

نمودارهای طول موثر ستون

Alignment Charts

نمودارهای طول موثر ستون براساس فرضیات شرایط ایده آلی تهیه شده اند که در سازه های واقعی به ندرت محقق می شوند. این فرضیات عبارتند از :

1. رفتار کاملاً ارتجاعی است.
2. همه اعضا سطح مقطع شان ثابت است.
3. همه گره ها صلب هستند.
4. برای ستونهای قابهای بدون حرکت جانبی، دورانها در دو انتهای تیرهای مقیدکننده ستون، مقدارشان برابر و جهت شان مخالف هم بوده؛ لذا دارای خمش با انحنای ساده (تکی) هستند.
5. برای ستون های قابهای با امکان حرکت جانبی، دورانهای دو انتهای تیر مقیدکننده ستون، مقدار و جهت شان برابر بوده، لذا دارای خمش با انحنای مضاعف (معکوس) هستند.
6. $L\sqrt{P/EI}$ پارامتر سختی همه ستونها برابر است.
7. توزیع گیرداری گرهی بین ستون بالا و پایین گره به نسبت EI/L دو ستون بوده است.
8. همه ستون ها همزمان کمانه می کنند.
9. هیچ نیروی فشاری محوری قابل توجهی در تیرها وجود ندارد.

نمودارهای طول موثر ستون

Alignment Charts

C-C2.3 نمودار طول موثر ستون برای قابهای بدون امکان حرکت جانبی که در شکل نشان داده شده، براساس معادله زیر است:

$$\frac{G_A G_B}{4} (\pi/K)^2 + \left(\frac{G_A + G_B}{2} \right) \left(1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} \right) + \frac{2 \tan(\pi/2K)}{(\pi/K)} - 1 = 0$$

C-C2.4 نمودار طول موثر ستون برای قابهای با امکان حرکت جانبی که در شکل نشان داده شده، براساس معادله زیر است:

$$\frac{G_A G_B (\pi/K)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{(\pi/K)}{\tan(\pi/K)} = 0$$

که ضریب صلبیت نسبی G عبارتست از :

$$G = \frac{\Sigma(E_c I_c / L_c)}{\Sigma(E_g I_g / L_g)} = \frac{\Sigma(EI/L)_c}{\Sigma(EI/L)_g}$$

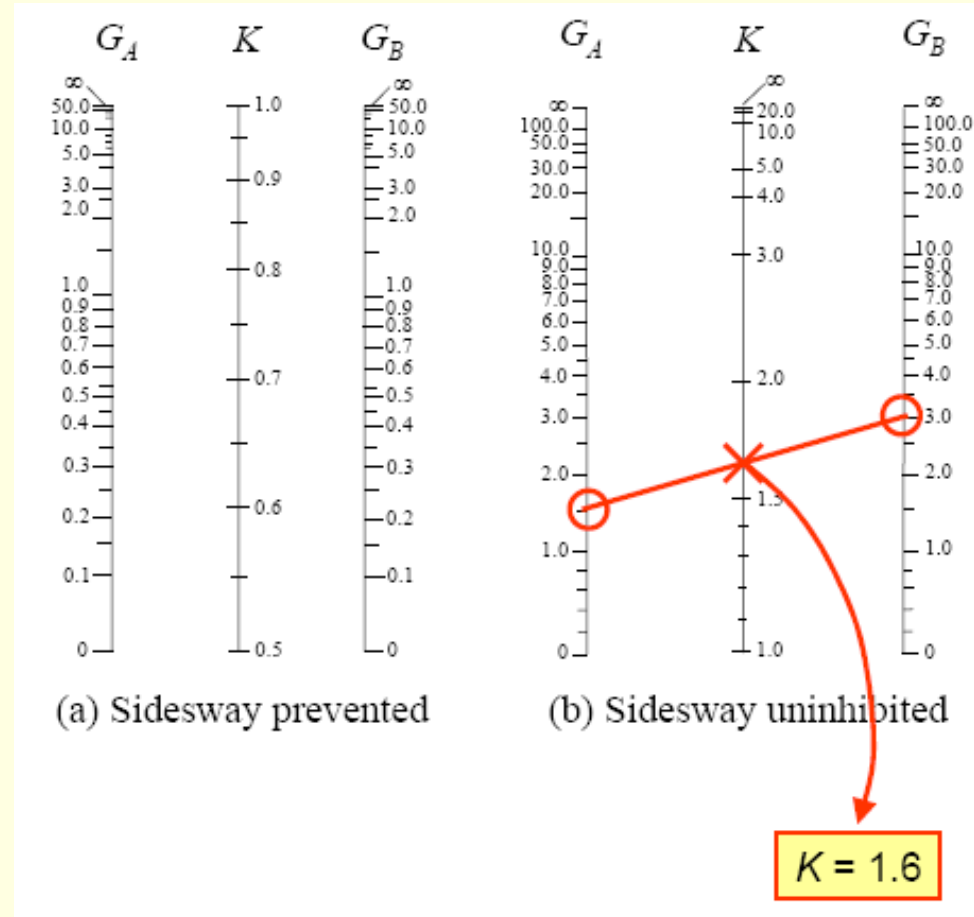
نمودارهای طول موثر ستون

Alignment Charts

$$G = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_g I_g / L_g)} = \frac{\sum(EI/L)_c}{\sum(EI/L)_g}$$

برای تعیین K :

1. نمودار مناسب انتخاب شود
2. G برای هر دو انتهای ستون محاسبه شود (G_A, G_B)
3. خط مستقیمی بین G_A و G_B رسم شده، مقدار K قرائت شود.



نمودارهای طول موثر ستون – تصحیحات مربوط به دورانهای گرهی

Modifications on Alignment Charts – Joint Rotations

تصحیحات برای شرایط انتهایی مختلف ستون:

1. برای ستونهای مفصلی: از نظر تئوری G بی نهایت بوده اما بکارگیری مقدار 10 پیشنهاد شده است (البته مگر در مواردیکه یک مفصل بدون اصطکاک واقعی طرح شده باشد).

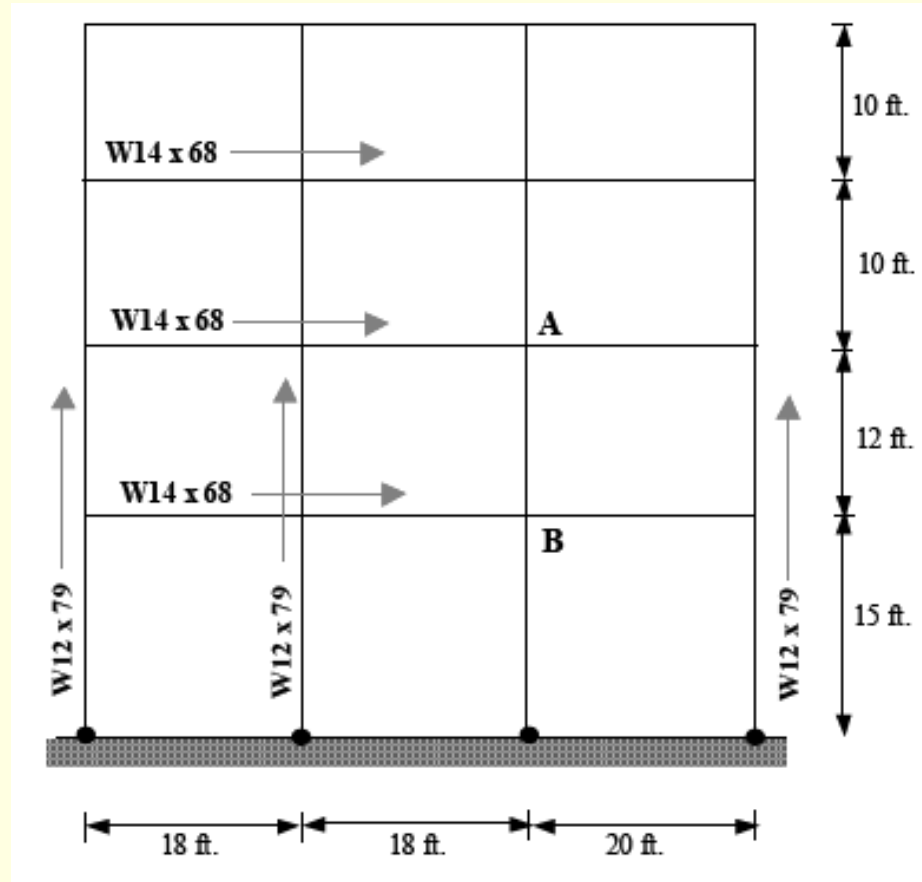
2. برای اتصالات صلب ستونها به شالوده ها: از نظر تئوری G صفر بوده اما بکارگیری مقدار 1.0 پیشنهاد شده است چون عملاً هیچ اتصال کاملاً صلبی وجود ندارد.

تصحیحات مربوط به شرایط انتهایی مختلف تیر: (ضرایب جدول زیر در $(EI/L)g$ عضو تیر ضرب شود)

Condition at far end	Sidesway Prevented	Sidesway Uninhibited
Pinned	1.5	0.5
Fixed against rotation	2.0	0.67

EXAMPLE

Calculate the effective length factor for the W12 x 53 column AB of the frame shown below. Assume that the column is oriented in such a way that major axis bending occurs in the plane of the frame. Assume that the columns are braced at each story level for out-of-plane buckling. Assume that the same column section is used for the stories above and below.



Step I. Identify the frame type and calculate L_x , L_y , K_x , and K_y if possible.

- It is an unbraced (sidesway uninhibited) frame.
- $L_x = L_y = 12$ ft.
- $K_y = 1.0$
- K_x depends on boundary conditions, which involve restraints due to beams and columns connected to the ends of column AB.
- Need to calculate K_x using alignment charts.

Step II - Calculate K_x

- W 12 x 53 ($I_{xx} = 425$ in⁴ , $r_x = 5.23$ in, $r_y = 2.48$ in),
W 14 x 68 ($I_{xx} = 723$ in⁴)

$$G_A = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_b}{L_b}} = \frac{\frac{425}{10 \times 12} + \frac{425}{12 \times 12}}{\frac{723}{18 \times 12} + \frac{723}{20 \times 12}} = \frac{6.493}{6.360} = 1.021$$

$$G_B = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_b}{L_b}} = \frac{\frac{425}{12 \times 12} + \frac{425}{15 \times 12}}{\frac{723}{18 \times 12} + \frac{723}{20 \times 12}} = \frac{5.3125}{6.360} = 0.835$$

Using G_A and G_B : $K_x = 1.3$ from Alignment Chart

Step III – Design strength of the column

- $K_y L_y = 1.0 \times 12 = 12$ ft = 144 in. $(KL/r)_y = 144 / 2.48 = 58.06 \leftarrow$
- $K_x L_x = 1.3 \times 12 = 15.6$ ft = 187.2 in. $(KL/r)_x = 187.2 / 5.23 = 35.79$

Therefore, y-axis buckling governs.

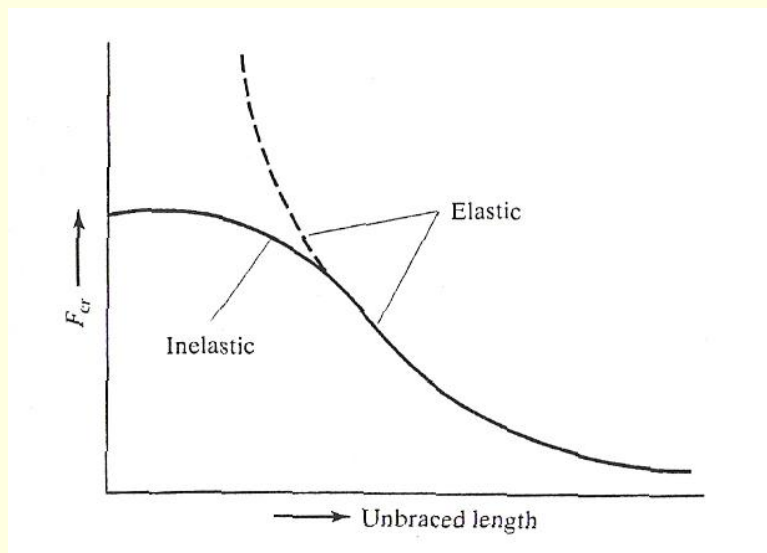
Therefore $\phi_c P_n = 548$ kips

نمودارهای طول موثر ستون - تصحیحات مربوط به کمانش غیرارتجاعی

Modifications on Alignment Charts – Inelastic Buckling

نمودارهای طول موثر ستون بر مبنای فرض خرابی کاملاً ارتجاعی ستون استوار هستند، که این فرض در عمل بندرت محقق می گردد.

خرابی درصد بالایی از ستونها در محدوده غیر ارتجاعی است. در این گونه موارد، مقادیر K نمودار خیلی محافظه کارانه بوده و باید تصحیح شود.

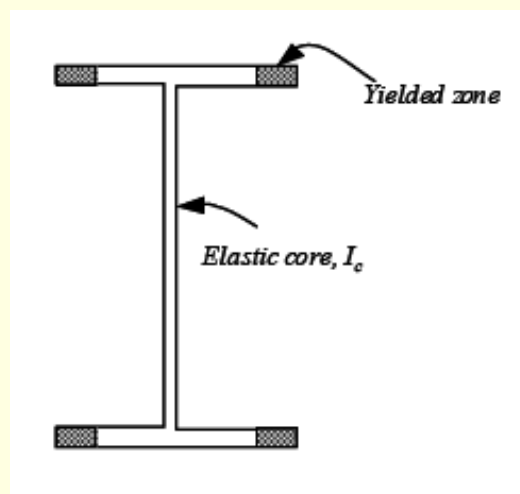


نمودارهای طول موثر ستون - تصحیحات مربوط به کماتش غیرارتجاعی

Modifications on Alignment Charts – Inelastic Buckling

همانطور که قبلا ذکر شد ، ضریب صلبیت نسبی G نشان دهنده نسبت صلبیت خمشی ستونها (EI_c/L_c) به تیرها (EI_g/L_g) است .

اما، اگر کماتش ستون در محدوده غیرارتجاعی اتفاق بیافتد $(KL/r \leq 4.71\sqrt{(E/F_y)})$ ، صلبیت خمشی ستون کاهش خواهد یافت چون I_c ممان اینرسی فقط هسته ارتجاعی مقطع خواهد بود .



نمودارهای طول موثر ستون - تصحیحات مربوط به کمانش غیرارتجاعی

Modifications on Alignment Charts – Inelastic Buckling

تیرها صلبیت خمشی بیشتری در مقایسه با صلبیت کاهش یافته (EI_c) ستونهای غیرارتجاعی خواهند داشت. در نتیجه تیرها خواهند توانست ستونها را بهتر مقید کنند که این امر برای طراحی ستون مطلوبتر است.

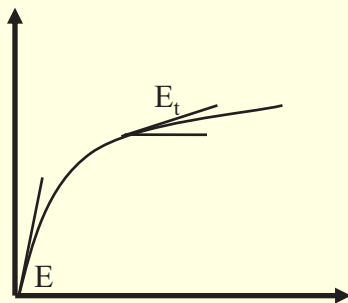
برای به حساب آوردن این موضوع، ضریب صلبیت نسبی G تصحیح می شود بدین ترتیب که در عبارت سختی ستون به جای مدول ارتجاعی E از مدول ارتجاعی مماسی E_t استفاده می شود:

$$G_{\text{inelastic}} = \frac{\sum (E_t I_c / L_c)}{\sum (E I_g / L_g)}$$
$$G_{\text{inelastic}} = \frac{E_t}{E} \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_g / L_g)} = (E_t / E) G_{\text{elastic}}$$

نمودارهای طول موثر ستون - تصحیحات مربوط به کمانش غیرارتجاعی

Modifications on Alignment Charts – Inelastic Buckling

معادله فوق الذکر روند تصحیح را نشان می دهد: G به روال پیشین محاسبه می شود، و سپس به ضریب تصحیح $\tau = E_t/E$ که ضریب کاهش سختی (SRF) نامیده می شود ضرب می گردد.



نسبت E_t/E فرض می شود معادل باشد با نسبت :

$$\tau = \frac{E_t}{E} \approx \frac{F_{cr \text{ inelastic}}}{F_{cr \text{ elastic}}} = \frac{P_u / A}{F_{crit \text{ elastic}}}$$

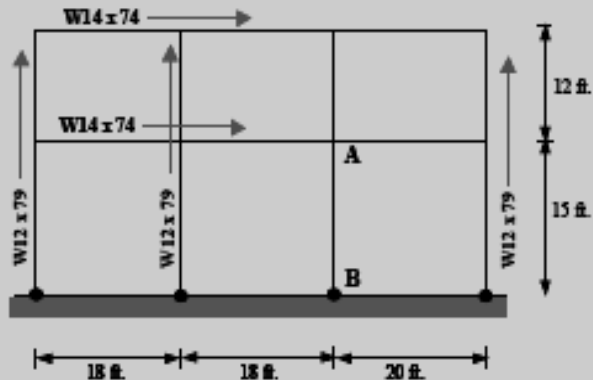
جدول زیر ضریب کاهش سختی (τ) را به صورت تابعی از تنش تسلیم F_y و تنش تسلیم P_u/A_g می دهد، که P_u بار طراحی ضریب دار (از تحلیل) می باشد.

TABLE 7.2 Stiffness Reduction Factor τ

P_u/A_g	F_y , ksi				
	35	36	42	46	50
43	-	-	-	-	-
42	-	-	-	-	0.0319
41	-	-	-	-	0.0944
40	-	-	-	-	0.155
39	-	-	-	0.00696	0.215
38	-	-	-	0.0756	0.273
37	-	-	-	0.142	0.329
36	-	-	-	0.207	0.383
35	-	-	0.0529	0.270	0.436
34	-	-	0.127	0.331	0.486
33	-	-	0.198	0.390	0.535
32	-	-	0.267	0.447	0.582
31	-	-	0.334	0.501	0.627
30	-	0.0529	0.398	0.554	0.670
29	0.0678	0.139	0.460	0.604	0.711
28	0.155	0.221	0.519	0.651	0.749
27	0.240	0.301	0.576	0.697	0.785
26	0.321	0.377	0.629	0.739	0.819
25	0.398	0.450	0.680	0.779	0.850
24	0.472	0.519	0.727	0.816	0.879
23	0.542	0.585	0.772	0.850	0.905
22	0.608	0.646	0.813	0.882	0.929
21	0.670	0.704	0.850	0.910	0.949
20	0.727	0.757	0.884	0.934	0.966
19	0.780	0.806	0.914	0.955	0.981
18	0.828	0.850	0.941	0.973	0.991
17	0.871	0.890	0.963	0.987	0.999
16	0.909	0.924	0.980	0.996	1.00
15	0.941	0.952	0.993	1.00	
14	0.966	0.975	1.00		
13	0.986	0.991			
12	0.998	1.00			
11	1.00				
10					
9					
8					

- indicates stiffness reduction factor is not applicable because P_u exceeds $\phi_c F_y A_g$ (column design strength for $Kl/r = 0$).

EXAMPLE Calculate the effective length factor for a W10 x 60 column AB made from 50 ksi steel in the unbraced frame shown below. Column AB has a design factor load $P_u = 450$ kips. The columns are oriented such that major axis bending occurs in the plane of the frame. The columns are braced *continuously along the length* for out-of-plane buckling. Assume that the same column section is used for the story above



Solution

Step I. Identify the frame type and calculate L_x , L_y , K_x , and K_y if possible.

- It is an unbraced (*sidesway uninhibited*) frame.
- $L_y = 0$ ft.
- K_y has no meaning because out-of-plane buckling is not possible.
- K_x depends on boundary conditions, which involve restraints due to beams and columns connected to the ends of column AB.
- Need to calculate K_x using alignment charts.

Step II (a) - Calculate K_x

- I_{xx} of W 14 x 74 = 796 in^4
- I_{xx} of W 10 x 60 = 341 in^4

$$G_A = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_b}{L_b}} = \frac{\frac{341}{12 \times 12} + \frac{341}{15 \times 12}}{\frac{796}{18 \times 12} + \frac{796}{20 \times 12}} = \frac{4.2625}{7.002} = 0.609$$

- $G_B = 10$ - for pin support
- Using G_A and G_B ; $K_x = 1.8$ - from Alignment Chart
- Note, K_x is greater than 1.0 because it is an unbraced frame.

Step II (b) - Calculate $K_{x-inelastic}$ using stiffness reduction factor method

- Reduction in the flexural rigidity of the column due to residual stress effects
 - First calculate, $P_u / A_g = 450 / 17.6 = 25.57$ ksi
 - Then go to Table and read the value of stiffness reduction factor for $F_y = 50$ ksi and $P_u / A_g = 25.57$ ksi.
 - Stiffness reduction factor = $\tau = 0.833$
- $G_{A-inelastic} = \tau \times G_A = 0.833 \times 0.609 = 0.507$
- $G_B = 10$ - for pin support,
- Using $G_{A-inelastic}$ and G_B ; $K_{x-inelastic} = 1.75$ - alignment chart
- Note: You can combine Steps II (a) and (b) to calculate the $K_{x-inelastic}$ directly. You don't need to calculate elastic K_x first. It was done here for demonstration purposes.
- Note that $K_{x-inelastic} < K_x$. This is in agreement with the fact that the beams offer better resistance to the *inelastic* column AB because it has reduced flexural rigidity.

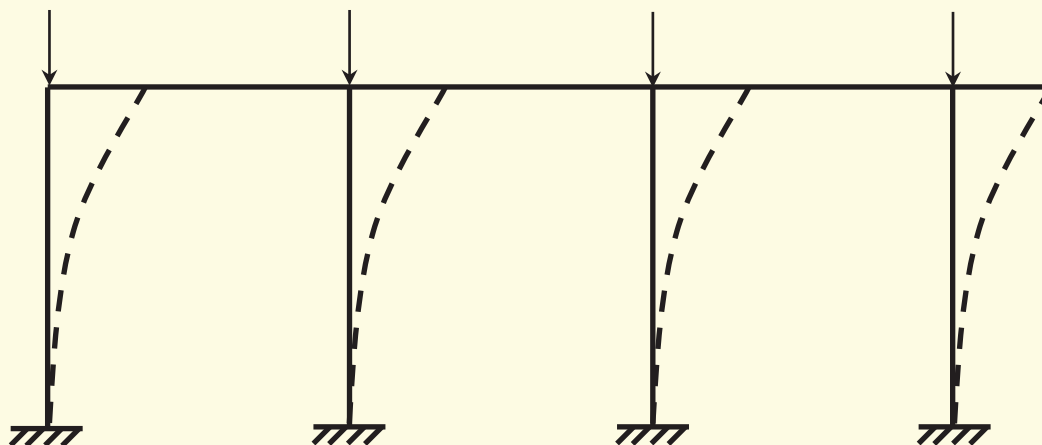
Step III - Design strength of the column

- $K_x L_x / r_x = (1.75)(15 \times 12) / (4.39) = 71.75$
- $\phi_c F_{cr} = 30.92$ ksi
- $\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 30.92 \times 17.6 = 544.2$ kips

ستون‌های متکی به یکدیگر

Columns Leaning on Each Other

- در جهت ایمنی خواهد بود اگر هر ستون از قاب مهار نشده، مستقلا با استفاده از نمودارهای طول موثر قابهای با امکان حرکت جانبی طراحی شود .
- ضریب K به دست آمده احتمالا به میزان قابل توجهی بیش از 1.0 خواهد بود .
- اما، عملا یک ستون نمی تواند کمانش با حرکت جانبی نماید مگر آنکه همه ستونهای آن طبقه کمانش با حرکت جانبی نمایند .



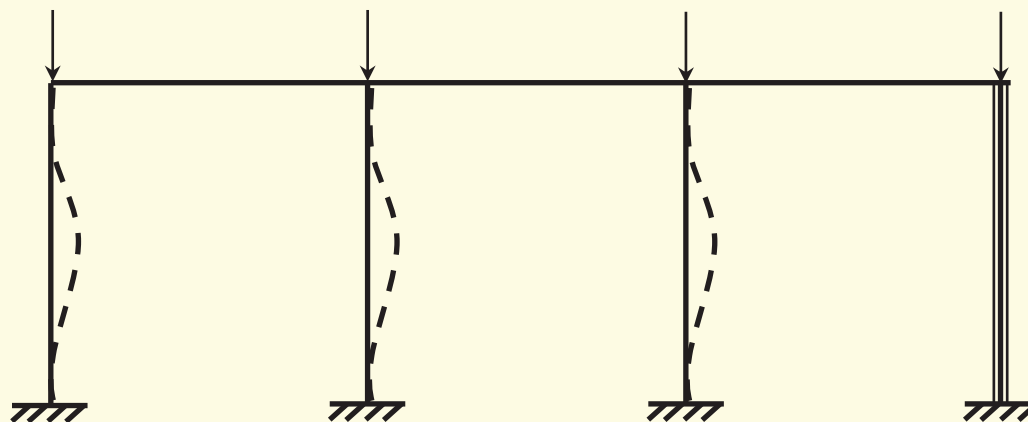
ستون‌های متکی به یکدیگر

Columns Leaning on Each Other

نمودارهای طول موثر ستون برای قابهای با امکان حرکت جانبی براساس این فرض تهیه شده اند که همه ستون‌های طبقه به صورت همزمان کمانه کنند، یعنی ستون‌ها نتوانند همدیگر را مهار کرده یا به هم تکیه نمایند.

بعضی مواقع، ستون‌های خاصی از یک قاب دارای مقاومت کمانشی اضافه‌تری هستند،

هنگامیکه سایر ستون‌ها به بار کمانش‌شان می‌رسند، چنین ستونی به بار کمانش نخواهد رسید، لذا قاب کمانه نخواهد کرد.



ستون‌های متکی به یکدیگر

Columns Leaning on Each Other

- ستون‌های با مقاومت کمانشی اضافی، ستون‌های دیگر را مهار خواهند کرد.
- به عبارت دیگر، ستون‌های دیگر بر ستون‌های با مقاومت کمانشی اضافی تکیه خواهند کرد. لذا ضریب طول موثر K این ستون‌ها به 1.0 خواهد رسید.
- وضعیت‌های بسیاری وجود دارد که در آنها بعضی ستون‌ها دارای مقاومت کمانشی اضافی هستند، برای مثال می‌توان به مواردی اشاره کرد که در آن در طراحی ستون‌های مختلف یک طبقه ساختمان، ترکیبات بارگذاری مختلفی کنترل کننده باشد.
- کل بار ثقلی که یک قاب مهار شده قادر به تحمل آن است برابر است با جمع مقاومت تک تک ستون‌ها.

کل بار ثقلی که سبب کمانش با حرکت جانبی یک قاب می‌شود را می‌توان بین ستون‌ها به نسبت‌های مختلف تقسیم کرد البته بشرطی که بار حداکثر وارد بر هر ستون از باری که ستون را به صورت مهارنشده (یعنی با $K=1$) به کمانش می‌رساند بیشتر نباشد.

Column Splices

وصله ستون‌ها

■ در ساختمانهای چند طبقه نیاز به اجرای وصله ستون خواهد بود.

■ محل مناسب برای اجرای وصله حدود یک متر بالاتر از کف طبقه است در این حالت وصله‌ها تداخلی با اتصالات تیر و ستون، و مهاربندها نخواهند داشت.

