



سازه های فولادی

Steel Structures

محمدرضا شیدائی استادیار گروه مهندسی عمران دانشگاه ارومیه

هدف: آشنایی با مشخصات مصالح، روشهای طراحی و مقررات
آیین نامه ای مربوط به فولاد

To familiarize the student with the material properties, design procedures, and code requirements for steel.

References

کتاب درسی:

- **Steel Design**, fourth edition by William T. Segui, , 2007
- **Specification for Structural Steel Buildings**, *AISC* 2005.
- مقررات ملی ساختمان ایران: دفتر تدوین و ترویج ،
مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، 1387

مراجع پیشنهادی:

- **Structural Steel Design**, fourth edition by Jack C. McCormac, Prentice Hall, 2008.
- **Steel Structures: Design and Behavior**. 5th ed. by Salmon, G. Charles, Johnson, E. John and Malhas A. Faris, Prentice Hall, 2008.
- **Design of Steel Structures**. 3rd ed. By Gaylord, E.H., Gaylord, C.N. and Stallmeyer J.E., McGraw-Hill, 1992.
- طراحی سازه های فولادی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) ، دکتر فریدون ایرانی

سرفصل های مطالب درسی

Topics covered

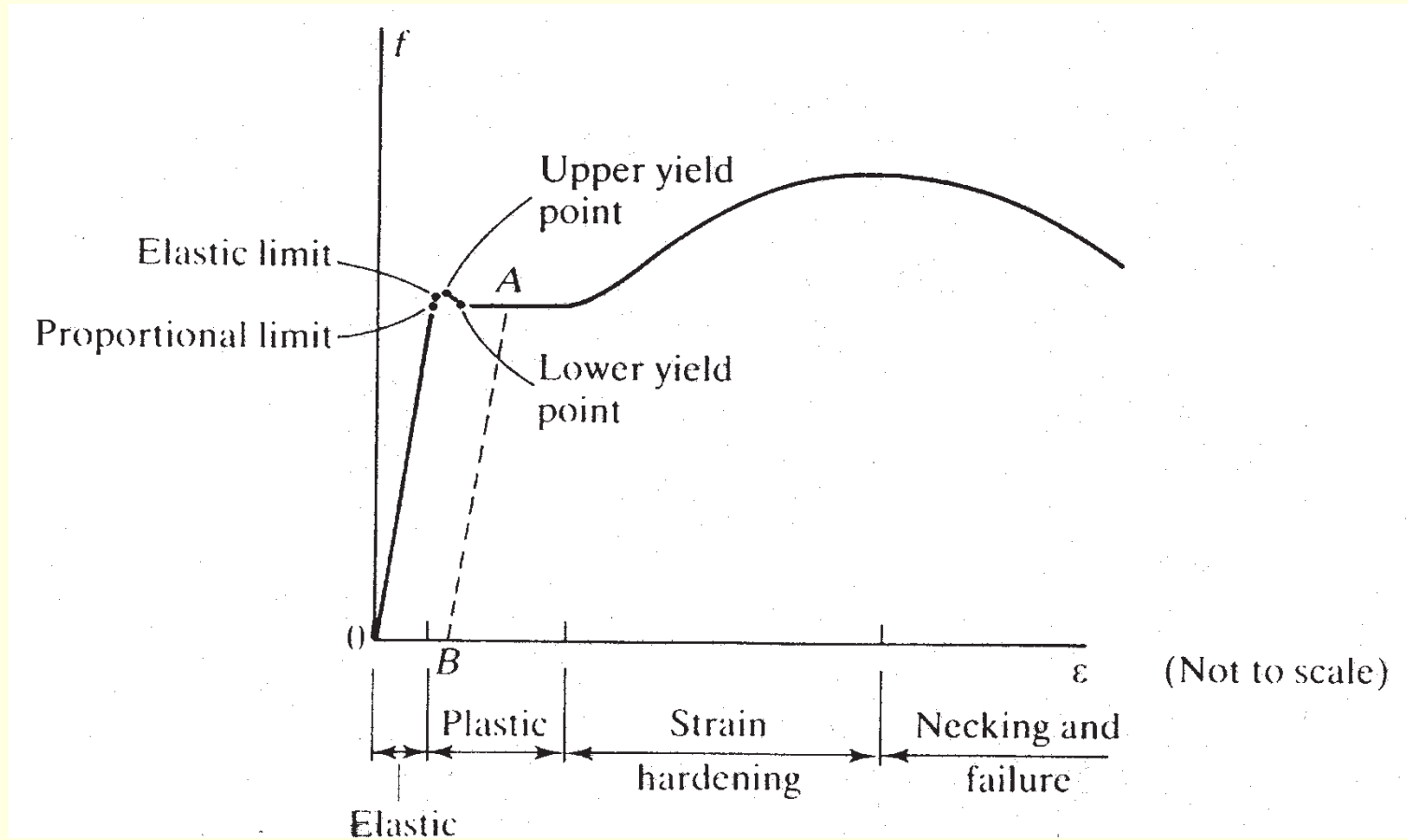
Introduction to Structural Steel Design	■ مقدمه ای بر طراحی سازه های فولادی
Design Methods	■ روشهای طراحی
Design of Tension Members	■ طراحی اعضای کششی
Design of Compression Members	■ طراحی اعضای فشاری
Design of Built-up Columns	■ طراحی اعضای فشاری مرکب
Design of Base plates	■ طراحی صفحات زیرستون
Design of Beams	■ طراحی تیرها
Design of Beam-Columns	■ طراحی تیر-ستونها
Design of Bolted Connections	■ طراحی اتصالات پیچی
Design of Welded Connections	■ طراحی اتصالات جوشی
Design of Plate Girders	■ طراحی تیوروقها
Design of Castellated and Composite Beams	■ طراحی تیرهای لانه زنبوری و مختلط
Design of Braced Frames	■ طراحی قاب های مهاربندی شده

Introduction to Structural Steel Design

فصل اول : مقدمه ای بر طراحی سازه های فولادی

- فولاد آلیاژی است مرکب از آهن ، کربن (0.15 تا 2 %) و مقدار جزئی از عناصر دیگر (منگنز ، نیکل و ...)
- کربن باعث افزایش مقاومت فولاد شده اما در عین حال شکل پذیری را کاهش می دهد.

The Tension test



Steel Properties

مهمترین مشخصه های فولاد از نکته نظر طراحی عبارتند از :

- تنش تسلیم (yield stress (F_y))
- تنش نهایی (ultimate stress (F_u))
- ضریب ارتجاعی (modulus of elasticity (E))
- درصد تغییر شکل نسبی (percent elongation (ϵ))
- ضریب انبساط حرارتی (coefficient of thermal expansion (α))

مشخصه های مطلوب فولاد از نظر رفتار مصالح

Attractive Material Properties of Steels

- وجود یک محدوده رفتار ارتجاعی خطی (a linear elastic range)
- وجود نقطه تسلیم مشخص (A well-defined yield (except Heat treated))
(مگر در فولادهای بازیخت شده)
- سخت شدگی کرنشی (strain hardening)
- شکل پذیری قابل توجه (significant ductility)

مزایای فولاد به عنوان یک مصالح سازه ای

Advantages of Steel as a Structural Material

- (High Strength to Weight) مقاومت بالا به وزن
- (Uniformity & Permanence) یکنواختی و دوام (خواص ثابت با زمان)
- (Elasticity) خاصیت ارتجاعی
- (Highly Ductile) شکل پذیری بالا
- (Toughness) پرتاقتی (شکل پذیری ومقاومت بالا بطور همزمان)
- (Easily Constructed and Modified Structures) سهولت ساخت و توسعه
- (Easily recycled) بازیابی آسان
- امکان اتصال توسط ابزار ساده اتصال نظیر جوش، پیچ و پرچ
- (Simple Connection Devices such as Welds, Rivets and Bolts)
- (Possibility of Prefabrication) امکان پیش ساخته کردن
- (Speed of Erection) سرعت در نصب

معایب فولاد به عنوان یک مصالح سازه ای

Disadvantages of Steel as a Structural Material

- (Maintenance Costs) ■ هزینه نگهداری
- (Requires Fireproofing) ■ نیاز به مقاوم سازی در برابر آتش
- (Often Results in Slender members) ■ اغلب منجر به اعضای لاغر می شوند
- (→ Susceptible to Buckling) ■ ← خطر کمانش
- (Fatigue) ■ خستگی
- (Brittle Fracture) ■ خطر شکست ترد

Steel Applications

فولاد یکی از مصالح بسیار پر کاربرد برای سازه می باشد :















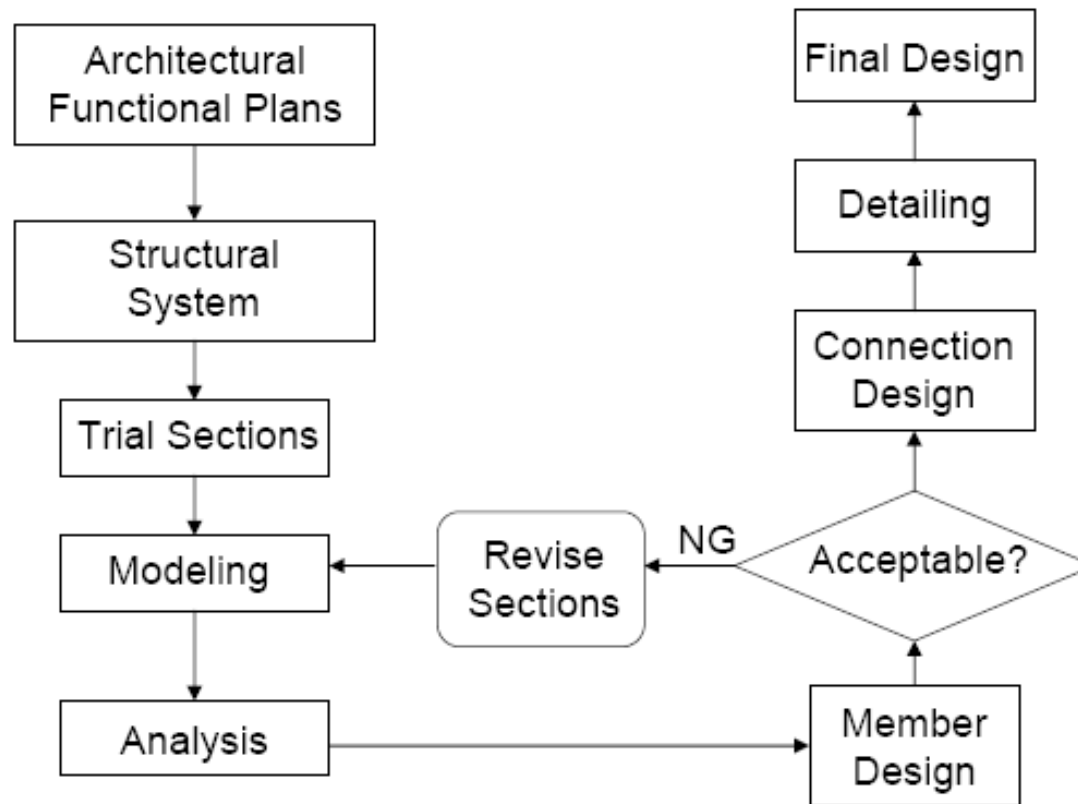




Urmia University, M. Sheidaii

روند طراحی سازه فولادی

Steel Structure Design Process



The Design Process

- به صورت یک چرخه است (a cycle)
- جوابهای صحیح بسیاری ممکن است وجود داشته باشد
- کلیه ملاحظات طراحی ممکن است عملی نباشند (not all technical)

مهندسی سازه چیست ؟

What is Structural Engineering?

مهندسی سازه عبارتست از :

هنر قالب دهی مصالحی که شناخت کاملی از آنها نداریم

به شکل هایی که نمی توانیم به دقت آنها را تحلیل کنیم،

به نحوی که مقابله کنند با نیرو هایی که قادر به ارزیابی مقدار واقعی آنها نیستیم،

به طریقی که هیچ کس به انبوه عدم آگاهی ما ظنین نشود .

پایداری

STABILITY

ایمنی

SAFETY

اقتصاد

ECONOMY

مسئولیت های طراحی

Design Responsibilities

ایمنی (safety)

- وجود مقاومت کافی در هنگام اجرا و پس از آن
- مقاومت در برابر خرابی پیشرونده (Progressive collapse)
- ایمن ارزیابی شدن از طرف کاربران

اجرایی بودن (Practical)

- به همان صورت که طراحی شده ، قابل ساخت باشد
- رواداریهای منطقی باید مجاز باشد (Reasonable tolerances)
- نصب و بر پا نمودن سازه به صورت غیرمنطقی پیچیده یا خطرناک نباشد.

مسئولیت های طراحی

Design Responsibilities continued

■ اقتصاد (Economy)

- استفاده از مصالح و مقاطع در دسترس - مشورت با کارپرداز!
- در نظر گرفتن هزینه کل سازه: مصالح و ساخت - تصور نشود که سبک ترین ارزان ترین است
- استعمال حداقل اجزا مورد نیاز - بکارگیری هر جز نیازمند صرف هزینه است.
- ساده ترین دتایل ها که مناسب برای کار هستند مورد استفاده قرار گیرند و از مزایای تکرار بهره برداری شود.

فولاد چیست؟

What is STEEL?

■ فولاد آلیاژی است از آهن (Fe) و کربن (C) برای دستیابی به مشخصات مکانیکی مورد نظر، یک یا چند عنصر آلیاژی دیگر ممکن است به فولاد اضافه شود.

مهمترین این عناصر عبارتند از:

manganese (Mn), silicon (Si),
aluminum (Al), nickel (Ni),
chromium (Cr), molybdenum (Mo),
copper (Cu), vanadium (V),
niobium (Nb), and titanium (Ti)
boron (B).



فولاد چیست؟

What is STEEL?

کربن

- افزایش : مقاومت ، تنش تسلیم ، تردشکنی
- کاهش : شکل پذیری ، مقاومت در برابر ضربه و بارگذاری دینامیکی ، قابلیت جوشکاری

منگنز

- افزایش : شکل پذیری ، مقاومت در برابر سایش و بارگذاری ضربه ای

مولیبدن

- افزایش : سختی ، مقاومت حرارتی
- کاهش : شکل پذیری

کروم ، سیلیکون و نیکل (بجای افزودن کربن) :

- مزایا : مقاومت بسیار بیشتر ، شکل پذیری ، قابلیت جوشکاری
- معایب : گران قیمت ، عدم سهولت ساخت

مس

- افزایش : مقاومت به خوردگی (فولادهای ضد فرسایش A558 ، A242)

STEEL Manufacturing

تولید فولاد به دو روش صورت می گیرد :

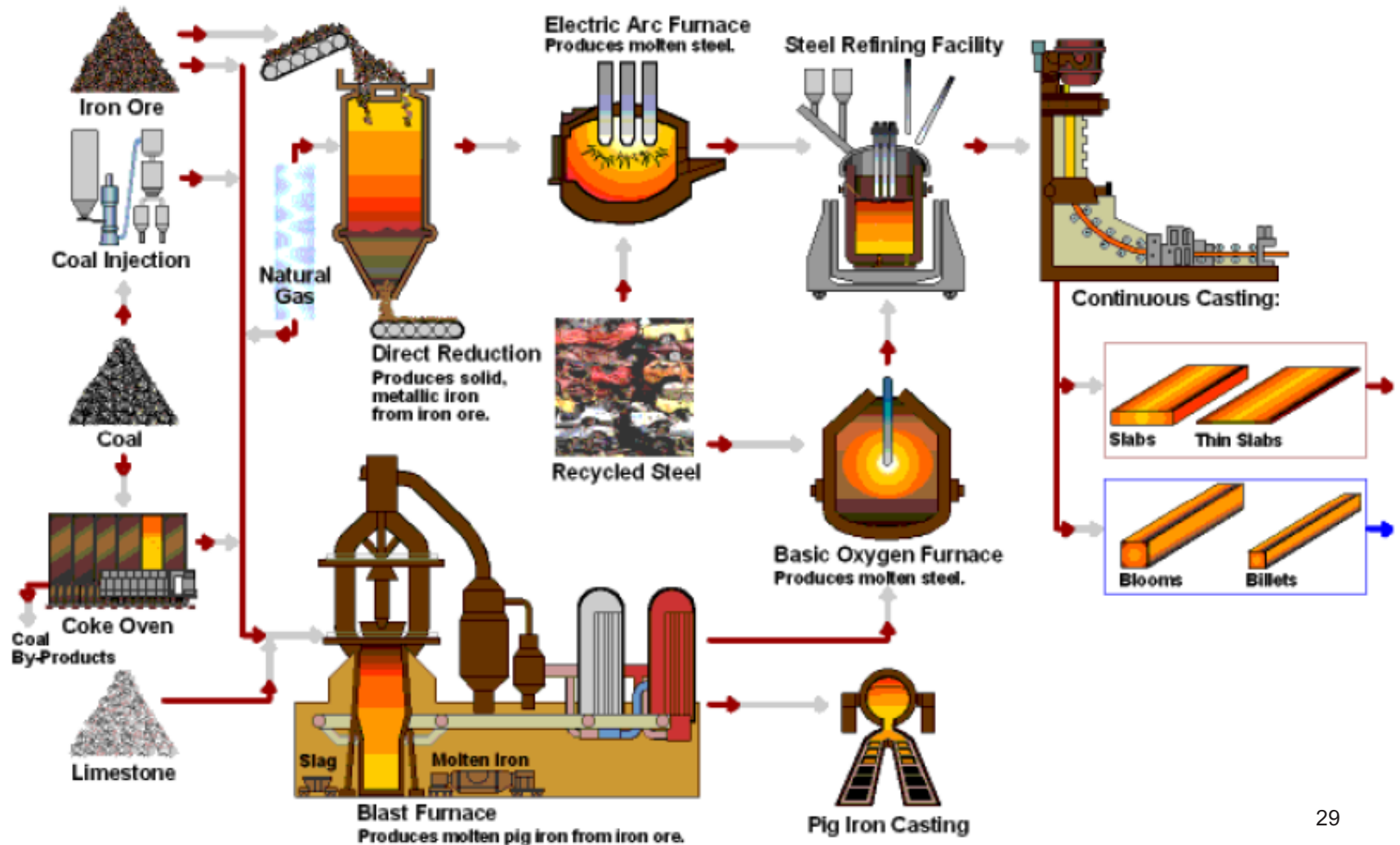
➤ با استفاده از کوره ذوب آهن (Blast Furnace)

– روش کهن (امروزه غیر اقتصادی)

➤ با استفاده از کوره قوس الکتریکی (Electric Arc Furnaces)

– (روشی جدید)

STEEL Manufacturing



روش کوره ذوب آهن – مجتمع کارخانه های فولاد

Blast Furnace Method – Integrated Steel Plants

گام های اساسی این روش عبارتند از :

1. مصالح خام (raw material) ذخایر طبیعی سنگ آهن (iron ore) هستند : ماگنتیت (Fe_3O_4) و یا هماتیت
2. در یک کوره ذوب آهن ، طی پروسه ذوب کردن ، آهن از سنگ آهن خارج می شود.
3. عمل ذوب باعث ایجاد تفاله هایی (slags) می شود که بر روی سطح آهن مذاب شناورند.
4. به آهن مذابی که تفاله ها روی آن شناورند ، آهن خام می گویند.
5. آهن خام به شکل بلوک های فولاد باریک شده در می آید. کربن آهن خام خیلی بیش از مقداری است که بتوان از آن به عنوان مصالح ساختمانی استفاده کرد. بدین منظور لازم است آهن خام پالایش شود.
6. از یک کوره اکسیژن برای پالایش فولاد مذاب استفاده می شود.
7. آهن مذاب در حالات مایع تحت پالایش بیشتر قرار گرفته و بدان آلیاژهای آهن (Ferro alloys) افزوده می شود.
8. سپس عملیات ریخته گری بر روی فولاد مذاب انجام گرفته و شمش های فولادی در اشکال مختلف تولید می شود.
9. سپس شمش های فولادی حرارت داده می شود تا فلزی چکش خوار و نرم و انعطاف پذیر ایجاد شده و در ادامه عملیات نورد (برای تولید ورق ها و نیمرخ ها) یا عملیات کشش (برای تولید سیم ها) انجام می گیرد.

روش کوره قوس الکتریکی – کارخانه های فولاد کوچک

Electric Arc Furnace Method – Mini Steel Plants

مراحل اساسی این روش عبارتند از :

1. مصالح خام عبارتند از : آهن قراضه، آهن جامد فلزی، و آلیاژهای آهن.
2. ذوب مصالح بوسیله الکترودهای کربنی تحت جریان بسیار شدید و یک قوس الکتریکی بین الکترودها انجام می گیرد.
3. فولاد مذاب در کوره تولید شده و نظیر حالت قبل ، لازم است عملیات پالایش بر روی آن صورت گیرد.
4. در ادامه روند تولید ، مراحل ۷ ، ۸ و ۹ روش کوره ذوب آهن (روش قبل) دنبال می گردد.

روش کوره قوس الکتریکی اقتصادی ترین روش برای تولید مصالح فولاد سازه ای است.

مجموعه های تولید فولاد که شامل کوره قوس الکتریکی هستند بسیار کوچکتر از مجموعه هایی هستند که شامل کوره ذوب آهن می باشند ، از اینرو ست که به چنین مجموعه هایی کارخانه فولاد کوچک گفته می شود.

STEEL Manufacturing

■ دی اکسیداسیون (Deoxidizing) :

پس از تکمیل شدن عملیات پالایش ، دی اکسید کننده ها در طی عملیات روان سازی (pouring) و جامدسازی (solidification) به فولاد افزوده می شوند.

حذف اکسیژن از مواد مذاب را امحا (killing) می نامند زیرا اضافه کردن دی اکسیدکننده ها موجب توقف یا محو تشکیل حباب های گاز می شود :

فولاد با امحای کامل (Fully-Killed Steel) : بالاترین سطح دی اکسیداسیون

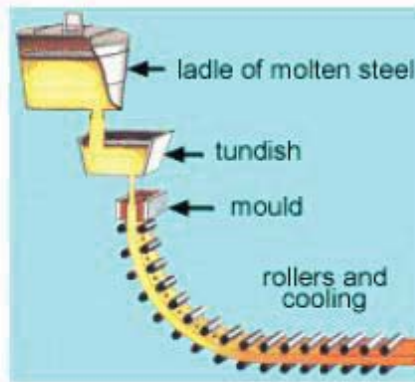
فولاد با امحای متوسط (Semi-Killed Steel) : سطح متوسط دی اکسیداسیون

فولاد با امحای جزئی (Rimmed Steel) : حذف اکسیژن جزئی

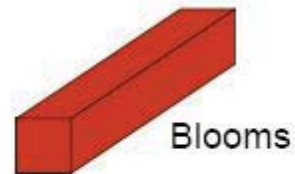
ریخته گری فولاد و نورد گرم

Steel Casting & Hot Rolling

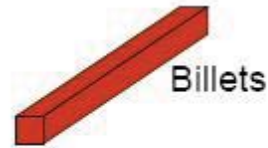
Continuous Caster



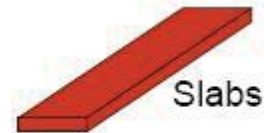
Rolling Mill



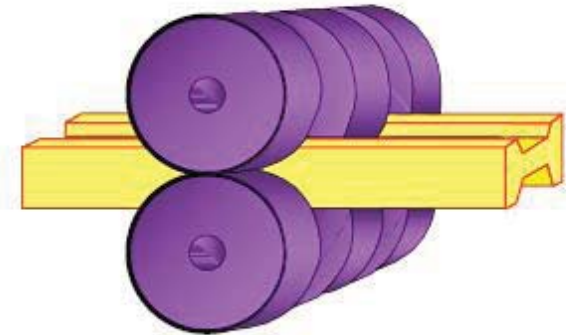
Blooms



Billets



Slabs



STEEL Manufacturing

ریخته گری قالب (Ingot Casting)

فولاد مذاب بعد از عملیات دی اکسیداسیون به شکل قالبهای باریکی در می آید (به طول ۷ فوت و مقطع مربعی به طول ضلع ۲ فوت و وزن تقریبی ۷ تن)

سپس قالبها به کوره ای که soaking pit نامیده می شود ، حمل می شوند و تا هنگامی که درجه حرارت یکسانی در تمام حجم شان ایجاد شود در همان جا باقی می مانند ، در این حالت قالب آماده برای انجام عملیات نورد می باشد.

STEEL Manufacturing

نورد (Rolling)

در عملیات نورد ، قالب با فشار از بین غلتک های چرخان عبور داده می شود. قالب ها بیش از یکبار از بین غلتک ها عبور داده شده و مقطع عرضی آنها کاهش یافته و طول شان افزایش می یابد. (توجه شود که حجم قالب ثابت است.)

پس از عملیات مقدماتی غلتک زدن ، فولاد با کیفیت پایین معمولا در انتهای قالب جمع می شود. از اینروست که انتهاهای قالب بریده می شود.

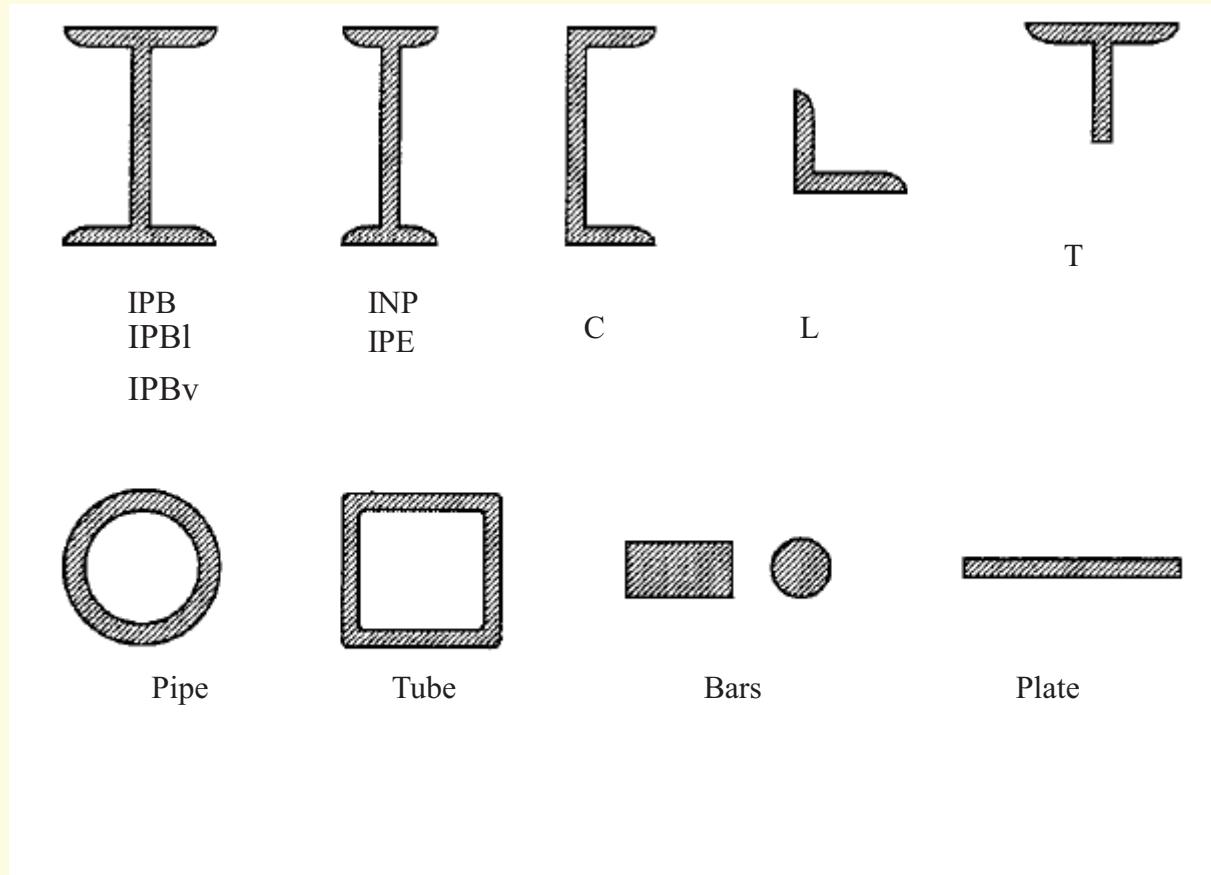
عملیات نورد اولیه را Blooming و Slabbing گویند. این عملیات توسط غلتک های Blooming و Slabbing صورت می گیرد.

Slabs ، Billers ، Blooms محصولاتی نیمه پرداخت شده هستند. در اصل اینها محصولات پایه هستند که به غلتکهای پرداختکاری ارسال می شوند.

چون غلتک کاری بر روی محصولاتی که هنوز داغ هستند انجام می شود نیمرخ های تولید شده را اغلب نیمرخ های نورد گرم (hot-rolled shapes) می نامند.

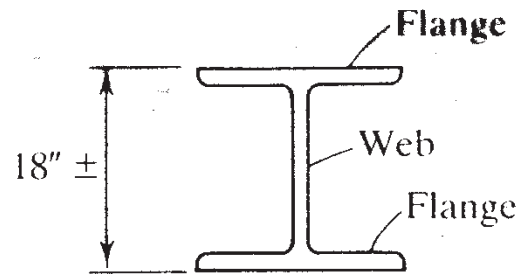
نیمرخ های استاندارد گرم نورد شده اروپایی DIN

Hot-Rolled European Standard Cross-Sectional Shapes (DIN)

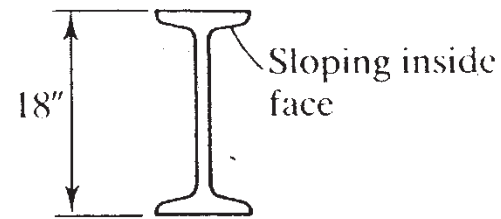


نیمرخ های استاندارد گرم نورد شده آمریکایی ASTM

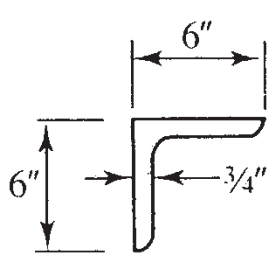
Hot-Rolled American Standard Cross-Sectional Shapes (ASTM)



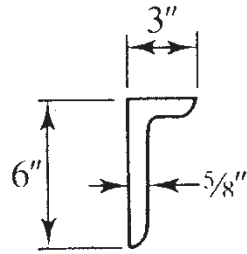
W-shape
(W18 × 50 shown)



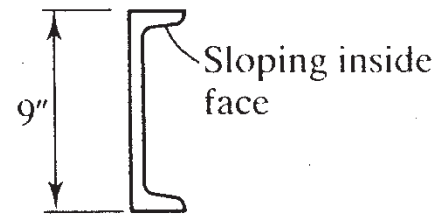
American Standard, S
(S18 × 70 shown)



Equal-leg
angle, L
(L6 × 6 × 3/4 shown)



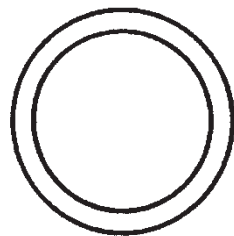
Unequal-leg
angle
(L6 × 3 × 5/8 shown)



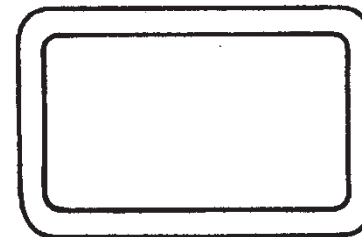
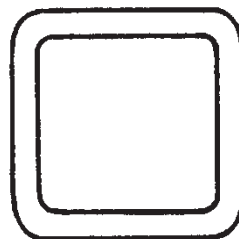
American Standard
Channel, C
(C9 × 20 shown)

نیمرخ های استاندارد گرم نورد شده آمریکایی ASTM

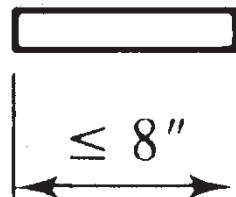
Hot-Rolled American Standard Cross-Sectional Shapes (ASTM)



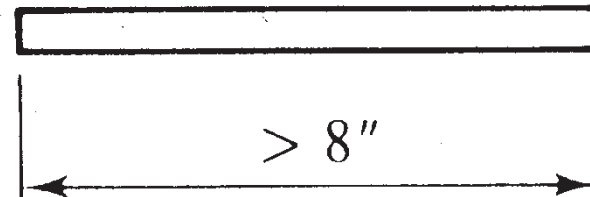
Pipe



Tubes



Bars

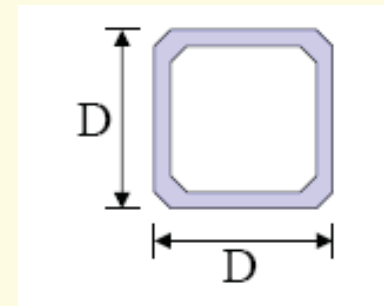
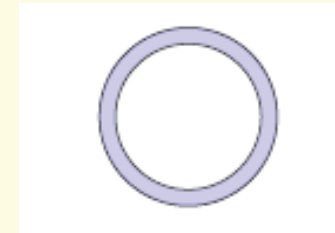
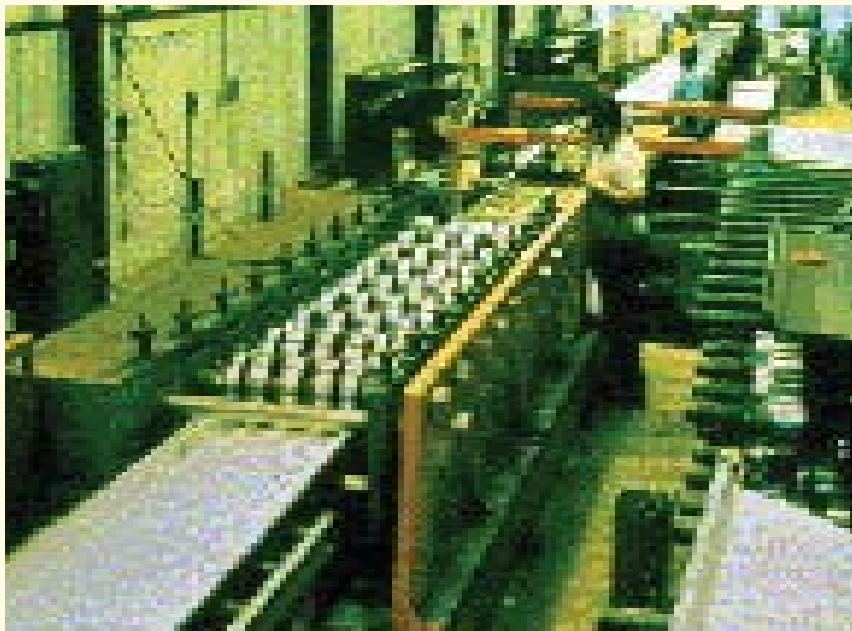


Plate

نیمرخ های فولادی سردکار شده

Cold-Formed Steel Shapes

نیمرخ های فولادی سرد کار شده به شکل های مختلف در دمای معمولی (محیط) با عملیات خم کاری ایجاد می شوند.



Angle



Channel



Stiffened
channel



Zee



Stiffened
Zee



Hat



Stiffened
Hat

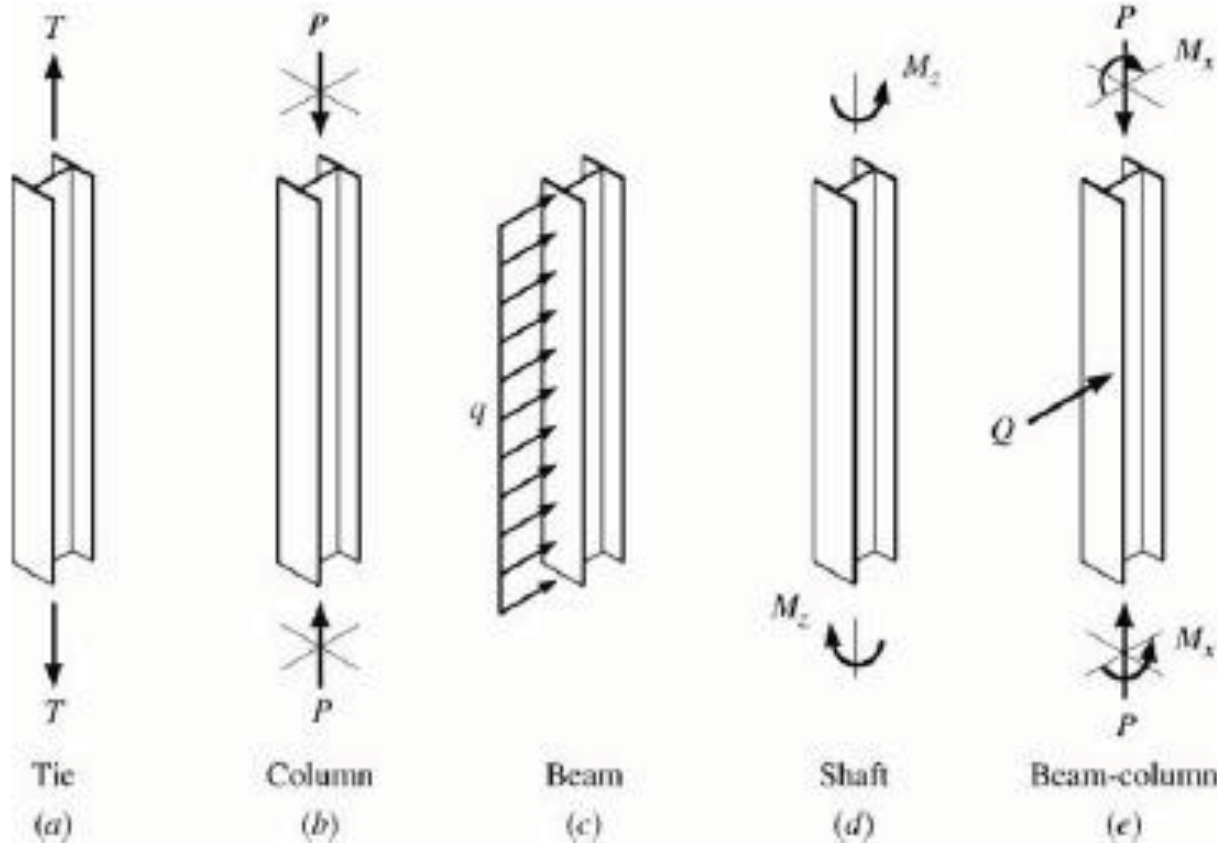
نیمرخ های فولادی سردکار شده

Cold-Formed Steel Shapes

- با خم کردن ورقه های نازک فولادی کربنی یا کم آلیاژ ساخته می شوند.
- برای اعضای سبک بام ها ، کف ها و دیوارها ممکن است مورد استفاده قرار گیرند.
- ضخامت شان از ۰.۲۵ mm. تا بیش از ۶/۵ mm متغیر است.
- اگرچه عملیات سردکاری تا حدی شکل پذیری را کاهش می دهد ولی در عین حال مقاومت را قدری افزایش می دهد.

طبقه بندی اعضا براساس بارگذاری

MEMBER CLASSIFICATION WITH LOADING



Strut

Twisting

Bending can be biaxial.

