที่ axial และ ส่วนที่ bending เป็น dominant behavior ดังนั้นส่วนที่เป็น axial dominant จะมีลักษณะซึ่งพฤติกรรมที่

Normal stress in compression:  $\sigma_{Total}^- = F_y$

Normal stress in tension:  $\sigma_{Total}^+ = 0$

- Bending:  $\sigma_B^+ = -\sigma_B^-$   
 $\sigma_T^+ = 0$ :  $\sigma_T^+ = \sigma_B^+ + \sigma_A^- = 0$       $\sigma_B^+ = -\sigma_A^- = -\sigma_B^-$   
 $\sigma_T^- = F_y$ :  $\sigma_T^- = \sigma_B^- + \sigma_A^- = F_y$   
 $F_y = \sigma_A^- + \sigma_A^-$       $\sigma_A^- = 0.5F_y$

Residual:  $\sigma_R^- = 0.3F_y$

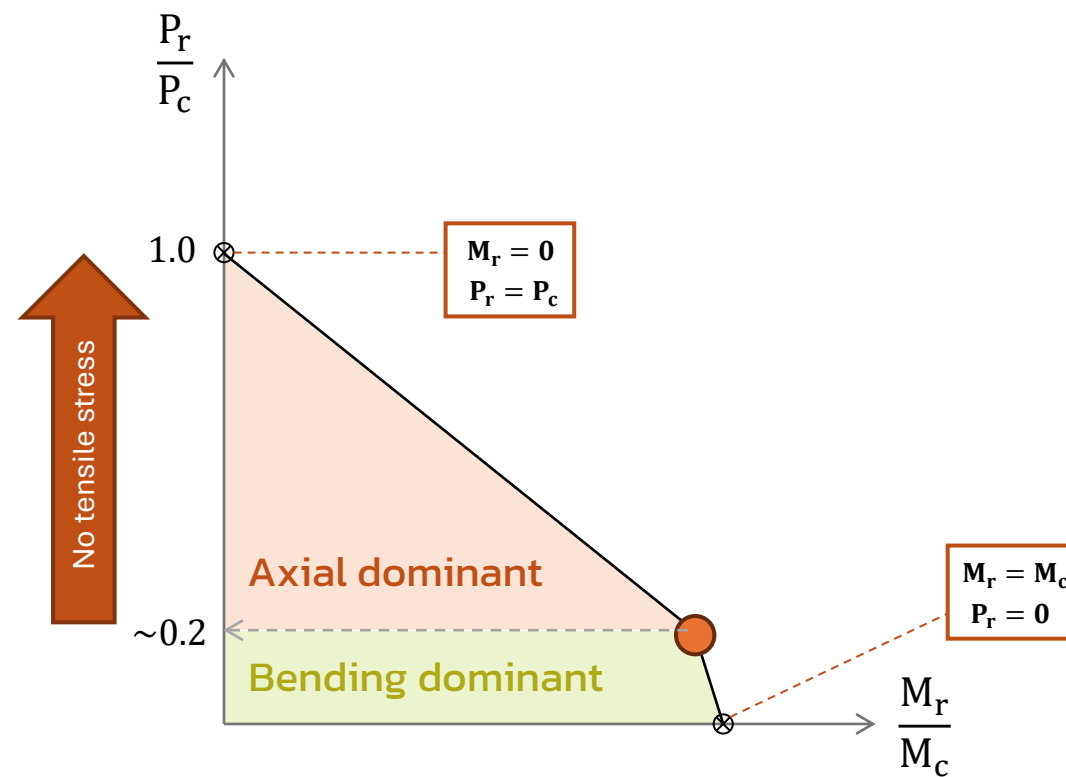
Normal stress at **balance** =  $0.5F_y - 0.3F_y = 0.2F_y$

(a) When  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (H1-1a)$$

(b) When  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (H1-1b)$$



# Interaction Diagram

#WeLoveSteelConstruction

- กรณี **axial dominant behavior**

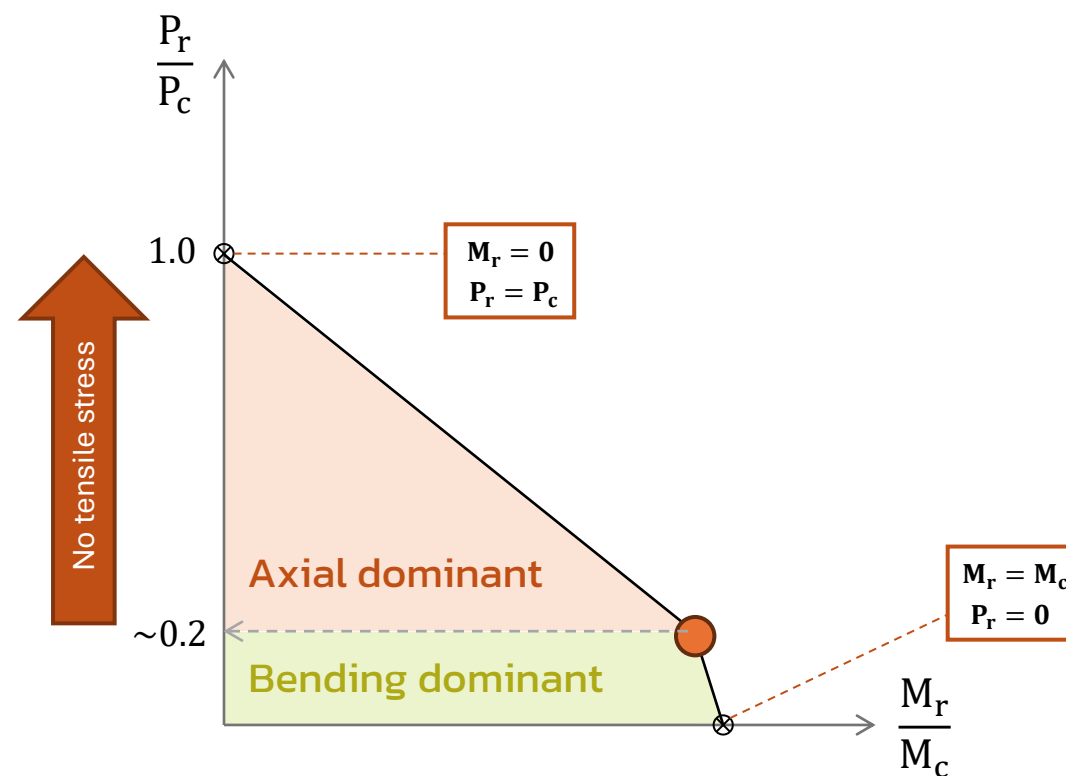
เงื่อนไขสำคัญคือ normal compressive stress ต้องไม่เกิน  $F_y$  เพื่อป้องกันพฤติกรรม stiffness reduction อันส่งผลทำให้กำลังรับแรงอัด  $P_c$  ลดน้อยลง

- โดยทั่วไป elastic section modulus ( $S_x$ ) ของ H-shaped section มีค่าที่ราว 85% - 90% ของ plastic section modulus ( $Z_x$ ) กล่าวคือ  $S_x \sim 8/9Z_x$  หรือ  $M_y \sim 8/9M_p$

การลดทอน required moment ( $M_r$ ) ลงจากระดับที่ทำให้ flexural member เกิด fully yield ( $M_p$ ) ก็เพื่อป้องกัน stiffness reduction (บางส่วนของหน้าตัดเกิดการ yield) อันส่งผลต่อการลดลงของ  $P_c$  ด้วยเหตุดังกล่าว จึงพบการลดทอน  $M_r$  ลง ด้วยตัวแปร 8/9 ในสมการ H1-1a

(a) When  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$$



# Interaction Diagram

#WeLoveSteelConstruction

- กรณี **bending dominant behavior**

เนื่องด้วยระดับของแรงอัด (กำลังรับแรงอัดที่ต้องการ  $P_r$ ) มีค่าไม่เกิน 20% ของกำลังรับแรงอัด (กำลังที่มี  $P_c$ ) ซึ่งเป็นผลทำให้ destabilizing effect มีค่าน้อย

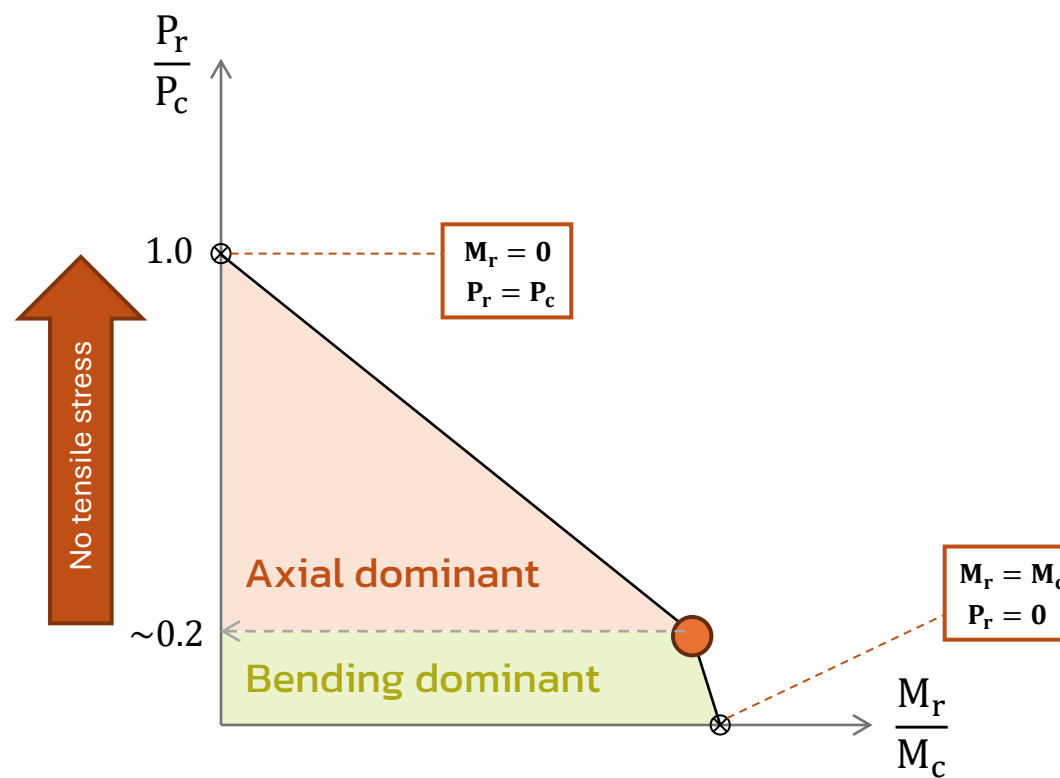
- จากที่  $P_r/P_c + M_r/M_c \leq 1$  หาก  $M_r/M_c$  มีค่าราว 8/9 ~ 90% ดังนั้น  $P_r/P_c = 1 - 0.9 = 0.1$

แต่ด้วย  $P_r/P_c$  มีค่าราว 0.2 จากเงื่อนไขก่อนหน้า จึงลดทอน  $P_r/P_c$  ลงเป็น  $P_r/2P_c = 0.2/2 = 0.1$  เพื่อให้ interaction curve เกิดความต่อเนื่อง ระหว่าง axial dominant และ bending dominant boundary

ใน AISC 360 Commentary H1 ระบุไว้ว่า  
"The terms in denominator fix the end points of the interaction curve."