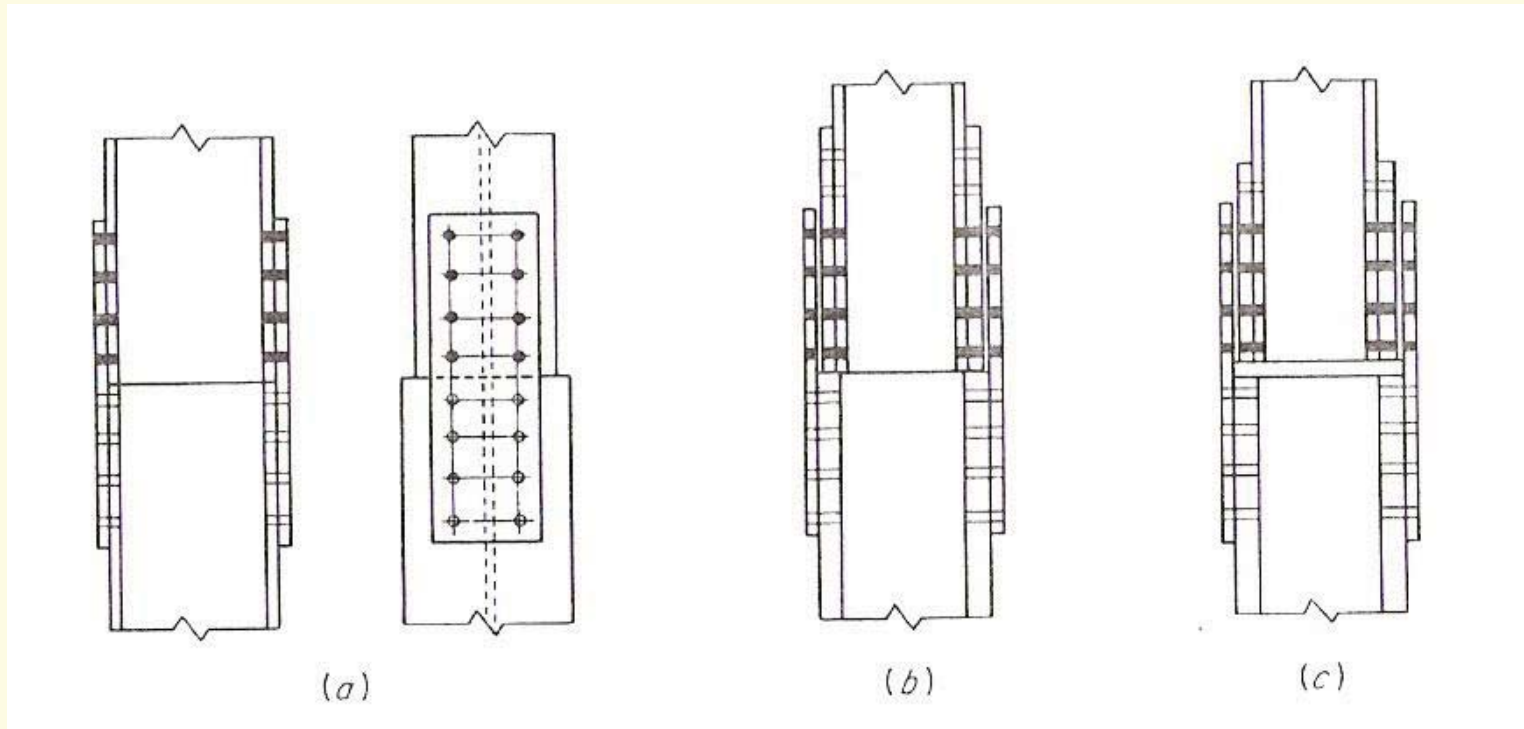


Column Splices

وصله ستونها

- تفاوت وصله‌های اعضای فشاری و کششی:
 - در اعضای کششی کل بار توسط وصله انتقال می‌یابد
 - در اعضای فشاری بخش عمده‌ای از بار مستقیماً با تماس دو ستون و بقیه توسط وصله‌ها انتقال می‌یابد.
- سنگ‌زنی انتهای ستون باعث صاف شدن مقطع و تماس بهتر در محل اتکا و انتقال مستقیم قسمت عمده‌ای از نیرو از طریق سطح تماس می‌شود.
- اما بهر حال حتی اگر تماس کامل نیز در محل وصله برقرار گردد باز وجود ورق وصله به دلایل زیر ضرورت دارد:
 - برای جفت کردن (با هم نگهداشتن) دو ستون در حین اجرا
 - برای تحمل نیروهای برشی و خمشی موجود در ستونها

Typical Bolted or Riveted Splices

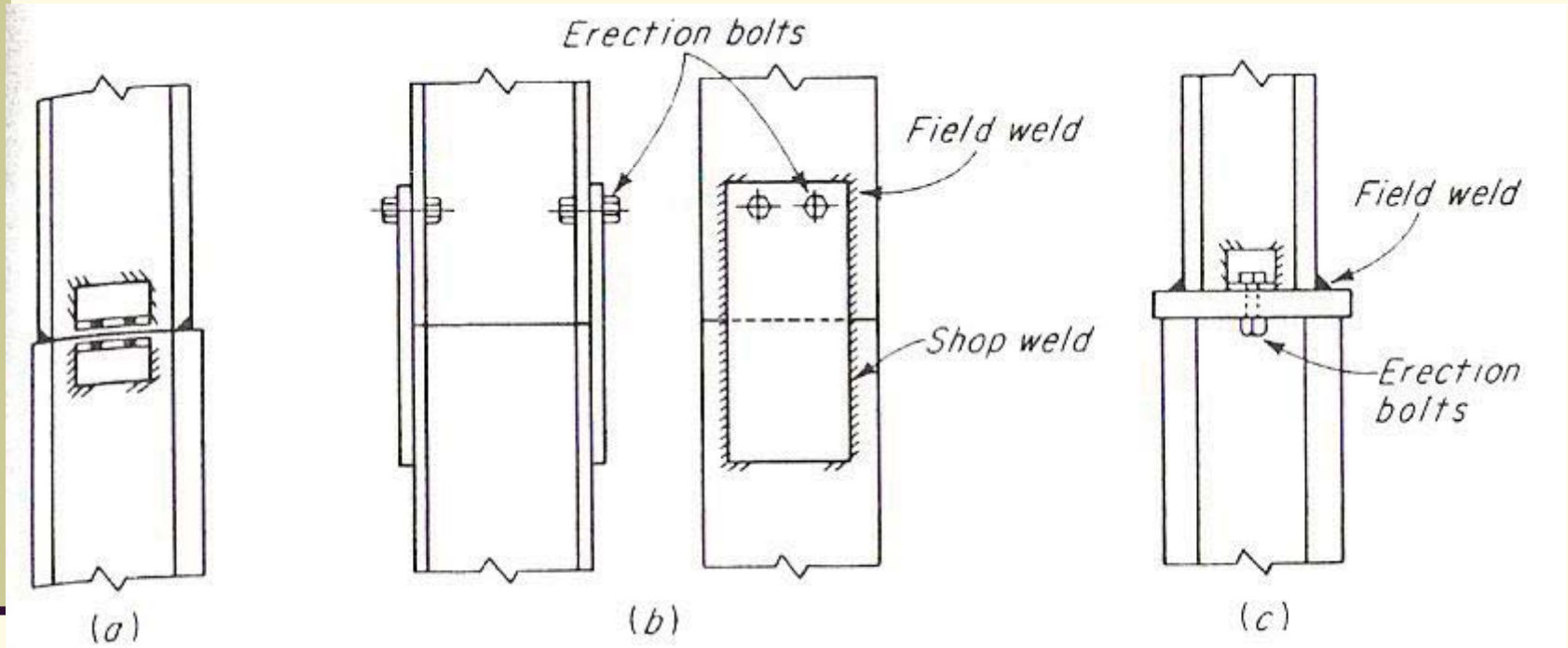


شکل (a): وصله پیچی ساده - مناسب برای وصله دوستون با عمق برابر

شکل (b): وصله با ورقهای پرکننده - مناسب برای وصله دوستون با عمق نابرابر

شکل (c): وصله با ورق زیرسری - عدم ضرورت اتکای ورقهای پرکننده

Typical Welded Splices



شکل (a): وصله جوشی با جوش
شیاری نفوذی

شکل (b): وصله با ورقهای وصله
جوش شده - مناسب برای وصله
دوستون با عمق اسمی برابر

شکل (c): وصله جوشی با ورق زیرسری
- مناسب برای وصله دوستون با عمق
نابرابر

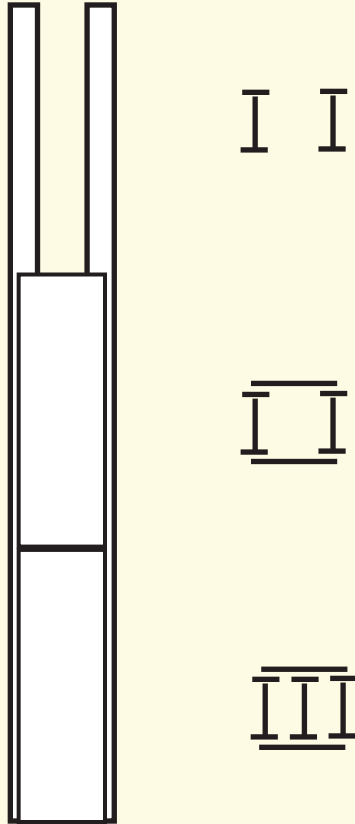
وصله ستونها - توصیه‌ها

■ بهتر است از نیمرخهای هم‌عمق در طبقات مختلف ساختمان استفاده شود. در صورتی که عمق ستون بالایی خیلی کمتر از عمق ستون پایینی باشد باید از ورقهای پرکننده (لقمه، لایه Filler) بین ستون بالایی و ورق وصله استفاده شود.

■ در ساختمانهای چند طبقه از جنبه تئوریک باید اندازه ستون در هر طبقه تغییر یابد اما با توجه به هزینه نسبتا بالای اجرای وصله، پیشنهاد می‌شود حداقل در هر دو طبقه، اندازه ستون ثابت باقی بماند (علیرغم اینکه به این ترتیب وزن کل فولاد مصرفی بالا خواهد رفت).

■ البته وصله ستونها در هر سه طبقه و بیشتر از آن نیز، مشکلات اجرایی زیادی دارد از این رو بکارگیری ستون با اندازه ثابت در سه طبقه توصیه نمی‌شود.

وصله ستونها - توصیه‌ها



■ بکارگیری ستونی با شماره ثابت در طبقات مختلف و استفاده از ورقهای تقویتی در طبقات پایین‌تر بنحوی که در طبقات بالاتر بتدریج از مقدار ورقهای تقویتی کاسته شود توصیه می‌گردد.

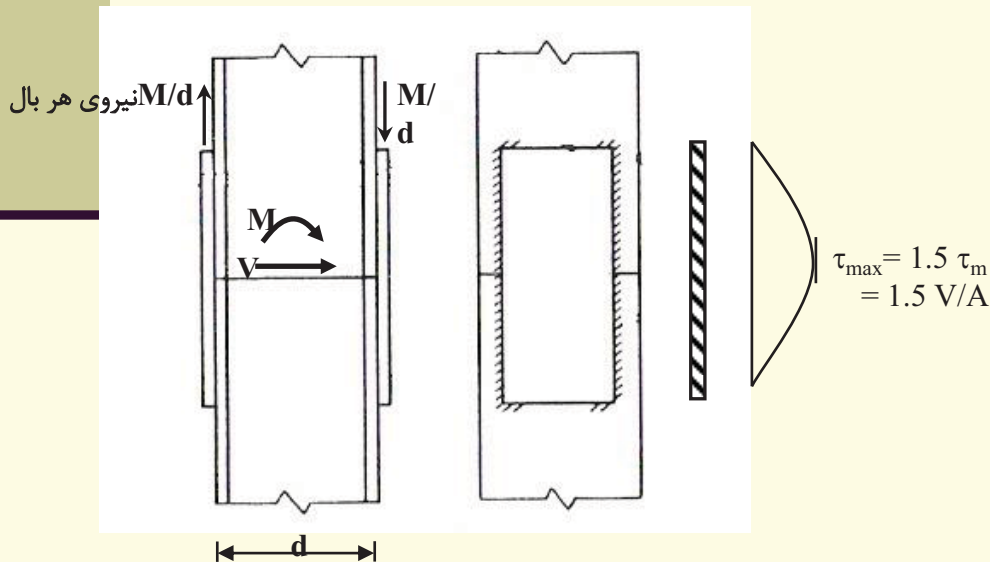
■ البته استفاده از چنین مقاطع مرکبی بدون اجرای وصله فقط تا حداکثر چهار طبقه امکان‌پذیر خواهد بود چرا که اگر طول ستون بیشتر از ۱۲ متر شود اجرای وصله اجتناب‌ناپذیر خواهد بود.

طراحی وصله ستونها

تخمین بار وصله‌ها:

- (1) اگر انتهای ستون سنگ‌خورده نباشد ← ۱۰۰٪ کل بار ستون
- (2) اگر سطوح سنگ‌خورده بوده و ستون فقط تحت بار محوری باشد ← ۲۵ الی ۵۰٪ کل بار ستون
- (3) اگر ستون تحت خمش نیز باشد ← ۵۰ الی ۷۵٪ کل بار ستون

انتقال خمش توسط ورقهای وصله بالها، انتقال برش توسط ورقهای وصله جان، و نیروی محوری نیز بین همه ورقها توزیع می‌شود



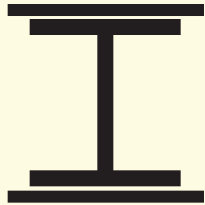
برای تعیین مساحت ورق وصله، مجموع مساحت موردنیاز برای تحمل نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی محاسبه و ورق یکجا طرح شود.

Built-up Compression Members

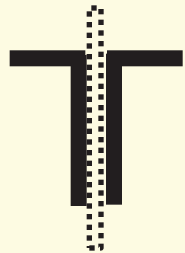
فصل چهارم - قسمت دوم: اعضای فشاری مرکب

اعضای فشاری مرکب

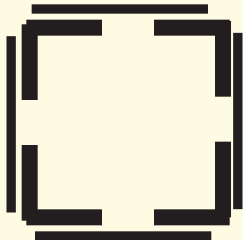
ممکن است عضو فشاری از ترکیب دو یا چند جزء به صورتهای مختلف ساخته شود:



(1) *ستونهای با اجزای در تماس مستقیم با هم،*
نظیر نیمرخهای با ورقهای تقویتی



(2) *ستونهای با اجزای در تماس نزدیک با هم،*
نظیر زوج نبشی با فاصله جزئی از هم به اندازه ضخامت ورق لچکی

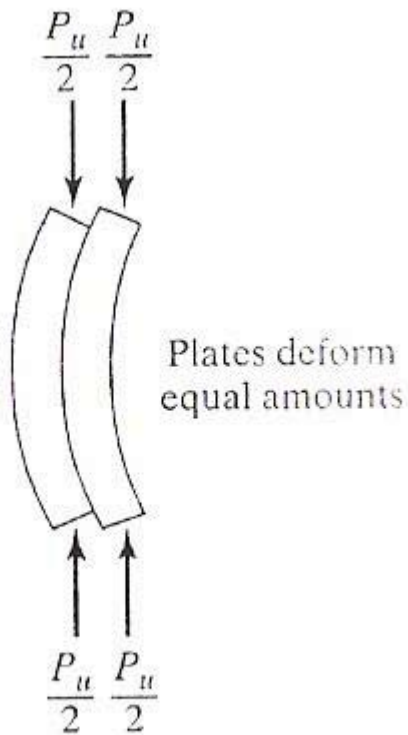


(3) *ستونهای با اجزای بدون تماس با هم،*
نظیر زوج ناودانی یا چهار نبشی، مناسب برای ستونهای بلند،
ضرورت اتصال اجزا با ورقهای بست

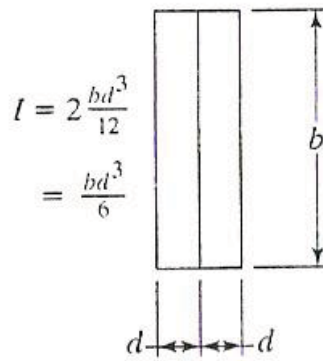
اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

بحث مقدماتی: بررسی رفتار ستونی مرکب از دو ورق مشابه در حالات مختلف اتصال

(1) در صورت عدم اتصال ورقها بهم:



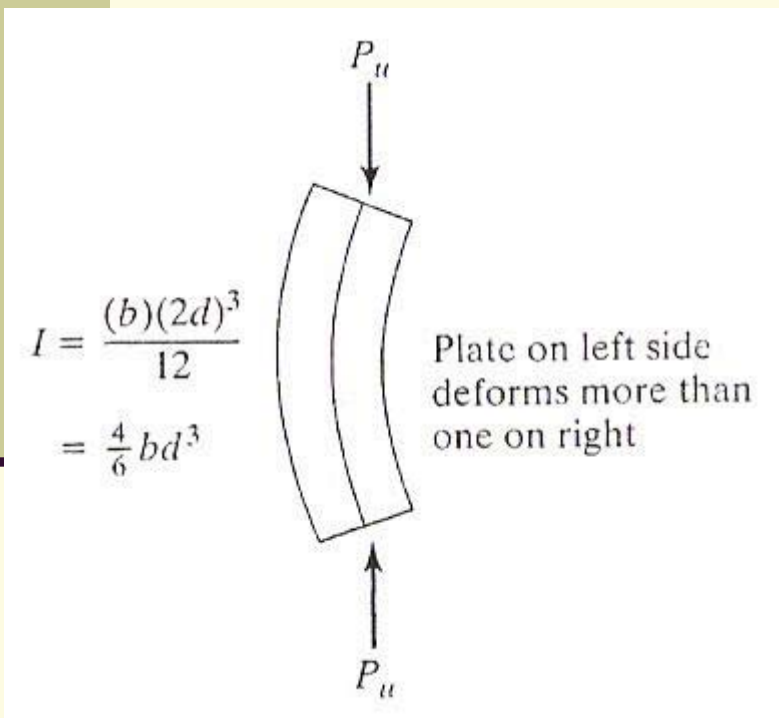
(b) Deformed shape of column



(a) Column cross section

اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

(2) در صورت تامین اتصالات کافی در برابر لغزش:



- عملکرد به صورت یک قطعه واحد
- تغییر شکل متفاوت ورقها
- محاسبه ممان اینرسی برای کل مقطع مرکب (۴ برابر حالت قبل).

■ $K=1$

■
$$\frac{KL}{r} = \frac{(1)(L)}{\sqrt{\frac{4bd^3}{6} / 2bd}} = 1.732L / d$$

اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

(3) در صورت تامین اتصالات محدود فقط در چند جا:

- مقاومت قطعه بین دو حالت قبل خواهد بود
- چون کمترین جابجایی ورقها نسبت بهم در مرکز ستون است قرار دادن اتصالات لغزش گیر در وسط کمترین اثر را دارد
- چون بیشترین جابجایی ورقها نسبت بهم در دو انتهاست قرار دادن اتصالات لغزش گیر در دو انتها بیشترین اثر را دارد در این حالت:

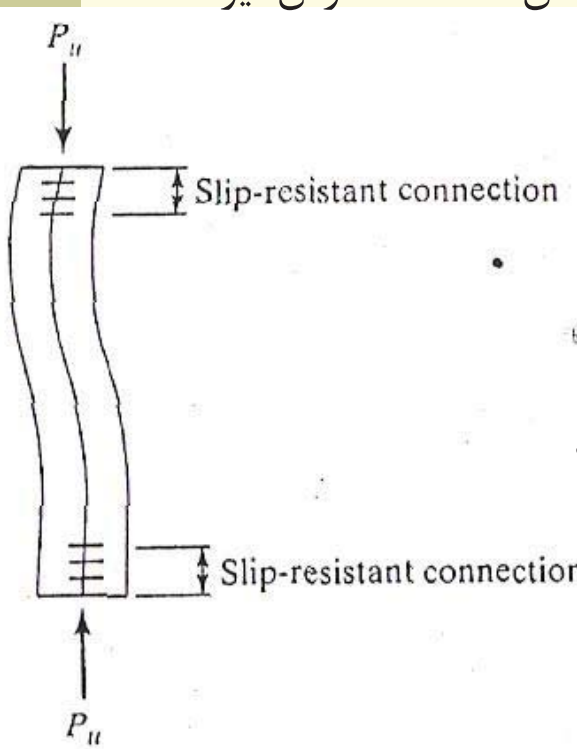
تغییر شکل ستون به شکل حرف S

K=0.5

$$\frac{KL}{r} = \frac{(0.5)(L)}{\sqrt{\frac{bd^3}{6} / 2bd}} = 1.732L / d$$

تنش طراحی و ظرفیت باربری از لحاظ نظری برابر با حالت قبل است.

البته در حالات متعارف موجود، قطعات تمایل به کنده شدن از یکدیگر خواهند داشت.



اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

■ برای ضوابط اعضای فشاری مرکب مراجعه شود به AISC E6 p. 16.1-37

■ در انتهای اعضای فشاری مرکب واقع بر روی کف ستونها با سطوح صاف و یا در محل وصله ها، باید اجزا توسط جوش یا پیچ اصطکاکی به هم اتصال یابند.

■ اتصال اجزا به یکدیگر می تواند به صورتهای مختلف زیر انجام گیرد:

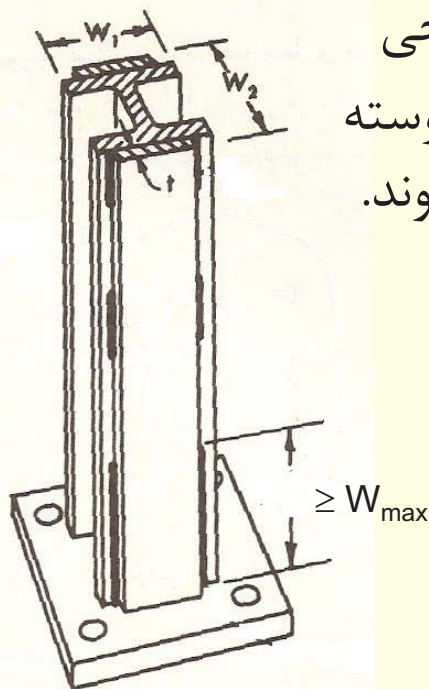
(i) مستقیم، (ii) به کمک لقمه (لایی)، (iii) به کمک ورق خارجی

■ در صورت جوشکاری، باید اجزا در محل های یاد شده با جوش پیوسته در طولی حداقل برابر با عرض حداکثر عضو به یکدیگر متصل شوند.

■ در صورت پیچکاری:

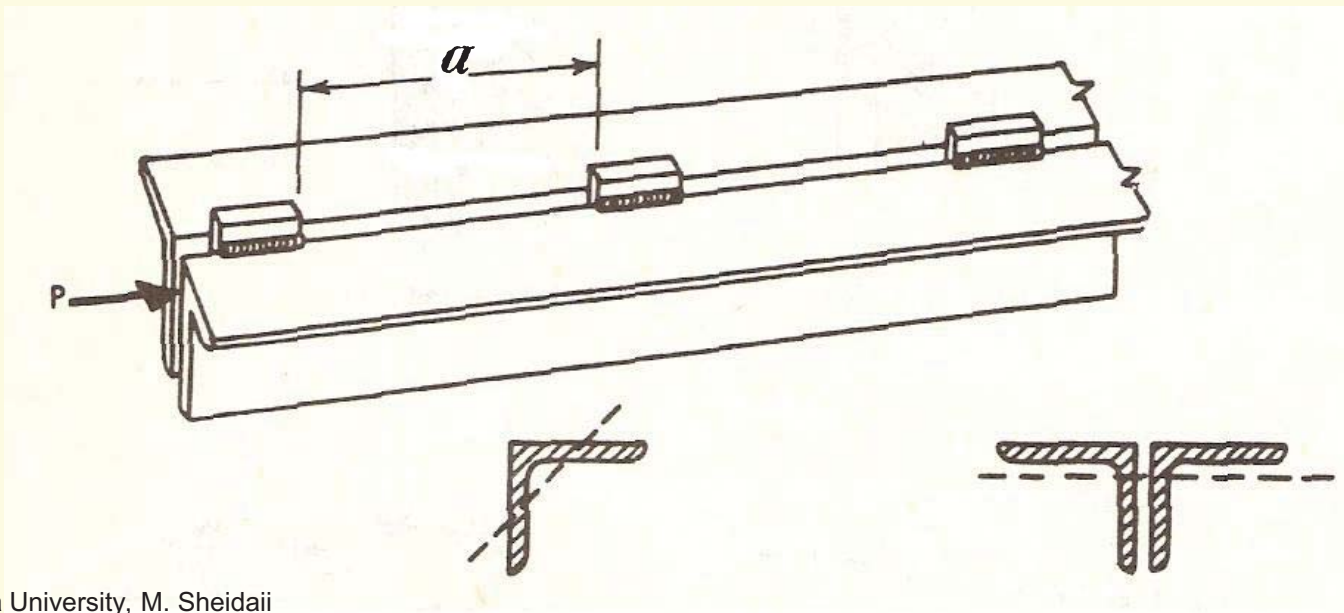
❖ فاصله مرکز به مرکز پیچها در جهت طولی عضو نباید بیش از ۴ برابر قطر پیچها باشد

❖ طول کل اتصال نباید کمتر از ۱/۵ برابر بزرگترین عرض عضو باشد.



مقاومت طراحی اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

- لاغری موثر تک تک نیمرخها (a/r_i) در حد فاصل اتصالات باید از $3/4$ ضریب لاغری حاکم عضو مرکب بزرگتر نباشد (در محاسبه ضریب لاغری هر نیمرخ باید کوچکترین شعاع ژیراسیون منظور گردد).
- در طول یک عضو مرکب، حداقل دو نقطه اتصال میانی در نقاط یک سوم طول بین دو سر عضو موجود باشد.

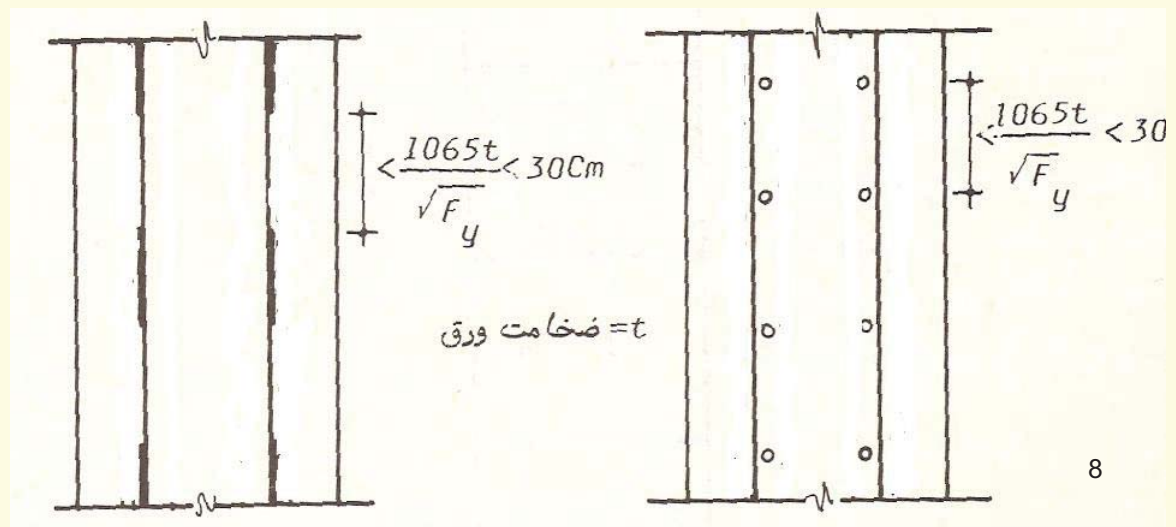
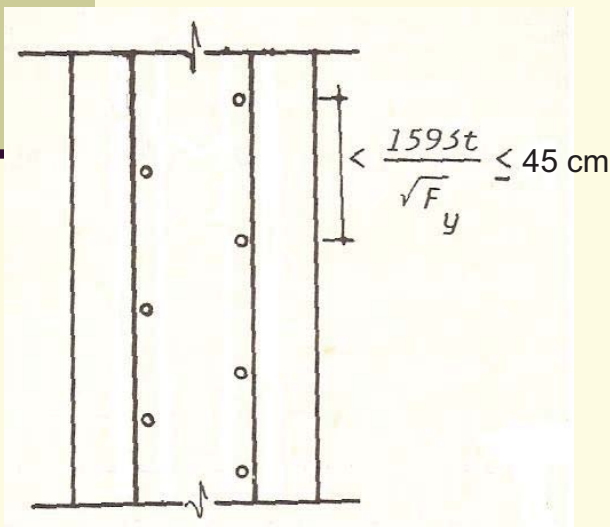


اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

در صورت اتصال اجزا توسط ورق خارجی (outside plate) فواصل پیچها و جوشهای منقطعی که ورق را به نیمرخها متصل می نمایند نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:

- اگر عوامل اتصال روبروی هم باشند $\text{Min} (0.75t\sqrt{(E/F_y)} = 1065t / \sqrt{F_y}, 30 \text{ cm})$
- اگر عوامل اتصال روبروی هم نباشند $\text{Min} (1.12t\sqrt{(E/F_y)} = 1595t / \sqrt{F_y}, 45 \text{ cm})$

t = ضخامت نازکترین ورق پوششی خارجی

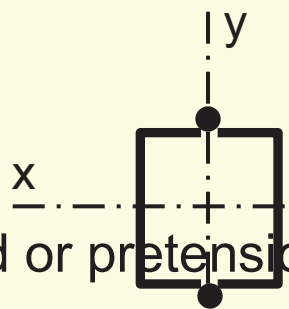


مقاومت طراحی اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

مقاومت طراحی این نوع ستونها براساس مطالب فصل پیشین، و با منظور نمودن اصلاح زیر تعیین می‌گردد:

اگر مد کمانش همراه با تغییر شکل نسبی (لغزش) باشد تنش‌های برشی در اتصالات بین نیمرخها ایجاد شده و ضریب لاغری KL/r با $(KL/r)_m$ جایگزین می‌شود:

i. برای اتصالات میانی پیچی معمولی (snug-tight bolted)



$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (E6-1)$$

در کمانش حول محور y بین نیمرخها لغزش ایجاد می‌شود.

ii. برای اتصالات میانی جوشی و پیچی اصطکاکی (welded or pretensioned bolted)

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha^2)} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \quad (E6-2)$$

مقاومت طراحی اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

که در این روابط:

$(KL/r)_o$ = ضریب لاغری عضو ستون مرکب به عنوان یک عضو یکپارچه

$(KL/r)_m$ = ضریب لاغری اصلاح شده عضو مرکب

a = فاصله بین اتصالات

r_i = شعاع ژیراسیون حداقل اجزای تشکیل دهنده ستون

r_{ib} = شعاع ژیراسیون جزء تکی نسبت به محور مرکزی آن موازی با محور کمانش

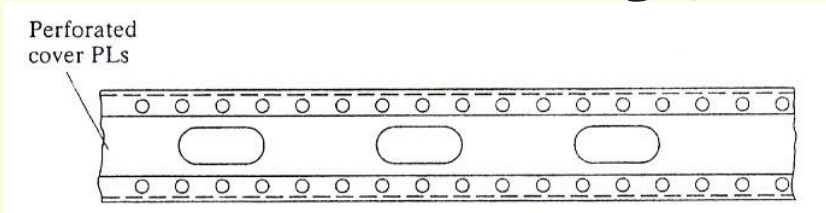
h = فاصله بین مراکز اجزا (نیمرخها) در امتداد عمود بر محور کمانش عضو

α = ضریب طبه (جداشدگی) = $h/2r_{ib}$

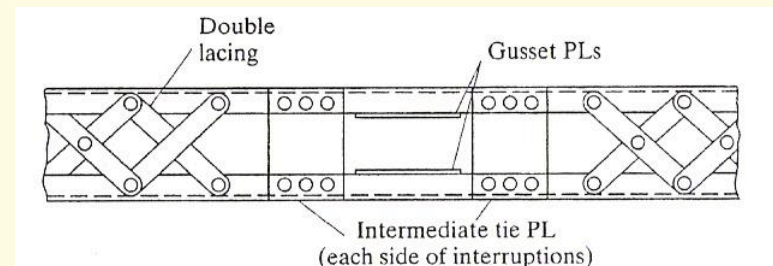
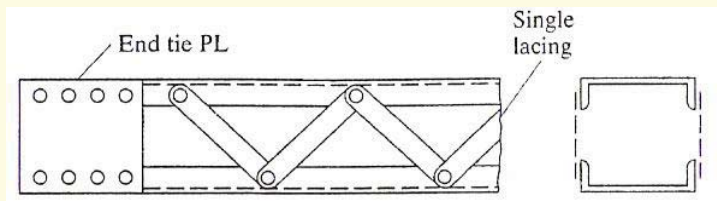
اعضای فشاری مرکب با اجزای بدون تماس با هم

برای ضوابط اعضای فشاری مرکب مراجعه شود به AISC E6 p. 16.1-37
سطوح جانبی باز اعضای فشاری مرکب از چند نیمرخ را باید به روشهای زیر پوشاند:

1. توسط ورق پوششی ممتد با سوراخهای دسترسی (continuous perforated cover plate)



2. توسط بستهای چپ و راست (lacing) و با بستهای افقی (tie plates)



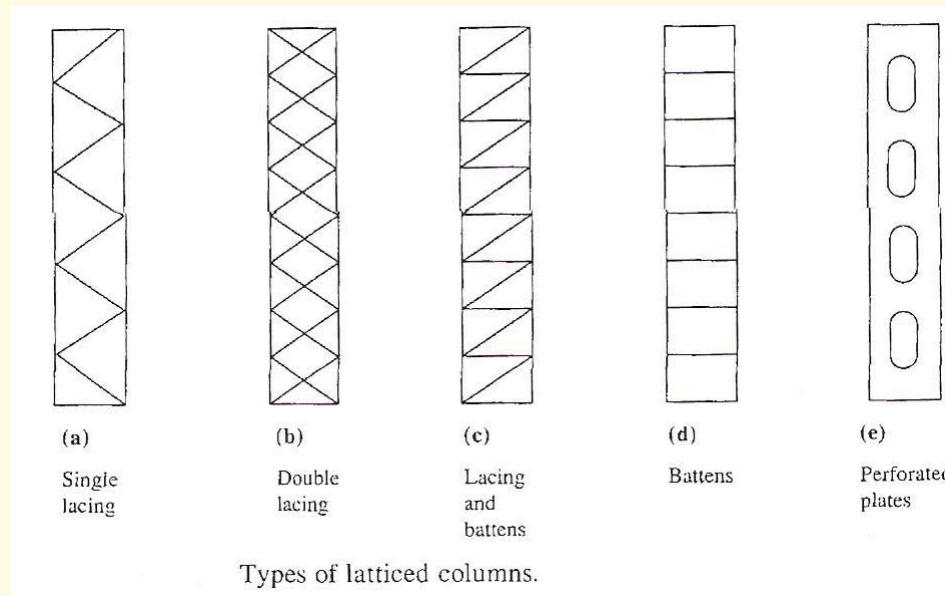
اعضای فشاری مرکب با اجزای بدون تماس با هم

نقش این اتصالات:

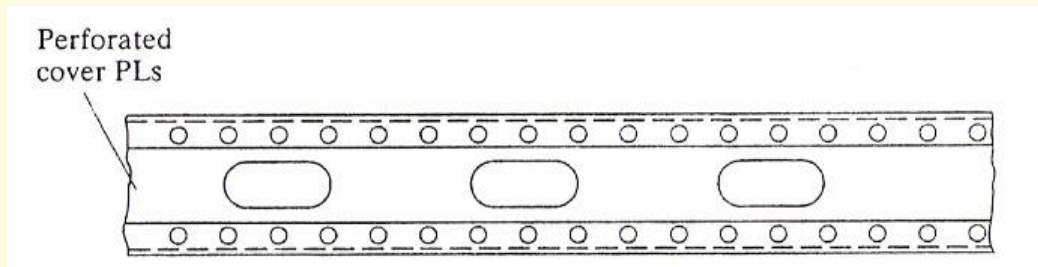
حفظ نیمرخهای مختلف ستون به موازات هم و در فاصله یکنواخت از هم و توزیع یکنواخت تنش بین آنها،

جلوگیری از کمانش انفرادی هر یک از اجزا

عملکرد عضو فشاری مرکب به صورت یک قطعه واحد تحت بار وارده



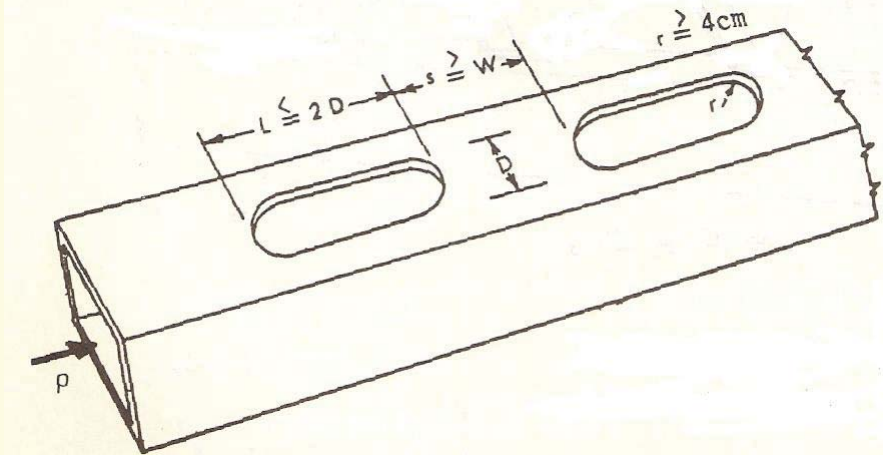
اعضای فشاری مرکب با ورق سوراخدار ممتد



مزایای ورقهای پوششی سوراخدار:

- (1) ساخت آنها با استفاده از دستگاه برش آسان است،
- (2) برخی آیین نامه ها سطح خالص ورق را در باربری عضو موثر می دانند البته بشرطی که ایجاد سوراخها بر اساس ضوابط تجربی مقرر شده (اسلاید بعدی)، صورت گیرد،
- (3) رنگ آمیزی اعضا ساده تر است.