Typical Tension Members



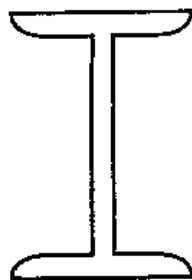
(a) Round and rectangular bars, including eye bars and upset bars



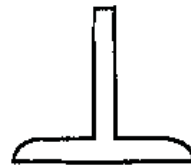
(b) Cables composed of many small wires



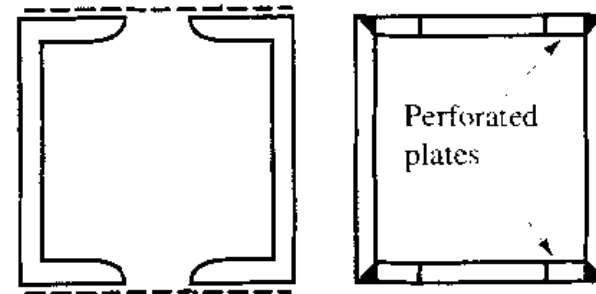
(c) Single and double angles



(d) Rolled W- and S-sections

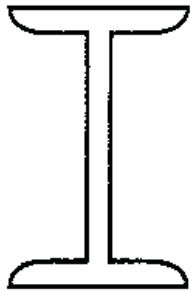


(e) Structural tee

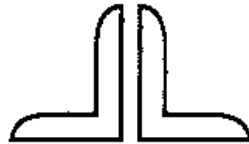


(f) Built-up box sections

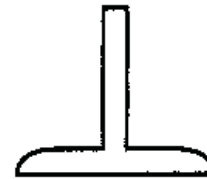
Typical Compression Members



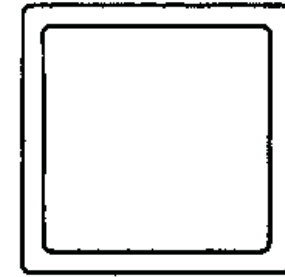
(a) Rolled W- and S-shapes



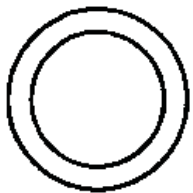
(b) Double angle



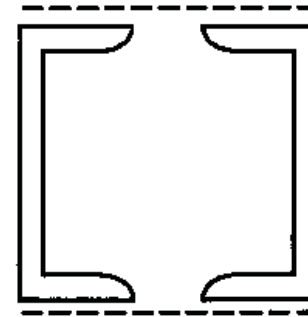
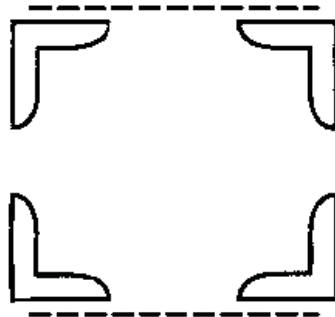
(c) Structural tee



(d) Structural tubing

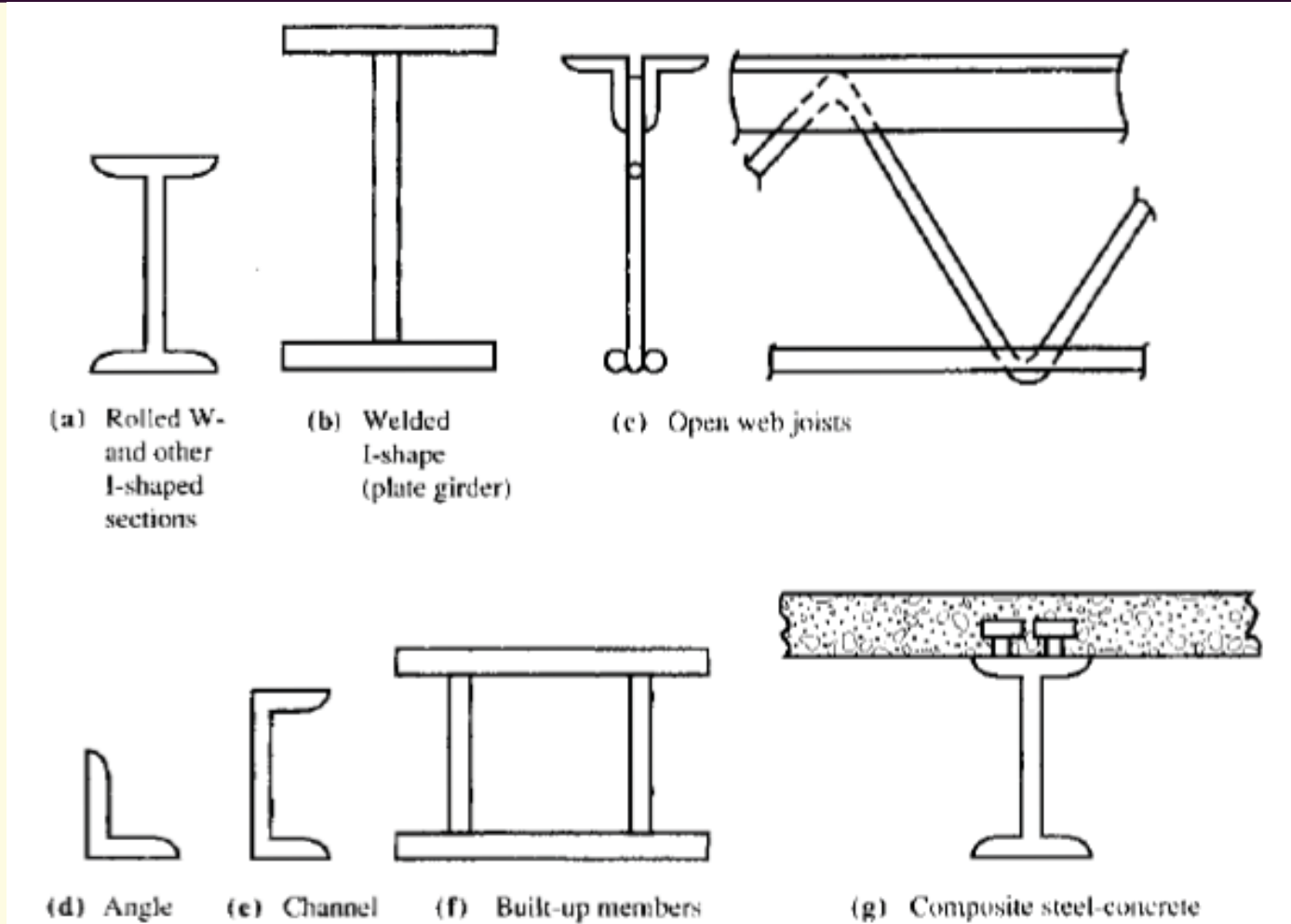


(e) Pipe section



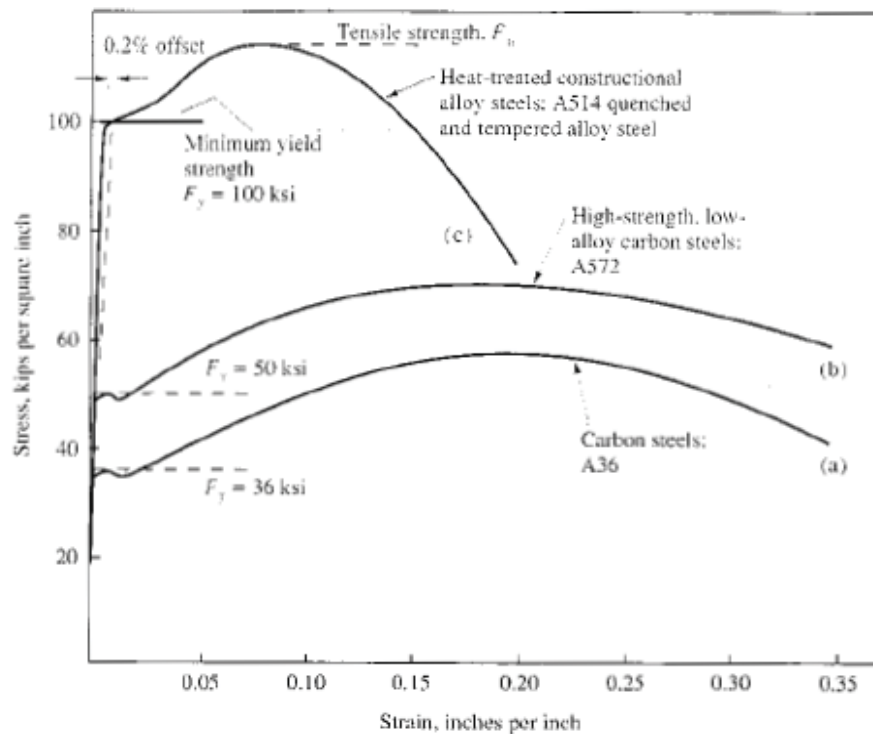
(f) Built-up sections

Typical Beam Members



انواع فولاد سازه ای

Types of Structural Steels



فولاد کربنی نرم
(Mild carbon steel)

فولاد پر مقاومت کم آلیاژ
(High Strength Low Alloy (HS))

فولاد آلیاژی آبدیده بازپخت شده (فولاد خشکه)
(Quenched and tempered Alloy Steel)

فولاد نرمه، فولاد ساختمانی، فولاد معمولی

Mild carbon steel

- 0.15 to 0.29 Carbon Percent
- $2200 \leq F_y \leq 2600 \text{ kgf/cm}^2$
- $3400 \leq F_u \leq 3800 \text{ kgf/cm}^2$
- ارزان قیمت (Low Cost)
- Works Easily (بخاطر شکل پذیری زیاد)
- A36 ASTM American Standard
- ST37 DIN Germany Standard

فولاد پر مقاومت کم آلیاژ

High Strength Low Alloy (HS)

با افزودن مقادیر جزئی عناصر آلیاژی نظیر کرم ، مس ، مولیبدن و نیکل به فولادهای کربنی تولید می شود.

$$2750 \leq F_y \leq 4800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$4600 \leq F_u \leq 5400 \text{ kgf/cm}^2$$

مقاومت بالا

مقاومت بالا در برابر خوردگی – فولادهای ضد فرسایش (ضد خوردگی)

(Increased Corrosion Resistance –Weathering Steels)

بعضی از این فولادها جوشکاری کردنشان بسیار مشکل است.

ASTM American Standard

A242, A441, A572, A588, A992

DIN Germany Standard

ST52

فولاد آلیاژی آبدیده باز پخت شده

Quenched and tempered Alloy Steel

با انجام عملیات حرارتی زیر بر روی فولادهای کم آلیاژ بدست می آیند :

I. آبدیده کردن (تبرید) : فولاد را از حرارت حدود 900°C سریعاً با استفاده از آب یا روغن به حدود 200°C می‌رسانند.

II. بازپخت : حرارت فولاد را مجدداً تا حدود 600°C بالا برده ولی می‌گذارند تا بتدریج خنک شود.

این نوع فولادها حد تسلیم مشخصی ندارند و لذا تنش تسلیم معمولاً با رسم خطی از کرنش 0.2% به موازات تغییرات خطی بخش ارتجاعی فولاد بدست می‌آید.

$$F_y \geq 6000 \text{ kgf/cm}^2 \quad ; \quad F_u \geq 8000 \text{ kgf/cm}^2$$

تنش تسلیم بسیار بالاتر

قیمت بالاتر بعلت عملیات حرارتی

شکل پذیری کمتر

لزوم پیش گرم کردن قبل از جوشکاری

ASTM American Standard

A514

**Table 2-1.
Applicable ASTM Specifications
for Various Structural Shapes**

Steel Type	ASTM Designation	F _y Min. Yield Stress (ksi)	F _u Tensile Stress ^a (ksi)	Applicable Shape Series																	
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Steel Pipe								
											Rect.	Round									
Carbon	A36	36	58-80 ^b																		
	A53 Gr. B	35	60																		
	A500	Gr. B	42	58																	
			46	58																	
		Gr. C	46	62																	
		50	62																		
	A501	36	58																		
A529 ^c	Gr. 50	50	65-100																		
	Gr. 55	55	70-100																		
High-Strength Low-Alloy	A572	Gr. 42	42	60																	
		Gr. 50	50	65 ^d																	
		Gr. 55	55	70																	
		Gr. 60 ^e	60	75																	
		Gr. 65 ^e	65	80																	
	A618 ^f	Gr. I & II	50 ^g	70 ^g																	
		Gr. III	50	65																	
A913	50	50 ^h	60 ^h																		
	60	60	75																		
	65	65	80																		
	70	70	90																		
Corrosion Resistant High-Strength Low-Alloy	A992	50-65 ⁱ	65 ⁱ																		
	A242	42 ^j	63 ^j																		
		46 ^k	67 ^k																		
		50 ^l	70 ^l																		
	A588	50	70																		
	A647 ^m	50	70																		

- Preferred material specification.
 - Other applicable material specification, the availability of which should be confirmed prior to specification.
 - Material specification does not apply.

^a Minimum unless a range is shown.
^b For shapes over 426 lb/ft, only the minimum of 58 ksi applies.
^c Groups 1 and 2 shapes only. To improve weldability a maximum carbon equivalent can be specified (per ASTM Supplementary Requirement S78). If desired, maximum tensile stress of 90 ksi can be specified (per ASTM Supplementary Requirement S79).
^d If desired, minimum tensile stress of 70 ksi can be specified (per ASTM Supplementary Requirement S81).
^e Groups 1, 2 and 3 shapes only.
^f ASTM A618 can also be specified as corrosion-resistant; see ASTM A618.
^g Minimum applies for walls nominally 3/4-in. thick and under. For wall thicknesses over 3/4-in., F_y = 46 ksi and F_u = 67 ksi.
^h If desired, maximum yield stress of 65 ksi and maximum yield-to-tensile strength ratio of 0.85 can be specified (per ASTM Supplementary Requirement S75).
ⁱ A maximum yield-to-tensile strength ratio of 0.85 and carbon equivalent formula are included as mandatory in ASTM A992.
^j Groups 4 and 5 shapes only.
^k Group 3 shapes only.
^l Groups 1 and 2 shapes only.

**Table 2-2.
Applicable ASTM Specifications for Plates and Bars**

Steel Type	ASTM Designation	F _y Min. Yield Stress (ksi)	F _u Tensile Stress ^a (ksi)	Plates and Bars																	
				to 0.75 incl.	over 0.75 to 1.25	over 1.25 to 1.5	over 1.5 to 2 incl.	over 2 to 2.5 incl.	over 2.5 to 4 incl.	over 4 to 5 incl.	over 5 to 6 incl.	over 6 to 8 incl.	over 8								
				Carbon	A36	32	58-80														
A529	Gr. 50	50	70-100																		
	Gr. 55	55	70-100																		
High-Strength Low-Alloy	A572	Gr. 42	42	60																	
		Gr. 50	50	65																	
	Gr. 55	55	70																		
	Gr. 60	60	75																		
	Gr. 65	65	80																		
Corrosion Resistant High-Strength Low-Alloy	A242	42	63																		
		46	67																		
		50	70																		
A588	42	63																			
	46	67																			
	50	70																			
Quenched and Tempered Alloy	A514 ^c	90	100-130																		
		100	110-130																		
Quenched and Tempered Low-Alloy	A852 ^c	70	90-110																		

- Preferred material specification.
 - Other applicable material specification, the availability of which should be confirmed prior to specification.
 - Material specification does not apply.

^a Minimum unless a range is shown.
^b Applicable to bars only above 1-in. thickness.
^c Available as plates only.

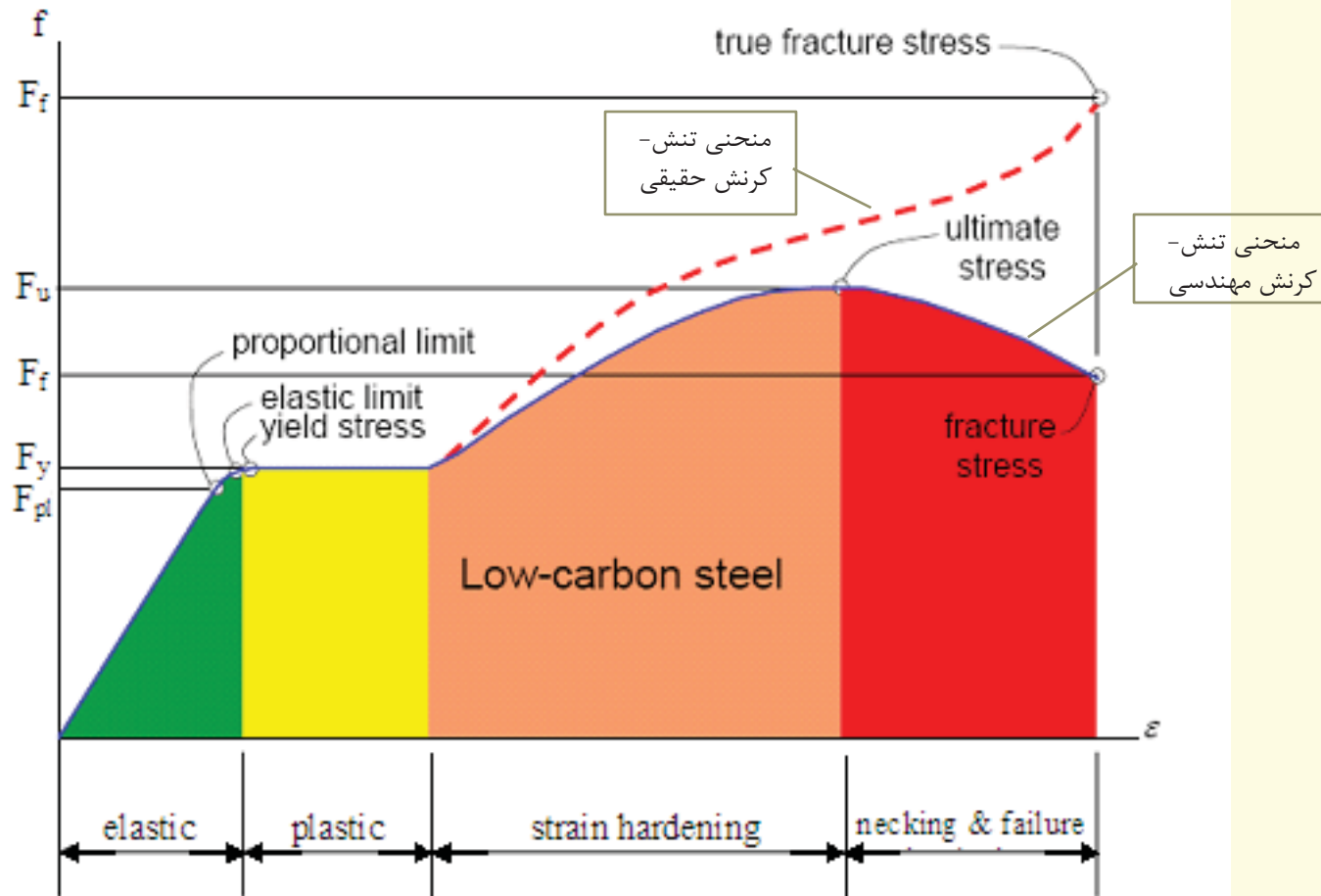
**Table 2-3.
Applicable ASTM Specifications for
Various Types of Structural Fasteners**

ASTM Designation	F_y Min. Yield Stress (ksi)	F_u Tensile Stress* (ksi)	Diameter Range (in.)	High-Strength Bolts	Common Bolts	Nuts	Washers	Direct-Tension-Indicators	Threaded Rods	Anchor Rods		
										Hooked	Headed	Threaded & Nutted
A325	-	105	over 1 to 1.5 Incl.	■								
	-	120	0.5 to 1, Incl.									
A490	-	150	0.5 to 1.5									
F1852	-	105	1.125	■								
	-	120	0.5 to 1, Incl.									
A194 Gr. 2H	-	-	0.25 to 4			■						
A563	-	-	0.25 to 4			■						
F436 ^b	-	-	0.25 to 4				■					
F959	-	-	0.5 to 1.5					■				
A36	36	58-80	to 10						■			
A193 Gr. B7	-	100	over 4 to 7									
	-	115	over 2.5 to 4									
	-	125	2.5 and under									
A307	Gr. A	-	60	0.25 to 4		■						
	Gr. C	-	58-80	0.25 to 4								
A354 Gr. BD	-	140	2.5 to 4 Incl.									
	-	150	0.25 to 2.5, Incl.									
A449	-	90	1.5 to 3 Incl.	◦								
	-	105	1.125 to 1.5, Incl.	◦								
	-	120	0.25 to 1, Incl.	◦								
A572	Gr. 42	42	60	to 6								
	Gr. 50	50	65	to 4								
	Gr. 55	55	70	to 2								
	Gr. 60	60	75	to 1.25								
	Gr. 65	65	80	to 1.25								
A588	42	63	Over 5 to 8, Incl.									
	46	67	Over 4 to 5, Incl.									
	50	70	4 and under									
A687	105	150 max.	0.625 to 3									
F1554	Gr. 36	36	58-80	0.25 to 4								
	Gr. 55	55	75-95	0.25 to 4								
	Gr. 105	105	125-150	0.25 to 3								

■ - Preferred material specification.
 ◻ - Other applicable material specification, the availability of which should be confirmed prior to specification.
 □ - Material specification does not apply.

-Indicates that a value is not specified in the material specification.
 *Minimum unless a range is shown or maximum (max.) is indicated.
^bSpecial washer requirements may apply per RCSC Specification Table 6.1 for some steel-to-steel bolting applications and per Part 14 for anchor-rod applications.
^cSee LRFD Specification Section A3.3 for limitations on use of ASTM A449 bolts.

The Tension Test



مشخصات فولادهای سازه ای

Properties of Structural Steels

- $E = 2.03 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ (=29000 ksi)
- $G = 0.77 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
- $\nu = 0.3$
- $\gamma = 7850 \text{ kgf/m}^3$
- $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

فولادهای وسایل اتصالات (پیچ و پرچ)

Fastener Steels

A) Carbon Steel Bolts (A-307):

These are common non-structural fasteners with minimum tensile strength (F_u) of 60 ksi.

B) High Strength Bolts (A-325):

These are structural fasteners (bolts) with low carbon, their ultimate tensile strength could reach 105 ksi.

C) Quenched and Tempered Bolts (A-449):

These are similar to A-307 in strength but can be produced to large diameters exceeding 1.5 inch,

D) Heat Treated Structural Steel Bolts (A-490):

These are in carbon content (upto 0.5%) and has other alloys. They are quenched and re-heated (tempered) to 900°F.

The minimum yield strength (F_y) for these bolts ranges from 115 ksi upto 130 ksi.

Specifications, Loads and Design Methods

فصل دوم : دستورات العملها، بارها و روشهای طراحی

Specifications and Building Codes

دستور العمل‌ها و آیین نامه‌های ساختمانی

Specifications

- توسط سازمان هایی نظیر AISC ، ACI ، ASCE بسط و توسعه می یابند.
- راهنمایی هایی را برای طراحی اعضای سازه ای و اتصالات آنها ارائه می نمایند.
- آنها به خودی خود دارای الزام قانونی نبوده ، اما به راحتی ممکن است به عنوان بخشی از یک آئین نامه ساختمانی مرجع قرار گیرند.
- همه موارد ممکن را در بر نمی گیرند (امکان اینکه بتوانند همه حالات ممکن طراحی را پوشش دهند وجود ندارد).

Organizations

- **AISC = American Institute of Steel Construction**
 - **ASCE = American Society of Civil Engineers**
 - **AASHTO = American Association of State Highway and Transportation Officials**
 - **ACI = American Concrete Institute**
- مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان
- مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمانهای فولادی

آئین نامه های ساختمانی

Building Codes

■ سندی قانونی در بردارنده ملزومات مربوط به مواردی از قبیل ایمنی سازه، ایمنی آتش سوزی، لوله کشی و تهویه

■ الزام قانونی داشته و نظارت بر آن توسط سازمانهای شهری، کشوری یا دیگر سازمانهای دولتی انجام می شود.

■ روند طراحی در آن آورده نشده است، اما در آن به ذکر الزامات طراحی پرداخته شده است.

Building Codes

- UBC = Uniform Building Code
- IBC = International Building Code
- The ASCE7-05, Minimum Design Loads for Building and Other Structures, is another accepted document the United States of America.

■ آیین نامه حداقل بار وارده بر ساختمانها و ابنیه فنی (استاندارد ۵۱۹)

■ آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۸۴-۲۸۰۰)

Design Loads

بارهای طراحی

Design Loads

- عموماً توسط آئین‌نامه‌هایی همچون AISC ، UBC ، استاندارد ۵۱۹ مشخص می‌شوند.
- مقادیر آیین‌نامه حداقل مقادیر بارها بوده و کلیه وضعیت‌ها و نیز سازه‌ها را دربرنمی‌گیرند.
- مسئولیت‌شان بر عهده طراح می‌باشد.
- در ایران مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

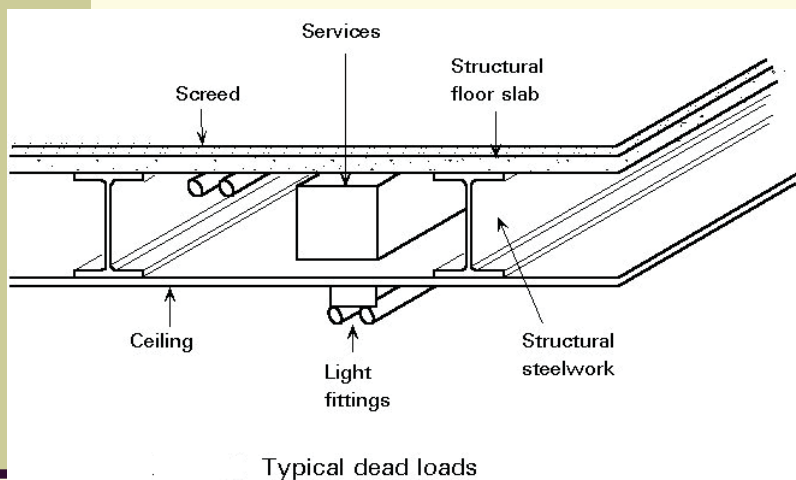
Types of Design Loads

Where do loads come from?

- بارهای مرده (Dead Loads)
- بارهای زنده (Live Loads)
- بار برف و باران (Snow/Rain Load)
- بار باد (Wind Load)
- بار زلزله (Seismic Load)
- فشار خاک (Earth Pressure)
- سایر (Other)

Dead Loads

بارهایی هستند که ناشی از وزن سازه می باشند (شامل وزن اسکلت ، دیوارها ، سرویس‌های مکانیکی و الکتریکی دائمی و ...).



شامل اجزا باربر و غیر باربر سازه هستند.

بارهای ساکن با مقدار ساکن هستند.

غالباً با قطعیت معقول و بالایی قابل تعیین هستند.

وزن خود سازه قبل از طرح سازه معلوم نیست.

Live Loads

■ بارهای متحرک یا بارهایی که مقدارشان تغییر می کند.

■ بارهایی که ناشی از سکونت یا بهره برداری ساختمان ، ساخت ، یا تغییر سازه هستند . این بارها ممکن است ناشی از موارد ذیل باشند :



❖ ساکنین ساختمان

❖ اثاثیه

❖ مصالح انبار شده

❖ تجهیزات متحرک

❖ بار ترافیک و بار پیاده رو پلها

❖ انفجار

❖ ضربه

❖ وسایل نقلیه

■ اگر بار به صورت ناگهانی وارد شود ، اثرات ضربه باید به حساب آورده شود.

■ اگر بار در صورت بهره برداری از سازه بار مزبور به کرات وارد شده و برداشته شود ، تنش خستگی (Fatigue) باید به حساب آورده شود .

Snow Load

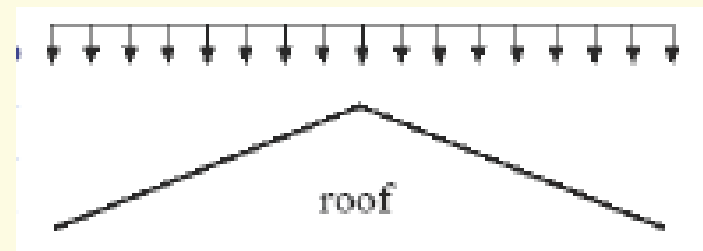
به موقعیت جغرافیایی ساختمان و شکل بام ساختمان بستگی دارد

$$P_r = C_s P_s$$

P_r = بار برف روی بام

P_s = بار برف مبنا

C_s = ضریب اثر شیب



Gravity Load Path

Line Diagram

سطح بار گیر تیر / تیرچه

Beam/Joist Tributary Area

Finding Tributary Area

Girder Tributary Area

Finding Tributary Area

Column Tributary Area

Finding Tributary Area

Wind Load

فشار یا مکش به سطوح خارجی ساختمان اعمال می نماید .

$$P = C_e C_q q$$

$$q = 0.005V^2$$

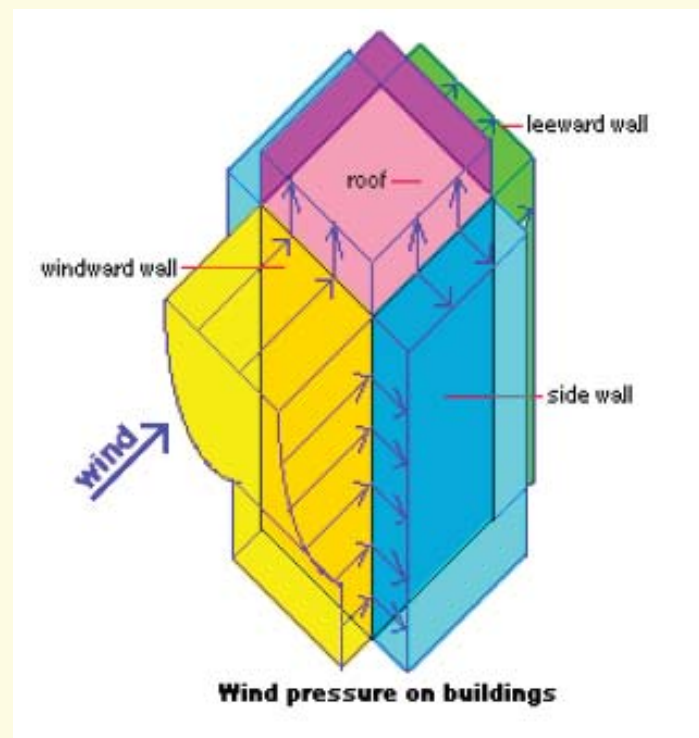
P = فشار یا مکش ناشی از باد

C_e = ضریب اثر تغییر سرعت

C_q = ضریب شکل

q = فشار مبنای باد

V = سرعت مبنای باد



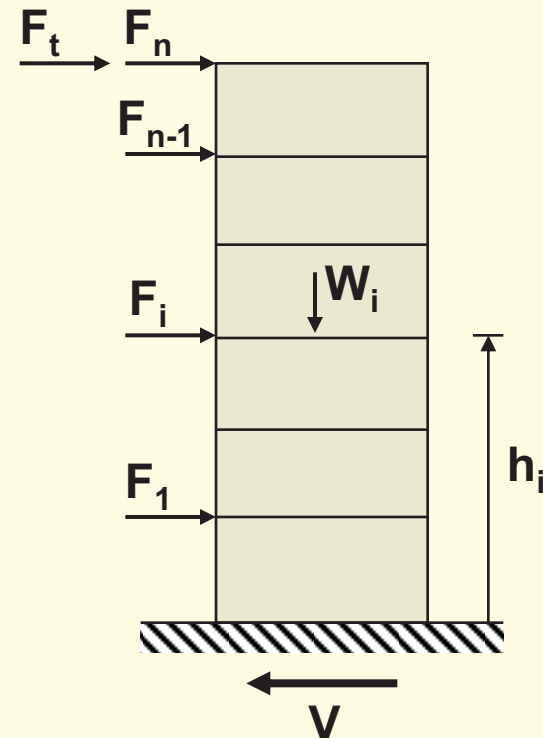
Seismic Load

■ اثرات حرکت زمین بر ساختمان با سیستمی از نیروهای افقی شبیه سازی می شود .

$$V = C W$$

$$C = A B I / R$$

$$F_i = (V - F_t) W_i h_i / \sum W_j h_j$$



چرا از مهاربندی جانبی استفاده می شود؟

Why Use Lateral Bracing?

Why Use Lateral
Bracing?

جریان بار جانبی در یک ساختمان

Lateral Load Flow on a building

Lateral Load Flow Through a Building

Design Methods

روش های طراحی

Margin of Safety

$$[\text{مقاومت لازم}] - [\text{مقاومت طراحی}] = [\text{حاشیه ایمنی}]$$

عدم قطعیت های تاثیر گذار:

1. مقاومت مصالح: تغییرات اولیه ، خزش ، خوردگی و خستگی
2. روش تحلیل
3. فاجعه (زلزله ، طوفان)
4. تنش های ساخت و اجرا
5. تغییر در بار زنده و بار ترافیک بواسطه پیشرفت های تکنولوژیک
6. تخمین بار زنده
7. سایر موارد ← تنش پسماند ، تمرکز تنش و تغییر در ابعاد

Design Philosophies

i. طراحی به روش مقاومت مجاز

Allowable Strength Design Method (ASD)

ii. طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

Load and Resistance Factor Design (LRFD)

طراحی به روش مقاومت مجاز

Allowable Stress Design (ASD)

ASD روش مقدماتی برای طراحی سازه های فولادی بوده است . به این روش همچنین، روش طراحی ارتجاعی (elastic design) یا طراحی به روش تنش های بهره برداری (working stress design) نیز می گویند .

این روش عموماً بر اساس تحلیل ارتجاعی سازه ها می باشد - اعضا باید در محدوده رفتار ارتجاعی باشند. یک عضو به نحوی انتخاب می شود که نیروی حداکثر ناشی از بارهای بهره برداری از مقاومت مجاز طراحی تجاوز نکند.

مقاومت مجاز \leq مقاومت لازم

$$\text{required strength} \leq \text{allowable strength}$$

که مقاومت می تواند نیروی مقاوم محوری یا نیروی مقاوم خمشی یا نیروی مقاوم برشی باشد. مقاومت مجاز با تقسیم مقاومت اسمی (تئوریک) بر یک ضریب ایمنی به دست آید.

$$\text{allowable strength} = \text{nominal strength} / \text{factor of safety}$$

$$\text{ضریب ایمنی} / \text{مقاومت اسمی} = \text{مقاومت مجاز}$$

اگر در روابط فوق بجای نیروها یا لنگرها ، از تنشها استفاده شود، روش مزبور روش تنش مجاز نامیده می شود.

$$\text{تنش مجاز} \leq \text{تنش وارده حداکثر}$$

طراحی به روش مقاومت مجاز

Allowable Stress Design (ASD)

■ معادله کلی روش ASD عبارتست از :

$$R_a \leq R_n / \Omega$$

که :

$R_a = \sum Q_i$ = required strength = sum of service loads (مقاومت لازم)

R_n = nominal strength of member (مقاومت اسمی عضو)

Ω = safety factor (ضریب ایمنی)

= 1.67 for limit-states involving **yielding** (برای حالات حدی تسلیم کششی)

= 2.00 for limit-states involving **rupture** (برای حالات حدی گسیختگی کششی)

= 1.5 / ϕ

Service Load Notation

- D = Dead Load
- L = Live Load
- Roof Loads
 - L_r = Roof Live Load
 - S = Snow
 - R = Rain or Ice (Does not include ponding)
- E = Earthquake Load
- W = Wind Load
- H = Load due to lateral earth pressure, ground water pressure, or pressure of bulk materials

Load Combinations for ASD

هشت ترکیب بار زیر برای بدست آوردن شدیدترین حالات بار گذاری مورد استفاده قرار می گیرند
(ASCE05 Eqs 2.4.1.1 to 2.4.1.8):

- 1) **D**
- 2) **D + H + L**
- 3) **D + H + (L_r or S or R)**
- 4) **D + H + 0.75L + 0.75(L_r or S or R)**
- 5) **D + H + (W or 0.7E)**
- 6) **D + H + 0.75(W or 0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r or S or R)**
- 7) **0.6D + W + H**
- 8) **0.6D + 0.7E + H**

توجه : بارهای باد و زلزله ممکن است علامت های مثبت یا منفی داشته باشند.

ترکیب بارهای پیشنهادی آیین نامه ایران

جدول ۱۰-۱-۱-۱ ترکیب‌های بارگذاری متعارف در ساختمان‌ها در طراحی به روش تنش‌های مجاز

ترکیب بار	شرایط	ردیف
D + L	ترکیب بار مبنای (مرده + بهره‌برداری)	۱
$0.75 [D + L \pm (E \text{ یا } W)]$ $0.75 [D \pm (E \text{ یا } W)]$	ترکیب بار مرده، بهره‌برداری و زلزله یا باد *	۲
(D + F) + (L + H) D + F + H	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و فشار خاک یا آب	۳
$0.75(D + L \pm T)$ $0.75(D \pm T)$	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و آثار حرارتی، جمع‌شدگی، و نشست تکیه‌گاهها *	۴

۱. در شرایطی که اثر بار زنده در هریک از ترکیبات بارگذاری کاهش‌دهنده است، ضریب آن معادل صفر منظور می‌گردد.
* در ویرایش‌های قدیم برای ترکیباتی از بار که در آنها آثار باد، زلزله و یا دما وجود داشت، تنش مجاز به‌میزان ۳۳ درصد افزایش داده می‌شد. بنا به ملاحظات ضوابط طرح لرزه‌ای در فصل ۱۰ - ۳، در این چاپ افزایش تنش مجاز حذف و به‌جای آن ضریب کاهش ۰/۷۵ در ترکیب بار لحاظ گردیده است.

در ترکیبات فوق:

D = بار مرده

L = بار بهره‌برداری شامل بار زنده طبقات و سربار حاکم بر بام (بار زنده بام، بار برف یا

بار باران)

W = بار باد

E = بار زلزله

F = وزن و فشار ناشی از مایعات

H = بار ناشی از وزن و فشار خاک و یا فشار توأم خاک و آب

T = اثرات خودکرنشی ناشی از تغییرات دما، نشست پایه‌ها، وارفتگی و غیره

ترکیب بارهای پیشنهادی آیین نامه ایران - ادامه

در ساختمان‌های صنعتی که سازه برای بار جراثقال سقفی طراحی می‌شود، ترکیبات زیر علاوه بر آنچه در بالا گفته شده، باید بررسی گردد.

جدول ۱۰-۱-۱ ترکیب‌های بارگذاری تکمیلی برای ساختمان‌های صنعتی در طراحی به روش تنش‌های مجاز

ردیف	شرایط	ترکیب بار
۱	مرده + جراثقال	$D + A$
۲	مرده + جراثقال + برف	$D + S + A$
۳	مرده + زلزله	$0.75[D + (W \text{ یا } E) + \bar{A}]$

علایم A و \bar{A} در این ترکیبات عبارتند از:

$A =$ کلیه بارهای ناشی از جراثقال شامل وزن پل‌ها، ارابه، باری که بلند می‌شود همراه با اثر ضربه در آنها.

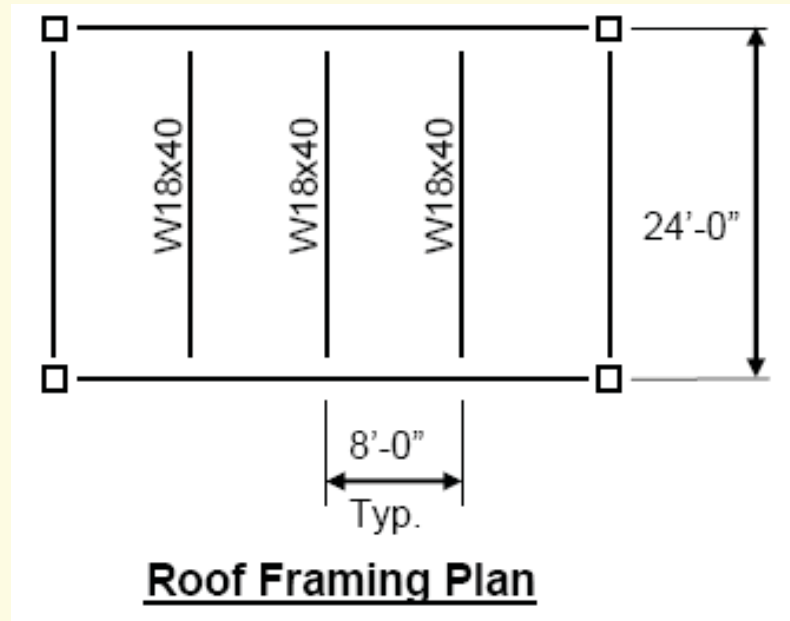
$\bar{A} =$ بار ناشی از وزن جراثقال به‌تنهایی شامل وزن پل‌ها و ارابه به‌اضافه درصدی از بار زنده با توجه به‌میزان بهره‌برداری جراثقال.

Example 1

GIVEN: A flat roof is framed with 24'-0" long W18x40 beams spaced 8'-0" o.c. The service applied roof dead load is 25 PSF and the applied service roof live load = 20 PSF. The service wind load on the flat roof is -8 PSF (uplift).

REQUIRED:

- 1) Determine the maximum **ASD factored** uniform load on the beam, w .
- 2) Determine the maximum **ASD factored** moment on the beam, M_{max} .

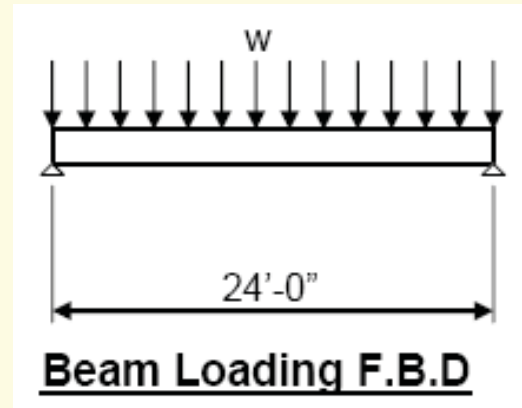


Step 1 – Determine D, L_r and W in terms of PLF:

$$\begin{aligned} D &= DL(\text{Trib. Width}) + \text{Beam wt.} \\ &= 25 \text{ PSF}(8 \text{ ft}) + 40 \text{ PLF} \\ &= 240 \text{ PLF} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_r &= LL(\text{Trib. Width}) \\ &= 20 \text{ PSF}(8 \text{ ft}) \\ &= 160 \text{ PLF} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= -8 \text{ PSF}(8 \text{ ft}) \\ &= -64 \text{ PLF} \end{aligned}$$



Step 2 – Determine maximum SERVICE uniform load, w:

- 1) D
240 PLF
- 2) D+L
240 PLF + 0 = 240 PLF
- 3) D+(L_r or S or R)
240 PLF + 160 PLF = **400 PLF** ← USE
- 4) D+0.75L+0.75(L_r or S or R)
240 PLF + 0 + 0.75(160 PLF) = 360 PLF
- 5) D±(W or 0.7E)
240 PLF + (-64 PLF) = 176 PLF
240 PLF – (-64 PLF) = 304 PLF
- 6) D+0.75(W or 0.7E)+0.75L+0.75(L_r or S or R)
240 PLF + 0 + 0.75(160 PLF) = 360 PLF
- 7) 0.6D±(W or 0.7E)
0.6(240 PLF) + (-64 PLF) = 80 PLF
0.6(240 PLF) – (-64 PLF) = 208 PLF

Do not use neg. wind if it reduces pos. gravity loads

Step 3 – Determine maximum SERVICE moment on beam, M_{max}:

$$\begin{aligned}M_{\max} &= \frac{wL^2}{8} \\&= \frac{(400\text{PLF})(24'-0'')^2}{8} \\&= 28,800 \text{ ft-lb}\end{aligned}$$

$$\underline{M_{\max} = 28.8 \text{ kip-ft}}$$

طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)

Load and Resistance Factor Design (LRFD)

■ یک عضو چنان انتخاب می شود که مقاومت موجود یا ضریبدار آن بیش از مقاومت لازم بر اساس بارهای ضریبدار وارده (بارهای نهایی ultimate loads) باشد.

■ معادله کلی روش LRFD عبارتست از:

$$\sum \lambda_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n$$

Required Strength
(ultimate load)

Design Strength
(available capacity)

Q_i = service (working) load – the best estimation of the loads acting on the structure,

λ_i = load factor for the service load i ,

R_n = nominal strength– the calculated strength of the structure or element,

ϕ = the capacity reduction factor for nominal strength.

Step 2 – Determine maximum FACTORED uniform load, w_u :

- 1) $1.4D$
 $1.4(240 \text{ PLF}) = 336 \text{ PLF}$
- 2) $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
 $1.2(240 \text{ PLF}) + 0.5(160 \text{ PLF}) = 368 \text{ PLF}$
- 3) $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (0.5L \text{ or } 0.8W)$
 $1.2(240 \text{ PLF}) + 1.6(160 \text{ PLF}) = \mathbf{544 \text{ PLF}} \leftarrow \text{USE}$

Do not use neg. wind if it reduces pos. gravity loads
- 4) $1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
 $1.2(240 \text{ PLF}) + 0.5(160 \text{ PLF}) = 368 \text{ PLF}$

Do not use neg. wind if it reduces pos. gravity loads
- 5) $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$
 $1.2(240 \text{ PLF}) = 288 \text{ PLF}$
- 6) $0.9D \pm (1.6W \text{ or } 1.0E)$
 $0.9(240 \text{ PLF}) \pm 1.6(-64) = 114 \text{ PLF OR } 318 \text{ PLF}$

Step 3 – Determine maximum FACTORED moment on beam, M_u :

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{w_u L^2}{8} \\ &= \frac{(544 \text{ PLF})(24'-0")^2}{8} \\ &= 39,168 \text{ ft-lb} \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_u = 39.2 \text{ kip-ft}}$$

Tension Members

فصل سوم : اعضای کششی

Tension Members

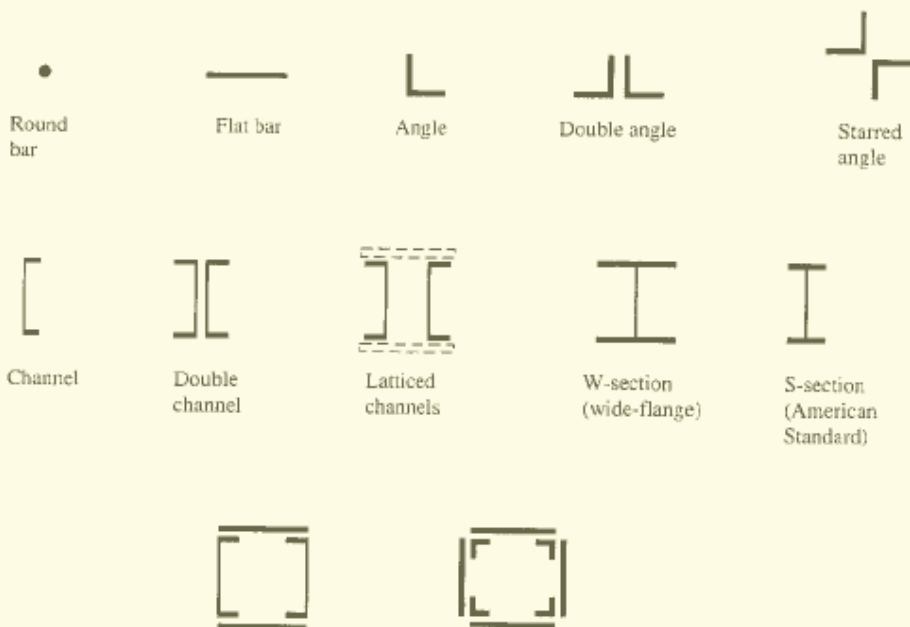


اعضای سازه ای که تحت نیروی کششی محوری هستند (اعضای خرپا ، کابلها در پل‌های معلق ، مهاربندی ساختمانها ، ...)



Types of Tension Members

- هر شکل مقطع عرضی ممکن است مورد استفاده قرار گیرد، چون تنها عامل تاثیرگذار در مقاومت عضو، مساحت مقطع است.
- استفاده از نیمرخ های نوردشده نبشی شکل و میلگردهای دایره‌ای بسیار متداول است.

