เอกสารการบรรยายพิเศษงาน เก๋า 2018

ช่วงที่ 3

โดย

พ.อ.ผศ.ดร.ณัฐพร นุตยะสกุล

- โรงเรียนเตรียมทหาร รุ่นที่ 34
- โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า รุ่นที่ 45
- Bachelor of Science in Civil Engineering, Virginia Military Institute, USA- M.Eng.
- Master of Science Stanford University, USA
- Doctor of Philosophy, Virginia Polytechnic Institute and State University, USA

- กองวิชาวิศวกรรมโยธา โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า

เนื่องในงานเก๋า 2018

(การบรรยายพิเศษด้านเทคนิคงานวิศวกรรมและช่าง ครั้งที่ 5)

27 มกราคม 2561

ห้องภาณุรังษี (โรงแรมรอยัลริเวอร์ กรุงเทพฯ)

Cold-Formed Steel
เหล็กขึ้นรูปเย็น

AISI STANDARD S100-2007

EIT STANDARD 1024-53

มาตรฐาน วสท.1024-53

พอ. ผศ. ดร. ณัฐพร นุตยะสกุล

กองวิชาวิศวกรรมโยธา

โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า

พ.อ. ผศ. ดร. ณัฐพร นุตยะสกุล

โรงเรียนเตรียมทหาร รุ่นที่ 34

โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า รุ่นที่ 45

ปี พ.ศ. 2543 Bachelor of Science in Civil Engineering, Virginia Military Institute, USA

ปี พ.ศ. 2543 Master of Science Stanford University, USA

ปี พ.ศ. 2548 Doctor of Philosophy, Virginia Polytechnic Institute and State University, USA

ทำความเข้าใจ

เหล็กรีดเย็น Cold-Rolled Steel

เหล็กขึ้นรูปเย็น Cold-Formed Steel

VS

เหล็กรีดร้อน Hot-Rolled Steel

บทนำ

- โดยทั่วไปเหล็กที่นำมาใช้เป็นชิ้นส่วนของโครงสร้างมีด้วยกัน 2 ประเภท

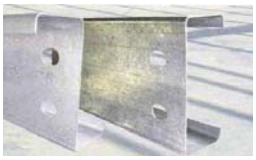
เหล็กรีดร้อน

(Hot-rolled steel)

Hot-Rolled Steel (เหล็กรีดร้อน)
Compact, Noncompact Section

เหล็กขึ้นรูปเย็น

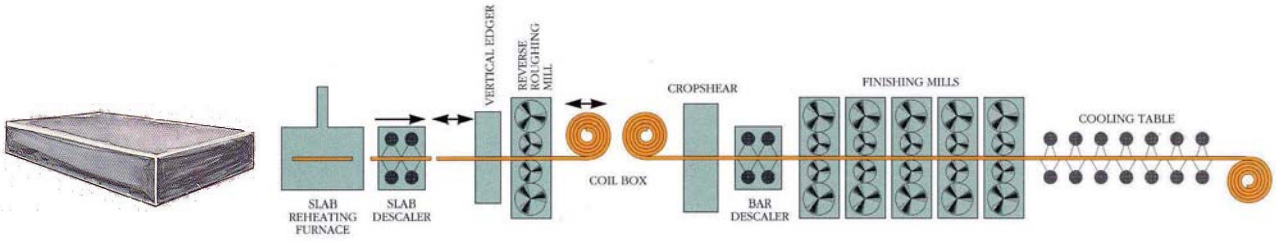
(Cold-formed steel)



Cold-Formed Steel (เหล็กขึ้นรูปเย็น)
Slender Section

เหล็กรีดร้อน

ขบวนการผลิตเหล็กรีดร้อน Hot rolled steel

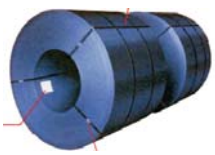


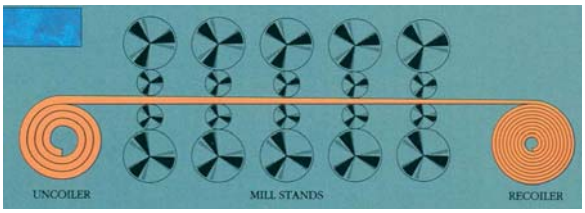
<u>จุดประสงค์</u>

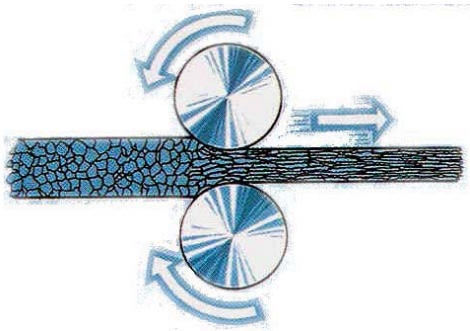
ลดความหนาแผ่นเหล็กจาก 23 ซม.เป็น 2-5 มม. โดยใช้การรีดเหล็กที่อุณหภูมิสูงจนเหล็กแดง

เหล็กรีดเย็น

ขบวนการผลิตเหล็กรีดเย็น Cold rolled steel







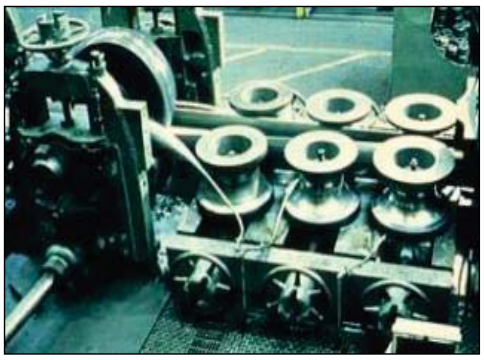
<u>ผลที่ได้จากขบวนการเหล็กรีดเย็น</u>

- ลดความหนาแผ่นเหล็กจาก 3 มม.ได้ถึง 0.2 มม. โดยใช้การรีดเหล็กที่อุณหภูมิห้อง
- สามารถเพิ่มความแข็งของเหล็กจาก 2,400 ksc. (เหล็กรีดร้อน) ได้ถึง 5,500 ksc.(G550) (เหล็กรีดเย็น)

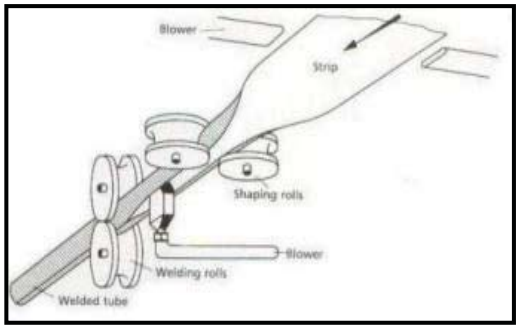
Structural Steel

❖Cold Formed &Hollow

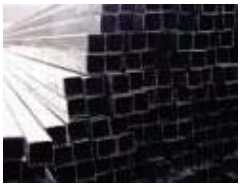
เหล็กแผ่นบาง



ดัดขึ้นรูป (+ เชื่อม)



ท่อกลม

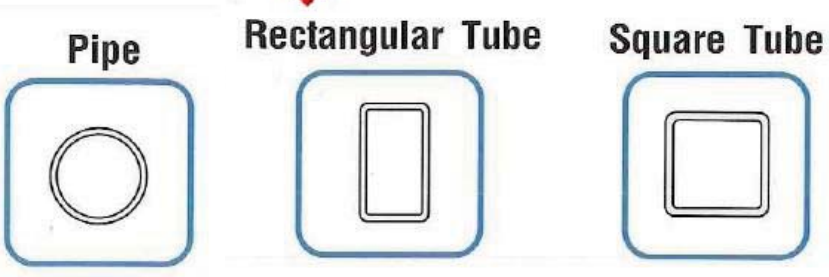


ท่อเหลี่ยม

เหล็กตัว C

❖Hollow Structural Steel

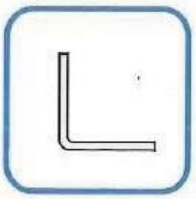
(มอก. 107-2533)



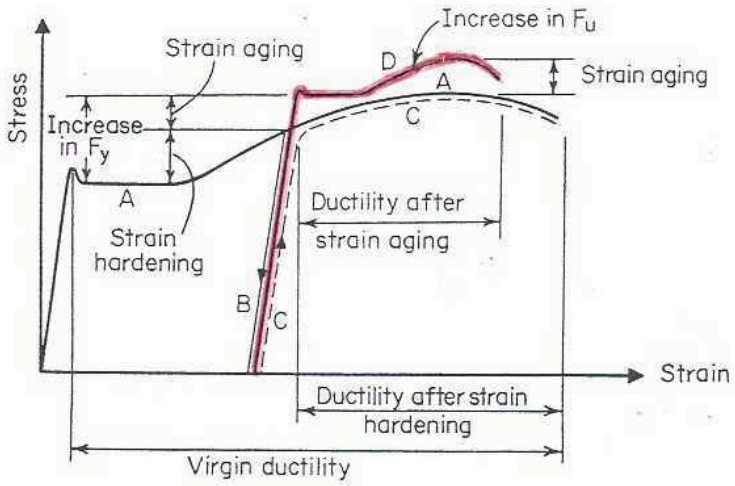
❖Cold Formed Structural Steel (มอก. 1228-2549)

Light Lip Channel

Light Angle



เหล็กรีดเย็น



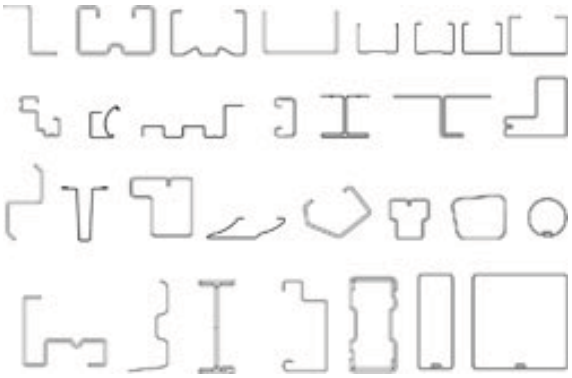
G550 => F_y = 550 Mpa(N/mm^2) or ~ 5,500 ksc.

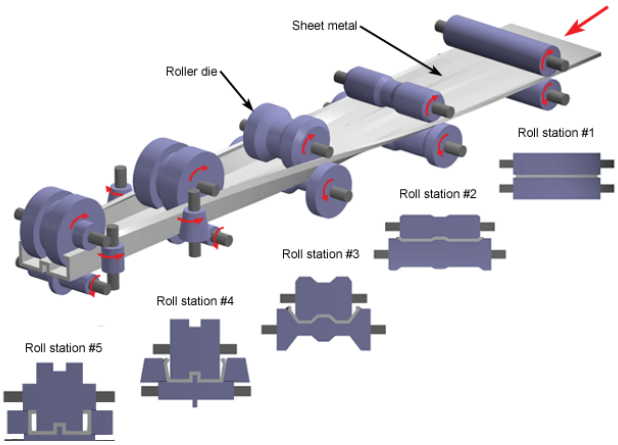
ตามมาตรฐาน AS1397 มีเกรดเหล็กดังนี้

G250, G300, G350, G450, G500 และ G550

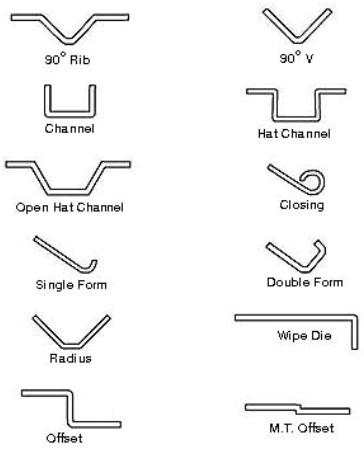
วิธีการผลิตเหล็กขึ้นรูปเย็น 2 วิธี

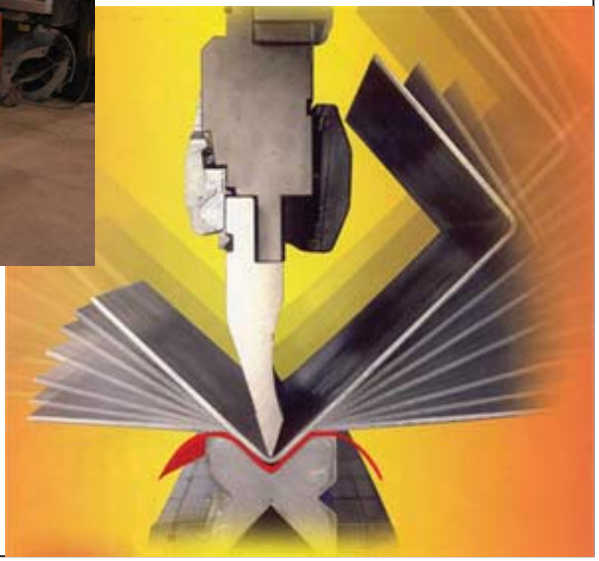
1. Roll Forming





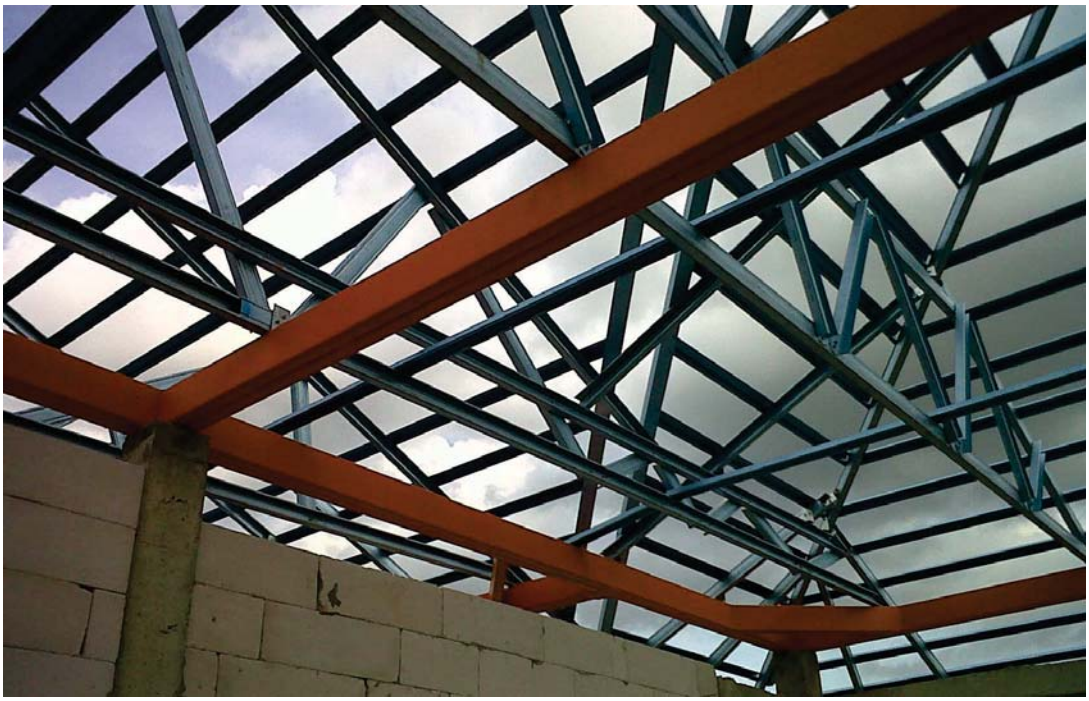
2. Brake Forming (การพับขึ้นรูป)



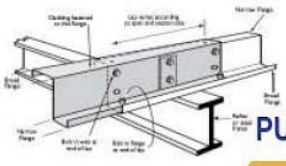


หน้าตัดทั่วไปและการนำไปใช้งานในประเทศไทย

Residential Framing, C-section



Purlins & Girts



PURLINS

GIRTS

Steel Floor and Roof Deck

Roof Deck

Composite Deck

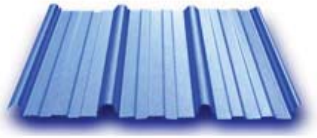
OFING & WALL CLADDING SYSTEM

TRIMDEK 760 ®

- MOST POPULAR PROFILE
- PIERCE FIXED SYSTEM
- ECONOMICAL

HR29 ®

- STRONG TRAPEZOIDAL RIBS
- PIERCE FIXED SYSTEM
- ECONOMICAL



KLIPLOK 700 ®

- CONCEALED FIX SYSTEM (BOLTLESS)
- GUARANTEED AGAINST LEAKS
- LOW PITCH

ULTIMA HIRIB ®

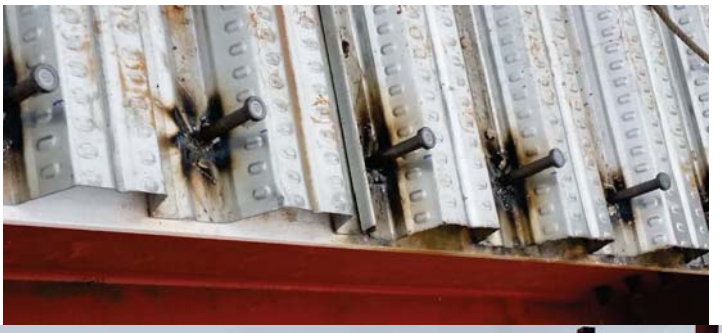
- CONCEALED FIX SYSTEM (BOLTLESS)
- WIDE-COVER / HIGH RIB
- HIGH DRAINAGE CAPACITY