(b) When  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (H1-1b)$$

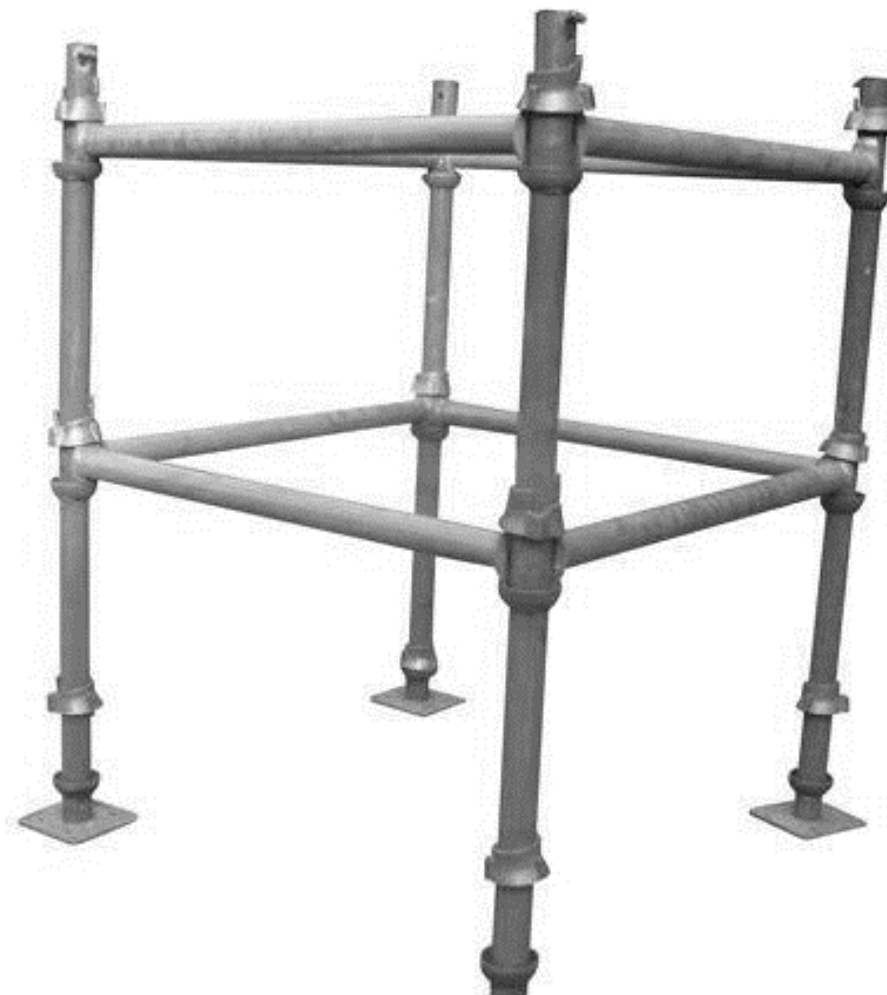


**ผลจากความไม่ 100% ของ  
องค์อาคารที่ต้องพิจารณา  
เสถียรภาพ**

**Imperfection: Impact to  
System Instability**

---

**#WeLoveSteelConstruction**

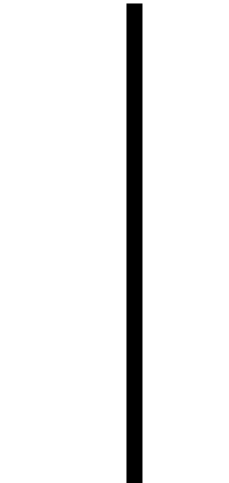


# Imperfection of Compression Member

#WeLoveSteelConstruction

- Perfectly-straight cantilevered column รับ **vertical gravity load**
- Equilibrium ที่ฐานเสาจะเกิด **vertical reaction**

vertical gravity load, **P**

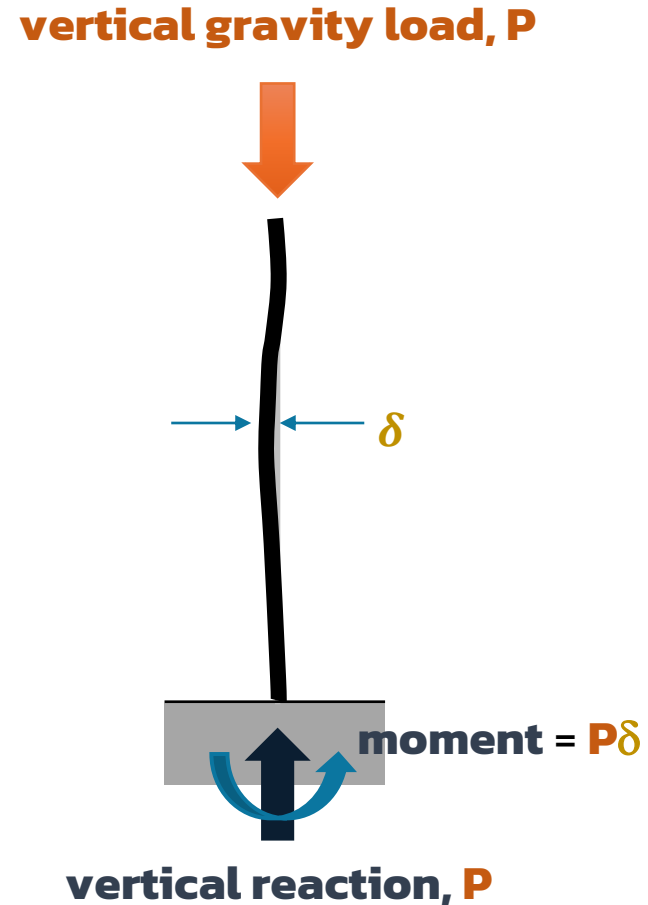


vertical reaction, **P**

# Imperfection of Compression Member

#WeLoveSteelConstruction

- “Perfectly-straight column” นั้นไม่มีอยู่จริง
- Equilibrium ที่ฐานเสา จะเกิด moment เท่ากับ  $P\delta$

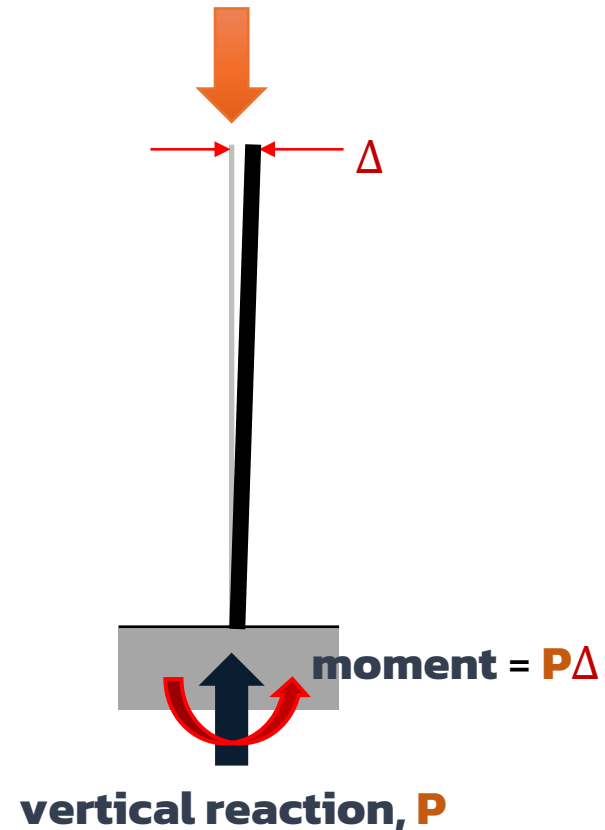


# Imperfection of Compression Member

#WeLoveSteelConstruction

- Assume “perfectly-straight” column แต่อาจไม่ได้ถึง 100%
- Equilibrium ที่ฐานเสา จะเกิด moment เท่ากับ  $P\Delta$

vertical gravity load,  $P$



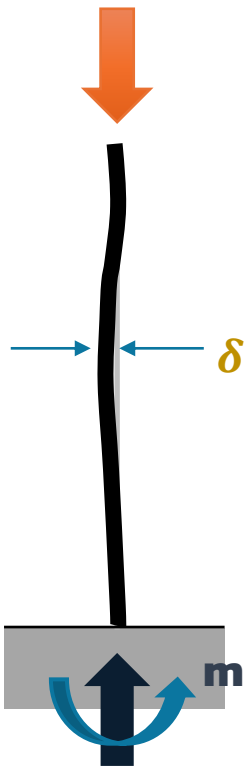
# Imperfection

Out-of-Straightness

Out-of-Plumbness

#WeLoveSteelConstruction

vertical gravity load,  $P$



vertical reaction,  $P$

moment =  $P\delta$



vertical reaction,  $P$

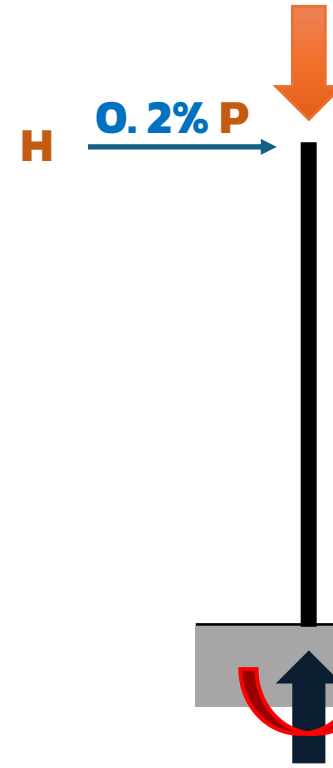
moment =  $P\Delta$

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{1}{500}$$

# Perfection

But with notional load

vertical gravity load,  $P$

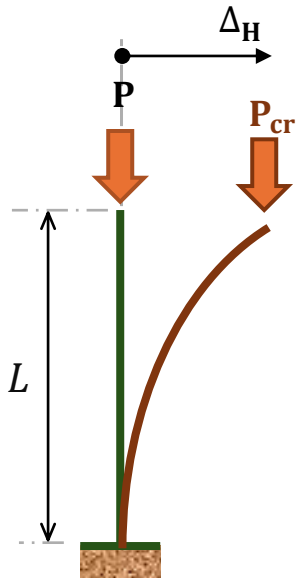


vertical reaction,  $P$

$$\begin{aligned} H \cdot L &= P\Delta \\ H &= P \cdot \Delta / L \\ &= P \cdot 1/500 \\ &= 0.002P \end{aligned}$$