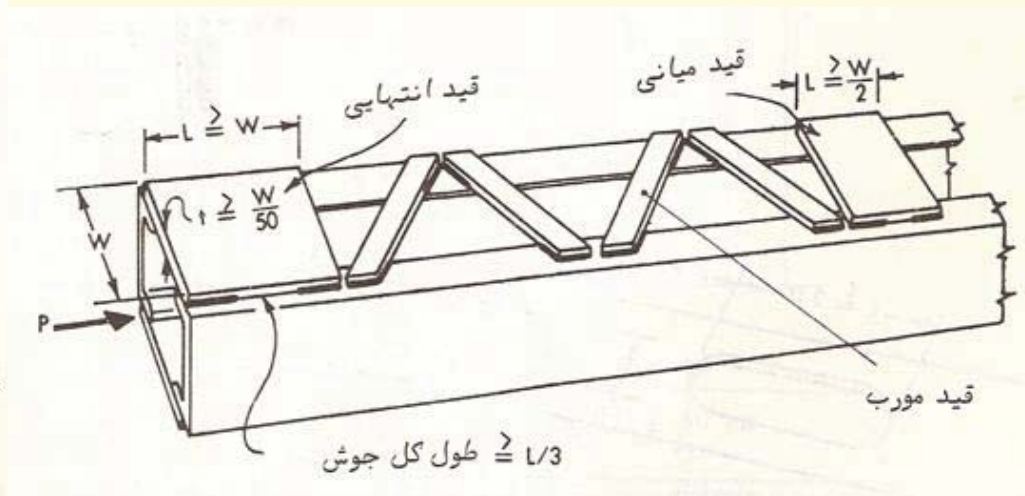
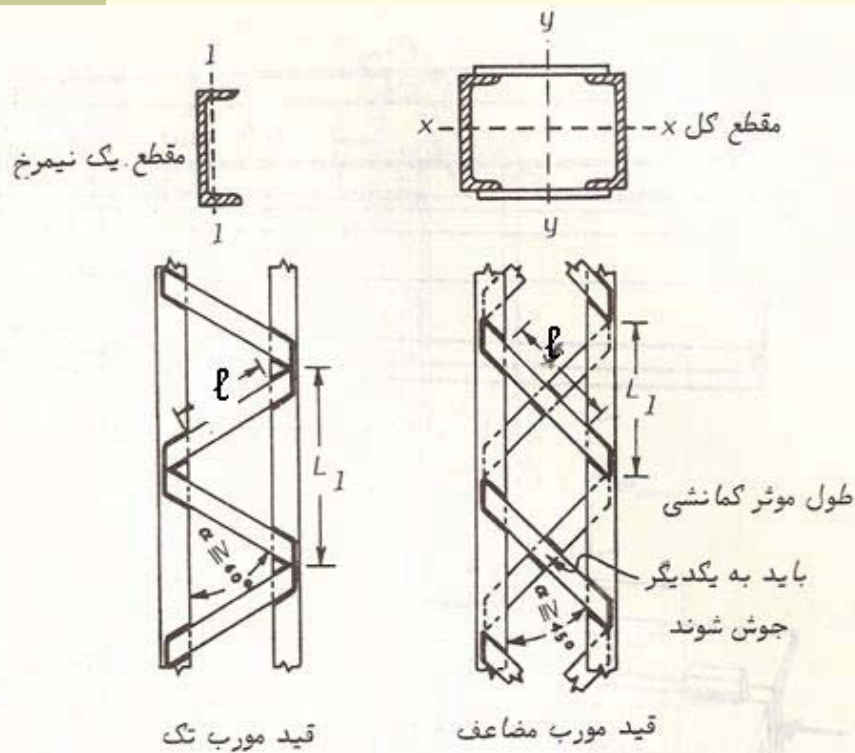
اعضای فشاری مرکب با ورق سوراخدار ممتد



اگر عرض باقیمانده (unsupported width) ورق در محل سوراخ حائز شرایط زیر باشد در مقاومت طراحی عضو مشارکت خواهد داشت:

- (1) نسبت عرض به ضخامت آن محدودیتهای بخش B4 آیین نامه را برآورده نماید (AISC05 Table B4.1 case 14).
- (2) نسبت طول سوراخ (در امتداد تنش) به عرض آن از دو تجاوز نکند.
- (3) فاصله خالص بین سوراخها در امتداد تنش، کمتر از فاصله عرضی بین نزدیکترین خطوط اتصال جوش یا پیچ نباشد.
- (4) محیط سوراخها در هیچ جایی، انحنایی با شعاع کمتر از ۴ سانتیمتر نداشته باشد.

اعضای فشاری مرکب با بست‌های چپ و راست و بست‌های افقی



ضوابط طراحی بست‌های افقی (قیدهای انتهایی، Tie plates)

■ در صورت بکارگیری بست‌های چپ و راست، باید در دو انتهای عضو فشاری و نیز در محلی که چپ و راست‌ها قطع می‌شوند از بست‌های افقی استفاده شود.

■ بست‌های افقی باید تا حد امکان به دو انتهای عضو نزدیک باشند،

■ طول بست‌های افقی انتهایی نباید کمتر از فاصله خطوط جوش یا پیچ اتصال دهنده آنها به اجزای (نیمرخها) عضو فشاری باشد و طول بست‌های افقی میانی نیز نباید از نصف این مقدار کمتر باشد.

■ ضخامت بست‌های افقی نباید کمتر از $1/50$ فاصله بین دو خط اتصال دو طرف آن باشد.

■ در صورت جوشکاری، کل طول جوش هر خط اتصال بست افقی نباید کمتر از $1/3$ طول بست باشد.

■ در صورت پیچکاری

✓ فاصله پیچهای بست افقی از یکدیگر در جهت تنش، نباید بیش از ۶ برابر قطر پیچ باشد

✓ بست افقی باید در هر طرف خود حداقل با ۳ پیچ به نیمرخ اتصال یابد.

ضوابط طراحی بست‌های چپ و راست (قیدهای مورب، Lacing)

- بست‌های چپ و راست معمولاً از نوع تسمه انتخاب می‌شوند ولی می‌توان از نبشی، ناودانی و یا سایر نیمرخ‌های نورد شده نیز برای این منظور استفاده کرد.
- بست‌های چپ و راست را باید طوری قرار داد که ضریب لاغری حداکثر L_1/r هر نیمرخ در بین اتصالات مربوطه از $3/4$ ضریب لاغری حاکم عضو بیشتر نشود،
- مقاومت برشی بست‌های چپ و راست در راستای عمود بر محور عضو فشاری مرکب، حداقل باید ۲٪ مقاومت فشاری طراحی عضو ($\phi_c P_n$) باشد.
- نسبت لاغری L/r برای بست‌های چپ و راست ساده (تکی) نباید بیشتر از ۱۴۰ باشد.
- نسبت لاغری L/r برای بست‌های چپ و راست زوج نباید بیشتر از ۲۰۰ باشد.
- بست‌های چپ و راست زوج باید در محل تقاطع به یکدیگر اتصال یابند.

ضوابط طراحی بست‌های چپ و راست (قیدهای مورب، Lacing)

- طول L برای محاسبه ضریب لاغری بست‌های چپ و راستی که در فشار قرار دارند را می‌توان برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:
 - طول آزاد تسمه بین جوشها یا پیچ‌های اتصال به نیمرخ‌های عضو مرکب (l)، برای بست‌های چپ و راست ساده،
 - ۷۰ درصد مقدار فوق ($0.70l$)، برای بست‌های چپ و راست زوج.

- زاویه بست‌های چپ و راست با امتداد محور عضو ارجح است کمتر از مقادیر زیر نباشد:
 - ❖ ۶۰ درجه، برای بست‌های چپ و راست ساده،
 - ❖ ۴۵ درجه، برای بست‌های چپ و راست زوج.

- اگر فاصله بین خطوط جوش یا پیچ دو سر بست بیش از 380 mm باشد ارجح است که بست‌های چپ و راست زوج بکار روند و یا اینکه از نیمرخ نبشی استفاده شود.

مثال:

ستون مرکبی از دونو دانی با فاصله پشت به پشت 25 cm برای تحمل بار ضریب دار $P_u = 106 \text{ ton}$ طراحی نمایید.

حل:

الف) طراحی مقطع:

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

$$A \geq P_u / \phi_c F_{cr} = 106000 / 1855 = 53.91 \text{ cm}^2 \text{ لازم}$$

USE 2UNP200

$$A = 2(32.2) = 64.4 \text{ cm}^2$$

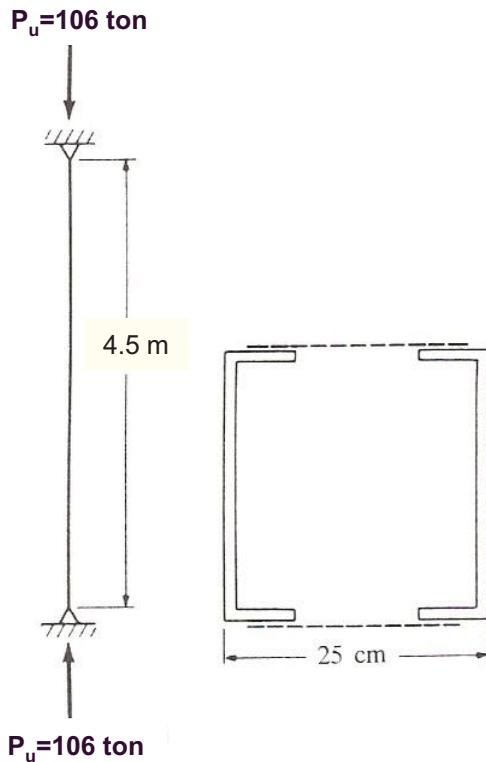
$$I_x = 2(1910) = 3820 \text{ cm}^4 \leftarrow$$

$$I_y = 2(148) + 2(32.2) (25/2 - 2.01)^2 = 7383 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{I_x/A} = \sqrt{(3820/(2 \times 32.2))} = 7.70 \text{ cm}$$

$$KL/r = 1 \times 450 / 7.7 = 58.43 \rightarrow \phi_c F_{cr} = 1773 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = 1773 \times (2 \times 32.2) = 114.2 \text{ ton} > 106 \text{ ton O.K.}$$

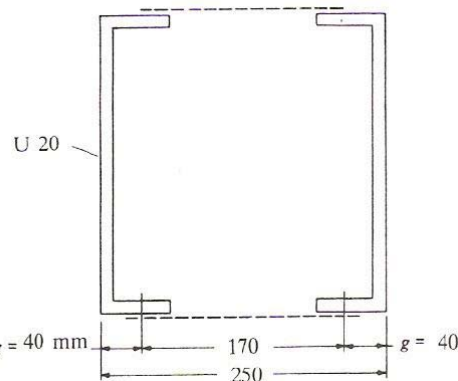


ادامه حل:

(ب) طراحی بست‌های چپ و راست با اتصالات پیچی (قطر پیچها $3/4$ in):

بست چپ و راست ساده کافی است $\rightarrow 17 \text{ cm} < 38 \text{ cm}$ فاصله خطوط پیچ
زاویه چپ و راست ها با امتداد محور عضو 60° درجه انتخاب می شود

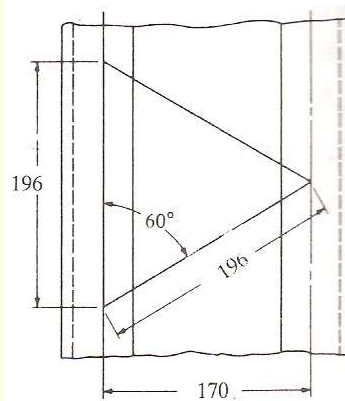
کنترل لاغری نیمرخ بین اتصالات:



طول ناودانی بین بست های چپ و راست $L = 17 / \cos 30 = 19.6 \text{ cm}$

$$L/r = 19.6 / 2.14 = 9.16 < (3/4) (58.43) = 43.82$$

طراحی ابعاد مقطع چپ و راست ها:



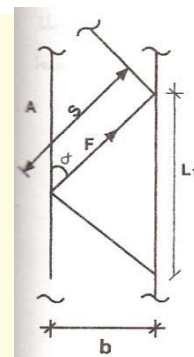
مقاومت برشی حداقل بست های چپ و راست $V_u = 0.02 \phi c P n$

$$= 0.02(114.2) = 2282 \text{ kgf}$$

نیروی برشی موثر بر هر صفحه چپ و راست $V_u/2 = 1141 \text{ kgf}$

نیروی محوری موثر بر بست چپ و راست

$$F = V_u/2 \sin \alpha = 1141 / (17/19.6) = 1315 \text{ kgf}$$



ادامه طراحی ابعاد مقطع چپ و راست ها:

$$I = bt^3/12 \quad A=bt \quad r=\sqrt{I/A}=0.289t$$

با فرض اینکه حداکثر لاغری بستهای چپ و راست 140 باشد:

$$L/r=140 \quad 19.6/0.289t = 140 \quad t=0.484 \text{ cm}$$

انتخاب شد $t=0.5 \text{ cm}$

$$L/r=19.6/(0.289(0.5))=136 \rightarrow \sigma_c F_{cr} = 841 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A \geq F / \sigma_c F_{cr} = 1315 / 841 = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow (32 \times 5 \text{ mm})$$

فاصله لازم برای پیچ $3/4$ اینچ از لبه ورق 32 mm است لذا:

$$\text{طول هر تسمه چپ و راست} \geq 19.6 + 2(3.2) = 26 \text{ cm}$$

انتخاب شد. $PL260 \times 32 \times 5 \text{ mm}$

طراحی ورقهای انتهایی قطعه (بست های افقی):

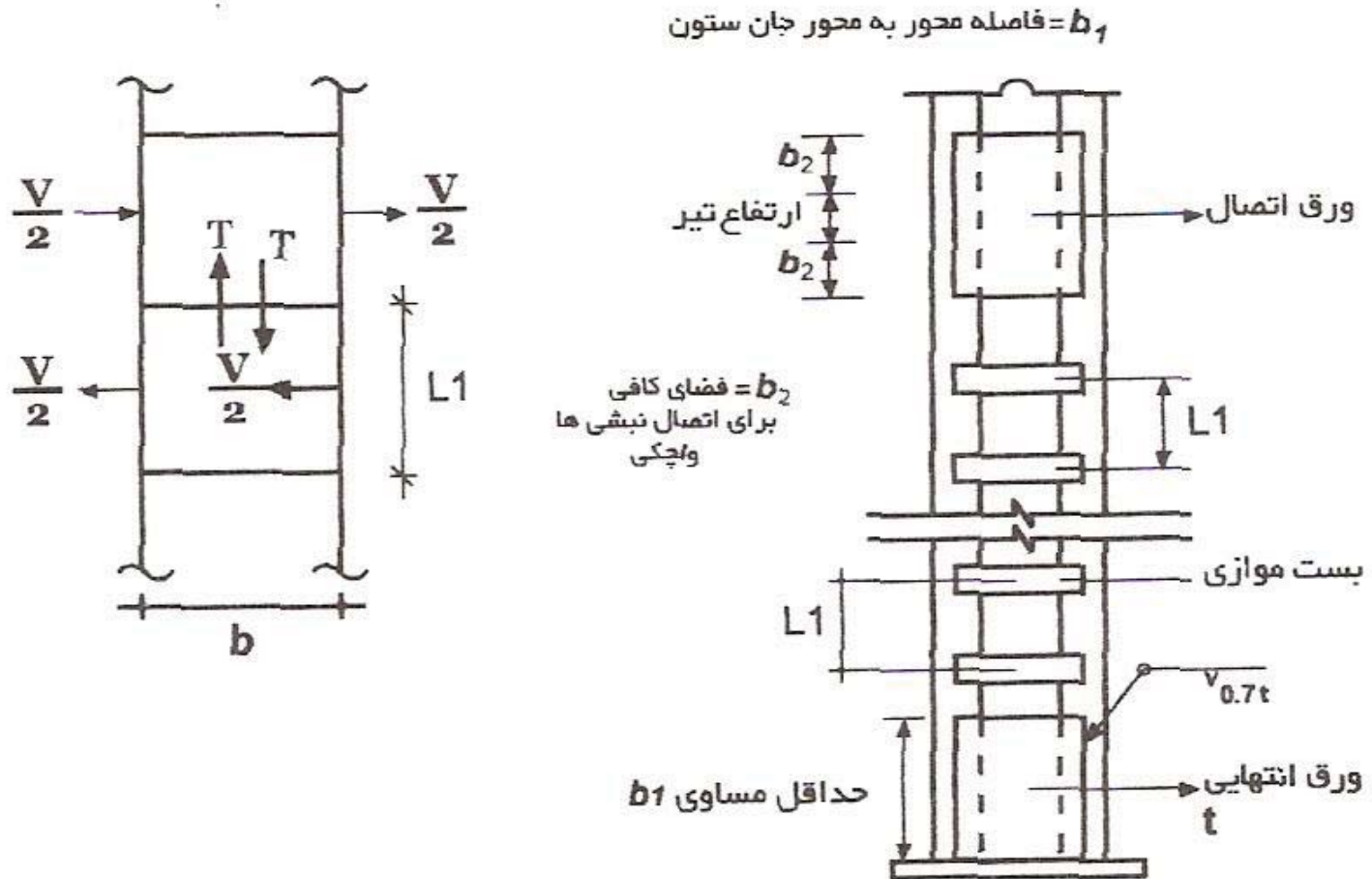
$$\text{حداقل طول} = 17 \text{ cm}$$

$$\text{حداقل ضخامت } t = 17 / 50 = 3.4 \text{ cm}$$

$$\text{حداقل عرض} = 17 + 2(3.2) = 23.4 \text{ cm}$$

انتخاب شد. $PL240 \times 170 \times 4 \text{ mm}$

ستون با بست های موازی



شکل ۱۰-۱-۵-۵ ستون با بست های موازی

ت) ستونها و اعضای فشاری مرکب با بست موازی (شکل ۱۰-۱-۵-۵)

ستونها و اعضای فشاری مرکبی که از نیمرخها و بستهای موازی و عمود بر محور طولی عضو ساخته می شوند، باید شرایط زیر را داشته باشند:

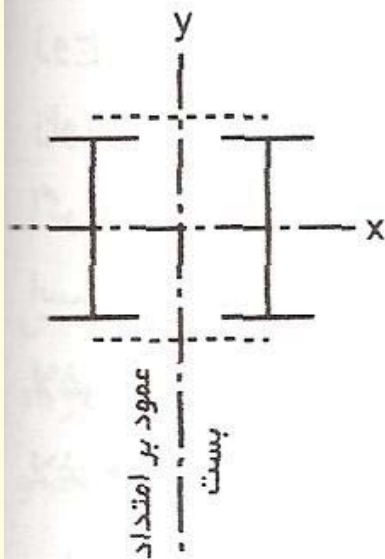
۱. بستهای میانی باید به تعدادی باشد که طول عضو فشاری (بین ورقهای قیدهای انتهایی) را حداقل به سه قسمت تقسیم کند.

۲. فاصله بستها از یکدیگر باید به اندازه ای باشد که ضریب لاغری

تک نیمرخ عضو فشاری $\left(\frac{L_1}{r_1}\right)$ در قسمتی که بین دو بست متوالی

قرار دارد، از ۴۰ و همچنین از $\frac{2}{3}$ ضریب لاغری (λ_y) بیشتر نشود.

λ_y ضریب لاغری عضو فشاری نسبت به محور $y-y$ (محور عمود بر امتداد بست) و L_1 فاصله مرکز به مرکز قیدها در امتداد طول عضو و r_1 شعاع ژیراسیون حداقل تک نیمرخ می باشد.



۳. بستهای موازی و اتصالات آنها باید برای تحمل لنگر خمشی و نیروی برشی وارده محاسبه شوند. فرض میشود لنگر و برش مؤثر بر بستها حاصل از نیروی برشی جانبی (V) میباشد که در امتداد عمود بر محور طولی عضو فشاری به موازات صفحه^۲ بستها عمل میکند و مقدار آن ۲ درصد بار محوری عضو فشاری به علاوه برش ناشی از نیروهای خارجی* است و اثر آن بین یک جفت بست در روی دو سطح موازی عضو، به تساوی تقسیم می شود.

۴. بستها را میتوان از تسمه، ورق، ناودانی و یا نیمرخ I انتخاب کرد. اتصال بستها به نیمرخهای اصلی عضو فشاری باید توسط پیچ، پرچ و یا جوش دورادور صورت گیرد به طوری که هر اتصال و نیز مقطع هر بست در مقابل نیروی برشی طولی (عمود بر امتداد

$$\text{بست} \left(T_1 = \frac{V \cdot L_1}{2b} \text{ و لنگر خمشی } M_1 = \frac{V \cdot L_1}{4} \text{ مقاوم باشد.} \right.$$

در روابط فوق :

V = نیروی برشی جانبی ستون (طبق تعریف مندرج در زیر بند ۳ فوق) ،

L_1 = فاصله^۲ مرکز به مرکز بستها در امتداد طول عضو، مطابق شکل ۱۰-۱-۵-۵

b = فاصله بین مرکز هندسی اتصالات دو سر بست است .

* در حالتی که ستون به صورت تیرستون عمل می کند.

۵. ورقهای انتهایی که در دو سر عضو فشاری قرار می گیرند، باید حداقل طولی (در امتداد محور طولی عضو) برابر با فاصله بین مراکز سطح نیمرخهای تشکیل دهنده عضو فشاری را داشته باشند. این ورقها باید با جوش دورادور با بعدی مساوی $0.7t$ و یا بعد جوش حداقل هر کدام که بزرگترند، به نیمرخها متصل شوند. t ضخامت ورق انتهایی است. ضخامت این ورقها نباید از $\frac{1}{4}$ فاصله بین مراکز هندسی اتصالات روی خود کمتر باشد.

۶. بستها باید حداقل ضخامتی برابر با $\frac{1}{4}$ فاصله بین مراکز هندسی اتصالات دو سر خود را داشته باشند. رعایت محدودیت اخیر برای بستهایی که از نیمرخ ناودانی و یا I با بالهای عمود بر سطح عضو فشاری تشکیل شده باشند، لازم نیست.

اگر در طرح عضو فشاری مرکب با بست های موازی تنها، محدودیتهای زیر بندهای ۱ تا ۶ فوق رعایت شده باشد، ضریب لاغری مؤثر (λ_{ye}) نسبت به محور $y-y$ (محور عمود بر صفحه بستها) را می توان از رابطه (۳-۵-۱-۱۰) تعیین کرد:

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (3-5-1-10)$$

در این رابطه $\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y}$ ضریب لاغری اسمی نسبت به محور $y-y$ و λ_1 ضریبی است که از رابطه (۴-۵-۱-۱۰) به دست می آید:

$$\lambda_1 = \frac{L_1}{r_1} \quad (4-5-1-10)$$

که در آن:

L_1 = فاصله مرکز به مرکز بست در امتداد طولی عضو،

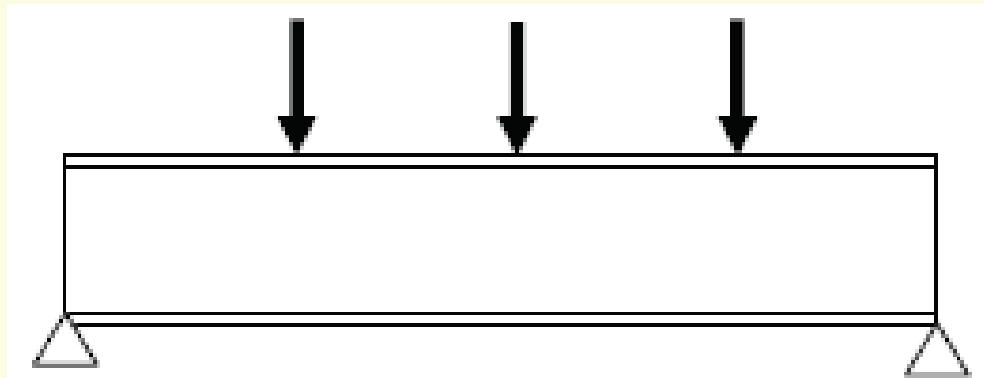
r_1 = شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخهای فشاری تک می باشد.

Introduction to B E A M S

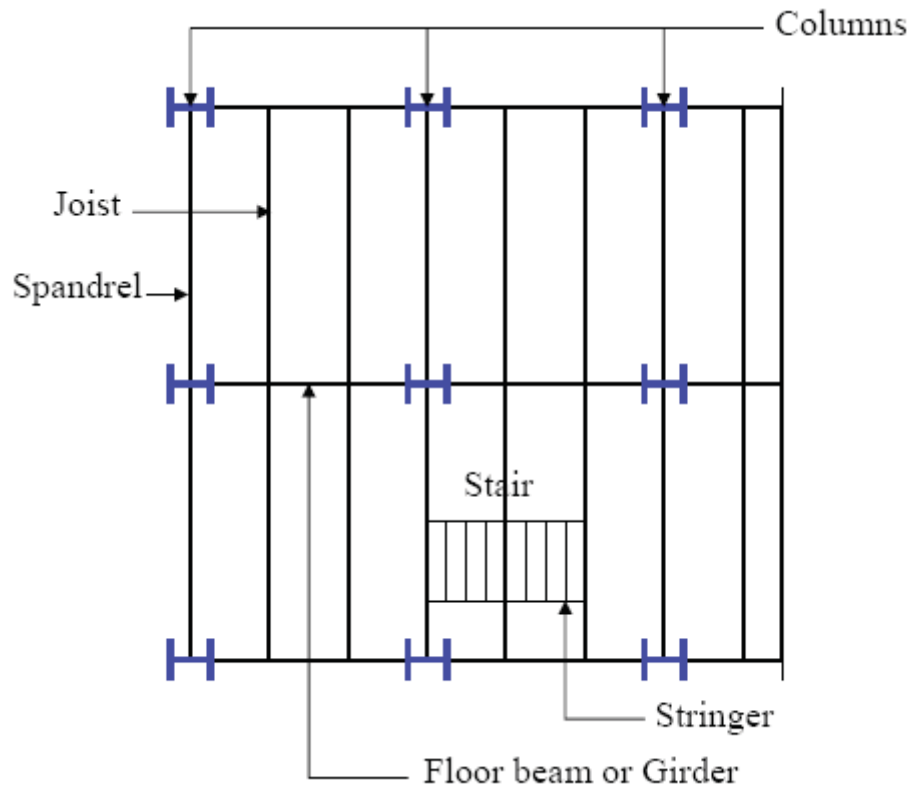
فصل پنجم - قسمت اول: مقدمه‌ای بر تیرها

مقدمه‌ای بر تیرها

- معمولا به عضوی که تحت اثر بارهای جانبی قرار گیرد تیر می‌گویند.
- در صورتی که علاوه بر بار جانبی، نیروی محوری نیز موجود باشد عضو مزبور را تیرستون نامند.
- تیرها را اعضای خمشی flexure members نیز می‌نامند، طراحی تیرها بر اساس لنگر خمشی صورت می‌گیرد.



انواع تیرها



■ تیرهای فرعی (Joists): تیرهایی با فواصل کم از یکدیگر که بار کفها یا سقفهای ساختمان را به شاهتیرها حمل می‌کنند.

■ تیر اصلی (Spandrel): تیرهایی که در لبه‌های خارجی ساختمان قرار گرفته و بار دیوارهای خارجی، بخشی از بار کف و یا ورودی ساختمان را تحمل می‌کنند. چنین عضوی می‌تواند یک تیر اصلی، و یا تیری اصلی از نوع شاهتیر باشد.