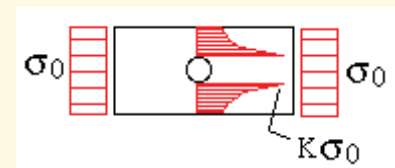
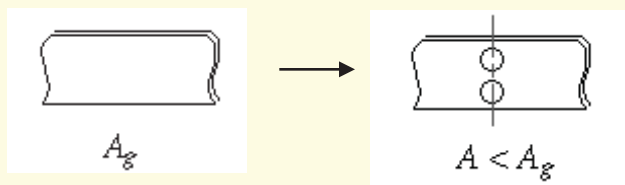


سوراخ ها در اعضای کششی

Holes in Tension Members

سوراخها در اعضای کششی دو اثر مهم دارند :

(۱) تمرکز تنش (Stress Concentration) (۲) کاهش مقطع عرضی (area reduction)



روش متداول سوراخکاری عبارت است از مته زدن یا پانچ کردن سوراخ های استاندارد با قطری به اندازه 1.5 میلیمتر (1/16 اینچ) بزرگتر از قطر پیچ. برای به حساب آوردن ناهمواری ها و زبری دور لبه سوراخ ، AISC ملزم می نماید 1.5 میلیمتر (1/16 اینچ) دیگر عملا برای قطر سوراخ در نظر گرفته شود. بنابراین قطر موثر سوراخ، 3 میلیمتر (1/8 اینچ) بزرگتر از قطر پیچ می باشد.

$$\begin{aligned} \text{Hole} &= \text{bolt} + \text{punched} (1/16'' \text{ or } 1.5 \text{ mm}) \\ &\quad + \text{damaged metal} (1/16'' \text{ or } 1.5 \text{ mm}) \\ &= \text{bolt} + 3 \text{ mm} \end{aligned}$$

سطح مقطع کل و سطح مقطع خالص (A_g, A_n)

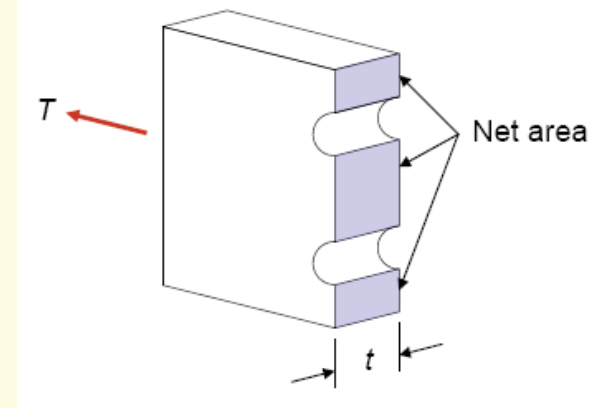
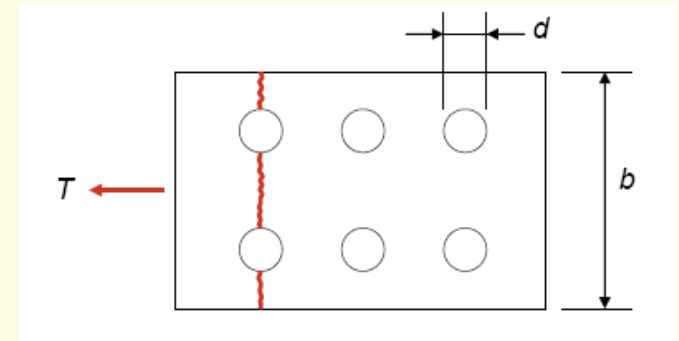
Gross and Net Areas

■ سطح مقطع کل (A_g) یک عضو برابر است با کل مساحت مقطع عرضی آن.

$$A_g = \text{Gross Area} = \text{سطح مقطع کل}$$

■ $A_n = \text{Net Area} = \text{سطح مقطع خالص}$

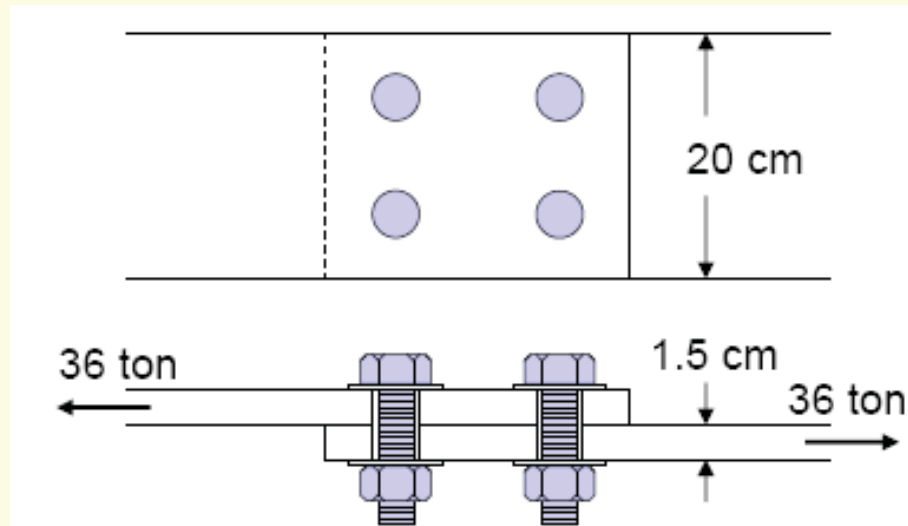
$$A_n = A_g - A_{\text{holes}}$$



مثال :

سطح مقطع کل و خالص ورق 1.5×20 cm نشان داده شده را تعیین کنید.
اتصال ورق در انتها با دو ردیف پیچ 1.9 سانتیمتری انجام شده است.

- $A_g = 20 \times 1.5 = 30 \text{ mm}^2$
- $A_n = 30 - 2(1.9 + 0.3)(1.5) = 23.4 \text{ mm}^2$



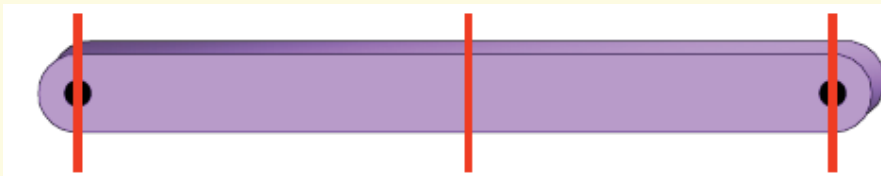
مقاومت طراحی اعضای کششی

Design Strength of Tension Members

■ دو مکانیزم خرابی مهم برای اعضای کششی وجود دارد. این حالت های حدی عبارتند از :

(۱) تسلیم در مقطع کل (yielding on the gross area)

(۲) گسیختگی در مقطع خالص (fracture on the net section)



■ برای جلوگیری از تسلیم و تغییر شکل های اضافی ناشی از آن، تنش در مقطع کل

(A_g) باید کوچکتر از تنش تسلیم (F_y) باشد.

■ برای جلوگیری از گسیختگی ، تنش در مقطع خالص (A_n) باید کمتر از تنش

نهایی (F_u) باشد.

Nominal Strength

■ مقاومت اسمی در تسلیم ،

$$P_n = F_y A_g$$

■ مقاومت اسمی در گسیختگی ،

$$P_n = F_u A_e$$

A_e مقطع موثر خالصی است که فرض می شود در مقطع گذرنده از سوراخ ها در برابر کشش مقاومت می کند.

A_e ممکن است بخاطر عواملی همچون تمرکز تنش و برخی عوامل دیگر ، قدری کمتر از A_n باشد.

تسلیم در مقطع کل

Yielding on Gross Area

مقاومت کششی طراحی LRFD برای تسلیم مقطع کل در کشش $= \phi_t P_n$

مقاومت کششی مجاز ASD برای تسلیم مقطع کل در کشش $= P_n / \Omega$

که :

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

$$P_n = \text{مقاومت اسمی عضو} \\ = F_y A_g$$

گسیختگی در مقطع کل

Fracture on Net Section

مقاومت کششی طراحی LRFD برای گسیختگی مقطع خالص در کشش $= \phi_t P_n$

مقاومت کششی مجاز ASD برای گسیختگی مقطع خالص در کشش $= P_n / \Omega$

که :

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

$P_n =$ مقاومت اسمی عضو

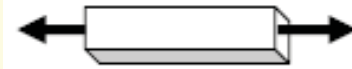
$$= F_u A_e$$

ضریب کاهش مقاومت برای گسیختگی کمتر از تسلیم است. چون رسیدن به حالت حدی گسیختگی بسیار خطرناکتر است.

Tension Members

فصل سوم : اعضای کششی

Tension Members

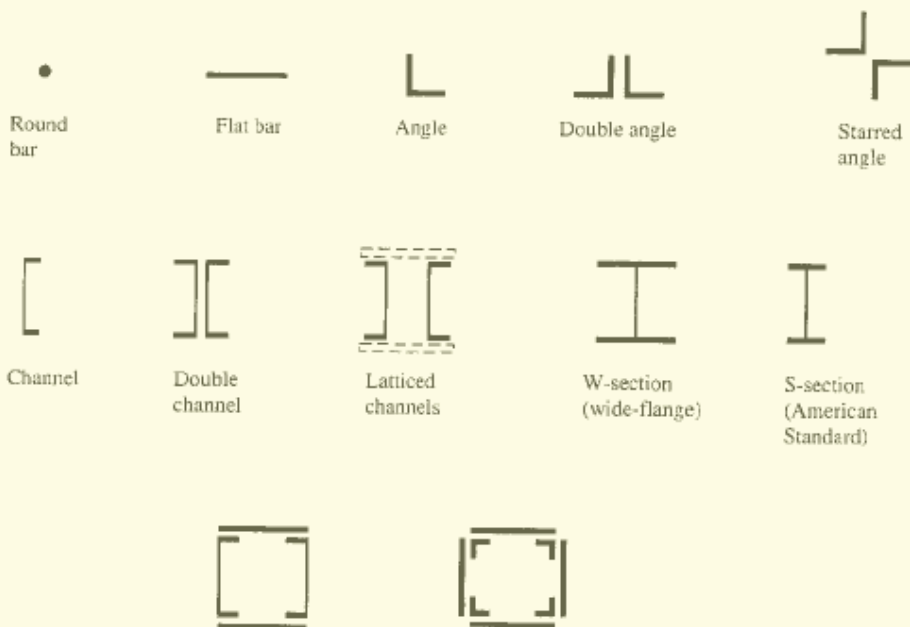


اعضای سازه ای که تحت نیروی کششی محوری هستند (اعضای خرپا ، کابلها در پل‌های معلق ، مهاربندی ساختمانها ، ...)



Types of Tension Members

- هر شکل مقطع عرضی ممکن است مورد استفاده قرار گیرد، چون تنها عامل تاثیرگذار در مقاومت عضو، مساحت مقطع است.
- استفاده از نیمرخ های نوردشده نبشی شکل و میلگردهای دایره‌ای بسیار متداول است.

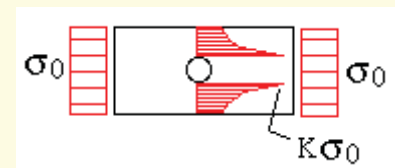
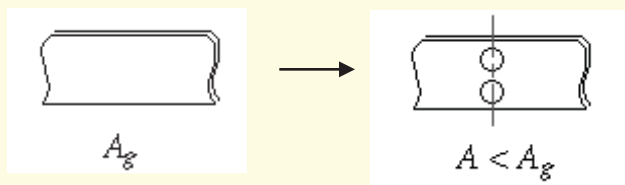


سوراخ ها در اعضای کششی

Holes in Tension Members

سوراخها در اعضای کششی دو اثر مهم دارند :

(۱) تمرکز تنش (Stress Concentration) (۲) کاهش مقطع عرضی (area reduction)



روش متداول سوراخکاری عبارت است از مته زدن یا پانچ کردن سوراخ های استاندارد با قطری به اندازه 1.5 میلیمتر (1/16 اینچ) بزرگتر از قطر پیچ. برای به حساب آوردن ناهمواری ها و زبری دور لبه سوراخ ، AISC ملزم می نماید 1.5 میلیمتر (1/16 اینچ) دیگر عملا برای قطر سوراخ در نظر گرفته شود. بنابراین قطر موثر سوراخ، 3 میلیمتر (1/8 اینچ) بزرگتر از قطر پیچ می باشد.

$$\begin{aligned} \text{Hole} &= \text{bolt} + \text{punched} (1/16'' \text{ or } 1.5 \text{ mm}) \\ &\quad + \text{damaged metal} (1/16'' \text{ or } 1.5 \text{ mm}) \\ &= \text{bolt} + 3 \text{ mm} \end{aligned}$$

سطح مقطع کل و سطح مقطع خالص (A_g, A_n)

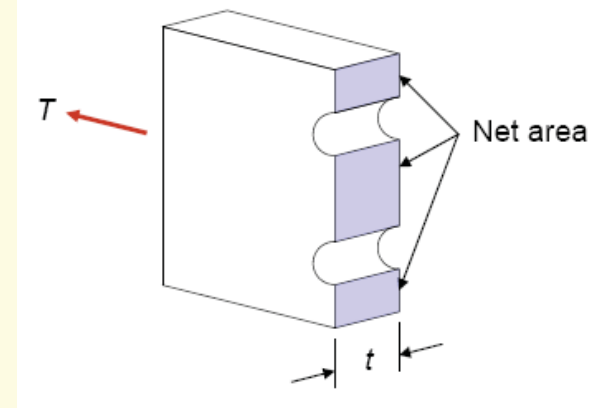
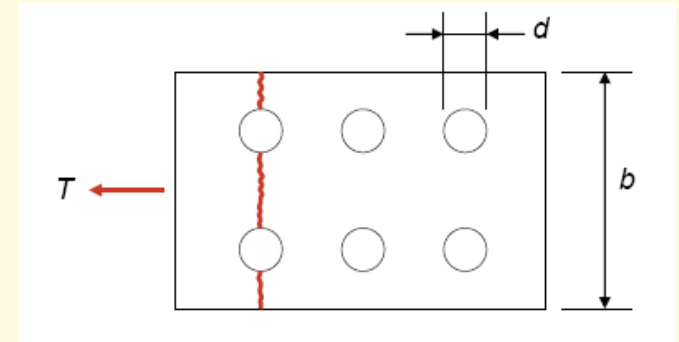
Gross and Net Areas

■ سطح مقطع کل (A_g) یک عضو برابر است با کل مساحت مقطع عرضی آن.

$$A_g = \text{Gross Area} = \text{سطح مقطع کل}$$

■ $A_n = \text{Net Area} = \text{سطح مقطع خالص}$

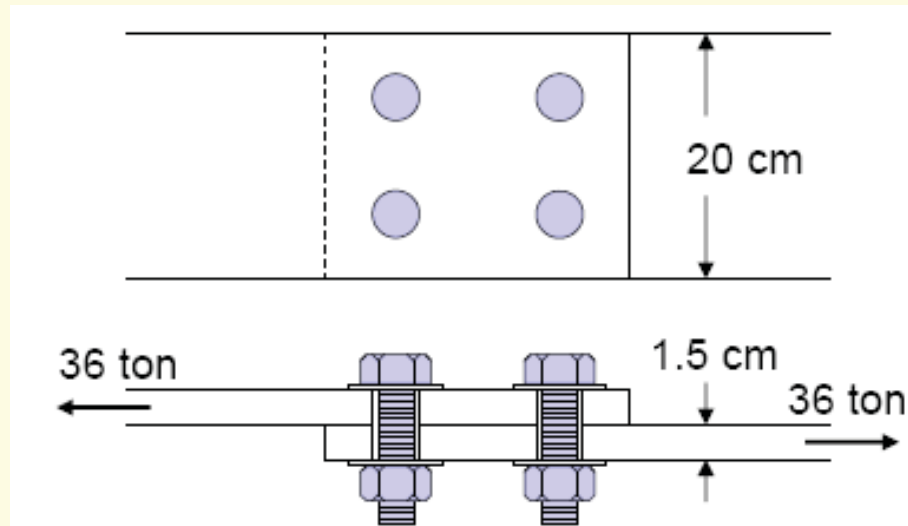
$$A_n = A_g - A_{\text{holes}}$$



مثال :

سطح مقطع کل و خالص ورق 1.5×20 cm نشان داده شده را تعیین کنید.
اتصال ورق در انتها با دو ردیف پیچ 1.9 سانتیمتری انجام شده است.

- $A_g = 20 \times 1.5 = 30 \text{ mm}^2$
- $A_n = 30 - 2(1.9 + 0.3)(1.5) = 23.4 \text{ mm}^2$



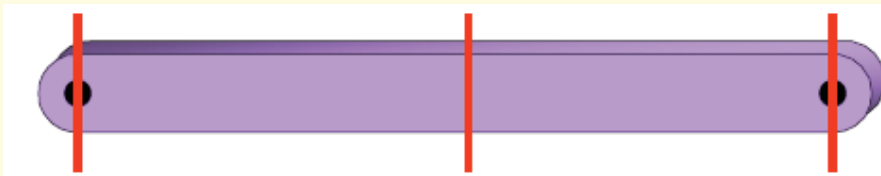
مقاومت طراحی اعضای کششی

Design Strength of Tension Members

■ دو مکانیزم خرابی مهم برای اعضای کششی وجود دارد. این حالت های حدی عبارتند از :

(۱) تسلیم در مقطع کل (yielding on the gross area)

(۲) گسیختگی در مقطع خالص (fracture on the net section)



■ برای جلوگیری از تسلیم و تغییر شکل های اضافی ناشی از آن، تنش در مقطع کل

(A_g) باید کوچکتر از تنش تسلیم (F_y) باشد.

■ برای جلوگیری از گسیختگی ، تنش در مقطع خالص (A_n) باید کمتر از تنش

نهایی (F_u) باشد.

Nominal Strength

■ مقاومت اسمی در تسلیم ،

$$P_n = F_y A_g$$

■ مقاومت اسمی در گسیختگی ،

$$P_n = F_u A_e$$

A_e مقطع موثر خالصی است که فرض می شود در مقطع گذرنده از سوراخ ها در برابر کشش مقاومت می کند.

A_e ممکن است بخاطر عواملی همچون تمرکز تنش و برخی عوامل دیگر ، قدری کمتر از A_n باشد.

تسلیم در مقطع کل

Yielding on Gross Area

مقاومت کششی طراحی LRFD برای تسلیم مقطع کل در کشش $= \phi_t P_n$

مقاومت کششی مجاز ASD برای تسلیم مقطع کل در کشش $= P_n / \Omega$

که :

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

$$P_n = \text{مقاومت اسمی عضو} \\ = F_y A_g$$

گسیختگی در مقطع کل

Fracture on Net Section

مقاومت کششی طراحی LRFD برای گسیختگی مقطع خالص در کشش $= \phi_t P_n$

مقاومت کششی مجاز ASD برای گسیختگی مقطع خالص در کشش $= P_n / \Omega$

که :

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

$P_n =$ مقاومت اسمی عضو

$$= F_u A_e$$

ضریب کاهش مقاومت برای گسیختگی کمتر از تسلیم است. چون رسیدن به حالت حدی گسیختگی بسیار خطرناکتر است.

مقاومت طراحی (LRFD)

Design Strength

■ برای حالت حدی تسلیم در مقطع کل که هدف از اعمال آن جلوگیری از افزایش طول بیش از حد عضو است :

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g \quad ; \quad \phi_t = 0.90$$

■ برای حالت حدی گسیختگی در مقطع خالص در صورتی که سوراخهای پیچ یا پرچ وجود داشته باشد :

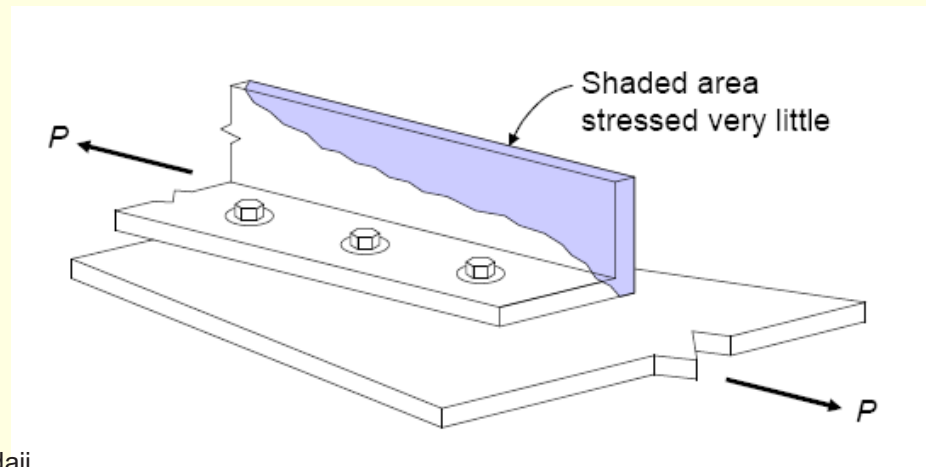
$$P_u \leq \phi_t F_u A_e \quad ; \quad \phi_t = 0.75$$

■ مقاومت طراحی عضو کمترین مقدار از دو مقدار فوق است.

سطح مقطع موثر خالص (A_e)

Effective Net Area

- هنگامی که همه اجزای مقطع عرضی اتصال نیافته باشند (مثلا: فقط یک پای نبشی به ورق لچکی پیچکاری شود)، پدیده تاخیر برشی (shear lag) پیش می آید.
- اجزای اتصال یافته تحت بار بیشتری قرار می گیرند و قسمت های اتصال نیافته تحت تنش کامل قرار نمی گیرند (not fully stressed).
- برای به حساب آوردن این پدیده می توان از یک مقطع خالص کاهش یافته، یا موثر استفاده کرد.



سطح مقطع موثر خالص (A_e)

Effective Net Area

$$A_e = U A_n$$

A_e = effective net area سطح مقطع موثر خالص

A_n = net area (see AISC p. 16.1-14) سطح مقطع خالص

U = reduction factor considering “shear lag” ضریب تاخیر برش

= See AISC Table D3.1 p. 16.1-29 یا (یا جدول ۱۰-۲-۳-۱ ص ۱۶۳ مبحث دهم)

= 1.0 اگر بار کششی مستقیماً به هر جزء توسط پیچ‌ها یا جوش‌ها انتقال یابد

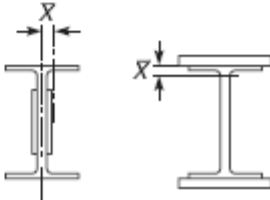
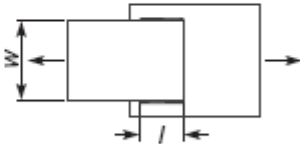
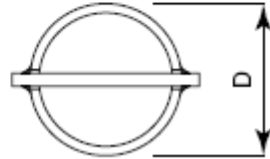
= $1 - \frac{\bar{x}}{\ell}$ اگر بار کششی به تعدادی از اجزا (و نه همه آنها) توسط پیچ‌ها یا جوش‌ها انتقال یابد

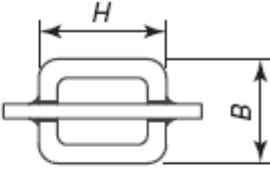
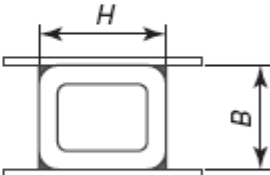
\bar{x} = connection eccentricity برون محوری اتصال

ℓ = طول اتصال در راستای بارگذاری

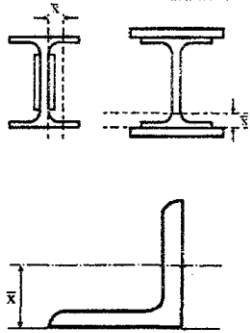
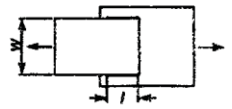
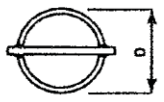
TABLE D3.1

Shear Lag Factors for Connections to Tension Members

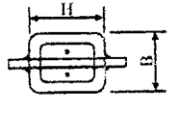
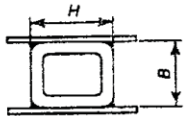
Case	Description of Element	Shear Lag Factor, U	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of cross-sectional elements by fasteners or welds. (except as in Cases 3, 4, 5 and 6)	$U = 1.0$	—
2	All tension members, except plates and HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or longitudinal welds (Alternatively, for W, M, S and HP, Case 7 may be used.)	$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	All tension members where the tension load is transmitted by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.	$U = 1.0$ and $A_n =$ area of the directly connected elements	—
4	Plates where the tension load is transmitted by longitudinal welds only.	$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate	$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	

6	Rectangular HSS	with a single concentric gusset plate	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$	
		with two side gusset plates	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$	
7	W, M, S or HP Shapes or Tees cut from these shapes. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used)	with flange connected with 3 or more fasteners per line in direction of loading	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$	—
		with web connected with 4 or more fasteners in the direction of loading	$U = 0.70$	—
8	Single angles (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used)	with 4 or more fasteners per line in direction of loading	$U = 0.80$	—
		with 2 or 3 fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.60$	—
l = length of connection, in. (mm); w = plate width, in. (mm); \bar{x} = connection eccentricity, in. (mm); B = overall width of rectangular HSS member, measured 90 degrees to the plane of the connection, in. (mm); H = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm)				

جدول ۱۰-۲-۳-۱ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اجزای کششی

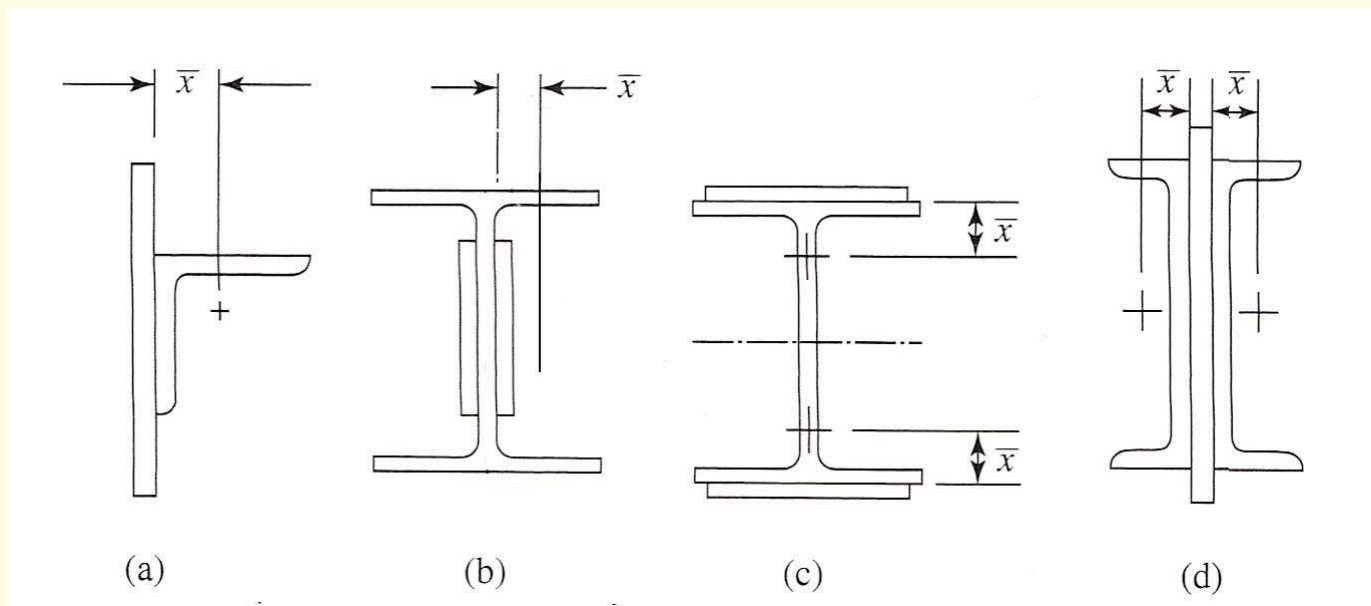
حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال
۱	کلیه اعضای کششی که در آنها بار به وسیله پیچ، پرچ و یا جوش مستقیماً به کلیه اجزای مقطع منتقل گردد (به غیر از حالت های ۳، ۴، ۵ و ۶)	$U=1/0$	-
۲	کلیه اعضای کششی (به غیر از تسمه ها و مقاطع قوطی و لوله ای) که در آنها بار به وسیله پیچ، پرچ و یا جوش توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	 <p>عضو آ شکل مانند دوتا سپری عمل می کند</p>
۳	کلیه اعضای کششی که در آنها بار فقط به وسیله جوش عرضی و توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	$U=1/0$	-
۴	تسمه های کششی که با جوش های طولی در دو لبه موازی (در انتهای قطعه) متصل اند. در این حالت طول جوش ها نباید از فاصله عمودی بین آنها (پهنای تسمه) کمتر باشد مگر از جوش انگشتانه و کام در حداقل دو لبه استفاده شده باشد)	$w \leq l < 1/5w \dots U=0/75$ $1/5 w \leq l < 2w \dots U=0/87$ $l \geq 2w \dots U=1/0$	 <p>$l > w$</p>
۵	در مقاطع لوله ای با یک ورق اتصال هم محور، که در آن طول جوش ها نباید از قطر لوله کمتر باشد.	$D \leq l < 1/3D \dots U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $l \geq 1/3D \dots U=1/0$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	

جدول ۱۰-۲-۳-۱ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اجزای کششی (ادامه)

حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال
۶	در مقاطع قوسی شکل	$l \geq H$ $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
	چنانچه اتصال به کمک ورق اتصال و در دو وجه صورت گیرد که در آن طول جوشها نباید از H کمتر باشد.	$l \geq H$ $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
۷	در نیمیهای I نورد شده و سپری T بریده شده از آنها و همچنین نیمیهای دیگری نظیر بال پهن، استفاده از مقادیر بزرگتر از حالت ۲ جدول مجاز می باشد	$b_f \geq \frac{2}{3}d$ $U = 0.9$ $b_f < \frac{2}{3}d$ $U = 0.85$	-
	در اتصالات جوشی، پیچی یا پرچی در صورتی که اتصال از طریق جان برقرار شده و حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.7$	-
۸	در نیمیهای تک نوبشی در صورتی که توسط یک بال متصل شده باشند	$U = 0.8$	-
	چنانچه حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.6$	-
<p>در این جدول:</p> <p>l = طول اتصال مساوی فاصله اولین و آخرین پیچ در اتصال پیچی و طول جوش در اتصال جوشی</p> <p>w = پهناى ورق</p> <p>\bar{x} = برون محوری اتصال مطابق شکل های ارایه شده</p> <p>B = پهناى کلی مقاطع قوطی شکل (عمود بر صفحه اتصال)</p> <p>H = ارتفاع کلی مقاطع قوطی شکل (در صفحه اتصال)</p>			

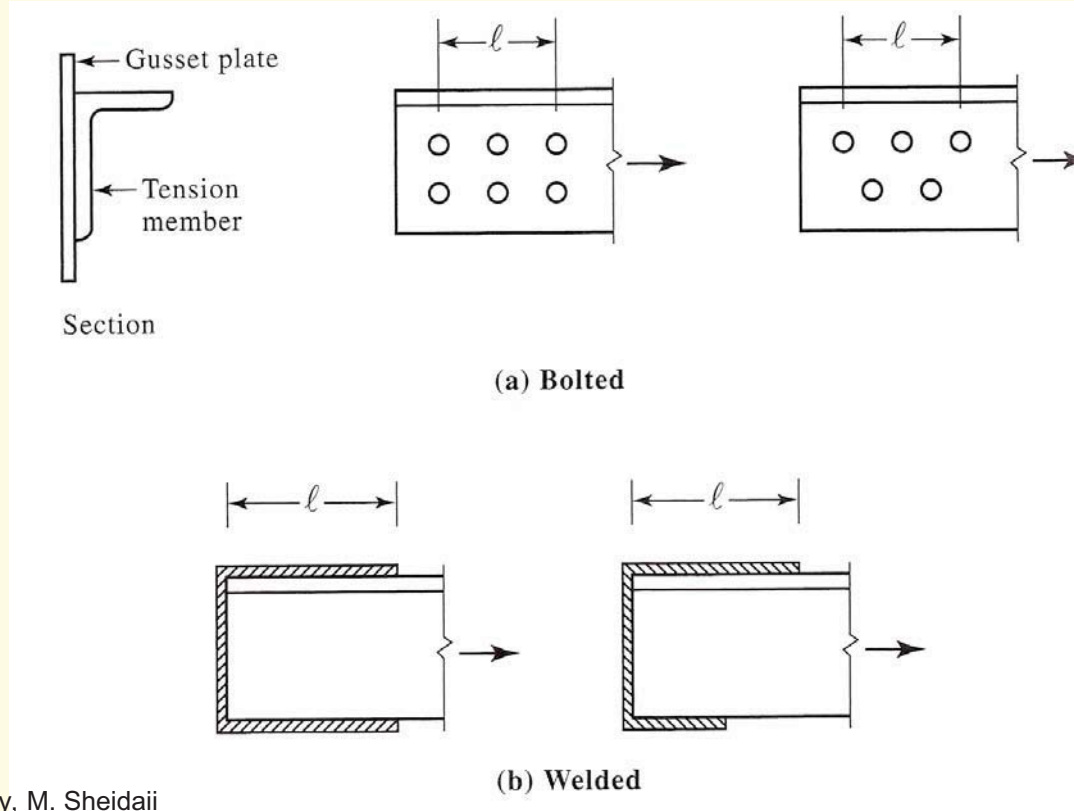
سطح مقطع موثر خالص

\bar{X} برون محوری اتصال است (فاصله مرکز سطح قطعه اتصال یافته تا صفحه اتصال)
اگر عضوی دارای دو صفحه اتصال، که بطور متقارن قرار گرفته‌اند، باشد \bar{X} از مرکز نزدیکترین نیمه مقطع اندازه گیری می شود.



سطح مقطع موثر خالص

l = طول اتصال در راستای بارگذاری



A_e برای اتصالات پیچی و پرچی

A_e for Bolted and Riveted Connections

$$A_e = U A_n$$

■ اگر همه اجزای مقطع عرضی متصل شده باشند : $U=1$

■ در غیر این صورت از مقادیر پیشنهادی ضریب کاهش U استفاده شود :

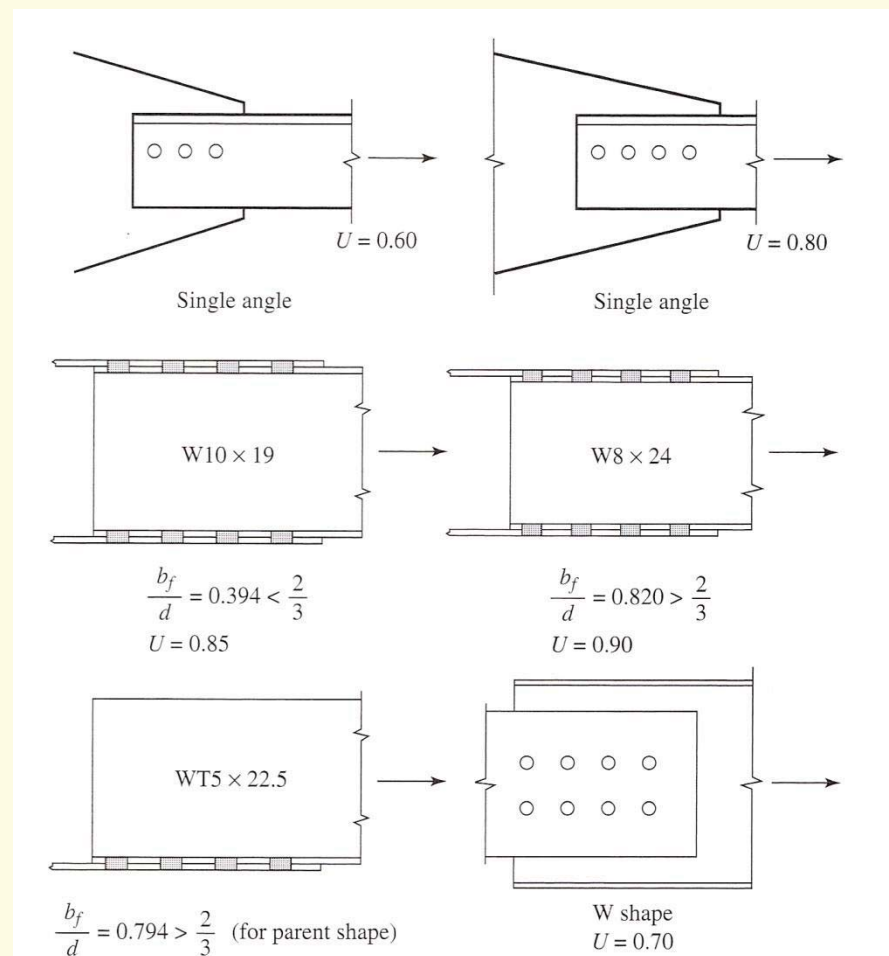
(AISC05 Table D3.1 case 2 or cases 7,8)

■ برای صفحات وصله پیچی در اتصالات :

(AISC05 J4.1 p16.1-112): $U=1, A_e=A_n \leq 0.85A_g$

مقادیر پیشنهادی برای U

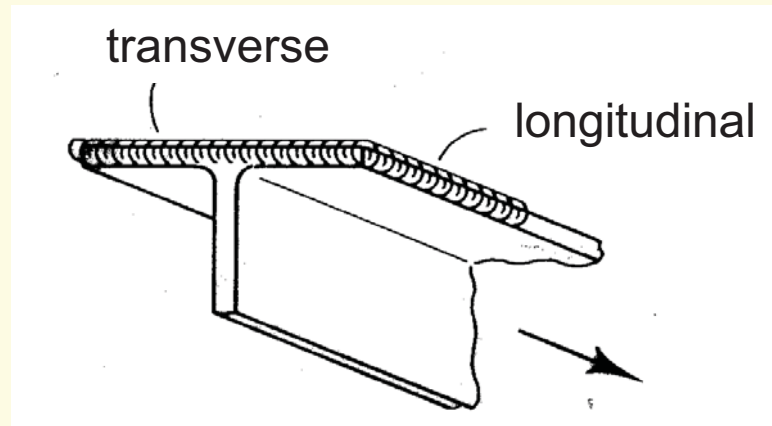
Recommended Values for U



A_e برای اتصالات جوشی

A_e for welded connections

- $A_e = U A_g$



(۱) برای هر نیمرخ I یا T شکل که فقط با جوش جانبی اتصال یافته باشد :

$$U = 1$$

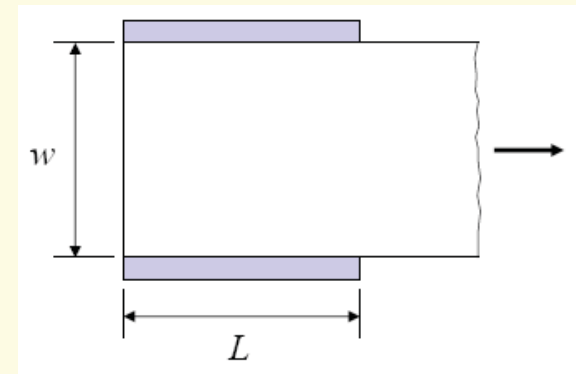
مساحت مقطع اجزایی که مستقیماً اتصال یافته اند $A_e =$

A_e برای اتصالات جوشی - ادامه

A_e for welded connections

۲) برای ورقها یا میله هایی که در انتهایشان با جوشهای طولی اتصال یافته اند :

- $U=1$ $L \geq 2w$
- $U=0.87$ $2w > L \geq 1.5w$
- $U=0.75$ $1.5w > L \geq w$

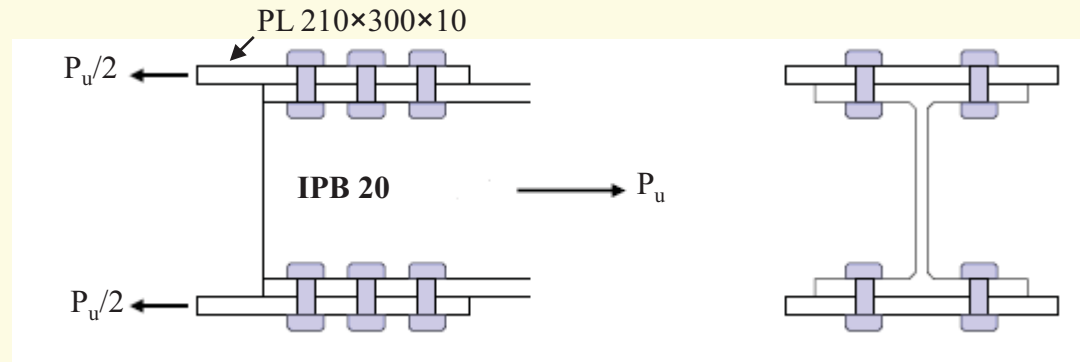


$L =$ طول زوج جوشها $\geq w$

$w =$ فاصله بین جوشها

Example 1:

Determine the tensile design strength of a IPB 20 with two lines of $\frac{3}{4}$ inch (1.9cm) diameter in each flange using ST37 steel with $F_y=2333$ kgf/cm² and $F_u=3700$ kgf/cm². There are assumed at least 3 bolts in each line 4 in on center.



Solution.

Using an IPB 20 ($A_g=78.1$ cm², $d=20$ cm, $b_f=20$ cm, $t_f=15$ mm)

(a) Gross section yield

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g = (0.9) (2333) (78.1) = 164 \text{ ton}$$

(b) Net section fracture

$$A_n = 78.1 - (4) (1.9 + 0.3) (1.5) = 64.9 \text{ cm}^2$$

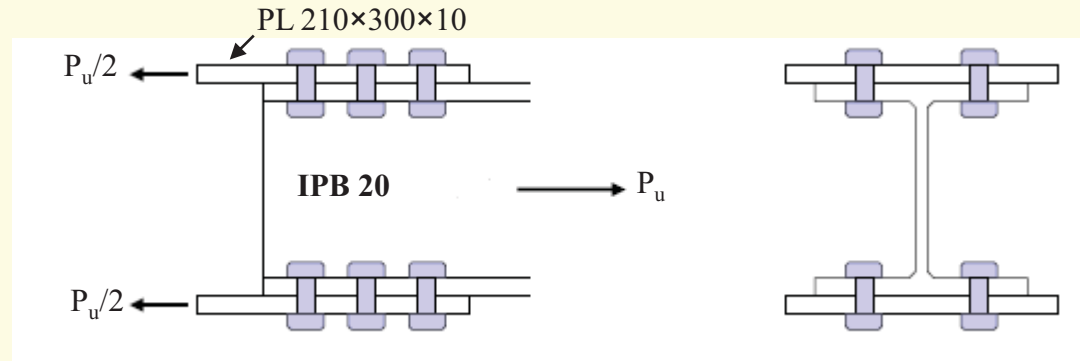
$$b_f > 2d / 3 \rightarrow \underline{U=0.9}$$

$$A_e = U A_n = 0.9 (64.9) = 58.41 \text{ cm}^2$$

$$P_u \leq \phi_t F_u A_e = (0.75) (3700) (58.41) = 162 \text{ ton} \leftarrow \text{USE}$$

Example 2:

The tension member of Example 1 is assumed to be connected at its ends with two 300×10mm plates, as shown in Figure. Determine the design tensile force which the plates can transfer.



Solution.

(a) Gross section yield

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g = (0.9) (2333) (2 \times 1 \times 30) = 125982 \text{ kgf} \leftarrow \text{USE}$$

(b) Net section fracture

$$A_n \text{ of 2 plates} = [(1 \times 30) - (2.2 \times 2 \times 1)](2) = 51.2 \text{ cm}^2$$

$$A_n \leq 0.85 A_g = 0.85 (2 \times 1 \times 30) = 51.0 \text{ cm}^2 \rightarrow A_n = 51.0 \text{ cm}^2$$

$$P_u \leq \phi_t F_u A_n = (0.75) (3700) (51.0) = 141525 \text{ kgf}$$

$$P_u \leq 125982 \text{ kgf} \approx 126 \text{ ton}$$

Example 3-7

The 1 × 6 in plate shown in Fig. 3.13 is connected to a 1 × 10 in plate with longitudinal fillet welds to transfer a tensile load. Determine the design strength $\phi_t P_n$ of the member if $F_y = 50$ ksi and $F_u = 65$ ksi.