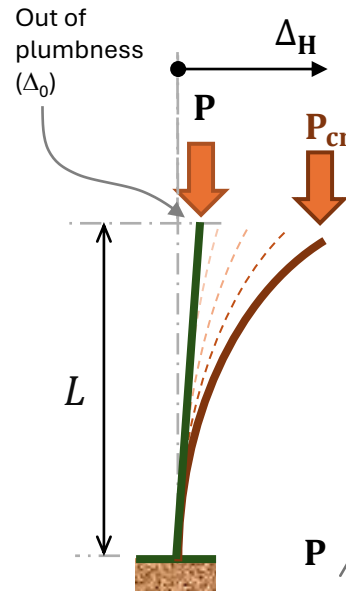
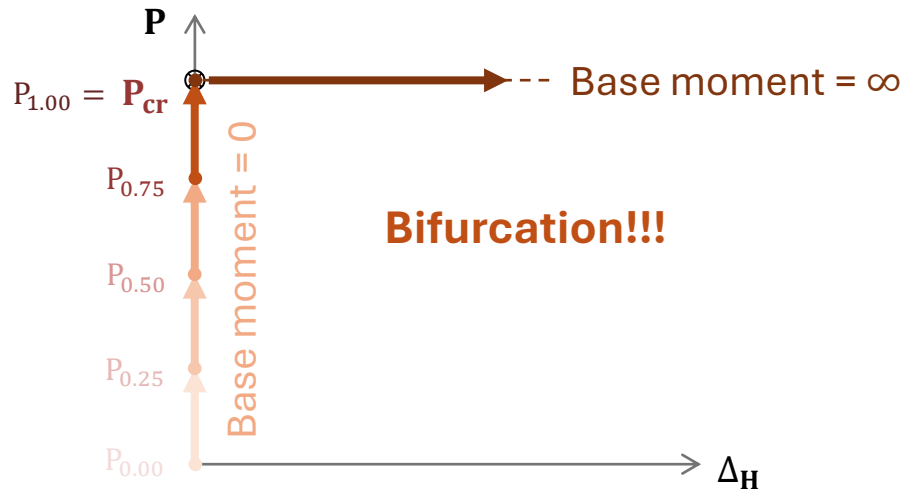
# Load Increment in Member for Stability

#WeLoveSteelConstruction



**Analysis:** Base reaction =  $P$   
Perfectly straight

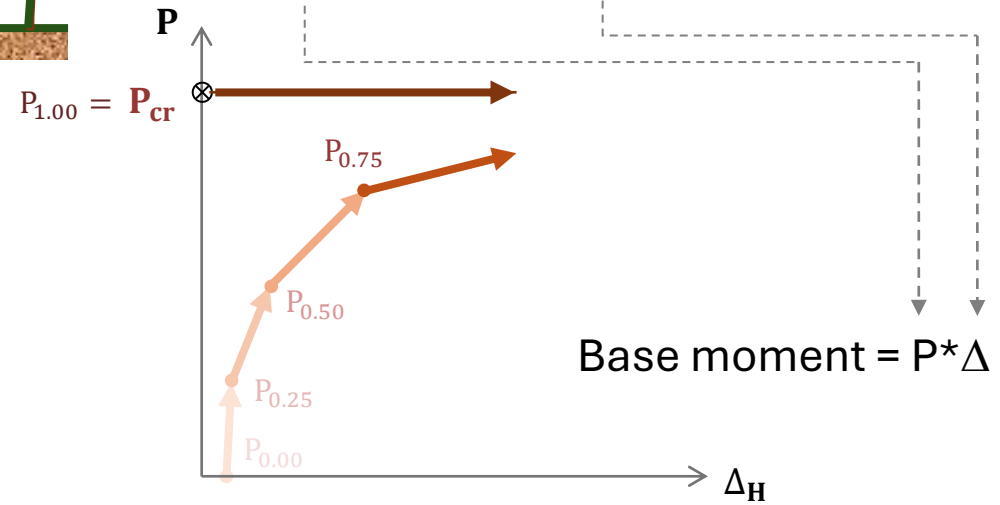
|                         |                     |
|-------------------------|---------------------|
| $P_{0.00} = 0$          | $\Delta_{0.00} = 0$ |
| $P_{0.25} = 0.25P_{cr}$ | $\Delta_{0.25} = 0$ |
| $P_{0.50} = 0.50P_{cr}$ | $\Delta_{0.50} = 0$ |
| $P_{0.75} = 0.75P_{cr}$ | $\Delta_{0.75} = 0$ |
| $P_{1.00} = 1.00P_{cr}$ | $\Delta_{1.00} =$   |



**Analysis:** Base reaction =  $P$

|                         |
|-------------------------|
| $P_{0.00} = 0$          |
| $P_{0.25} = 0.25P_{cr}$ |
| $P_{0.50} = 0.50P_{cr}$ |
| $P_{0.75} = 0.75P_{cr}$ |
| $P_{1.00} = 1.00P_{cr}$ |

|                                                                                             |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|
| $\Delta_{0.00} =$ out of plumbness                                                          |
| $\Delta_{0.25} = f(\Delta_{0.00}) = \text{Amplification } (P = P_{0.25}) * (\Delta_{0.00})$ |
| $\Delta_{0.50} = f(\Delta_{0.25}) = \text{Amplification } (P = P_{0.50}) * (\Delta_{0.00})$ |
| $\Delta_{0.75} = f(\Delta_{0.50}) = \text{Amplification } (P = P_{0.75}) * (\Delta_{0.00})$ |
| $\Delta_{1.00} = \infty$                                                                    |



# Load Increment in Member for Stability

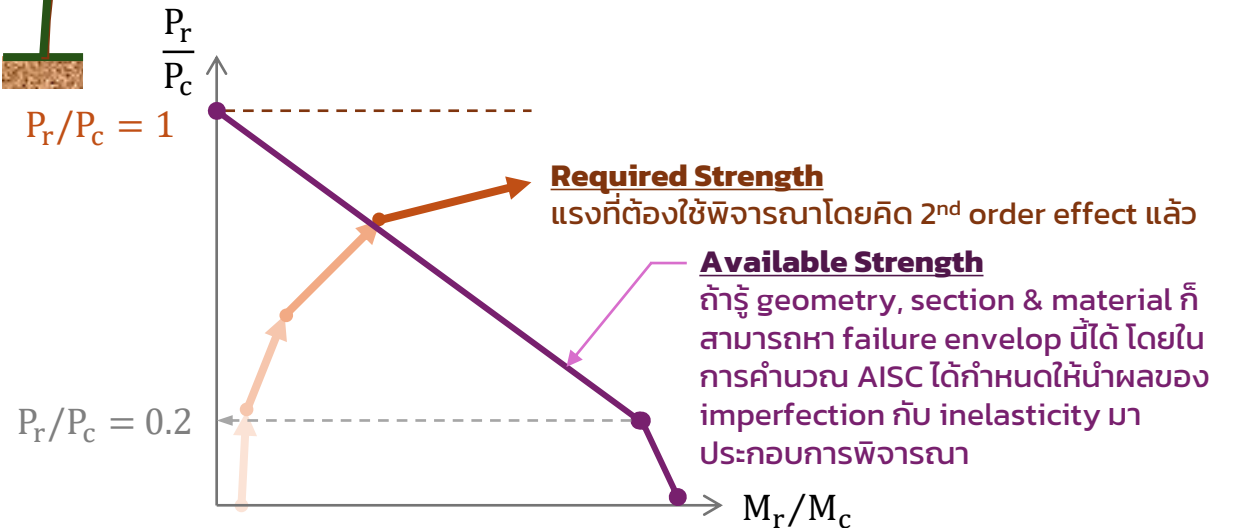
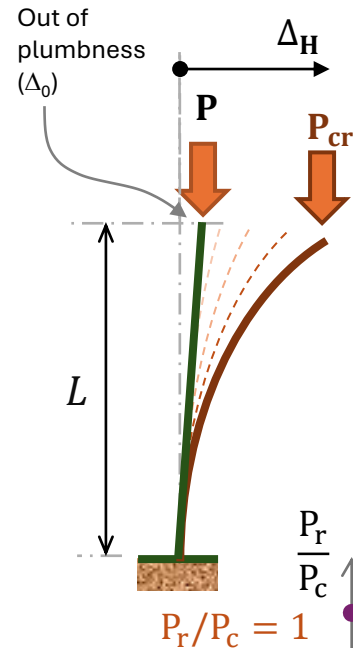
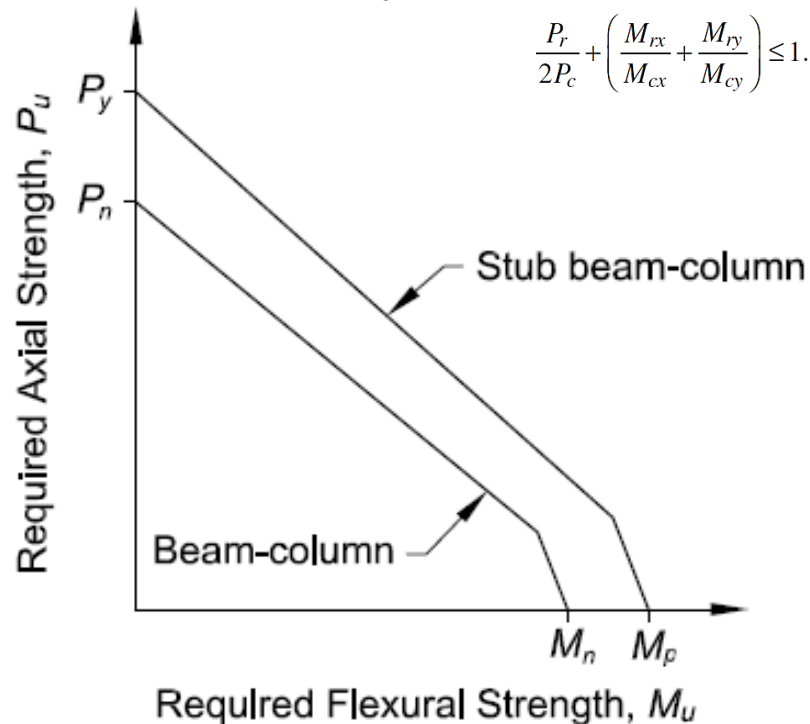
#WeLoveSteelConstruction