TRIMMAX®

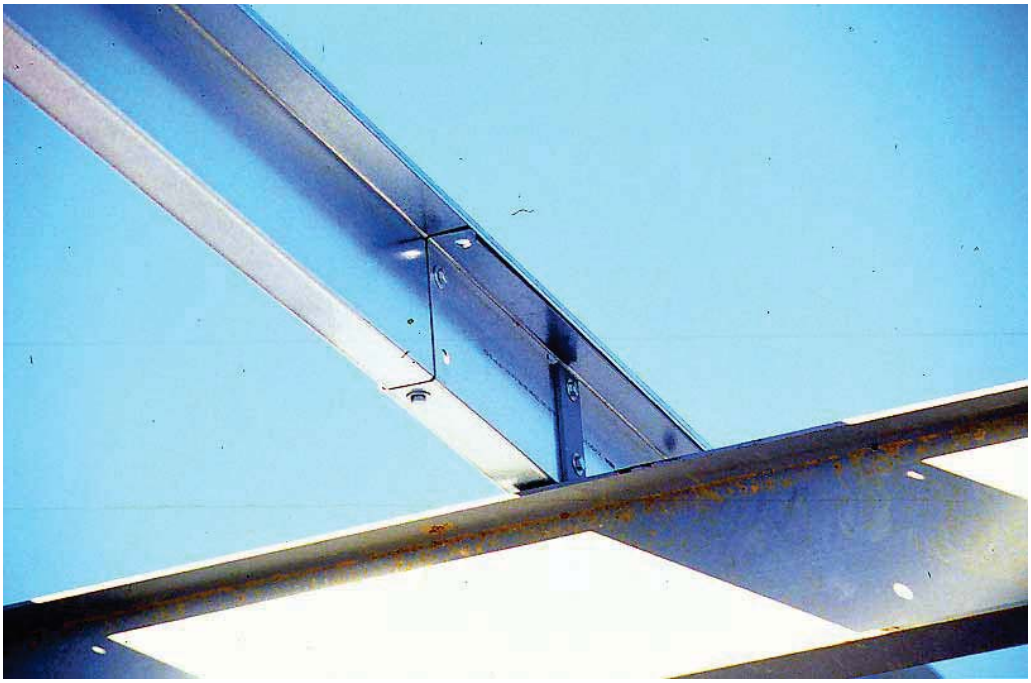
- WIDER COVER PROFILE
- PIERCE FIXED SYSTEM
- ECONOMICAL

PANEL RIB ®

- WALL & CEALING SYSTEM
- EXTERIOR AND INTERIOR USE
- STRONG BUT FLEXIBILITY



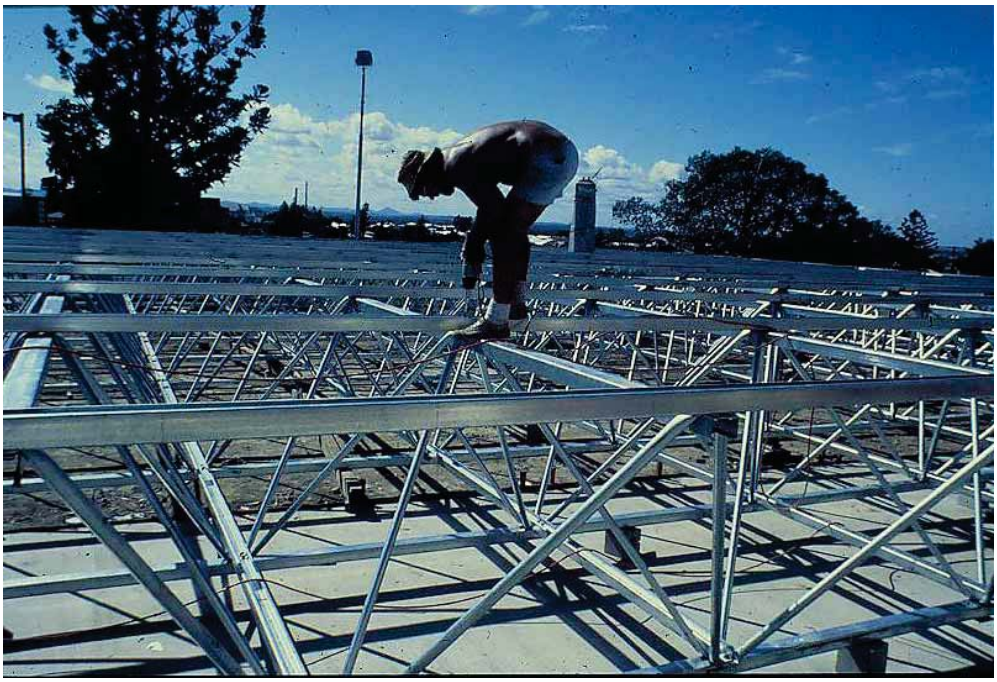
2D Frame with Purlins



Purlin and Cleat

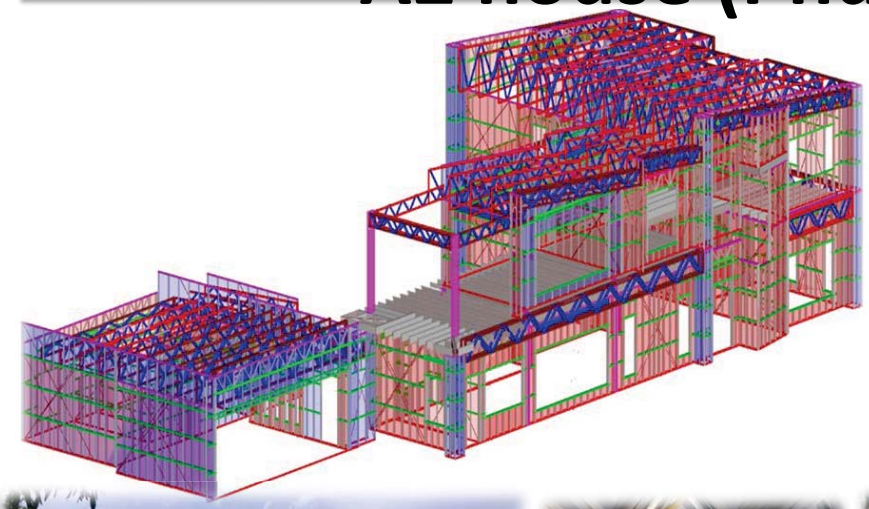
Steel Framed House

Stud Walls



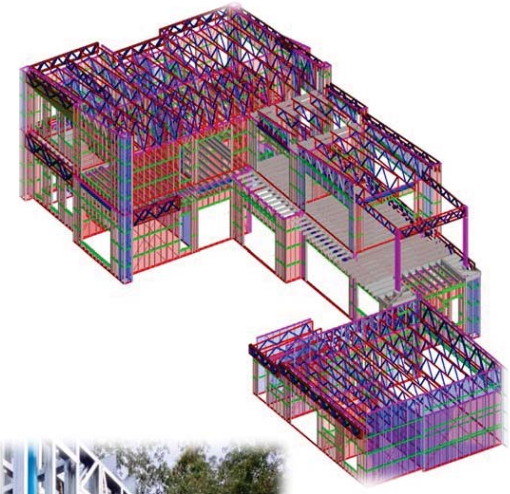
Space Frame System

A2 house (Phuket)



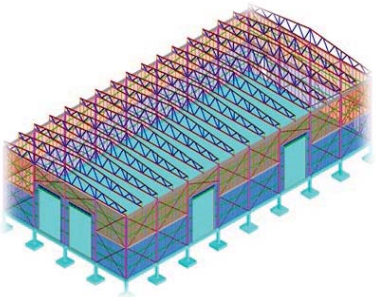
- A 2-story steel-framed house being built in Phuket
- Over 1000 m^2 usable area
- Nearly 20 tons of light-gauge steel
- The BIGGEST one ever been built in THIALAND

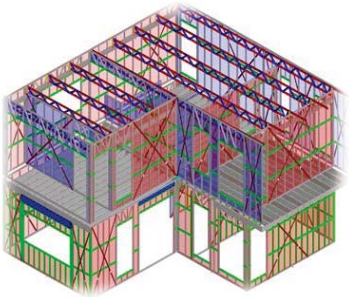
A2 house (CONT'd)



BST TRAINING SCHOOL (MTP)

- A hybrid steel-framed office built in MTP
- Nearly 350 m^2 usable area
- Nearly 10 tons of light-gauge steel
- Metal-sheets cladding

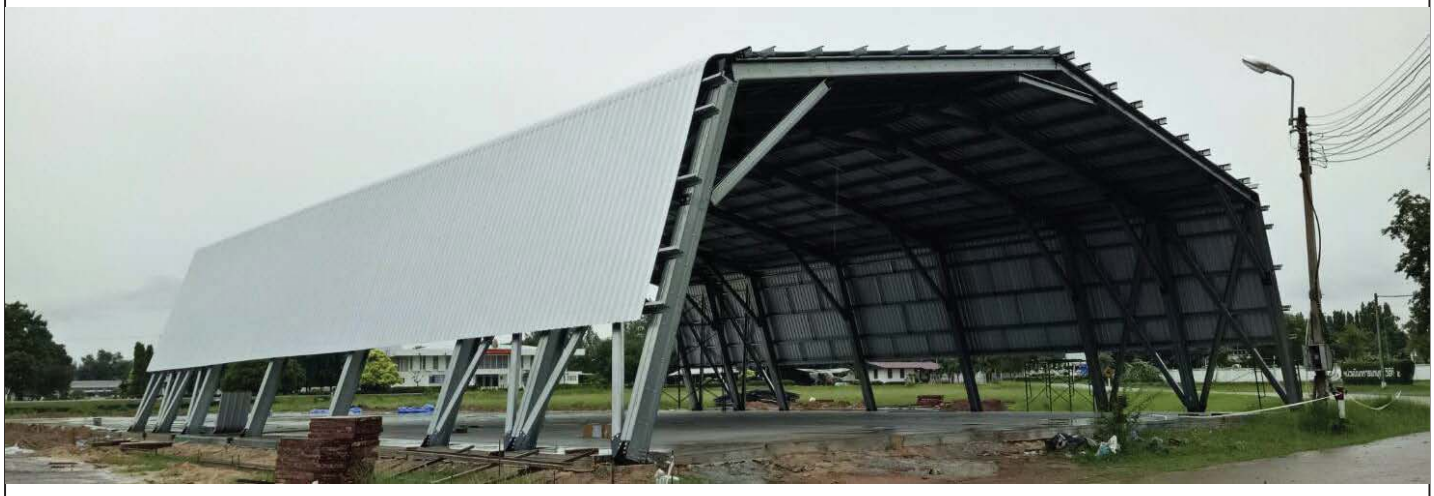


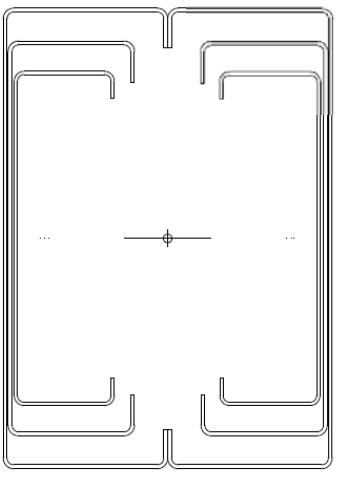


boonsiri (burirum)

BUILDING ASIAN ICONS FOR 50 YEARS

BLUESCOPE LYSAGHT





Span 37.9 m

History of Cold-Formed Steel Specifications

AISI specification -1946

↓

Modification of BS to include Cold formed steel -1961

↓

Australian cold formed steel standard AS 1538-1974

↓

Australian standard for cold formed steel AS 4600-1996

↓

North American Specification for design of cold formed steel structures -2016

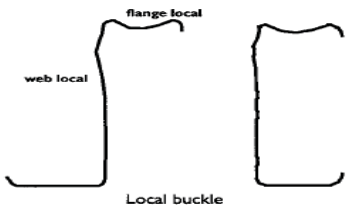
↓

Australian Standard for cold formed steel structures AS 4600-2005

Cold-Formed Steel Behavior

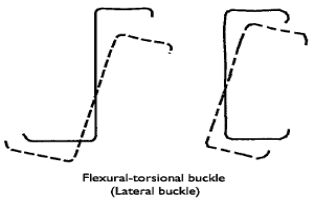
Local Buckling:

Small buckle in the flange and /or web of the Purlin. This reduces the amount of steel that can carry the load and thus reduction in Section Capacity. Providing restraints will not increase capacity



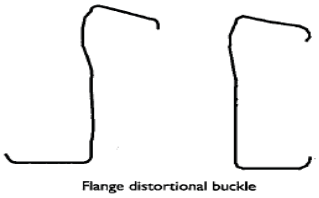
Flexural Torsional Buckling:

The whole member buckles laterally between point of Restraints. In this situation it is possible to increase The capacity by increasing the number of restraints and /or reducing the distance between the restraints



Distortional buckling

The lip of the purlin buckles which dramatically Reduces the member capacity



Modes of Buckling

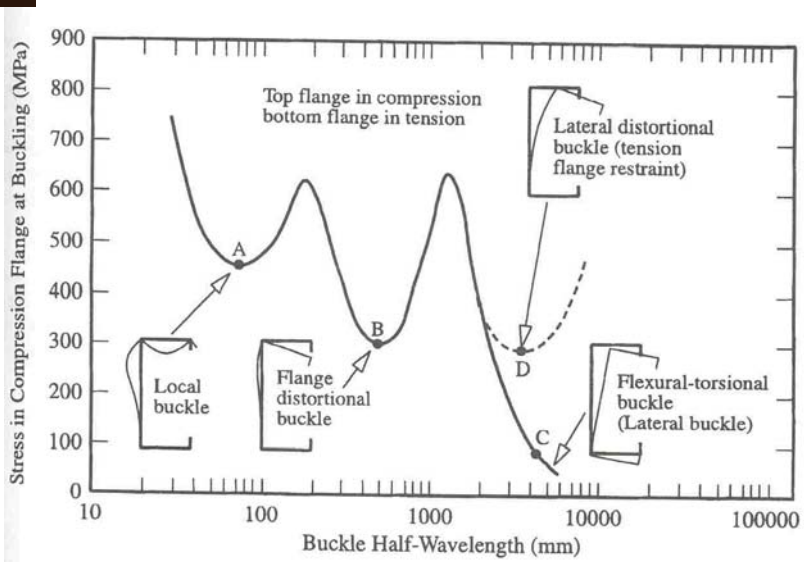


Fig. 3.12 Channel Section Purlin Buckling Stress versus Half-Wavelength for Major Axis Bending

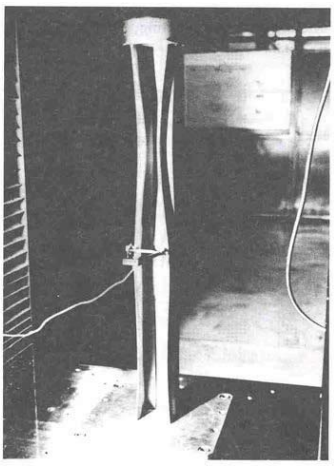


Fig. 3.8 Flange Distortional Buckle of Lipped Channel Column - Section 2

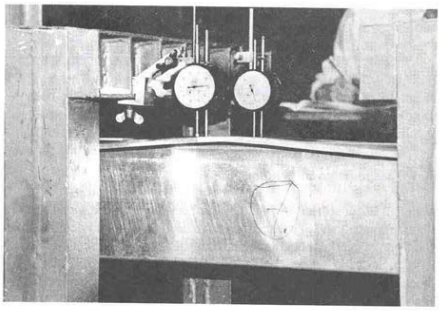


Fig. 3.13 Flange Distortional Buckle of Z-Section Purlin

1 .Local Buckling

2 .Distortional buckling

3 .Flexural Torsional Buckling

Other standards in cold formed steel Design

Chinese standards –GB 50018

Eurocode – 3

OTHER AISI STANDARDS

AISI S240-15 – North American Standard for Cold-Formed Steel Structural Framing

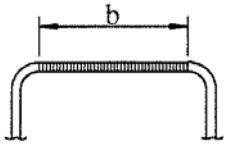
AISI S400-15 – North American Standard for Seismic Design of Cold-Formed Steel Structural Systems

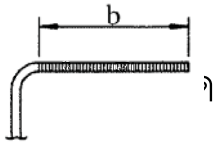
สิ่งที่ควรทำความเข้าใจสำหรับศึกษาการออกแบบเหล็กขึ้นรูปเย็น

- เมื่อใช้เหล็กแผ่นที่บาง จะพบปัญหาการโก่งเดาะที่มักจะไม่พบในการออกแบบเหล็กรีดร้อน hot rolled steel
- อัตราส่วนของความกว้างต่อความหนาของหน้าตัดมักจะมีค่าสูงเมื่อเปรียบเทียบกับเหล็กรีดร้อนทำให้เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ (local buckling) ก่อนที่หน้าตัดจะถึงจุดคราก (yielding) แต่ควรทำความเข้าใจว่าเมื่อเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่แล้วไม่ได้หมายความว่าหน้าตัดถึงจุดวิบัติแล้ว หากชิ้นส่วนที่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่มีการยึดที่ขอบด้วยส่วนอื่นๆ ส่วนนั้นๆยังสามารถรับน้ำหนักเพิ่มได้อีกมากโดยเรียกพฤติกรรมนี้ว่า “Postbuckling Strength” หรือ “กำลังหลังการโก่งเดาะ”

สิ่งที่ควรทำความเข้าใจสำหรับศึกษาการออกแบบเหล็กขึ้นรูปเย็น

- การโก่งเดาะเฉพาะที่ (local buckling) นั้นมักจะเกิดขึ้นในเหล็กขึ้นรูปเย็นส่วนใหญ่ เพราะผู้ออกแบบเลือกความบางซึ่งมีผลต่อความประหยัดเมื่อเปรียบเทียบกับหน้าตัดแบบเดียวกันที่หนากว่าที่จะไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่
- แนวความคิดการใช้ความกว้างประสิทธิผล (Effective Width Concept)
- Stiffened element = ชิ้นส่วนปลายยึด
- Unstiffened element = ชิ้นส่วนปลายยื่น