■ شاهتیر (Girder): عضوی که بار تیرهای دیگر را تحمل کرده و به ستونها منتقل می‌نماید.

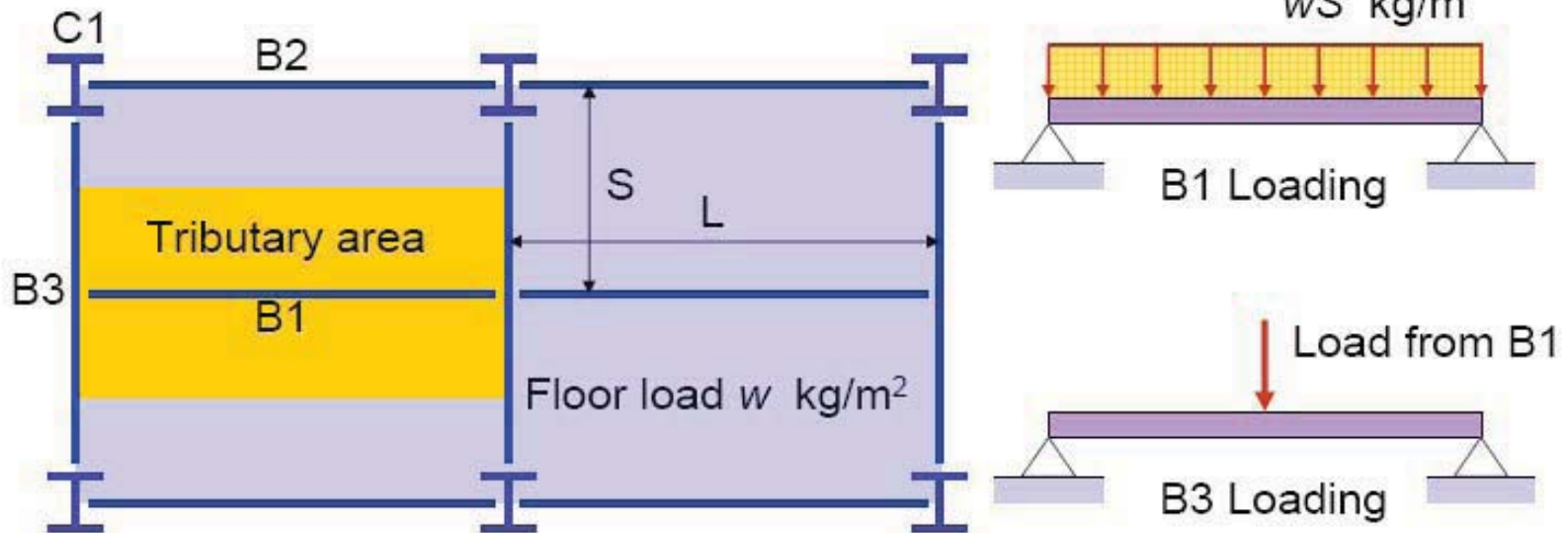
انواع تیرها

- نعل درگاه (Lintel): تیری که روی بازشو دیوار قرار گرفته و بار دیوار روی بازشو را تحمل می‌کند.
- لاپه (Purlin): تیری که بار پوشش سقف در ساختمانهای صنعتی را تحمل کرده و به خرپا یا قاب اصلی ساختمان صنعتی انتقال می‌دهد.
- تیر شیروانی، تیر شیب (Rafter): عضوی غالباً مورب که بار لاپه‌ها و تیرهای فرعی را تحمل می‌کند.
- تیر طولی (Stinger): تیرهای طولی در که به موازات طول پل قرار داشته و بار عبورگاه پل را تحمل می‌کنند، عمود بر این تیرها، تیرهای کف قرار دارند که بار عبورگاه را از تیرهای طولی به شاهتیرهای پل یا خرپاها منتقل می‌نمایند.

Loading on Beams

Tributary area = Area for which the beam is supporting

One-way Floor System ($m = S/L < 0.5$)

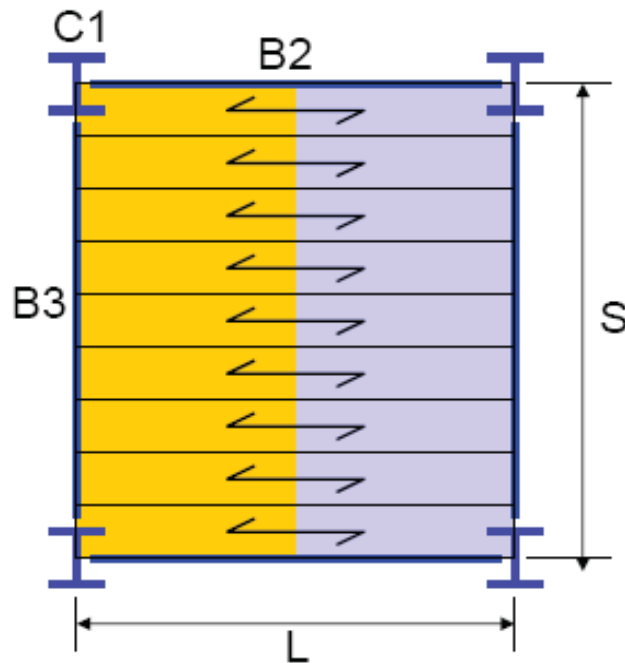
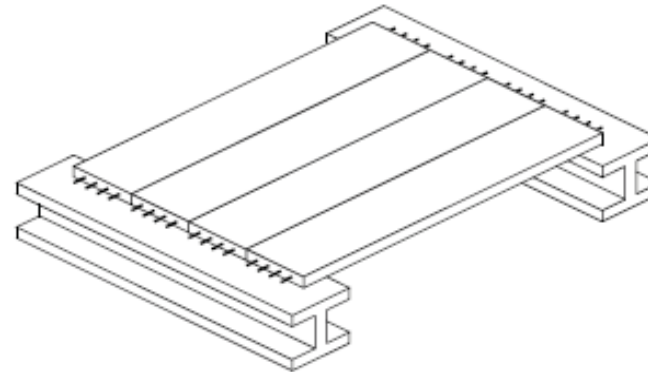


B1 = Secondary Beam

B3 = Primary Beam

If span of B3 is too large, more secondary beam may be used.

Precast Concrete Slab

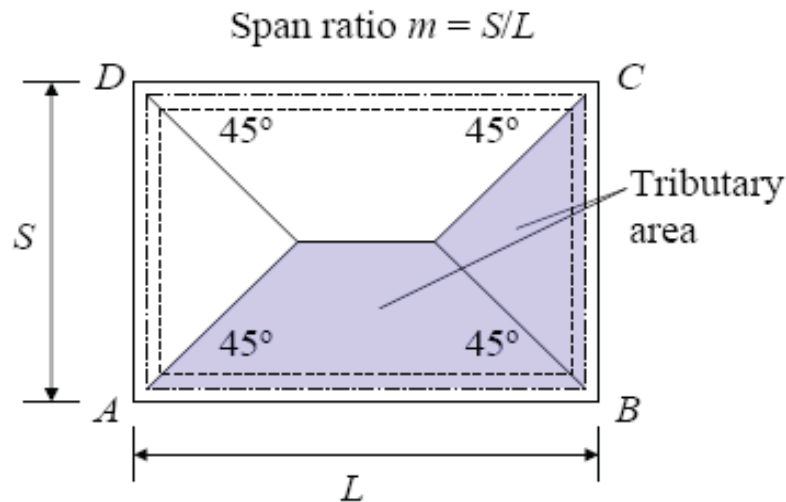


Floor load = w kg/sq.m

Tributary area = $0.5SL$ sq.m

Load on beam = $0.5wSL$ kg/m

Two-way Slab



Short span (BC):

Floor load = w kg/sq.m

Tributary area = $S^2/4$ sq.m

Load on beam = $wS/4 \rightarrow wS/3$ kg/m

Long span (AB):

Floor load = w kg/sq.m

Tributary area = $SL/2 - S^2/4 = \frac{S^2}{4} \left(\frac{2-m}{m} \right)$ sq.m

- مقاطع I شکل متداولترین و اقتصادیترین مقاطع تیر هستند.
- مقاطع IPE دارای ممان اینرسی بالایی بوده و نسبت به سایر نیمرخها دارای راندمان مقاومتی (نسبت اساس مقطع به وزن واحد طول) بیشتری هستند.
- مقاطع INP که دارای شیب در سطح داخلی بال هستند (نظیر مقاطع S امریکایی) دارای راندمان مقاومتی کمتر و استفاده محدودی می‌باشند. استفاده از این مقاطع زمانی مطلوبیت خواهد داشت که:
 - عرض کم بال مطلوب باشد،
 - و یا نیروی برشی بالایی وجود داشته باشد،
 - و یا نیاز به ضخامت زیاد بال در مجاورت جان باشد (مثلا در ریل‌های جرثقیل)

Sections Used as Beams

مقاطع متداول برای تیرها

■ مقاطع ناودانی دارای استفاده کمی بوده لیکن در موارد زیر کاربرد دارند:

- تیرهایی که بار سبکی تحمل می کنند نظیر لاپه ها،
- زمانی که بار تیر باید کم عرض باشد.

■ مقاطع Z شکل در بامهای شیبدار به عنوان لاپه سقف بر مقاطع I شکل ارجحیت دارند زیرا نیروی وارد بر لاپه Z شکل تقریبا از مرکز برش عبور می نماید.

■ معمولا ناودانی ها و نیمرخهای Z شکل مقاومت کمی در برابر بارهای عمود بر جان خود دارند لذا برای پایدارسازی آنها از میل مهار (sag rod) استفاده می شود.

■ مقاطع مرکب، تیرهای لانه زنبوری و تیرهای ساخته شده از میلگرد از جمله سایر انواع مقاطع متداول برای تیرها هستند.

■ بال فشاری تیر مانند یک ستون عمل می کند و در صورت عدم تامین مهار جانبی کافی ممکن است کمانه کند.

■ پدیده کمانش بال فشاری تیر را کمانش جانبی-پیچشی (lateral-torsional buckling) می نامند بروز این پدیده باعث کاهش ظرفیت لنگر خمشی عضو تیر می شود.

■ تعبیه مهار جانبی کافی باعث جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی می شود (به واسطه کاهش طول کمانش).

■ یک روش برای مهار نمودن تیر، قرار دادن آن در توده توپر می باشد (مثلا قرار دادن تیرچه و بلوک بین دو تیر و انجام بتن ریزی)

■ برای مقاوم نمودن تیر در برابر کمانش جانبی-پیچشی می توان از مقاطع با بالهای پهن تر و یا مقاطع بسته استفاده نمود.



Design Beams

طراحی تیر

■ رابطه فاصله بین مهارهای جانبی و ظرفیت لنگر خمشی تیر در شکل مقابل نشان داده شده است.

■ در صورت تامین مهار جانبی کافی خرابی تیر با تسلیم بال فشاری همراه خواهد بود.

■ در صورت عدم تامین مهار جانبی کافی خرابی تیر با کمانش جانبی-پیچشی همراه خواهد بود.

■ طراحی تیرها بر اساس ضوابط

AISC Chapter F p.16.1-44 انجام می‌گیرد.

■ ملاحظات طراحی در آیین‌نامه AISC

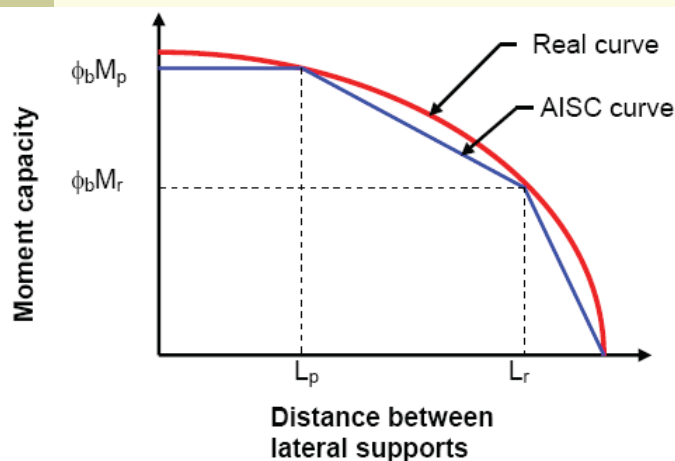
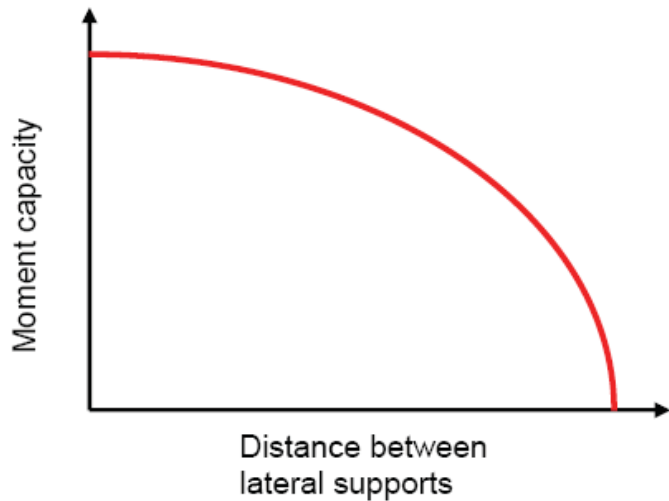
■ طراحی تیر برای تسلیم

■ طراحی تیر برای کمانش جانبی-پیچشی

■ البته حالات حدی دیگری نظیر کمانش موضعی بال،





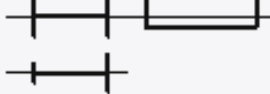



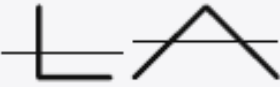

کمانش موضعی جان و تسلیم کششی بال از دیگر

ملاحظات مطرح در طراحی تیرها می‌باشند.



طراحی تیر

TABLE User Note F1.1
Selection Table for the Application
of Chapter F Sections

Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Unsymmetrical shapes	N/A	N/A	All limit states

راهنمای کاربرد بخش های مختلف فصل طراحی اعضای خمشی آیین نامه AISC در AISC Chapter F Table F1. p.16.1-45 آورده شده است.

Y = yielding, LTB = lateral-torsional buckling, FLB = flange local buckling, WLB = web local buckling, TFY = tension flange yielding, LLB = leg local buckling, LB = local buckling, C = compact, NC = noncompact, S = slender

طراحی تیر برای تسلیم

- در صورتی که تیر دارای مهار جانبی کافی باشد با تسلیم بال فشاری تیر خراب می شود.
- در این حالت لنگر خمشی طراحی تیر بر اساس لنگر خمیری مقطع تعیین می شود.
- مقاومت خمشی طراحی موجود طبق آیین نامه AISC به صورت زیر محاسبه می شود:

Available Design Flexural Strength = $\phi_b M_n$ (LRFD method)

Allowable Design Flexural Strength = M_n / Ω_b (ASD method)

$$\phi_b = 0.9 \quad ; \quad \Omega_b = 1.67$$

M_n = nominal flexural moment = مقاومت خمشی اسمی

= M_p = Plastic moment = لنگر خمیری

$$= F_y Z_x$$

Z_x = plastic section modulus = اساس مقطع خمیری

Bending Stresses

تنشهای خمشی

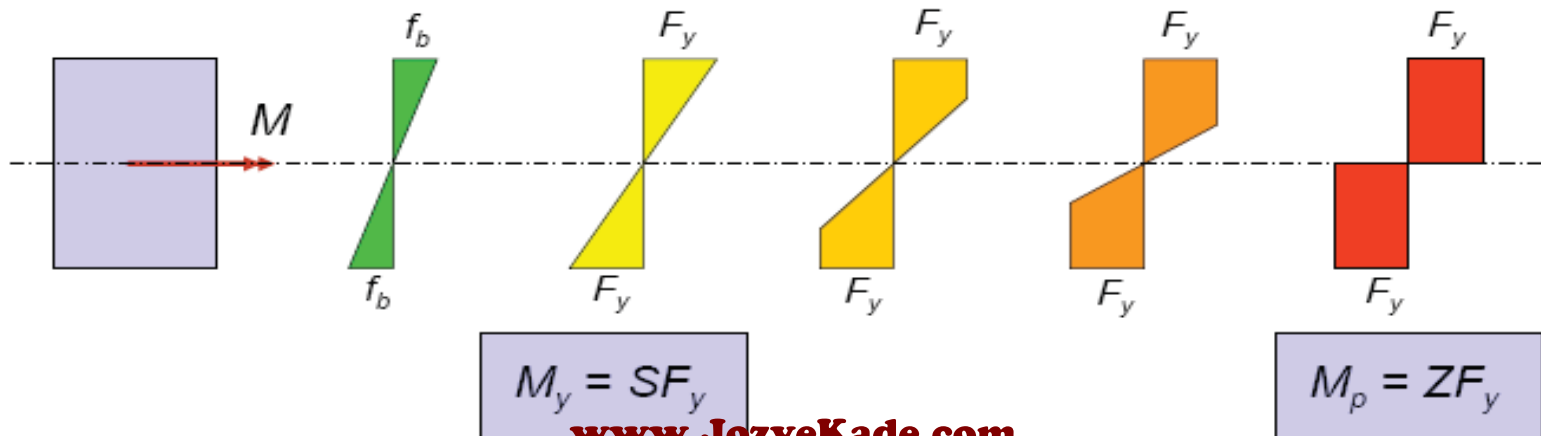
بررسی رفتار تیری با مقطع مستطیلی، که بخش فشاری آن دارای مهارهای جانبی کامل است، تحت اثر لنگر خمشی وارده:

■ تنش در تیر در حوزه ارتجاعی (elastic limit) به صورت خطی تغییر کرده و مقدار آن در تار خارجی عبارتست از:

$$f_b = M c / I = M / S$$

f_b = Bending Stress = تنش خمشی

$S = I / c$ = Section Modulus = اساس مقطع ارتجاعی



Bending Stresses

تنشهای خمشی

تغییرات خطی تنش تا هنگامی که تار خارجی به تنش تسلیم برسد برقرار خواهد بود. لنگری که در آن تار خارجی مقطع به تنش تسلیم برسد لنگر تسلیم $Yield\ Moment$ ، M_y ، نامیده می شود:

$$M_y = S F_y$$

در صورت افزایش لنگر وارده از لنگر تسلیم، در تیری ساخته شده از فولاد معمولی:

■ تارهای خارجی تیر که قبلاً به تنش تسلیم رسیده اند در همان تنش باقی مانده ولی ازدیاد طول پیدا خواهند کرد،

■ تارهای دیگر مقطع وظیفه تامین لنگر اضافی مقاوم را عهده دار خواهند شد،

■ تارهای بیشتری از مقطع با افزایش لنگر جاری خواهند شد.

■ با افزایش لنگر وارده در نهایت کل مقطع جاری شده، مفصل خمیری $Plastic\ Hinge$ در تیر ایجاد می شود.

■ با تشکیل مفصل خمیری تیر قادر به تحمل لنگر اضافی نبوده و تحت کوچکترین لنگر اضافی در مقطع مفصل خمیری دوران خواهد کرد.

Bending Stresses

تنشهای خمشی

لنگری که در اثر آن کل مقطع جاری شده و مفصل خمیری تشکیل می‌شود لنگر خمیری
Plastic Moment ، M_p ، نامیده می‌شود:

$$M_p = Z F_y$$

$Z = \text{Plastic Section Modulus} =$ اساس مقطع خمیری

نسبت لنگر خمیری به لنگر تسلیم، ضریب شکل Shape Factor نامیده می‌شود:

$$M_p / M_y = Z F_y / S F_y = Z/S$$

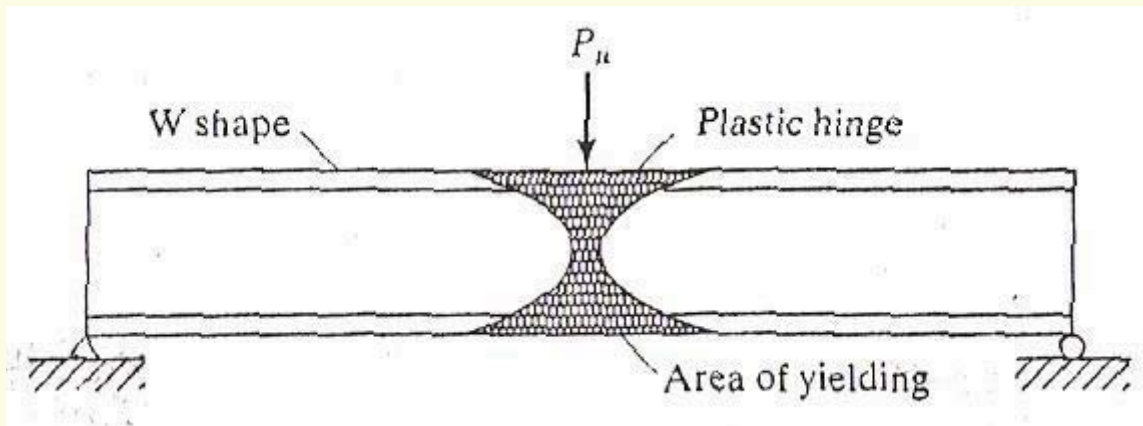
ضریب شکل برای مقطع مستطیلی برابر با 1.5 است.

Plastic Hinge

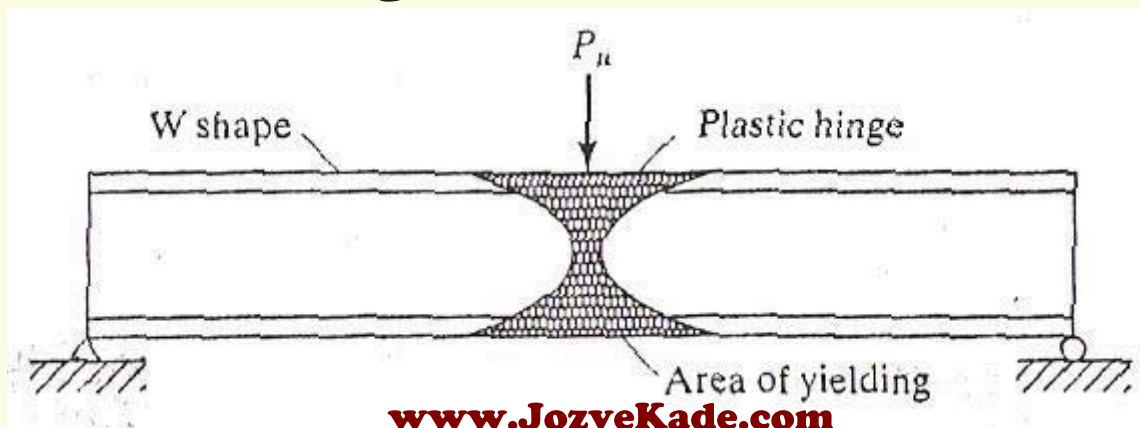
مفصل خمیری

بررسی تشکیل مفصل خمیری در تیر ساده تحت بار متمرکز در وسط تیر:

- در اثر افزایش تدریجی بار، با رسیدن تنش در تار خارجی مقطع تیر به تنش تسلیم، لنگر خمشی به لنگر تسلیم، M_y ، می رسد.
- با افزایش مجدد بار، تارهای خارجی دیگری از تیر شروع به تسلیم نموده و خمیری شدن تیر به مقاطع دیگری غیر از مقطع لنگر حداکثر مطابق شکل گسترش می یابد.
- در طی افزایش بار، تارهای داخلی نیز در مقطع لنگر حداکثر، بتدریج جاری می شوند تا اینکه کل ارتفاع نیمرخ در آن مقطع جاری شده و مفصل خمیری طبق شکل ایجاد می شود.



- طول ناحیه جاری شده تیر بستگی به وضعیت بارگذاری و شکل نیمرخ دارد:
- اگر بار وارده متمرکز بوده و شکل مقطع مستطیلی باشد طول قسمت خمیری شده تیر به $1/3$ طول دهانه تیر می‌رسد،
- اگر بار وارده متمرکز بوده و شکل مقطع IPE و W باشد طول قسمت خمیری شده تیر به $1/8$ طول دهانه تیر خواهد بود.
- اگر چه اثر مفصل خمیری در طولی از دهانه تیر گسترش می‌یابد ولی فرض می‌شود که این مفصل فقط در یک مقطع از تیر وجود داشته باشد.
- طول ناحیه خمیری، در محاسبه تغییرمکانها و طراحی مهارها دارای اهمیت بسیاری است.



The Plastic Modulus

اساس مقطع خمیری

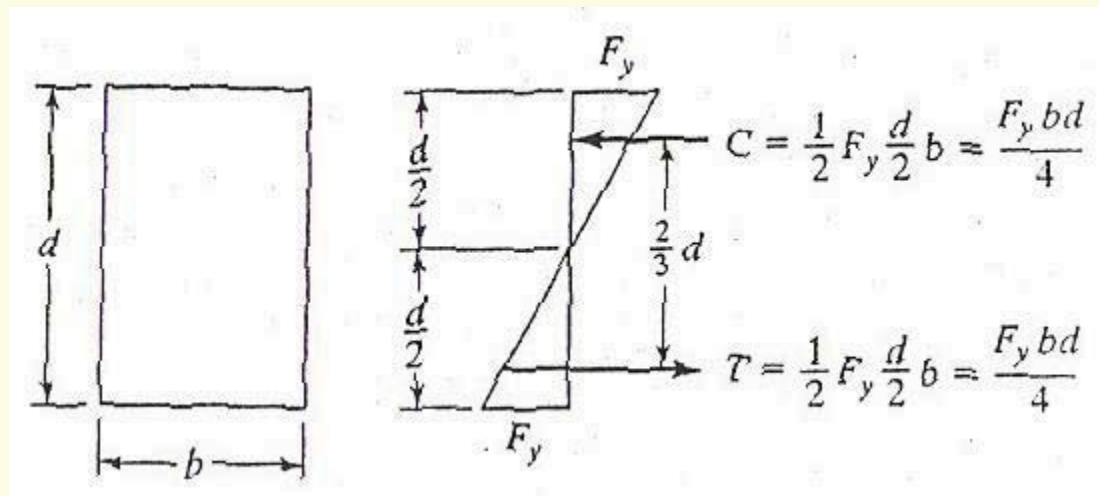
محاسبه لنگر تسلیم، M_y ، به یکی از دو روش زیر امکان پذیر است:

■ از حاصلضرب تنش تسلیم در اساس مقطع ارتجاعی

$$M_y = F_y S = F_y I/c = F_y bd^2/6$$

■ با محاسبه لنگر مقاوم داخلی در شکل زیر (حاصلضرب C یا T در بازوی لنگر بین آن دو)

$$M_y = (F_y bd/4) (2d/3) = F_y bd^2/6$$



The Plastic Modulus

اساس مقطع خمیری

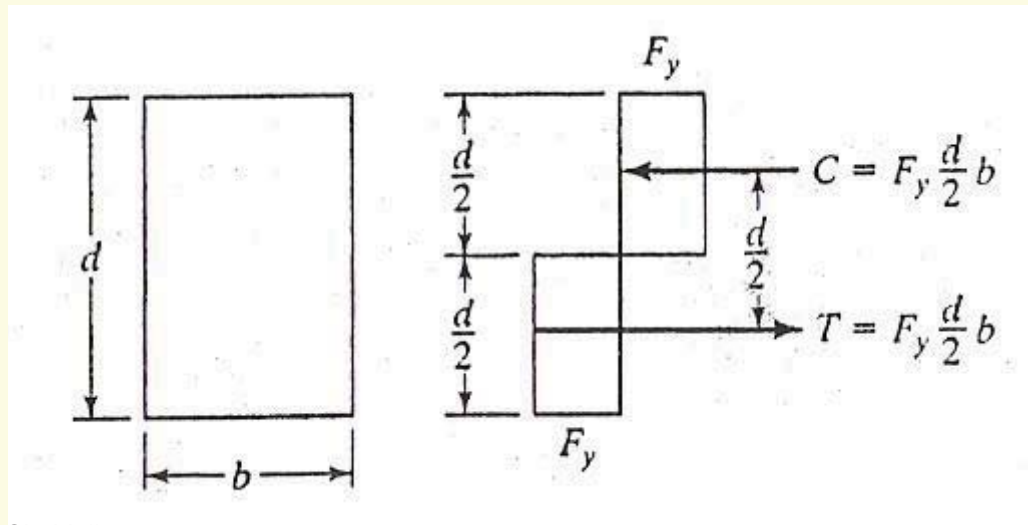
محاسبه لنگر خمیری، M_p ، (که در صورت تامین مهار جانبی کافی برابر با لنگر اسمی M_n نیز هست) به طریقی مشابه روش دوم انجام می گیرد:

$$M_p = M_n = T d/2 = C d/2 = (F_y b d/2) (d/2) = F_y b d^2/4$$

$$M_p = F_y Z = \text{اساس مقطع خمیری} \times \text{تنش تسلیم}$$

به این ترتیب اساس مقطع خمیری برای مقطع مستطیلی عبارتست از:

$$Z = b d^2/4$$



The Modulus Plastic

اساس مقطع خمیری

اساس مقطع خمیری، Z ، برابر با جمع لنگر سطح، سطوح تحت کشش و فشار حول تار خنثی است.

تنها در صورتی که مقطع شکل متقارنی داشته باشد محل تار خنثی در محدوده خمیری بر محل تار خنثی در محدوده ارتجاعی منطبق خواهد بود.

در تعیین محل تار خنثی در محدوده خمیری باید به این نکته توجه شود که سطح تحت فشار باید با سطح تحت کشش برابر باشد.

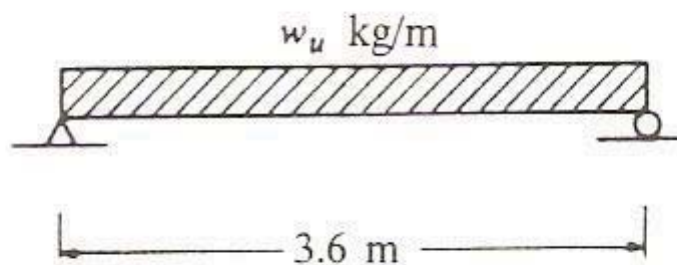
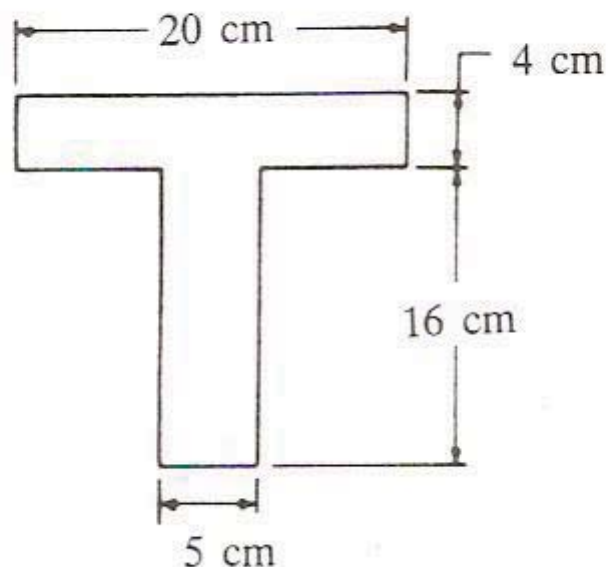
ضریب شکل (shape factor) برای مقطع مستطیلی برابر است با:

$$\frac{M_p}{M_y} = \frac{F_y Z}{F_y S} = \frac{Z}{S} = \frac{bd^2 / 4}{bd^2 / 6} = 1.5$$

ضریب شکل برای دیگر انواع مقاطع را نیز میتوان براساس روش فوق تعیین کرد. برای مقاطع دایره ای شکل مقدار آن 1.7 و برای مقاطع I شکل بین 1.1 تا 1.2 خواهد بود.