(a) When  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(b) When  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$





# Stability Analysis Approach Old vs. New

#WeLoveSteelConstruction

# การออกแบบเพื่อโครงสร้างที่มีเสถียรภาพ

## Design for Stability

#WeLoveSteelConstruction

# Specification for Structural Steel Buildings

March 9, 2005

## APPENDIX 7

### DIRECT ANALYSIS METHOD

This appendix addresses the *direct analysis method* for structural systems comprised of *moment frames, braced frames, shear walls, or combinations thereof.*

The appendix is organized as follows:

- 7.1. General Requirements
- 7.2. Notional Loads
- 7.3. Design-Analysis Constraints

| TABLE C-C2.2<br>Approximate Values of Effective Length Factor, K |      |      |     |     |      |     |
|------------------------------------------------------------------|------|------|-----|-----|------|-----|
| Buckled shape of column is shown by dashed line.                 | (a)  | (b)  | (c) | (d) | (e)  | (f) |
| 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                                               |      |      |     |     |      |     |

Fig. C-C2.3. Alignment chart—sidesway inhibited (braced frame).

## CHAPTER C

### STABILITY ANALYSIS AND DESIGN

This chapter addresses general requirements for the stability analysis and design of members and frames.

The chapter is organized as follows:

- C1. Stability Design Requirements
- C2. Calculation of Required Strengths

#### Ib. Second-Order Analysis by Amplified First-Order Elastic Analysis

**User Note:** A method is provided in this section to account for second-order effects in frames by amplifying the axial forces and moments in members and connections from a first-order analysis.

The following is an approximate second-order analysis procedure for calculating the required flexural and axial strengths in members of *lateral load resisting systems*. The required second-order flexural strength,  $M_r$ , and axial strength,  $P_r$ , shall be determined as follows:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{1t} \quad (C2-1a)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{1t} \quad (C2-1b)$$

where

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1 \quad (C2-2)$$

For members subjected to axial compression,  $B_1$  may be calculated based on the first-order estimate  $P_r = P_{nt} + P_{1t}$ .

**User Note:**  $B_1$  is an amplifier to account for second order effects caused by displacements between brace points ( $P-\delta$ ) and  $B_2$  is an amplifier to account for second order effects caused by displacements of braced points ( $P-\Delta$ ).

For members in which  $B_1 \leq 1.05$ , it is conservative to amplify the sum of the non-sway and sway moments (as obtained, for instance, by a first-order elastic analysis) by the  $B_2$  amplifier, in other words,  $M_r = B_2(M_{nt} + M_{1t})$ .

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1 \quad (C2-3)$$

**User Note:** Note that the  $B_2$  amplifier (Equation C2-3) can be estimated in preliminary design by using a maximum lateral drift limit corresponding to the story shear  $\Sigma H$  in Equation C2-6b.

and

$$\alpha = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \alpha = 1.60 \text{ (ASD)}$$

# Specification for Structural Steel Buildings

July 7, 2016

## CHAPTER C

### DESIGN FOR STABILITY

This chapter addresses requirements for the design of structures for stability. The direct analysis method is presented herein.

The chapter is organized as follows:

- C1. General Stability Requirements
- C2. Calculation of Required Strengths
- C3. Calculation of Available Strengths

| TABLE C-C1.1<br>Comparison of Basic Stability Requirements with Specific Provisions <span style="float: right;">หลัก</span>                                                            |                                                                                     |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Basic Requirement in Section C1                                                                                                                                                        | Provision in Direct Analysis Method (DM)                                            | Provision in Effective Length Method (ELM)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |
| (1) Consider all deformations                                                                                                                                                          | C2.1(a). Consider all deformations                                                  | Same as DM (by reference to C2.1)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
| (2) Consider second-order effects (both $P-\Delta$ and $P-\delta$ )                                                                                                                    | C2.1(b). Consider second-order effects ( $P-\Delta$ and $P-\delta$ ) <sup>(a)</sup> | Same as DM (by reference to C2.1)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
| (3) Consider geometric imperfections<br><i>This includes joint-position imperfections<sup>(a)</sup> and member imperfections (which affect structure response and member strength)</i> | C2.2a. Direct modeling or C2.2b. Notional loads                                     | Same as DM, second option only (by reference to C2.2b)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| (4) Consider stiffness reduction due to inelasticity<br><i>This affects structure response and member strength</i>                                                                     | Included in the stiffness reduction specified in C2.3                               | All these effects are considered by using $L_c = KL$ from a sidesway buckling analysis in the member strength check. Note that the differences between DM and ELM are:<br>• DM uses reduced stiffness in the analysis and $L_c = L$ in the member strength check<br>• ELM uses full stiffness in the analysis and $L_c = KL$ from sidesway buckling analysis in the member strength check |
| (5) Consider uncertainty in strength and stiffness<br><i>This affects structure response and member strength</i>                                                                       | Included in the stiffness reduction specified in C2.3                               | Included in member strength formulas, with $L_c = L$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
|                                                                                                                                                                                        | Effect of stiffness/strength uncertainty on member strength                         | Included in member strength formulas, with $L_c = L$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |

<sup>(a)</sup> In typical building structures, the "joint-position imperfections" refers to column out-of-plumbness.  
<sup>(b)</sup> Second-order effects may be considered either by a computational  $P-\Delta$  and  $P-\delta$  analysis or by the approximate method (using  $B_1$  and  $B_2$  multipliers) specified in Appendix B.

# Specification for Structural Steel Buildings

June 22, 2010

## CHAPTER C

### DESIGN FOR STABILITY

This chapter addresses requirements for the design of structures for *stability*. The *direct analysis method* is presented herein; alternative methods are presented in Appendix 7.

The chapter is organized as follows:

- C1. General Stability Requirements
- C2. Calculation of Required Strengths
- C3. Calculation of Available Strengths

## APPENDIX 8

### APPROXIMATE SECOND-ORDER ANALYSIS

This appendix provides, as an alternative to a rigorous second-order analysis, a procedure to account for second-order effects in structures by amplifying the *required strengths* indicated by a *first-order analysis*.

The appendix is organized as follows:

- 8.1. Limitations
- 8.2. Calculation Procedure

#### 8.1. LIMITATIONS

The use of this procedure is limited to structures that support *gravity loads* primarily through nominally vertical *columns*, walls or frames, except that it is permissible to use the procedure specified for determining  $P-\delta$  effects for any individual compression member.

#### 8.2. CALCULATION PROCEDURE

The *required second-order flexural strength*,  $M_r$ , and axial strength,  $P_r$ , of all members shall be determined as follows:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{1t} \quad (A-8-1)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{1t} \quad (A-8-2)$$

# เปรียบเทียบการออกแบบ

#WeLoveSteelConstruction

## Effective Length Method (ELM)

วิธีการเดิม ตั้งแต่ก่อน AISC 360-05

ไม่พิจารณา imperfection (ไปสะท้อนค่า K)

ทั้งนี้ สำหรับ AISC 360-05 เป็นต้นมา มาตรฐานกำหนดให้พิจารณา notional load  $N_i$

## Direct Analysis Method (DM)

วิธีการใหม่ อ้างอิง วสท. 011038-22

พิจารณา imperfection โดยการใส่ notional load,  
 $N_i = 0.002 * P_i$

0.002 หรือ 0.2% มาจากระยะเยื้องศูนย์กลางมากที่สุดที่ยอมให้  
ที่เท่ากับ 1/500 (เสายาว 5 m หลุดตั้งได้ 1 cm)

แรงเสมือนทางด้านข้าง หรือ notional load ( $N_i$ ) เป็นการชดเชยปัญหา imperfection (ไม่ได้ตั้ง) ที่เกิดขึ้นได้เป็นปกติกับโครงสร้าง ส่งผลต่อแนวทางการพิจารณาในลำดับต่อไปว่า ... ผลจาก imperfection นี้  
(1) จะไปลดทอนกำลังของ member ... หรือ (2) จะไปเพิ่มแรงภายในให้กับ member

# เปรียบเทียบการออกแบบ

#WeLoveSteelConstruction

## Effective Length Method (ELM)

วิธีการเดิม ตั้งแต่ก่อน AISC 360-05

พิจารณา second order analysis

P-Delta Effect

ผลจากการ deform จาก original geometry โดยไป  
"ลดทอนกำลัง"

## Direct Analysis Method (DM)

วิธีการใหม่ อ้างอิง วสท. 011038-22

พิจารณา second order analysis

P-Delta Effect

ผลจากการ deform จาก original geometry โดยไป  
"เพิ่มแรงภายใน โดยเฉพาะอย่างยิ่ง M"

โครงสร้างรับแรงอัดในแนวแกน จะต้องพิจารณาเสถียรภาพ (stability) ในสภาพที่ (1) **ยังไม่เสียรูปออกทางข้างจากแนวแรงอัด** เรียกว่า **1<sup>st</sup> order analysis** ซึ่งเป็นการวิเคราะห์แรงภายใน ทั้ง axial moment shear จาก structural analysis ปกติ แต่จะไปลดทอนกำลังด้วยค่า K เช่น K = 2 สำหรับ sway column เป็นต้น (2) **เสียรูปออกทางข้างจากแนวแรงอัด** เรียกว่า **2<sup>nd</sup> order analysis** ส่งผลทำให้ member เกิดหน่วยแรงภายในที่เพิ่มขึ้นจาก 2<sup>nd</sup> order moment