Solution. Considering the smaller PL

(a) Gross-section yield

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = (0.90)(50)(1 \times 6) = 270 \text{ k}$$

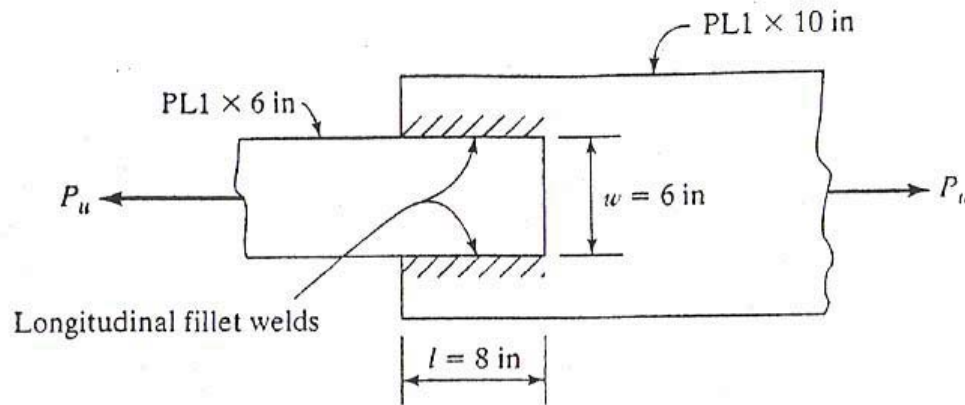


FIGURE 3.13

(b) Net-section fracture

$$A = A_g = 1 \times 6 = 6 \text{ in}^2$$

$$1.5w = 9 \text{ in} > l = 8 \text{ in} > w = 6 \text{ in}$$

$$\therefore U = 0.75$$

$$A_e = AU = (6.0)(0.75) = 4.50 \text{ in}^2$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e = (0.75)(65)(4.50) = 219.4 \text{ k} \leftarrow$$

$$\text{Design strength } \phi_t P_n = 219.4 \text{ k}$$

Example 3-8

Compute the design strength $\phi_t P_n$ for the angle shown in Fig. 3.14. It is welded on the ends and sides of the 8 in leg only and $F_y = 50$ ksi and $F_u = 70$ ksi.

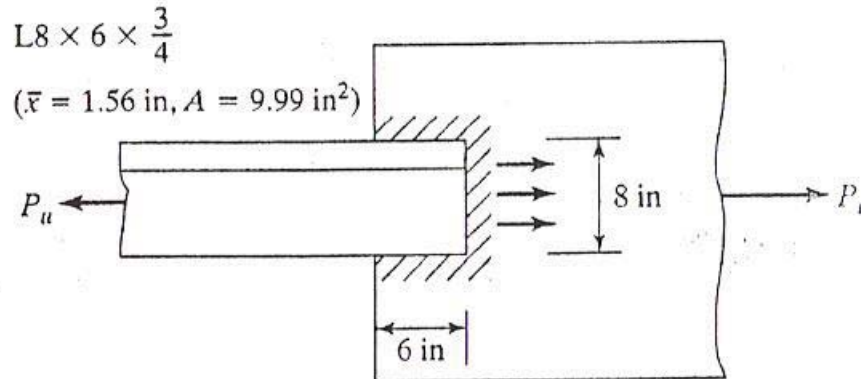


FIGURE 3.14

Angle welded to 8-in leg only.

Solution. As only one leg of the angle is connected, a reduced effective area needs to be computed.

$$(a) \quad \phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = (0.9)(50)(9.99) = 449.6 \text{ k}$$

$$(b) \quad U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \leq 0.90 = \left(1 - \frac{1.56}{6.00}\right) = 0.74 < 0.90$$

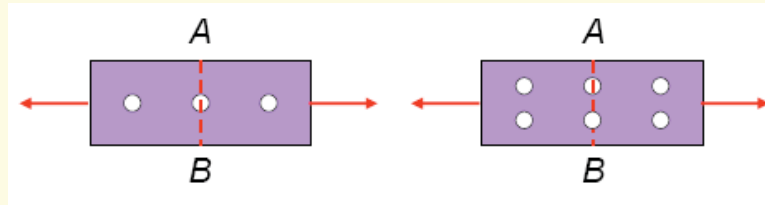
$$A_e = AU = (9.99)(0.74) = 7.39 \text{ in}^2$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e = (0.75)(70)(7.39) = 388 \text{ k} \leftarrow$$

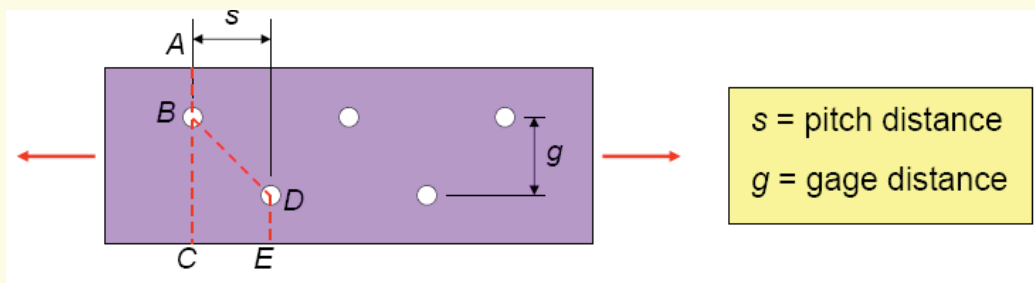
Design strength $\phi_t P_n = 388 \text{ k}$

Staggered Holes

■ مقطع خالص بیشترین مقدار را خواهد داشت اگر پیچها در یک خط باشند.



■ اگر بیش از یک خط پیچ ضرورت داشته باشد (طول اتصال محدود)، ایجاد سوراخ‌های نامنظم (قطری یا زیگزاگ) باعث به حداقل رسیدن کاهش در سطح مقطع می‌شود.



■ مسیرهای خرابی ممکن: ABC or ABDE

■ مقطع خالص حداقل انتخاب شود.

روش تجربی محاسبه مقطع خالص

$$\text{net width} = \text{gross width} - \Sigma d + \Sigma s^2 / 4g$$

عرض خالص

عرض کل

– d قطر سوراخ ($d_h + 1/16$ " یا $d_b + 1/8$ ")

– $s^2/4g$ به ازای هر گام عرضی در زنجیره مورد نظر ، اضافه می شود.

– s (گام طولی) : فاصله طولی مرکز به مرکز هر دو سوراخ مجاور در راستای بارگذاری

– g (گام عرضی) : فاصله مرکز به مرکز سوراخها عمود بر راستای بارگذاری

ضخامت ورق \times عرض خالص $= A_n$ مقطع خالص

$(A_e) = U A_n$ مقطع خالص موثر

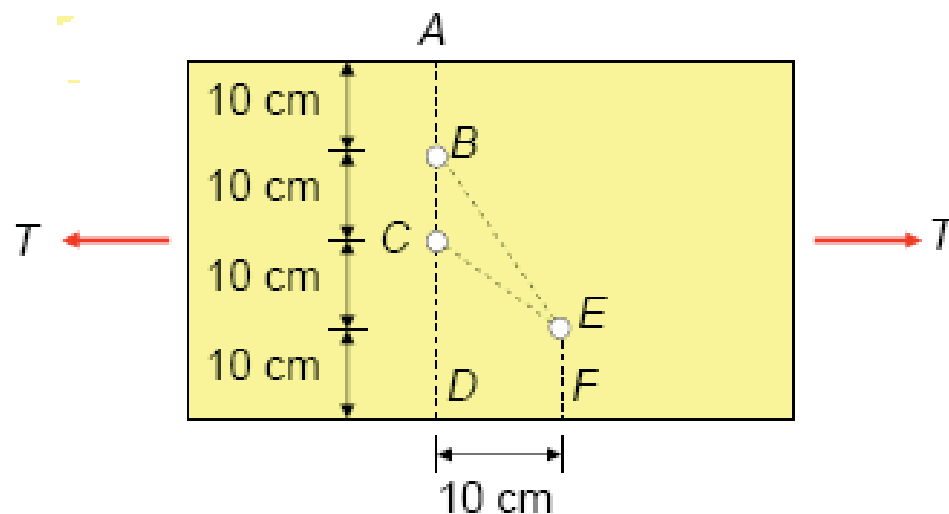
$= \phi_t A_e F_u$ ($\phi_t = 0.75$) مقاومت طراحی گسیختگی مقطع خالص

Example :

Compute the smallest net area for the plate shown below:

Plate thickness = 12 mm

Bolt diameter = 19 mm



Solution.

$$ABCD = 40 - 2(2.2) = 35.6 \text{ cm} \quad \text{(control)}$$

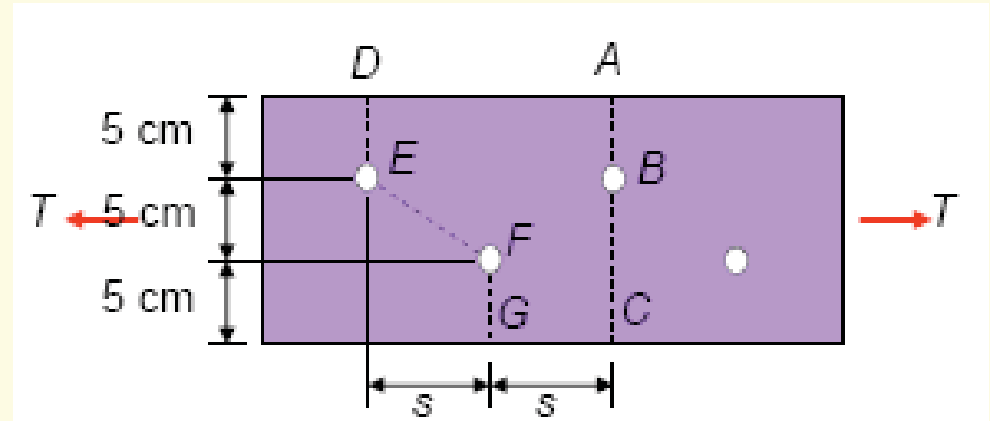
$$ABCEF = 40 - 3(2.2) + \frac{10^2}{4(10)} = 35.9 \text{ cm}$$

$$ABEF = 40 - 2(2.2) + \frac{10^2}{4(20)} = 36.85 \text{ cm}$$

$$A_n = 35.6(1.2) = 42.7 \text{ cm}^2 \quad \blacksquare$$

Example :

Compute the Minimum pitch (s_{\min}) in the other words determine the pitch will give a net area DEFG equal to the one along ABC.



Solution.

$$ABC = 15 - (1)(2.2) = 12.8 \text{ cm}$$

$$DEFG = 15 - (2)(2.2) + \frac{s^2}{(4)(5)} = 10.6 + \frac{s^2}{20}$$

$$ABC = DEFG$$

$$12.8 = 10.6 + \frac{s^2}{20}$$

$$s = 6.63 \text{ cm}$$

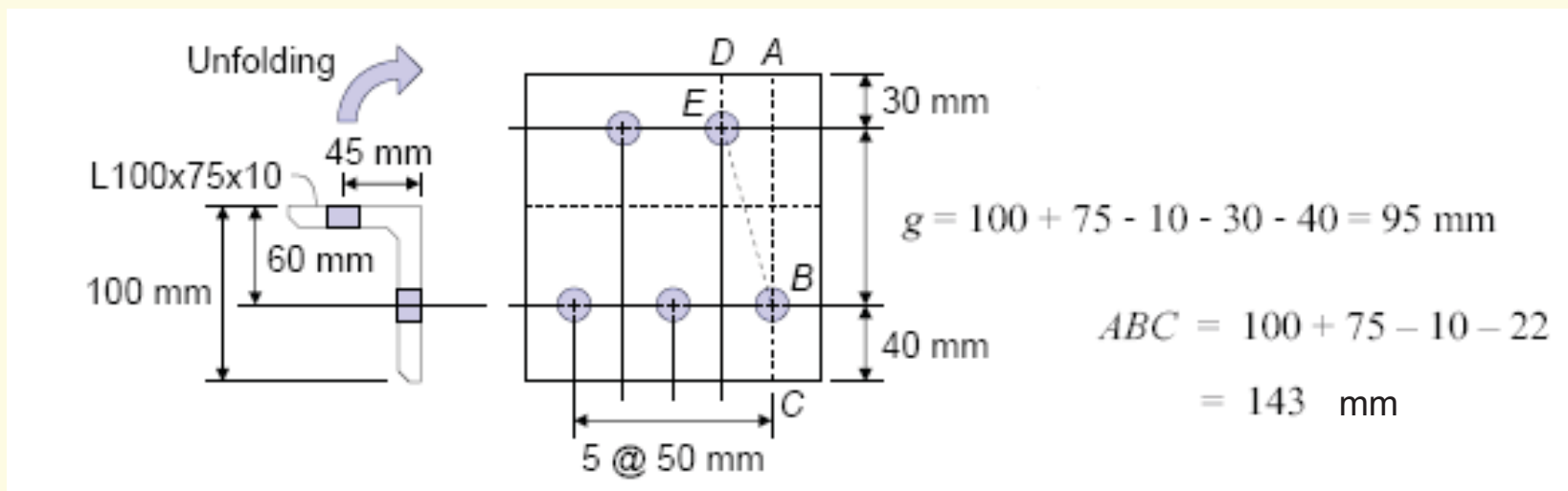
Example :

Compute the smallest net area for the angle shown below:

Bolt diameter = 19 mm

Solution.

The unfolding is done at the middle surface to obtain an equivalent plate (with gross width equal to the sum of the leg lengths minus the angle thickness).



$$DEBC = 100 + 75 - 10 - 2(22) + 502/(4 \times 95) = 127.6 \text{ mm}$$

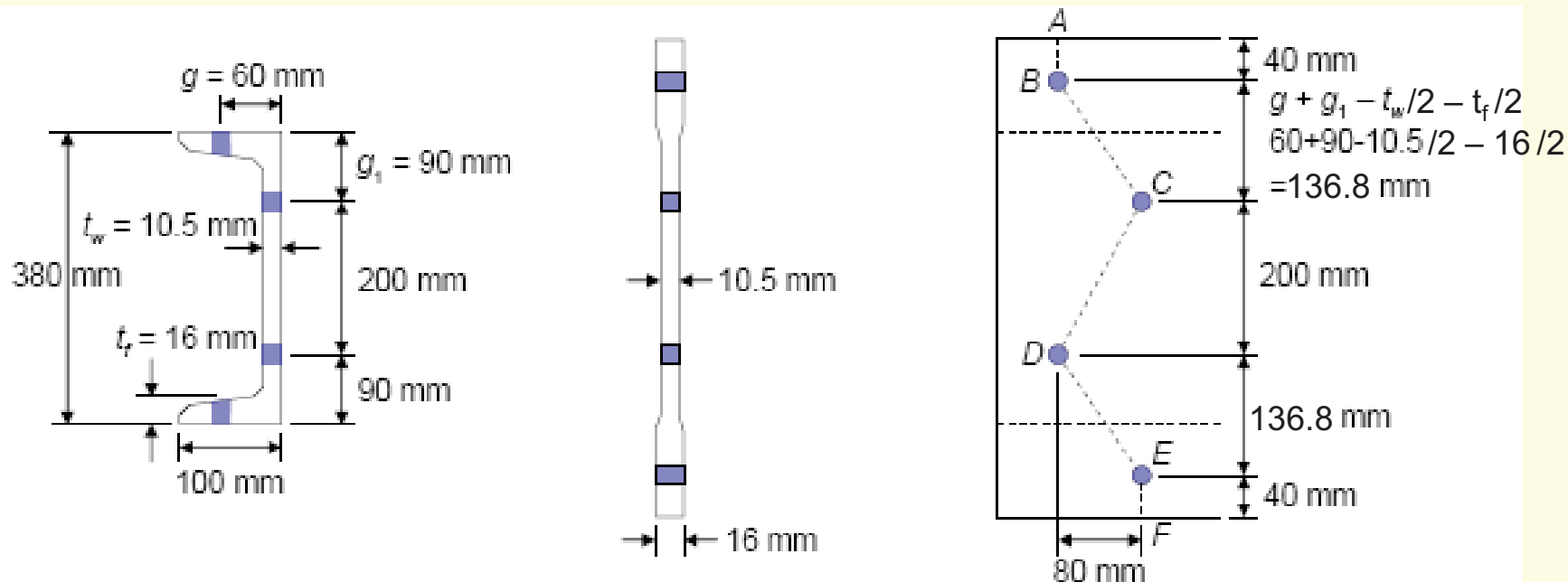
$$A_n = (12.76)(1.0) = 12.76 \text{ cm}^2 \quad \blacksquare$$

Example :

Determine the net area along route ABCDEF for the C380×100×54.5 ($A_g = 69.39 \text{ cm}^2$). Holes are for 19 mm Bolts.

Solution.

The unfolding is done at the middle surface to obtain an equivalent plate.



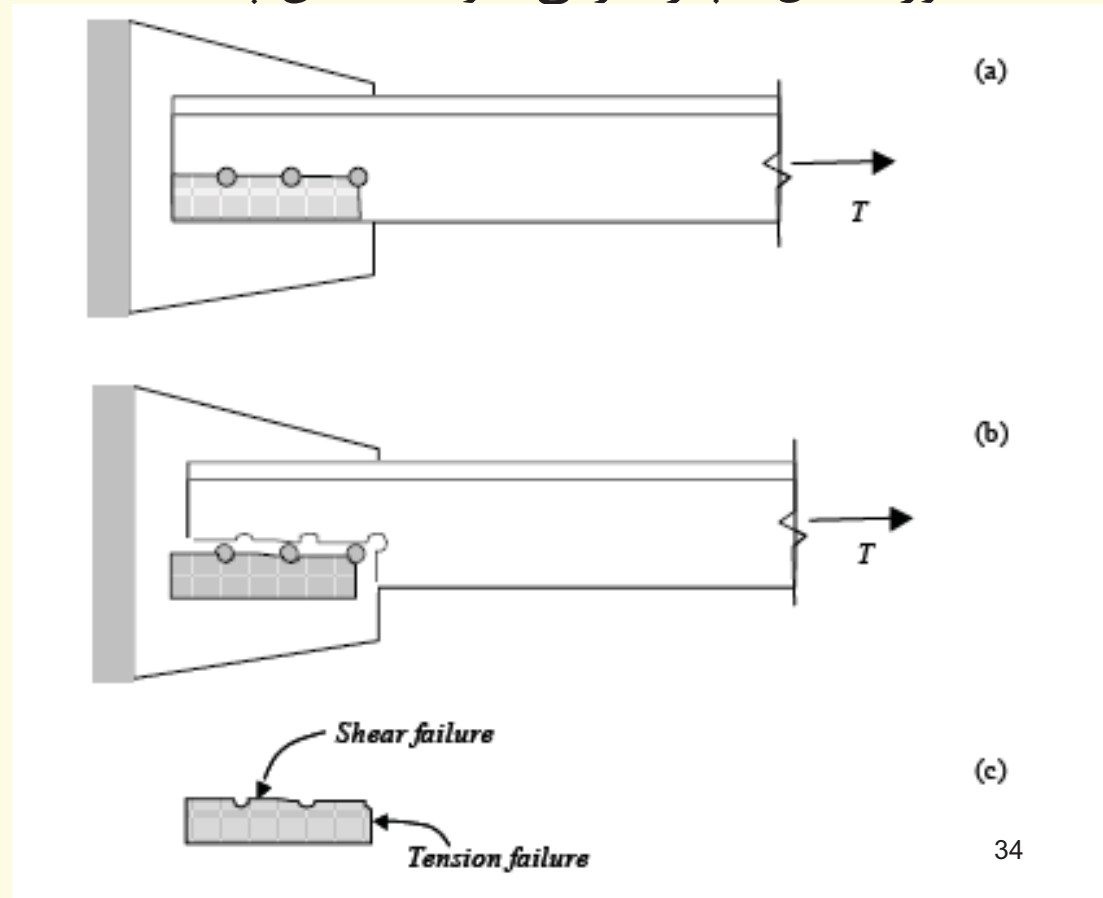
$$\begin{aligned}
 \text{ABCDEF} &= 69.39 - 2(2.2)(1.6 + 1.05) + \frac{g^2}{4(20)}(1.05) + (2) \frac{g^2}{4(13.68)} \left(\frac{1.6 + 1.05}{2} \right) \\
 &= \underline{\underline{61.6 \text{ cm}^2}}
 \end{aligned}$$

حوزه برشی - برش قالبی

BLOCK SHEAR

اعضای کششی همچنین ممکن است به علت پارگی (tear-out) مصالح در نواحی مجاور اتصال دچار خرابی شوند. به این پدیده گسیختگی حوزه برشی می گویند.

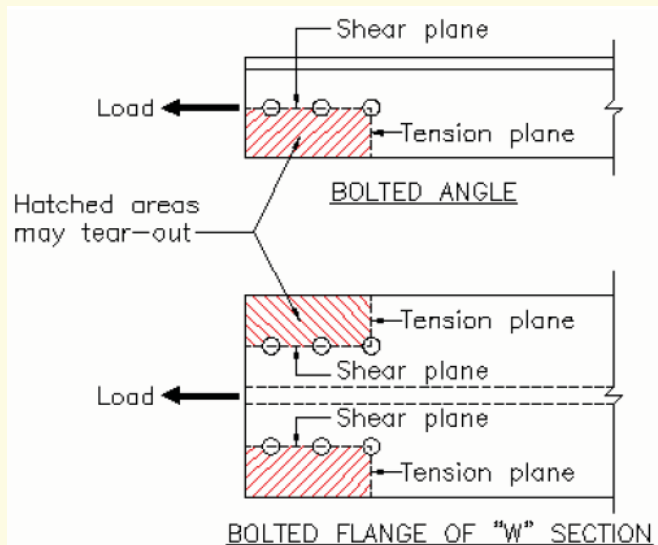
گسیختگی حوزه برشی عضو کششی
تک نبشی



حوزه برشی - برش قالبی

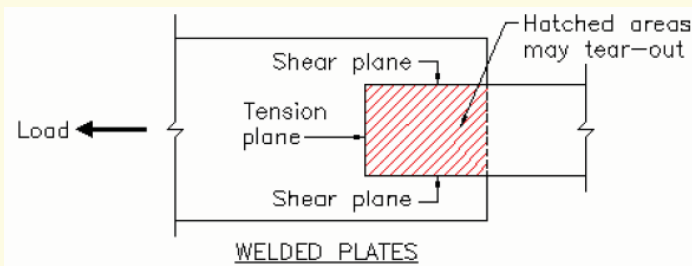
BLOCK SHEAR

■ مثال‌های متداول در شکل‌های مقابل نشان داده شده است :



- خرابی در طول مسیره‌های زیر اتفاق می‌افتد:
- i. کشش در صفحه‌ای عمود بر امتداد نیرو
 - ii. برش در صفحه‌ای موازی با امتداد نیرو

- مقاومت حوزه برشی برابر است با مجموع :
- i. مقاومت برشی در یک مسیر خرابی
 - ii. مقاومت کششی روی قطعه‌ای عمود بر مسیر خرابی فوق‌الذکر



BLOCK SHEAR

Block Shear Areas

Block shear failure

مقاومت گسیختگی حوزه برشی - مقاومت برش قالبی

Block Shear Rupture Strength

مقاومت اسمی برای حالت حدی گسیختگی حوزه برشی (R_n) در طول سطح یا سطوح برشی و کششی عمود بر آن از رابطه ذیل تعیین می شود (AISC p. 16.1-112 و یا صفحه ۳۱۸ مبحث دهم)

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

و بر این اساس :

LRFD available block shear rupture strength = ϕR_n

مقاومت گسیختگی حوزه برشی موجود LRFD

ASD allowable block shear rupture strength = R_n / Ω

مقاومت گسیختگی حوزه برشی مجاز ASD

که :

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

A_{nv} = net area subjected to shear سطح مقطع خالص تحت برش

A_{nt} = net area subjected to tension سطح مقطع خالص تحت کشش

A_{gv} = gross area subjected to shear سطح مقطع کلی تحت برش

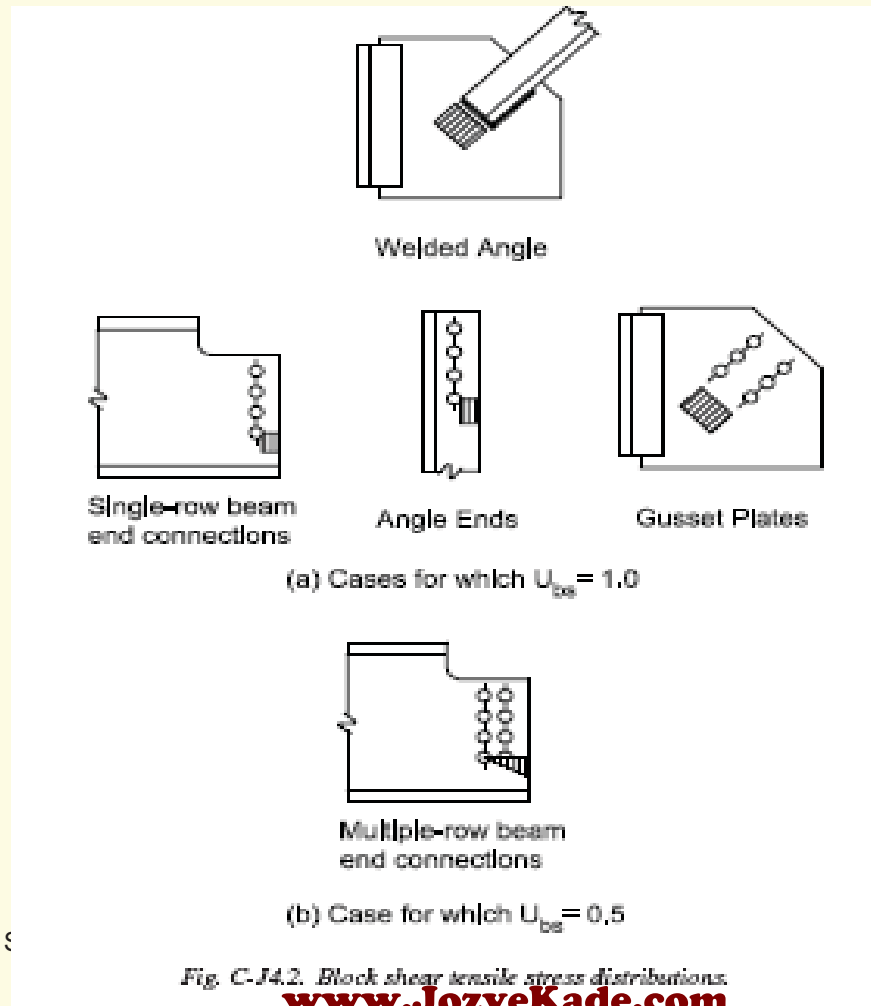
$U_{bs} = 1.0$ ضریب توزیع تنش برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو

$= 0.5$ برای توزیع غیریکنواخت تنش کششی در انتهای عضو

حوزه برشی - برش قالبی

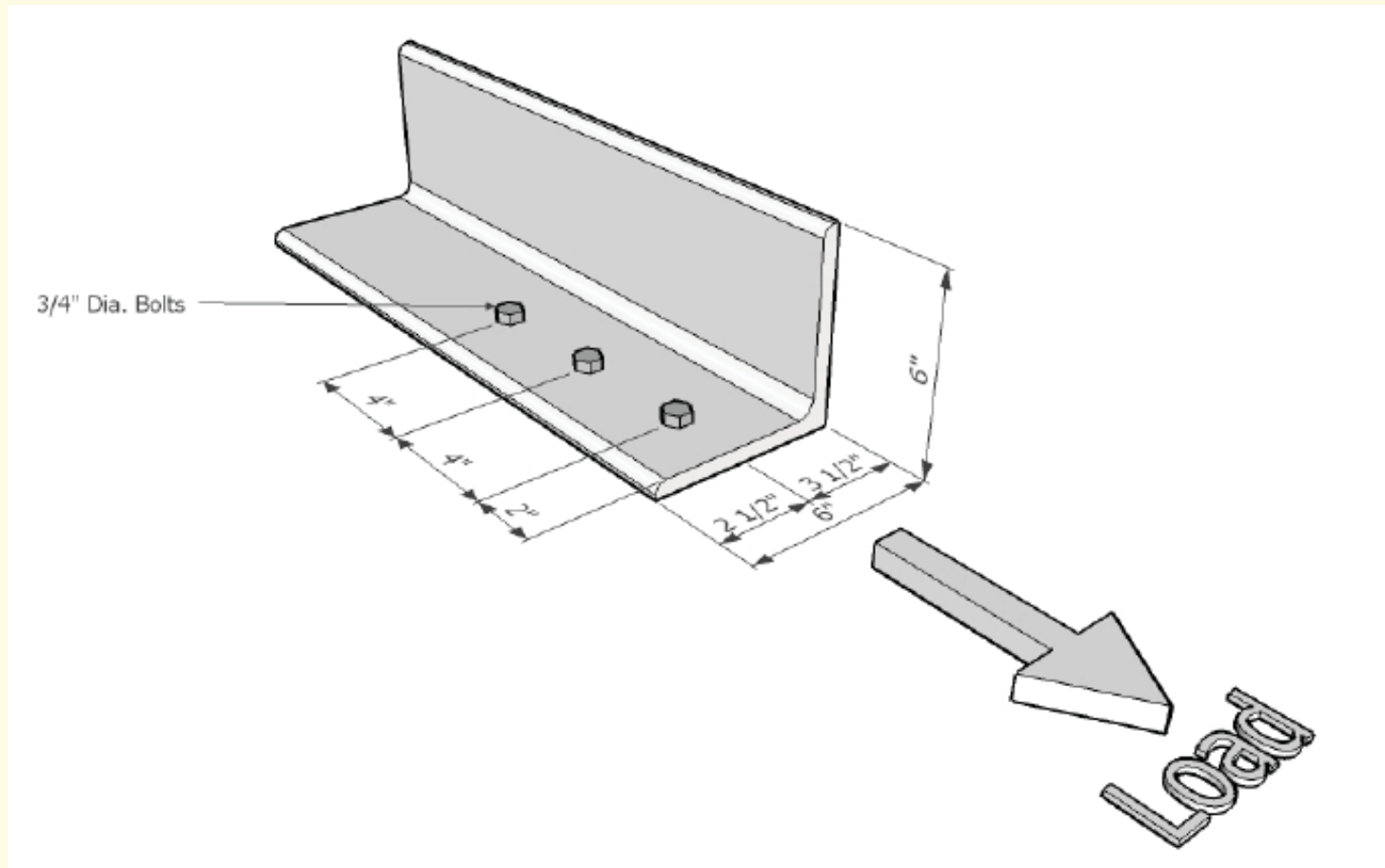
BLOCK SHEAR

ضریب کاهش U_{bs} در معادله، برای تقریب سازی توزیع غیر یکنواخت تنش در سطح کششی آورده شده است.



Example :

A steel angle L6x6x $\frac{1}{2}$ using A36 steel is subjected to tensile load. Determine the block shear rupture strength.



Solution:

$$\begin{aligned}A_{nv} &= \text{net area subjected to shear (in}^2\text{)} \\ &= (\text{Matl. Thickness})[L_v - (\# \text{ bolts})(\text{Bolt dia.} + 1/8'')] \\ &= 1/2''[10'' - (2.5 \text{ holes})(3/4'' + 1/8'')] \\ &= 3.91 \text{ in}^2\end{aligned}$$

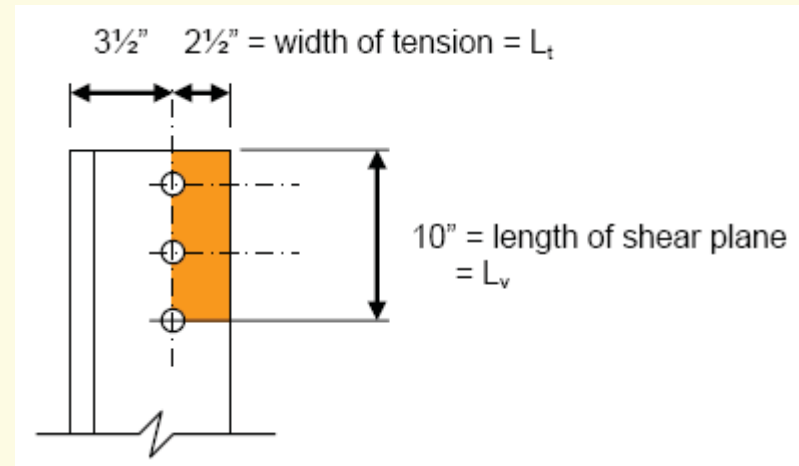
$$\begin{aligned}A_{nt} &= \text{net area subjected to tension (in}^2\text{)} \\ &= (\text{Matl. Thickness})[L_t - (\# \text{ bolts})(\text{Bolt dia.} + 1/8'')] \\ &= 1/2''[2 1/2'' - (0.5 \text{ holes})(3/4'' + 1/8'')] \\ &= 1.03 \text{ in}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{gv} &= \text{gross area subjected to shear (in}^2\text{)} \\ &= (\text{Matl. Thickness})(L_v) \\ &= (1/2'')(10'') \\ &= 5.0 \text{ in}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \text{Available block shear} \\ &= 0.6F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \\ &= 0.6(58 \text{ KSI})(3.91 \text{ in}^2) + (1.00)(58 \text{ KSI})(1.03 \text{ in}^2) \\ &= 195.8 \text{ Kips}\end{aligned}$$

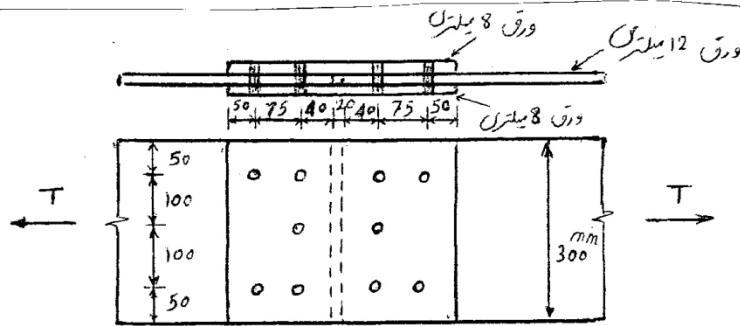
$$\begin{aligned}\text{Check if } R_n &\leq 0.6F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt} \\ &\leq 0.6(36 \text{ KSI})(5 \text{ in}^2) + (1.00)(58 \text{ KSI})(1.03 \text{ in}^2) \\ &\leq 167.7 \text{ Kips}\end{aligned}$$

$$P_{bs} = \phi_t R_n = 0.75 (167.7) = 125.8 \text{ Kips}$$



Bottom line:

- هر کدام از سه حالت حدی (تسلیم مقطع کل ، گسیختگی مقطع خالص ، یا خرابی حوزه برشی) می تواند حاکم بر طراحی باشد.
- مقاومت طراحی برای هر سه حالت حدی باید محاسبه شود.
- مقاومت طراحی عضو ($\emptyset P_n$ یا P_n / Ω) کمترین سه مقدار محاسبه شده فوق خواهد بود.
- مقاومت طراحی عضو باید بزرگتر از مقاومت لازم عضو کششی باشد.



مقاومت طراحی کشش وصله نشان داده شده را بر اساس ضوابط ASD و LRFD تعیین کنید. فولاد مصرفی از نوع ST37 می باشد. گدیجی فضای اتصال دارای قطر $\frac{3}{4}$ in می باشد.

ضلع مصرفی ST37 ($F_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$, $F_u = 3700 \text{ kgf/cm}^2$)

سایز از نوع $\frac{3}{4}$ inch = 1.90 cm

- حالت درن سیم، مقطع کل :

مقطع کل ورق اصل (12 mm) $A_g = 30 \times 1.2 = 36.0 \text{ cm}^2$ ←

مقطع کل ورقها وصله (8 mm) $A_g = 2 \times 30 \times 0.8 = 2 \times 24.0 = 48.0 \text{ cm}^2$

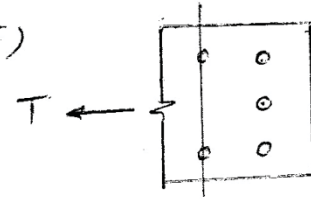
$$P_n = F_y A_g = 2400 \times 36.0 = 86400 \text{ kgf}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD: } \phi_t P_n = 0.9 \times 86400 = 77760 \text{ kgf} \leftarrow \\ \text{ASD: } P_n / \Omega_t = 86400 / 1.67 = 51736 \text{ kgf} \end{array} \right.$$

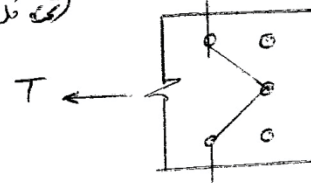
حالت دومی گینگی مقطع فاصلی

الف تیر درون اصلی

$$A_n = 36.0 - 2(1.9 + 0.3) \times 1.2 = 30.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{تخت کل بار})$$

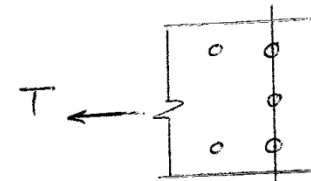


$$A_n = 36.0 - 3(1.9 + 0.3) \times 1.2 + 2\left(\frac{7.5^2}{4 \times 10}\right) \times 1.2 = 31.45 \text{ cm}^2 \quad (\text{تخت کل بار})$$



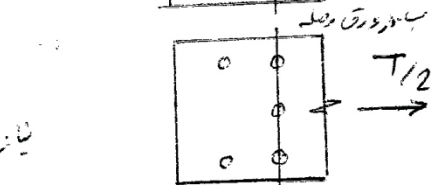
$$A_n = 36.0 - 3(1.9 + 0.3) \times 1.2 = 28.08 \text{ cm}^2 \quad (\text{تخت / تخت کل بار})$$

$$\rightarrow A_{n \text{ معادل}} = 28.08 / 0.6 = 46.80 \text{ cm}^2$$



$$A_n = (24.0 - 3(1.9 + 0.3) \times 0.8) \times 2 = 37.44 \text{ cm}^2$$

نیاز به کنترل سایر مقاطع برش در صورت وصلیت جرم بدین است که ظرفیت بیشتر فراهم است.



بنابراین مقطع فاصلی حداقل برابر با $A_n = 30.72 \text{ cm}^2$ می باشد

$$P_n = F_u A_n = 3700 \times 30.72 = 113664$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD: } \phi_t P_n = 0.75 \times 113664 = 85248 \text{ kgf} \\ \text{ASD: } P_n / \Omega_t = 113664 / 2.00 = 56832 \text{ kgf} \end{array} \right.$$

U

- حالت حوس کینگی حوز برش

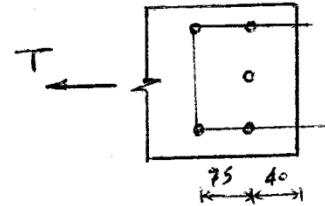
$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

الف - در ورق اصلی

$$A_{nt} = [20 - 2 \times \frac{1}{2} (1.9 + 0.3)] \times 1.2 = 21.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = (11.5 \times 2) \times 2 = 27.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = [11.5 - 1.5 (1.9 + 0.3)] \times 1.2 \times 2 = 19.68 \text{ cm}^2$$



$$R_n = 0.6 \times 3700 \times 19.68 + 1.0 \times 3700 \times 21.36 = 122722 \text{ kgf}$$

$$\leq 0.6 \times 2400 \times 27.6 + 1.0 \times 3700 \times 21.36 = 118776 \text{ kgf}$$

$$R_n = 118776 \text{ kgf}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD: } \phi R_n = 0.75 \times 118776 = 89082 \text{ kgf} \\ \text{ASD: } R_n / \Omega = 118776 / 2.0 = 59388 \text{ kgf} \end{array} \right.$$

ب - زورون وصله

برابر درون وصله (از):

$$A_{nt} = [20 - 2(1.9 + 0.3)] \times 0.8 = 12.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = (12.5 \times 0.8) \times 2 = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = [12.5 - 1.5(1.9 + 0.3)] \times 0.8 \times 2 = 14.72 \text{ cm}^2$$

برابر درون وصله $R_n = 0.6 \times 3700 \times 14.72 + 1.0 \times 3700 \times 12.48 = 78854 \text{ kgf}$

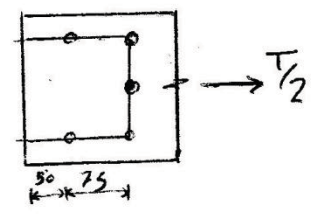
$$\leq 0.6 \times 2400 \times 20 + 1.0 \times 3700 \times 12.48 = 74976 \text{ kgf}$$

برابر درون وصله $R_n = 74976 \text{ kgf}$

برابر خروج درون وصله $R_n = 2 \times 74976 = 149952 \text{ kgf}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD: } \phi R_n = 0.75 \times 149952 = 112464 \text{ kgf} \\ \text{ASD: } R_n / \Omega = 149952 / 2.0 = 74976 \text{ kgf} \end{array} \right.$$

با مقایسه حالات درون وصله و ملاطفت از حالت درون وصله منظم تر و قائم بر ملاطفت است.



طراحی اعضای کششی

Design of Tension Members

طرح عضو کششی عبارت است از پیدا کردن سبک‌ترین مقطع فولادی (نبشی، I، ناودانی و ...) با مقاومت طراحی بزرگتر از مقاومت لازم.

$$\phi P_n \geq P_u \quad \text{به روش LRFD}$$

$$P_n / \Omega \geq P_a \quad \text{به روش ASD}$$

■ P_n مقاومت اسمی طراحی براساس حالت حدی تسلیم مقطع کل ، گسیختگی مقطع خالص و گسیختگی حوزه برشی است.

■ P_u مقاومت نهایی لازم (بار نهایی) که از تحلیل سازه تحت ترکیبات بارگذاری ضریبدار (ترکیبات بار LRFD) بدست می آید.

■ P_a مقاومت لازم (بار بهره برداری) که از تحلیل سازه تحت ترکیبات بارگذاری بهره برداری (ترکیبات بار ASD) بدست می آید.

طراحی اعضای کششی به روش LRFD

Design of Tension Members - LRFD method

■ برای حالت حدی تسلیم مقطع کل ، $\phi P_n = 0.9 A_g F_y$

➤ بنابراین ، $0.9 A_g F_y \geq P_u$

➤ بنابراین برای جلوگیری از تسلیم $A_g \geq P_u / 0.9 F_y$

■ برای حالت حدی گسیختگی مقطع خالص ، $\phi P_n = 0.75 A_e F_u$

➤ بنابراین ، $0.75 A_e F_u \geq P_u$

➤ بنابراین برای جلوگیری از گسیختگی ، $A_e \geq P_u / 0.75 F_u$ یا

$$A_n \geq P_u / 0.75 F_u U$$

■ کنترل برای حالت حدی گسیختگی حوزه برشی ،

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq 0.75(0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

➤ بنابراین ، $\phi R_n \geq P_u$

طراحی اعضای کششی به روش ASD

Design of Tension Members - ASD method

■ برای حالت حدی تسلیم مقطع کل ، $P_n/\Omega = A_g F_y / 1.67 = 0.6 A_g F_y$ ،

➤ بنابراین ، $0.6 A_g F_y \geq P_a$ ،

➤ بنابراین برای جلوگیری از تسلیم $A_g \geq P_a / 0.6 F_y$

■ برای حالت حدی گسیختگی مقطع خالص ، $P_n/\Omega = A_e F_u / 2.00 = 0.5 A_e F_u$ ،

➤ بنابراین ، $0.5 A_e F_u \geq P_a$ ،

➤ بنابراین برای جلوگیری از گسیختگی ، $A_e \geq P_a / 0.5 F_u$ ،

■ کنترل برای حالت حدی گسیختگی حوزه برشی ،

$$R_n/\Omega = R_n/2.00 = 0.5(0.6F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt}) \leq 0.5(0.6F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt})$$

➤ بنابراین ، $R_n/\Omega \geq P_a$ ،

طراحی اعضای کششی - محدودیت های لاغری

Design of Tension Members - Slenderness Limitations

■ براساس ضوابط AISC حدی برای لاغری حداکثر در طراحی اعضای کششی وجود ندارد.