مثال ۸-۱

برای تیر فولادی شکل زیر مقادیر M_z ، M_y و Z را معین کنید و هرگاه دهانه تیر 3.6 m و تنش تسلیم فولاد $F_y = 2333 \text{ kg/cm}^2$ باشد. ضریب شکل و بار گسترده یکنواخت اسمی که تیر قادر به تحمل آن است معین شود.



حل:

طرح ارتجاعی:

$$A = 20 \times 4 + 16 \times 5 = 160 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{80 \times 2 + 80 \times 12.0}{160} = 7 \text{ cm}$$

از تار بالا

$$I = (20 \times 20^3/3 - 15 \times 16^3/3) - (20 - 7.0)^2(160) = 5813 \text{ cm}^4$$

$$S_{\min} = \frac{I}{c} = \frac{5813}{20 - 7} = 447 \text{ cm}^3$$

$$M_y = F_y S_{\min} = 2333 \times \frac{447}{100} = 10429 \text{ m kg}$$

طرح خمیری: تار خنثی در تار پایین بال قرار دارد.

$$Z = 80 \times 2 + 80 \times 8 = 800 \text{ cm}^3$$

$$M_n = F_y Z = 2333 \times \frac{800}{100} = 18664 \text{ m kg}$$

$$\text{ضریب شکل} = \frac{M_n}{M_y} \text{ یا } \frac{Z}{S} = \frac{18664}{10429} = 1.79$$

$$M_n = \frac{w_n L^2}{8} =$$

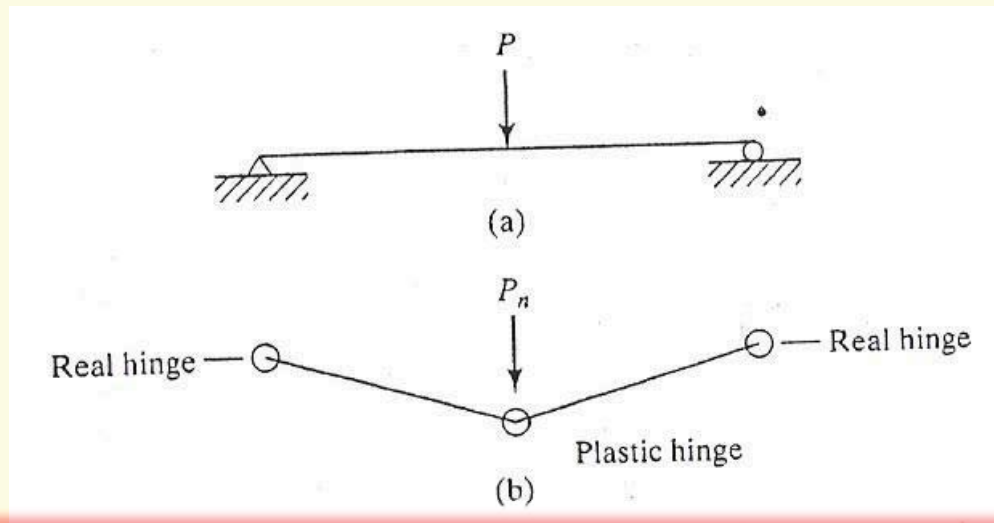
$$w_n = \frac{8 \times 18664}{3.6^2} = 11520 \text{ kg/m}$$

مکانیزم خرابی (شکست) - در سازه های معین

The Collapse Mechanism

در تیر ساده ای که تحت بار متمرکز در وسط دهانه قرار دارد با افزایش بار و رسیدن آن به تراز بار P_n ، مفصل خمیری در مقطع لنگر حداکثر (زیر بار) ایجاد شده و سازه ناپایدار می گردد.

افزایش مجدد بار باعث خرابی سازه شده و بار حداکثر، بار اسمی P_n قابل تحمل توسط سازه خواهد بود.



بنابراین:

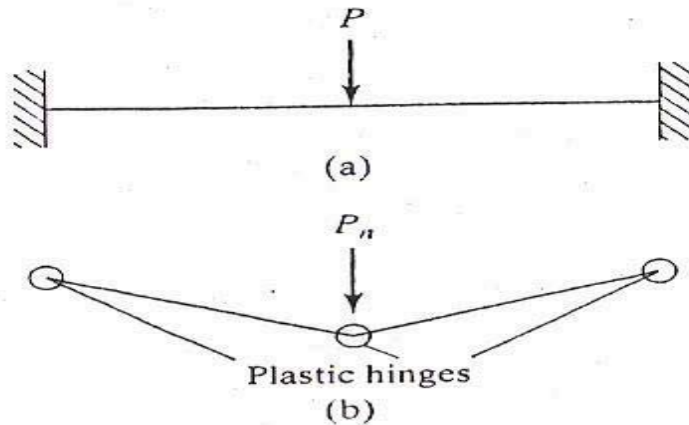
سازه ای که از نظر استاتیکی معین باشد با تشکیل یک مفصل خمیری دچار خرابی خواهد شد.

مکانیزم خرابی - در سازه های نامعین

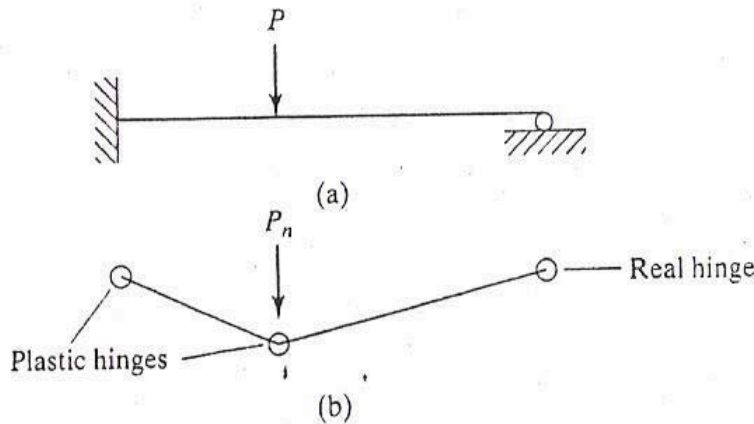
- در یک سازه نامعین پس از تشکیل یک مفصل خمیری، در صورتی که پیکربندی هندسی سازه اجازه دهد، امکان افزایش بار بدون خرابی سازه وجود خواهد داشت.
- در زمان افزایش بار مفصل خمیری عینا مانند یک مفصل واقعی عمل کرده، قادر به تحمل لنگر اضافی نخواهد بود لذا بازتوزیع لنگر در سازه اتفاق می افتد.
- با تشکیل مفصل های خمیری بیشتر و رسیدن تعداد آنها به حد لازم، سازه دچار خرابی می شود.
- آرایشی از مفصل های خمیری و واقعی که سبب خرابی سازه می شود مکانیزم (mechanism) نامیده می شود.
- در سازه های نامعین برای خرابی سازه (تشکیل مکانیزم خرابی) معمولا باید بیش از یک مفصل خمیری ایجاد شود.
- در تحلیل خمیری باید همه مکانیزم های ممکن خرابی مورد بررسی قرار گیرد تا مکانیزم خرابی صحیح به ازای کمترین مقدار بار تعیین شود.

مکانیزم خرابی - در سازه های نامعین

یک تیر دوسر گیردار با تشکیل سه مفصل خمیری به یک مکانیزم تبدیل می شود.



در یک تیر یک سر گیردار - یک سر مفصل با تشکیل دو مفصل خمیری، یک مکانیزم ایجاد می شود (وجود سه مفصل در یک امتداد).



فرضیات تئوری تحلیل خمیری

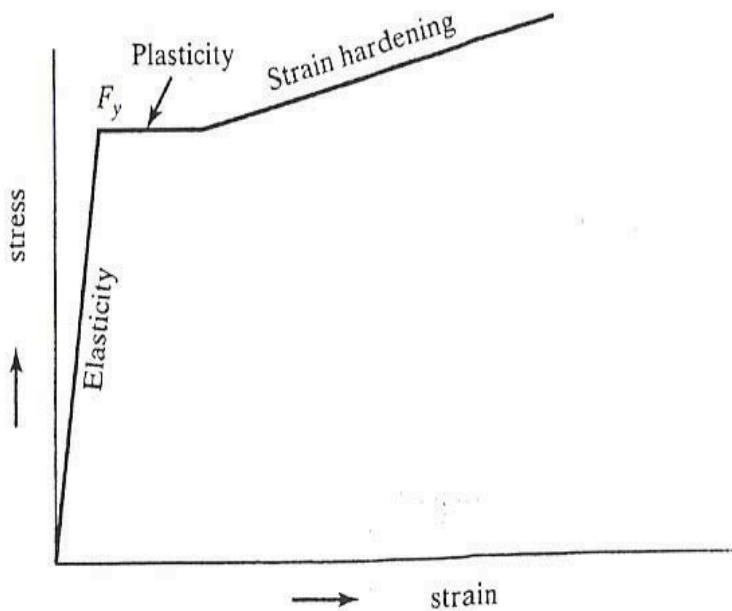
■ نمودار تنش-کرنش به صورت ایده آل نشان داده شده

■ انطباق نقطه تسلیم و نقطه حد خطی

■ وجود ناحیه سخت شدگی کرنش (که در آن فولاد قادر به تحمل تنش بالاتری است). البته در این رابطه لازم به تذکر است که:

■ عملاً در این حوزه، کرنش آنچنان بالاست که استفاده عملی ندارد،

■ هرچند که مقدار سخت شدگی کرنشی در نمودار قابل توجه است لیکن به دلیل کماتش غیرارجاعی قدرت باربری مقطع بیش از M_n نخواهد بود.



روش کار مجازی برای تحلیل خمیری سازه ها

The Virtual –work Method

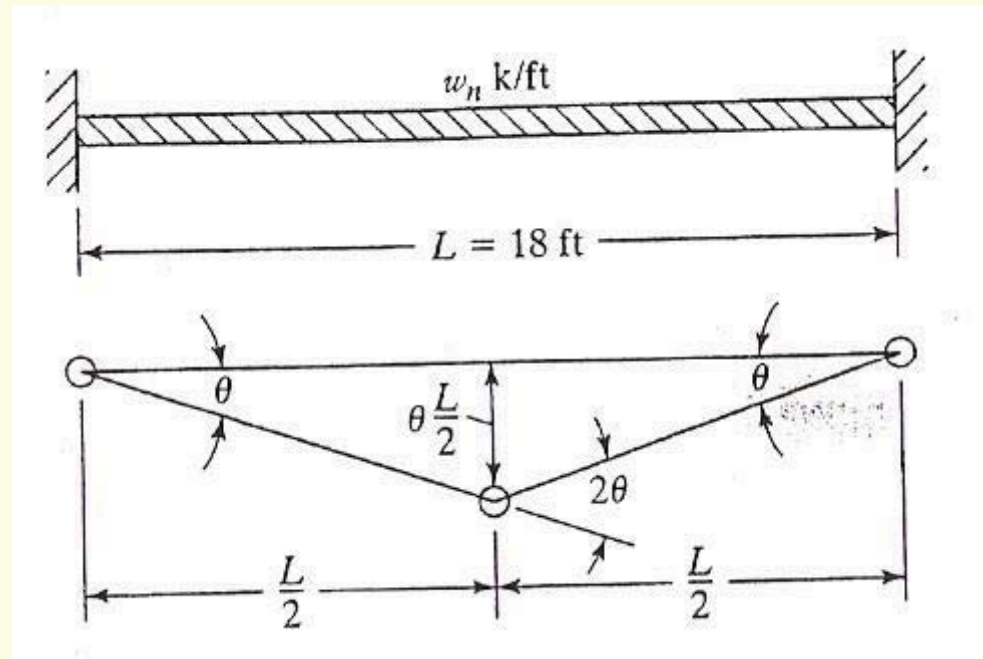
■ در این روش، ابتدا فرض می شود سازه تحت باری به میزان ظرفیت خمشی خود قرار داشته باشد،

■ سپس فرض می گردد سازه تحت بار نهایی وارده، تغییرمکان اضافی کوچکی یابد،

■ کار بارهای خارجی در طی این تغییرمکان اضافی، برابر با کار داخلی جذب شده توسط مفصل ها قرار داده می شود.

■ در این روش از نظریه زوایای کوچک استفاده می شود ($\sin \theta \approx \theta$, $\tan \theta \approx \theta$).

Example 1: Uniformly loaded fixed-ended beam

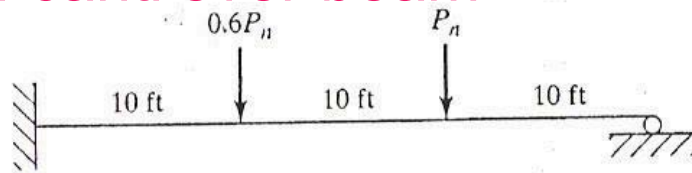


$$M_n(\theta + 2\theta + \theta) = w_n L \left(\frac{1}{2} \times \theta \times \frac{L}{2} \right)$$

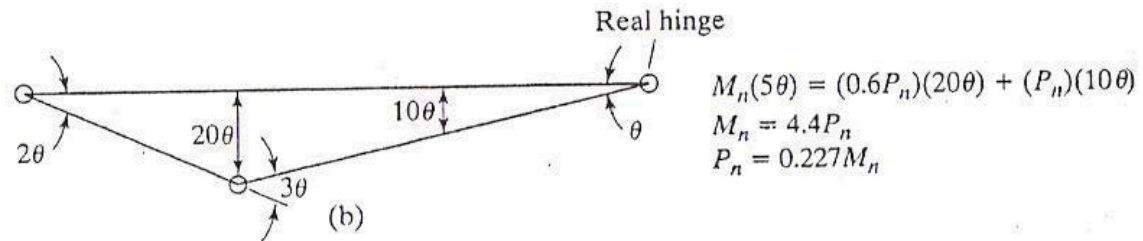
$$M_n = \frac{w_n L^2}{16}$$

$$w_n = \frac{16M_n}{L^2}$$

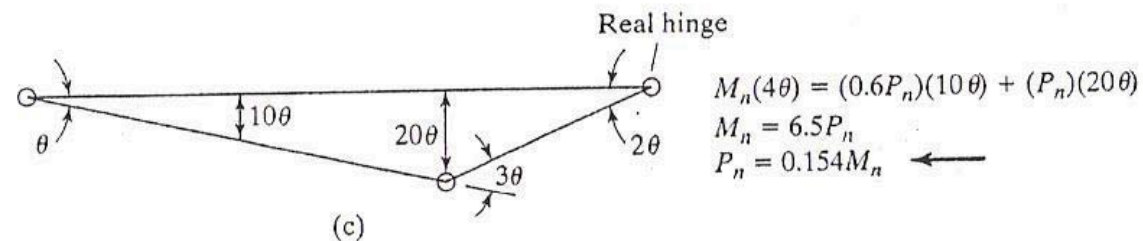
Example 2: Propped cantilever beam



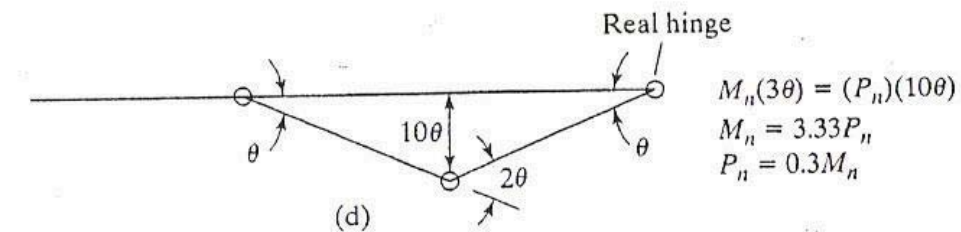
(a)



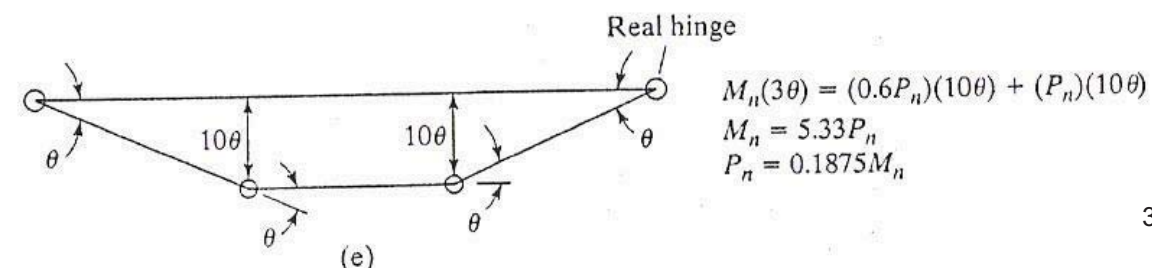
(b)



(c)



(d)



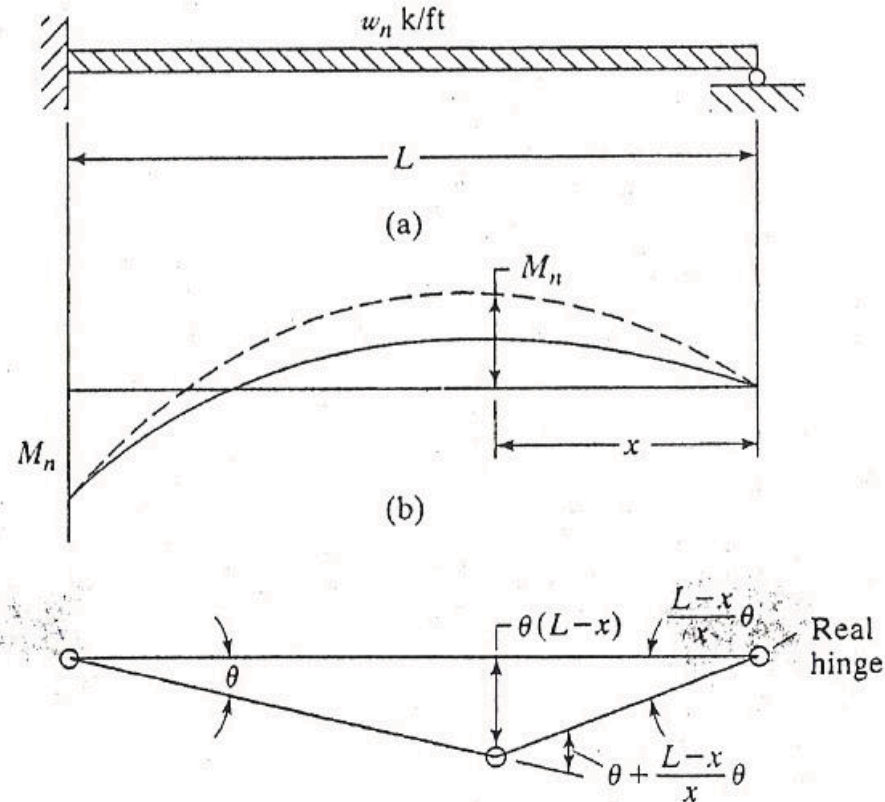
(e)

Example 3: Uniformly loaded propped cantilever beam

The virtual-work expression for the collapse mechanism of the beam shown in part (c) of Fig. 8.14 is written as follows:

$$M_n \left(\theta + \theta + \frac{L-x}{x} \theta \right) = (w_n L) (\theta) (L-x) \left(\frac{1}{2} \right).$$

Solving this equation for M_n , taking $dM_n/dx = 0$, the value of x can be calculated to equal $0.414L$. This value is also applicable to uniformly loaded end spans of continuous beams with simple end supports, as will be illustrated in the next section.



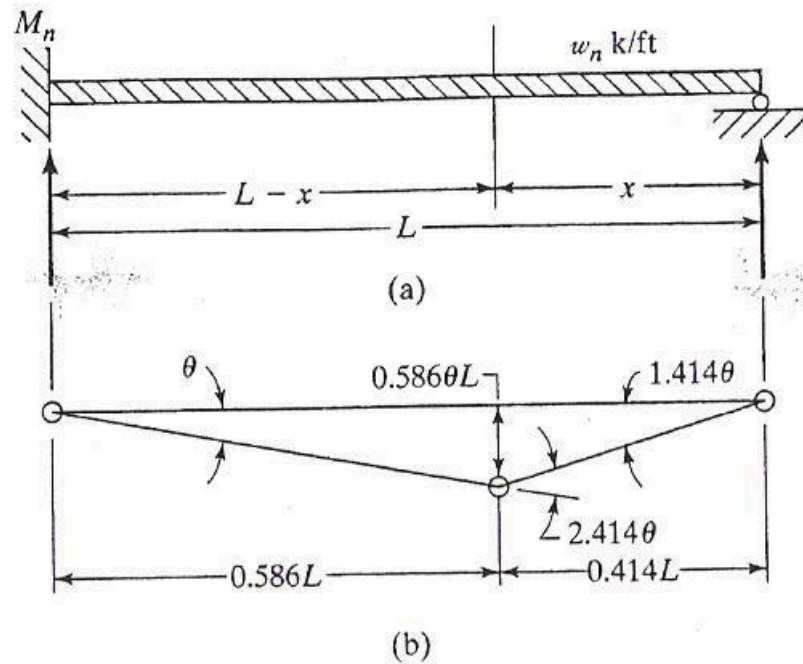


FIGURE 8.15

The beam and its collapse mechanism are redrawn in Fig. 8.15 and the following expression for the plastic moment and uniform load are written using the virtual-work procedure.

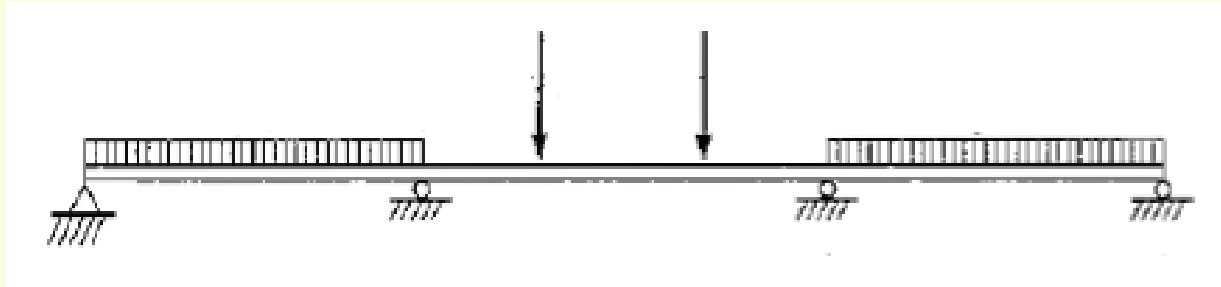
$$M_n(\theta + 2.414\theta) = (w_n L)(0.586\theta L) \left(\frac{1}{2} \right)$$

$$M_n = 0.0858 w_n L^2$$

$$w_n = 11.65 \frac{M_n}{L^2}$$

Continuous Beams

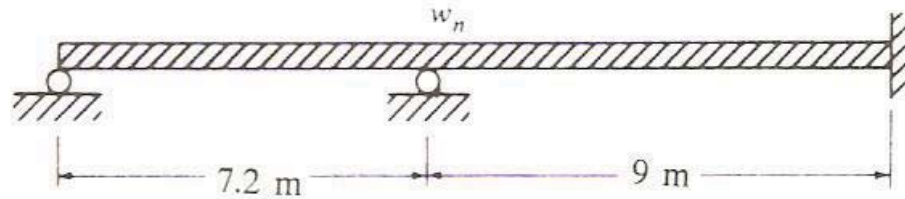
تیرهای سراسری (یکسره)



- تحلیل ارتجاعی تیرهای سراسری با توجه به نامعینی استاتیکی آنها پیچیده می شود.
- اما اعمال تحلیل خمیری بر تیرهای سراسری مانند اعمال آن بر تیرهای یک دهانه بوده و افزایش تعداد دهانه ها تاثیر چندانی بر حجم محاسبات ندارد.
- برای تحلیل خمیری تیرهای سراسری کافی است روش کار مجازی به طور جداگانه به هر یک از دهانه های تیر اعمال شود.
- مکانیزم صحیح برای سازه، مکانیزمی است که منجر به کوچکترین مقدار بار (متناظر با بزرگترین مقدار M_p) می شود.

مثال ۸-۲

برای تیر شکل (۸-۱۶) یک IPE 40 انتخاب شده است، اگر تیر دارای تکیه گاههای ممتد جانبی باشد مطلوبست تعیین w_n

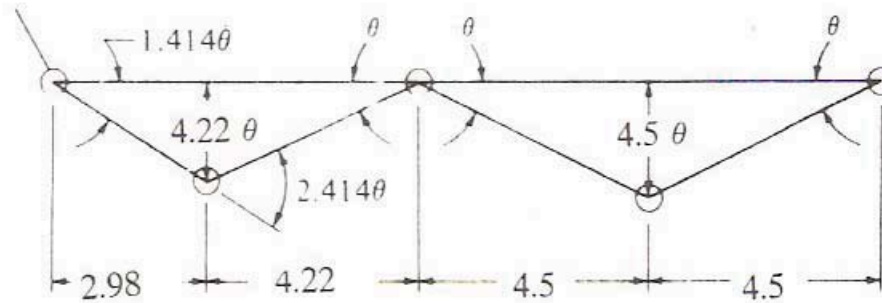


شکل ۸-۱۶

حل:

$$M_n = F_y Z = 2333(1308) 10^{-4} = 305 \text{ kN m}$$

اگر مکانیزم شکست را برای هر دو دهانه رسم کنیم خواهیم داشت



برای دهانه چپ

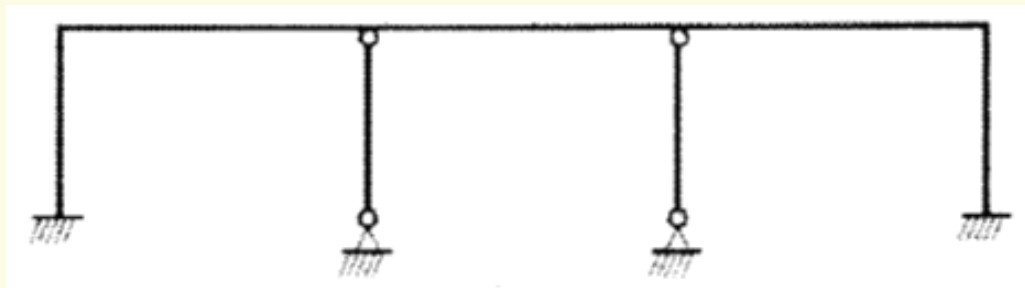
$$(M_n)(3.414 \theta) = (720 w_n) \left(\frac{1}{2} \right) (4.22 \theta)$$

$$w_n = 2.25 \times 10^{-5} M_n = 2.25 \times 10^{-5} (305 \times 10^4) = 68.6 \text{ kg/cm}$$

برای دهانه راست

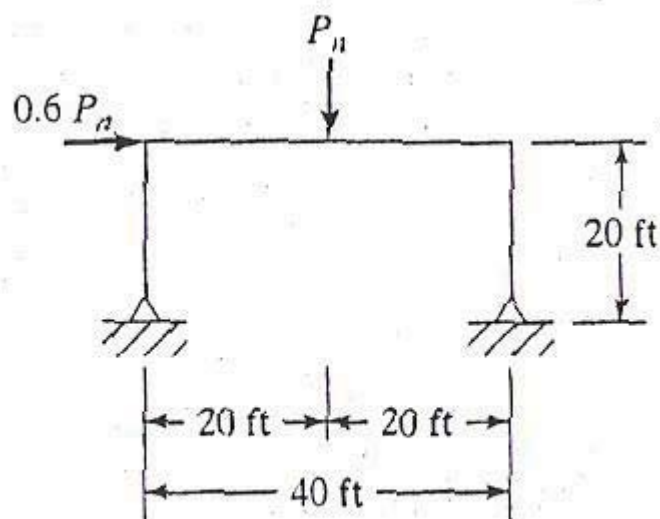
$$M_n(4 \theta) = (900 w_n) \left(\frac{1}{2} \right) (4.50 \theta)$$

$$w_n = 1.98 \times 10^{-5} M_n = 1.98 \times 10^{-5} (305 \times 10^4) = 60.4 \text{ kg/cm}$$

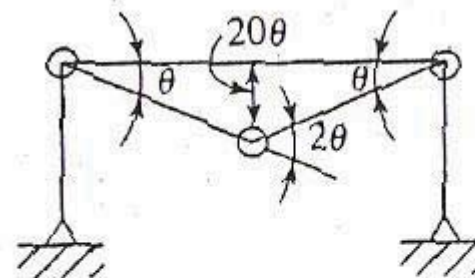


- روش کار مجازی برای قابها نیز همچون تیرها قابل استفاده است.
- در قابها مکانیزمهای دیگری غیر از مکانیزمهای تیر نظیر موارد زیر وجود دارد:
 - مکانیزم انتقال جانبی
 - مکانیزم ترکیبی تیر و انتقال جانبی
- بر خلاف تحلیل ارتجاعی در تحلیل خمیری اصل جمع آثار قابل استفاده نیست.
- در محل اتصال دو عضو با سازه‌های مختلف، مفصل خمیری بر روی عضو ضعیف‌تر تشکیل می‌شود.

Example : Possible mechanisms for a portal frame



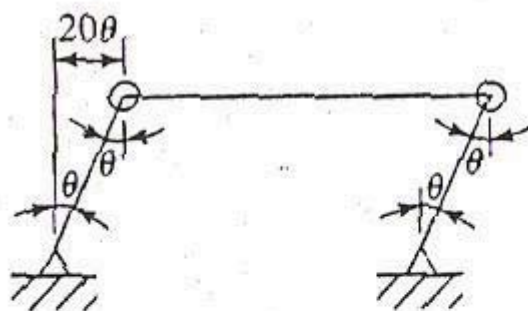
(a) Frame and loads



$$(P_n)(20\theta) = M_n(4\theta)$$

$$P_n = \frac{1}{5} M_n$$

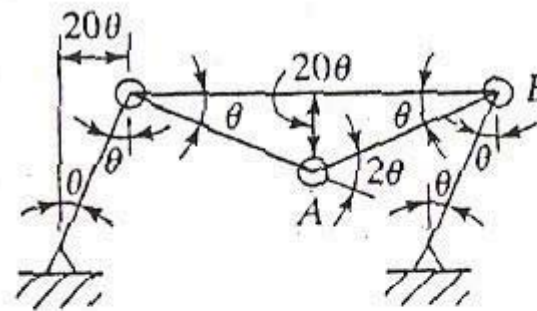
(b) Beam mechanism



$$(0.6 P_n)(20\theta) = M_n(2\theta)$$

$$P_n = \frac{1}{6} M_n$$

(c) Sidesway mechanism



$$(0.6 P_n)(20\theta) + (P_n)(20\theta) = M_n(4\theta)$$

$$P_n = \frac{1}{8} M_n \leftarrow$$

(d) Combined beam and sidesway mechanism

باز توزیع لنگر در طراحی تیرهای سراسری

Moment Redistribution in Design of Continuous Beams

■ در تیرهای با مقطع فشرده ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم $F_y \leq 4500 \text{kgf/cm}^2 (\equiv 65 \text{ksi})$ که بال فشاری آنها از تکیه گاههای جانبی کافی برخوردار باشد امکان بازتوزیع لنگر حاصل از بارهای اضافه وارده وجود خواهد داشت.