# เปรียบเทียบการออกแบบ

#WeLoveSteelConstruction

## Effective Length Method (ELM)

วิธีการเดิม ตั้งแต่ก่อน AISC 360-05

พิจารณาค่า K ใน Euler buckling stress

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

## Direct Analysis Method (DM)

วิธีการใหม่ อ้างอิง วสท. 011038-22

ไม่พิจารณาค่า K (K = 1) ใน Euler buckling stress  
\* ในการวิเคราะห์โครงสร้างและการหาค่าลึง\*

$$F_e = \frac{\pi^2 E'}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2}$$

ในอดีต เราออกแบบโดยพิจารณา ผลจากแรง (load) < กำลัง (strength) แต่ด้วยผลจาก imperfection ที่ “ควรจะมี” ไปเพิ่ม ผลจาก load ทั้ง แรงอัดและโมเมนต์ แทนที่จะไปลดทอน strength (จากการเพิ่มค่า K) ... อาจกล่าวได้ว่าในกรณีที่เกิด deformation มาก วิธี DM จะเหมาะกว่า ELM โดยทั้งนี้ มาตรฐานการออกแบบปัจจุบัน จะเรียก ผลจาก load (แรงอัดและโมเมนต์) ว่า Required strength ( $P_r$ ,  $M_r$  แทน  $P_u$ ,  $M_u$ ) และจะเรียกกำลัง ว่า Available strength ( $P_c$ ,  $M_c$ )

# เปรียบเทียบการออกแบบ

#WeLoveSteelConstruction

## Effective Length Method (ELM)

วิธีการเดิม ตั้งแต่ก่อน AISC 360-05

ไม่ลดทอน stiffness

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

## Direct Analysis Method (DM)

วิธีการใหม่ อ้างอิง วสท. 011038-22

ลดทอน stiffness,  $EI' = 0.8EI$

\* เฉพาะในการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหา deformation\*

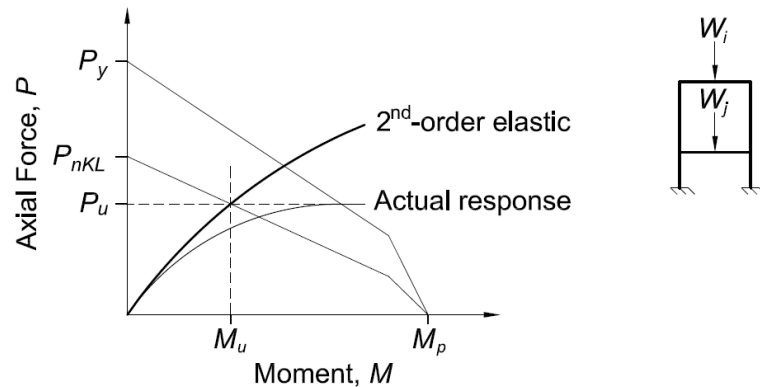
$$F_e = \frac{\pi^2 E'}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 EI'}{(L_c)^2 / A}$$

# เปรียบเทียบผลการออกแบบ

#WeLoveSteelConstruction

## Effective Length Method (ELM)

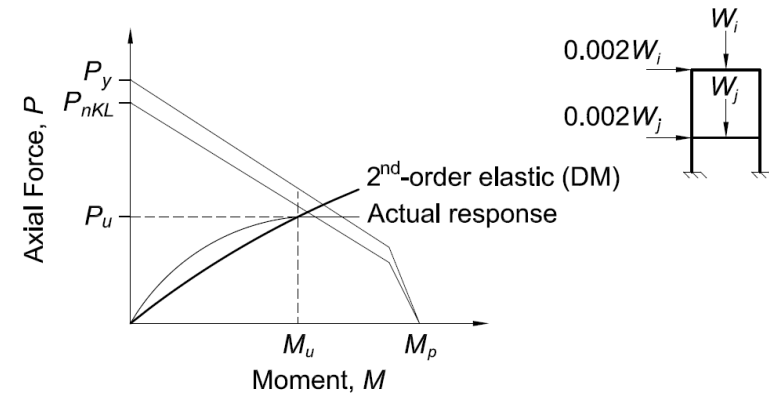
วิธีการเดิม ตั้งแต่ก่อน AISC 360-05



(a) Effective length method ( $P_{nKL}$  is the nominal compressive strength used in the effective length method; see Appendix 7)

## Direct Analysis Method (DM)

วิธีการใหม่ อ้างอิง วสท. 011038-22

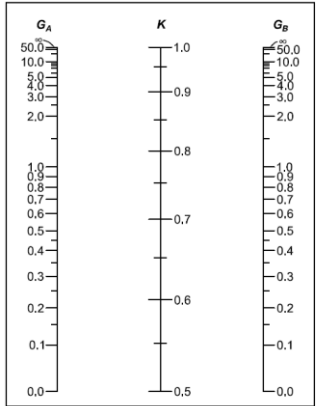


(b) Direct analysis method (DM)

จะเห็นว่า 2<sup>nd</sup> order DM มีความใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริง (actual response) มากกว่า 2<sup>nd</sup> order ELM โดยในการวิเคราะห์แบบ ELM กำลัง (available strength) โดยเฉพาะ  $P_n$  ที่วิเคราะห์ด้วย K factor จะ "ต่ำกว่า"  $P_n$  ตามวิธี DM ที่กำหนด  $K = 1$  ในขณะที่  $M_u$  ตามวิธี DM จะเพิ่มขึ้นมากกว่าการคำนวณตามวิธี ELM ( $M_u$ ) ส่งผลให้การคำนวณจะ too conservative

# AISC360-10

| TABLE C-C2.2<br>Approximate Values of Effective Length Factor, K |      |      |     |     |      |     |
|------------------------------------------------------------------|------|------|-----|-----|------|-----|
| Buckled shape of column is shown by dashed line.                 | (a)  | (b)  | (c) | (d) | (e)  | (f) |
| 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                                               |      |      |     |     |      |     |



## ขงเล็ก

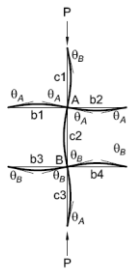


Fig. C-C2.3. Alignment chart—sidesway inhibited (braced frame).

## สาเหตุ: ปฏิบัติจริงได้ยาก

- Behavior is purely elastic
- All members have constant cross section.
- All joints are rigid.
- For columns in frames with sidesway inhibited, rotations at opposite ends of the restraining beams are equal in magnitude and opposite in direction, producing single curvature bending.
- For columns in frames with sidesway uninhibited, rotations at opposite ends of the restraining beams are equal in magnitude and direction, producing reverse curvature bending.
- The stiffness parameter  $L\sqrt{P/EI}$  of all columns is equal.
- Joint restraint is distributed to the column above and below the joint in proportion to the column stiffness.
- All columns buckle simultaneously.**
- No significant axial compression force exists in the girders.

# Design for Stability

## #WeLoveSteelConstruction

### แล้วยังไงต่อ ...

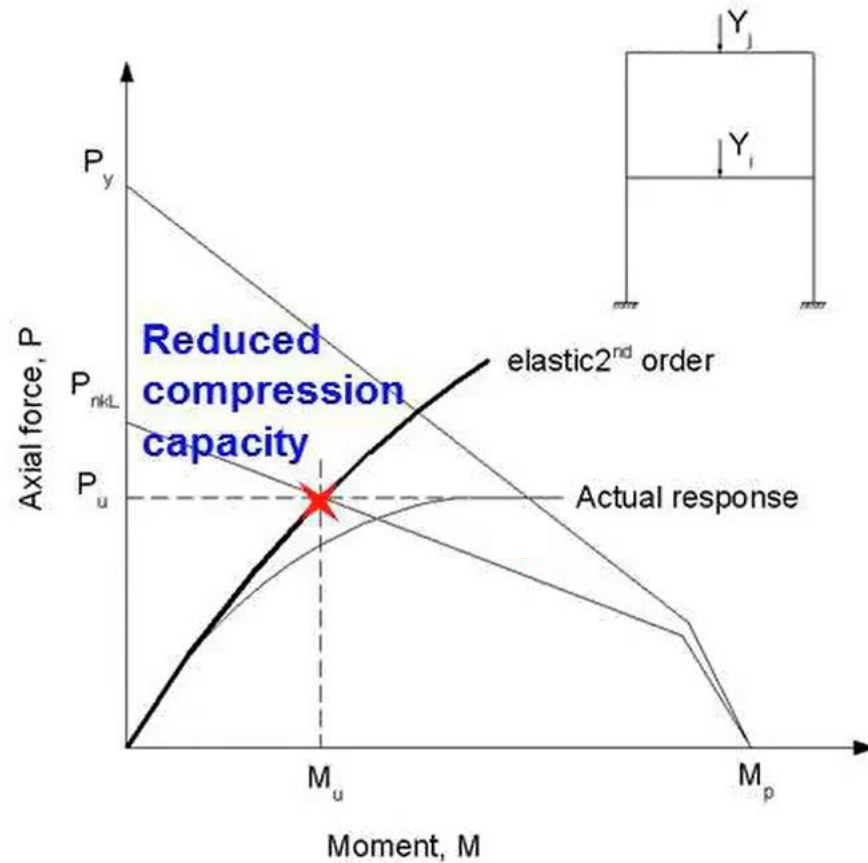
- เข้าใจความแตกต่างและความสัมพันธ์ระหว่าง **stiffness stability strength** และผลจาก **stiffness reduction** ต่อการสูญเสียเสถียรภาพ **destabilizing effect of structure**
- เข้าใจสาเหตุของการเกิด **residual stress** และทิศทางของ **residual stress** ตลอดจนผลจาก **residual stress** ต่อ **stiffness reduction**
- เข้าใจการหาแรงภายในโครงสร้าง ทั้งแรงอัดหรือโมเมนต์ดัด ตลอดจน **displacement** เมื่อพิจารณากับสภาพที่โครงสร้างยังไม่เสถียร (1<sup>st</sup> order analysis) กับสภาพที่โครงสร้างเสถียร (2<sup>nd</sup> order analysis)
- เข้าใจว่าการเสถียรของโครงสร้างในสภาพที่ยังไม่รับแรงอาจมาจากความคลาดเคลื่อนในการปฏิบัติงานที่ยอมรับได้ (อยู่ในเกณฑ์คุณภาพ) ที่เรียกว่า **imperfection** โดยอาจมาจากขั้นตอนการผลิตและแปรรูป ทำให้ **member** ไม่ตรงดิ่ง (**out of straightness**) หรือการติดตั้ง ที่ไม่ได้ดิ่งของเสา (**out of plumbness**)