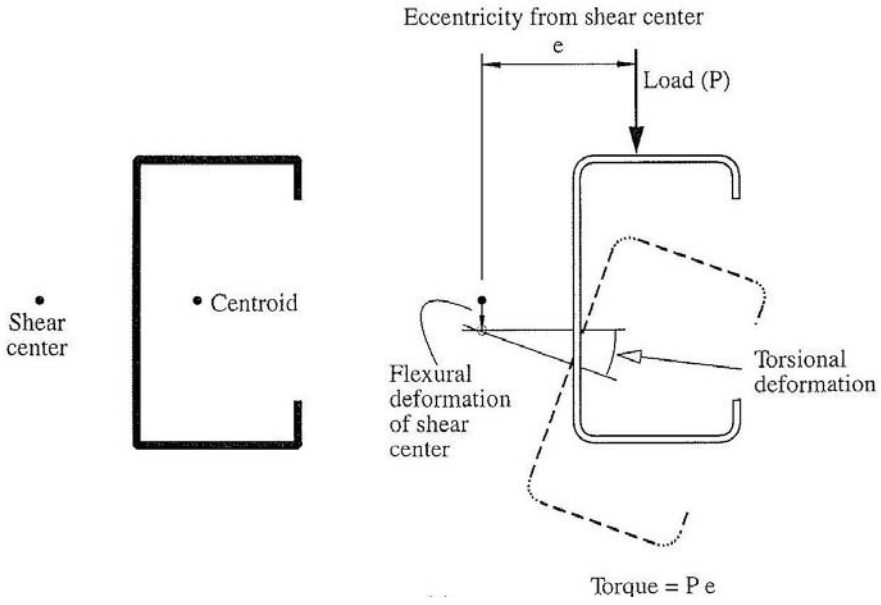




- การยุ่ของแผ่นเอว Web Crippling เกิดจากแร
- เหล็กขึ้นรูปเย็นไม่สามารถเสริมกำลังที่แผ่นเอวได้อย่างสะดวกโดยใช้แผ่นเหล็กเสริม (stiffeners) แบบเหล็กรีดร้อน

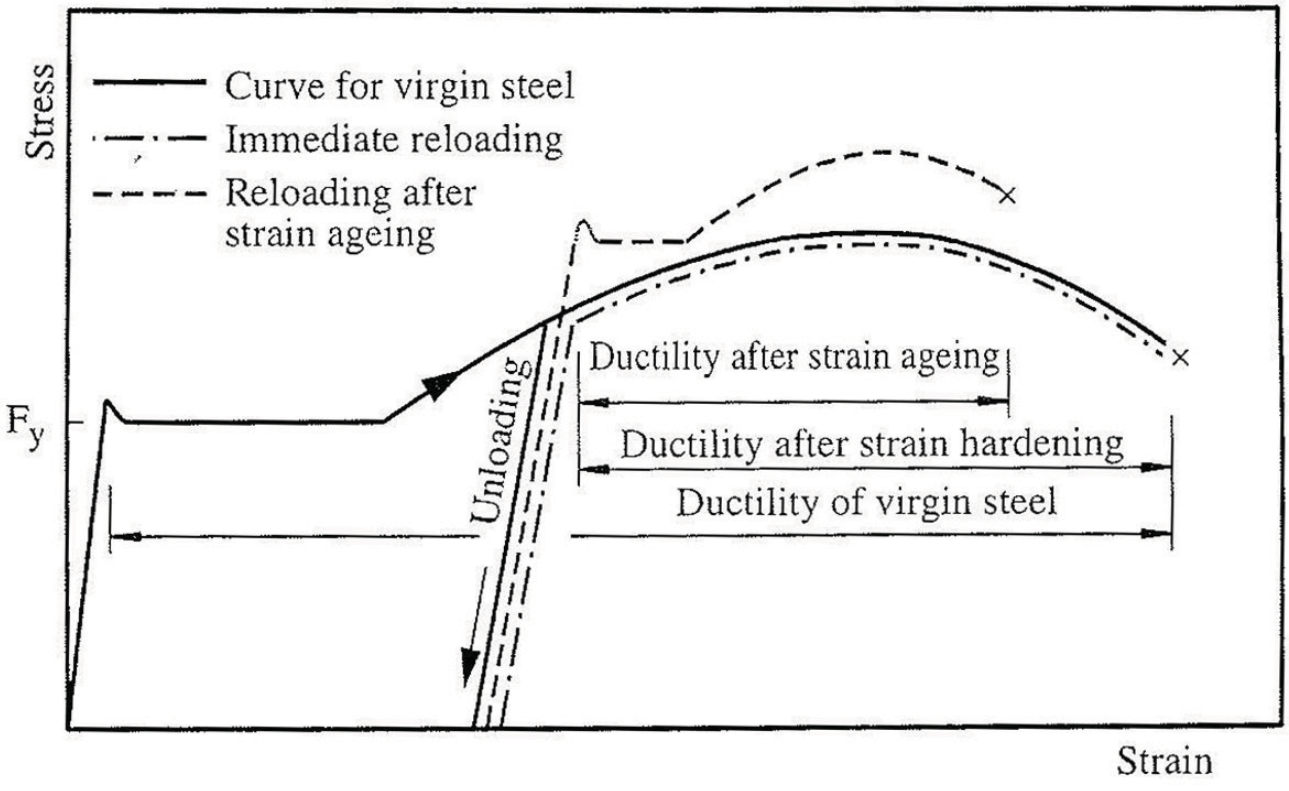
สิ่งที่ควรทำความเข้าใจสำหรับศึกษาการออกแบบเหล็กขึ้นรูปเย็น

- ส่วนใหญ่เป็นหน้าตัดแบบเปิดและสมมาตรด้านเดียว (open and singly symmetric section)
- มักจะมีค่าความต้านทานการบิดต่ำ (low torsional stiffness)



สิ่งที่ควรทำความเข้าใจสำหรับศึกษาการออกแบบเหล็กขึ้นรูปเย็น

- การเพิ่มกำลังจากการขึ้นรูปเย็น



Design Method

1. วิธีความกว้างประสิทธิผล Effective Width Method เป็นวิธีที่มาตราฐานนี้ใช้เป็นพื้นฐานของการออกแบบ วสท 1024-53 (2016 Specification รายละเอียดในการคำนวณไปอยู่ใน Appendix 1)
2. วิธีใช้กำลังโดยตรง Direct Strength Design Method เป็นวิธีใหม่กล่าวไว้ที่ Appendix 1 AISI 2007 วิธีนี้ต้องใช้การวิเคราะห์ที่เรียกว่า Elastic Buckling Analysis

(2016 Specification ให้เป็นทางเลือกหนึ่งในมาตราฐาน และบอกวิธีการหา Elastic Buckling Stress ใน Appendix 2)

วิธีความกว้างประสิทธิผล
Effective Width Design Method

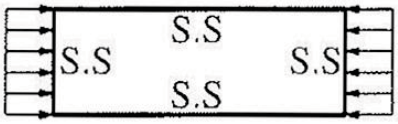
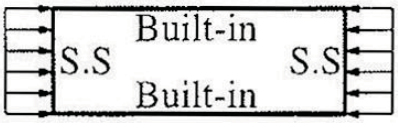
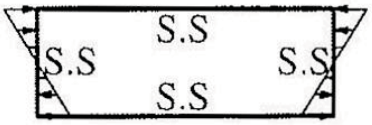
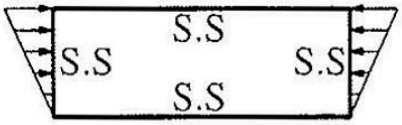
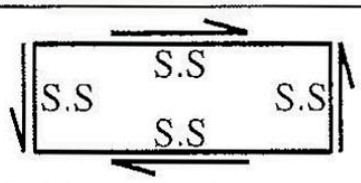
- สำหรับจัดการกับการโก่งเดาะเฉพาะที่
- หน่วยแรงอัดวิกฤตภายใต้แรงอัดกระจายสม่ำเสมอในแผ่นบาง

$$F_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{w}\right)^2 \qquad (2.2\text{-}5)$$

k = *สัมประสิทธิ์การโก่งเดาะของแผ่น*

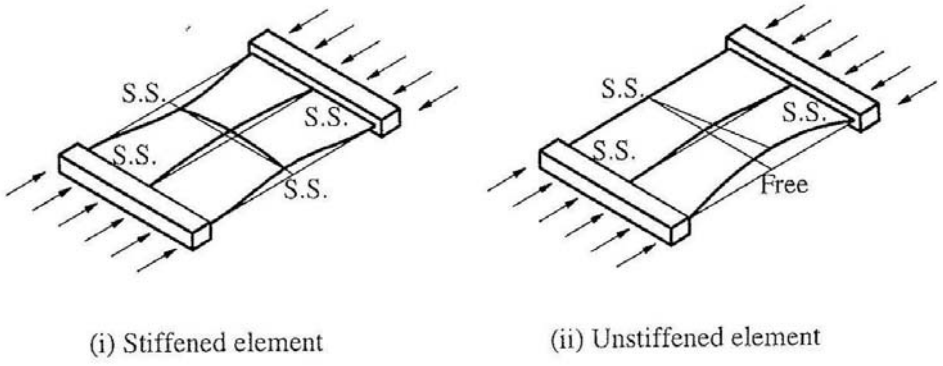
t = ความหนาของชิ้นส่วนปลายยึดรับแรงอัดแบบคงที่

w = ความกว้างส่วนเรียบ

Case	Boundary Conditions	Loading	Buckling Coefficient (k)	Half - Wavelength
1		Uniform Compression	4.0	w
2		Uniform Compression	6.97	0.66w
3		Uniform Compression	0.425 0.675	$L = \infty$ $L = 2w$
4		Uniform Compression	1.247	1.636w
5		Pure Bending	23.9	0.7w
6		Bending + Compression	7.81	w
7		Bending + Compression	0.57	$L = \infty$
8		Pure Shear	5.35 9.35	$L = \infty$ $L = w$

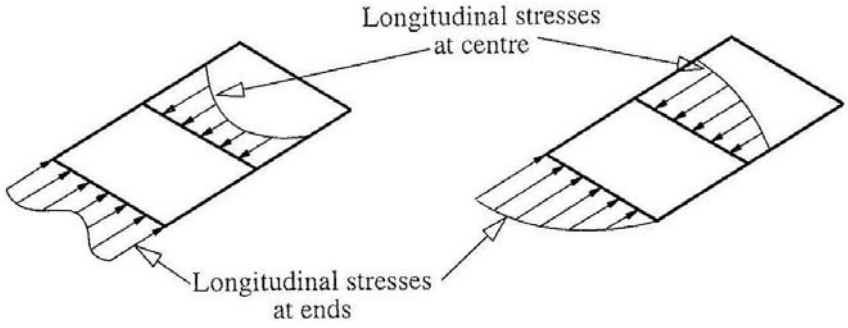
L = Plate length, w = Plate width

Plate buckling coefficients.



(i) Stiffened element (ii) Unstiffened element

(a)



(i) Stiffened element (ii) Unstiffened element

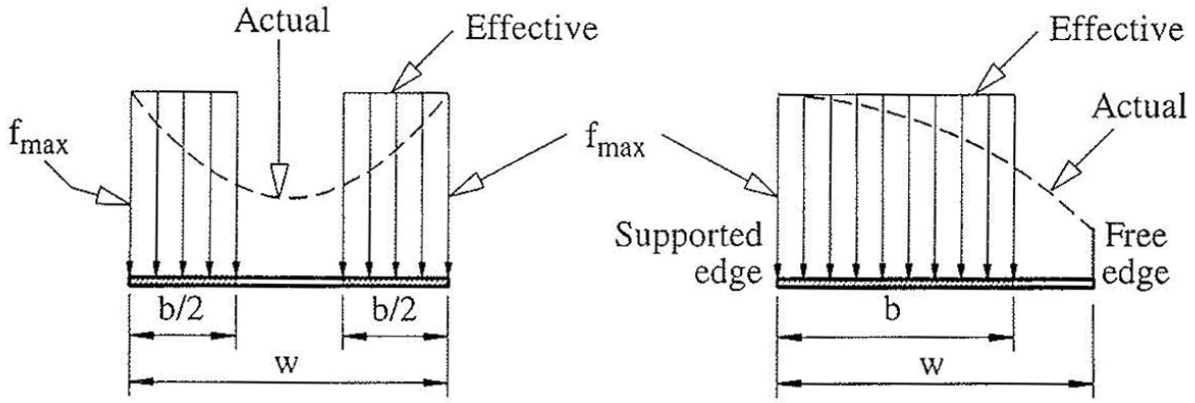
(b)

Postbuckled plates: (a) deformations; (b) stresses.

The plate element will continue to carry load to 40% of the initial elastic value for a square stiffened element

แนวความคิดของความกว้างประสิทธิผล

- แผ่นปลายยึดและแผ่นปลายยื่น



Effective stress distributions: (a) stiffened element; (b) unstiffened element.

AISI B2 Effective Widths of Stiffened Elements

- **B2.3 Web and other Stiffened Elements under Stress Gradient**

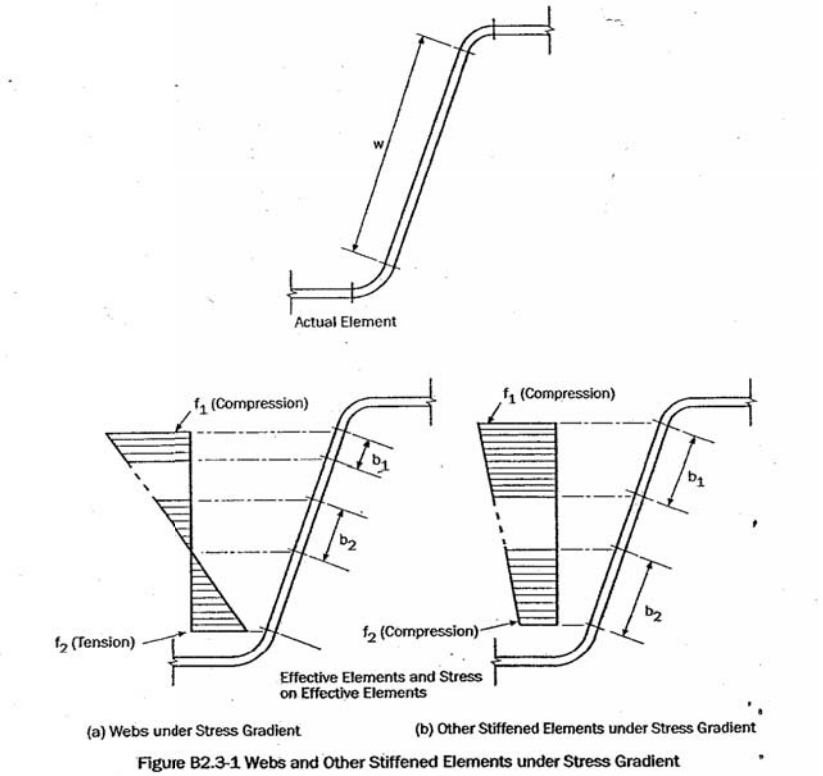
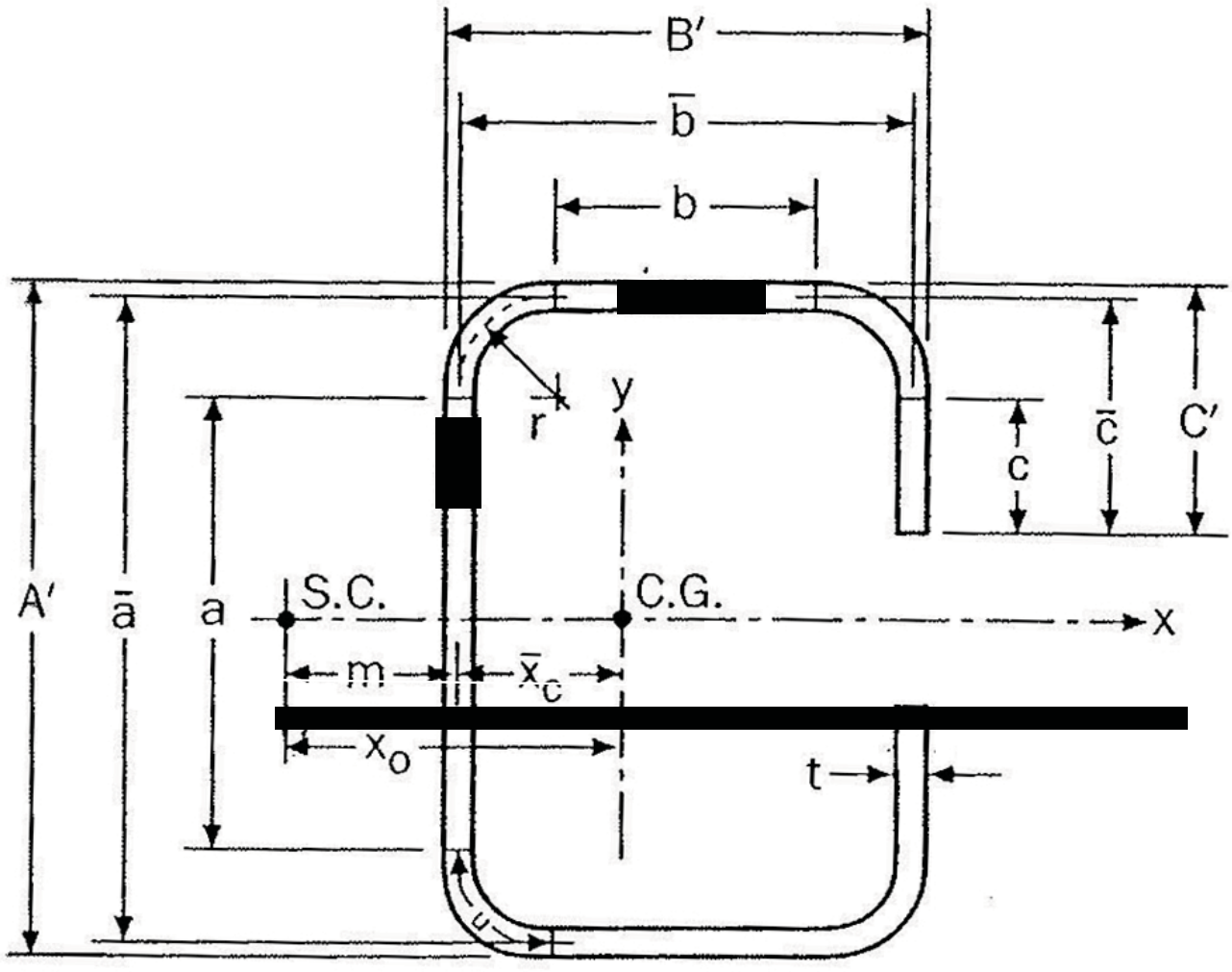
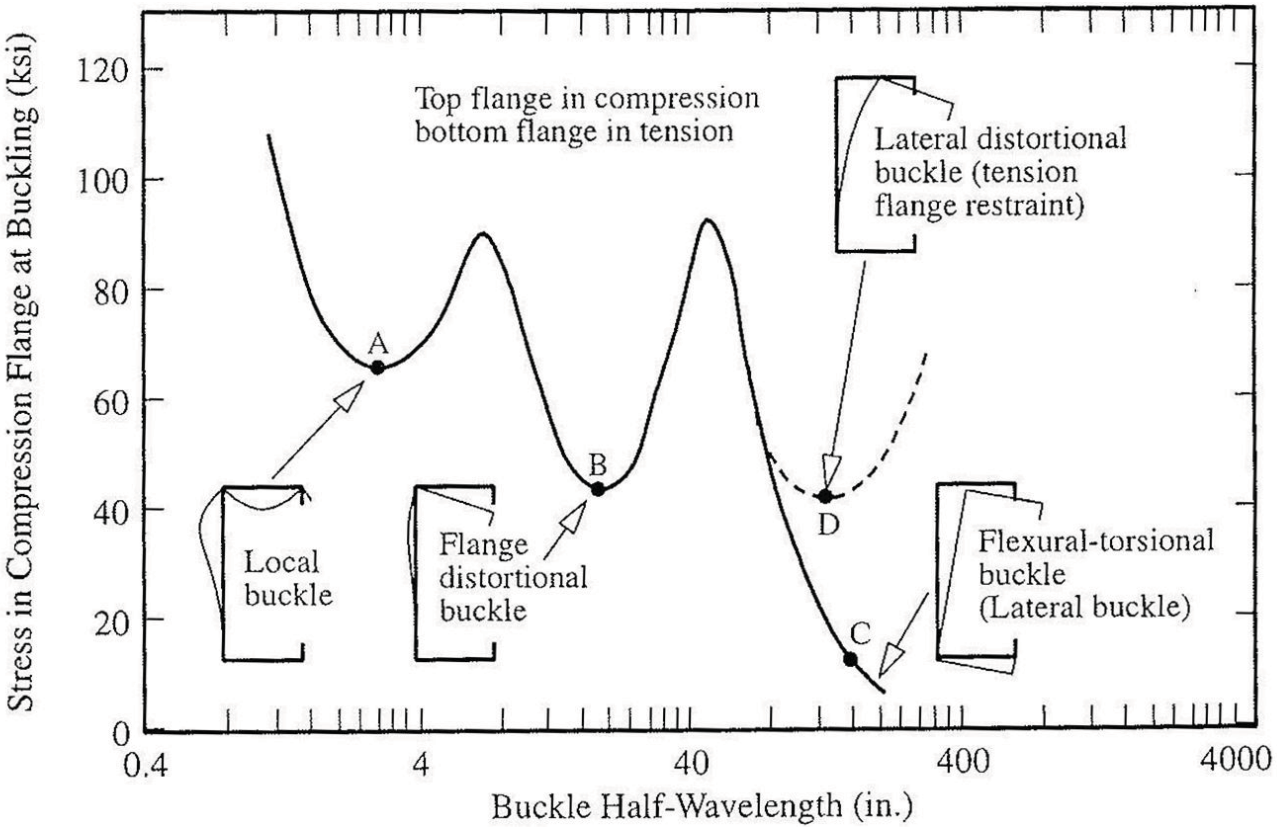