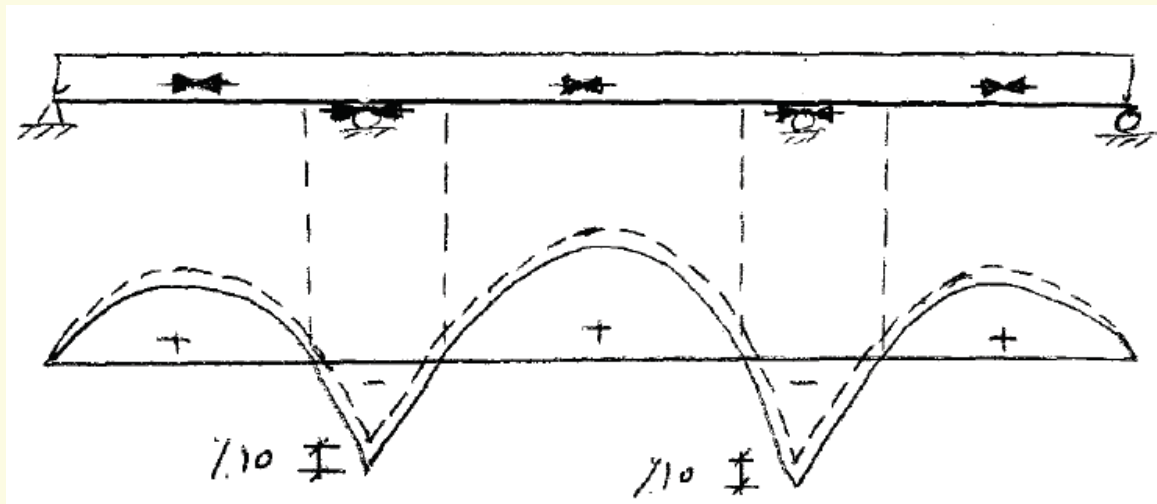
■ در طرح خمیری تیرها عملاً چنین مزیتی در تحلیل لحاظ می گردد.

■ برای اینکه امکان بهره‌مندی از مزایای ناشی از بازتوزیع لنگر در طرح ارتجاعی تیر نیز فراهم آید می توان از قاعده موسوم به 0.9 لنگر منفی که در AISC05 App.1.3 p.16.1-151 مطرح گردیده است استفاده نمود.

باز توزیع لنگر در طراحی تیرهای سراسری

Moment Redistribution in Design of Continuous Beams

- قاعده 0.9 لنگر در طرح ارتجاعی تیرهای سراسری:
- لنگرهای منفی تکیه گاهی ناشی از بارگذاری ثقلی که با تحلیل الاستیک تعیین می شوند در ضریب 0.9 ضرب می شوند،
- لنگرهای مثبت وسط دهانه نیز به اندازه 0.1 متوسط لنگرهای منفی تکیه گاههای طرفین افزایش می یابد.



باز توزیع لنگر در طراحی تیرهای سراسری

Moment Redistribution in Design of Continuous Beams

■ محدودیت های قاعده 0.9 لنگر:

■ این قاعده تنها در حالت اعمال بارهای ثقیلی بکار رفته و در مورد بارهای جانبی نظیر بار باد و زلزله بکار نمی رود،

■ این کاهش در مورد لنگرهای ناشی از بارها روی کنسولها مجاز نیست،

■ این کاهش در طراحی بر اساس بخش های 1-8 تا AISC05 App.1-4 مجاز نیست (بخش های طراحی غیرالاستیک برای کمانش موضعی، پایداری و تحلیل مرتبه دوم، ستونها و سایر اعضای فشاری، تیرها و سایر اعضای خمشی، و اعضای تحت نیروهای ترکیبی)،

باز توزیع لنگر در طراحی تیرهای سراسری

Moment Redistribution in Design of Continuous Beams

■ اگر لنگر منفی بوسیله گیردار کردن ستونها به تیرها و شاهتیرها (قاب خمشی) مهار شود، کاهش 0.1 لنگر برای چنین ستونی که تحت ترکیب نیروی محوری و خمش است قابل اعمال خواهد بود. در این حالت در طراحی بر اساس LRFD مقدار نیروی محوری ستون از $0.15\phi_c F_y A_g$ و در طراحی بر اساس ASD، مقدار نیروی محوری ستون از $0.15F_y A_g / \Omega_c$ نباید بیشتر شود.

$$A_g = \text{سطح مقطع ناخالص (کل) عضو}$$

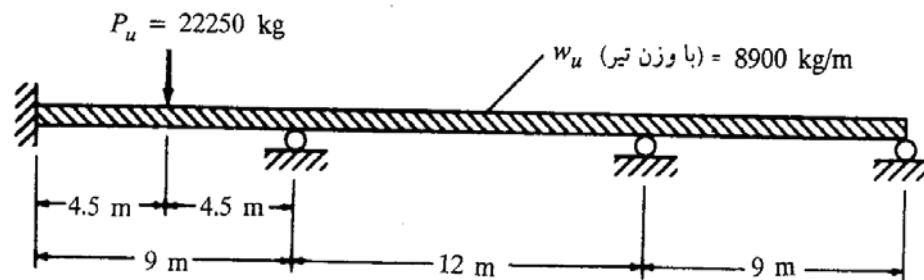
$$F_y = \text{حداقل تنش تسلیم بال}$$

$$\phi_c = \text{ضریب کاهش مقاومت فشاری} = 0.9$$

$$\Omega_c = \text{ضریب اطمینان فشاری} = 1.67$$

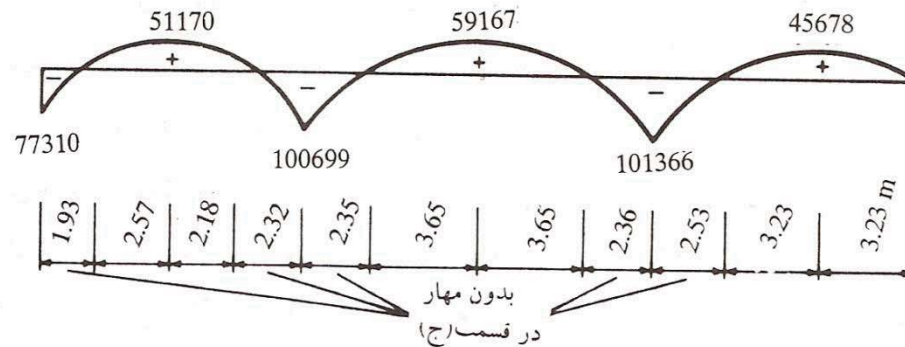
مثال ۱۰-۱

تیر شکل (۱۰-۱) از فولاد نرمه است. (الف) سبکترین نیمرخ I شکل را با اعمال تحلیل خمیری بر تیر برای آن معین کنید. تیر را با تکیه گاههای ممتد جانبی بگیرید. (ب) این تیر را به روش تحلیل ارتجاعی با بارهای ضربدار طراحی کنید و از قانون $\phi M_n \geq M_u$ استفاده نمایید، بالهای این تیر را با تکیه گاه ممتد جانبی بگیرید (ج) با استفاده از تحلیل ارتجاعی و ضرایب بار و قانون $\phi M_n \geq M_u$ لنگر منفی تکیه گاهی و با فرض تکیه گاه ممتد جانبی بال فوقانی و تنها با تکیه گاه جانبی در محل تکیه گاهها در بال تحتانی طراحی کنید.



شکل ۱۰-۱

ب - تحلیل و طرح ارتجاعی با تکیه گاه کامل جانبی دو بال



شکل ۱۰-۲

$$(لنگر خمشی منفی حداکثر طراحی) = 0.9(101366) = 91229 \text{ kg m}$$

$$(لنگر خمشی مثبت حداکثر طراحی) = 59167 + \frac{1}{10} \left(\frac{100699 + 101366}{2} \right) = 69270 \text{ kg m}$$

$$Z \text{ لازم} = \frac{9122900}{0.9(2333)} = 4345 \text{ cm}^3$$

IPB 50. انتخاب شد.

ج - طرح ارتجاعی، با تکیه گاه جانبی ممتد بال فوقانی و تنها در محل تکیه گاهها برای بال تحتانی

در این حالت دیده می شود که بزرگترین فاصله بدون مهار 2.53m است که در آن لنگر تقلیل

یافته از قسمت (ب) برابر با $M_u = 91229 \text{ kg m}$ است، اولین نیمرخ که باید بررسی شود

IPB 50 است که برای آن داریم:

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 7.27}{\sqrt{2333}} = 375 \text{ cm} > 253 \text{ cm}$$

پس همان نیمرخ باید انتخاب شود.

Design of B E A M S for Flexure

فصل پنجم - قسمت دوم: طراحی تیرها برای خمش

کمانش جانبی-پیچشی تیرها

Lateral-Torsional Buckling (LTB) of Beams

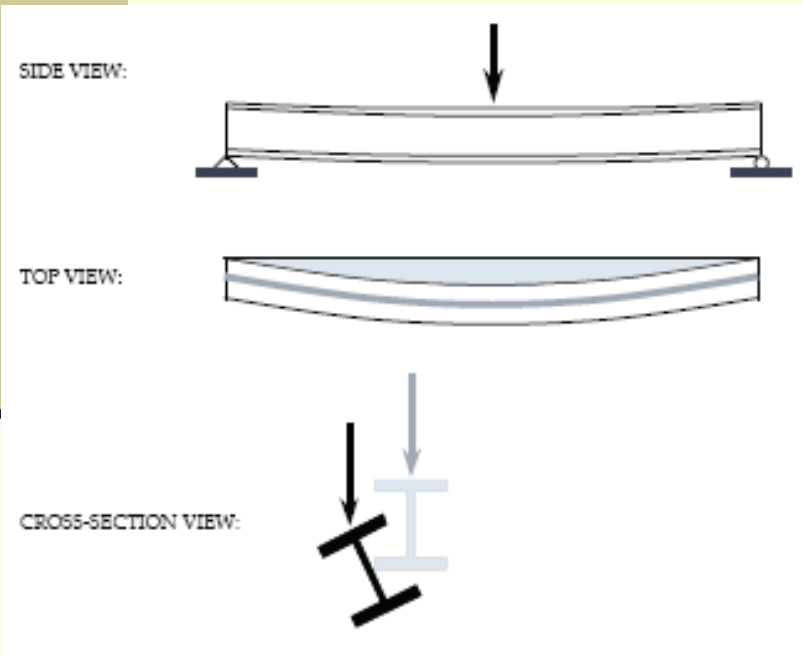
تحت بارهای جانبی وارده قسمت فشاری تیر مانند یک ستون عمل می کند و در صورت عدم تامین مهار جانبی کافی ممکن است کمانه کند. کمانش در راستای قائم اتفاق نمی افتد زیرا:

- ممان اینرسی در خمش حول محور افقی X بسیار بیشتر از محور قائم Y بوده،
- جان و بال کششی تیر به مثابه تکیه گاه تیر در راستای قائم عمل می کنند.

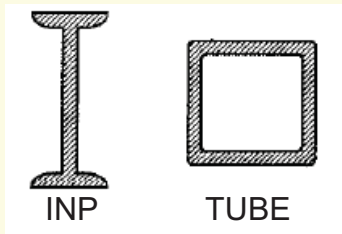
اما کمانش تیر در راستای افقی امکان پذیر بوده و این پدیده کمانش جانبی-پیچشی نامیده می شود.

این پدیده متقارن نمی باشد زیرا تیر از یک قسمت کششی و یک قسمت فشاری تشکیل شده است، که قسمت کششی کمانه نمی کند اما قسمت فشاری در راستای افقی کمانش می کند در نتیجه قسمت فشاری به صورت جانبی حرکت کرده و تیر شکل تابیده شده خواهد داشت.

بدیهی است که کمانش جانبی-پیچشی باعث کاهش ظرفیت لنگر خمشی عضو تیر می شود.



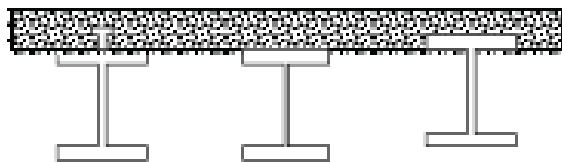
روشهای پیشگیری از کمانش جانبی-پیچشی تیرها



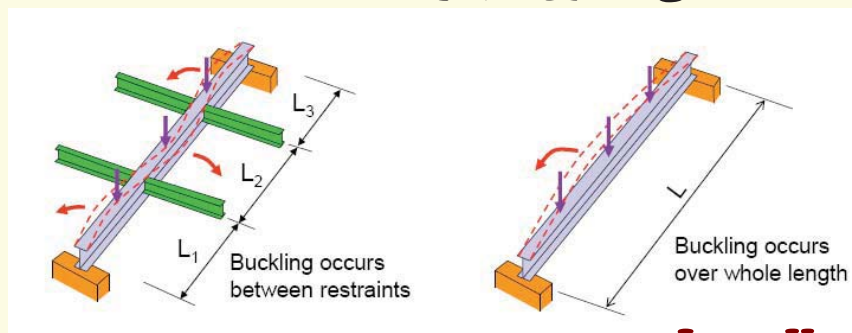
استفاده از مقاطع با بالهای پهن تر و یا مقاطع بسته

تامین مهار جانبی پیوسته با قرار دادن تیر در توده توپر (مثلا قرار دادن تیرچه و بلوک بین دو تیر و انجام بتن ریزی) یا اتصال پیوسته با دال بتنی کف یا عرشه فلزی

BEAMS SUPPORTING A CONCRETE SLAB:

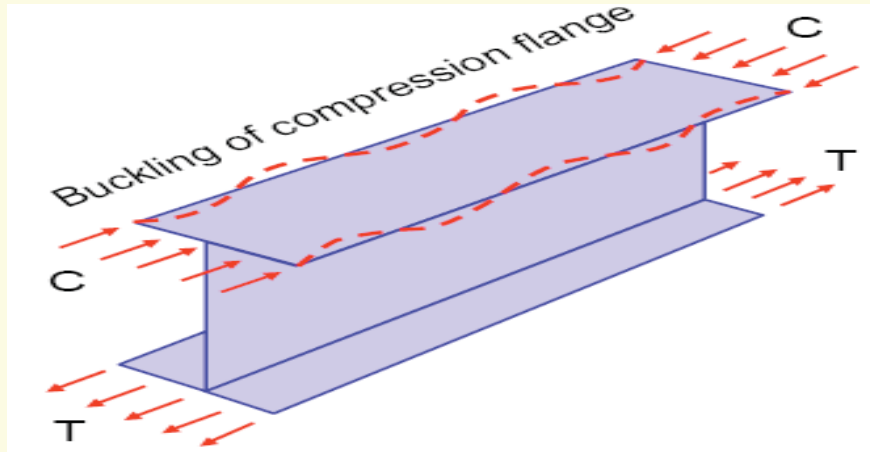


تعبیه مهارهای جانبی برای بال فشاری در فواصل مختلف توسط تیرهای عرضی، قابهای عرضی یا میل مهارها. فاصله بین مهارهای جانبی، طول مهارنشده (unbraced length) نامیده شده و با L_b نشان داده می شود.



کمانش موضعی بال فشاری

Local Buckling of Compression Flange



- در صورت لاغر بودن اجزای مقطع عرضی تیر، کمانش موضعی تیر قبل از رسیدن تنش‌ها به تنش تسلیم F_y اتفاق می‌افتد.
- کمانش موضعی باعث کاهش ظرفیت لنگر خمشی تیر شده و از رسیدن آن به ظرفیت خمیری کامل جلوگیری می‌کند.
- برای پیشگیری از حالت حدی کمانش موضعی نسبت عرض به ضخامت اجزای مقطع عرضی ($\lambda = b/t$) باید بر اساس مقادیر ذکر شده در AISC05 Table B4.1 p.16.1-14 محدود گردد.
- در مقاطع فشرده compact (با $\lambda \leq \lambda_p$) قبل از وقوع کمانش موضعی در اجزاء، کل مقطع به حالت تسلیم می‌رسد.

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

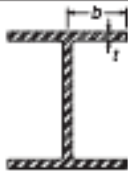

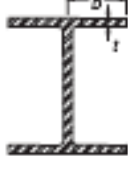
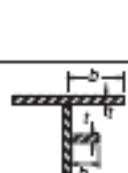
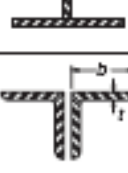

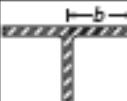
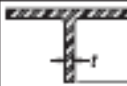
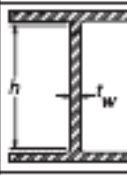
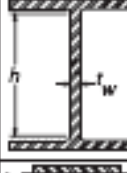

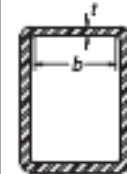
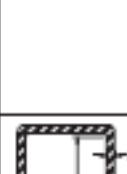
Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
Unstiffened Elements	1 Flexure in flanges of rolled I-shaped sections and channels	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
	2 Flexure in flanges of doubly and singly symmetric 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	$0.75\sqrt{E/F_y}$	
	9 Flexure in webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
Stiffened Elements	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	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

کمانش موضعی بال فشاری

Local Buckling of Compression Flange

شرایط فشرده بودن نیمرخهای I و U شکل:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(= \frac{545}{\sqrt{F_y}} \text{ or } \frac{65^*}{\sqrt{F_y}} \right) \quad \text{برای بال:}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \leq \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(= \frac{5365}{\sqrt{F_y}} \text{ or } \frac{640^*}{\sqrt{F_y}} \right) \quad \text{برای جان:}$$

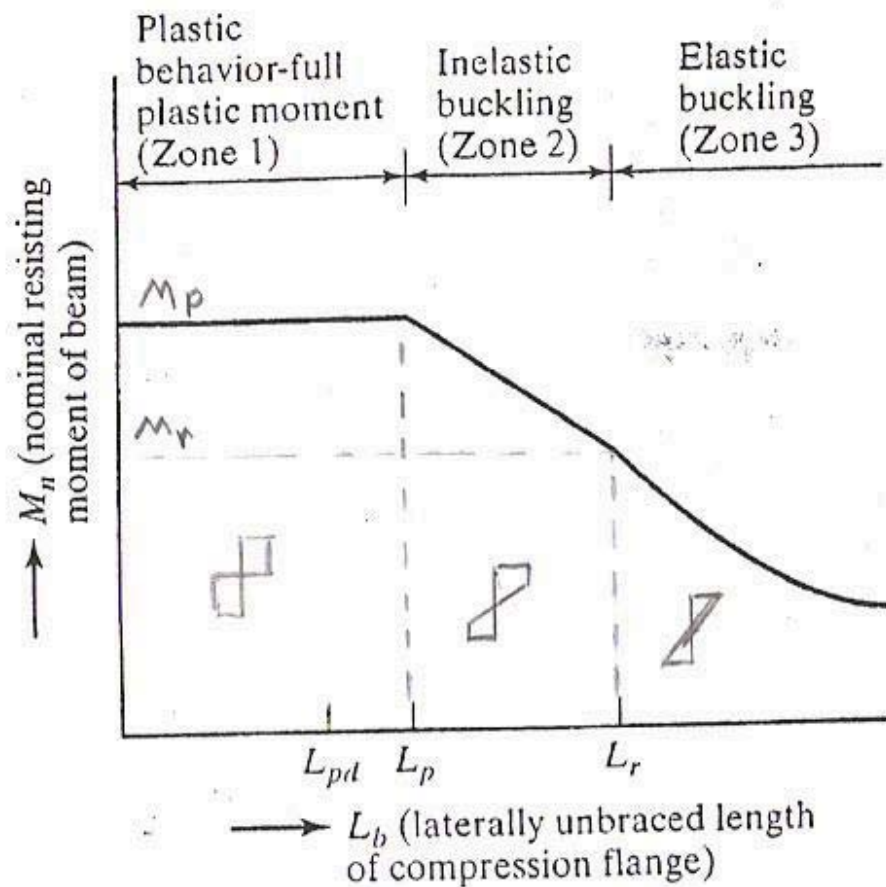
* یعنی در سیستم آحاد امریکایی

در ادامه این فصل به بررسی ظرفیت لنگر خمشی طراحی تیرهای با مقطع فشرده با فواصل مختلف مهارهای جانبی پرداخته خواهد شد.

رفتار کمانشی تیرها

رفتار کمانشی تیرها بر اساس فواصل بین مهارهای جانبی به سه صورت مختلف زیر ممکن است ظاهر شود:

- رفتار پلاستیک (ناحیه ۱)
- کمانش غیرالاستیک (ناحیه ۲)
- کمانش الاستیک (ناحیه ۳)



رفتار پلاستیک (ناحیه ۱)

■ اگر نیمرخ فشرده دارای تکیه‌گاه‌های ممتد جانبی و یا فواصل کوتاه مهاری باشد می‌توان آن را تا تشکیل لنگر پلاستیک کامل بارگذاری کرد.

■ اعمال بار بیشتر پس از تشکیل مفصل پلاستیک باعث دوران مقطع و در نتیجه توزیع مجدد لنگر می‌شود لذا می‌توان از تحلیل پلاستیک (خمیری) استفاده کرد.

■ برای اینکه بتوان تیر را تا رسیدن به لنگر پلاستیک کامل M_p بارگذاری کرد فاصله مهارهای جانبی (L_p) نباید از مقدار معینی که L_p نامیده می‌شود تجاوز کند.

■ مقدار L_p به مشخصات هندسی مقطع تیر و تنش تسلیم آن بستگی دارد.

کمانش غیرالاستیک (ناحیه ۲)

■ در این ناحیه امکان اینکه برخی از تارهای فشاری مقطع قبل از کمانش به تسلیم برسند وجود دارد ولی نمی‌توان کلیه تارهای مقطع را به حد تسلیم (F_y) رسانید.

■ در این حالت ظرفیت مقطع در برابر دوران آنقدر بالا نیست که امکان توزیع مجدد کامل لنگر در تیر فراهم آید و لذا از تحلیل پلاستیک (خمیری) نیز نمی‌توان استفاده کرد.

■ در این ناحیه مقاومت طراحی تیر بر اساس کمانش جانبی-پیچشی غیرالاستیک تعیین می‌شود.

■ حداکثر فاصله مهارهای جانبی در این ناحیه با L_r نشان داده می‌شود که در آن به محض رسیدن تنش در مقطع به حدی که موجب تسلیم شدن تارهای از مقطع گردد (که عملاً به دلیل وجود تنش پسماند کمتر از F_y است) مقطع کمانش می‌کند.

■ مقدار L_r به مشخصات هندسی مقطع تیر، تنش تسلیم فولاد و نحوه توزیع تنش‌های پسماند در مقطع تیر بستگی دارد.

کمانش الاستیک (ناحیه ۳)

- اگر فواصل مهارهای جانبی بزرگتر از L_r باشد، قبل از رسیدن تنش در مقطع به تنش تسلیم، تیر به صورت ارتجاعی کمانه خواهد کرد.
- در این ناحیه مقاومت طراحی تیر بر اساس کمانش جانبی-پیچشی الاستیک تعیین می‌شود.
- لنگر طراحی تیر به مقاومت پیچشی و مقاومت تابیدگی (warping) تیر بستگی خواهد داشت.

مقاومت خمشی طراحی تیر

Beams Design Flexural Strength

مقاومت خمشی طراحی تیر طبق ضوابط آیین نامه AISC05 به صورت زیر محاسبه می شود:

Available Design Flexural Strength = $\phi_b M_n$ (LRFD method) مقاومت خمشی طراحی موجود

Allowable Design Flexural Strength = M_n / Ω_b (ASD method) مقاومت خمشی طراحی مجاز

مقاومت خمشی اسمی $M_n =$ nominal flexural moment

$$\phi_b = 0.9 \quad (\text{LRFD})$$

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

طراحی تیر برای تسلیم- لنگر پلاستیک کامل (ناحیه ۱)

Fully Braced Compact Beams

در صورتی که تیری با مقطع فشرده دارای مهار جانبی کافی باشد با تسلیم کل مقطع تیر خراب می شود.

این حالت، متداولترین و سادهترین حالت طراحی تیر می باشد.

در این حالت لنگر خمشی طراحی تیر بر اساس لنگر پلاستیک مقطع M_p تعیین می شود.

مقاومت خمشی اسمی طراحی تیر طبق ضوابط آیین نامه AISC05 به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\begin{aligned} M_n &= \text{nominal flexural moment} = \text{مقاومت خمشی اسمی} \\ &= M_p = \text{Plastic moment} = \text{لنگر خمیری} \\ &= F_y Z < 1.6 F_y S \end{aligned}$$

Z = plastic section modulus = اساس مقطع خمیری

S = elastic section modulus = اساس مقطع ارتجاعی

تعیین اساس مقطع خمیری Z

■ برای نیمرخهای امریکایی Z_x و Z_y مستقیماً از جداول مربوطه قابل استخراج است (مطابق اسلاید بعدی).

■ برای نیمرخهای I و U شکل متداول در ایران:

- ✓ محاسبه Z_x : با دوبرابر کردن ((لنگر استاتیکی نیم سطح مقطع حول محور X))
- ✓ محاسبه Z_y : بواسطه صرفنظر از مقاومت خمیری جان و در نظر گرفتن ابعاد بال به صورت مستطیلی (توسط رابطه $2t_f b_f^2 / 4$)

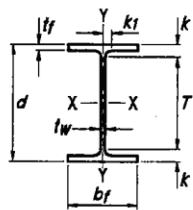


Table 1-1 (continued)
W Shapes
Dimensions

Shape	Area, A	Depth, d	Web				Flange				Distance						
			Thickness, t_w		Width, b_f	Thickness, t_f	k		k_1	T	Workable Gage	r_{ts}	h_o	Torsional Properties			
			in.	in.			in.	in.						in.	in.	J	C_w
W14x132	38.8	14.7	14 ^{5/8}	0.645	5/8	5/16	14.7	14 ^{3/4}	1.03	1	1.63	2 ^{5/16}	1 ^{9/16}	10	5 1/2		
x120	35.3	14.5	14 1/2	0.590	9/16	5/16	14.7	14 ^{5/8}	0.940	1 ^{5/16}	1.54	2 1/4	1 1/2				
x109	32.0	14.3	14 ^{3/8}	0.525	1/2	1/4	14.6	14 ^{5/8}	0.860	7/8	1.46	2 ^{3/16}	1 1/2				
x99 ^f	29.1	14.2	14 ^{1/8}	0.485	1/2	1/4	14.6	14 ^{5/8}	0.780	3/4	1.38	2 ^{1/16}	1 ^{7/16}				
x90 ^f	26.5	14.0	14	0.440	7/16	1/4	14.5	14 1/2	0.710	1 ^{1/16}	1.31	2	1 ^{7/16}				
W14x82	24.0	14.3	14 1/4	0.510	1/2	1/4	10.1	10 1/8	0.855	7/8	1.45	1 ^{11/16}	1 ^{1/16}	10 ^{7/8}	5 1/2		
x74	21.8	14.2	14 1/8	0.450	7/16	1/4	10.1	10 1/8	0.785	1 ^{3/16}	1.38	1 ^{5/8}	1 ^{1/16}				
x68	20.0	14.0	14	0.415	7/16	1/4	10.0	10	0.720	3/4	1.31	1 ^{9/16}	1 ^{1/16}				
x61	17.9	13.9	13 ^{7/8}	0.375	3/8	3/16	10.0	10	0.645	5/8	1.24	1 1/2	1				
W14x53	15.6	13.9	13 ^{7/8}	0.370	3/8	3/16	8.06	8	0.660	1 ^{1/16}	1.25	1 1/2	1	10 ^{7/8}	5 1/2		
x48	14.1	13.8	13 ^{3/4}	0.340	5/16	3/16	8.03	8	0.595	5/8	1.19	1 ^{1/16}	1				
x43 ^c	12.6	13.7	13 ^{5/8}	0.305	5/16	3/16	8.00	8	0.530	1/2	1.12	1 ^{3/8}	1				
W14x38 ^c	11.2	14.1	14 1/8	0.310	5/16	3/16	6.77	6 ^{3/4}	0.515	1/2	0.915	1 1/4	1 ^{3/16}	11 ^{5/8}	3 1/2 ^g		
x34 ^c	10.0	14.0	14	0.285	5/16	3/16	6.75	6 ^{3/4}	0.455	7/16	0.855	1 ^{3/16}	3/4		3 1/2		
x30 ^c	8.85	13.8	13 ^{7/8}	0.270	1/4	1/8	6.73	6 ^{3/4}	0.385	3/8	0.785	1 1/8	3/4		3 1/2		
W14x26 ^c	7.69	13.9	13 ^{7/8}	0.255	1/4	1/8	5.03	5	0.420	7/16	0.820	1 1/8	3/4	11 ^{5/8}	2 ^{3/4} ^g		
x22 ^c	6.49	13.7	13 ^{3/4}	0.230	1/4	1/8	5.00	5	0.335	5/16	0.735	1 1/16	3/4	11 ^{5/8}	2 ^{3/4} ^g		
W12x336 ^h	98.8	16.8	16 ^{7/8}	1.78	1 ^{3/4}	7/8	13.4	13 ^{3/8}	2.96	2 ^{15/16}	3.55	3 ^{7/8}	1 ^{11/16}	9 ^{1/8}	5 1/2		
x305 ^h	89.6	16.3	16 ^{3/8}	1.63	1 ^{5/8}	1 ^{3/16}	13.2	13 1/4	2.71	2 ^{11/16}	3.30	3 ^{5/8}	1 ^{5/8}				
x279 ^h	81.9	15.9	15 ^{7/8}	1.53	1 1/2	3/4	13.1	13 ^{1/8}	2.47	2 1/2	3.07	3 ^{3/8}	1 ^{5/8}				
x252 ^h	74.0	15.4	15 ^{3/8}	1.40	1 ^{3/8}	1 ^{1/16}	13.0	13	2.25	2 1/4	2.85	3 ^{1/8}	1 1/2				
x230 ^h	67.7	15.1	15	1.29	1 ^{5/16}	1 ^{1/16}	12.9	12 ^{7/8}	2.07	2 ^{1/16}	2.67	2 ^{15/16}	1 1/2				
x210	61.8	14.7	14 ^{3/4}	1.18	1 ^{3/16}	5/8	12.8	12 ^{3/4}	1.90	1 ^{7/8}	2.50	2 ^{13/16}	1 ^{7/16}				
x190	55.8	14.4	14 ^{3/8}	1.06	1 ^{1/16}	9/16	12.7	12 ^{5/8}	1.74	1 ^{3/4}	2.33	2 ^{5/8}	1 ^{3/8}				
x170	50.0	14.0	14	0.960	1 ^{5/16}	1/2	12.6	12 ^{5/8}	1.56	1 ^{3/16}	2.16	2 ^{7/16}	1 ^{5/16}				
x152	44.7	13.7	13 ^{3/4}	0.870	7/8	7/16	12.5	12 1/2	1.40	1 ^{3/8}	2.00	2 ^{5/16}	1 1/4				
x136	39.9	13.4	13 ^{3/8}	0.790	1 ^{3/16}	7/16	12.4	12 ^{3/8}	1.25	1 1/4	1.85	2 ^{1/8}	1 1/4				
x120	35.3	13.1	13 ^{1/8}	0.710	1 ^{1/16}	3/8	12.3	12 ^{3/8}	1.11	1 1/8	1.70	2	1 ^{3/16}				
x106	31.2	12.9	12 ^{7/8}	0.610	5/8	5/16	12.2	12 1/4	0.990	1	1.59	1 ^{7/8}	1 1/8				
x96	28.2	12.7	12 ^{3/4}	0.550	9/16	5/16	12.2	12 1/8	0.900	7/8	1.50	1 ^{13/16}	1 1/8				
x87	25.6	12.5	12 1/2	0.515	1/2	1/4	12.1	12 1/8	0.810	1 ^{3/16}	1.41	1 ^{11/16}	1 ^{1/16}				
x79	23.2	12.4	12 ^{3/8}	0.470	1/2	1/4	12.1	12 1/8	0.735	3/4	1.33	1 ^{9/8}	1 ^{1/16}				
x72	21.1	12.3	12 1/4	0.430	7/16	1/4	12.0	12	0.670	1 ^{1/16}	1.27	1 ^{9/16}	1 ^{1/16}				
x65 ^f	19.1	12.1	12 1/8	0.390	3/8	3/16	12.0	12	0.605	5/8	1.20	1 1/2	1				

^c Shape is slender for compression with $F_c = 50$ ksi.
^f Shape exceeds compact limit for flexure with $F_c = 50$ ksi.
^g The actual size, combination, and orientation of fastener components should be compared with the geometry of the cross-section to ensure compatibility.
^h Flange thickness greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c.