# AISC360-16

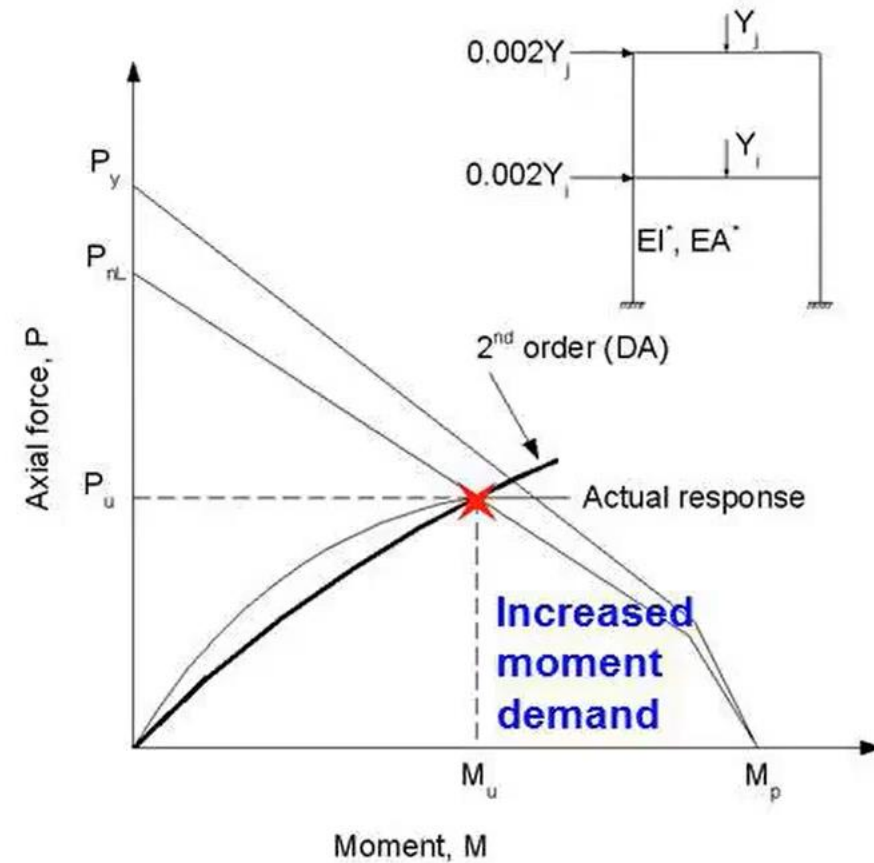
## พื้นฐานในการพิจารณา stability ตามวิธีการใหม่ของ AISC

- เข้าใจว่า **imperfection** สามารถจำลองได้ด้วยการใส่แรงเสมือนในแนวนอน ไปกระทำกับโครงสร้างเพื่อ **satisfy moment equilibrium** กับ **vertical load** ที่กระทำ โดยเรียกแรงเสมือนนี้ว่า **notional load**
- เข้าใจความหมายของ **required strength** ทั้ง  $M_r$  และ  $P_r$  ซึ่งพิจารณา **2<sup>nd</sup> order analysis** จากการจำลองผลของ **imperfection** ด้วยการใส่ **notional load** ไปกระทำกับโครงสร้าง
- เข้าใจพื้นฐานว่า **Euler's buckling stress** หามาได้อย่างไร และการพิจารณา **buckling** ว่าเป็นพฤติกรรมการวิบัติแบบฉับพลันที่เรียกว่า **Bifurcation** ซึ่งไม่ใช่พฤติกรรมจริงตามธรรมชาติ แต่ในความเป็นจริงจะเป็นพฤติกรรมที่ค่อยๆ เกิด **displacement** ที่มากขึ้นตามแรงอัดที่เพิ่มขึ้นแม้ว่าจะยังไม่ถึง **buckling stress** ก็ตาม
- เข้าใจว่าปริมาณของแรงอัดตลอดจนแรงทางด้านข้าง มีผลต่อการขยายค่าแรง ที่เรียกว่า **amplification factor**

# Direct Analysis Method vs. Traditional Effective Length Method

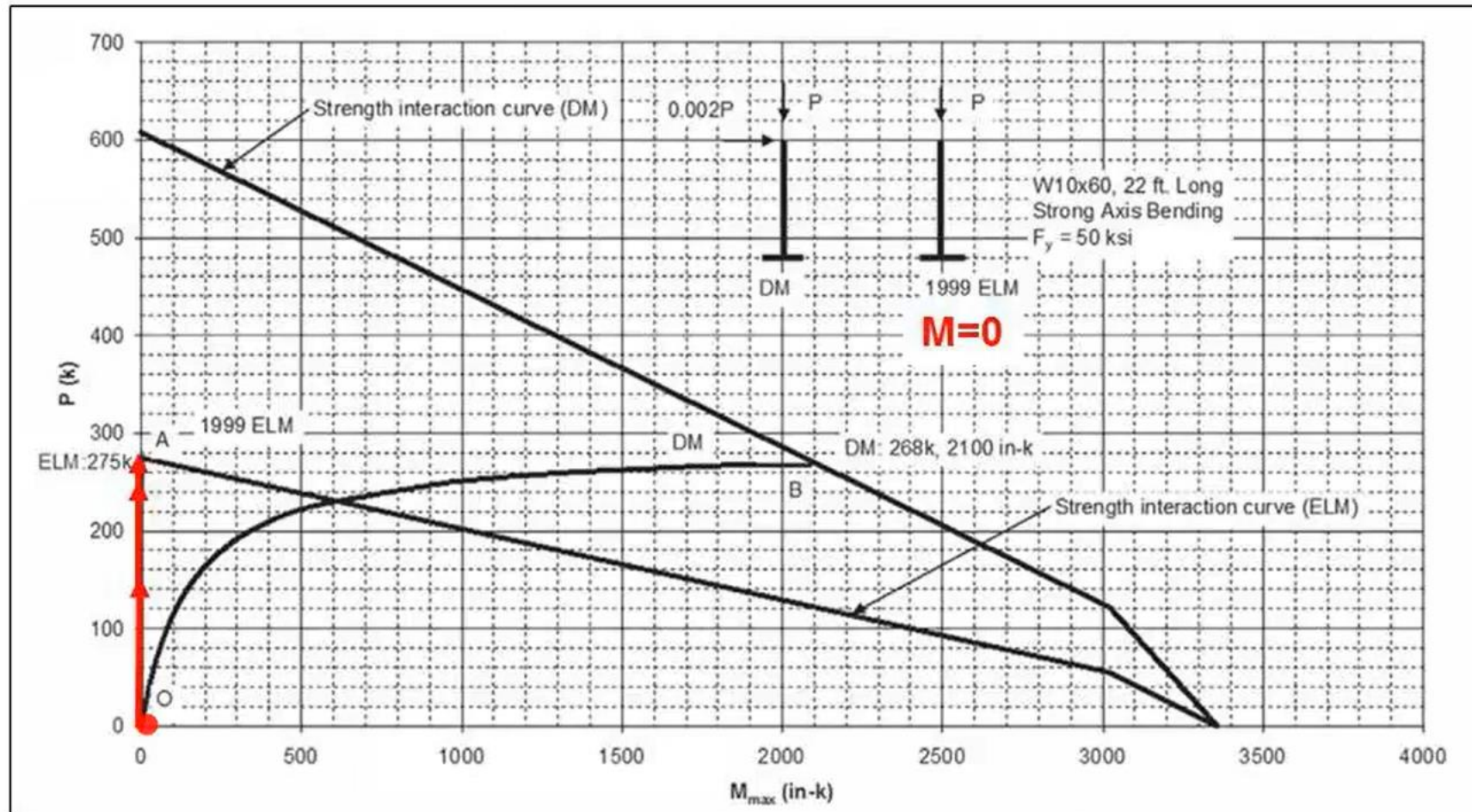


**Effective Length Method**



**Direct Analysis Method**

# Direct Analysis Method vs. Traditional Effective Length Method





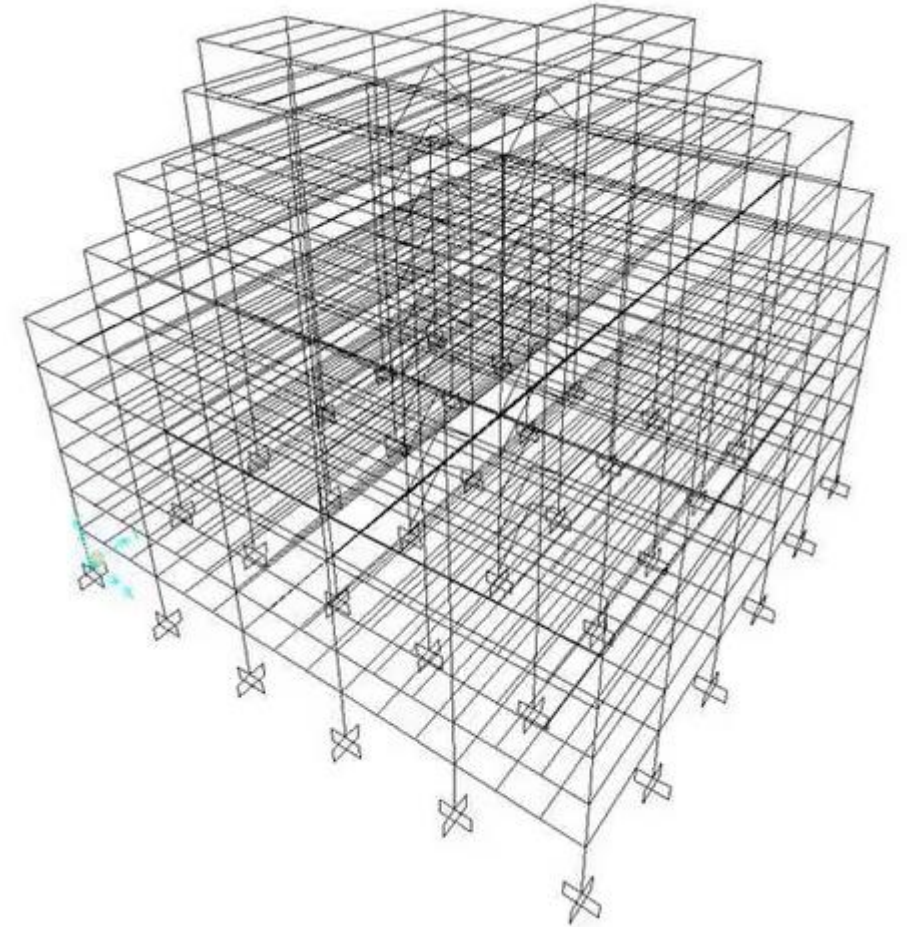
# AISC New Approach Direct Analysis Method (DM)