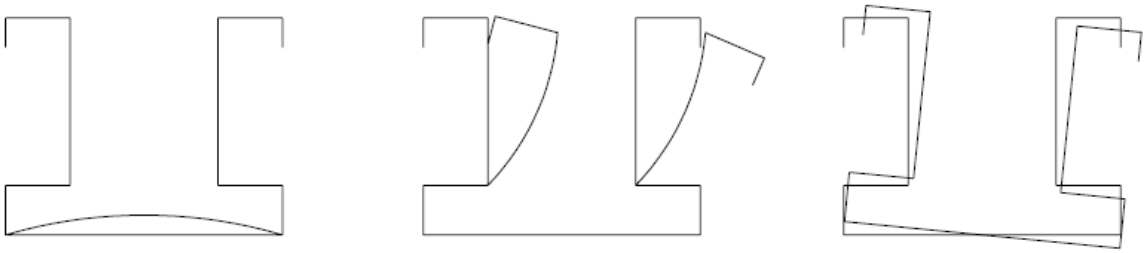
Figure B2.3-1 Webs and Other Stiffened Elements under Stress Gradient

Effective width design method

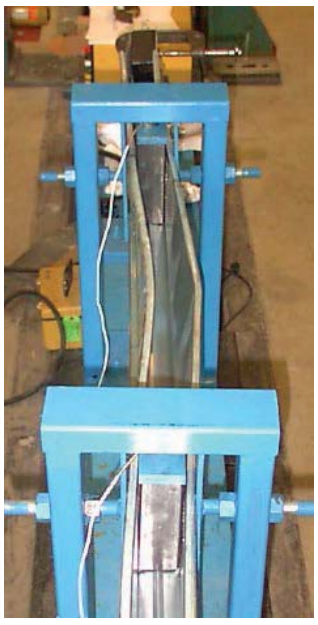


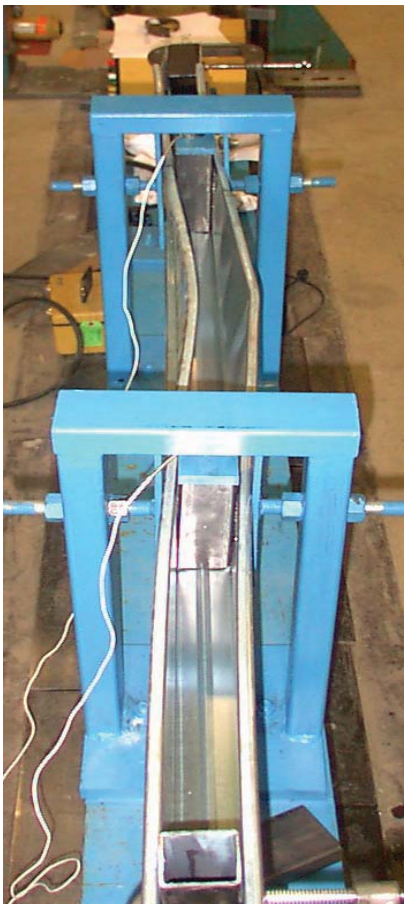
Finite Strip Method

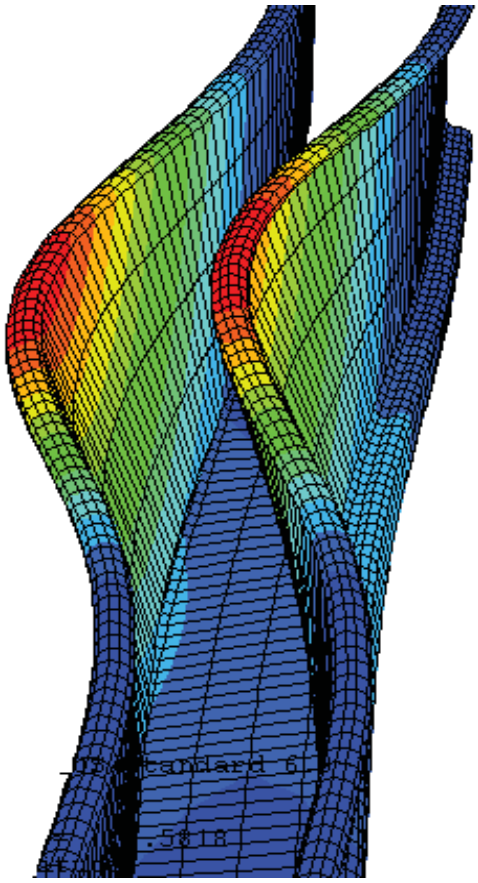




Local Distortional Flexural-torsional

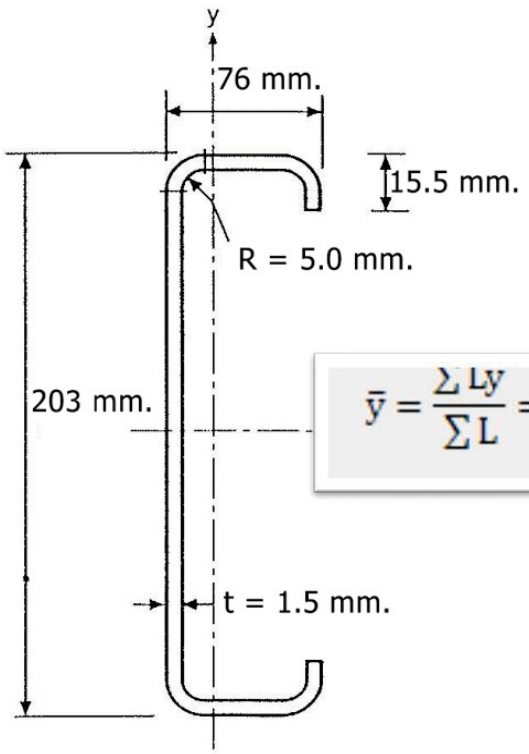






Distortional Buckling of complex channel section

ตัวอย่างที่ 2.2: คุณสมบัติประสิทธิผลของหน้าตัดตัว C ความหนา m.



$$\bar{y} = \frac{\sum Ly}{\sum L} = \frac{3649?.21?}{315.725} = 115.598\ \text{mm.}$$ จากขอบบนสุ

Round 1	Round 2
yt0 = 101.5000 yt1 = 111.5535 diff = 10.0535 tolerance = 0.001 y bar = 111.553 Ie = 2977091.959	yt0 = 111.5535 yt1 = 114.9535 diff = 3.4000 tolerance = 0.001 y bar = 114.953 Ie = 2863398.294

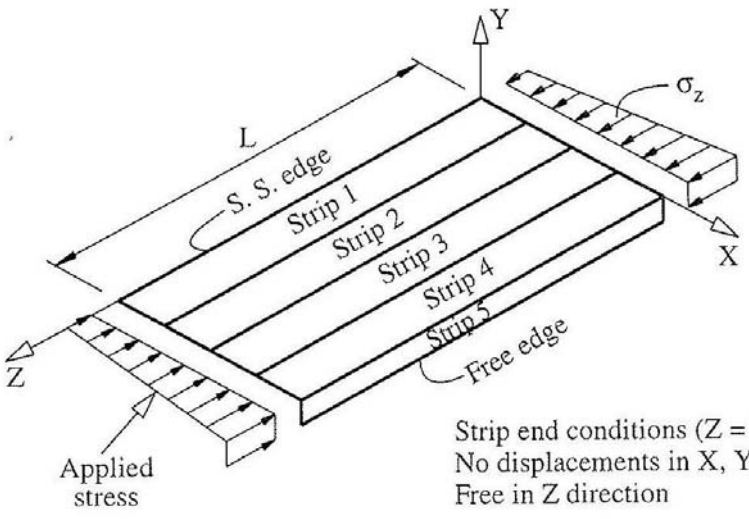
Round 3	Round 4
yt0 = 114.9535 yt1 = 115.9598 diff = 1.0063 tolerance = 0.001 y bar = 115.960 Ie = 2834250.879	yt0 = 115.9598 yt1 = 116.2445 diff = 0.2847 tolerance = 0.001 y bar = 116.244 Ie = 2826388.404

Round 5	Round 6
yt0 = 116.2445 yt1 = 116.3240 diff = 0.0795 tolerance = 0.001 y bar = 116.324 Ie = 2824224.159	yt0 = 116.3240 yt1 = 116.3461 diff = 0.0221 tolerance = 0.001 y bar = 116.346 Ie = 2823624.684

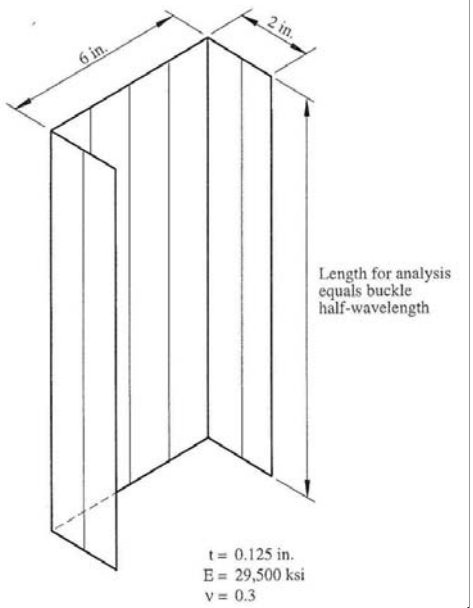
Round 7	Round 8
yt0 = 116.3461 yt1 = 116.3522 diff = 0.0061 tolerance = 0.001 y bar = 116.352 Ie = 2823458.337	yt0 = 116.3522 yt1 = 116.3539 diff = 0.0017 tolerance = 0.001 y bar = 116.354 Ie = 2823412.155

Buckling Modes of Thin-Walled Members in Compression and Bending

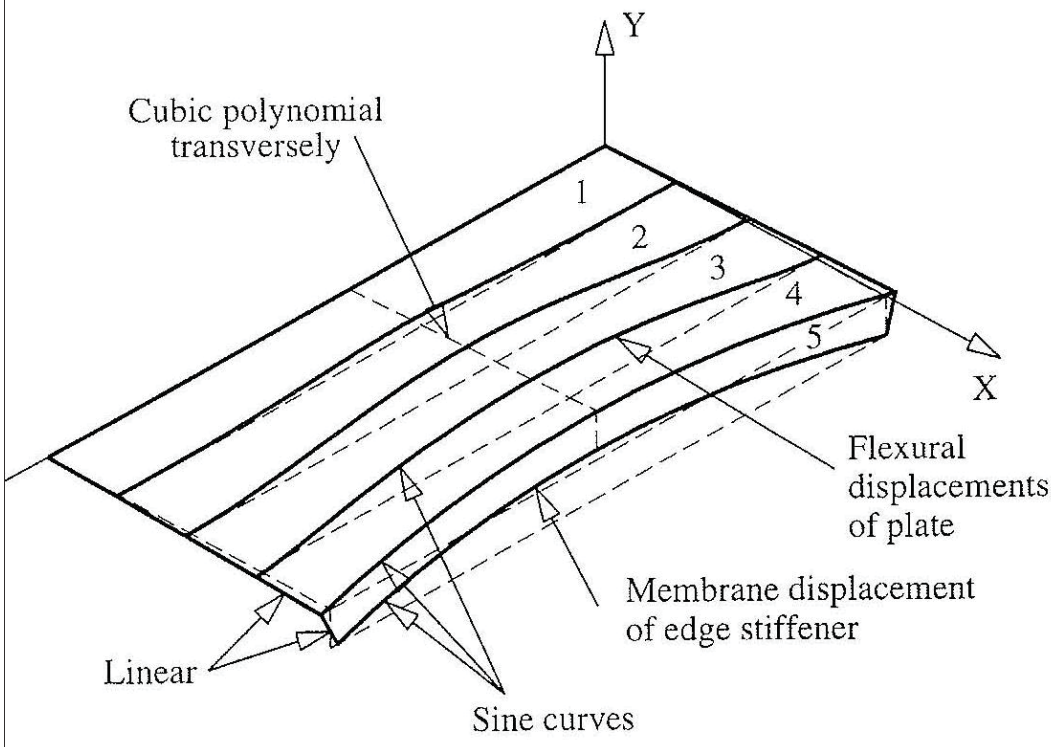
Finite Strip Method

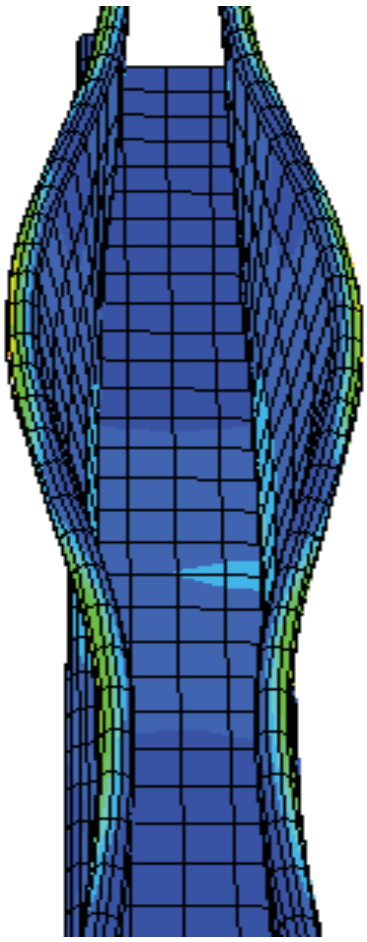


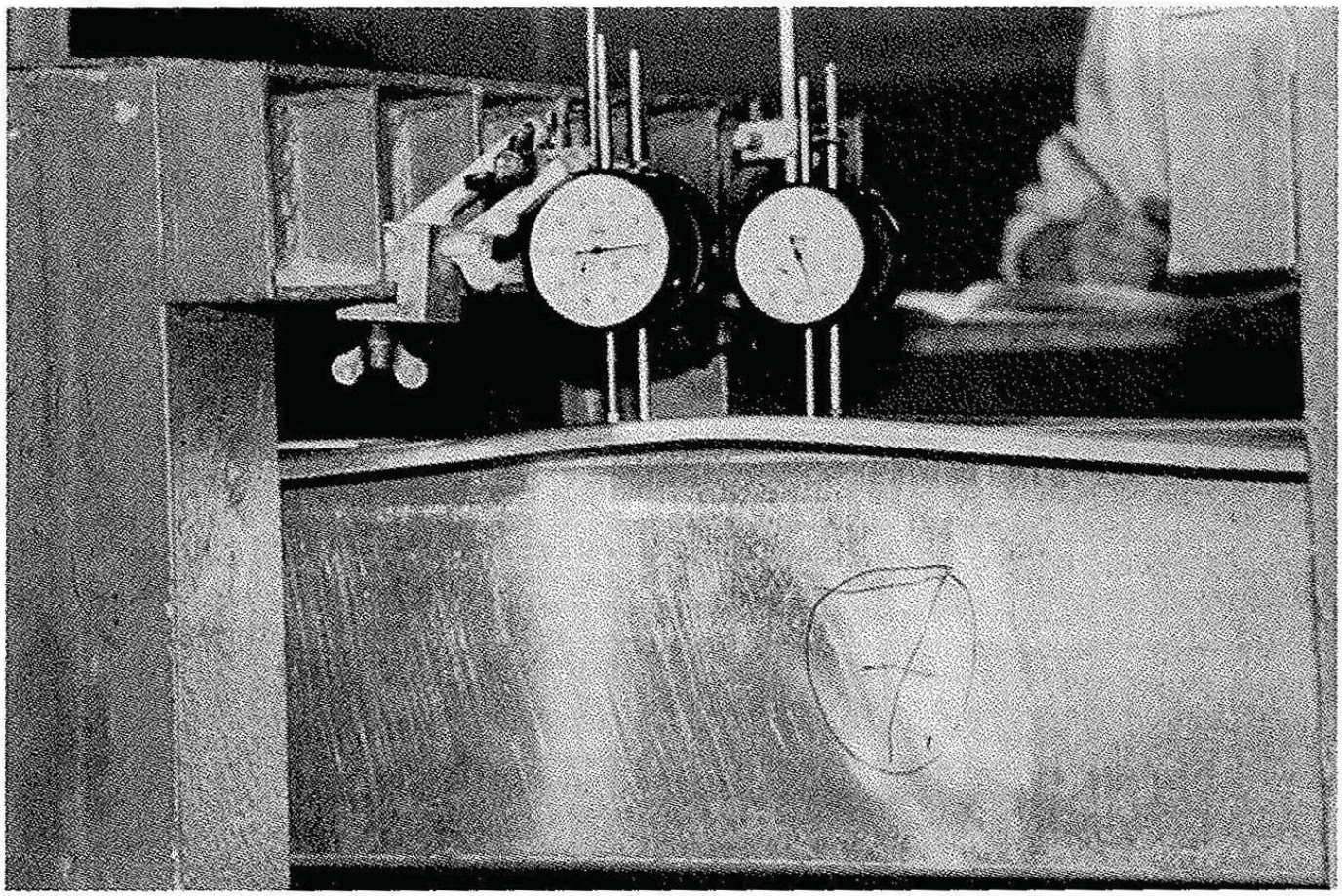
Strip end conditions (Z = 0, L)
No displacements in X, Y directions
Free in Z direction