Table 1-1 (continued)
W Shapes
Properties



Nominal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	b_f	t_w	I		S		I		S				J	C_w
	2 t_f	h	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³			in. ⁴	in. ⁶
132	7.15	17.7	1530	209	6.28	234	548	74.5	3.76	113	4.23	13.6	12.3	25500
120	7.80	19.3	1380	190	6.24	212	495	67.5	3.74	102	4.20	13.5	9.37	22700
109	8.49	21.7	1240	173	6.22	192	447	61.2	3.73	92.7	4.17	13.5	7.12	20200
99	9.34	23.5	1110	157	6.17	173	402	55.2	3.71	83.6	4.14	13.4	5.37	18000
90	10.2	25.9	999	143	6.14	157	362	49.9	3.70	75.6	4.11	13.3	4.06	16000
82	5.92	22.4	881	123	6.05	139	148	29.3	2.48	44.8	2.85	13.5	5.07	6710
74	6.41	25.4	795	112	6.04	126	134	26.6	2.48	40.5	2.82	13.4	3.87	5990
68	6.97	27.5	722	103	6.01	115	121	24.2	2.46	36.9	2.80	13.3	3.01	5380
61	7.75	30.4	640	92.1	5.98	102	107	21.5	2.45	32.8	2.78	13.2	2.19	4710
53	6.11	30.9	541	77.8	5.89	87.1	57.7	14.3	1.92	22.0	2.22	13.3	1.94	2540
48	6.75	33.6	484	70.2	5.85	78.4	51.4	12.8	1.91	19.6	2.20	13.2	1.45	2240
43	7.54	37.4	428	62.6	5.82	69.6	45.2	11.3	1.89	17.3	2.18	13.1	1.05	1950
38	6.57	39.6	385	54.6	5.87	61.5	26.7	7.88	1.55	12.1	1.82	13.6	0.798	1230
34	7.41	43.1	340	48.6	5.83	54.6	23.3	6.91	1.53	10.6	1.80	13.5	0.569	1070
30	8.74	45.4	291	42.0	5.73	47.3	19.6	5.82	1.49	8.99	1.77	13.5	0.380	887
26	5.98	48.1	245	35.3	5.65	40.2	8.91	3.55	1.08	5.54	1.31	13.5	0.358	405
22	7.46	53.3	199	29.0	5.54	33.2	7.00	2.80	1.04	4.39	1.27	13.4	0.208	314
336	2.26	5.47	4060	483	6.41	603	1190	177	3.47	274	4.13	13.9	243	57000
305	2.45	5.98	3550	435	6.29	537	1050	159	3.42	244	4.05	13.6	185	48600
279	2.66	6.35	3110	393	6.16	481	937	143	3.38	220	4.00	13.4	143	42000
252	2.89	6.96	2720	353	6.06	428	828	127	3.34	196	3.93	13.2	108	35800
230	3.11	7.56	2420	321	5.97	386	742	115	3.31	177	3.87	13.0	83.8	31200
210	3.37	8.23	2140	292	5.89	348	664	104	3.28	159	3.82	12.8	64.7	27200
190	3.65	9.16	1890	263	5.82	311	589	93.0	3.25	143	3.76	12.6	48.8	23600
170	4.03	10.1	1650	235	5.74	275	517	82.3	3.22	126	3.71	12.5	35.6	20100
152	4.46	11.2	1430	209	5.66	243	454	72.8	3.19	111	3.66	12.3	25.8	17200
136	4.96	12.3	1240	186	5.58	214	398	64.2	3.16	98.0	3.61	12.2	18.5	14700
120	5.57	13.7	1070	163	5.51	186	345	56.0	3.13	85.4	3.56	12.0	12.9	12400
106	6.17	15.9	933	145	5.47	164	301	49.3	3.11	75.1	3.52	11.9	9.13	10700
96	6.76	17.7	833	131	5.44	147	270	44.4	3.09	67.5	3.49	11.8	6.85	9410
87	7.48	19.9	740	118	5.38	132	241	39.7	3.07	60.4	3.46	11.7	5.10	827

محدودیت فواصل مهارهای جانبی، ناحیه ۱

■ برای طراحی تیر در ناحیه ۱ میتوان از تحلیل ارتجاعی (الاستیک) یا تحلیل خمیری (پلاستیک) استفاده کرد.

■ در طراحی بر اساس تحلیل ارتجاعی فاصله مهارهای جانبی (L_b) نباید از L_p تجاوز کند:

برای نیمرخهای I و U در خمش حول محور قوی

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(= \frac{2510 r_y}{\sqrt{F_y}} \text{ or } \frac{300 r_y^*}{\sqrt{F_y}} \right)$$

■ در طراحی بر اساس تحلیل خمیری طول مهارنشده (L_b) نباید از L_{pd} تجاوز کند:

برای نیمرخهای I در خمش حول محور قوی

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y$$

برای میله های مستطیلی توپر و تیرهای قوطی
شکل متقارن در خمش حول محور قوی

$$L_{pd} = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.1 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y$$

محدودیت فواصل مهارهای جانبی، ناحیه ۱ (ادامه)

که:

M_1 = لنگر کوچکتر در انتهای طول مهارنشده تیر

M_2 = لنگر بزرگتر در انتهای طول مهارنشده تیر

r_y = شعاع ژیراسیون حول محور ضعیف

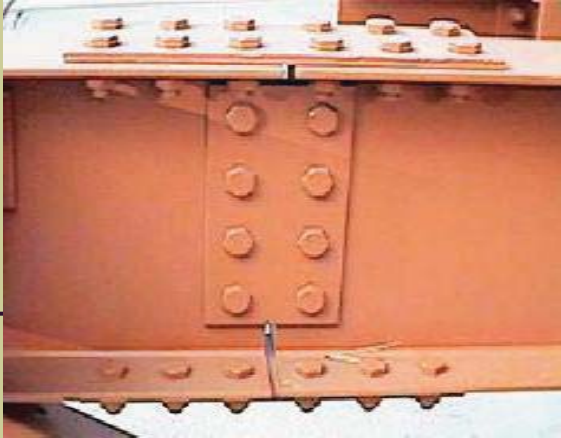
توجه: (M_1/M_2) وقتی مثبت است که لنگرها باعث ایجاد انحنای مضاعف \sim در تیر شوند

و وقتی منفی است که باعث ایجاد انحنای منفرد \cup در تیر شوند.

■ بر اساس توضیحات AISC05 Appendix 1-2 تحلیل و طراحی غیر الاستیک تنها برای اعضای قابل پذیرش است که در آنها $F_y \leq 4500 \text{ kgf/cm}^2$ باشد بدین مفهوم که فولاد مصرفی باید از نوع شکل پذیر بوده و دارای پله خمیری باشد.

■ هیچ حدی برای فواصل مهارهای جانبی (L_b) در تیرهای با مقطع مربع، دایره و یا در تیر تحت خمش حول محور ضعیف وجود ندارد.

سوراخ در تیرها

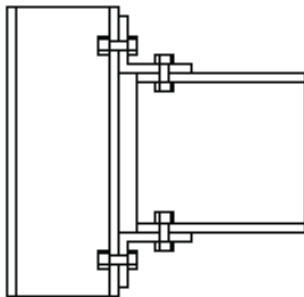
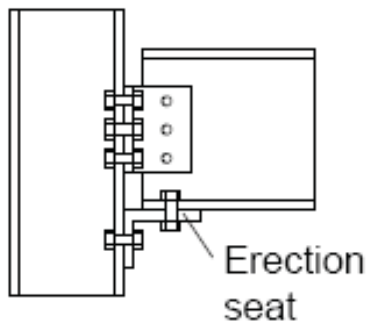


اغلب لازم است در تیرهای فولادی سوراخهایی برای اتصالات پیچی یا عبور لوله‌ها، کانالها و ... ایجاد گردد.

ایجاد سوراخ در جان تیر، کاهش شدیدی در اساس مقطع و ظرفیت لنگر خمشی مقطع ایجاد نمی‌کند اما وجود سوراخ بزرگ در جان، مقاومت برشی مقطع فولادی را بشدت کاهش می‌دهد.

اگر نیروی برشی در تیر کوچک باشد بهتر است سوراخها در جان تیر ایجاد شوند.

اگر لنگر خمشی در تیر کوچک باشد بهتر است سوراخها در بال تیر ایجاد شوند.



سوراخ در تیرها (ادامه)

اثرکاهشی وجود سوراخ در بال کششی تیرها بر مقاومت خمشی اسمی M_n بر اساس ضوابط AISC05 F13.1 p 16.1-61 بشرح زیر تعیین می شود.

در صورت وجود سوراخ مقاومت خمشی اسمی M_n باید بر طبق حالت حدی گسیختگی بال تحت کشش نیز محدود شود:

(a) اگر $F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg}$ باشد حالت حدی گسیختگی کشش اعمال نمی شود (تسلیم در مقطع کل بال پیش از گسیختگی در مقطع خالص بال).

(b) اگر $F_u A_{fn} < Y_t F_y A_{fg}$ باشد مقاومت خمشی اسمی M_n در محل سوراخها در بال کششی نباید بزرگتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x$$

که در آن:

A_{fg} = سطح مقطع کل (ناخالص) بال کششی

A_{fn} = سطح مقطع خالص بال کششی

S_x = اساس مقطع ارتجاعی حول محور X

$Y_t = 1.0$ برای $F_y/F_u \leq 0.8$

$= 1.1$ برای سایر نسبتها

سوراخ در تیرها (ادامه)

پس برای فولاد معمولی ($F_u=3700\text{kgf/cm}^2$, $F_y=2333\text{kgf/cm}^2$) خواهیم داشت:

$$F_y/F_u=0.63 < 0.8 \rightarrow Y_t=1.0$$

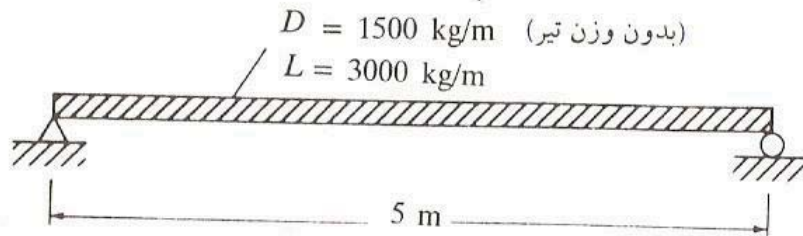
بنابراین باتوجه به اینکه $Y_t F_y/F_u=0.63$ است:

If $A_{fn} \geq 0.63 A_{fg} \rightarrow$ حالت حدی گسیختگی کشش اعمال نمیشود

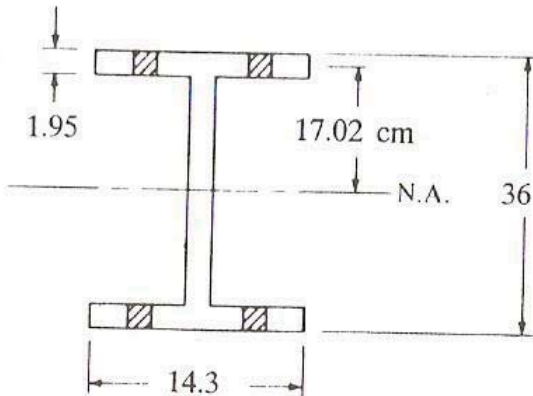
$$\text{If } A_{fn} < 0.63 A_{fg} \rightarrow M_n \leq \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x$$

مثال ۳-۹

مطلوبست تعیین سبکترین نیمرخ INP برای تیر شکل (۵-۹). قرار است در بال کششی این تیر و در محل لنگر خمشی حداکثر سوراخی برای دو پیچ به قطر ۱ اینچ تعبیه شود. نوع فولاد تیر نرمه و بالهای فشاری تیر دارای تکیه گاه ممتد جانبی است.



شکل ۵-۹



شکل ۶-۹

$$w_u = 1.2 D + 1.6 L$$

$$= 1.2 \times 1500 + 1.6 \times 3000 = 6600 \text{ kgf/m}$$

$$M_u = \frac{w_u l^2}{8} = \frac{6600 \times 5^2}{8} = 20625 \text{ kgf.m}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n = \phi_b F_y Z \rightarrow Z \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{20625 \times 100}{0.9 \times 2333} = 982 \text{ cm}^3$$

اینکه به وجود سرخ در بال و نیز با توجه به اینکه وزن تیر در کاپا کون رعایت داده نشده است
مقطع انتخابی یک تیر بستتر از رفته فرست می شود.

$$\text{USE } [N P 36 \left(Z = 1276 \text{ cm}^3, b_f = 14.3 \text{ cm}, t_f = 1.95 \text{ cm}, G = 76.1 \text{ kgf/m} \right)$$

$$S = 1090 \text{ cm}^3$$

$$w_u = 1.2 (1500 + 76.1) + 1.6 \times 3000 = 6691 \text{ kgf/m}$$

$$M_u = \frac{w_u l^2}{8} = \frac{6691 \times 5^2}{8} = 20909 \text{ kgf.m}$$

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z = 0.9 \times 2333 \times 1276 = 26792 \text{ kgf.cm}$$

$$A_{fg} = 635 \times 14.3 = 27.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{fn} = 1.95 \times 14.3 - 2(2.54 + 0.3)(1.95) = 16.80 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{fn}}{A_{fg}} = \frac{16.80}{27.88} = 0.60 < 0.63$$

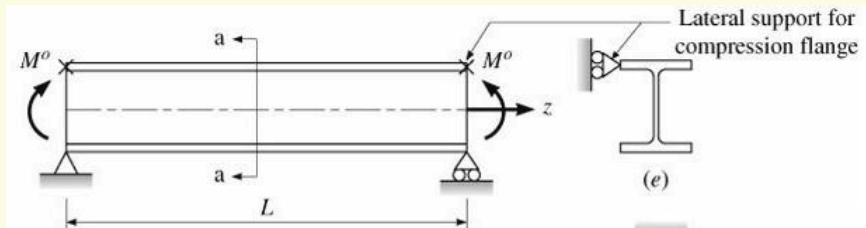
$$\phi M_n = m_n \begin{cases} \phi M_p = \phi Z F_y = 0.9 \times 1276 \times 2333 = 26792 \text{ kgf.m} \\ \phi \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x = 0.9 \times \frac{3700 \times 16.80}{27.88} \times 1090 = 21872 \end{cases}$$

$$M_u = 21150 < \phi M_n = 21872 \text{ kgf.cm} \quad \text{O.K.}$$

Lateral Support of Beams

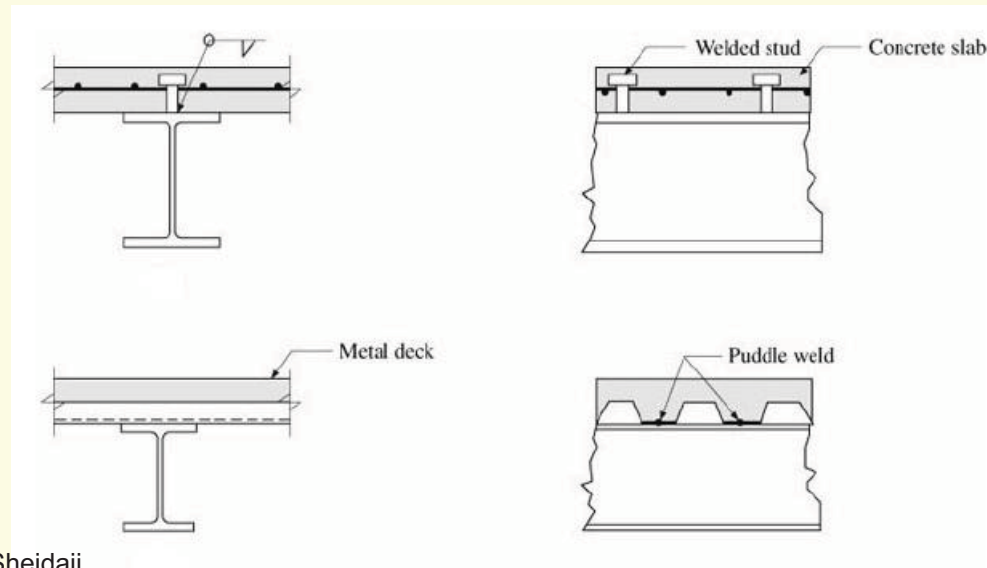
تکیه گاه جانبی تیرها

تعبیه تکیه گاههای جانبی برای بال فشاری باعث افزایش مقاومت تیر در برابر کمانش جانبی-پیچشی می شود.



انواع مهاربندی جانبی

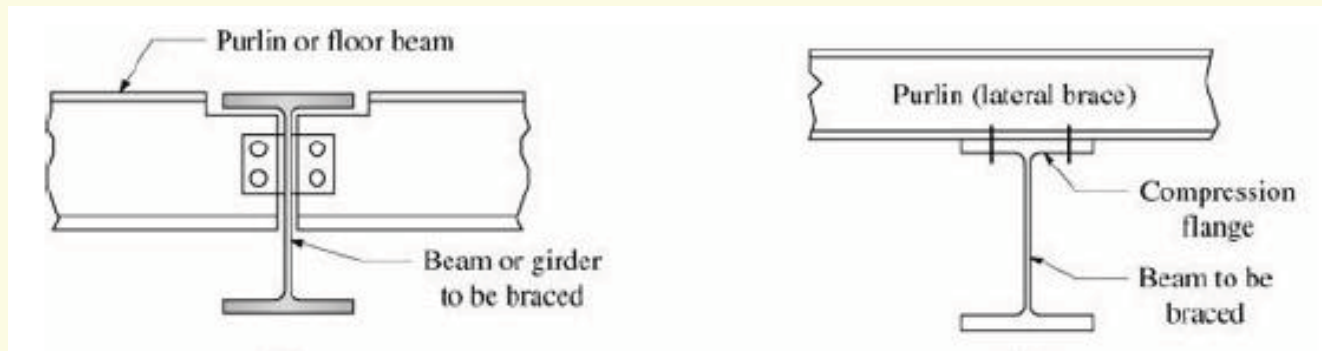
(a) مهاربندی جانبی پیوسته بال فشاری: که در آن مهارهای جانبی در فواصل بسیار کوتاه توسط دالهای بتن آرمه یا عرشه های فلزی و ... تامین می شود.



Lateral Support of Beams

تکیه‌گاه جانبی تیرها

(b) مهاربندی جانبی بال فشاری در فواصل: که در آن مهارهای جانبی در فواصل مجزایی توسط دیگر اعضای سیستم مهاربندی فراهم می‌شوند.

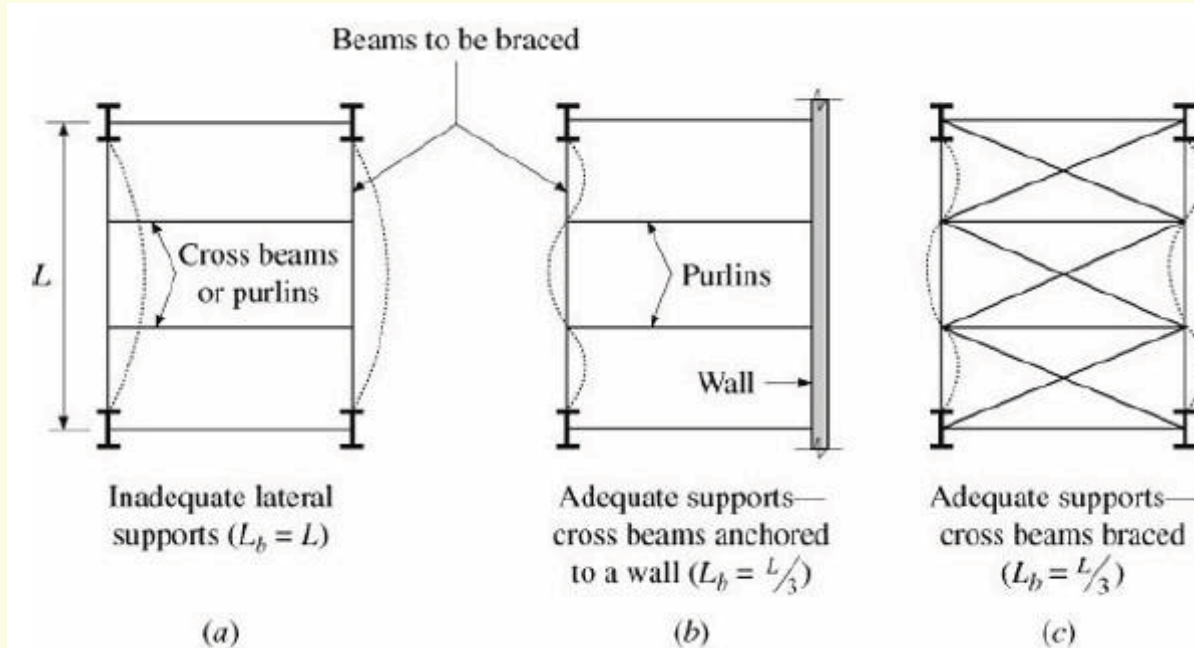


نکات ویژه در طراحی مهارهای جانبی

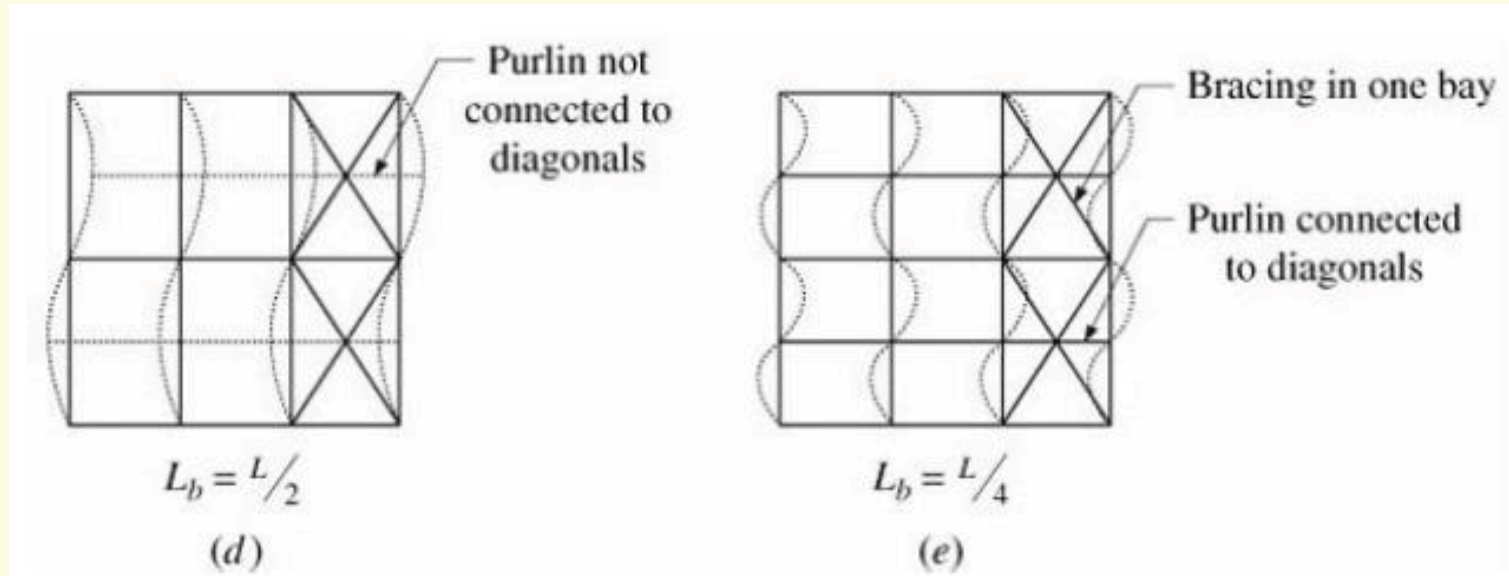
مهارهای جانبی باید دارای سختی و مقاومت کافی برای جلوگیری از انتقال جانبی مقطع عرضی باشند.

خوشبختانه نیروی عضو مهاری مقدار بزرگی نبوده و مقدار متداول آن 2.0-2.5% نیروی فشاری در بال فشاری میباشد.

مهارهای جانبی باید به نحوی طراحی شوند که در جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی موثر واقع شوند.



نکات ویژه در طراحی مهارهای جانبی



تیرهای فشرده مهارنشده (نواحی ۳ و ۲)

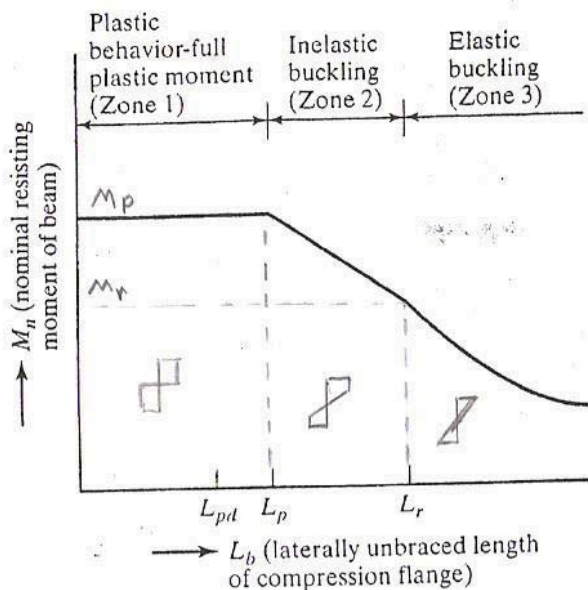
Unbraced Compact Beams

اگر فاصله مهارهای جانبی L_b بزرگتر از L_p باشد کمانش جانبی پیچشی تیر به صورت غیرالاستیک خواهد بود.

$$L_p < L_b \leq L_r \rightarrow \text{کمانش جانبی پیچشی غیرالاستیک}$$

اگر فاصله مهارهای جانبی L_b بزرگتر از L_r باشد کمانش جانبی پیچشی تیر به صورت الاستیک بوده در هنگام کمانش، تنش هیچ تاری از مقطع تیر به تنش تسلیم نخواهد رسید.

$$L_r < L_b \rightarrow \text{کمانش جانبی پیچشی الاستیک}$$



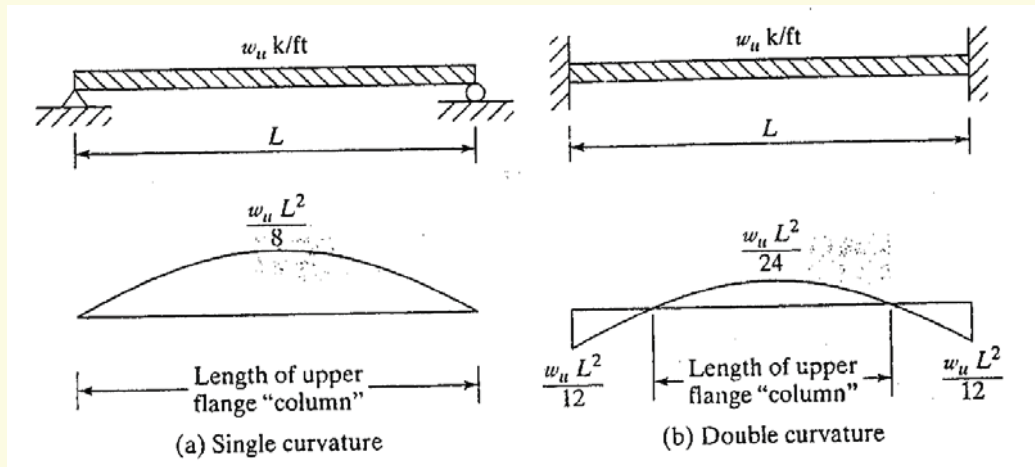
به دلیل وجود تنشهای پسماند در تیر، فرض می شود جاری شدن مقطع در تنشی برابر با $F_y - F_r = 0.7F_y$ ایجاد شود. F_r تنش پسماند فشاری مقطع است که برای سادگی برابر با $0.3F_y$ در نظر گرفته شده است.

ضریب اصلاحی تغییرات لنگر C_b

Modification Factor for Non uniform Moment

بارگذاری بسیار محتمل برای ایجاد کمانش جانبی پیچشی بارگذاری است که ایجاد لنگر خمشی یکنواخت در تیر می نماید زیرا در چنین حالتی است که کل بال فوقانی تحت فشار یکنواخت خواهد بود (تیر با یک انحنا خمیده خواهد شد).

در حالاتی که لنگر در طول تیر ثابت نباشد، بالهای تیر تحت فشار متغیر بوده و ممکن است از کشش به فشار تغییر یابند و در نتیجه فقط بخشی از بال تیر تحت فشار باشد (تیر با یک انحنا خمیده نشود).