#WeLoveSteelConstruction

# Direct Analysis Method (DM)

#WeLoveSteelConstruction

- พิจารณา Load ที่คูณขยายค่า (แม้ว่าจะเป็น ASD เพื่อต้องการให้เห็นพฤติกรรมช่วง nonlinear)
- พิจารณา initial imperfection โดย apply แรง notional load
- ลด stiffness ของ member ที่ส่งผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้างโดยรวม
- พิจารณา 2<sup>nd</sup> order effect:  $P\Delta + P\delta$
- กำหนด  $K = 1$  ในการคำนวณกำลังในขั้นตอนการออกแบบ member (ไม่ลดทอน stiffness)
- สำหรับการตรวจสอบ serviceability ไม่ลดทอน stiffness



Ref: Landis (2018), "Direct Analysis Method Applications and Examples," AISC

# Direct Analysis Method (DM)

#WeLoveSteelConstruction

- พิจารณา Load ที่คูณขยายค่า (แม้ว่าจะเป็น ASD เพื่อต้องการให้เห็นพฤติกรรมช่วง nonlinear)
- พิจารณา initial imperfection โดย apply แรง notional load
- ลด stiffness ของ member ที่ส่งผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้างโดยรวม
- พิจารณา 2<sup>nd</sup> order effect:  $P\Delta + P\delta$
- กำหนด  $K = 1$  ในการคำนวณกำลังในขั้นตอนการออกแบบ member (ไม่ลดทอน stiffness)
- สำหรับการตรวจสอบ serviceability ไม่ลดทอน stiffness

Notional loads shall be applied as lateral loads at all levels. The notional loads shall be additive to other lateral loads and shall be applied in all load combinations, except as indicated in Section C2.2b(d). The magnitude of the notional loads shall be

$$N_i = 0.002\alpha Y_i \quad (C2-1)$$

where

$\alpha = 1.0$  (LRFD);  $\alpha = 1.6$  (ASD)

$N_i$  = notional load applied at level  $i$ , kips (N)

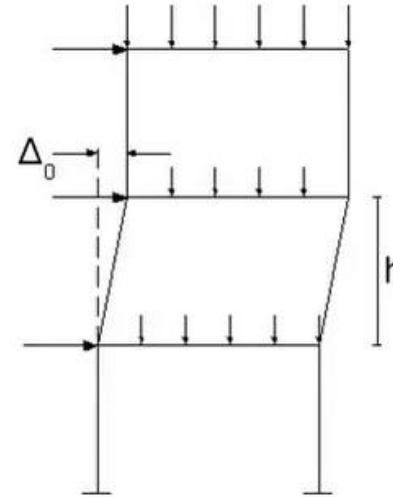
$Y_i$  = gravity load applied at level  $i$  from the LRFD load combination or ASD load combination, as applicable, kips (N)

**User Note:** The use of notional loads can lead to additional (generally small) fictitious base shears in the structure. The correct horizontal reactions at the foundation may be obtained by applying an additional horizontal force at the base of the structure, equal and opposite in direction to the sum of all notional loads, distributed among vertical load-carrying elements in the same proportion as the gravity load supported by those elements. The notional loads can also lead to additional overturning effects, which are not fictitious.

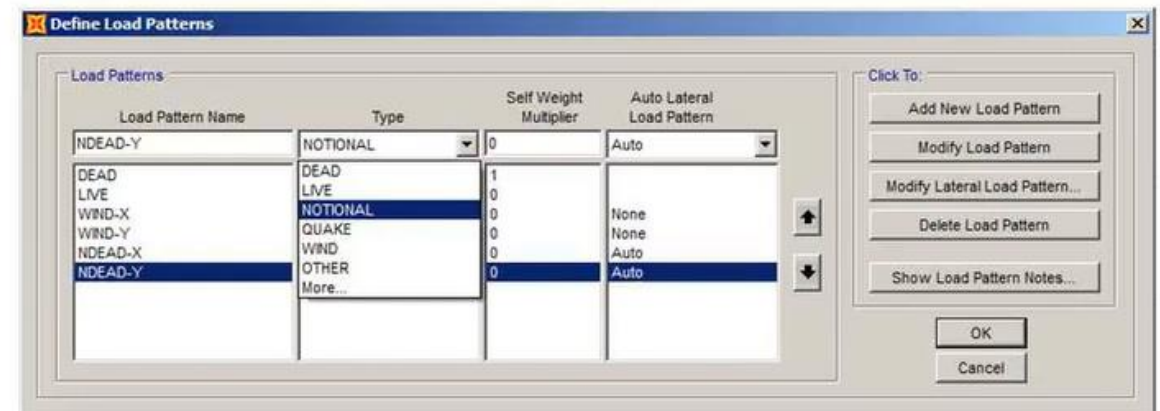
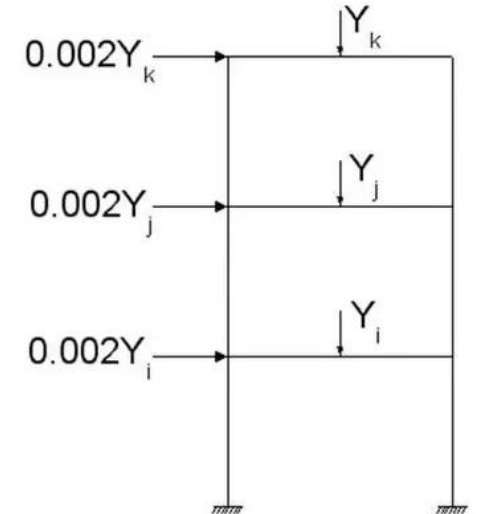
# Direct Analysis Method (DM)

#WeLoveSteelConstruction

- พิจารณา Load ที่คูณขยายค่า (แม้ว่าจะเป็นการ ASD เพื่อต้องการให้เห็นพฤติกรรมช่วง nonlinear)
- พิจารณา initial imperfection โดย apply แรง notional load
- ลด stiffness ของ member ที่ส่งผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้างโดยรวม
- พิจารณา 2<sup>nd</sup> order effect:  $P\Delta + P\delta$
- กำหนด  $K = 1$  ในการคำนวณกำลังในขั้นตอนการออกแบบ member (ไม่ลดทอน stiffness)
- สำหรับการตรวจสอบ serviceability ไม่ลดทอน stiffness



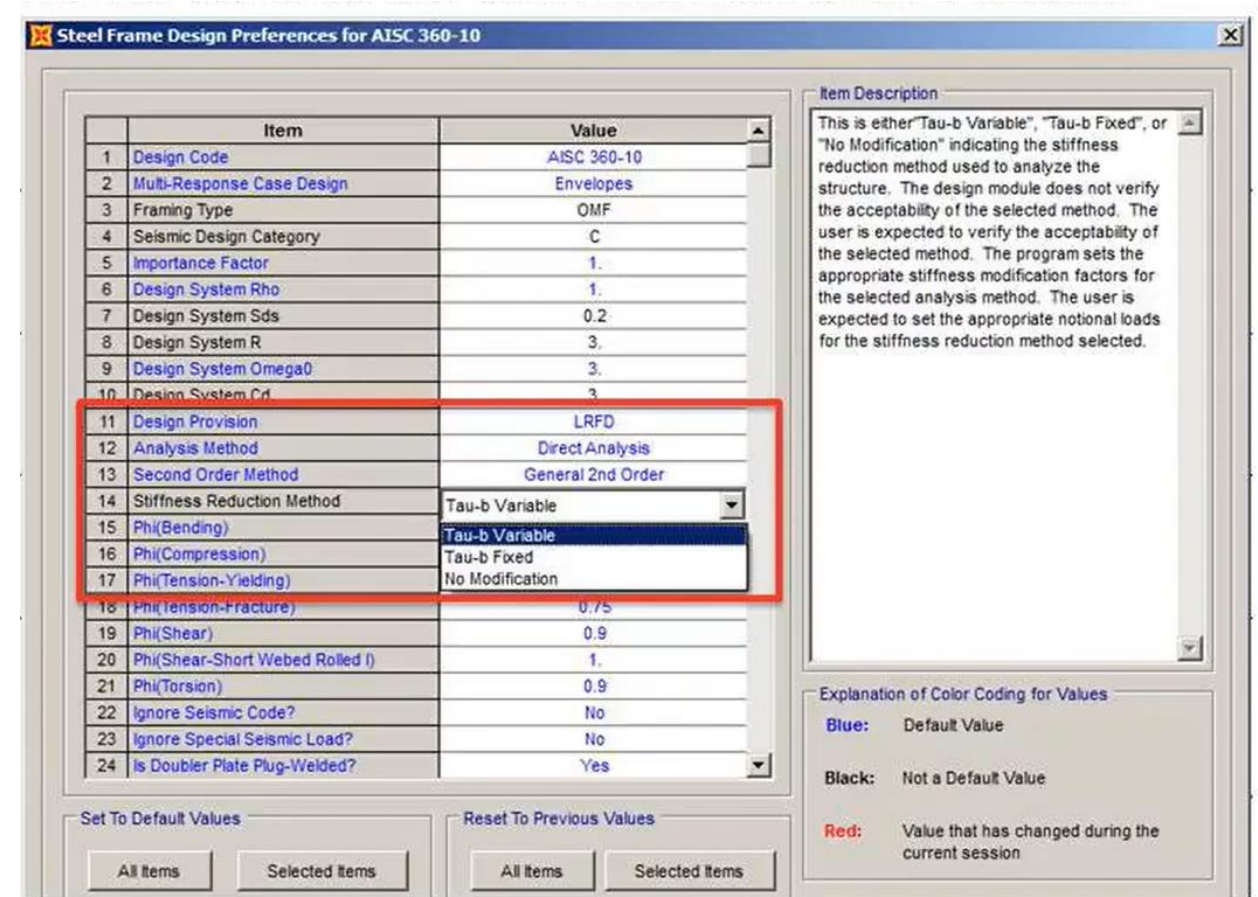
Local story out-of-plumbness



# Direct Analysis Method (DM)

#WeLoveSteelConstruction

- พิจารณา Load ที่คูณขยายค่า (แม้ว่าจะเป็น ASD เพื่อต้องการให้เห็นพฤติกรรมช่วง nonlinear)
- พิจารณา initial imperfection โดย apply แรง notional load
- ลด stiffness ของ member ที่ส่งผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้างโดยรวม
- พิจารณา 2<sup>nd</sup> order effect:  $P\Delta + P\delta$
- กำหนด  $K = 1$  ในการคำนวณกำลังในขั้นตอนการออกแบบ member (ไม่ลดทอน stiffness)
- สำหรับการตรวจสอบ serviceability ไม่ลดทอน stiffness