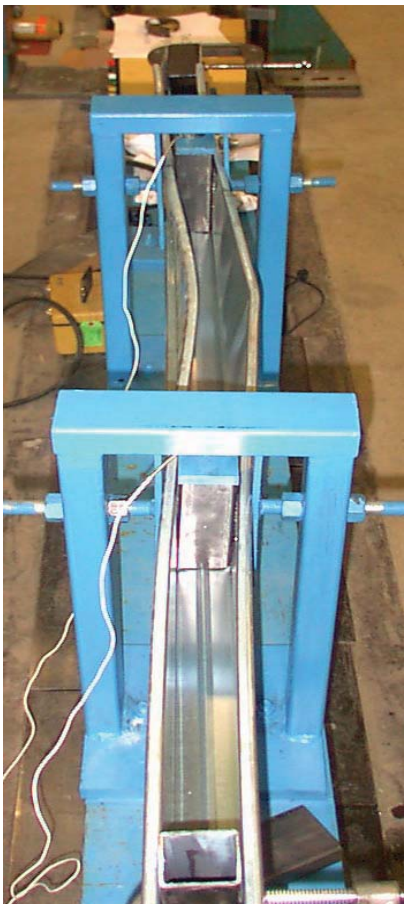
Finite Strip Method

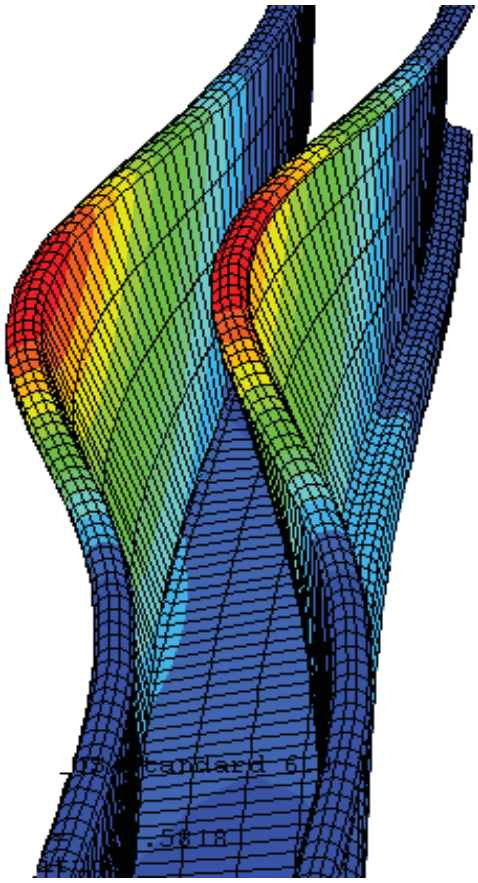






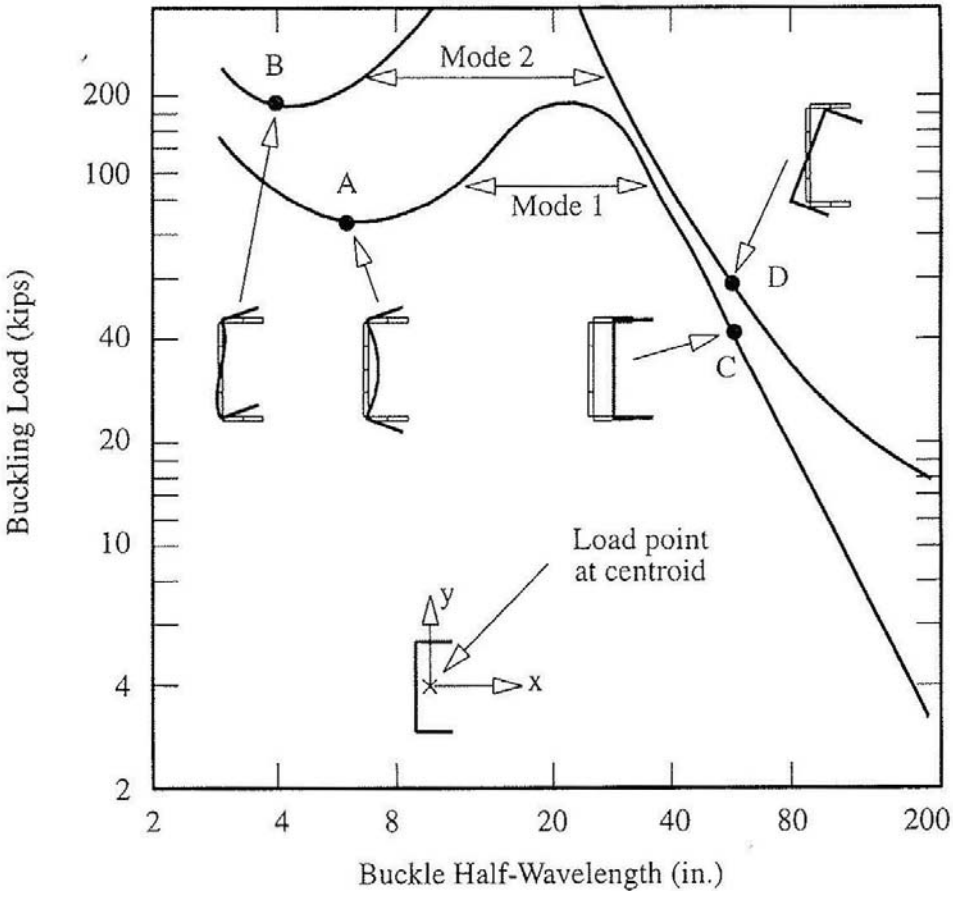
Flange distortional buckle of Z-section purlin.



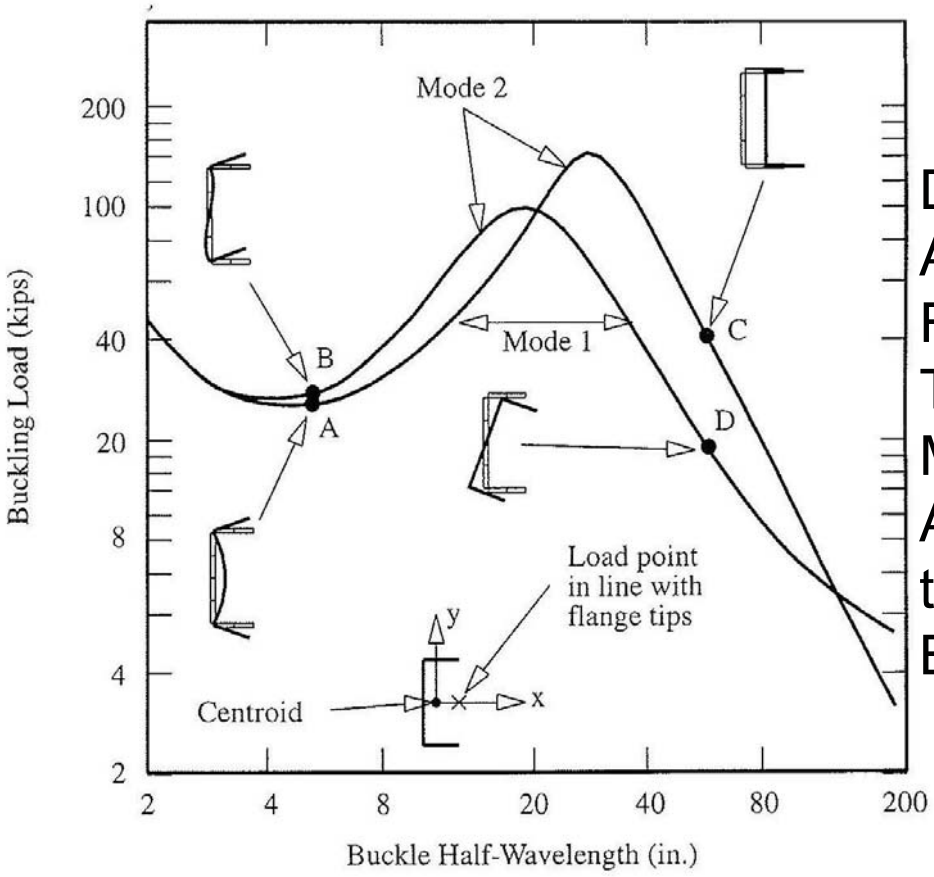


Distortional Buckling of complex channel section

Finite Strip Method

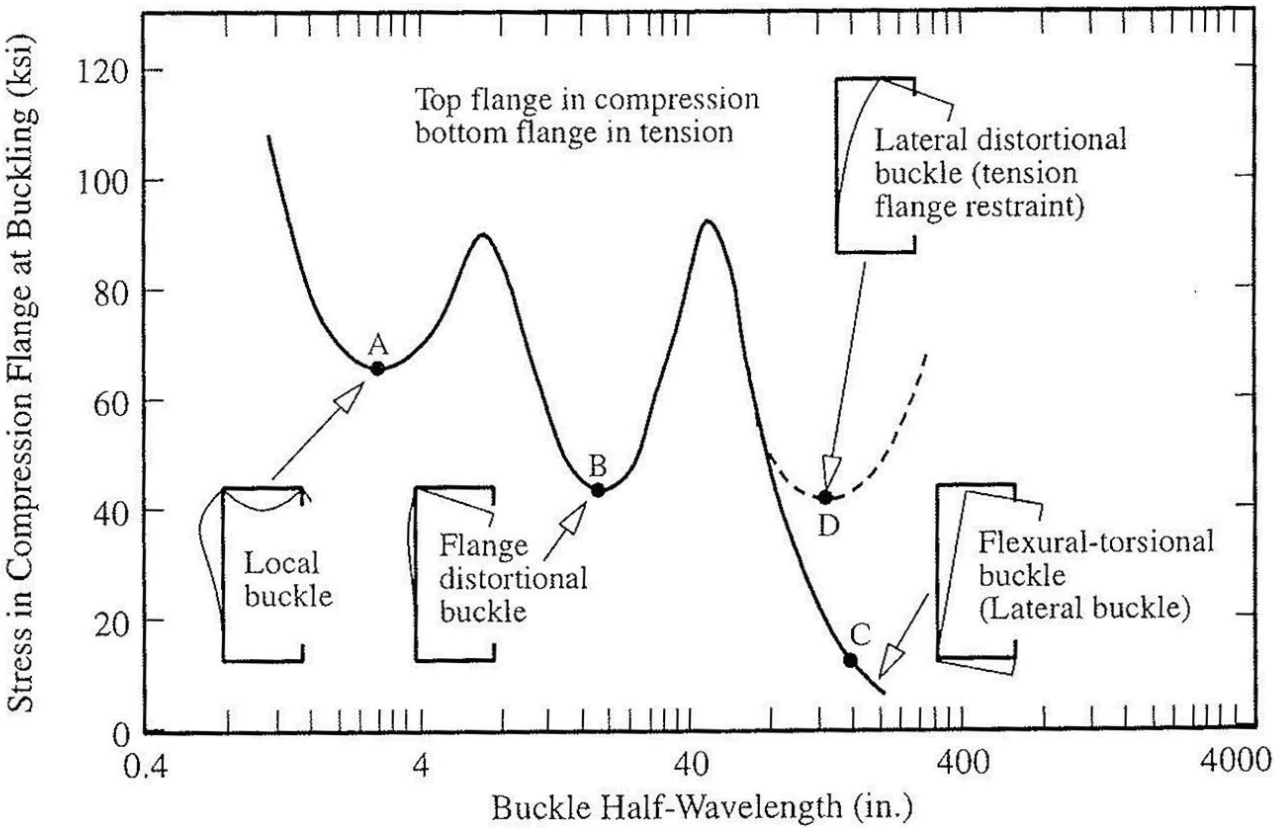


Finite Strip Method

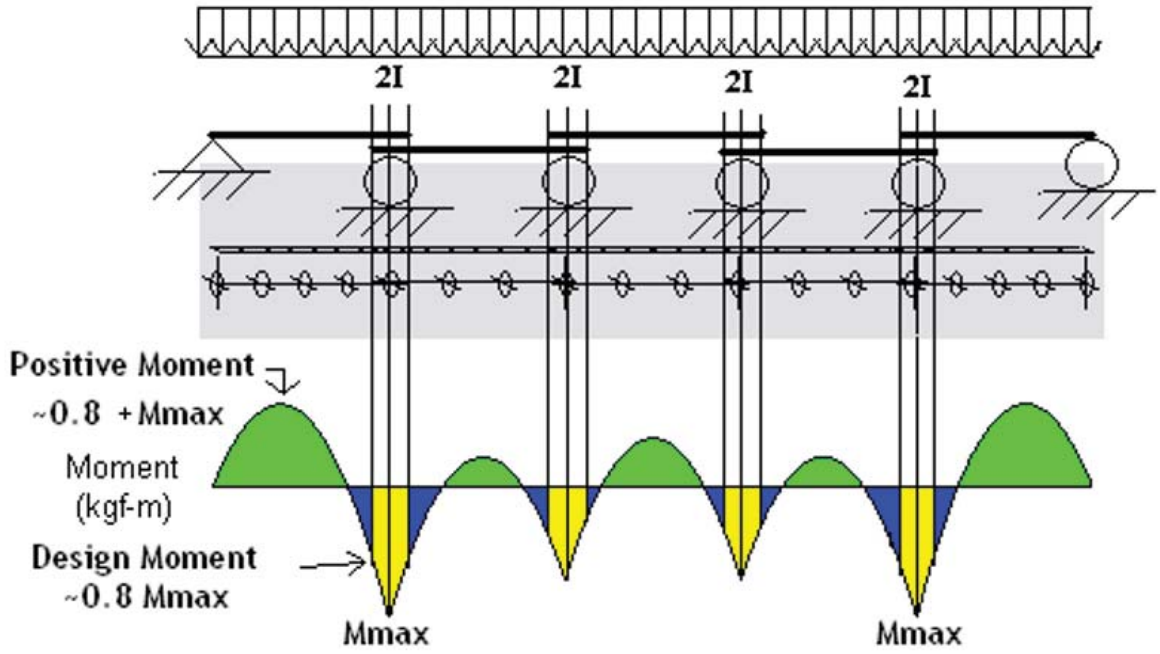


Designer must Account for both Flexural and Torsional-Flexural Modes As well as the local Buckling mode

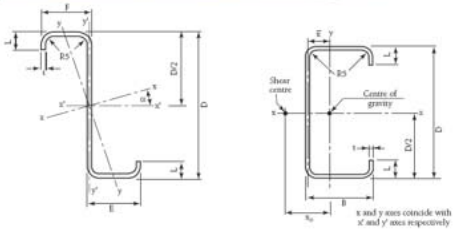
Finite Strip Method



Purlin and Girt



DIMENSIONS & PROPERTIES OF ZEDS & CEES



Dimensions of Zeds & Cees

Catalogue number	t mm	D mm	Mass per unit length kg/m	Zeds E mm	Zeds F mm	Zeds L mm	Cees B mm	Cees L mm
Z/C10010	1.0	102	1.78	53	49	12.5	51	12.5
Z/C10012	1.2	102	2.10	53	49	12.5	51	12.5
Z/C10015	1.5	102	2.62	53	49	13.5	51	13.5
Z/C10019	1.9	102	3.29	53	49	14.5	51	14.5
Z/C15012	1.2	152	2.89	65	61	15.5	64	14.5
Z/C15015	1.5	152	3.59	65	61	16.5	64	15.5
Z/C15019	1.9	152	4.51	65	61	17.5	64	16.5
Z/C15024	2.4	152	5.70	66	60	19.5	64	18.5
Z/C20015	1.5	203	4.49	79	74	15.0	76	15.5
Z/C20019	1.9	203	5.74	79	74	18.5	76	19.0
Z/C20024	2.4	203	7.24	79	73	21.5	76	21.0
Z/C25019	1.9	254	6.50	79	74	18.0	76	18.5
Z/C25024	2.4	254	8.16	79	73	21.0	76	20.5
Z/C30024	2.4	300	10.09	100	93	27.0	96	27.5
Z/C30030	3.0	300	12.76	100	93	31.0	96	31.5
Z/C35030	3.0	350	15.23	129	121	30.0	125	30.0