■ اما اگر نیروی محوری در یک عضو کششی لاغر برداشته شده و بارهای جانبی کوچکی اعمال شود، ارتعاشات و خیزهای نامطلوبی ممکن است پدید آید. لذا AISC پیشنهاد می نماید:

$$L/r \geq 300 \text{ (not for cables or rods)}$$

که r شعاع ژیراسیون حداقل و L طول عضو است.

■ براساس ضوابط آیین نامه فولاد ایران (صفحه ۱۶۰ مبحث دهم): ضریب لاغری حداکثر اعضای کششی نباید از ۳۰۰ تجاوز کند.

■ در میل مهارهای کششی که دارای پیش تنیدگی اولیه به مقدار کافی باشند، رعایت محدودیت های لاغری لازم نیست، لیکن نسبت طول به قطر این اعضا نباید از ۳۰۰ تجاوز کند.

میلگردهای رزوه شده و کابلها

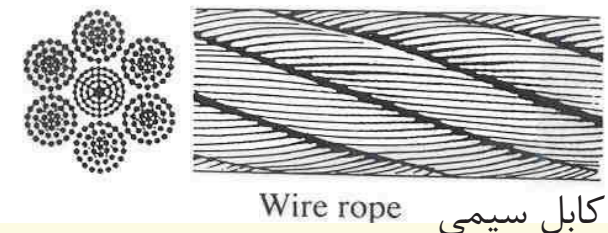
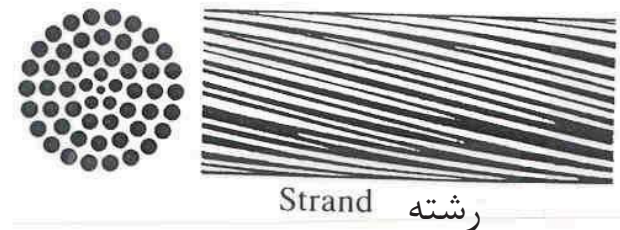
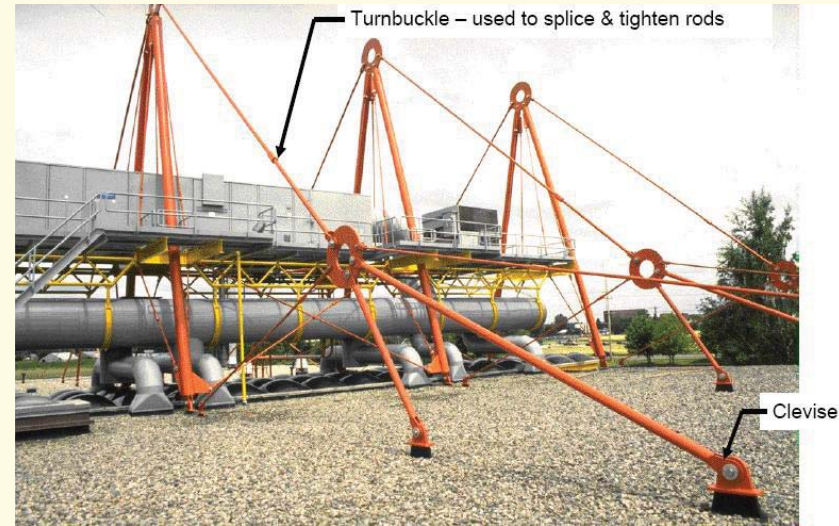
Threaded Rods and Cables

اگر لاغری عضو مورد توجه قرار نگیرد ، اغلب از میلگردها یا کابلها استفاده می شود. (آویزها ، پلهای معلق)

میلگردها عناصری با مقطع توپر بوده و کابلها از رشته های (سیم بافته) جداگانه پیچیده به هم ساخته می شوند.

هر رشته از سیمهای جداگانه ای که دور یک هسته مرکزی به صورت مارپیچی پیچیده اند تشکیل می شود.

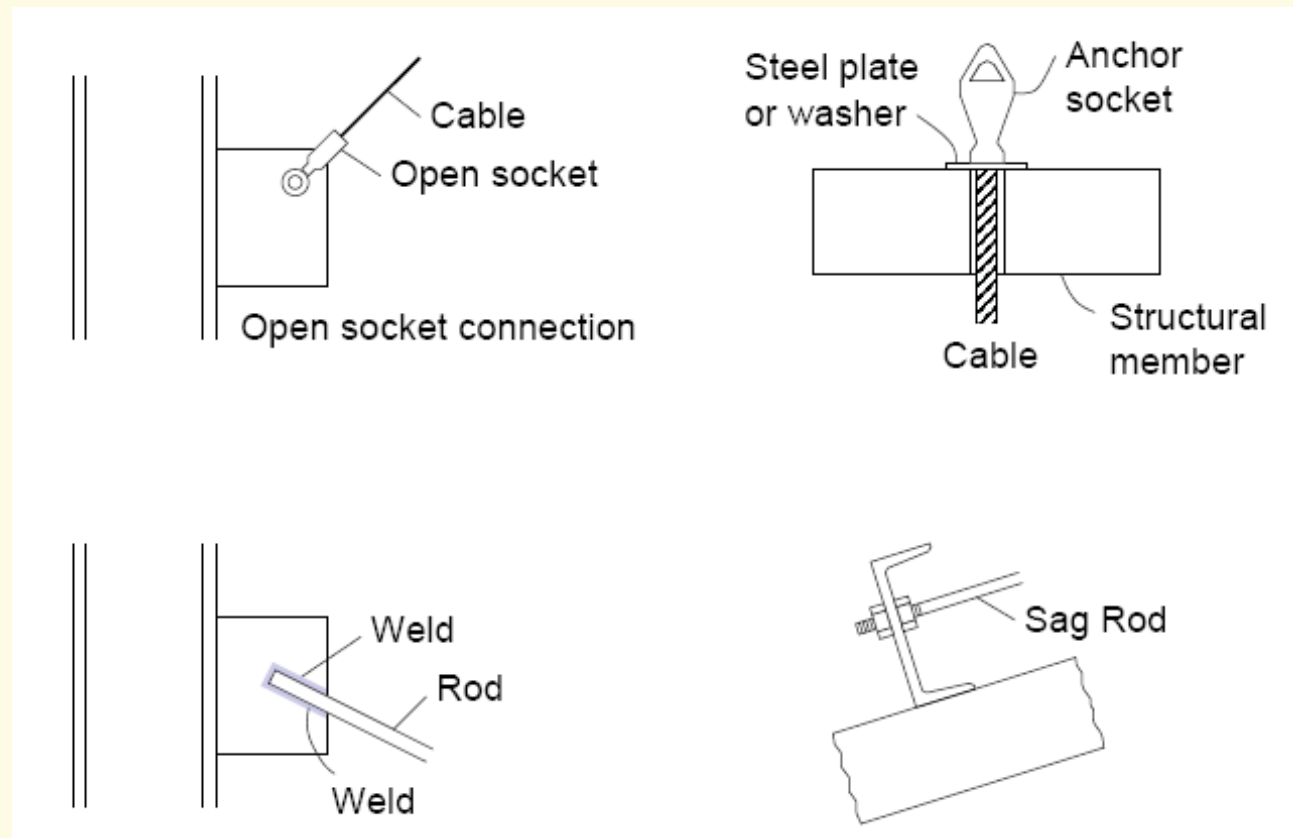
یک کابل سیمی خود از چندین رشته که دور یک هسته به صورت مارپیچی پیچانده شده اند تشکیل می شود.



میلگردهای رزوه شده و کابلها

Threaded Rods and Cables

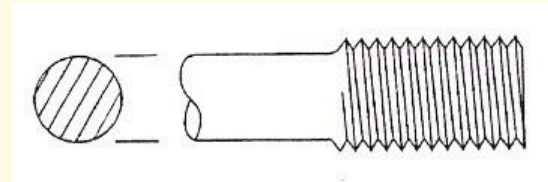
معمولا این اعضا به سازه به طرق مختلفی همچون جوشکاری یا اتصالات پنجه مفصلی (bolted clevises) و پیچها، وصل می شوند.



میلگردهای رزوه شده و کابلها

Threaded Rods and Cables

■ رزوه کردن انتهای عضو باعث کاهش سطح مقطع می شود (قطور کردن انتهای عضو از چنین کاری جلوگیری می کند ، ولی پرهزینه است)



■ مقاومت طراحی کششی برای یک میلگرد رزوه شده :

$$\phi P_n = 0.75 (0.75 A_D F_u)$$

■ $A_D =$ سطح مقطع رزوه نشده (کل) میلگرد

■ بنابراین $A_D \geq P_u / \phi 0.75 F_u ; \phi = 0.75$

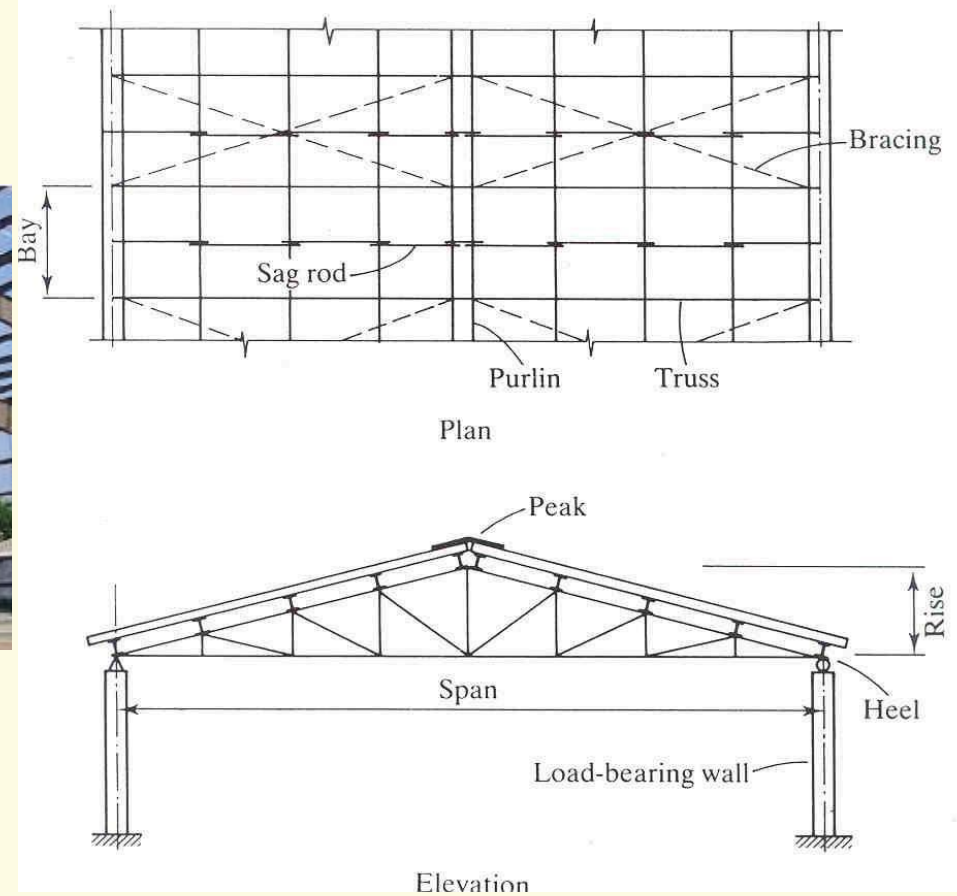
■ به Example 3.14 p.70 Segui مراجعه شود.

اعضای کششی در سقف خرپایی

Tension Members in Roof Truss

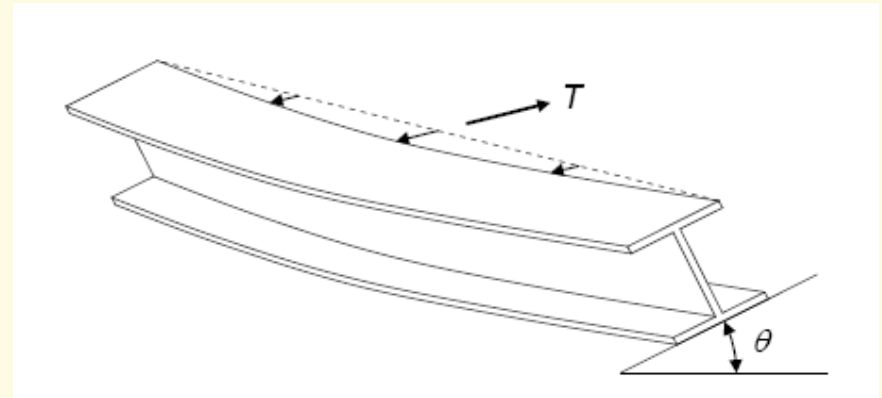
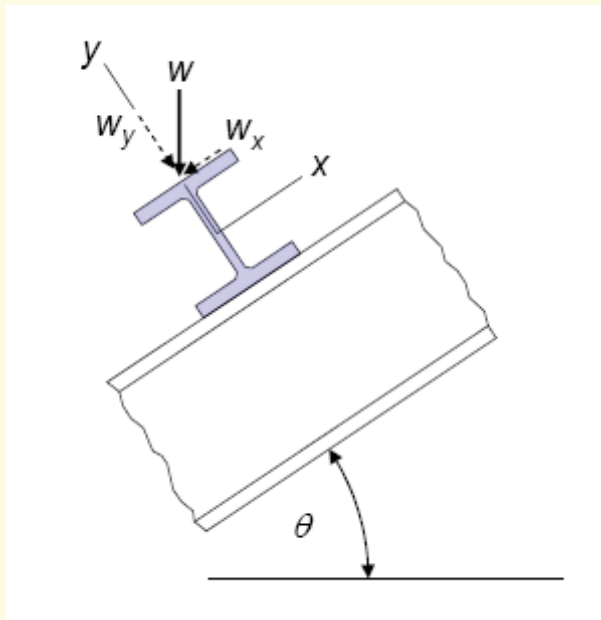
- خرپاها در مواردی مورد استفاده قرار می‌گیرند که قیمت و وزن تیر گران و بازدارنده باشد. (دهانه های طویل)
- می‌توان خرپا را تیر عمیقی تصور کرد که بخش عمده ای از جان آن برداشته شده است.
- اعضای کششی در سقف‌های خرپایی شامل بعضی از اعضای خرپا و میل مهارها می‌شود.

Sag Rods



Sag Rods

میل مهارها برای تامین تکیه‌گاه جانبی برای لایه‌ها بکار می‌روند (برای جلوگیری از شکم دادن لایه در امتداد موازی با شیب بام تحت بارهای قائم وارده)

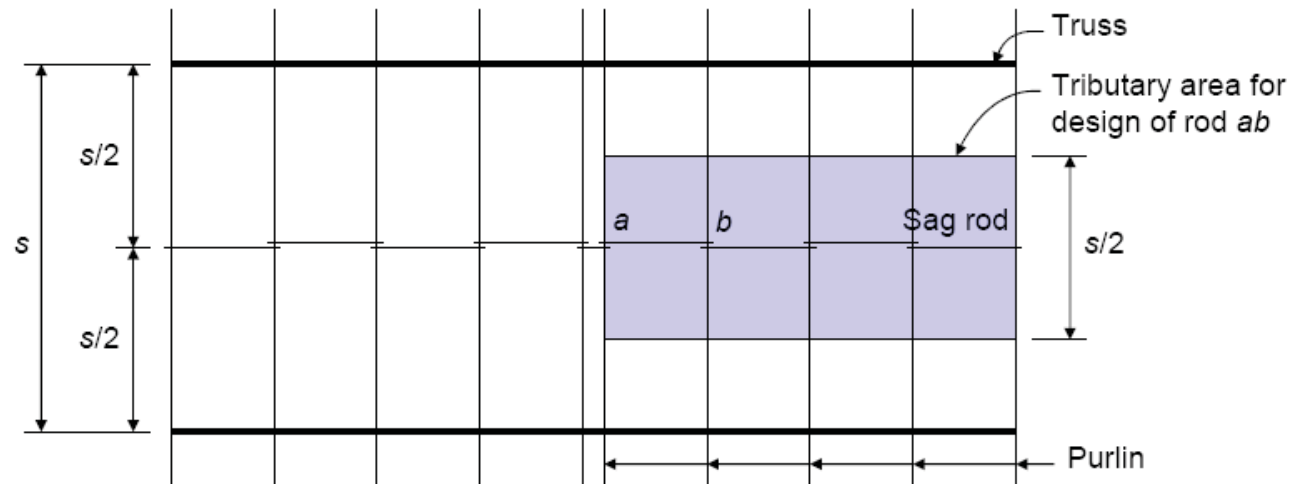
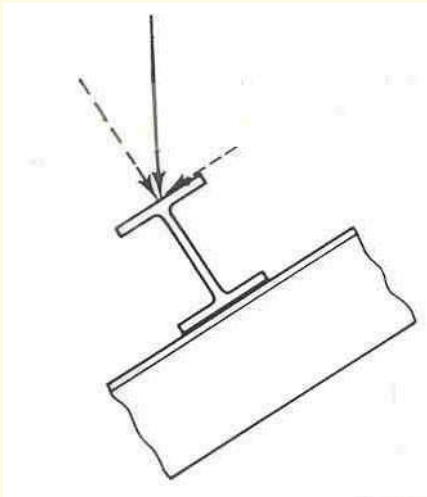


طراحی میل مهارها

Design of Sag Rods

میل مهارها برای تحمل بخشی از بارهای بام که به موازات بام عمل می کنند طراحی می شوند.

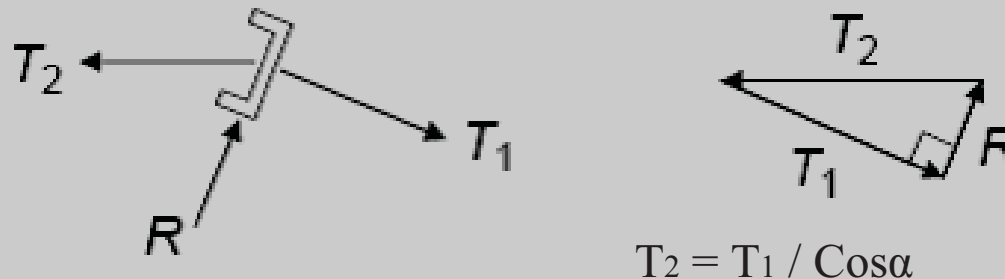
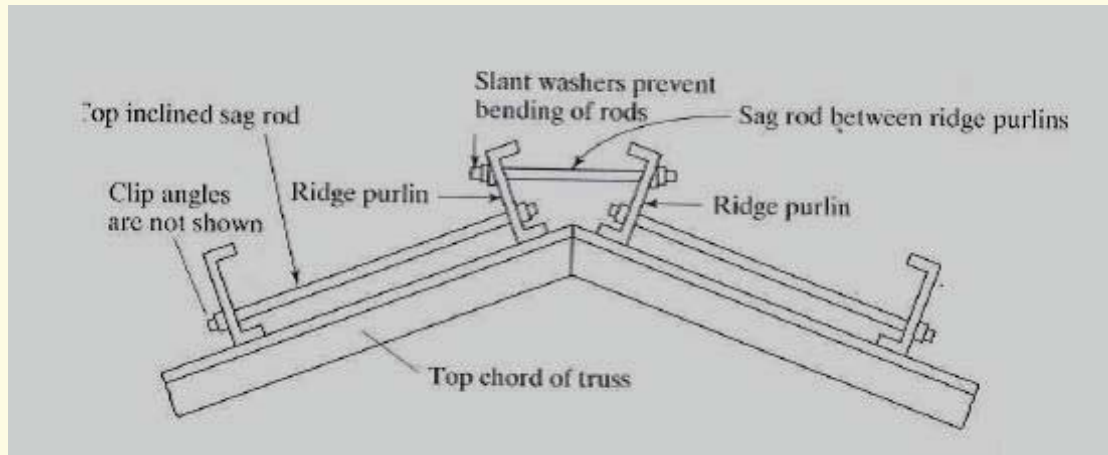
بنا به فرض هر قطعه ای از میل مهار بین لایه ها ، بار تمام قسمت های زیرین را تحمل می کند ؛ لذا میل مهار فوقانی باید برای سطح بارگیر میله که از راس تا پای خرپا است ، طراحی شود.



طراحی میل مهارها

Design of Sag Rods

میل مهار واقع در راس خرپا باید بار همه میل مهارهای دیگر در هر دو طرف خرپا را تحمل کند.



مثال ۴-۵

مطلوبست طراحی میل مهار سقف برای لایه‌های خریای شکل (۳-۴)، این لایه‌ها در $\frac{1}{3}$ دهانه دارای میل مهار خواهند بود و قطر حداقل میل مهار 12 mm است. دهانه لایه‌ها 6.3 m انتخاب شده است. پوشش سقف از نوع ورقهای سرامیکی با وزن 77 kg/m^2 و شدت بار برف در منطقه 100 kg/m^2 است. جزییات اتصالات میل مهار سقف در شکلهای (۳-۴) و (۴-۴) نشان داده شده است. در این شکلها خطوط چین روش اجرایی استفاده از قطعات کششی و فشاری را به منظور بالا بردن استحکام باربری سازه نشان می‌دهد (حالتی که معمولاً هرگاه بار برف در یک سمت ساز به دلیل وزش باد انباشته گردد مورد نیاز خواهد بود).

حل:

بارهای ثقلی وارد بر واحد مترمربع سقف به صورت شیب‌دار:

$$\text{لایه‌ها} = \frac{7 \times 16}{11.38} = 9.84 \text{ kg/m}^2 (\text{daN/m}^2)$$

$$\text{بار برف} = 100 \times \frac{3}{\sqrt{10}} = 94.9 \text{ kg/m}^2 (\text{daN/m}^2)$$

$$\text{سرامیک سقف} = 77 \text{ kg/m}^2 (\text{daN/m}^2)$$

$$w_u = 1.2(9.84 + 77) + 0.5(94.9) = 151.7 \text{ kg/m}^2$$

$$w_u = 1.2(9.84 + 77) + 1.6(94.9) = 256.0 \text{ kg/m}^2$$

$$(\text{مؤلفه موازی سقف بار وارده}) = \frac{1}{\sqrt{10}}(256) = 80.97 \text{ kg/m}^2$$

$$(\text{بار وارده بر میل مهار}) = 11.38 \left(\frac{6.3}{3} \right) (80.97) = 1935 = 1935 \text{ kg} (\text{daN})$$

$$A_D = \frac{1935}{0.75(0.75)(3700)} = 0.93 \text{ cm}^2$$

می‌توان از میلگرد به قطر ۱۲ mm استفاده کرد.

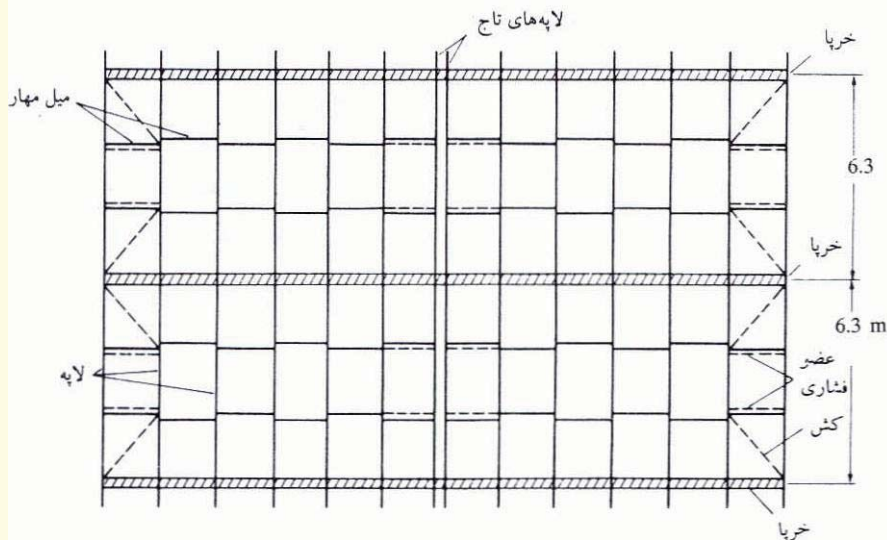
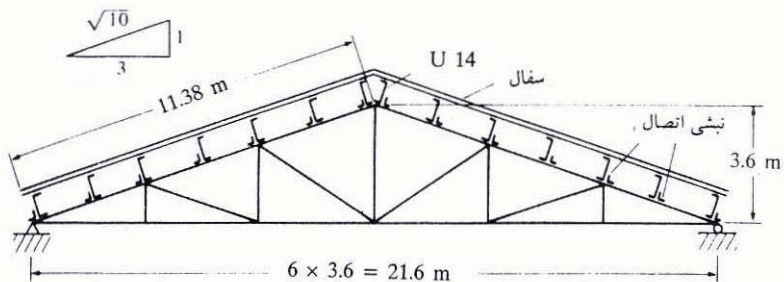
$$A_D = 1.13 \text{ cm}^2$$

مقدار نیرو در میل مهار واقع شده در رأس خریا:

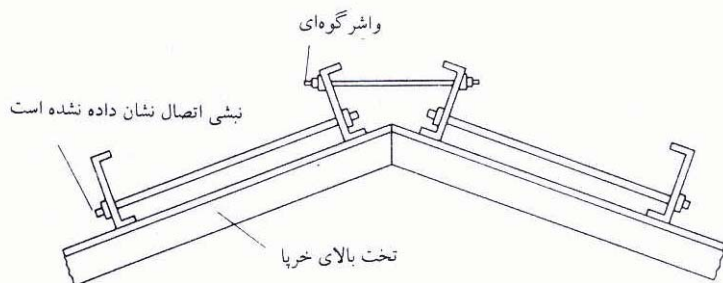
$$T = \frac{\sqrt{10}}{3} (1935) = 2040 \text{ kg}$$

$$A_D = \frac{2040}{0.75(0.75)(3700)} = 0.98 \text{ cm}^2$$

می‌توان از میل مهار 12 mm استفاده کرد.



شکل ۳-۴ نقشه تیرریزی لایه‌ها



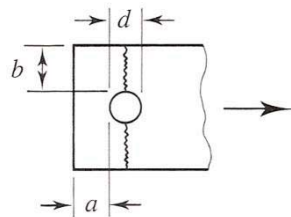
شکل ۴-۴ جزییات اجرایی میل مهار

اعضای کششی با اتصالات لولایی

PIN-CONNECTED MEMBERS

برای ایجاد یک اتصال عاری از خمش ، سوراخی در عضو و قطعات متصل به آن ایجاد کرده و یک پین از سوراخ گذرانده می‌شود.

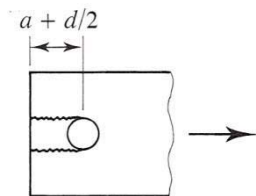
مقاومت کششی طراحی به روش LRFD ، و نیز P_n / Ω مقاومت کششی مجاز به روش ASD باید براساس حالات حدی زیر تعیین شود :
(AISC05 D5.1 p.16.1-28 و صفحه ۱۶۷ مبحث دهم)



(a) Fracture of net section

الف) گسیختگی کششی در سطح مقطع موثر خالص :

$$\phi_t = 0.75, \Omega_t = 2.00, P_n = 2tb_{\text{eff}}F_u$$



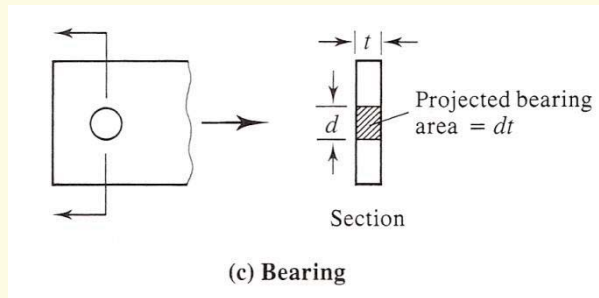
(b) Longitudinal shear

ب) گسیختگی برشی در سطح مقطع موثر :

$$\phi_{\text{sf}} = 0.75, \Omega_{\text{sf}} = 2.00, P_n = 0.6F_u A_{\text{sf}}$$

اعضای کششی با اتصالات لولایی

PIN-CONNECTED MEMBERS



پ) مقاومت اتکایی در سطح تصویر شده قلم لولا (پین):

$$\Omega = 2.00, P_n = 1.8F_y A_{pb}, \quad \phi = 0.75$$

ت) تسلیم در سطح مقطع کل:

$$\Omega_t = 1.67, P_n = F_y A_g, \quad \phi_t = 0.75$$

که در این روابط:

t = ضخامت ورق

$$b_{\text{eff}} = 2t + 0.63, \text{ in. } (= 2t + 16, \text{ mm}) \leq b$$

b = فاصله لبه سوراخ تا لبه عضو در راستای عمود بر نیروی وارده

$$A_{\text{sf}} = 2t(a + d/2),$$

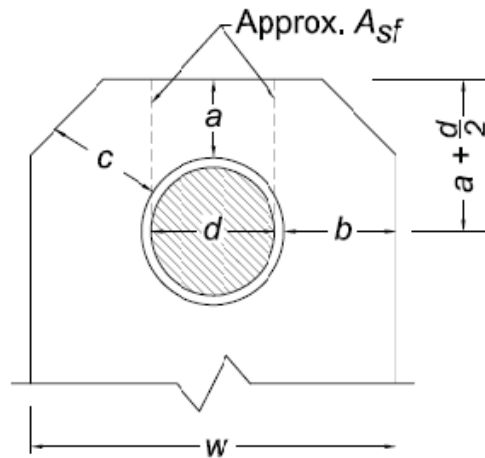
a = کوتاه ترین فاصله لبه سوراخ تا لبه عضو در امتداد نیرو

d = قطر پین

$$A_{\text{pb}} = \text{سطح تصویر شده پین} = dt$$

اعضای با اتصالات لولایی – محدودیت های ابعادی تسمه های لولا شده

PIN-CONNECTED MEMBERS - DIMENSIONAL REQUIREMENTS



Dimensional Requirements

1. $a \geq \frac{4}{3} b_{eff}$
2. $w \geq 2b_{eff} + d$
3. $c \geq a$

where

$$b_{eff} = 2t + 0.625 \text{ in. (16 mm)} \leq b$$

محدودیت های ابعادی برای اعضای با اتصالات مفصلی طبق AISC05 D5.2 p.16.1-30 و نیز مبحث دهم صفحه ۱۶۶ در شکل زیر نشان داده شده است :

EYEBARS

- تسمه سرپهن نوع خاصی از عضو با اتصال مفصلی است که در آن قطر انتهایی سوراخدار توسعه داده شده است.
- مقاومت کششی موجود تسمه های سرپهن به طریقی مشابه حالت کلی اعضای کششی تعیین می شود. (براساس ضوابط AISC D2)،
- با این تفاوت که، A_g برابر با سطح مقطع بدنه تسمه در نظر گرفته می شود.
- محدودیت های ابعادی برای تسمه های سرپهن طبق ضوابط AISC05 D6.2 p.16.1-30 و نیز مبحث دهم صفحه ۱۷۱ در شکل زیر نشان داده شده است :

Dimensional Requirements

$t \geq 1/2$ in. (13mm) (Exception is provided in D6.2)

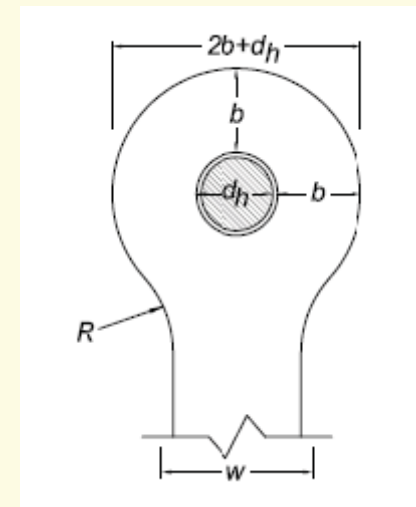
$w \leq 8t$

$d \geq 7/8w$

$d_h \leq d + 1/32$ in. (1mm)

$R \geq d_h + 2b$

$2/3w \leq b \leq 3/4w$ (Upper limit is for calculation purposes only)



اعضای کششی مرکب - براساس ضوابط AISC

Built-Up Tension Members-According to AISC D.4 p16.1-28

هرچند اعضای کششی مرکب چندان متداول نیستند لیکن ضوابط AISC ساخت اعضای کششی مرکب با استفاده از قیده‌های (بست‌ها، صفحات) موازی، مورب و صفحات پوششی سوراخدار را مجاز می‌داند.

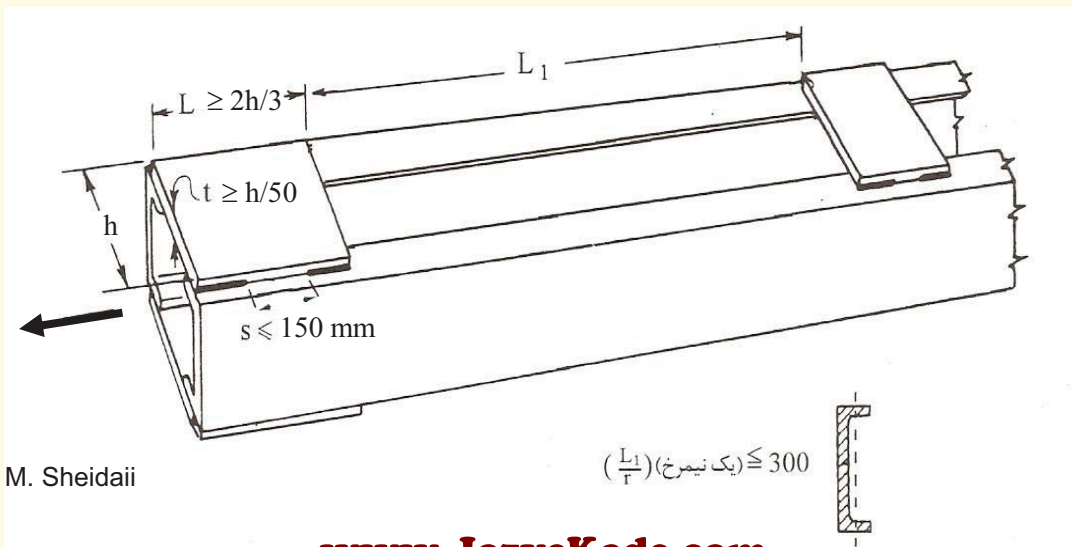
در رابطه با محدودیت‌های وضع شده در زمینه فاصله طولی ابزار اتصال (connectors) اجزای با اتصال ممتد متشکل از یک ورق و یک نیمرخ، یا دو ورق، به ضوابط AISC J3.5 مراجعه شود.

در وجه باز اعضای کششی مرکب استفاده از ورق‌های پوششی سوراخدار و یا بست‌های موازی بدون چپ و راست مجاز است.

اعضای کششی مرکب - براساس ضوابط AISC

Built-Up Tension Members-According to AISC D.4 p16.1-28

- طول صفحات بست نباید کمتر از دو سوم فاصله بین خطوط جوش یا پیچ های اتصال آنها به اجزای عضو مرکب باشد.
- ضخامت این صفحات بست نباید کمتر از یک پنجاهم فاصله بین خطوط جوش یا پیچهای اتصال آنها به اجزای عضو مرکب باشد.
- فاصله طولی جوش ها یا پیچهای متناوب در صفحات بست نباید بیش از ۱۵۰ میلیمتر (۶ اینچ) باشد.
- فاصله بین ابزار اتصال از یکدیگر باید به اندازه ای باشد که ضریب لاغری هریک از اجزای کششی متصل شده بین این اتصالات ترجیها از ۳۰۰ بیشتر نشود.
- آیین نامه فولاد ایران نیز ضوابط تقریبا مشابهی را در صفحه ۱۶۶ مبحث دهم مطرح نموده است.



Compression Members

فصل چهارم - قسمت اول : اعضای فشاری

Compression Members

اعضای سازه ای که تحت نیروی فشاری محوری هستند (ستونها،
اعضای خرپا، سیستم های مهاربندی و ...).

به اعضای فشاری ضعیف تر بعضی مواقع **strut** گفته می شود.



Compression Members

■ تنش در مقطع ستون را می توان از رابطه زیر محاسبه کرد :

$$f = P/A$$

■ که فرض می شود به صورت یکنواخت در کل مقطع توزیع شده باشد.

■ این وضعیت ایده آل هیچگاه در عمل پیش نخواهد آمد. توزیع تنش در مقطع عضو به خاطر عوامل زیر غیر یکنواخت خواهد بود :

■ برون محوری تصادفی بار گذاری نسبت به مرکز سطح عضو،

■ مستقیم نبودن (خمیدگی) عضو، یا

■ تنش های پسماند در سطح مقطع عضو ناشی از عملیات ساخت.

■ برون محوری تصادفی و خمیدگی عضو می تواند باعث ایجاد لنگر خمشی در عضو شود. هر چند که، اینها لنگر ثانویه بوده و اغلب مورد نظر قرار می گیرند.

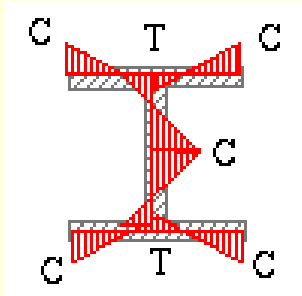
■ اگر لنگر خمشی بر عضو وارد شود نمی توان از اثرات خمشی صرف نظر کرد، اعضایی که تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی هستند تیر-ستون (beam-column) نامیده می شوند.

Residual Stresses

- تنش های پسماند و توزیع آنها، عوامل بسیار مهم تأثیرگذار در مقاومت ستونهای فولادی تحت بار محوری هستند (بخصوص برای ستونهای متداول با ضریب لاغری متغیر بین 40 تا 120)
- اجتناب ناپذیر - ناشی از سرد شدن غیر یکنواخت نیمرخها پس از نورد گرم، یا جوشکاری مقاطع مرکب.
- می توانند مقدار بسیار قابل توجهی داشته باشند (تا $0.5F_y$)

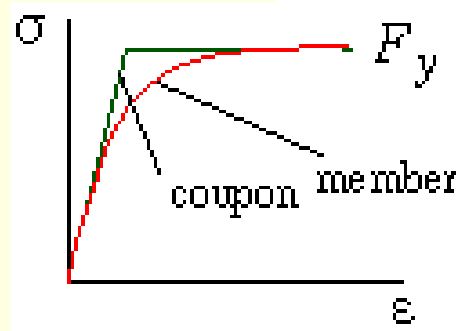
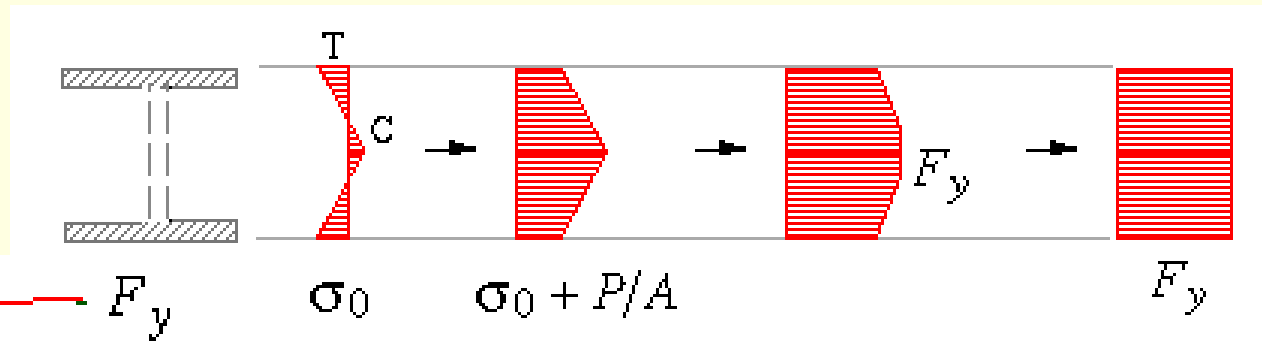
تنش های پسماند

Residual Stresses



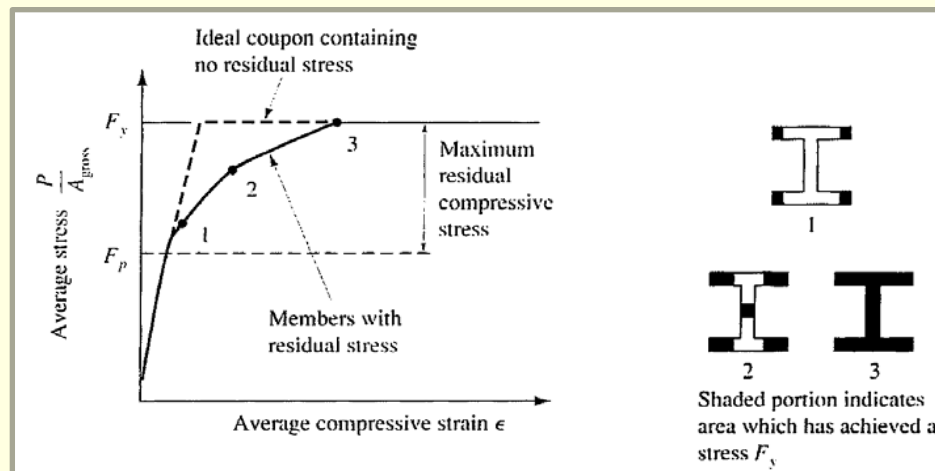
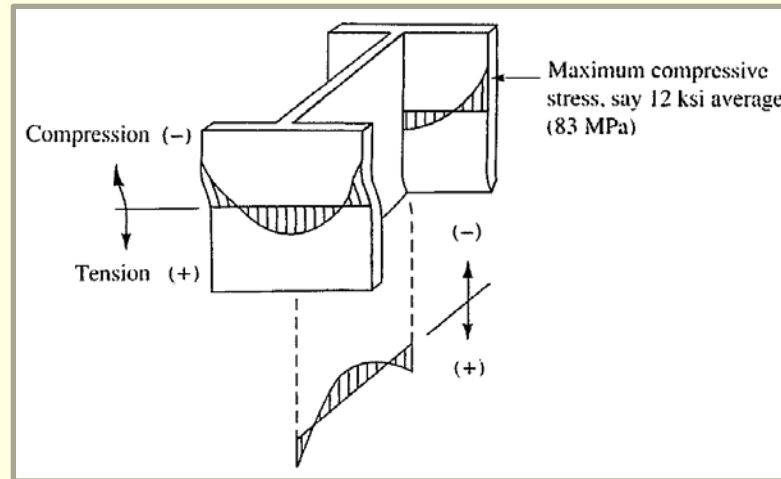
توزیع تنش های پسماند در مقطع یک نیمرخ بال پهن :

نحوه توزیع تنش در جان عضو در طی بارگذاری :



مقایسه منحنی بار-تغییر مکان منتجه با رفتار نمونه ایده آل

Residual Stresses



اثرات تنش های فشاری پسماند

Effects of Residual Compressive Stresses

- تسلیم زود هنگام (early yield) در بخش هایی از مقطع عرضی
- ایجاد رفتار غیرخطی قابل ملاحظه قبل از تسلیم کامل مقطع عرضی
- رفتار ستون مشابه ستونی با مقطع عرضی کاهش یافته است (فقط قسمت ارتجاعی مقطع ستون)
- این امر ممکن است در بعضی موارد باعث کاهش 25 درصدی در مقاومت عضو شود.

ستونها چطور می توانند خراب شوند؟

How can columns fail?