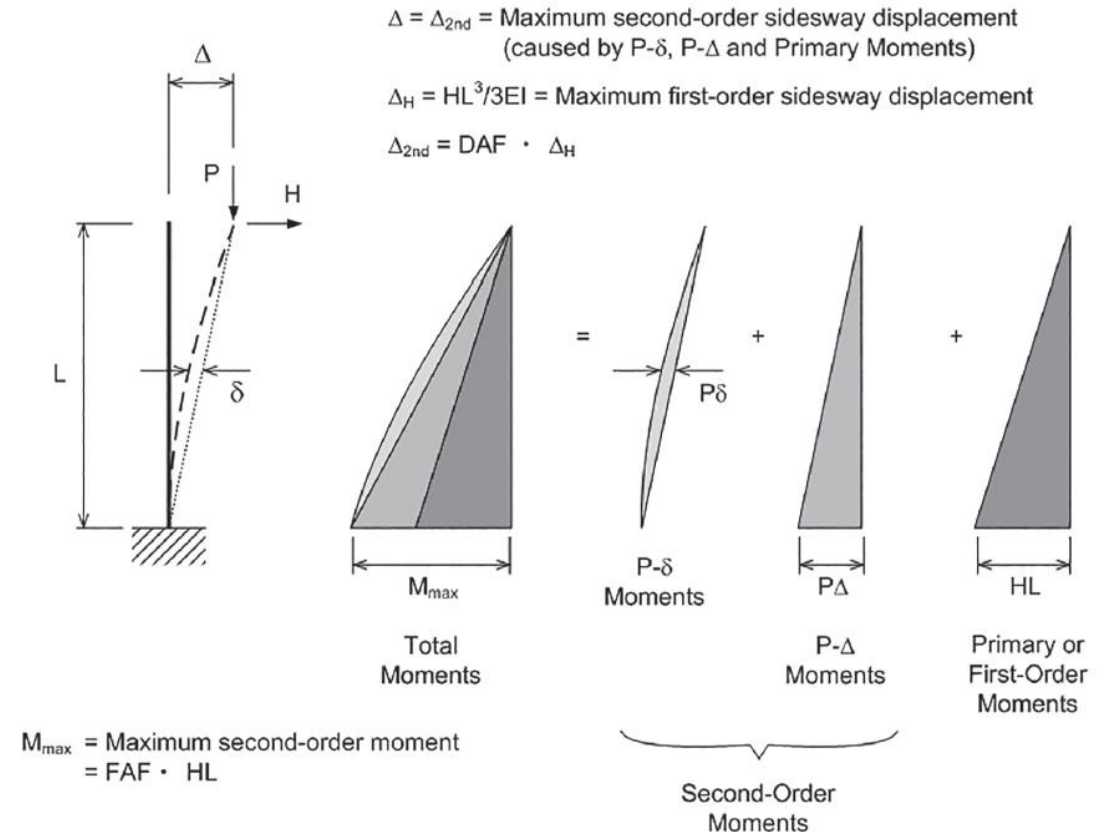


Ref: Landis (2018), "Direct Analysis Method Applications and Examples," AISC

# Direct Analysis Method (DM)

#WeLoveSteelConstruction

- พิจารณา Load ที่คูณขยายค่า (แม้ว่าจะเป็น ASD เพื่อต้องการให้เห็นพฤติกรรมช่วง nonlinear)
- พิจารณา initial imperfection โดย apply แรง notional load
- ลด stiffness ของ member ที่ส่งผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้างโดยรวม
- พิจารณา 2<sup>nd</sup> order effect:  $P\Delta + P\delta$
- กำหนด  $K = 1$  ในการคำนวณกำลังในขั้นตอนการออกแบบ member (ไม่ลดทอน stiffness)
- สำหรับการตรวจสอบ serviceability ไม่ลดทอน stiffness



Ref: AISC Design Guide 28 (2013), "Stability Design of Steel Buildings"

# Direct Analysis Method (DM)

#WeLoveSteelConstruction

- พิจารณา Load ที่คูณขยายค่า (แม้ว่าจะเป็น ASD เพื่อต้องการให้เห็นพฤติกรรมช่วง nonlinear)
- พิจารณา initial imperfection โดย apply แรง notional load
- ลด stiffness ของ member ที่ส่งผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้างโดยรวม
- พิจารณา 2<sup>nd</sup> order effect:  $P\Delta + P\delta$
- กำหนด  $K = 1$  ในการคำนวณกำลังในขั้นตอนการออกแบบ member (ไม่ลดทอน stiffness)
- สำหรับการตรวจสอบ serviceability ไม่ลดทอน stiffness

## EFFECTIVE LENGTH

The effective length,  $L_c$ , for calculation of member slenderness,  $L_c/r$ , shall be determined in accordance with Chapter C or Appendix 7,

where

$L_c$  = effective length of member, in. (mm)

=  $KL$

$K$  = effective length factor

$L$  = laterally unbraced length of the member, in. (mm)

$r$  = radius of gyration, in. (mm)

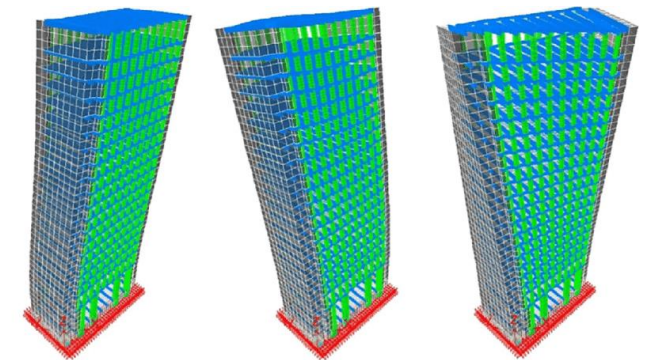
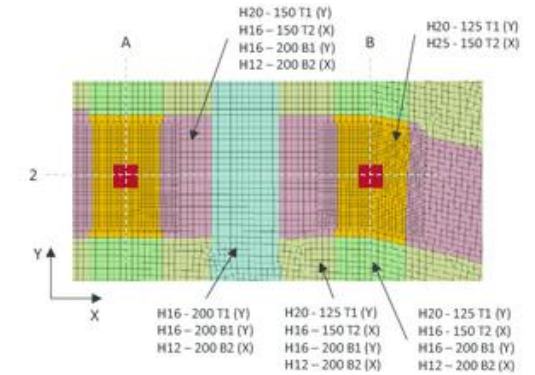
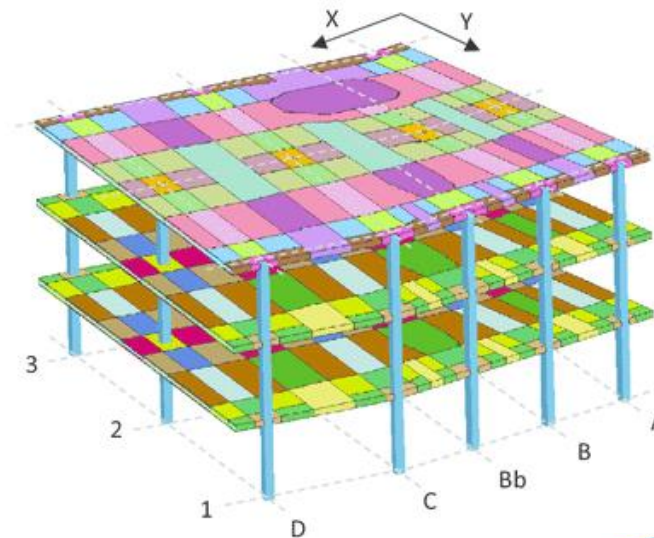
**User Note:** For members designed on the basis of compression, the effective slenderness ratio,  $L_c/r$ , preferably should not exceed 200. Furthermore, the slenderness ratio of the member as fabricated—taken as the fabricated length of the member divided by the least radius of gyration of the section—preferably should not exceed 300.

**User Note:** The effective length,  $L_c$ , may be determined using an effective length factor,  $K$ , or a buckling analysis.

# Direct Analysis Method (DM)

#WeLoveSteelConstruction

- พิจารณา Load ที่คูณขยายค่า (แม้ว่าจะเป็น ASD เพื่อต้องการให้เห็นพฤติกรรมช่วง nonlinear)
- พิจารณา initial imperfection โดย apply แรง notional load
- ลด stiffness ของ member ที่ส่งผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้างโดยรวม
- พิจารณา 2<sup>nd</sup> order effect:  $P\Delta + P\delta$
- กำหนด  $K = 1$  ในการคำนวณกำลังในขั้นตอนการออกแบบ member (ไม่ลดทอน stiffness)
- สำหรับการตรวจสอบ serviceability ไม่ลดทอน stiffness

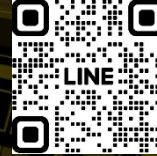


Ref: [www.researchgate.net](http://www.researchgate.net)

# Be friend with us via ...



LINE ID **WeLoveSteelConstruction**: @O60tlizi



<https://www.facebook.com/WeLoveSteelConstruction>



<https://www.youtube.com/c/WeLoveSteelConstruction>



<https://construction-forum.ssi-steel.com/>



iOS: <https://apps.apple.com/th/app/ssi-steel-design/id1474838160>

Android:

<https://play.google.com/store/apps/details?id=com.ssibdt.ssiesteeldesign&hl=en&gl=US>