EXAMPLE
(HOW TO READ THE SYMBOL)

Z 20015

PURLIN'S FEED COIL

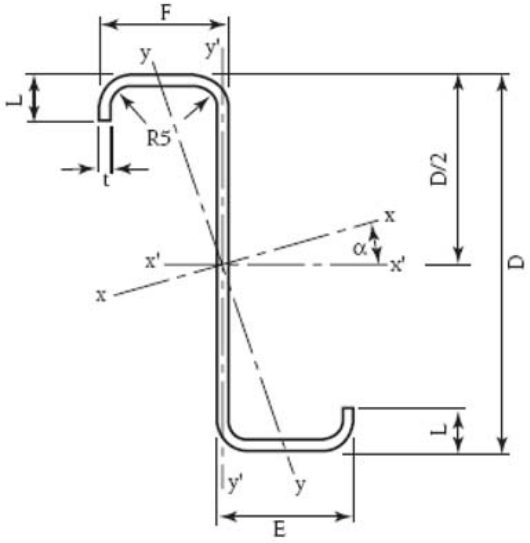
PURLIN SECTION	SLITTED COIL (MM)
C/Z 100XX	215
C/Z 150XX	295
C/Z 200XX	375
C/Z 250XX	425
C/Z 300XX	525
C/Z 350XX	635
C/Z 400XX	694

MOTHER FEED COIL

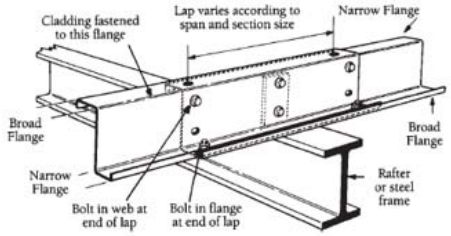
THICKNESS	GRADE	FEED COIL (MM)
1.2	G500	1219
1.5	G450	1219, 1150
1.9	G450	860,1190,1235
2.4	G450	1060
3.0	G450	635

Galvaspan®
Galvaspan®

ZEDS - DIMENSION

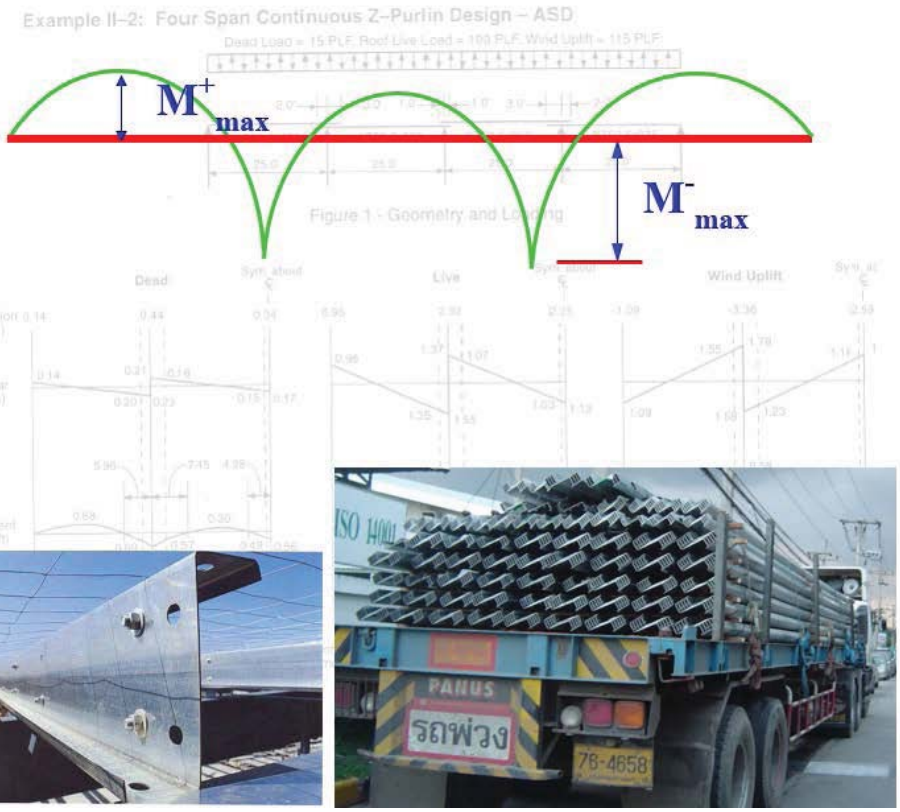


Catalogue number	t mm	D mm	Mass per unit length kg/m	E mm	F mm	L mm
*Z 10010	1.0	102	1.78	53	49	12.5
Z 10012	1.2	102	2.10	53	49	12.5
Z 10015	1.5	102	2.62	53	49	13.5
Z 10019	1.9	102	3.29	53	49	14.5
Z 15012	1.2	152	2.89	65	61	15.5
Z 15015	1.5	152	3.59	65	61	16.5
Z 15019	1.9	152	4.51	65	61	17.5
Z 15024	2.4	152	5.70	66	60	19.5
Z 20015	1.5	203	4.49	79	74	15.0
Z 20019	1.9	203	5.74	79	74	18.5
Z 20024	2.4	203	7.24	79	73	21.5
Z 25019	1.9	254	6.50	79	74	18.0
Z 25024	2.4	254	8.16	79	73	21.0
Z 30024	2.4	300	10.09	100	93	27.0
Z 30030	3.0	300	12.76	100	93	31.0



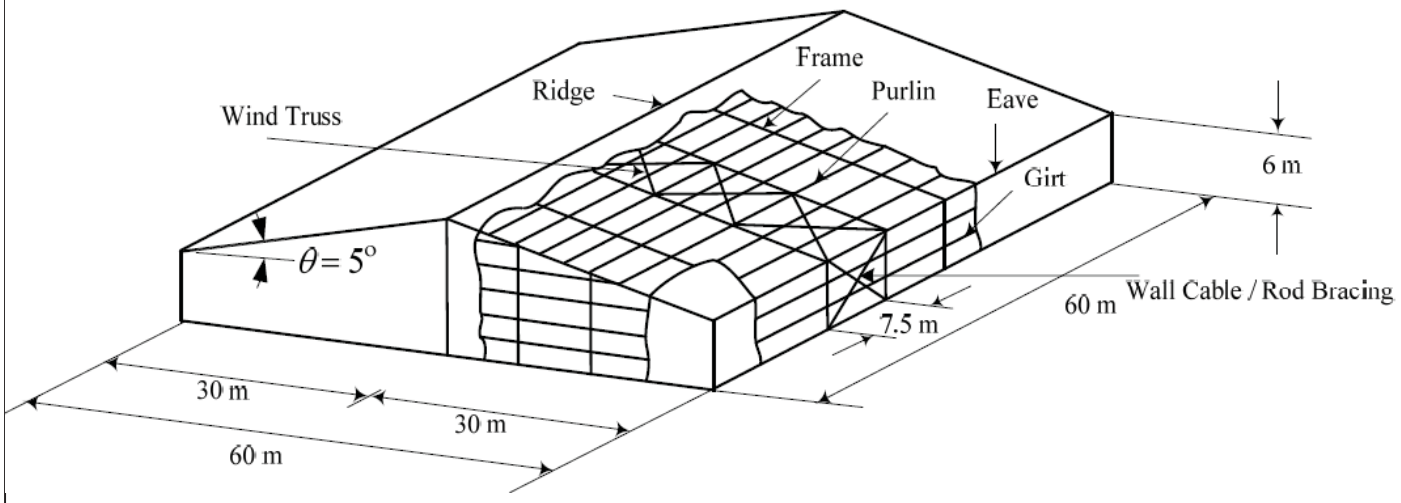
FEATURES & BENIFITS OF HI-TENSILE PURLIN

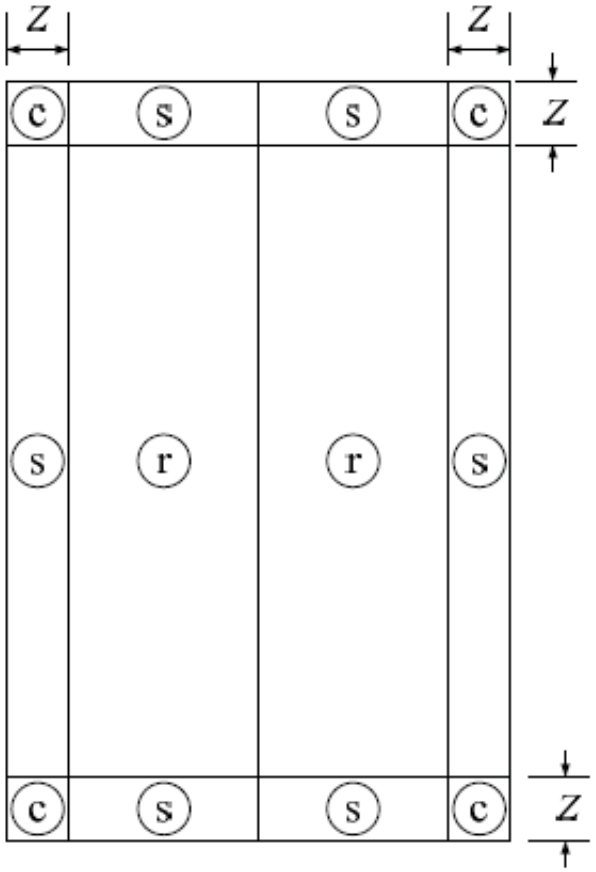
FEATURE : ABLE TO LAP *



* FOR ZEDS SECTION ONLY

ตัวอย่างที่ 1 การคำนวณแรงลมสำหรับออกแบบโครงสร้างหลักและโครงสร้างรองของอาคารเตี้ย ลักษณะโดยทั่วไปและขนาดขององค์อาคารสำหรับโครงสร้างหลักและโครงสร้างรองในการต้านทานแรงลมของอาคารตัวอย่างมีดังต่อไปนี้





Z = 2.4 m

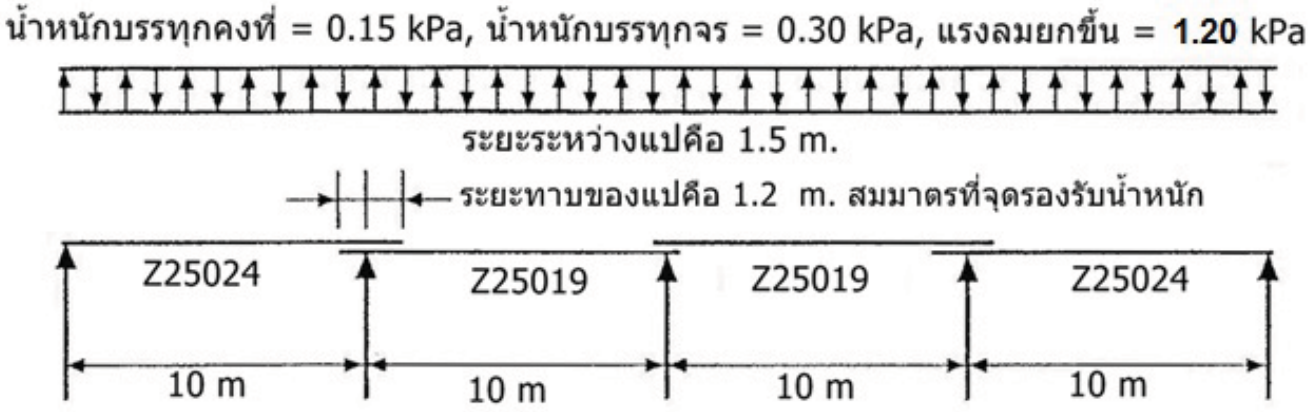
ชิ้นส่วนโครงสร้างรอง	หน่วยแรงลมสุทธิ (นิวตันต่อตารางเมตร)					
	Zone s		Zone r		Zone c	
แป (Purlin)	+624	-1248	+624	-1034	+624	-1247
แผ่นเหล็กมุงหลังคา (Roof panel)	+697	-1431	+697	-1192	+697	-2488
ตัวยึดแผ่นเหล็กมุงหลังคาบนแป (Roof panel fastener)	+697	-1431	+697	-1192	+697	-2488

ระยะ z = ค่าที่น้อยกว่าระหว่าง 10% ของความกว้างด้านที่แคบที่สุดของอาคาร และ 40% ของความสูง (แต่ต้องไม่น้อยกว่า 4% ของด้านที่แคบที่สุด และไม่น้อยกว่า 1 เมตร)

= ค่าที่น้อยกว่าระหว่าง $\frac{10}{100} \times 60 = 6.0$ เมตร และ $\frac{40}{100} \times 6.0 = 2.4$ เมตร

$\therefore z$ = 2.4 เมตร (ซึ่งเท่ากับ $\frac{4}{100} \times 60 = 2.4$ เมตร และไม่น้อยกว่า 1 เมตร)

ตัวอย่างรายการคำนวณแป



1. <u>สมมติฐานที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์คานต่อเนื่องในลักษณะนี้</u>

a. การต่อทาบของแปที่จุดต่อนั้น เป็นการต่อที่สามารถรับแรงได้เสมือนเป็นหน้าตัดเดียวกันอย่างต่อเนื่อง

b. ในการวิเคราะห์โครงสร้าง ค่าแรงเฉือนและโมเมนต์นั้นได้คำนวณจากการที่ใช้ค่า I_x ที่บริเวณการต่อทาบของแปจากผลรวมของ I_x ของแต่ละแปที่ทาบกันอยู่

c. กำลังที่ใช้รับแรงในช่วงการต่อทาบคือผลรวมของกำลังที่ใช้รับแรงของแต่ละแป

d. การยึดของแผ่นหลังคากับแปนั้นสามารถให้การค้ำยันด้านข้างกับแป ทำให้ไม่วิบัติจากการโก่งเดาะทางด้านข้างเนื่องจากการบิด

a. แผ่นหลังคามีค่าสติฟเนสของการหมุนซึ่งให้กำลังโดยองค์อาคารยึดรั้ง k_ϕ=0 kN-mm/rad./mm

b. ในบริเวณที่ใกล้จุดรองรับ จะไม่มีการวิบัติจากการโก่งเดาะทางด้านข้างจากการบิดหรือการโก่งเดาะแบบเสียรูปตั้งแต่จุดรองรับจนถึงปลายระยะทาบของแป โดยแรงที่กระทำเป็นแรงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่เกิดจากแรงโน้มถ่วง

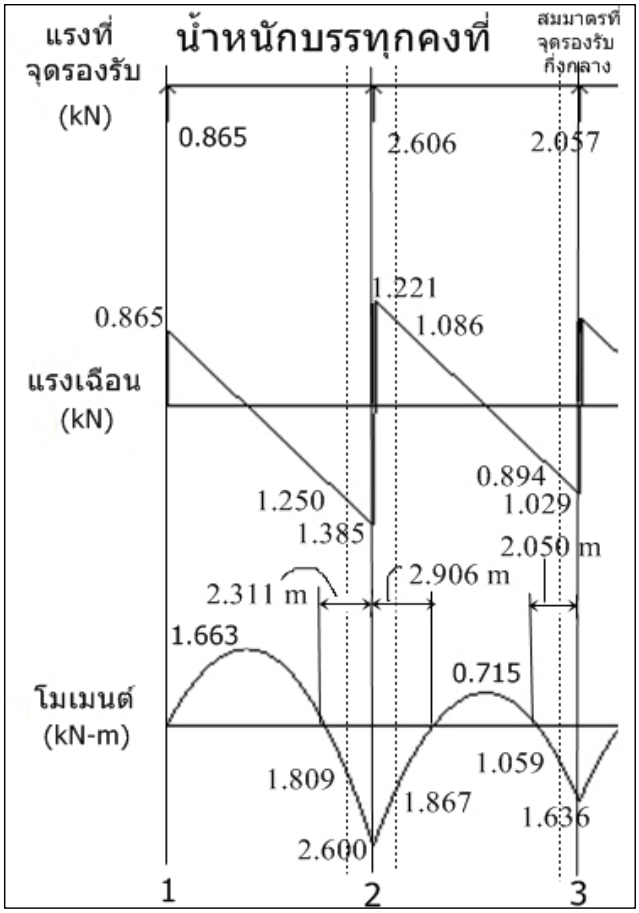
c. ภายใต้แรงกระทำที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง ให้ถือว่าระยะที่ไม่ได้ค้ำยันภายใต้โมเมนต์ลบของแปนั้นยาวตั้งแต่ปลายระยะทาบของแปจนถึงจุดที่โมเมนต์เป็นศูนย์

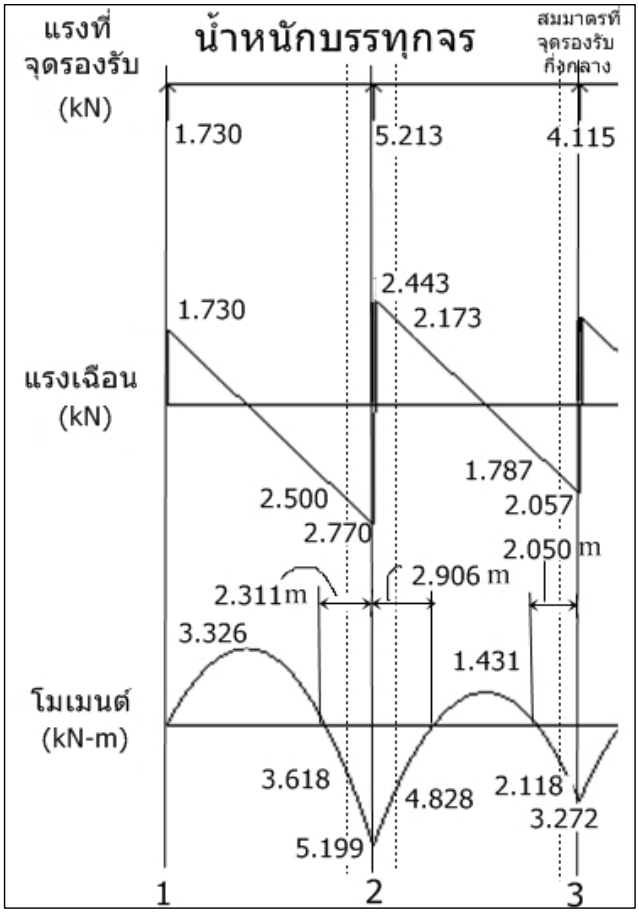
d. เนื่องจากความสมมาตร ทำการวิเคราะห์เฉพาะช่วงแปสองช่วงแรกเท่านั้น