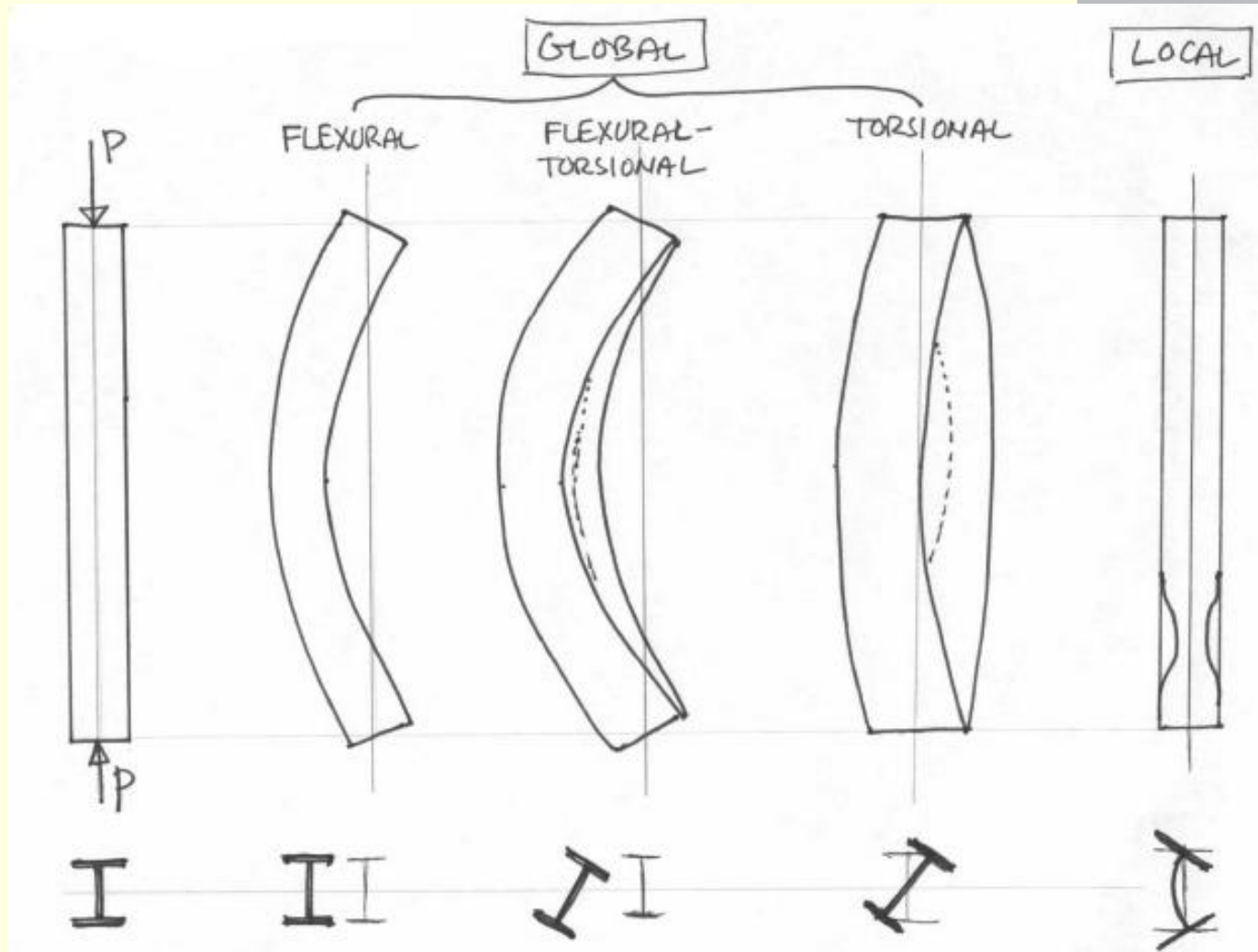
■ تسلیم فشاری (Compression Yielding)

■ کمانش کلی (Global Buckling)

- کمانش جانبی یا خمشی (Flexural or Lateral Buckling)
- کمانش پیچشی-خمشی (Flexural-Torsional Buckling)
- کمانش پیچشی (Torsional Buckling)

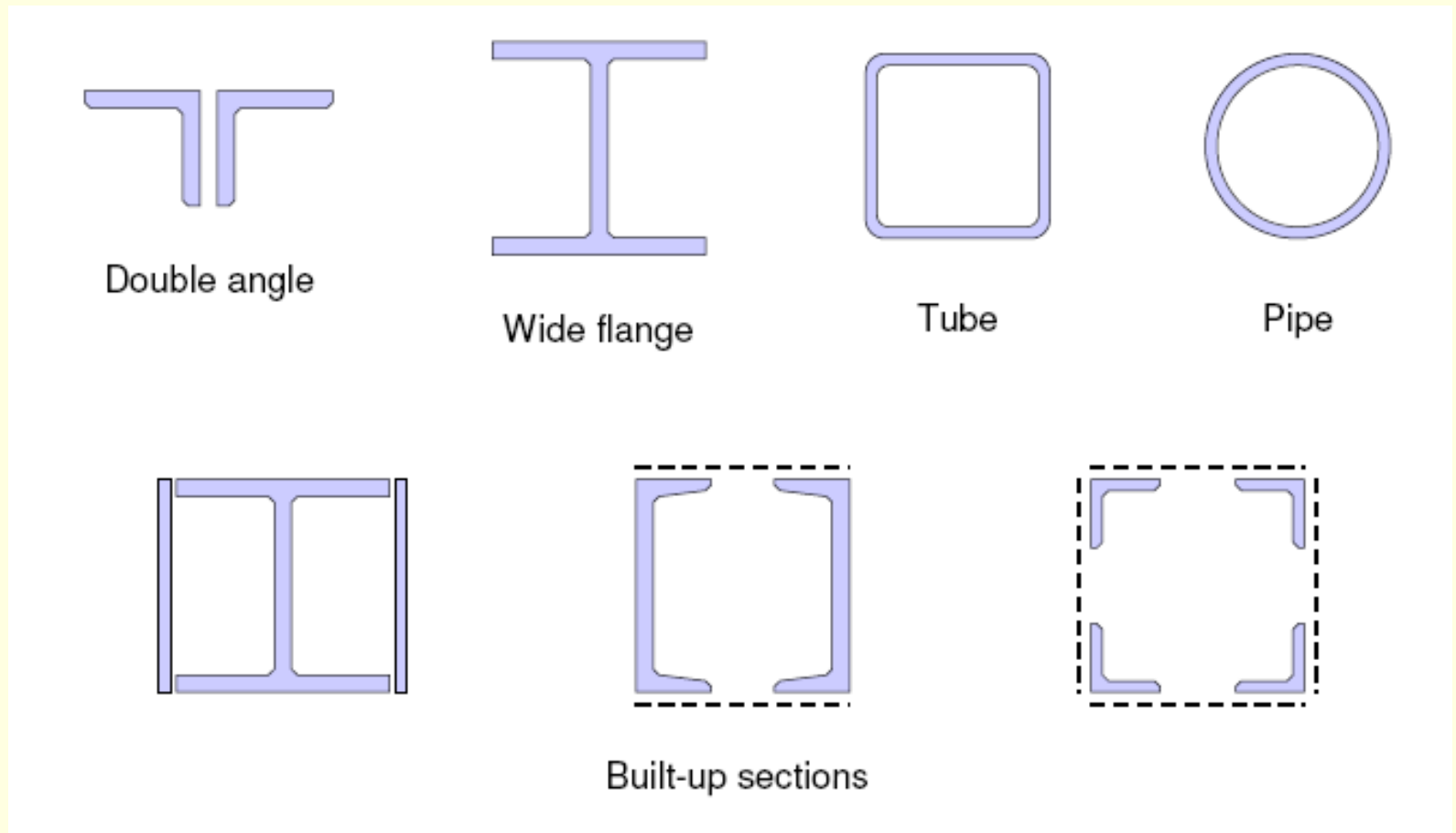
■ کمانش موضعی (Local Buckling)

Buckling Types



مقاطع متداول برای ستون

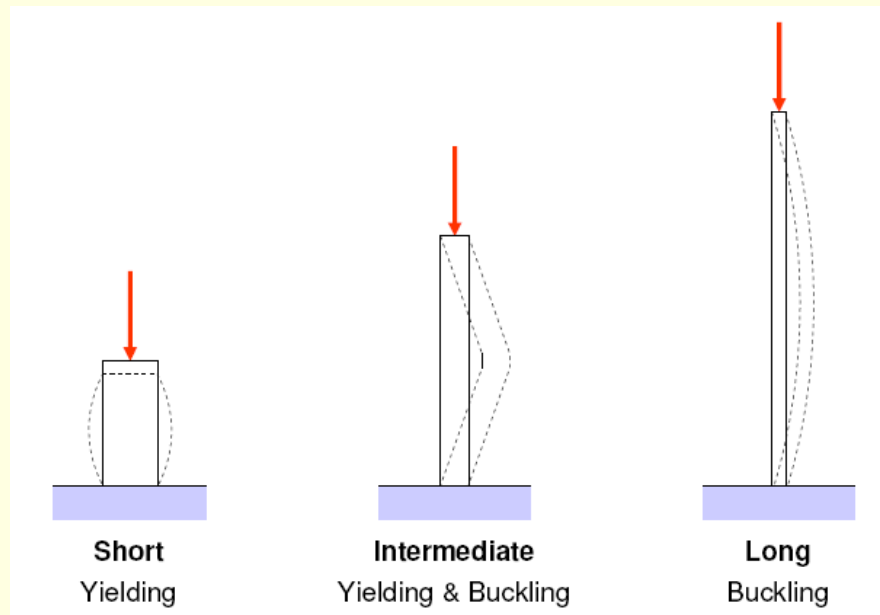
Sections used for Column



طبقه بندی رفتار ستون

Column Behavior Classification

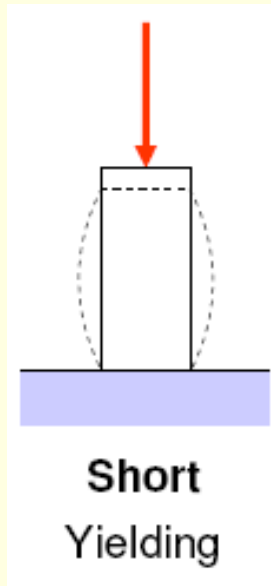
- ستونهای کوتاه – خرابی فشاری (Short Columns - Compression failure)
- ستونهای لاغر (بلند) – خرابی کمانشی (Slender (Long) Columns – Buckling failure)
- ستونهای متوسط – خرابی ترکیبی فشاری و پایداری (Intermediate Columns – combined compression and stability failure)



ستونهای کوتاه

Short Columns

■ مقاومت تسلیم و مساحت مقطع عرضی تعیین کننده ظرفیت ستون است.



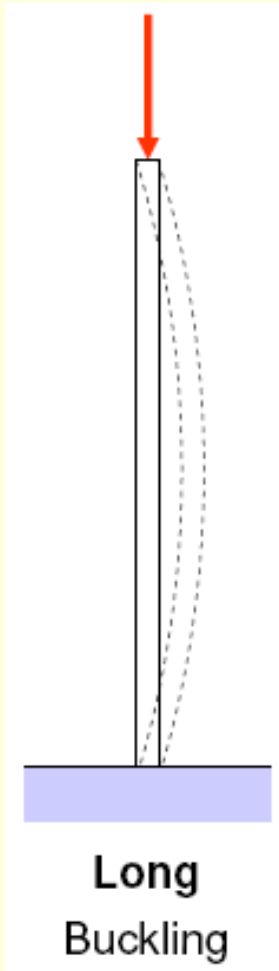
■ در سازه های فولادی خیلی متداول نیستند.

■ ظرفیت اسمی عضو برابر است با :

$$P_n = F_y A_g$$

ستونهای لاغر (بلند)

Slender (Long) Columns

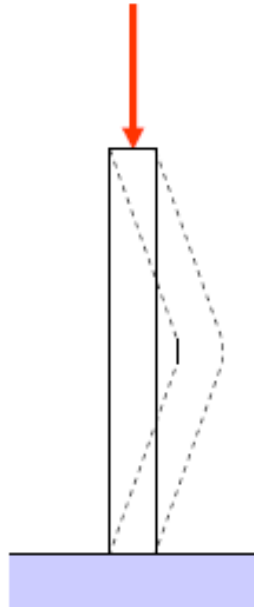


- غالباً کمانش خمشی تعیین کننده ظرفیت عضو است.
- ظرفیت عضو، بر اساس معادله اولر، مستقل از مقاومت تسلیم مصالح است.
- کمانش به صورت ارتجاعی است.
- ظرفیت عضو بسیار حساس به شرایط انتهایی عضو است :

$$P_e = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{L_{eff}^2}$$

$$\frac{P_e}{A} = F_e = \pi^2 \cdot \frac{E}{(L_{eff} / r)^2}$$

Intermediate Columns



Intermediate
Yielding & Buckling

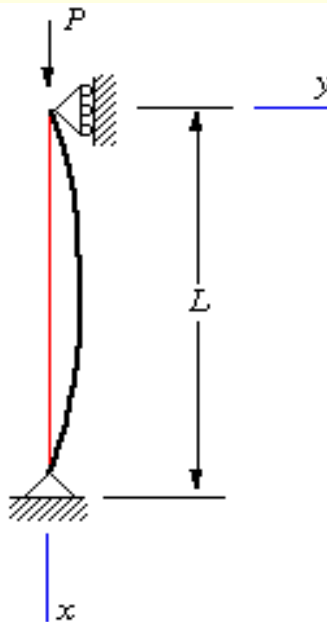
- مقاومت و پایداری تعیین کننده ظرفیت عضو است.
- کمانش به صورت غیر ارتجاعی است.
- تنش های پسماند بسیار تأثیرگذار در ظرفیت عضو هستند.

$$P_{Eng} = \pi^2 \cdot \frac{E_t \cdot I}{L_{eff}^2}$$

$$\frac{P_{Eng}}{A} = F_{Eng} = \pi^2 \cdot \frac{E_t}{(L_{eff} / r)^2}$$

The Euler Formula

معادله اساس حاکم بر کمانش خمشی ستون دو سر مفصلی در زیر آورده شده است :



Moment equation:
 $EIy'' = -Py$

Rearranged:
 $y'' + \frac{P}{EI}y = 0$

Boundary Conditions:
 $y(0) = y(L) = 0$

حل این معادله دیفرانسیلی (همگن، مرتبه دو، با ضرایب ثابت) عبارتست از :

$$y(x) = A \sin\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}x\right) + B \cos\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}x\right)$$

The Euler Formula

ضرایب ثابت A و B بر اساس شرایط مرزی ستون تعیین می شود :

$$y(0) = 0 \Rightarrow B = 0$$

$$y(L) = 0 \Rightarrow A = 0 \quad \underline{\text{OR}} \quad \sqrt{\frac{P}{EI}} L = n\pi$$

بر اساس رابطه فوق، برای بدست حل کمانشی، بار باید به یک مقدار بحرانی برسد :

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

برای اهداف طراحی، بهتر است عبارت فوق بر حسب تنش بحرانی نوشته شود (به جای بار بحرانی) :

$$P_{cr} = F_{cr} A_g = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \Rightarrow F_{cr} = \pi^2 E \frac{I/A_g}{L^2}$$

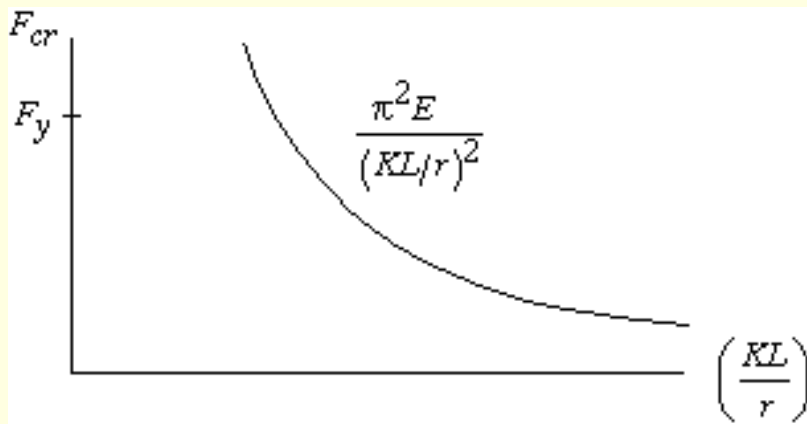
$$I = r^2 A_g \Rightarrow F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

The Euler Formula

برای شرایط تکیه گاهی بسیار کلی تر، روش تحلیل یکسان بوده - تنها تفاوت در عبارت لاغری خواهد بود. این تفاوت را می توان با تعریف ضریب طول مؤثر K ، که در رابطه کمانش ارتجاعی زیر آمده است، اعمال نمود :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad \text{or} \quad \frac{F_{cr}}{F_y} = \pi^2 \frac{E}{F_y} \frac{1}{(KL/r)^2}$$

این معادله، رابطه ای اساسی برای فهم رفتار کمانشی ستون بوده و به صورت ترسیمی زیر قابل نمایش است:



Elastic Buckling

بار کمانش بحرانی P_{cr} ، برای یک عضو فشاری لاغر بلند به صورت تئوریک با معادله اولر تعیین می شود:

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

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

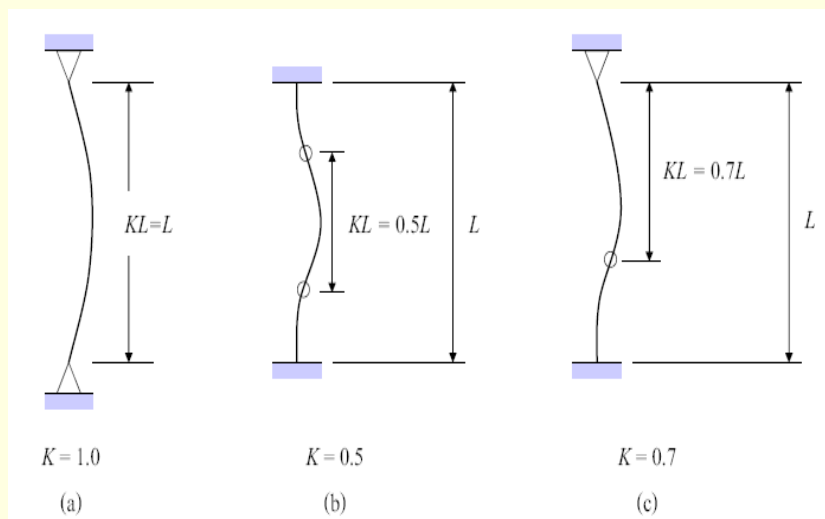
که :

r = شعاع ژیراسیون

KL/r = ضریب لاغری

K = ضریب طول مؤثر بر اساس شرایط

مرزی انتهای



ضریب طول مؤثر، K

Effective Length Factor, K

- شرایط انتهایی و تکیه گاهی تعیین کننده طول مؤثر است:
 - قيود دورانی
 - انتقال یا حرکت جانبی
- مقادیر K تقریبی برای طراحی عملی در AISC05 p. 16.1-240 آمده است (اسلاید بعدی).
- مقادیر تئوریک و پیشنهادی K با هم فرق دارند، زیرا وضعیت های گیرداری و لولایی کامل عملاً امکان پذیر نیست.

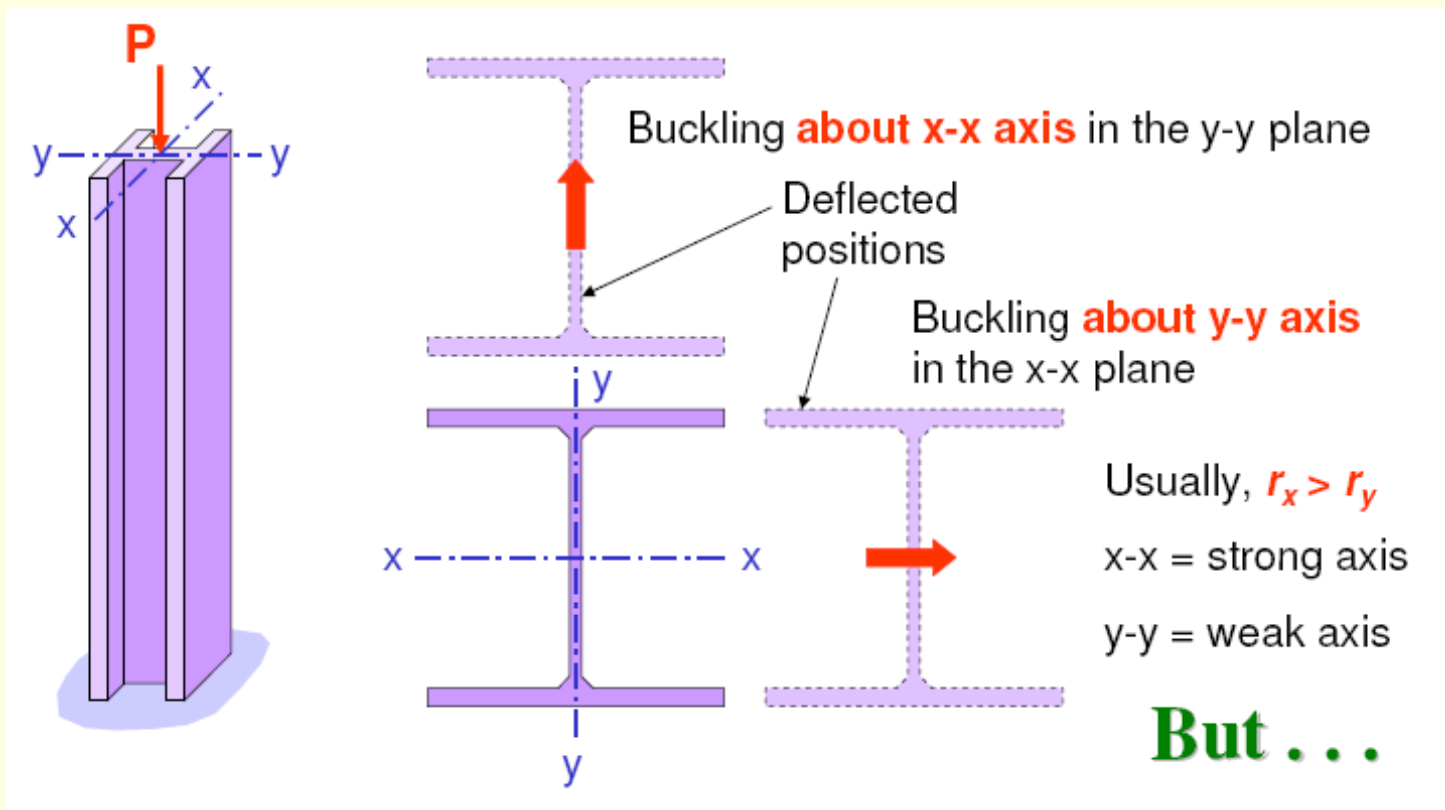
ضرب طول مؤثر، K

Effective Length Factor, K

TABLE C-C2.2 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	 <i>Rotation fixed and translation fixed</i> <i>Rotation free and translation fixed</i> <i>Rotation fixed and translation free</i> <i>Rotation free and translation free</i>					

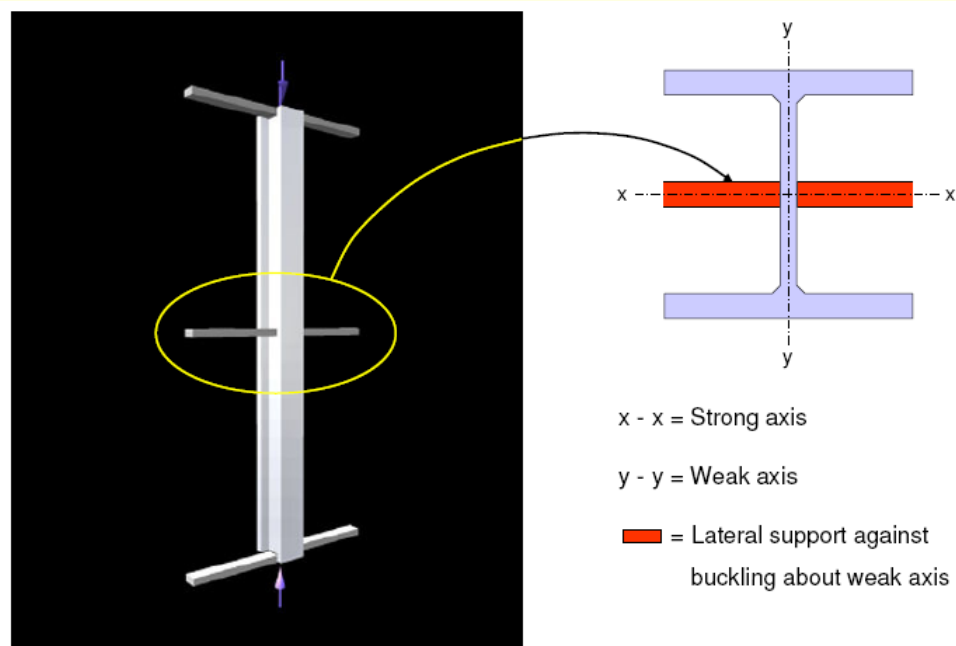
Buckling Axis

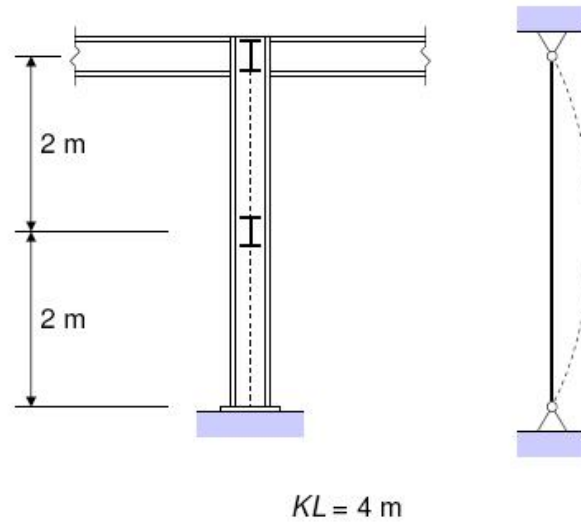
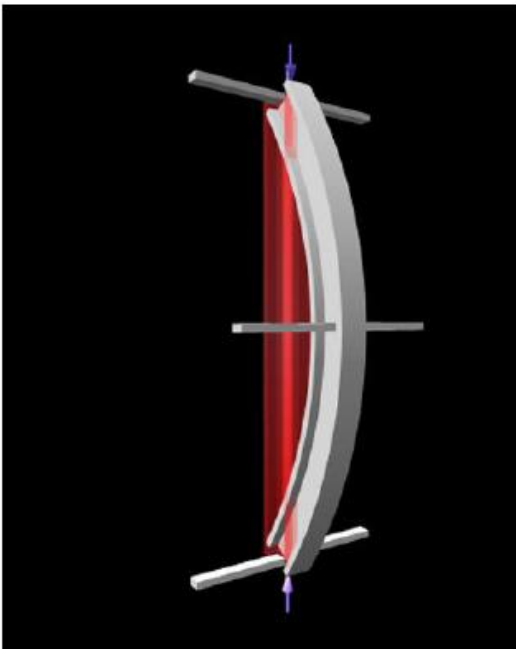
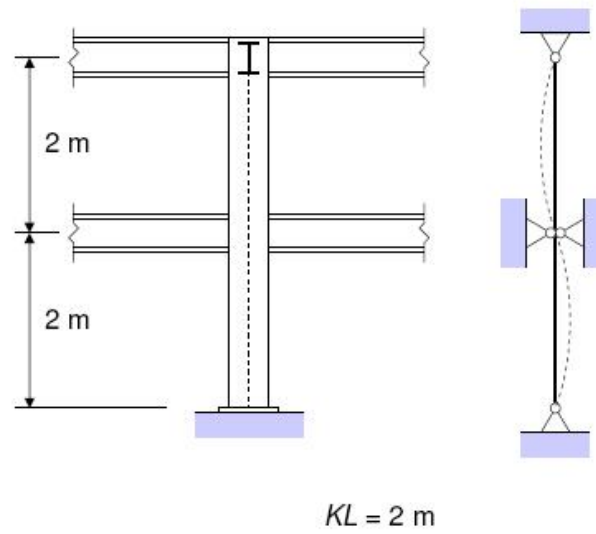
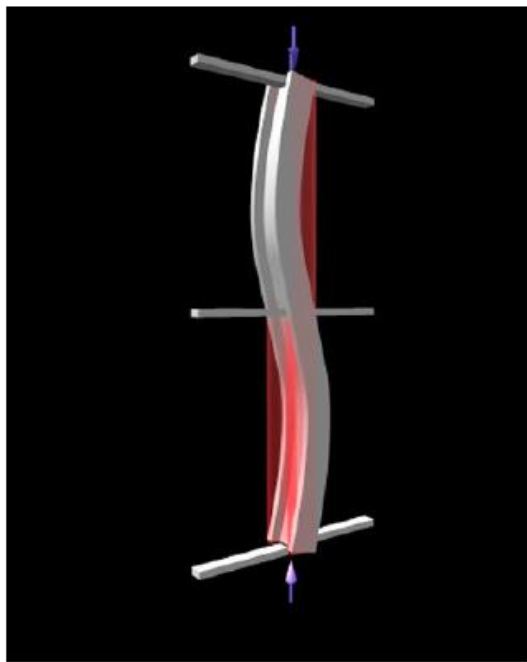
- ستونها معمولاً به صورت جانبی کمانه می کنند(مقطع عرضی حرکت جانبی می نماید).
- کمانش جانبی حول محوری که بیشترین مقدار L / r را دارد اتفاق می افتد.
- این محور معمولاً محور $y-y$ است، اما بایستی هر دو محور مورد بررسی قرار گیرند.



Buckling Axis

اگر عضو فشاری در کمانش حول دو محور اصلی شرایط تکیه گاهی متفاوتی داشته باشد، طول مؤثر برای دو راستا متفاوت خواهد بود و ضریب لاغری بزرگتر باید برای تعیین ظرفیت عضو مورد استفاده قرار گیرد.





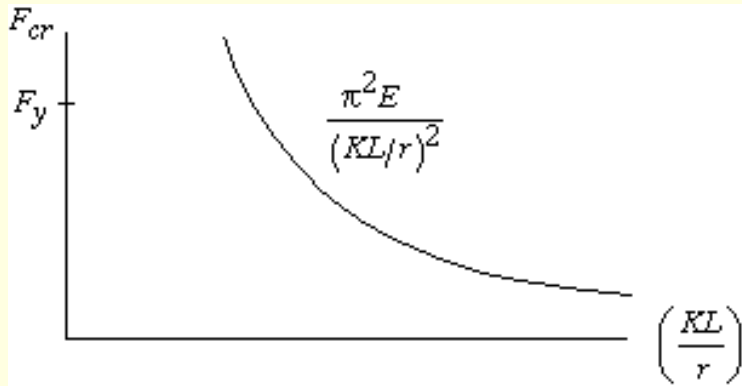
طراحی اعضای مهاربندی

Design of Bracing Members

- اعضای مهاربندی باید قادر به تأمین نیروهای جانبی لازم باشند، بدون اینکه خودشان کمانه کنند.
- نیروهایی که برای طراحی اعضای مهاربندی در نظر گرفته می شود کاملاً کوچک بوده و اغلب مقدار محافظه کارانه ای برابر با 0.02 بار طراحی ستون در نظر گرفته می شود.
- طرح و انتخاب مهارها را می توان نظیر سایر اعضای فشاری انجام داد.
- انتهای دیگر عضو مهاربند باید به اعضای دیگر به نحوی اتصال یابد که از جابجایی جانبی ستون جلوگیری نماید.

کمانش غیر ارتجاعی

Inelastic Buckling



■ منحنی اولر نشان می دهد که وقتی لاغری عضو به صفر نزدیک می شود ظرفیت آن به بی نهایت می رسد.

■ اما در واقع امکان تجاوز ظرفیت ستون از ظرفیت تسلیم مقطع کل وجود ندارد.

■ معادله اولر تا هنگامی صادق است که مصالح در تمام مقطع در محدوده ارتجاعی باشند.

■ برای ضرایب لاغری کوچکتر، مصالح وارد محدوده غیرارتجاعی شده و لذا معادله اولر قابل استفاده نخواهد بود.

Inelastic Buckling

عوامل متعدد دیگری نیز در محدوده غیر ارتجاعی وجود دارند که تحلیل ساده کمانش اولر آنها را به حساب نیاورده است :

- مستقیم نبودن عضو تأثیر قابل توجهی بر مقاومت کمانشی در محدوده غیر ارتجاعی دارد.
- تنش های پسماند در عضو ناشی از عملیات ساخت، باعث می شود تسلیم شدگی در مقطع بسیار زودتر از اینکه تنش یکنواخت $f = P/A$ به تنش تسلیم F_y برسد پدید می آید.
- شکل مقطع عرضی (C, I و ...) نیز بر مقاومت کمانش تأثیرگذار است.
- در محدوده غیر ارتجاعی، مصالح فولادی می توانند به سخت شدگی کرنشی برسند.

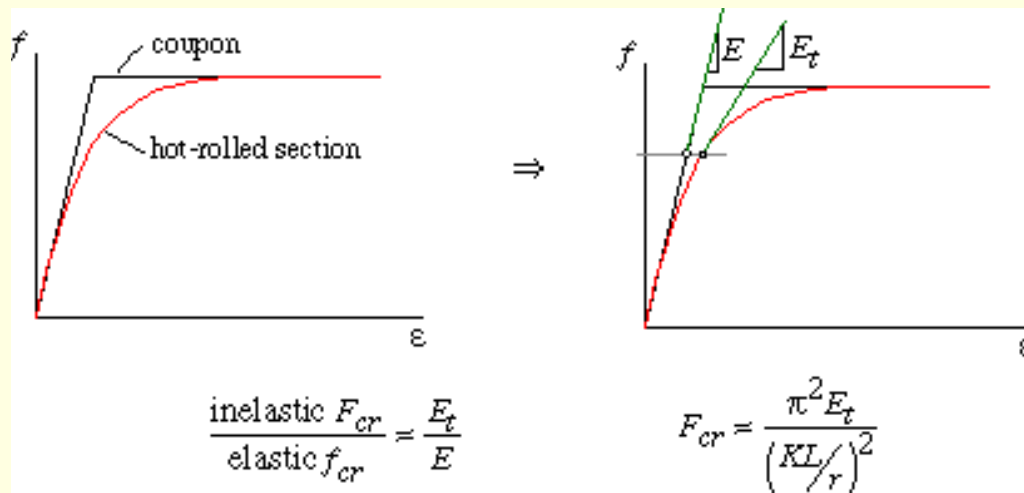
کمانش غیر ارتجاعی

Inelastic Buckling

مدل اولیه ای که در آن رفتار ستونهای کوتاهتر در نظر گرفته شده است بر پایه ملاحظات مربوط به گسترش تسلیم شدگی ناشی از نیروی محوری در سطح مقطع عضو استوار گردیده است.

رفتار تسلیم شدگی مقطع شدیداً متأثر از تنش های پسماند است.

همانطور که در شکل زیر نشان داده شده است، سختی مؤثر مقطع کاهش یافته است.

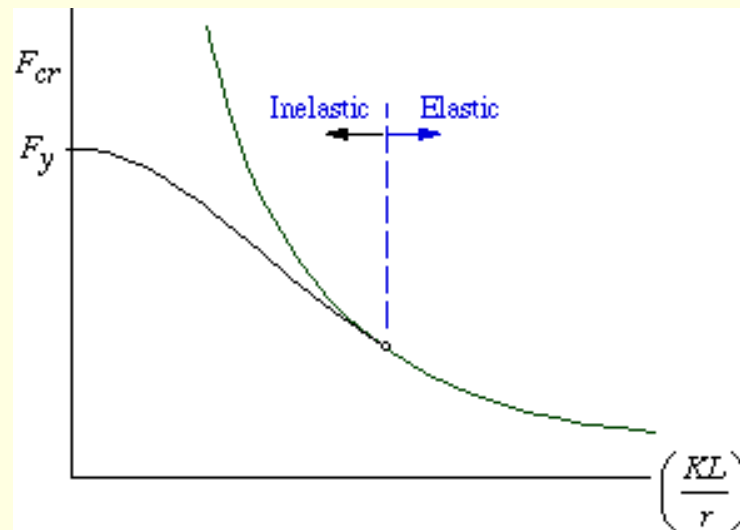


کمانش غیر ارتجاعی

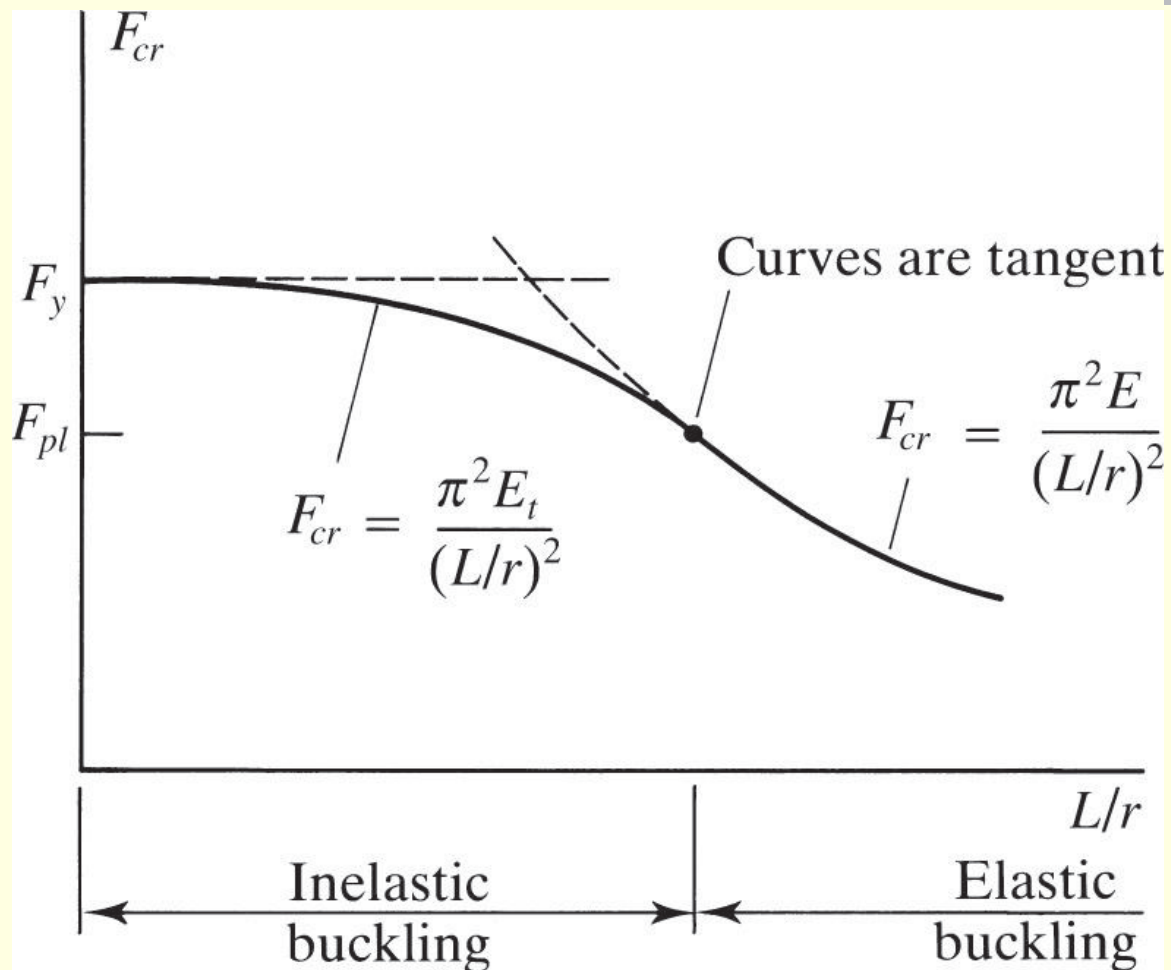
Inelastic Buckling

■ استفاده از چنین مقدار کاهش یافته ای در معادله اولر منجر به منحنی اصلاح شده ای مطابق شکل زیر می شود.

■ شکل عملی منحنی طراحی مورد استفاده برای بخش کمانش غیر ارتجاعی منحنی کمانش ستون، بصورت تجربی توسط آزمایشهای گسترده ای تعیین گردیده است.



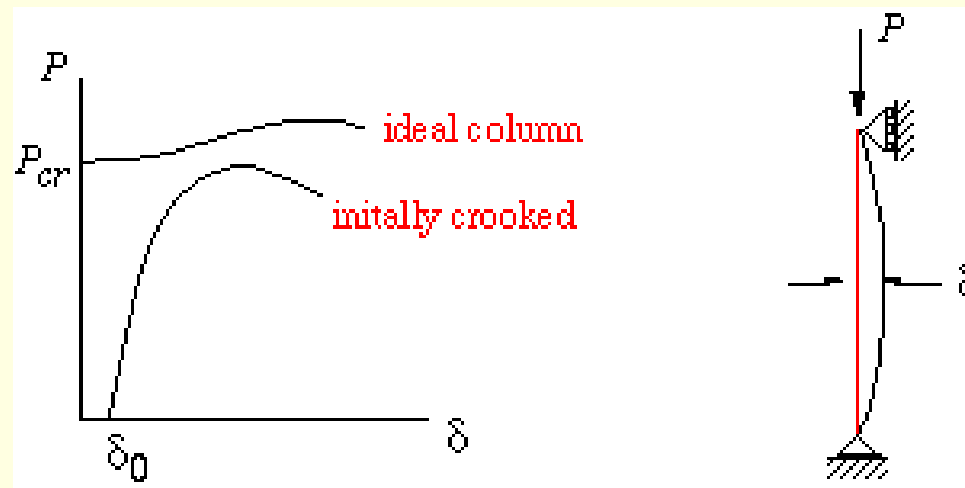
Column Strength Curve



ناکاملی های هندسی اولیه

Initial Geometric Imperfections

- عامل مهم تأثیرگذار دیگر در طراحی ستونها، اثر انحنای اولیه عضو است.
- در شکل زیر رفتار یک ستون ایده آل با ستونی که از اول کاملاً مستقیم نیست مقایسه شده است:



- این عامل باعث کاهش ظرفیت و سختی ستون می شود.

ضوابط AISC برای مقاومت عضو فشاری

AISC Specifications for Compression Member Strength

■ ضوابط AISC برای طراحی اعضای فشاری، که در AISC Chapter E p.16.1-32 بیان شده است، بر مبنای تحقیقات انجام شده در سالهای متمادی استوار گردیده است.

■ ضوابط آیین نامه فولاد ایران در طراحی اعضای فشاری نیز از آیین نامه AISC اقتباس گردیده و در بخش ۱۰-۲-۴ صفحه ۱۷۳ مبحث ششم آورده شده است.

■ در دستورالعمل های AISC برای طرح اعضای فشاری سه حالت حدی اصلی در نظر گرفته شده است:

- (i) کمانش کلی ارتجاعی (بر اساس معادله اولر)
- (ii) کمانش کلی غیر ارتجاعی (شامل حالت حدی تسلیم فشاری نیز هست)
- (iii) کمانش موضعی اجزای مقطع عرضی

■ این ضوابط در بر گیرنده کمانش ارتجاعی و غیر ارتجاعی ستونها شامل کلیه مباحث فوق الذکر (انحنای عضو، تنش های پسماند، برون محوری تصادفی و ...) می باشند.

ضوابط AISC برای مقاومت عضو فشاری

AISC Specifications for Compression Member Strength

$$P_n = F_{cr} A_g$$

مقاومت فشاری اسمی

$$\phi_c P_n = \text{مقاومت فشاری طراحی LRFD}$$

$$P_n / \Omega_c = \text{مقاومت فشاری مجاز ASD}$$

که :

F_{cr} = تنش بحرانی خمشی

A_g = سطح مقطع کل

LRFD Method

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

P_u = مقاومت نهایی لازم از تحلیل سازه تحت ترکیبات بار ضریب دار

$\phi_c = 0.90$ ضریب مقاومت برای فشار

$\phi_c P_n$ = مقاومت فشاری طراحی

ASD Method

$$P_a \leq \frac{P_n}{\Omega_c}$$

P_a = مقاومت لازم از تحلیل سازه تحت ترکیبات بارگذاری بهره برداری

Ω_c = safety factor compression = 1.67 ضریب ایمنی برای فشار

P_n / Ω_c = allowable compressive strength مقاومت فشاری مجاز

ASD – Allowable Stress

$$f_a \leq F_a$$

f_a = computed axial compressive stress = P_a / A_g تنش فشاری محوری محاسبه شده

F_a = allowable axial compressive stress تنش فشاری محوری مجاز

$$= \frac{F_{cr}}{\Omega_c} = \frac{F_{cr}}{1.67} = 0.6 F_{cr}$$

مقاومت فشاری برای کمانش خمشی در اعضای بدون اجزای لاغر

Compressive Strength for Flexural Buckling of Members without Slender Elements

The design compressive strength is $\phi_c P_n$ with $\phi_c = 0.90$

The *nominal compressive strength*, P_n , shall be determined based on the *limit state of flexural buckling*.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

The *flexural buckling stress*, F_{cr} , is determined as follows:

(a) When $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $F_e \geq 0.44 F_y$)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

(b) When $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $F_e < 0.44 F_y$)

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

where

F_e = elastic critical buckling stress determined according to Equation E3-4, Section E4, or the provisions of Section C2, as applicable, ksi (MPa)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (\text{E3-4})$$

The limiting slenderness ratio $\frac{KL}{r_{\min}} \leq 200$

Design Stress for Compression Member of $F_y=2333 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi_c=0.9$

KL/r	$\phi_c F_{cr}$	KL/r	$\phi_c F_{cr}$	KL/r	$\phi_c F_{cr}$	KL/r	$\phi_c F_{cr}$	KL/r	$\phi_c F_{cr}$
1	2100	41	1932	81	1517	121	1017	161	600
2	2099	42	1924	82	1505	122	1005	162	593
3	2099	43	1916	83	1493	123	993	163	586
4	2098	44	1908	84	1481	124	981	164	579
5	2097	45	1899	85	1468	125	969	165	572
6	2096	46	1891	86	1456	126	957	166	565
7	2095	47	1882	87	1443	127	945	167	558
8	2093	48	1873	88	1431	128	933	168	551
9	2091	49	1864	89	1418	129	921	169	545
10	2089	50	1855	90	1406	130	909	170	539
11	2087	51	1846	91	1393	131	898	171	532
12	2085	52	1837	92	1381	132	886	172	526
13	2082	53	1827	93	1368	133	874	173	520
14	2079	54	1817	94	1356	134	863	174	514
15	2076	55	1808	95	1343	135	852	175	508
16	2073	56	1798	96	1330	136	840	176	502
17	2070	57	1788	97	1318	137	829	177	497
18	2066	58	1778	98	1305	138	818	178	491
19	2062	59	1767	99	1292	139	806	179	486
20	2059	60	1757	100	1280	140	794	180	480
21	2054	61	1746	101	1267	141	783	181	475
22	2050	62	1736	102	1254	142	772	182	470
23	2045	63	1725	103	1242	143	761	183	465
24	2041	64	1714	104	1229	144	751	184	460
25	2036	65	1703	105	1216	145	740	185	455
26	2031	66	1692	106	1204	146	730	186	450
27	2025	67	1681	107	1191	147	720	187	445
28	2020	68	1670	108	1178	148	711	188	440
29	2014	69	1659	109	1166	149	701	189	436
30	2008	70	1647	110	1153	150	692	190	431
31	2002	71	1636	111	1141	151	683	191	427
32	1996	72	1624	112	1128	152	674	192	422
33	1989	73	1613	113	1116	153	665	193	418
34	1983	74	1601	114	1103	154	656	194	414
35	1976	75	1589	115	1091	155	648	195	409
36	1969	76	1577	116	1078	156	640	196	405
37	1962	77	1565	117	1066	157	631	197	401
38	1955	78	1554	118	1054	158	623	198	397
39	1947	79	1541	119	1041	159	616	199	393
40	1940	80	1529	120	1029	160	608	200	389

Table 4-22
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
1	21.0	31.5	1	21.6	32.4	1	25.1	37.8	1	27.5	41.4	1	29.9	45.0
2	21.0	31.5	2	21.6	32.4	2	25.1	37.8	2	27.5	41.4	2	29.9	45.0
3	20.9	31.5	3	21.5	32.4	3	25.1	37.8	3	27.5	41.4	3	29.9	45.0
4	20.9	31.5	4	21.5	32.4	4	25.1	37.8	4	27.5	41.4	4	29.9	44.9
5	20.9	31.5	5	21.5	32.4	5	25.1	37.7	5	27.5	41.3	5	29.9	44.9
6	20.9	31.4	6	21.5	32.3	6	25.1	37.7	6	27.5	41.3	6	29.9	44.9
7	20.9	31.4	7	21.5	32.3	7	25.1	37.7	7	27.5	41.3	7	29.8	44.8
8	20.9	31.4	8	21.5	32.3	8	25.1	37.7	8	27.4	41.2	8	29.8	44.8
9	20.9	31.4	9	21.5	32.3	9	25.0	37.6	9	27.4	41.2	9	29.8	44.7
10	20.9	31.3	10	21.4	32.2	10	25.0	37.6	10	27.4	41.1	10	29.7	44.7
11	20.8	31.3	11	21.4	32.2	11	25.0	37.5	11	27.3	41.1	11	29.7	44.6
12	20.8	31.3	12	21.4	32.2	12	24.9	37.5	12	27.3	41.0	12	29.6	44.5
13	20.8	31.2	13	21.4	32.1	13	24.9	37.4	13	27.2	40.9	13	29.6	44.4
14	20.7	31.2	14	21.3	32.1	14	24.8	37.3	14	27.2	40.9	14	29.5	44.4
15	20.7	31.1	15	21.3	32.0	15	24.8	37.3	15	27.1	40.8	15	29.5	44.3
16	20.7	31.1	16	21.3	32.0	16	24.8	37.2	16	27.1	40.7	16	29.4	44.2
17	20.7	31.0	17	21.2	31.9	17	24.7	37.1	17	27.0	40.6	17	29.3	44.1
18	20.6	31.0	18	21.2	31.9	18	24.7	37.1	18	27.0	40.5	18	29.2	43.9
19	20.6	30.9	19	21.2	31.8	19	24.6	37.0	19	26.9	40.4	19	29.2	43.8
20	20.5	30.9	20	21.1	31.7	20	24.5	36.9	20	26.8	40.3	20	29.1	43.7
21	20.5	30.8	21	21.1	31.7	21	24.5	36.8	21	26.7	40.2	21	29.0	43.6
22	20.4	30.7	22	21.0	31.6	22	24.4	36.7	22	26.7	40.1	22	28.9	43.4
23	20.4	30.7	23	21.0	31.5	23	24.3	36.6	23	26.6	40.0	23	28.8	43.3
24	20.3	30.6	24	20.9	31.4	24	24.3	36.5	24	26.5	39.8	24	28.7	43.1
25	20.3	30.5	25	20.9	31.4	25	24.2	36.4	25	26.4	39.7	25	28.6	43.0
26	20.2	30.4	26	20.8	31.3	26	24.1	36.3	26	26.3	39.6	26	28.5	42.8
27	20.2	30.3	27	20.7	31.2	27	24.0	36.1	27	26.2	39.4	27	28.4	42.7
28	20.1	30.3	28	20.7	31.1	28	24.0	36.0	28	26.1	39.3	28	28.3	42.5
29	20.1	30.2	29	20.6	31.0	29	23.9	35.9	29	26.0	39.1	29	28.2	42.3
30	20.0	30.1	30	20.6	30.9	30	23.8	35.8	30	25.9	39.0	30	28.0	42.1
31	20.0	30.0	31	20.5	30.8	31	23.7	35.6	31	25.8	38.8	31	27.9	41.9
32	19.9	29.9	32	20.4	30.7	32	23.6	35.5	32	25.7	38.6	32	27.8	41.8
33	19.8	29.8	33	20.4	30.6	33	23.5	35.4	33	25.6	38.5	33	27.7	41.6
34	19.8	29.7	34	20.3	30.5	34	23.4	35.2	34	25.5	38.3	34	27.5	41.4
35	19.7	29.6	35	20.2	30.4	35	23.3	35.1	35	25.4	38.1	35	27.4	41.2
36	19.6	29.5	36	20.1	30.3	36	23.2	34.9	36	25.2	37.9	36	27.2	40.9
37	19.5	29.4	37	20.1	30.1	37	23.1	34.8	37	25.1	37.8	37	27.1	40.7
38	19.5	29.3	38	20.0	30.0	38	23.0	34.6	38	25.0	37.6	38	26.9	40.5
39	19.4	29.1	39	19.9	29.9	39	22.9	34.4	39	24.9	37.4	39	26.8	40.3
40	19.3	29.0	40	19.8	29.8	40	22.8	34.3	40	24.7	37.2	40	26.6	40.0

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2
52	18.3	27.4	52	18.7	28.1	52	21.3	32.0	52	23.0	34.5	52	24.6	36.9
53	18.2	27.3	53	18.6	28.0	53	21.2	31.8	53	22.8	34.3	53	24.4	36.7
54	18.1	27.1	54	18.5	27.8	54	21.0	31.6	54	22.6	34.0	54	24.2	36.4
55	18.0	27.0	55	18.4	27.6	55	20.9	31.4	55	22.5	33.8	55	24.0	36.1
56	17.9	26.8	56	18.3	27.5	56	20.7	31.2	56	22.3	33.5	56	23.8	35.8
57	17.7	26.7	57	18.2	27.3	57	20.6	31.0	57	22.1	33.3	57	23.6	35.5
58	17.6	26.5	58	18.1	27.1	58	20.5	30.7	58	22.0	33.0	58	23.4	35.2
59	17.5	26.4	59	17.9	27.0	59	20.3	30.5	59	21.8	32.8	59	23.2	34.9
60	17.4	26.2	60	17.8	26.8	60	20.2	30.3	60	21.6	32.5	60	23.0	34.6
61	17.3	26.0	61	17.7	26.6	61	20.0	30.1	61	21.4	32.2	61	22.8	34.3
62	17.2	25.9	62	17.6	26.5	62	19.9	29.9	62	21.3	32.0	62	22.6	34.0
63	17.1	25.7	63	17.5	26.3	63	19.7	29.6	63	21.1	31.7	63	22.4	33.7
64	17.0	25.5	64	17.4	26.1	64	19.6	29.4	64	20.9	31.4	64	22.2	33.4
65	16.9	25.4	65	17.3	25.9	65	19.4	29.2	65	20.7	31.2	65	22.0	33.0
66	16.8	25.2	66	17.1	25.8	66	19.2	28.9	66	20.5	30.9	66	21.8	32.7
67	16.7	25.0	67	17.0	25.6	67	19.1	28.7	67	20.4	30.6	67	21.6	32.4
68	16.5	24.9	68	16.9	25.4	68	18.9	28.5	68	20.2	30.3	68	21.4	32.1
69	16.4	24.7	69	16.8	25.2	69	18.8	28.2	69	20.0	30.1	69	21.1	31.8
70	16.3	24.5	70	16.7	25.0	70	18.6	28.0	70	19.8	29.8	70	20.9	31.4
71	16.2	24.3	71	16.5	24.8	71	18.5	27.7	71	19.6	29.5	71	20.7	31.1
72	16.1	24.2	72	16.4	24.7	72	18.3	27.5	72	19.4	29.2	72	20.5	30.8
73	16.0	24.0	73	16.3	24.5	73	18.1	27.2	73	19.2	28.9	73	20.3	30.5
74	15.8	23.8	74	16.2	24.3	74	18.0	27.0	74	19.1	28.6	74	20.1	30.2
75	15.7	23.6	75	16.0	24.1	75	17.8	26.8	75	18.9	28.4	75	19.8	29.8
76	15.6	23.4	76	15.9	23.9	76	17.6	26.5	76	18.7	28.1	76	19.6	29.5
77	15.5	23.3	77	15.8	23.7	77	17.5	26.3	77	18.5	27.8	77	19.4	29.2
78	15.4	23.1	78	15.6	23.5	78	17.3	26.0	78	18.3	27.5	78	19.2	28.8
79	15.2	22.9	79	15.5	23.3	79	17.1	25.8	79	18.1	27.2	79	19.0	28.5
80	15.1	22.7	80	15.4	23.1	80	17.0	25.5	80	17.9	26.9	80	18.8	28.2

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35\text{ksi}$		$F_y = 36\text{ksi}$		$F_y = 42\text{ksi}$		$F_y = 46\text{ksi}$		$F_y = 50\text{ksi}$						
$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
81	15.0	22.5	81	15.3	22.9	81	16.8	25.3	81	17.7	26.6	81	18.5	27.9
82	14.9	22.3	82	15.1	22.7	82	16.6	25.0	82	17.5	26.3	82	18.3	27.5
83	14.7	22.1	83	15.0	22.5	83	16.5	24.8	83	17.3	26.0	83	18.1	27.2
84	14.6	22.0	84	14.9	22.3	84	16.3	24.5	84	17.1	25.8	84	17.9	26.9
85	14.5	21.8	85	14.7	22.1	85	16.1	24.3	85	16.9	25.5	85	17.7	26.5
86	14.4	21.6	86	14.6	22.0	86	16.0	24.0	86	16.7	25.2	86	17.4	26.2
87	14.2	21.4	87	14.5	21.8	87	15.8	23.7	87	16.6	24.9	87	17.2	25.9
88	14.1	21.2	88	14.3	21.6	88	15.6	23.5	88	16.4	24.6	88	17.0	25.5
89	14.0	21.0	89	14.2	21.4	89	15.5	23.2	89	16.2	24.3	89	16.8	25.2
90	13.8	20.8	90	14.1	21.2	90	15.3	23.0	90	16.0	24.0	90	16.6	24.9
91	13.7	20.6	91	13.9	21.0	91	15.1	22.7	91	15.8	23.7	91	16.3	24.6
92	13.6	20.4	92	13.8	20.8	92	15.0	22.5	92	15.6	23.4	92	16.1	24.2
93	13.5	20.2	93	13.7	20.5	93	14.8	22.2	93	15.4	23.1	93	15.9	23.9
94	13.3	20.0	94	13.5	20.3	94	14.6	22.0	94	15.2	22.8	94	15.7	23.6
95	13.2	19.9	95	13.4	20.1	95	14.4	21.7	95	15.0	22.6	95	15.5	23.3
96	13.1	19.7	96	13.3	19.9	96	14.3	21.5	96	14.8	22.3	96	15.3	22.9
97	13.0	19.5	97	13.1	19.7	97	14.1	21.2	97	14.6	22.0	97	15.0	22.6
98	12.8	19.3	98	13.0	19.5	98	13.9	21.0	98	14.4	21.7	98	14.8	22.3
99	12.7	19.1	99	12.9	19.3	99	13.8	20.7	99	14.2	21.4	99	14.6	22.0
100	12.6	18.9	100	12.7	19.1	100	13.6	20.5	100	14.1	21.1	100	14.4	21.7
101	12.4	18.7	101	12.6	18.9	101	13.4	20.2	101	13.9	20.8	101	14.2	21.3
102	12.3	18.5	102	12.5	18.7	102	13.3	20.0	102	13.7	20.6	102	14.0	21.0
103	12.2	18.3	103	12.3	18.5	103	13.1	19.7	103	13.5	20.3	103	13.8	20.7
104	12.1	18.1	104	12.2	18.3	104	12.9	19.5	104	13.3	20.0	104	13.6	20.4
105	11.9	17.9	105	12.1	18.1	105	12.8	19.2	105	13.1	19.7	105	13.4	20.1
106	11.8	17.7	106	11.9	17.9	106	12.6	19.0	106	12.9	19.4	106	13.2	19.8
107	11.7	17.5	107	11.8	17.7	107	12.4	18.7	107	12.8	19.2	107	13.0	19.5
108	11.5	17.3	108	11.7	17.5	108	12.3	18.5	108	12.6	18.9	108	12.8	19.2
109	11.4	17.2	109	11.5	17.3	109	12.1	18.2	109	12.4	18.6	109	12.6	18.9
110	11.3	17.0	110	11.4	17.1	110	12.0	18.0	110	12.2	18.3	110	12.4	18.6
111	11.2	16.8	111	11.3	16.9	111	11.8	17.7	111	12.0	18.1	111	12.2	18.3
112	11.0	16.6	112	11.1	16.7	112	11.6	17.5	112	11.8	17.8	112	12.0	18.0
113	10.9	16.4	113	11.0	16.5	113	11.5	17.3	113	11.7	17.5	113	11.8	17.7
114	10.8	16.2	114	10.9	16.3	114	11.3	17.0	114	11.5	17.3	114	11.6	17.4
115	10.7	16.0	115	10.7	16.2	115	11.2	16.8	115	11.3	17.0	115	11.4	17.1
116	10.5	15.8	116	10.6	16.0	116	11.0	16.5	116	11.1	16.7	116	11.2	16.8
117	10.4	15.6	117	10.5	15.8	117	10.8	16.3	117	11.0	16.5	117	11.0	16.5
118	10.3	15.5	118	10.4	15.6	118	10.7	16.1	118	10.8	16.2	118	10.8	16.2
119	10.2	15.3	119	10.2	15.4	119	10.5	15.8	119	10.6	16.0	119	10.6	16.0
120	10.0	15.1	120	10.1	15.2	120	10.4	15.6	120	10.4	15.7	120	10.4	15.7

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35\text{ksi}$		$F_y = 36\text{ksi}$		$F_y = 42\text{ksi}$		$F_y = 46\text{ksi}$		$F_y = 50\text{ksi}$						
$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
121	9.91	14.9	121	10.0	15.0	121	10.2	15.4	121	10.3	15.4	121	10.3	15.4
122	9.79	14.7	122	9.85	14.8	122	10.1	15.2	122	10.1	15.2	122	10.1	15.2
123	9.67	14.5	123	9.72	14.6	123	9.93	14.9	123	9.94	14.9	123	9.94	14.9
124	9.55	14.3	124	9.59	14.4	124	9.78	14.7	124	9.78	14.7	124	9.78	14.7
125	9.43	14.2	125	9.47	14.2	125	9.62	14.5	125	9.62	14.5	125	9.62	14.5
126	9.31	14.0	126	9.35	14.0	126	9.47	14.2	126	9.47	14.2	126	9.47	14.2
127	9.19	13.8	127	9.22	13.9	127	9.32	14.0	127	9.32	14.0	127	9.32	14.0
128	9.07	13.6	128	9.10	13.7	128	9.17	13.8	128	9.17	13.8	128	9.17	13.8
129	8.95	13.4	129	8.98	13.5	129	9.03	13.6	129	9.03	13.6	129	9.03	13.6
130	8.83	13.3	130	8.86	13.3	130	8.89	13.4	130	8.89	13.4	130	8.89	13.4
131	8.71	13.1	131	8.73	13.1	131	8.76	13.2	131	8.76	13.2	131	8.76	13.2
132	8.60	12.9	132	8.61	12.9	132	8.63	13.0	132	8.63	13.0	132	8.63	13.0
133	8.48	12.7	133	8.49	12.8	133	8.50	12.8	133	8.50	12.8	133	8.50	12.8
134	8.37	12.6	134	8.37	12.6	134	8.37	12.6	134	8.37	12.6	134	8.37	12.6
135	8.25	12.4	135	8.25	12.4	135	8.25	12.4	135	8.25	12.4	135	8.25	12.4
136	8.13	12.2	136	8.13	12.2	136	8.13	12.2	136	8.13	12.2	136	8.13	12.2
137	8.01	12.0	137	8.01	12.0	137	8.01	12.0	137	8.01	12.0	137	8.01	12.0
138	7.89	11.9	138	7.89	11.9	138	7.89	11.9	138	7.89	11.9	138	7.89	11.9
139	7.78	11.7	139	7.78	11.7	139	7.78	11.7	139	7.78	11.7	139	7.78	11.7
140	7.67	11.5	140	7.67	11.5	140	7.67	11.5	140	7.67	11.5	140	7.67	11.5
141	7.56	11.4	141	7.56	11.4	141	7.56	11.4	141	7.56	11.4	141	7.56	11.4
142	7.45	11.2	142	7.45	11.2	142	7.45	11.2	142	7.45	11.2	142	7.45	11.2
143	7.35	11.0	143	7.35	11.0	143	7.35	11.0	143	7.35	11.0	143	7.35	11.0
144	7.25	10.9	144	7.25	10.9	144	7.25	10.9	144	7.25	10.9	144	7.25	10.9
145	7.15	10.7	145	7.15	10.7	145	7.15	10.7	145	7.15	10.7	145	7.15	10.7
146	7.05	10.6	146	7.05	10.6	146	7.05	10.6	146	7.05	10.6	146	7.05	10.6
147	6.96	10.5	147	6.96	10.5	147	6.96	10.5	147	6.96	10.5	147	6.96	10.5
148	6.86	10.3	148	6.86	10.3	148	6.86	10.3	148	6.86	10.3	148	6.86	10.3
149	6.77	10.2	149	6.77	10.2	149	6.77	10.2	149	6.77	10.2	149	6.77	10.2
150	6.68	10.0	150	6.68	10.0	150	6.68	10.0	150	6.68	10.0	150	6.68	10.0
151	6.59	9.91	151	6.59	9.91	151	6.59	9.91	151	6.59	9.91	151	6.59	9.91
152	6.51	9.78	152	6.51	9.78	152	6.51	9.78	152	6.51	9.78	152	6.51	9.78
153	6.42	9.65	153	6.42	9.65	153	6.42	9.65	153	6.42	9.65	153	6.42	9.65
154	6.34	9.53	154	6.34	9.53	154	6.34	9.53	154	6.34	9.53	154	6.34	9.53
155	6.26	9.40	155	6.26	9.40	155	6.26	9.40	155	6.26	9.40	155	6.26	9.40
156	6.18	9.28	156	6.18	9.28	156	6.18	9.28	156	6.18	9.28	156	6.18	9.28
157	6.10	9.17	157	6.10	9.17	157	6.10	9.17	157	6.10	9.17	157	6.10	9.17
158	6.02	9.05	158	6.02	9.05	158	6.02	9.05	158	6.02	9.05	158	6.02	9.05
159	5.95	8.94	159	5.95	8.94	159	5.95	8.94	159	5.95	8.94	159	5.95	8.94
160	5.87	8.82	160	5.87	8.82	160	5.87	8.82	160	5.87	8.82	160	5.87	8.82

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
$\frac{KI}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KI}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KI}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KI}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KI}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
161	5.80	8.72	161	5.80	8.72	161	5.80	8.72	161	5.80	8.72	161	5.80	8.72
162	5.73	8.61	162	5.73	8.61	162	5.73	8.61	162	5.73	8.61	162	5.73	8.61
163	5.66	8.50	163	5.66	8.50	163	5.66	8.50	163	5.66	8.50	163	5.66	8.50
164	5.59	8.40	164	5.59	8.40	164	5.59	8.40	164	5.59	8.40	164	5.59	8.40
165	5.52	8.30	165	5.52	8.30	165	5.52	8.30	165	5.52	8.30	165	5.52	8.30
166	5.45	8.20	166	5.45	8.20	166	5.45	8.20	166	5.45	8.20	166	5.45	8.20
167	5.39	8.10	167	5.39	8.10	167	5.39	8.10	167	5.39	8.10	167	5.39	8.10
168	5.33	8.00	168	5.33	8.00	168	5.33	8.00	168	5.33	8.00	168	5.33	8.00
169	5.25	7.89	169	5.25	7.89	169	5.25	7.89	169	5.25	7.89	169	5.25	7.89
170	5.20	7.82	170	5.20	7.82	170	5.20	7.82	170	5.20	7.82	170	5.20	7.82
171	5.14	7.73	171	5.14	7.73	171	5.14	7.73	171	5.14	7.73	171	5.14	7.73
172	5.08	7.64	172	5.08	7.64	172	5.08	7.64	172	5.08	7.64	172	5.08	7.64
173	5.02	7.55	173	5.02	7.55	173	5.02	7.55	173	5.02	7.55	173	5.02	7.55
174	4.96	7.46	174	4.96	7.46	174	4.96	7.46	174	4.96	7.46	174	4.96	7.46
175	4.91	7.38	175	4.91	7.38	175	4.91	7.38	175	4.91	7.38	175	4.91	7.38
176	4.85	7.29	176	4.85	7.29	176	4.85	7.29	176	4.85	7.29	176	4.85	7.29
177	4.80	7.21	177	4.80	7.21	177	4.80	7.21	177	4.80	7.21	177	4.80	7.21
178	4.74	7.13	178	4.74	7.13	178	4.74	7.13	178	4.74	7.13	178	4.74	7.13
179	4.69	7.05	179	4.69	7.05	179	4.69	7.05	179	4.69	7.05	179	4.69	7.05
180	4.64	6.97	180	4.64	6.97	180	4.64	6.97	180	4.64	6.97	180	4.64	6.97
181	4.59	6.90	181	4.59	6.90	181	4.59	6.90	181	4.59	6.90	181	4.59	6.90
182	4.54	6.82	182	4.54	6.82	182	4.54	6.82	182	4.54	6.82	182	4.54	6.82
183	4.49	6.75	183	4.49	6.75	183	4.49	6.75	183	4.49	6.75	183	4.49	6.75
184	4.44	6.67	184	4.44	6.67	184	4.44	6.67	184	4.44	6.67	184	4.44	6.67
185	4.39	6.60	185	4.39	6.60	185	4.39	6.60	185	4.39	6.60	185	4.39	6.60
186	4.34	6.53	186	4.34	6.53	186	4.34	6.53	186	4.34	6.53	186	4.34	6.53
187	4.30	6.46	187	4.30	6.46	187	4.30	6.46	187	4.30	6.46	187	4.30	6.46
188	4.25	6.39	188	4.25	6.39	188	4.25	6.39	188	4.25	6.39	188	4.25	6.39
189	4.21	6.32	189	4.21	6.32	189	4.21	6.32	189	4.21	6.32	189	4.21	6.32
190	4.16	6.26	190	4.16	6.26	190	4.16	6.26	190	4.16	6.26	190	4.16	6.26
191	4.12	6.19	191	4.12	6.19	191	4.12	6.19	191	4.12	6.19	191	4.12	6.19
192	4.08	6.13	192	4.08	6.13	192	4.08	6.13	192	4.08	6.13	192	4.08	6.13
193	4.04	6.06	193	4.04	6.06	193	4.04	6.06	193	4.04	6.06	193	4.04	6.06
194	3.99	6.00	194	3.99	6.00	194	3.99	6.00	194	3.99	6.00	194	3.99	6.00
195	3.95	5.94	195	3.95	5.94	195	3.95	5.94	195	3.95	5.94	195	3.95	5.94
196	3.91	5.88	196	3.91	5.88	196	3.91	5.88	196	3.91	5.88	196	3.91	5.88
197	3.87	5.82	197	3.87	5.82	197	3.87	5.82	197	3.87	5.82	197	3.87	5.82
198	3.83	5.76	198	3.83	5.76	198	3.83	5.76	198	3.83	5.76	198	3.83	5.76
199	3.80	5.70	199	3.80	5.70	199	3.80	5.70	199	3.80	5.70	199	3.80	5.70
200	3.76	5.65	200	3.76	5.65	200	3.76	5.65	200	3.76	5.65	200	3.76	5.65

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

مراحل تحلیل ستون

Steps for Column Analysis

■ ارزیابی شرایط تکیه گاهی و انتهایی برای تعیین K

■ محاسبه KL/r

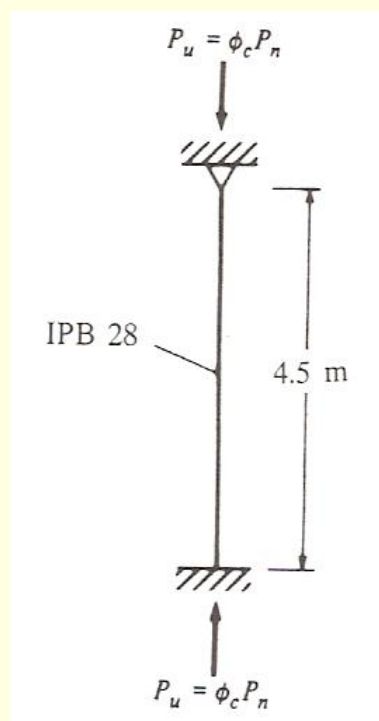
■ تعیین $P_n = F_{cr} A_g$

LRFD به روش : $P_u \leq \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$ } محاسبه ظرفیت عضو

ASD به روش : $P_a \leq P_n / \Omega_c = F_{cr} A_g / \Omega_c$

مثال:

مطلوبست تعیین مقاومت طراحی ستون شکل زیر. ستون از فولاد ساختمانی معمولی ($F_y = 2333 \text{ kgf/cm}^2$) و بار وارده محوری است.



حل:

$$\text{IPB 28 } (A_g = 131.4 \text{ cm}^2, r_y = 7.09 \text{ cm})$$

$$K = 0.8$$

$$KL/r = 0.8(450)/7.09 = 50.8$$

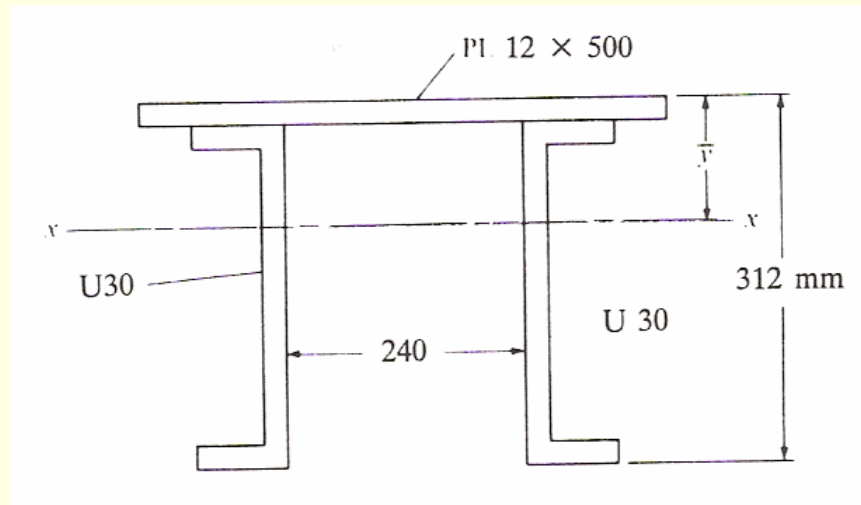
$$\phi_c F_{cr} = 1849 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 1.849(131.4) = 243 \text{ ton}$$

Example:

Determine the design strength $\phi_c P_n$ of the axially loaded column shown in the figure if $KL=5.7$ m and ST37 steel is used.

U30 ($A=58.8$ cm², $d=300$ mm,
 $I_x=8030$ cm⁴, $I_y=495$ cm⁴,
 $e=2.7$ cm from back of U)



Solution:

$$A = (50)(1.2) + 2(58.8) = 177.6 \text{ cm}^2$$

$$\bar{Y} \text{ from top} = [2(58.8)(16.2) + (50)(1.2)(0.6)] / 177.6 = 10.93 \text{ cm}$$

$$I_x = 2(8030) + 2(58.8)(5.27)^2 + (50)(1.2)(10.33)^2 + (50)(1.2)^3 / 12 = 25736 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2(492) + 2(58.8)(14.7)^2 + (1.2)(50)^3 / 12 = 38902 \text{ cm}^4$$

$$\text{Min } r = \sqrt{(25736 / 177.6)} = 12.04 \text{ cm}$$

$$KL/r = 570 / 12.04 = 47.3$$

$$\phi_c F_{cr} = 1879.4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi_c P_n &= \phi_c F_{cr} A_g \\ &= 1.879(177.6) = 333.8 \text{ ton} \end{aligned}$$

مثال ۳-۵

مطلوبست تعیین استحکام طراحی $\phi_c P_n$ ستون شکل (۵-۱۰)، این ستون از IPB 32 بوده و در جهت ضعیف خود به دلیل ارتفاع بالای ستون در دو مقطع مطابق شکل مهار جانبی دارد. امکان دوران نیمرخ در محل مهار ممکن بوده ولی امکان جابجایی افقی نیمرخ در مقاطع مهار شده وجود ندارد.

حل:

مشخصات نیمرخ
طولهای مؤثر

$$\text{IPB 320} (A = 161.3 \text{ cm}^2, r_x = 13.8 \text{ cm}, r_y = 7.57)$$

$$K_x L_x = (0.8)(960) = 768 \text{ cm}$$

$$K_y L_y = (1.0)(300) = 300 \text{ cm}$$

$$K_y L_y = (0.8)(360) = 288 \text{ cm}$$

ضرایب لاغری معین می شود،

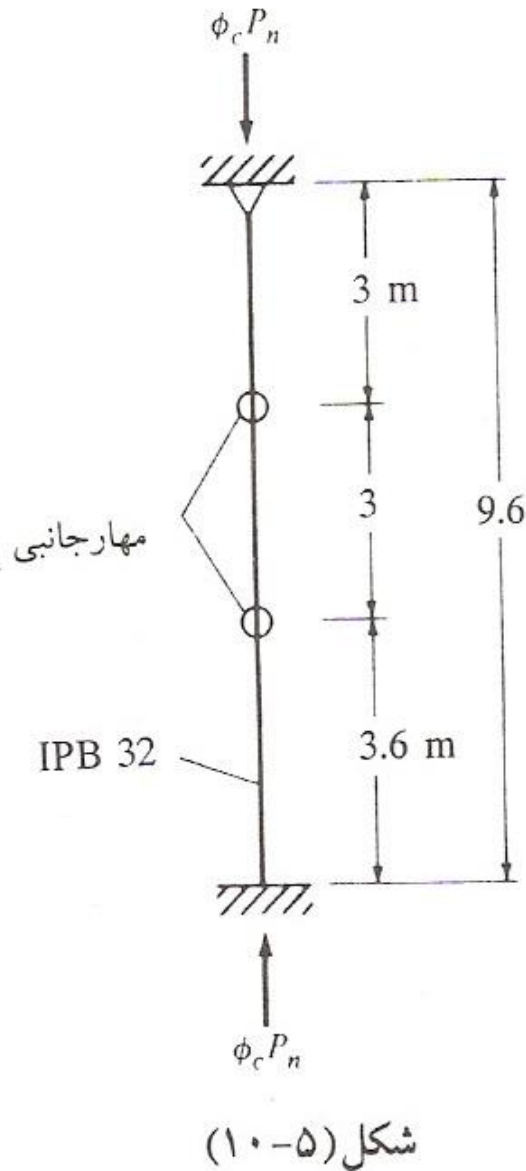
$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{768}{13.8} = 55.65$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{300}{7.57} = 39.63$$

با مراجعه به جدول خواهیم داشت:

$$\frac{KL}{r} = 55.65 \quad \phi_c F_c = 1802 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = (1802)(161.3) = 291 \text{ ton}$$



جزئیات طراحی اعضای فشاری به روش LRFD

Design of Compression Members

طراحی ستونها دارای یک روند سعی و خطا بوده و شامل گامهای زیر است:

1. ارزیابی شرایط انتهایی و تکیه گاهی برای تعیین K
2. فرض مقداری برای تنش طراحی $\phi_c F_{cr}$
 - با فرض KL/r بین 40 تا 60 برای ستون های متوسطی بطول 3 تا 4.5 متر
 - برای اعضای مهاربندی با بارگذاری سبک، ضرایب لاغری بزرگی در حد 100 یا بیشتر ممکن است تخمین زده شود.
3. تعیین $A_g \geq P_u / \phi_c F_{cr}$
4. مقطعی انتخاب شود که نیاز سطح مقطع را ارضا نماید،
5. محاسبه مقدار $\phi_c F_{cr} A_g$ برای مقطع انتخابی،
6. تجدیدنظر در مقطع انتخابی در صورت لزوم (تکرار روند فوق با مقدار F_{cr} مقطع انتخابی مزبور به عنوان مقداری برای گام 2)،
7. کنترل کمانش موضعی.

Example:

Using $F_y=2333\text{kgf/cm}^2$, select the lightest IPB available for the service column loads $P_D=45\text{ton}$ and $P_L=70\text{ton}$. $KL=3\text{ m}$.

Solution:

$$P_u = 1.2(45) + 1.6(70) = 166 \text{ ton}$$

$$\text{Assume } KL/r = 50 \rightarrow \phi_c F_{cr} = 1855 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Required } A = 166000 / 1855 = 89.49 \text{ cm}^2$$

Try IPB24 ($A=106 \text{ cm}^2$, $r_y=6.08 \text{ cm}$)

$$KL/r = 300 / 6.08 = 49.34 \rightarrow \phi_c F_{cr} = 1861 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 1.861 (106) = 197.3 > 166 \text{ ton OK.}$$

Example:

Select the lightest satisfactory IPB for the following conditions:

$$F_y = 2333 \text{ kgf/cm}^2, P_u = 200 \text{ ton}, K_x L_x = 6.0 \text{ m}, K_y L_y = 3.0 \text{ m}$$

Solution:

$$\text{Assume } KL/r = 50 \rightarrow \phi_c F_{cr} = 1855 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Required } A = 200000 / 1855 = 107.82 \text{ cm}^2$$

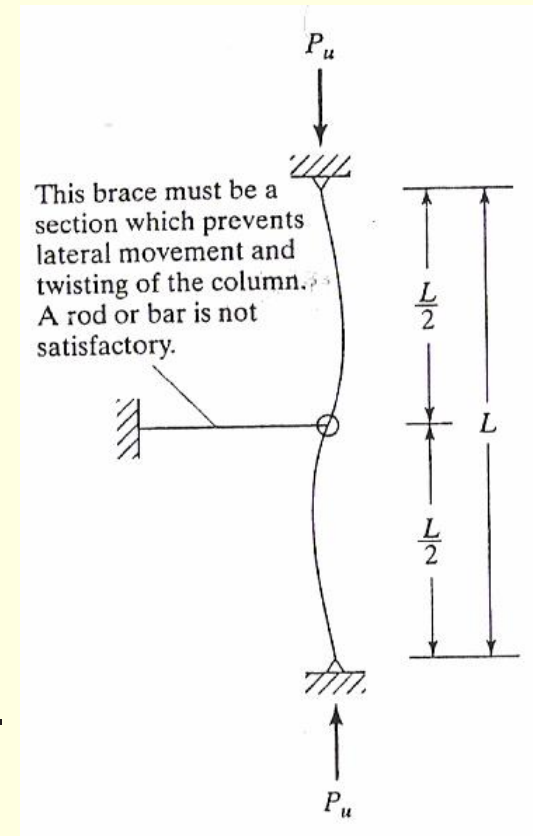
$$\text{Try IPB26 (} A = 118.4 \text{ cm}^2, r_x = 11.2 \text{ cm}, r_y = 6.58 \text{ cm)}$$

$$(KL/r)_x = 600 / 11.2 = 53.6 \leftarrow$$

$$(KL/r)_y = 300 / 6.58 = 45.6$$

$$\phi_c F_{cr} = 1822 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 1.822 (1118.4) = 215.7 > 200 \text{ ton OK.}$$



ملاحظات مربوط کمانش پیچشی و پیچشی-خمشی

Remarks on Torsional and Flexural-torsional Buckling

■ ستونها به طرق مختلفی می توانند کمانه کنند :

■ کمانش موضعی اجزای مقطع عرضی

■ کمانش خمشی

■ کمانش پیچشی

■ کمانش پیچشی-خمشی

■ تا به اینجا فقط کمانش خمشی مورد توجه قرار گرفته است.

■ با به کار بردن مقاطعی که فاقد اجزای لاغر هستند می توان از حالت حدی کمانش موضعی در ارزیابی مقاومت ستون صرفنظر کرد.

ملاحظات مربوط کمانش پیچشی و پیچشی-خمشی

Remarks on Torsional and Flexural-torsional Buckling

- چون کمانش پیچشی می تواند خیلی پیچیده باشد ، از اینرو مطلوبتر است که از وقوع آن جلوگیری شود . این کار ممکن است به طرق زیر انجام پذیرد :
- چینش (arrangement) دقیق اعضا
- نصب مهار برای جلوگیری از حرکت جانبی و پیچشی
- تامین تکیه گاه های انتهایی و مهارهای جانبی میانی به مقدار کافی
- استفاده از مقاطع قوطی شکل ، یا به صورت قوطی شکل در آوردن مقاطع I شکل با افزودن ورقهای جانبی جوش شده (III)
- کوتاه گرفتن طول اعضایی که تحت پیچش هستند .

ملاحظات مربوط کمانش پیچشی و پیچشی-خمشی

Remarks on Torsional and Flexural-torsional Buckling

اما به هر حال:

- کمانش پیچشی - خمشی قطعا امکان وقوع داشته و ممکن است کنترل کننده مقاومت فشاری طراحی در اعضای زیر باشد:
- مقاطع دارای یک محور تقارن نظیر سپری ها (مقاطع T شکل) یا زوج نبشی ها
- تک نبشی با طول بالهای برابر
- کمانش پیچشی - خمشی اغلب کنترل کننده مقاومت فشاری طراحی نبشی های تکی با طول بال های نامساوی خواهد بود .
- مقاطع باز نظیر مقاطع I شکل و ناودانی ها مقاومت پیچشی کمی دارند.

ملاحظات مربوط کمانش پیچشی و پیچشی-خمشی

Remarks on Torsional and Flexural-torsional Buckling

کمانش پیچشی یا کمانش پیچشی - خمشی ممکن است باعث کاهش قابل ملاحظه مقاومت فشاری ستونهای نامتقارن یا ستونهای متقارن ساخته شده از ورقهای نازک شود.

مقاومت فشاری برای کمانش پیچشی و پیچشی-خمشی اعضای بدون اجزای لاغر باید براساس ضوابط AISC05 E4 p.16.1-34 (یا عینا بطور مشابه براساس بند ۱۰-۲-۴-۲-۲ صفحه ۱۷۸ مبحث دهم) تعیین شود (اسلاید بعدی).

مقاومت فشاری برای اعضای با اجزای لاغر باید براساس حالات حدی کمانش خمشی، پیچشی و پیچشی-خمشی برطبق ضوابط AISC05 E7 p.16.1-39 تعیین شود.

E4. COMPRESSIVE STRENGTH FOR TORSIONAL AND FLEXURAL-TORSIONAL BUCKLING OF MEMBERS WITHOUT SLENDER ELEMENTS

This section applies to singly symmetric and unsymmetric members, and certain doubly symmetric members, such as cruciform or built-up *columns* with *compact* and *noncompact sections*, as defined in Section B4 for uniformly compressed elements. These provisions are not required for single angles, which are covered in Section E5.