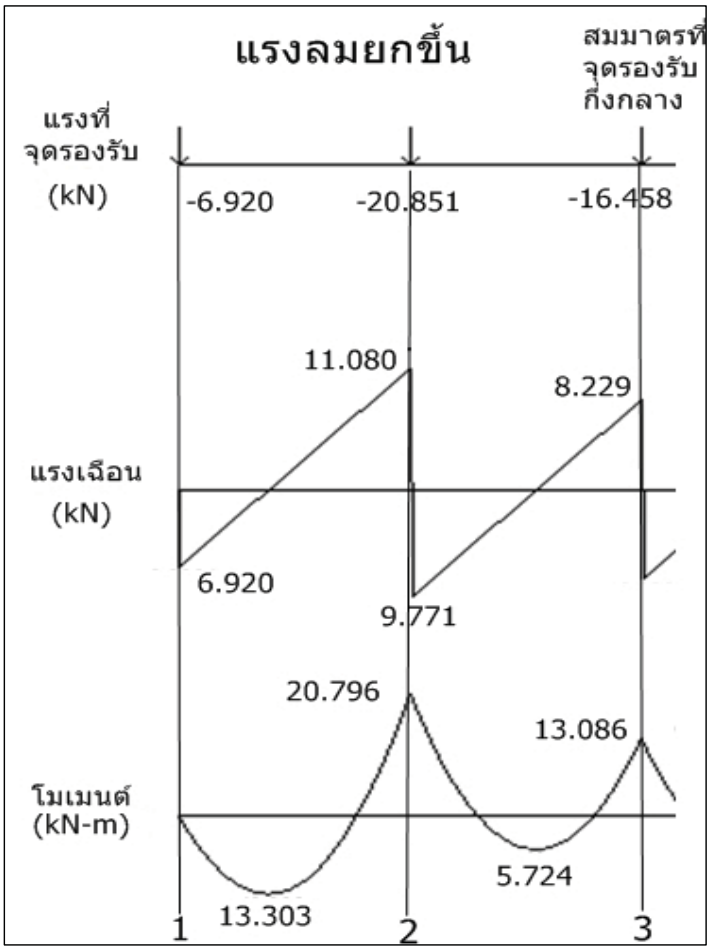
คุณสมบัติของวัสดุและค่าที่ใช้ในการออกแบบ ชั้นคุณภาพของเหล็กแผ่น G450

F_y = 450 MPa F_u = 480 MPa E = 203,000 MPa

Section	Z25019	Z25024
D (mm.)	254	254
t (mm.)	1.9	2.4
R (mm.)	5	5
I_x (mm^4)	7,648,491	9,620,344
S_f (mm^3)	60,224	75,750
S_e (mm^3)	45,700	66,000
I_y (mm^4)	841,621	1,068,666
F_d/β (MPa)	272.28	389.85
M_n (Distortional)	17,473	25,231





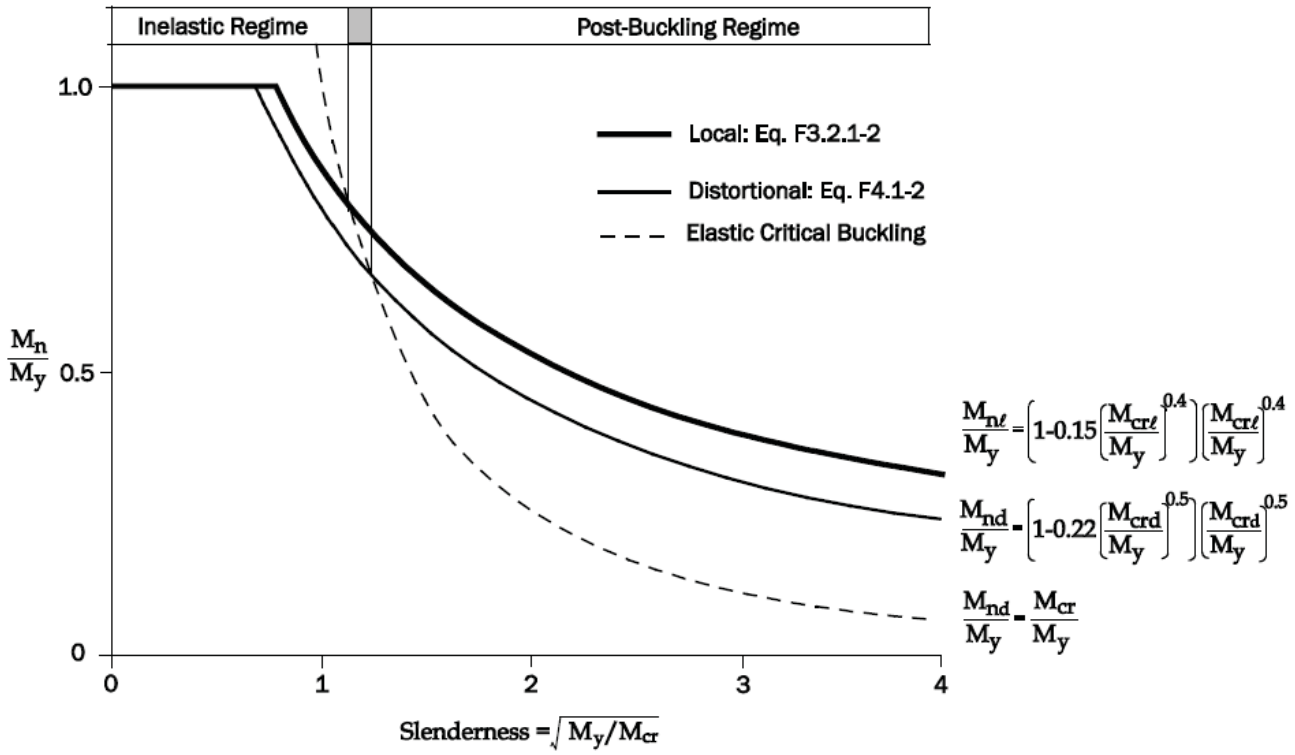


F. MEMBERS IN FLEXURE

This chapter addresses members subjected to bending about one principal axis, or Z-section members about centroidal axis passing through or perpendicular to the *web*. In addition, the member is loaded in a plane parallel to the axis that passes through the shear center, or is restrained against twisting.

This chapter is organized as follows:

F1 General Requirements
F2 Yielding and Global (Lateral-Torsional Buckling) Buckling
F3 Local Buckling Interacting with Yielding and Global Buckling
F4 Distortional Buckling
F5 Stiffeners



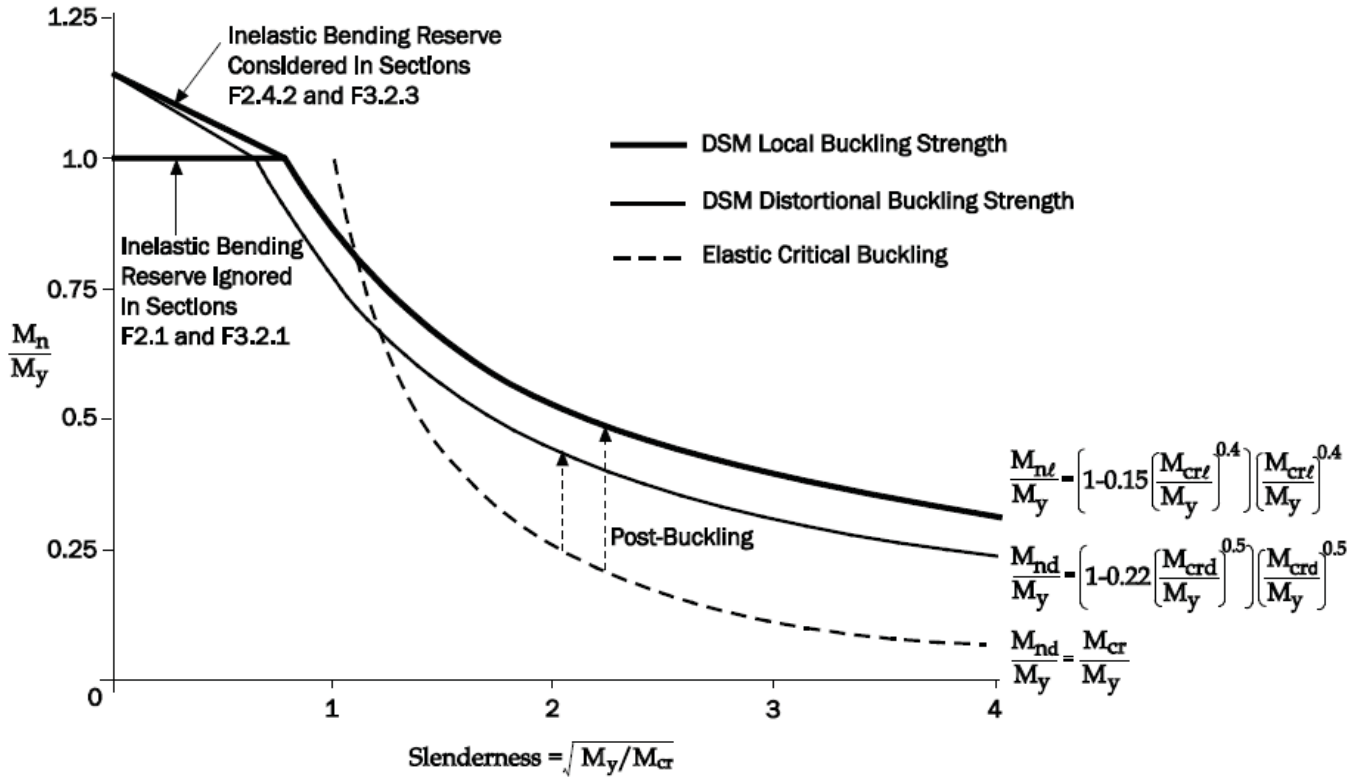


Figure C-F1-1 Local and Distortional Direct Strength Curves for a Beam Braced Against Lateral-Torsional Buckling ($M_{ne} = M_y$)

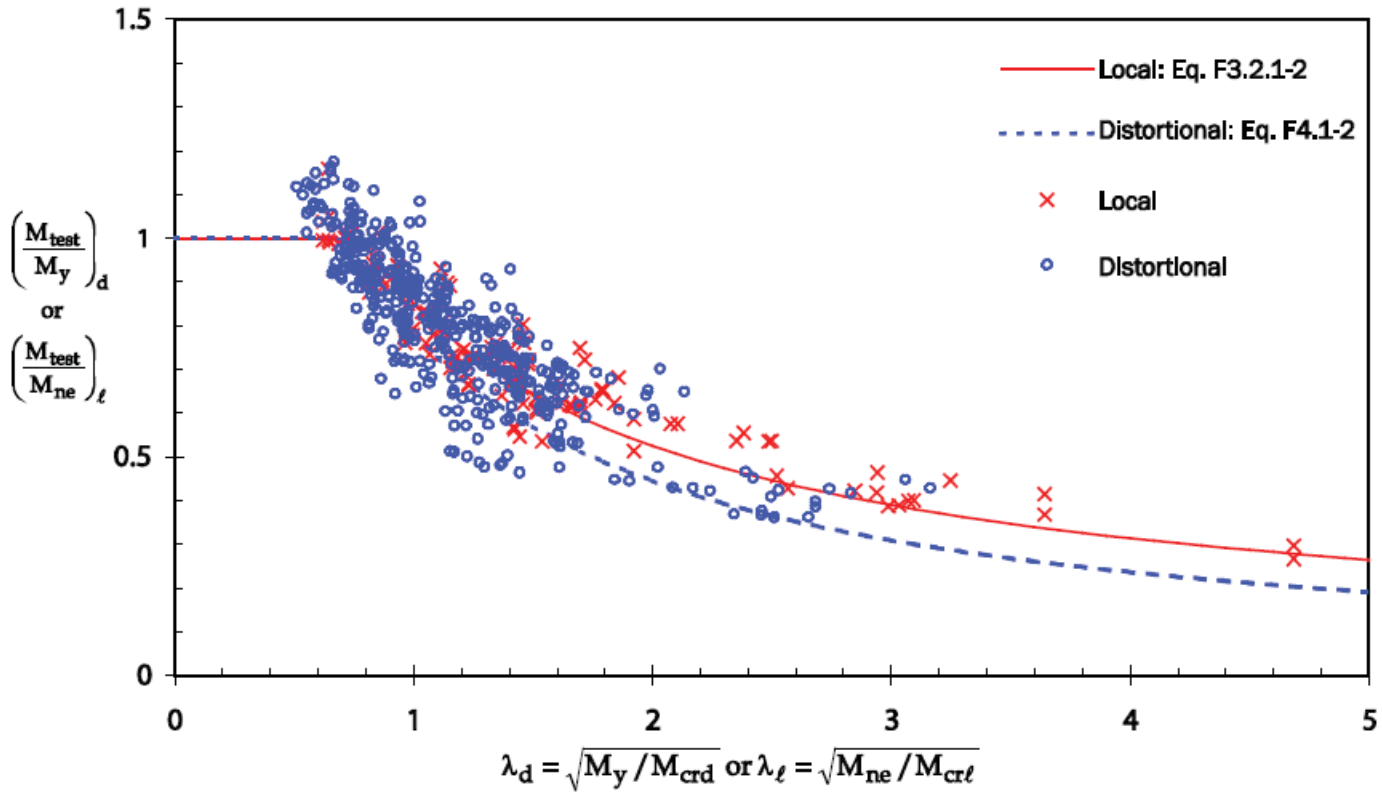
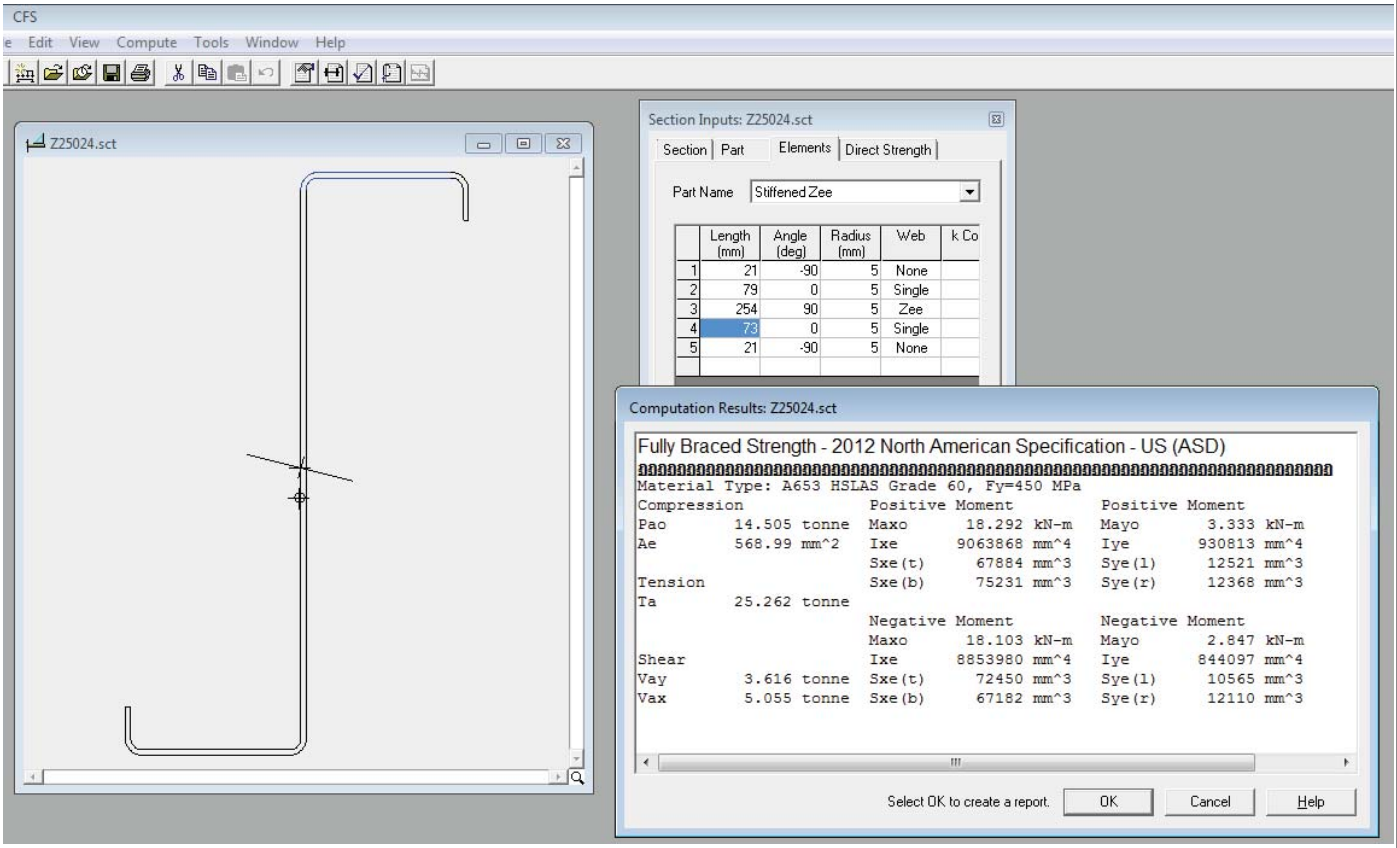