The *nominal compressive strength*, P_n , shall be determined based on the *limit states* of *flexural-torsional* and *torsional buckling*, as follows:

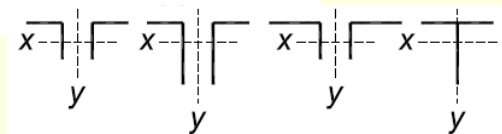
$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E4-1})$$

(a) For double-angle and tee-shaped compression members:

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (\text{E4-2})$$

where F_{cry} is taken as F_{cr} from Equation E3-2 or E3-3, for *flexural buckling* about the y -axis of symmetry and $\frac{KL}{r} = \frac{KL}{r_y}$, and

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} \quad (\text{E4-3})$$



(b) For all other cases, F_{cr} shall be determined according to Equation E3-2 or E3-3, using the torsional or flexural-torsional elastic buckling *stress*, F_e , determined as follows:

(i) For doubly symmetric members:

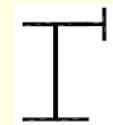
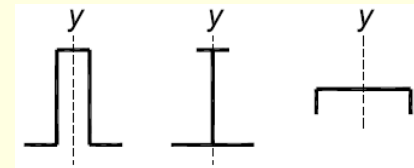
$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{E4-4})$$

(ii) For singly symmetric members where y is the axis of symmetry:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (\text{E4-5})$$

(iii) For unsymmetric members, F_e is the lowest root of the cubic equation:

$$\begin{aligned} (F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey}) \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2 \\ - F_e^2(F_e - F_{ex}) \left(\frac{y_o}{r_o} \right)^2 = 0 \end{aligned} \quad (\text{E4-6})$$



where

A_g = gross area of member, in.² (mm²)

C_w = warping constant, in.⁶ (mm⁶)

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad (\text{E4-7})$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \quad (\text{E4-8})$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x}\right)^2} \quad (\text{E4-9})$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y}\right)^2} \quad (\text{E4-10})$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right) \frac{1}{A_g \bar{r}_o^2} \quad (\text{E4-11})$$

G = shear modulus of elasticity of steel = 11,200 ksi
(77 200 MPa)

I_x, I_y = moment of inertia about the principal axes, in.⁴ (mm⁴)

J = torsional constant, in.⁴ (mm⁴)

K_z = *effective length factor* for torsional buckling, based on the amount of end restraints against twisting

x_o, y_o = coordinates of shear center with respect to the centroid, in. (mm)

\bar{r}_o = polar radius of gyration about the shear center, in. (mm)

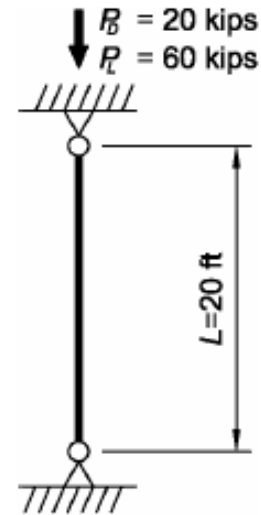
r_y = radius of gyration about y-axis, in. (mm)

User Note: For doubly symmetric I-shaped sections, C_w may be taken as $I_y h_o^2/4$, where h_o is the distance between flange centroids, in lieu of a more precise analysis. For tees and double angles, omit term with C_w when computing F_{ez} and take x_o as 0.

Example E.7 Design of a WT Compression Member without Slender Elements

Given:

Select a WT-shape compression member with a length of 20 ft to support a dead load of 20 kips and live load of 60 kips in axial compression. The ends are pinned.



Because WT sections are cut from ASTM A992 W-shape beams, the material properties are:

Material Properties:

ASTM A992 $F_y = 50$ ksi $F_u = 65$ ksi

Manual
Table 2-3

Calculate the required strength

LRFD	ASD
$P_u = 1.2(20.0 \text{ kips}) + 1.6(60.0 \text{ kips}) = 120 \text{ kips}$	$P_a = 20.0 \text{ kips} + 60.0 \text{ kips} = 80.0 \text{ kips}$

Geometric Properties:

WT7×34 $A_g = 9.99 \text{ in.}^2$ $r_x = 1.81 \text{ in.}$ $r_y = 2.46 \text{ in.}$ $\bar{r}_o = 3.19 \text{ in.}$ $J = 1.50 \text{ in.}^4$
 $H = 0.916$ $d = 7.02 \text{ in.}$ $t_w = 0.415 \text{ in.}$ $b_f = 10.0 \text{ in.}$ $t_f = 0.720 \text{ in.}$

Manual
Table 1-8



Check for slender elements

$$\frac{d}{t_w} = \frac{7.02 \text{ in.}}{0.415 \text{ in.}} = 16.9 < 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.75 \sqrt{\frac{29,000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 18.1 \text{ therefore, the web is not slender.}$$

Table B4.1
Case 8

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{10 \text{ in.}}{2(0.720 \text{ in.})} = 6.94 < 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{29,000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 13.5 \text{ therefore, the flange is not slender.}$$

Table B4.1
Case 3

There are no slender elements.

For compression members without slender elements, Specification Sections E3 and E4 apply. The nominal compressive strength, P_n , shall be determined based on the limit states of flexural, torsional, and flexural-torsional buckling.

Check flexural buckling about the x - x axis

Section E3

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1.0(20.0 \text{ ft})(12 \text{ in./ft})}{1.81 \text{ in.}} = 133$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29,000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 113 < 133 \text{ therefore, Specification Equation E3-3 applies.}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (29,000 \text{ ksi})}{(133)^2} = 16.3 \text{ ksi}$$

Eqn. E3-4

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 0.877(16.3 \text{ ksi}) = 14.3 \text{ ksi controls}$$

Eqn. E3-3

Check torsional and flexural-torsional buckling about y-y axis:

Because the WT7×34 section does not have any slender elements, Specification Section E4 will be applicable for torsional and flexural-torsional buckling. F_{cr} will be calculated using Specification Equation E4-2

Calculate F_{cry}

F_{cry} is taken as F_{cr} From Specification Section E3, where $\frac{KL}{r} = \frac{KL}{r_y}$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1.0(20.0 \text{ ft})(12 \text{ in./ft})}{2.46 \text{ in.}} = 97.6 < 113 \text{ therefore, Eqn. E3-2 applies}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (29,000 \text{ ksi})}{(97.6)^2} = 30.1 \text{ ksi} \quad \text{Eqn. E3-4}$$

$$F_{cry} = F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[0.658 \frac{50.0 \text{ ksi}}{30.1 \text{ ksi}} \right] 50.0 \text{ ksi} = 24.9 \text{ ksi} \quad \text{Eqn. E3-2}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} = \frac{(11,200 \text{ ksi})(1.50 \text{ in.}^4)}{(9.99 \text{ in.}^2)(3.19 \text{ in.})^2} = 165 \text{ ksi}$$

Eqn. E4-3

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right]$$

Eqn. E4-2

$$= \left(\frac{24.9 \text{ ksi} + 165 \text{ ksi}}{2(0.916)} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(24.9 \text{ ksi})(165 \text{ ksi})(0.916)}{(24.9 \text{ ksi} + 165 \text{ ksi})^2}} \right]$$

= 24.5 ksi

does not control

x-x axis flexural buckling governs, therefore

$$P_n = F_{cr} A_g = (14.3 \text{ ksi}) 9.99 \text{ in.}^2 = 143 \text{ kips}$$

Eqn. E3-1

LRFD	ASD
$\phi_c P_n = 0.90(143 \text{ kips})$ $= 128 \text{ kips} > 120 \text{ kips} \quad \text{o.k.}$	$P_n / \Omega_c = \frac{143 \text{ kips}}{1.67}$ $= 85.4 \text{ kips} > 80.0 \text{ kips} \quad \text{o.k.}$

Section E1

اجتناب از کمانش موضعی

Avoiding Local Buckling



- اغلب مقاطع فولادی از اجزای نازک جداگانه‌ای ساخته شده‌اند.
- اجزای مقطع عرضی ممکن است با کمانش موضعی حول محور ضعیف تر عضو نازک دچار خرابی شوند.
- کمانش موضعی، از رسیدن مقطع عرضی به تسلیم فشاری یا ظرفیت خمیری کامل جلوگیری خواهد کرد.
- برای اجتناب از کمانش موضعی، نسبت های عرض به ضخامت اجزای مقطع عرضی مطابق ضوابط بند 16.1-14 AISC05 B4 (یا متناظر با آن بند ۱۰-۲-۲-۵ صفحه ۱۵۴ مبحث دهم) محدود می‌گردد.

اجزای تقویت شده و تقویت نشده

Stiffened and Unstiffened Elements

Unstiffened Elements اجزای تقویت نشده (با یک لبه متکی)

فقط در طول یک لبه موازی با امتداد نیروی فشاری تکیه دارند .

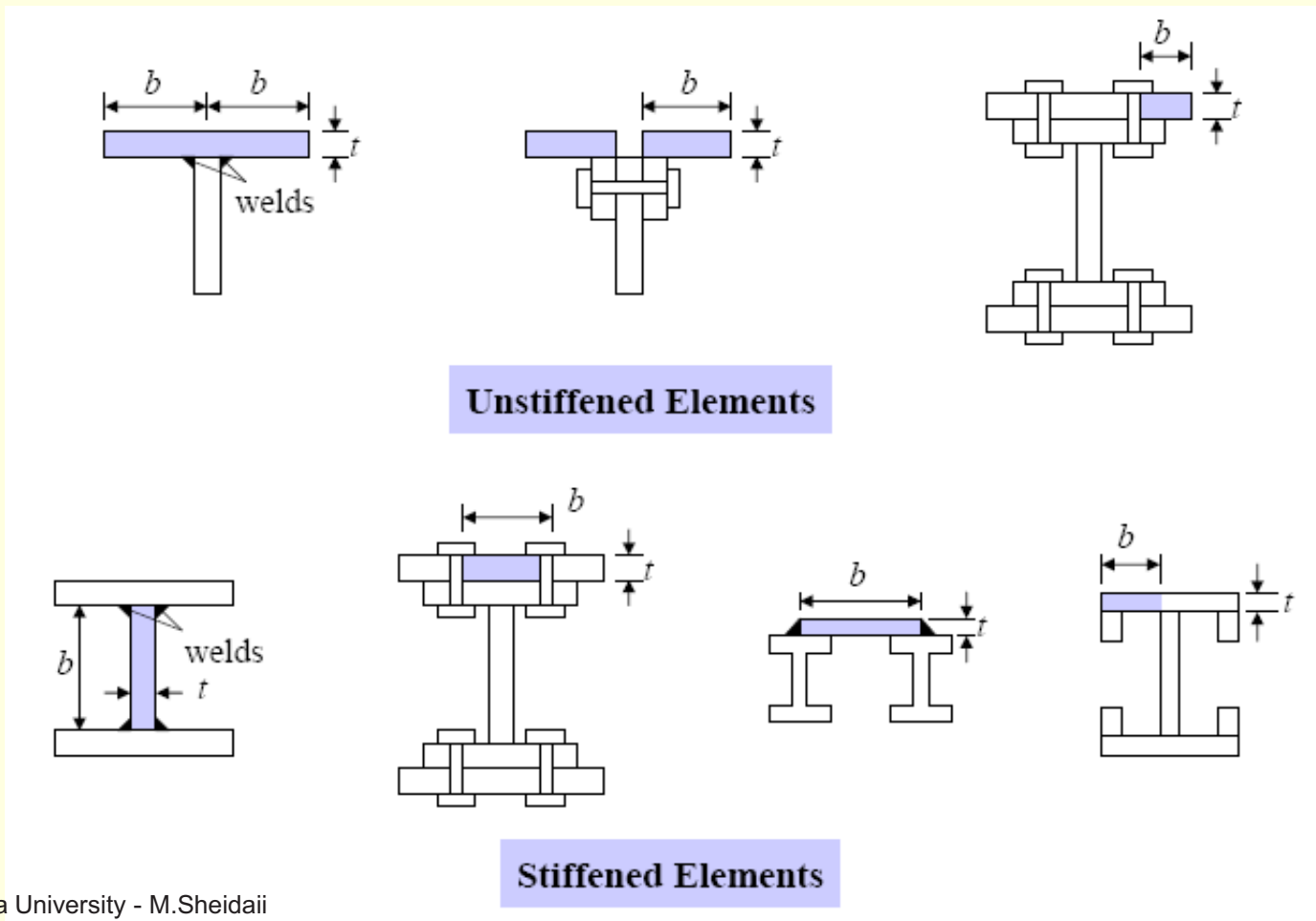
Stiffened Elements اجزای تقویت شده (با دو لبه متکی)

در طول هر دو لبه موازی با امتداد نیروی فشاری تکیه دارند .

اجزای تقویت شده و تقویت نشده

Stiffened and Unstiffened Elements

عرض اجزا باید به صورت نشان داده شده در شکل های زیر در نظر گرفته شود :



طبقه بندی مقاطع عرضی برای کمانش موضعی

Classifications Cross-section for Local Buckling

■ مقاطع فشرده (Compact): تسلیم کل مقطع قبل از کمانش موضعی .

برای اینکه مقطعی فشرده محسوب شود بالهای آن باید بطور ممتد به جان یا جانها متصل شده و نسبت عرض به ضخامت اجزای فشاری آن نباید بیش از نسبت حدی عرض به ضخامت λ_p باشد $b/t \leq \lambda_p$. برای مقادیر حدی عرض به ضخامت λ_p و λ_r به AISC05 Table B4.1 p.16.1-16 (یا متناظر با آن جدول ۱۰-۲-۲-۱ ص ۱۵۵ مبحث دهم) مراجعه شود.

■ مقاطع غیرفشرده (Non-Compact): تسلیم بخشی از مقطع قبل از کمانش موضعی. اگر نسبت عرض به ضخامت یک یا چند جزء فشاری مقطع از λ_p بیشتر بوده اما در عین حال کمتر از λ_r قید شده در جدول B4.1 باشد، مقطع غیرفشرده است $(\lambda_p < b/t \leq \lambda_r)$.

■ مقاطع لاغر (Slender): بدون هرگونه تسلیم شدگی در مقطع قبل از کمانش موضعی. اگر نسبت عرض به ضخامت حتی تنها یک جزء مقطع از λ_r تجاوز نماید، مقطع مزبور مقطعی با اجزای لاغر محسوب می شود $(\lambda_r < b/t)$.

TABLE B4.1
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements



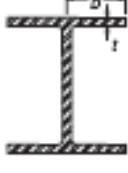
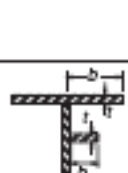
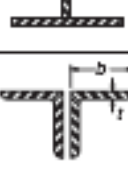

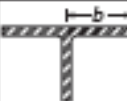
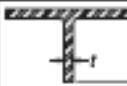
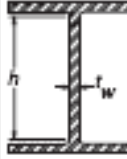
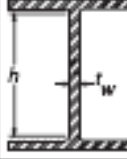
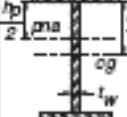
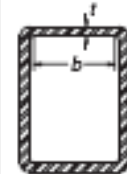
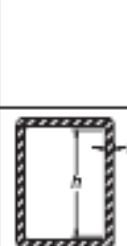
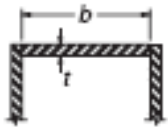

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
Unstiffened Elements	1 Flexure in flanges of rolled I-shaped sections and channels	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
	2 Flexure in flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_y}^{[a],[b]}$	
	3 Uniform compression in flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact and flanges of channels	b/t	NA	$0.56\sqrt{E/F_y}$	
	4 Uniform compression in flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	NA	$0.84\sqrt{k_c E/F_y}^{[a]}$	
	5 Uniform compression in legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	NA	$0.45\sqrt{E/F_y}$	
	6 Flexure in legs of single angles	b/t	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	

TABLE B4.1 (cont.)
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
Unstiffened Elements	7 Flexure in flanges of tees	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
	8 Uniform compression in stems of tees	d/t	NA	$0.75\sqrt{E/F_y}$	
Stiffened Elements	9 Flexure in webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	10 Uniform compression in webs of doubly symmetric I-shaped sections	h/t_w	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	11 Flexure in webs of singly symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0.54 \frac{M_x}{M_y} - 0.09\right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	12 Uniform compression in flanges of rectangular box and hollow structural sections of uniform thickness subject to bending or compression; flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
	13 Flexure in webs of rectangular HSS	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

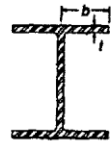
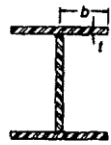
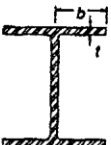
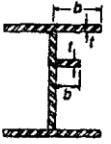
**TABLE B4.1 (cont.)
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements**

Slenderness Ratio	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
14	Uniform compression in all other stiffened elements	b/t	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
15	Circular hollow sections In uniform compression	D/t	NA	$0.11 E/F_y$	
	In flexure	D/t	$0.07 E/F_y$	$0.31 E/F_y$	

^(a) $\lambda_c = \frac{L}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$, but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes. (See Cases 2 and 4)

^(b) $F_c = 0.75F_y$ for minor-axis bending, major axis bending of slender-web built-up I-shaped members, and major axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$; $F_c = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$. (See Case 2)

جدول ۱۰-۲-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری

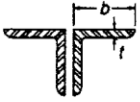
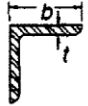
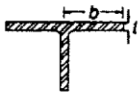
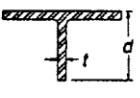
مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	شماره
	مقاطع غیرفشرده λ_r	مقاطع فشرده λ_p			
	$0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های تیر نوردشده I و ناودانی تحت اثر خمش	۱
	$0.76 \sqrt{k_c \frac{E}{F_L}}^{[a],[b]}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های تیرهای ساخته شده از ورق با مقطع I تحت اثر خمش با یک یا دو محور تقارن	۲
	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$\frac{b}{t}$	بال‌های تیر نورد شده I، بال‌های ناودانی، بال‌های برجسته جفت نبشی در تماس سرتاسری با یکدیگر و بال‌های نیمرخ سپری تحت اثر فشار یکنواخت	۳
	$0.64 \sqrt{k_c \frac{E}{F_y}}^{[a]}$	کاربرد ندارد	$\frac{b}{t}$	بال‌های تیرهای ساخته شده از ورق به شکل I، تسمه - های برجسته متصل به تیرورق‌ها، بال‌های برجسته نبشی‌های متصل به تیرورق تحت اثر فشار یکنواخت	۴

تیر با یک لبه منتهی

E= ضریب الاستیسیته فولاد

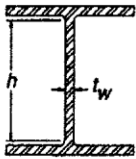
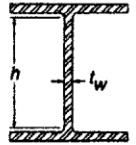
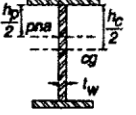
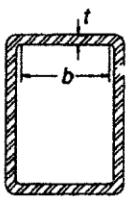
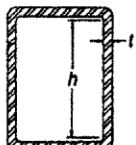
F_y= تنش تسلیم فولاد

جدول ۱۰-۲-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری (ادامه)

مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	فاز
	مقاطع غیرفشرده λ_r	مقاطع فشرده λ_p			
	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$\frac{b}{t}$	بال‌های تک نبشی، بال‌های جفت نبشی با فاصله ولقمه‌های بین آنها و سایر اجزا با یک لبه متکی تحت اثر فشار یکنواخت	۵
	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های تک نبشی تحت اثر خمش	۶
	$0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های سپری تحت اثر خمش	۷
	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$\frac{d}{t}$	جان نیم‌رخ سپری تحت اثر فشار یکنواخت	۸

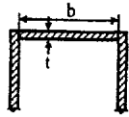
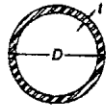
اجزا با یک لبه متکی

جدول ۱۰-۲-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری (ادامه)

مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	شماره
	مقاطع غیرفشرده λ_r	مقاطع فشرده λ_p			
	$5/7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3/76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t_w}$	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی تحت اثر خمش	۹
	$1/49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$\frac{h}{t_w}$	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن تحت اثر فشار یکنواخت	۱۰
	$5/7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h_c \sqrt{E}}{h_p \sqrt{F_y}} \quad (c)$ $\left(\frac{0.54 M_p}{M_y} - 0.09 \right)^2 \leq \lambda_r$	$\frac{h_c}{t_w}$	جان مقاطع I شکل با یک محور تقارن تحت اثر خمش	۱۱
	$1/40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1/12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های مستطیل یا قوطی شکل (مربع یا مستطیل)، ورق‌های تقویتی سوراخدار با ضخامت یکنواخت، ورق‌های تقویتی روی بال تیر و ورق‌های دیافراگم در حد فاصل خطوط جوش یا پیچ تحت اثر فشار یکنواخت	۱۲
	$5/7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2/42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t}$	جان مقاطع قوطی شکل تحت اثر خمش	۱۳

اجزا با دو به متکی

جدول ۱۰-۲-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری (ادامه)

مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	حالت	اجزا با دو لبه متکی
	مقاطع غیرفشرده λ_r	مقاطع فشرده λ_p				
	$1/49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$\frac{b}{t}$	کلیه اجزا با دو لبه متکی غیر از حالت‌های ۹ تا ۱۳ تحت اثر فشار یکنواخت	۱۴	
	$0.11 \frac{E}{F_y}$	کاربرد ندارد	D/t	تحت اثر فشار یکنواخت	۱۵	مقاطع دایره‌ای توخالی (لوله‌ای شکل)
	$0.31 \frac{E}{F_y}$	$0.07 \frac{E}{F_y}$	D/t	تحت اثر خمش		

$$0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76 \quad [a]$$

[b] برای خمش حول محور ضعیف، خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل با جان لاغر و خمش حول

محور قوی در مقاطع I شکل با جان فشرده و غیرفشرده با $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7$ مقدار F_L برابر است با:

$$F_L = 0.7 F_y$$

برای خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل با جان فشرده و غیرفشرده با $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$ مقدار F_L برابر

است با:

$$F_L = \frac{S_{xt}}{S_{xc}} F_y \geq 0.5 F_y$$

که در آن:

S_{xt} = اساس مقطع الاستیک اجزا نسبت به بال کششی

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک اجزا نسبت به بال فشاری

[c]

h_c = دو برابر فاصله تار خنثای الاستیک تا محل اتصال جان به بال فشاری

h_p = دو برابر فاصله تار خنثای پلاستیک تا محل اتصال جان به بال فشاری

Local Buckling

■ در اغلب موارد عملی، نسبت‌های عرض به ضخامت اجزای مقطع در حدی هستند که مقطع با اجزای لاغر نبوده و حالت حدی کمانش موضعی تعیین‌کننده نیست. لذا غالبا نیازی به روند محاسباتی ذیل نخواهد بود.

■ اگر در اجزای مقطع عرضی، جزئی لاغر وجود داشته باشد، مقاومت طراحی فشاری باید کاهش یابد (به کمک ضریب کاهش Q) ضوابط مربوطه در AISC05 E7 p.16.1-39 آورده شده است (اسلاید بعدی).

E7. MEMBERS WITH SLENDER ELEMENTS

This section applies to compression members with slender sections, as defined in Section B4 for uniformly compressed elements.

The *nominal compressive strength*, P_n , shall be determined based on the *limit states* of *flexural*, *torsional* and *flexural-torsional buckling*.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E7-1})$$

$$\text{(a) When } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad (\text{or } F_e \geq 0.44QF_y)$$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E7-2})$$

$$\text{(b) When } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad (\text{or } F_e < 0.44QF_y)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (\text{E7-3})$$

where

F_e = elastic critical buckling stress, calculated using Equations E3-4 and E4-4 for doubly symmetric members, Equations E3-4 and E4-5 for singly symmetric members, and Equation E4-6 for unsymmetric members, except for single angles where F_e is calculated using Equation E3-4.

$Q = 1.0$ for members with *compact* and *noncompact sections*, as defined in Section B4, for uniformly compressed elements

= $Q_s Q_a$ for members with *slender-element sections*, as defined in Section B4, for uniformly compressed elements.

User Note: For cross sections composed of only unstiffened slender elements, $Q = Q_s$ ($Q_a = 1.0$). For cross sections composed of only stiffened slender elements, $Q = Q_a$ ($Q_s = 1.0$). For cross sections composed of both stiffened and unstiffened slender elements, $Q = Q_s Q_a$.

1. Slender Unstiffened Elements, Q_s

The reduction factor Q_s for slender *unstiffened elements* is defined as follows:

- (a) For flanges, angles, and plates projecting from rolled *columns* or other compression members:

(i) When $\frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0 \quad (\text{E7-4})$$

(ii) When $0.56 \sqrt{E/F_y} < b/t < 1.03 \sqrt{E/F_y}$

$$Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{E7-5})$$

(iii) When $b/t \geq 1.03 \sqrt{E/F_y}$

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (\text{E7-6})$$

- (b) For flanges, angles, and plates projecting from built-up columns or other compression members:

(i) When $\frac{b}{t} \leq 0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0 \quad (\text{E7-7})$$

(ii) When $0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < b/t \leq 1.17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1.415 - 0.65 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}} \quad (\text{E7-8})$$

$$(iii) \text{ When } b/t > 1.17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{0.90Ek_c}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (E7-9)$$

where

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, and shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes

(c) For single angles

$$(i) \text{ When } \frac{b}{t} \leq 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.0 \quad (E7-10)$$

$$(ii) \text{ When } 0.45 \sqrt{E/F_y} < b/t \leq 0.91 \sqrt{E/F_y}$$

$$Q_s = 1.34 - 0.76 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (E7-11)$$

$$(iii) \text{ When } b/t > 0.91 \sqrt{E/F_y}$$

$$Q_s = \frac{0.53E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (E7-12)$$

where

b = full width of longest angle leg, in. (mm)

(d) For stems of tees

$$(i) \text{ When } \frac{d}{t} \leq 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.0 \quad (E7-13)$$

$$(ii) \text{ When } 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < d/t \leq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.908 - 1.22 \left(\frac{d}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (E7-14)$$

$$(iii) \text{ When } d/t > 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{d}{t} \right)^2} \quad (E7-15)$$

where

b = width of unstiffened compression element, as defined in Section B4,
in. (mm)

d = the full nominal depth of tee, in. (mm)

t = thickness of element, in. (mm)

2. Slender Stiffened Elements, Q_a

The reduction factor, Q_a , for slender *stiffened elements* is defined as follows:

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A} \quad (E7-16)$$

where

A = total cross-sectional area of member, in.² (mm²)

A_{eff} = summation of the effective areas of the cross section based on the reduced *effective width*, b_e , in.² (mm²)

The reduced effective width, b_e , is determined as follows:

- (a) For uniformly compressed slender elements, with $\frac{b}{t} \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{f}}$, except flanges of square and rectangular sections of uniform thickness:

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (\text{E7-17})$$

where

f is taken as F_{cr} with F_{cr} calculated based on $Q = 1.0$.

- (b) For flanges of square and rectangular *slender-element sections* of uniform thickness with $\frac{b}{t} \geq 1.40\sqrt{\frac{E}{f}}$:

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (\text{E7-18})$$

where

$$f = P_n/A_{eff}$$

User Note: In lieu of calculating $f = P_n/A_{eff}$, which requires iteration, f may be taken equal to F_y . This will result in a slightly conservative estimate of column capacity.

- (c) For axially-loaded circular sections:

$$\text{When } 0.11\frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.45\frac{E}{F_y}$$

$$Q = Q_a = \frac{0.038E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \quad (\text{E7-19})$$

where

D = outside diameter, in. (mm)

t = wall thickness, in. (mm)

جداول طراحی اعضای فشاری

Design Tables (Manual of Steel Construction)

جداول تنش بحرانی موجود برای اعضای فشاری

(Available critical stress for compression members-table 4-22)

با استفاده از این نوع جداول مقدار $\phi_c F_{cr}$ (برای روش LRFD) و F_{cr}/Ω_c (برای روش ASD) به صورت تابعی از KL/r به ازای مقادیر مختلف F_y قابل تعیین است.



جداول مقاومت موجود در فشار محوری (جداول بار ستون)

(Available strength in axial compression (column load tables)-Table 4-1)

با استفاده از این نوع جداول مقدار $\phi_c P_n$ (برای روش LRFD) و P_n/Ω_c (برای روش ASD) به صورت تابعی از KL به ازای مقادیر مختلف F_y قابل تعیین است.



جداول طراحی اعضای فشاری


Design Tables (Manual of Steel Construction)

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for Compression Members

K/r	$F_y = 35\text{ksi}$		$F_y = 30\text{ksi}$		$F_y = 24\text{ksi}$		$F_y = 18\text{ksi}$		$F_y = 12\text{ksi}$		
	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8
52	18.3	27.4	52	18.7	28.1	52	21.3	32.0	52	23.0	34.5
53	18.2	27.3	53	18.6	28.0	53	21.2	31.8	53	22.8	34.3
54	18.1	27.1	54	18.5	27.8	54	21.0	31.6	54	22.6	34.0
55	18.0	27.0	55	18.4	27.6	55	20.9	31.4	55	22.5	33.8
56	17.9	26.8	56	18.3	27.5	56	20.7	31.2	56	22.3	33.5
57	17.9	26.7	57	18.2	27.3	57	20.6	31.0	57	22.1	33.3
58	17.8	26.6	58	18.1	27.1	58	20.5	30.7	58	22.0	33.0
59	17.8	26.4	59	17.9	27.0	59	20.3	30.5	59	21.8	32.8
60	17.7	26.2	60	17.8	26.8	60	20.2	30.3	60	21.6	32.5
61	17.7	26.0	61	17.7	26.6	61	20.0	30.1	61	21.4	32.2
62	17.6	25.8	62	17.6	26.5	62	19.9	29.9	62	21.3	32.0
63	17.1	25.7	63	17.5	26.3	63	19.7	29.6	63	21.1	31.7
64	17.0	25.5	64	17.4	26.1	64	19.6	29.4	64	20.9	31.4
65	16.8	25.4	65	17.3	25.9	65	19.4	29.2	65	20.7	31.2
66	16.8	25.2	66	17.1	25.8	66	19.2	28.9	66	20.5	30.9
67	16.7	25.0	67	17.0	25.6	67	19.1	28.7	67	20.4	30.6
68	16.5	24.9	68	16.9	25.4	68	18.9	28.5	68	20.2	30.3
69	16.4	24.7	69	16.8	25.2	69	18.8	28.2	69	20.0	30.1
70	16.3	24.5	70	16.7	25.0	70	18.6	28.0	70	19.8	29.8
71	16.2	24.3	71	16.6	24.8	71	18.5	27.7	71	19.6	29.5
72	16.1	24.2	72	16.4	24.7	72	18.3	27.5	72	19.4	29.2
73	16.0	24.0	73	16.3	24.5	73	18.1	27.2	73	19.2	28.9
74	15.8	23.8	74	16.2	24.3	74	18.0	27.0	74	19.1	28.6
75	15.7	23.6	75	16.0	24.1	75	17.8	26.8	75	18.9	28.4
76	15.6	23.4	76	15.9	23.9	76	17.6	26.5	76	18.7	28.1
77	15.5	23.3	77	15.8	23.7	77	17.5	26.3	77	18.5	27.8
78	15.4	23.1	78	15.6	23.5	78	17.3	26.0	78	18.3	27.5
79	15.2	22.9	79	15.5	23.3	79	17.1	25.8	79	18.1	27.2
80	15.1	22.7	80	15.4	23.1	80	17.0	25.5	80	17.9	26.9

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

Table 4-1 (continued)
Available Strength in Axial Compression, kips
W Shapes



$F_y = 50\text{ ksi}$

Shape	W14x											
	145		132		120		109		99		90	
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
6	1250	1870	1130	1700	1030	1550	934	1400	849	1280	771	1160
7	1240	1860	1120	1690	1020	1530	924	1390	840	1270	763	1150
8	1220	1840	1110	1680	1010	1510	914	1370	831	1250	754	1130
9	1210	1820	1090	1640	995	1500	902	1360	820	1230	745	1120
10	1200	1800	1080	1620	981	1470	889	1340	808	1210	734	1100
11	1190	1770	1060	1590	965	1450	875	1320	795	1200	722	1090
12	1180	1740	1040	1570	949	1430	860	1290	781	1170	709	1070
13	1140	1720	1020	1540	931	1400	844	1270	767	1150	696	1050
14	1120	1690	1000	1510	912	1370	827	1240	751	1130	682	1020
15	1100	1650	982	1480	893	1340	809	1220	734	1100	667	1000
16	1080	1620	969	1440	872	1310	790	1190	717	1080	651	978
17	1050	1580	936	1410	851	1280	771	1160	699	1050	635	954
18	1030	1550	912	1370	829	1250	751	1130	681	1020	618	928
19	1000	1510	887	1330	808	1210	730	1100	662	995	600	902
20	979	1470	862	1300	783	1180	709	1070	642	966	583	876
22	926	1390	809	1220	735	1100	665	1000	602	906	546	821
24	871	1310	756	1140	685	1030	620	932	562	844	509	785
26	815	1230	702	1050	636	956	575	864	520	782	471	708
28	759	1140	647	973	586	881	530	797	479	720	434	652
30	702	1050	594	892	537	807	485	730	438	659	397	596
32	647	972	541	814	489	735	442	664	399	598	361	542
34	592	890	491	738	443	666	400	601	360	542	326	490
36	540	811	441	663	396	596	359	540	323	486	292	439
38	489	734	396	595	357	537	322	484	290	436	262	394
40	441	663	358	537	322	484	291	437	262	393	236	355

Properties

P_{max} (kips)	191	287	175	263	151	227	128	191	111	167	95.9	144
P_{min} (kips/in.)	22.7	34.0	21.5	32.3	19.7	29.5	17.5	26.3	18.2	24.3	14.7	22.0
P_{max} (kips)	477	717	407	612	312	468	220	330	173	260	129	194
P_{min} (kips)	222	334	199	298	165	249	138	208	114	171	94.3	142
L_r (ft)	14.1		13.3		13.2		13.2		13.5		15.2	
L_r (ft)	61.7		56.0		52.0		48.4		45.3		42.6	
A_g (in. ²)	42.7		38.8		35.3		32.0		29.1		26.5	
I_x (in. ⁴)	1710		1530		1380		1240		1110		999	
I_y (in. ⁴)	677		548		495		447		402		362	
r_x (in.)	3.98		3.76		3.74		3.73		3.71		3.70	
Ratio r_x/r_y	1.59		1.67		1.67		1.67		1.66		1.66	
P_{max} (ksi) $\times 10^4$ (k-in. ²)	4800		4380		3950		3550		3180		2860	
P_{min} (ksi) $\times 10^4$ (k-in. ²)	19400		15700		14200		12800		11500		10400	

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

طول موثر ستون در قابها

Effective Length of Columns in Frames

تا به اینجا، مقاومت کمانشی ستون‌های منفرد (تکی) مورد بررسی قرار گرفته است. این ستونها از شرایط انتهایی مختلفی برخوردار بودند، اما به اعضای دیگر توسط اتصالات خمشی (گیردار) متصل نبودند.

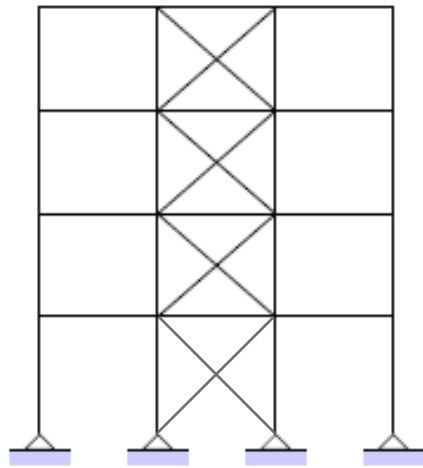
ضریب طول موثر K برای کمانش یک ستون منفرد را می‌توان از AISC Table C-C2.2 p. 16.1-240 تعیین کرد.

این ضرایب برای ستون‌های با قیدهای انتهایی ایده‌آل مشخص بسط داده شده‌اند.

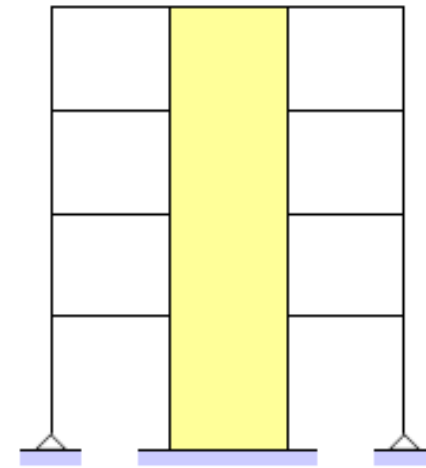
این ضرایب برای طراحی‌های اولیه و برای شرایطی که از حرکت جانبی جلوگیری شده باشد، معمولاً بسیار رضایتبخش می‌باشند.

قابهای بدون حرکت جانبی

Sidesway Inhibited Frames



(a) Diagonal bracing



(b) Shear wall

AISC (conservative)

$$K = 1.0$$

طول موثر ستون در قابها

Effective Length of Columns in Frames

ضریب طول موثر برای ستونهای قابها باید به روال زیر تعیین شود

- اگر ستون عضوی از یک قاب مهار شده باشد طول موثر آن: $0 < K \leq 1$
بدیهی است که در حالت قابهای مهارشده، یک تقریب دست بالا از K عموماً کافی بوده، بدون اینکه نیازی به محاسبه نمودن جزئیات سختی قاب باشد.
- اگر ستون عضوی از یک قاب مهارنشده باشد در این صورت: $1 \leq K \leq \infty$
بعضی روشهای مرسوم برای تخمین K باید مورد استفاده قرار گیرند، زیرا محدوده مقادیر ممکن تا بی نهایت است.

طول موثر ستون در قابها

Effective Length of Columns in Frames

روشهایی که ممکن است برای محاسبه طول موثر مورد استفاده قرار گیرند عبارتند از:

- تحلیل های کمانش کامل به ازای وضعیت های بارگذاری خاص و معین (روشی خیلی طولانی و شاید خیلی مشکل).

- با استفاده از نمودارهای طول موثر ستون (نموگرافها). مراجعه شود به:
AISC05 p. 16.1-240

نمودارهای طول موثر ستون

Alignment Charts

روش بسیار متداول برای تعیین K استفاده از نمودارهای طول موثر ستون است که به آنها نمودار نیز گفته می شود.

این نمودارها در شکل های زیر از آیین نامه AISC05 آورده شده اند:

- شکل C-C2.3 برای قابهای بدون امکان حرکت جانبی (sidesway inhibited)، و
- شکل C-C2.4 برای قابهای با امکان حرکت جانبی (sidesway uninhibited).

نمودارهای طول موثر ستون

Alignment Charts

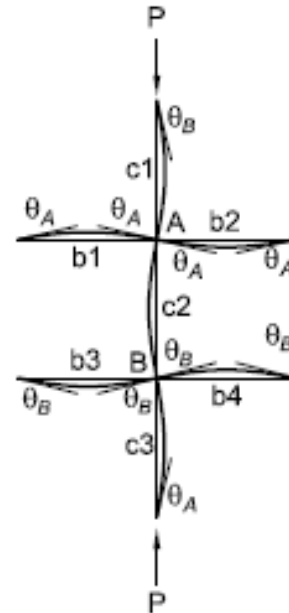
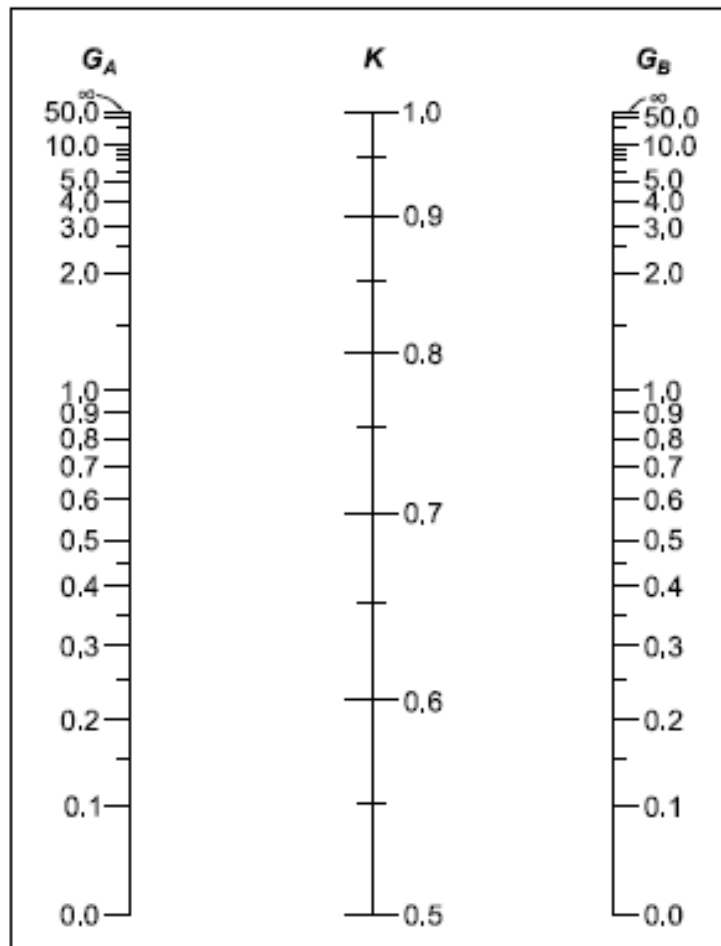


Fig. C-C2.3. Alignment chart—sidesway inhibited (braced frame).

نمودارهای طول موثر ستون

Alignment Charts

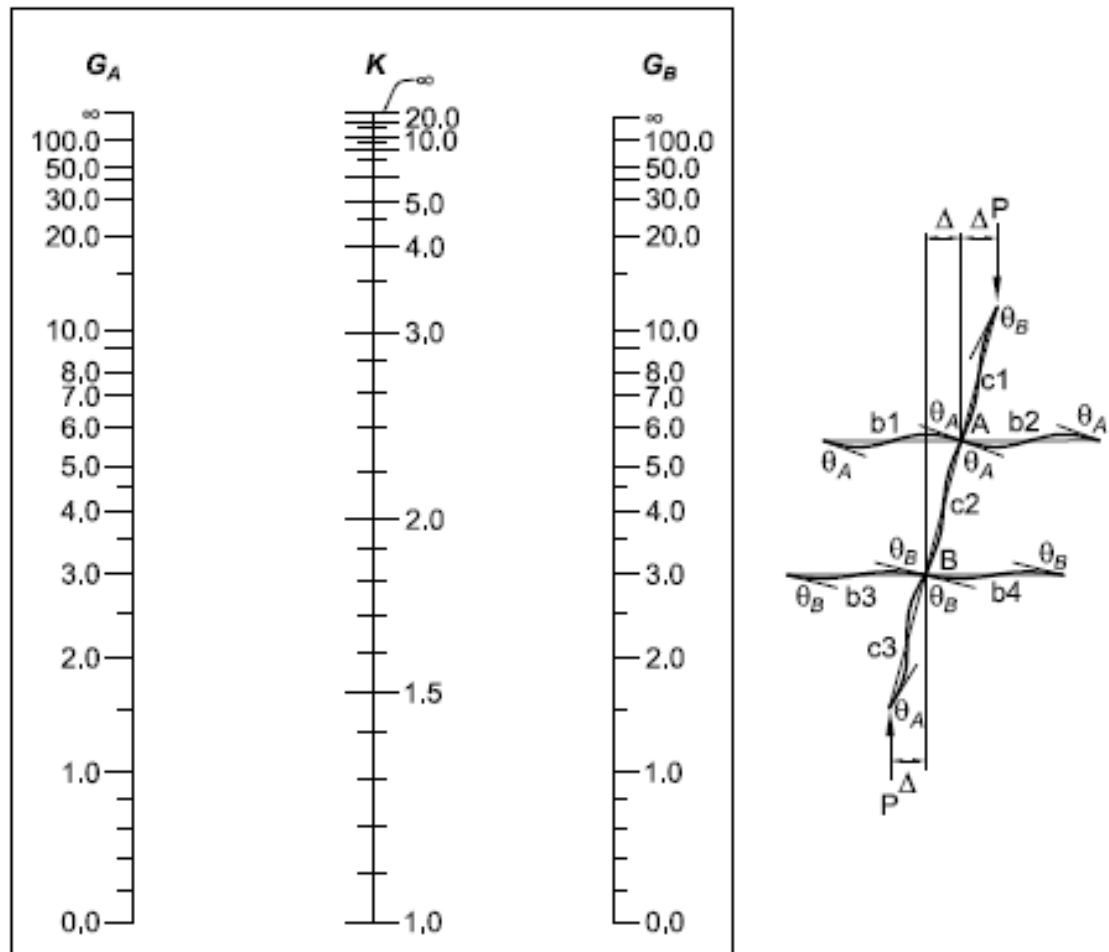


Fig. C-C2.4. Alignment chart—sidesway uninhibited (moment frame).