Figure C-F1-2 Direct Strength Method for Laterally Braced Beams

https://www.rsgsoftware.com/

http://www.ce.jhu.edu/bschafer/



Full Section Properties

Area	1026.6	mm^2	Wt.	0.0080514	tonne/mWidth	427.76	mm
Ix	9643336	mm^4	rx	96.92	mm	Ixy	2327558 mm^4
Sx(t)	74891	mm^3	y(t)	128.76	mm	α	-14.271 deg
Sx(b)	77002	mm^3	y(b)	125.24	mm		
			Height	254.00	mm		
Iy	1084580	mm^4	ry	32.50	mm	Xo	-0.61 mm
Sy(l)	14172	mm^3	x(l)	76.53	mm	Yo	-13.01 mm
Sy(r)	14842	mm^3	x(r)	73.07	mm	jx	-1.75 mm
			Width	149.60	mm	jy	13.85 mm
I1	10235365	mm^4	r1	99.85	mm		
I2	492552	mm^4	r2	21.90	mm		
Ic	10727917	mm^4	rc	102.22	mm	Cw	1.2394e10 mm^6
Io	10902045	mm^4	ro	103.05	mm	J	1971 mm^4

Fully Braced Strength - 2012 North American Specification - US (ASD)

Fy=450 MPa

Compression		Positive Moment			Positive Moment		
Pao	14.505 tonne	Maxo	18292	N-m	Mayo	3333	N-m
Ae	568.99 mm^2	Ixe	9063868	mm^4	Iye	930813	mm^4
		Sxe(t)	67884	mm^3	Sye(l)	12521	mm^3
Tension		Sxe(b)	75231	mm^3	Sye(r)	12368	mm^3
Ta	25.262 tonne						
		Negative Moment			Negative Moment		
		Maxo	18103	N-m	Mayo	2847	N-m
Shear		Ixe	8853980	mm^4	Iye	844097	mm^4
Vay	3.616 tonne	Sxe(t)	72450	mm^3	Sye(l)	10565	mm^3
Vax	5.055 tonne	Sxe(b)	67182	mm^3	Sye(r)	12110	mm^3

ตรวจสอบแรงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร

$M = M_D + M_{Lr}$

แปช่วงนอก, ระยะจากซ้ายไปขวา (จากจุดรองรับจุดที่ 1 ถึง 2)

ค่าโมเมนต์บวกสูงสุด $M = (1.663+3.326)(1000) = 4,989$ N-m

ค่าโมเมนต์ลบที่จุดสิ้นสุดของการซ้อนแปด้านขวา $M = (1.809+3.618)(1000) = 5,427$ N-m

ค่าโมเมนต์ลบที่จุดรองรับ $M = (2.600+5.199)(1000) = 7,799$ N-m

กำลังรับแรงดัดที่ยอมให้ (บทที่ 4.1)

การหาค่ากำลังแรงดัดต่ำสุดที่ยอมให้จากพื้นที่หน้าตัดตามบทที่ 4.1ก1 (กำลังต้านทานระบุที่จุดเริ่มต้นของการคราก), บทที่ 4.1ข (กำลังต้านทานการโก่งเดาะด้านข้างจากการบิด), บทที่ 4.1ง (กำลังต้านทานการโก่งเดาะแบบเสียรูป), บทที่ 7.6ก (องค์อาคารรับแรงดัด ซึ่งมีปีกใดปีกหนึ่งยึดไว้กับแผ่นพื้น แผ่นหลังคา หรือแผ่นผนังด้วยสกรู)

ค่าโมเมนต์ที่หาได้จากการวิบัติโดยการโก่งเดาะแบบเสียรูป

M_n = 25,231 N-m (จากตารางคุณสมบัติของหน้าตัด)

Ω_b = 1.67

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{25,231}{1.67} = 15,108 \text{ N-m} > 4,989 \text{ N-m} \quad \textbf{OK}$$

ค่าโมเมนต์ที่หาได้จากกำลังต้านทานที่จุดเริ่มต้นของการคราก

$$M_n = S_e F_y = \frac{(450)(66000)}{1000} = 29,700 \text{ N-m}$$

Ω_b = 1.67

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{29,700}{1.67} = 17,784 \text{ N-m} > 4,989 \text{ N-m} \quad \textbf{OK}$$

ช่วงที่โมเมนต์มีค่าเป็นลบ ระหว่างจุดสิ้นสุดการทาบแปและจุดที่โมเมนต์เป็นศูนย์ (ด้านซ้ายของจุดรองรับที่ 2)

ระยะจากจุดที่โมเมนต์มีค่าเท่ากับศูนย์ถึงจุดรองรับคือ 2.311 m.

ระยะการซ้อนกันของแปจากจุดรองรับคือ 0.6 m.

$$L_y = 2.311\text{-}0.6 = 1.711 \text{ m.}$$

I_y = 1,068,666 mm^4. (จากตารางคุณสมบัติของหน้าตัด)

$$I_{yc} = \frac{I_y}{2} = \frac{1,068,666}{2} = 534,333 \text{ mm}^4.$$

C_b = 1.67 (สมสุติว่าโมเมนต์เป็นเส้นตรงในช่วงนี้) K_y = 1.0

$$F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{2 S_f (K_y L_y)^2}$$ สมการที่ 4.1-21

$$= \frac{(1.67)(\pi^2)(203,000)(254)(534,333)}{(2)(75,750)[(1)(1.711)(1,000)]^2} = 1,024 \text{ MPa}$$

$2.78F_y = (2.78)(450) = 1{,}251$ MPa $0.56F_y = (0.56)(450 = 252$ MPa

ถ้า $F_e > 2.78F_y$, คานตรงนี้จะไม่วิบัติจากการโก่งเดาะทางด้านข้างจากการบิด

ถ้า $2.78F_y > F_e > 0.56F_y$,

$$F_c = \frac{10}{9} Fy \left(1-\frac{10Fy}{36F_e}\right)$$

$$= \left(\frac{10}{9}\right)(450)\left(1-\frac{(10)(450)}{(36)(1{,}024)}\right) = 439 \text{ MPa}$$

โดยการสังเกต F_c ใกล้เคียงกับ F_y โดยมีค่าน้อยกว่าเล็กน้อย ลองใช้ $S_c = S_e$ ก่อน ถ้าพบว่าวิบัติค่อยหาค่า Sc ที่เพิ่มขึ้น

ค่าโมเมนต์ที่หาได้จากการวิบัติโดยการโก่งเดาะทางด้านข้างจากการบิด

$$M_n = S_cF_c \geq S_eF_c = \frac{(66{,}000)(439)}{1000} = 28{,}974 \text{ N-m}$$

$$\Omega_b = 1.67$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{28{,}974}{1.67} = 17{,}350 \text{ N-m} > 5{,}427 \text{ N-m} \quad \textbf{OK}$$

ค่าโมเมนต์ที่หาได้จากการวิบัติโดยการโก่งเดาะแบบเสียรูป

$M_y = S_f F_y = (75{,}750)(450) = 34{,}087{,}500$ N-mm.

$M_{crd} = S_f F_{crd} = (75{,}750)(464) = 35{,}148{,}000$ N-mm.

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{M_y}{M_{crd}}}$$

$$= \sqrt{\frac{34{,}087{,}500}{35{,}148{,}000}} = 0.985$$

For $\lambda_d \leq 0.673$ $M_n = M_y = 34{,}087{,}500$ N-mm.

For $\lambda_d > 0.673$

$$M_n = (1\text{-}0.22\sqrt{\frac{M_{crd}}{M_y}})(\sqrt{\frac{M_{crd}}{M_y}})\, M_y$$

$$= (1\text{-}0.22\sqrt{\frac{35{,}148{,}000}{34{,}087{,}500}})(\sqrt{\frac{35{,}148{,}000}{34{,}087{,}500}})(34{,}087{,}500) = 26{,}881{,}128 \text{ N-mm.}$$

ดังนั้น เมื่อ $M_n = 26{,}881{,}128$ N-mm.

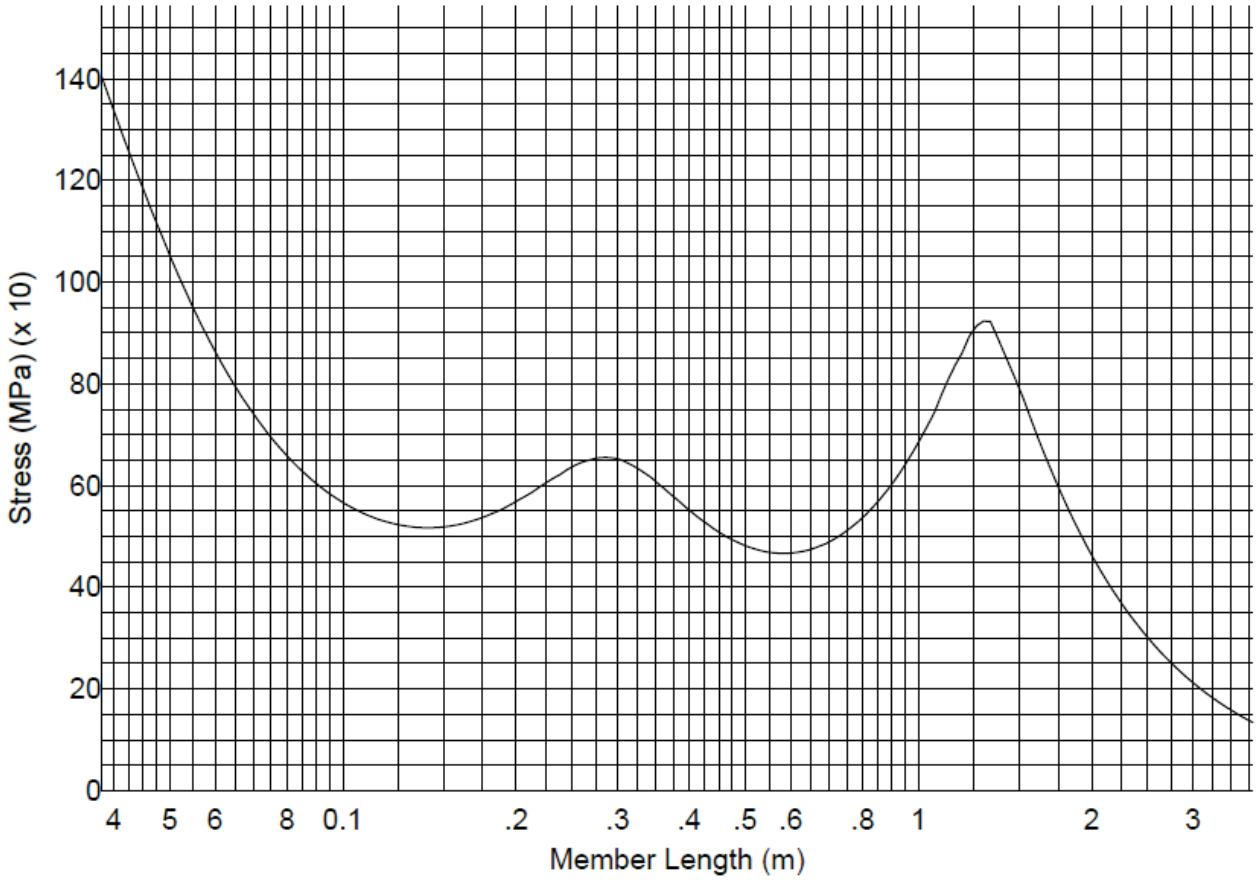
ASD

$\Omega_b = 1.67$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = (\frac{26{,}881{,}128}{1.67})(\frac{1\text{m}}{1{,}000\text{ mm}}) = 16{,}096.5 \text{ N-m} > 5{,}427 \text{ N-m}$$ **OK**

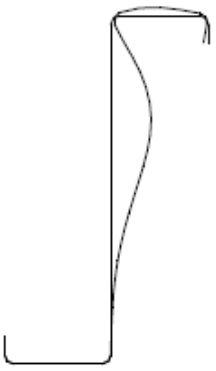
Z25024 Bending Elastic Buckling Curve

Using Program CFS

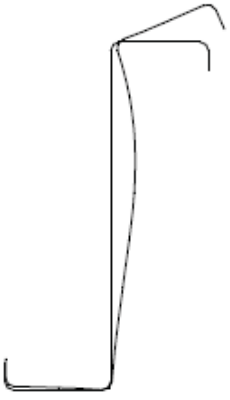


Z25024 Bending Elastic Buckling Stress and Mode Shape

Length	0.13335	m
Stress	518.03	MPa
P	0	tonne
Mx	38796	N-m
My	9364	N-m



Length	0.59531	m
Stress	466.86	MPa
P	0	tonne
Mx	34964	N-m
My	8439	N-m



Direct Strength Method

ค่าโมเมนต์ที่หาได้จากการวิบัติโดยการโก่งเดาะแบบเสียรูป

$M_y = S_f F_y = (75{,}750)(450) = 34{,}087{,}500$ N-mm.

$M_{crd} = S_f F_{crd} = (75{,}750)(466.86) = 35{,}364{,}645$ N-mm.

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{M_y}{M_{crd}}}$$

$$= \sqrt{\frac{34{,}087{,}500}{35{,}364{,}645}} = 0.982$$

For $\lambda_d \leq 0.673$ $M_n = M_y = 34{,}087{,}500$ N-mm.

For $\lambda_d > 0.673$

$$M_n = \left(1-0.22\sqrt{\frac{M_{crd}}{M_y}}\right)\left(\sqrt{\frac{M_{crd}}{M_y}}\right) M_y$$

$$= \left(1-0.22\sqrt{\frac{35{,}364{,}645}{34{,}087{,}500}}\right)\left(\sqrt{\frac{35{,}364{,}645}{34{,}087{,}500}}\right)(34{,}087{,}500) = 26{,}935{,}630 \text{ N-mm.}$$

ดังนั้น เมื่อ $M_n = 26{,}935{,}630$ N-mm.

ASD

$\Omega_b = 1.67$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \left(\frac{26{,}935{,}630}{1.67}\right)\left(\frac{1\text{m}}{1{,}000\text{ mm}}\right) = 16{,}129 \text{ N-m} > 5{,}427 \text{ N-m}$$ **OK**

Compared to 16,096.5 N-m from Analytical Method

<u>แรงยกขึ้นเนื่องจากแรงลม</u> (บทที่ 7.6ก)

กำลังที่ต้องการ $M = M_D + M_{Lr}$

ที่แปช่วงนอก

ค่าโมเมนต์ลบสูงสุด $M = (1.663-13.3)(1000) = -11,640$ N-m

ที่แปช่วงใน

ค่าโมเมนต์ลบสูงสุด $M = (0.715-5.724)(1000) = -5,009$ N-m

$M_n = RS_eF_y$

R= 0.7 สำหรับรูปตัว Z โดยสมมุติว่าระบบหลังคาเป็นไปตามข้อกำหนด 14 ข้อในบทที่ 7.6 ก1

ที่แปช่วงนอก

เพราะฉะนั้นค่าหน่วยแรงที่จุดคราก ต้องไม่เกิน 410 MPa ตามข้อกำหนดที่ 14 ในบทที่ 7.6 ก1

ค่าโมดูลัสของหน้าตัดประสิทธิผล S_e ที่ F_c = 410 MPa ของหน้าตัด Z25024 คือ 68,916 mm^3

$$M_n = \frac{(0.7)(68916)(410)}{1,000} = 19,779 \text{ N-m}$$

$\Omega_b = 1.67$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{19,779}{1.67} = 11,844 \text{ N-m} > 11,640 \text{ N-m}$$ **OK**

I6.2 Member Strength: Specific Cross-Sections and System Connectivity

I6.2.1 Flexural Members Having One Flange Through-Fastened to Deck or Sheathing

This section shall not apply to a continuous beam for the region between inflection points adjacent to a support or to a cantilever beam.

The *nominal flexural strength* [*resistance*], M_n, of a C- or Z-section loaded in a plane parallel to the *web*, with the tension *flange* attached to deck or sheathing and with the compression *flange* laterally unbraced, shall be calculated in accordance with Eq. I6.2.1-1.

Consideration of *distortional buckling* in accordance with Section F4 shall be excluded. The *safety factor* and *resistance factors* given in this section shall be used to determine the *allowable flexural strength* or *design flexural strength* [*factored resistance*] in accordance with the applicable design method in Section B3.2.1, B3.2.2, or B3.2.3.

$$M_n = R\, M_{n\ell o} \qquad \text{(Eq. I6.2.1-1)}$$

$\Omega_b = 1.67$ (*ASD*)

$\phi_b = 0.90$ (*LRFD*)

$= 0.90$ (*LSD*)

where

R = A value obtained from Table I6.2.1-1 for C- or Z-sections

$M_{n\ell o}$ = *Nominal flexural strength* with consideration of *local buckling* only, as determined from Section F3 with $F_n = F_y$ or $M_{ne} = M_y$

TABLE I6.2.1-1
C- or Z-Section R Values

Simple Span		
Member Depth Range, in. (mm)	Profile	R
$d \le 6.5$ (165)	C or Z	0.70
6.5 (165) $< d \le$ 8.5 (216)	C or Z	0.65
8.5 (216) $< d \le$ 12 (305)	Z	0.50
8.5 (216) $< d \le$ 12 (305)	C	0.40

Continuous Span	
Profile	R
C	0.60
Z	0.70

The reduction factor, R, shall be limited to roof and wall systems meeting the following conditions:

(a) Member depth ≤ 12 in. (305 mm),
(b) Member *flanges* with edge stiffeners,
(c) 60 ≤ depth/ *thickness* ≤ 170,
(d) 2.8 ≤ depth/*flange* width ≤ 5.5,
(e) *Flange* width ≥ 2.125 in. (54.0 mm),
(f) 16 ≤ *flat width/ thickness* of *flange* ≤ 43,
(g) For continuous span systems, the lap length at each interior support in each direction (distance from center of support to end of lap) is not less than 1.5d,
(h) Member span length is not greater than 33 feet (10 m),

$M_n = RM_{nlo}$

R= 0.7 สำหรับรูปตัว Z แบบคานต่อเนื่อง

ค่าโมดูลัสของหน้าตัดประสิทธิผล S_e ที่ F_y = 450 MPa ของหน้าตัด Z25024 คือ 66,000 mm^3

$$M_{nlo} = \frac{(0.7)(66000)(450)}{1{,}000} = 20{,}790 \text{ N-m}$$

$\Omega_b = 1.67$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{20{,}790}{1.67} = 12{,}449 \text{ N-m} > 11{,}640 \text{ N-m}$$ **OK**