ضریب اصلاحی تغییرات لنگر C_b

Modification Factor for Non uniform Moment

اغلب تیرها با یک انحنا خمیده نمی شوند (به علت شرایط تکیه گاهی و بارگذاری مختلف) و در نتیجه عملاً تیرها دارای ظرفیت لنگر خمشی بیشتری خواهند بود.

برای در نظر گرفتن اثر تغییرات لنگر خمشی روی کمانش جانبی پیچشی، در آیین نامه از ضریب اصلاحی تغییرات لنگر C_b استفاده می شود.

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m \leq 3.0 \quad (\text{F1-1})$$

ضریب C_b بزرگتر یا مساوی واحد بوده، در لنگر مقاوم اسمی M_n ضرب می شود و در نتیجه به ظرفیت خمشی بالای تیر منجر می شود.

می توان بطور محافظه کارانه برای همه حالات $C_b = 1$ فرض نمود ولی با چنین فرضی، عملاً از صرفه جویی قابل ملاحظه ای در وزن فولاد مصرفی صرف نظر می شود.

ضریب اصلاحی تغییرات لنگر C_b

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0 \quad (\text{F1-1})$$

M_{\max} = قدر مطلق حداکثر لنگر در قسمت مهار نشده،

M_A = قدر مطلق لنگر در نقطه یک چهارم قسمت مهار نشده،

M_B = قدر مطلق لنگر در مرکز قسمت مهار نشده،

M_C = قدر مطلق لنگر در نقطه سه چهارم قسمت مهار نشده،

R_m = پارامتر تک تقارنی monosymmetry مقطع،

$1.0 =$ برای اعضای دارای تقارن دوگانه doubly symmetric members.

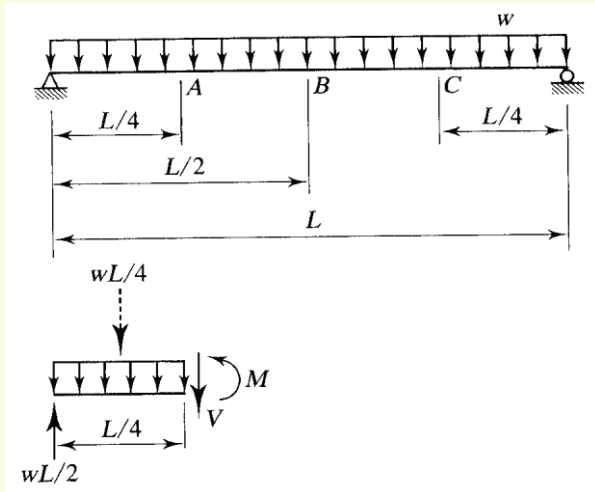
$1.0 =$ برای اعضای دارای تقارن ساده singly symmetric تحت خمش با انحنای منفرد

$= 0.5 + (I_{yc}/I_y)^2$ برای اعضای دارای تقارن ساده تحت خمش با انحنای مضاعف ~

$I_y =$ ممان اینرسی حول محور اصلی y ،

$I_{yc} =$ ممان اینرسی بال تحت فشار حول محور اصلی y . برای خمش با انحنای مضاعف، از بال فشاری کوچکتر استفاده شود.

مثال: مطلوبست تعیین C_b برای تیری با تکیه گاههای ساده تحت بارگذاری گسترده یکنواخت با مهارهای جانبی فقط در دو انتها.



حل: با توجه به تقارن، لنگر حداکثر در وسط دهانه است:

$$M_{\max} = M_B = \frac{1}{8} wL^2$$

همچنین با توجه به تقارن، لنگر در نقطه یک چهارم با لنگر نقطه سه چهارم برابر است

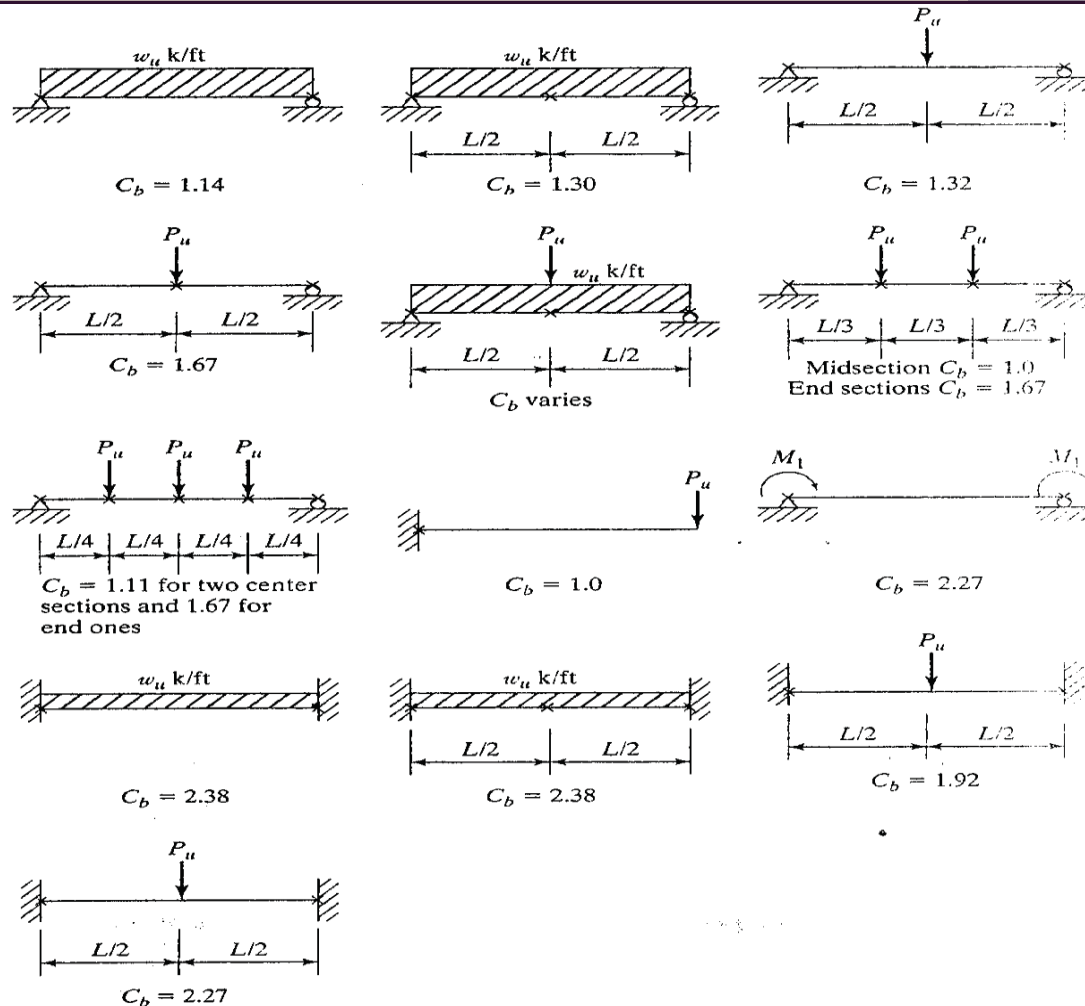
$$M_A = M_C = \frac{wL}{2} \left(\frac{L}{4} \right) - \frac{wL}{4} \left(\frac{L}{8} \right) = \frac{wL^2}{8} - \frac{wL^2}{32} = \frac{3}{32} wL^2$$

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$= \frac{12.5 \left(\frac{1}{8} \right)}{2.5 \left(\frac{1}{8} \right) + 3 \left(\frac{3}{32} \right) + 4 \left(\frac{1}{8} \right) + 3 \left(\frac{3}{32} \right)} = 1.14$$

$$C_b = 1.14.$$

ضریب اصلاحی تغییرات لنگر C_b - مقادیر نمونه

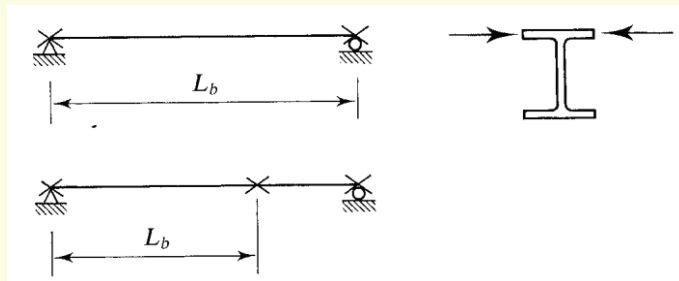


مقاومت خمشی تیرهای مهارنشده

Strength of Unbraced Beams

■ یک تیر قوی تر خواهد شد اگر:

الف) فواصل مهارهای جانبی (L_b) کوچکتر شود،



ب) تغییرات لنگر بزرگتر شود.

در ادامه به بررسی اثر این دو عامل در ظرفیت لنگر خمشی تیر پرداخته شده است.

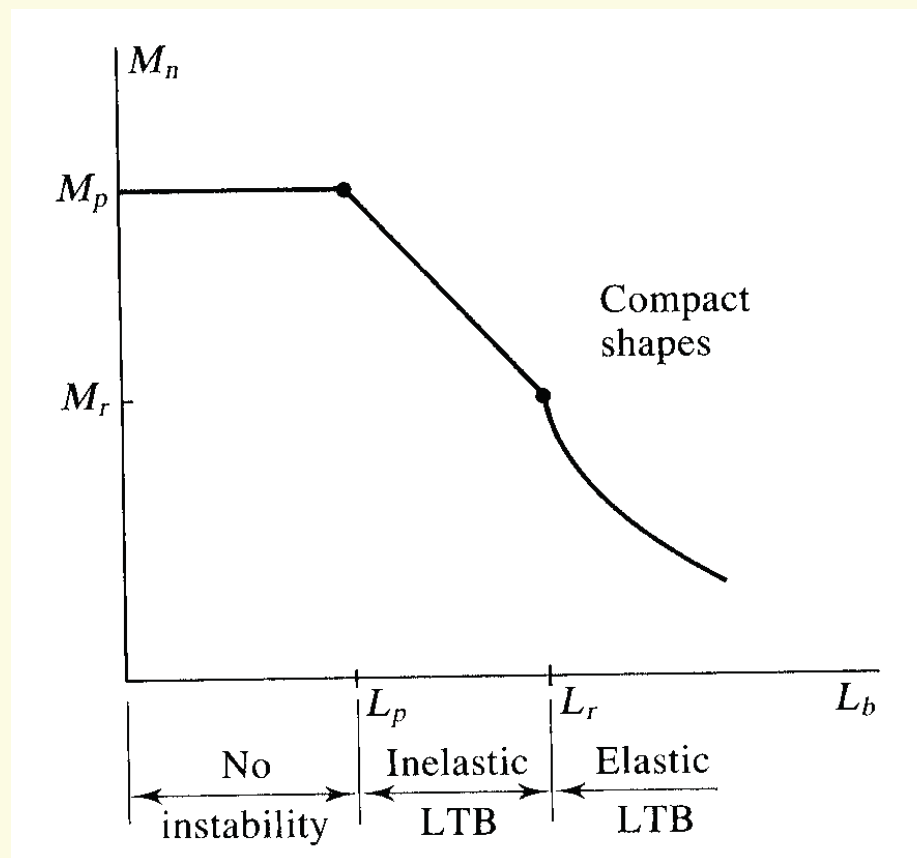
Effect of Unbraced Length

Unbraced length, L_b	Nominal moment capacity, M_n	Beam behavior
Small $L_b \leq L_p$	M_p	<u>No LTB.</u> The beam can be loaded until all of the steel is yielding.
Moderate $L_p \leq L_b \leq L_r$	between M_p and M_r	<u>Inelastic LTB.</u> Some of the steel is yielding, and the beam is weakened by some lateral-torsional buckling.
Large $L_r \leq L_b$	less than M_r	<u>Elastic LTB.</u> None of the steel is yielding, the beam strength is controlled by lateral-torsional buckling.

الف- اثر طول مهارنشده L_b

Effect of Unbraced Length

در شکل زیر رابطه لنگر خمشی اسمی و طول مهار نشده L_b نشان داده شده است:



الف- اثر طول مهارنشده L_b

Effect of Unbraced Length

معادله تئوریک برای مقاومت جانبی-پیچشی الاستیک برای مقاطع I و U شکل تحت بار در صفحه جان عبارتست از:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ} \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{L_b^2} \frac{EC_w}{GJ}}$$

که:

L_b	طول مهار نشده بخشی از تیر تحت لنگرهای انتهایی مساوی،
I_y	ممان اینرسی حول محور ضعیف تر،
G	مدول برشی مصالح،
E	مدول ارتجاعی مصالح،
J	ممان اینرسی قطبی مقطع (cm^4) (به عبارت دیگر ثابت پیچش سن ونان برابر با $\sum bt^3/3$)،
C_w	ثابت پیچش تابیدگی مقطع (cm^6).

الف- اثر طول مهارنشده L_b

Effect of Unbraced Length

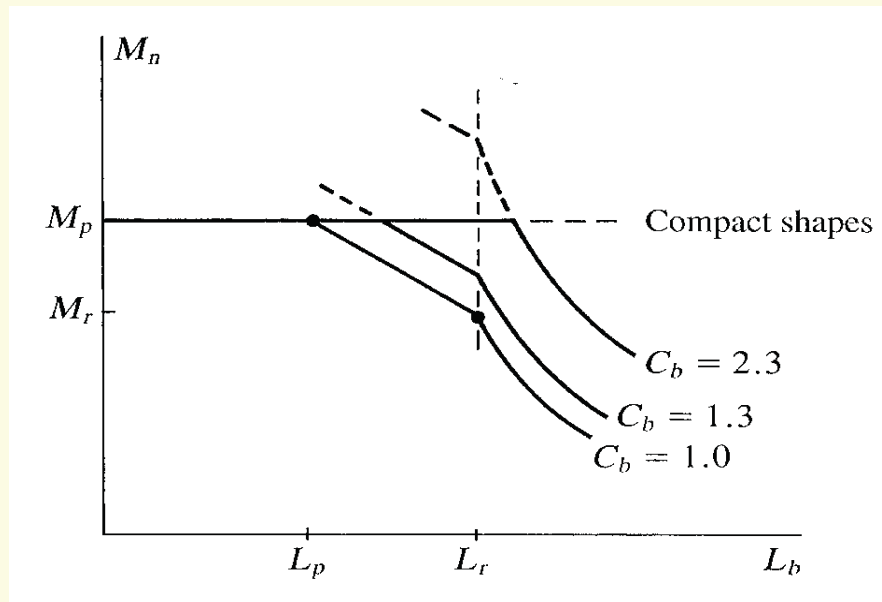
- معادله تئوریک مزبور برای تعیین ظرفیت لنگر خمش تیرهایی که طول مهارنشده آنها بزرگتر از L_r باشد قابل استفاده است (ناحیه کمانش الاستیک).
- L_r فاصله ای از مهارهای جانبی است که در آن به محض رسیدن تنش در مقطع تیر به تنش تسلیم، کمانش اتفاق می افتد.
- با فرض وجود تنش پسماند حداکثری به میزان $F_r = 0.3F_y$ ، مقاومت خمشی اسمی مقطع به ازای طول مهارنشده L_r برابر با $M_r = (F_y - F_r)S_x = 0.7F_y S_x$ در نظر گرفته می شود.
- برای محاسبه L_r کافی است که در معادله تئوریک فوق الذکر، مقدار L_b به ازای $M_n = M_r = 0.7F_y S_x$ تعیین شود،
- ظرفیت لنگر خمشی مقطع در ناحیه II (ناحیه کمانش غیرالاستیک) یعنی وقتی $L_p \leq L_b \leq L_r$ است روی خط مستقیمی که بین M_p در L_p ، و M_r در L_r واقع شده است قرار می گیرد.

ب- اثر تغییرات لنگر C_b

Effect of Moment Gradient

- اثر تغییرات لنگر به سادگی با ضرب کردن ضریب اصلاحی لنگر C_b به مقاومت خمشی اسمی M_n ، اعمال می شود.
- مقاومت خمشی حاصل هیچگاه نباید بیشتر از M_p شود.

$$M_n = \text{Min} \left\{ C_b \times (M_n \text{ حاصل از تحلیل LTB}), M_p \right\} .$$



روابط آیین نامه AISC برای طراحی مقاطع فشرده I و U شکل

ضوابط مربوط به طراحی مقاطع فشرده I و U شکل در AISC05 F2 p.16.1-47 قید شده است:

a) When $L_b \leq L_p$, No LTB (Zone I)

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (F2-1)$$

b) When $L_p < L_b \leq L_r$, Inelastic LTB (Zone II)

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (F2-2)$$

c) When $L_r < L_b$, Elastic LTB (Zone III)

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (F2-3)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (F2-4)$$

این رابطه عیناً متناظر با معادله تئوریک کمانش جانبی-پیچشی الاستیک ذکر شده در قسمت قبل است.

روابط آیین نامه AISC برای طراحی مقاطع فشرده I و U شکل

طولهای محدود کننده L_p و L_r از روابط زیر تعیین می شود:

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (F2-5)$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x h_o}{E Jc} \right)^2}} \quad (F2-6)$$

قسمت رادیکالی معادله (F2-4) می تواند بطور خیلی محافظه کارانه معادل با 1.0 در نظر گرفته شود. در این صورت معادله (F2-6) تبدیل می شود به:

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}}$$

r_{ts} در روابط فوق عبارتست از:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (F2-7)$$

روابط آیین نامه AISC برای طراحی مقاطع فشرده I و U شکل

■ برای مقاطع شکل I دارای تقارن دوگانه با بالهای مستطیل شکل، داریم:

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x}$$

لذا معادله (F2-7) به معادله زیر تبدیل می شود:

$$d - t_f = h_o = \text{فاصله مراکز بالها}$$

■ r_{ts} را می توان بدقت و بطور محافظه کارانه به عنوان شعاع ژیراسیون بال فشاری به علاوه یک ششم جان تقریب زد در این صورت:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{h t_w}{b_f t_f} \right)}}$$

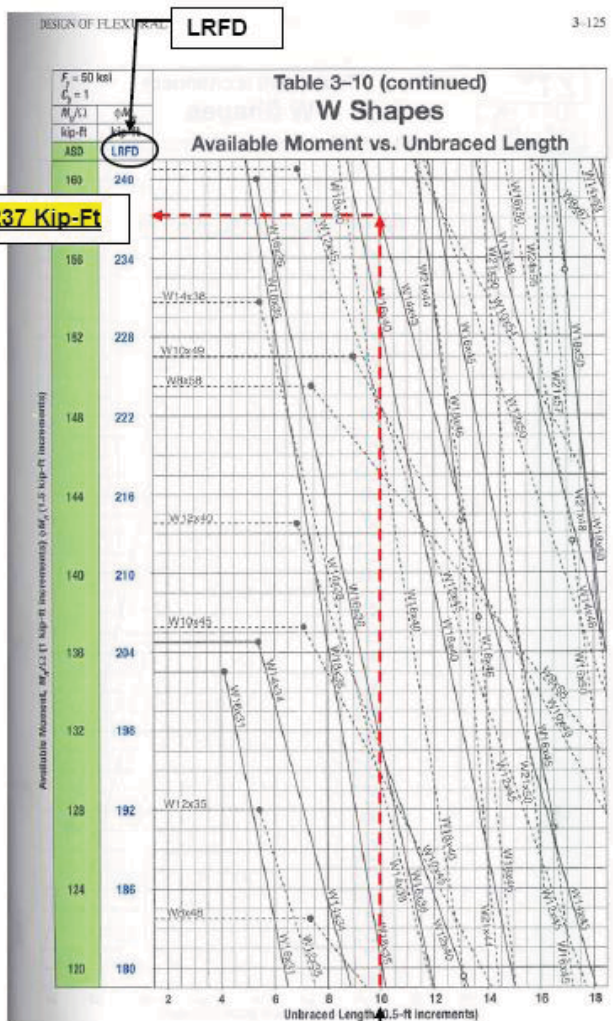
■ ضریب C در این روابط عبارتست از:

For a doubly symmetric I-shape: $c = 1$ (F2-8a)

For a channel: $c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$ (F2-8b)

Design Charts

نمودارهای طراحی تیر



$L_b = 10'-0''$

برای انتخاب یک مقطع مناسب توسط نمودارهای طراحی کافیست با داشتن L_b و M_u (البته در صورتی که $C_b \neq 1.0$ باشد با M_u/C_b) نقطه متناظر بر روی نمودار مناسب تعیین می شود. هر مقطعی که در سمت راست و بالای نقطه مزبور (\checkmark) قرار گیرد قابل قبول خواهد بود.

خطوط مقطع (- - -) در محدوده غیراقتصادی بوده و با حرکت بیشتر به بالا و راست، اولین خط پر (—) معرف سبکترین مقطع قابل قبول خواهد بود.

$F_y = 50$ ksi

Table 3-2 (continued)
W Shapes
Selection by Z_x

Z_x

جداول طراحی تیر

Shape	Z_x in. ³	M_{px}/Ω_b		M_{rx}/Ω_b		BF		L_p ft	L_r ft	I_x in. ⁴	V_{nx}/Ω_v			
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	ASD	LRFD				ASD	LRFD	kip	kip
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD				ASD	LRFD	ASD	LRFD
W21x55	126	314	473	192	289	10.8	16.3	6.11	17.4	1140	156	234		
W14x74	126	314	473	196	294	5.34	8.03	8.76	31.0	795	128	191		
W18x60	123	307	461	189	284	9.64	14.5	5.93	18.2	984	151	227		
W12x79	119	297	446	187	281	3.77	5.67	10.8	39.9	662	116	175		
W14x68	115	287	431	180	270	5.20	7.81	8.69	29.3	722	117	175		
W10x88	113	282	424	172	259	2.63	3.95	9.29	51.1	534	131	197		
W18x55	112	279	420	172	258	9.26	13.9	5.90	17.5	890	141	212		
W21x50	110	274	413	165	248	12.2	18.3	4.59	13.6	984	158	237		
W12x72	108	269	405	170	256	3.72	5.59	10.7	37.4	597	105	158		
W21x48 ^f	107	265	398	162	244	9.78	14.7	6.09	16.6	959	144	217		
W16x57	105	262	394	161	242	7.98	12.0	5.65	18.3	758	141	212		
W14x61	102	254	383	161	242	4.96	7.46	8.65	27.5	640	104	156		
W18x50	101	252	379	155	233	8.69	13.1	5.83	17.0	800	128	192		
W10x77	97.6	244	366	150	225	2.59	3.90	9.18	45.2	455	112	169		
W12x65 ^f	96.8	237	356	154	231	3.60	5.41	11.9	35.1	533	94.5	142		
W21x44	95.4	238	358	143	214	11.2	16.8	4.45	13.0	843	145	217		
W16x50	92.0	230	345	141	213	7.59	11.4	5.62	17.2	659	124	185		
W18x46	90.7	226	340	138	207	9.71	14.6	4.56	13.7	712	130	195		
W14x53	87.1	217	327	136	204	5.27	7.93	6.78	22.2	541	103	155		
W12x58	86.4	216	324	136	205	3.76	5.66	8.87	29.9	475	87.8	132		
W10x68	85.3	213	320	132	199	2.57	3.86	9.15	40.6	394	97.8	147		
W16x45	82.3	205	309	127	191	7.16	10.8	5.55	16.5	586	111	167		
W18x40	78.4	196	294	119	180	8.86	13.3	4.49	13.1	612	113	169		
W14x48	78.4	196	294	123	184	5.10	7.66	6.75	21.1	484	93.8	141		
W12x53	77.9	194	292	123	185	3.65	5.48	8.76	28.2	425	83.2	125		
W10x60	74.6	186	280	116	175	2.53	3.80	9.08	36.6	341	85.8	129		
W16x40	73.0	182	274	113	170	6.69	10.1	5.55	15.9	518	97.7	146		
W12x50	71.9	179	270	112	169	3.97	5.97	6.92	23.9	391	90.2	135		
W8x67	70.1	175	263	105	159	1.73	2.60	7.49	47.7	272	103	154		
W14x43	69.6	174	261	109	164	4.82	7.24	6.68	20.0	428	83.3	125		
W10x54	66.6	166	250	105	158	2.49	3.74	9.04	33.7	303	74.7	112		

^f Shape exceeds compact limit for flexure with $F_y = 50$ ksi.

ASD	LRFD
$\Omega_b = 1.67$ $\Omega_v = 1.50$	$\phi_b = 0.90$ $\phi_v = 1.00$

جداول طراحی تیر برای مقاطع IPE متداول در ایران

IPE	Z_x cm^3	$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 2333 \frac{kg}{cm^2}$					$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$					$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 3000 \frac{kg}{cm^2}$				
		$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF	$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF	$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF
		t.m	t.m	m	m	t	t.m	t.m	m	m	t	t.m	t.m	m	m	t
80	23.2	0.487	0.294	0.54	2.98	0.079	0.501	0.302	0.53	2.90	0.084	0.626	0.378	0.48	2.35	0.133
100	39.4	0.827	0.503	0.64	3.05	0.134	0.851	0.517	0.63	2.97	0.143	1.064	0.646	0.56	2.42	0.225
120	60.8	1.277	0.779	0.75	3.28	0.197	1.313	0.801	0.74	3.20	0.208	1.642	1.002	0.66	2.63	0.325
140	88.4	1.856	1.136	0.85	3.54	0.268	1.909	1.169	0.84	3.45	0.284	2.387	1.461	0.75	2.85	0.441
160	123.8	2.599	1.602	0.95	3.73	0.359	2.674	1.648	0.93	3.64	0.379	3.343	2.060	0.84	3.02	0.589
180	166.4	3.494	2.146	1.06	4.05	0.451	3.594	2.208	1.04	3.96	0.475	4.493	2.759	0.93	3.30	0.732
200	220	4.619	2.851	1.15	4.24	0.572	4.752	2.933	1.14	4.14	0.606	5.940	3.667	1.02	3.47	0.928
220	286	6.005	3.704	1.28	4.62	0.689	6.178	3.810	1.26	4.52	0.726	7.722	4.763	1.13	3.80	1.108
240	366	7.685	4.762	1.39	4.90	0.833	7.906	4.899	1.37	4.79	0.879	9.882	6.124	1.22	4.03	1.337
270	478	10.037	6.305	1.56	5.28	1.003	10.325	6.486	1.53	5.16	1.058	12.906	8.108	1.37	4.38	1.594
300	628	13.186	8.187	1.73	5.71	1.256	13.565	8.422	1.70	5.60	1.319	16.956	10.527	1.52	4.76	1.984
330	804	16.882	10.480	1.83	5.95	1.554	17.366	10.781	1.80	5.83	1.634	21.708	13.476	1.61	4.97	2.450
360	1020	21.417	13.287	1.95	6.38	1.835	22.032	13.668	1.93	6.25	1.936	27.540	17.086	1.72	5.33	2.896
400	1308	27.464	17.050	2.04	6.53	2.319	28.253	17.539	2.01	6.39	2.446	35.316	21.924	1.79	5.47	3.639
450	1698	35.653	22.047	2.12	6.78	2.920	36.677	22.680	2.09	6.64	3.076	45.846	28.350	1.87	5.70	4.568
500	2200	46.193	28.367	2.22	7.08	3.668	47.520	29.182	2.19	6.94	3.861	59.400	36.477	1.96	5.96	5.731
550	2780	58.372	35.863	2.29	7.31	4.484	60.048	36.893	2.26	7.16	4.726	75.060	46.116	2.02	6.16	6.991
600	3520	73.909	45.123	2.40	7.71	5.421	76.032	46.418	2.37	7.56	5.706	95.040	58.023	2.12	6.49	8.471

According to LRFD 2005

If $L_p < L_b < L_r$

$$\phi_b M_n = C_b \left[\phi_b M_p - (\phi_b M_p - \phi_b M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi_b M_p$$

Or

$$\phi_b M_n = C_b \left[\phi_b M_p - BF(L_b - L_p) \right] \leq \phi_b M_p$$

جداول طراحی تیر برای مقاطع IPB متداول در ایران

IPB	Z_x cm^3	$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 2333 \frac{kg}{cm^2}$					$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$					$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 3000 \frac{kg}{cm^2}$				
		$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF	$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF	$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF
		t.m	t.m	m	m	t	t.m	t.m	m	m	t	t.m	t.m	m	m	t
100	104.2	2.188	1.323	1.30	10.36	0.095	2.251	1.361	1.29	10.08	0.101	2.813	1.701	1.15	8.08	0.160
120	165.2	3.469	2.116	1.58	11.30	0.139	3.568	2.177	1.55	10.99	0.147	4.460	2.722	1.39	8.82	0.234
140	246	5.165	3.175	1.84	12.19	0.192	5.314	3.266	1.82	11.86	0.204	6.642	4.082	1.63	9.53	0.324
160	354	7.433	4.571	2.09	13.12	0.259	7.646	4.702	2.06	12.77	0.275	9.558	5.878	1.84	10.28	0.436
180	482	10.121	6.261	2.35	14.08	0.329	10.411	6.441	2.32	13.69	0.349	13.014	8.051	2.08	11.04	0.554
200	642	13.480	8.378	2.61	14.92	0.414	13.867	8.618	2.58	14.52	0.440	17.334	10.773	2.30	11.72	0.696
220	828	17.386	10.818	2.88	15.92	0.504	17.885	11.128	2.84	15.49	0.534	22.356	13.910	2.54	12.52	0.846
240	1054	22.131	13.787	3.13	16.84	0.609	22.766	14.183	3.09	16.38	0.646	28.458	17.728	2.76	13.25	1.023
260	1282	26.918	16.903	3.39	17.08	0.732	27.691	17.388	3.34	16.63	0.775	34.614	21.735	2.99	13.48	1.228
280	1534	32.209	20.283	3.65	17.62	0.854	33.134	20.866	3.60	17.16	0.905	41.418	26.082	3.22	13.95	1.429
300	1868	39.222	24.692	3.91	18.53	0.994	40.349	25.402	3.85	18.05	1.053	50.436	31.752	3.44	14.68	1.662
320	2140	44.934	28.367	3.90	18.72	1.118	46.224	29.182	3.85	18.23	1.185	57.780	36.477	3.44	14.82	1.872
340	2400	50.393	31.747	3.88	18.48	1.277	51.840	32.659	3.83	18.00	1.354	64.800	40.824	3.42	14.64	2.137
360	2680	56.272	35.275	3.86	18.26	1.458	57.888	36.288	3.81	17.78	1.546	72.360	45.360	3.40	14.48	2.437
400	3240	68.030	42.330	3.81	17.54	1.872	69.984	43.546	3.76	17.09	1.983	87.480	54.432	3.36	13.94	3.124
450	3980	83.568	52.178	3.78	16.80	2.411	85.968	53.676	3.72	16.37	2.553	107.460	67.095	3.33	13.40	4.008
500	4820	101.206	63.054	3.75	16.23	3.057	104.112	64.865	3.69	15.82	3.236	130.140	81.081	3.30	12.98	5.068
550	5600	117.583	73.049	3.69	15.31	3.833	120.960	75.146	3.64	14.93	4.058	151.200	93.933	3.26	12.31	6.328
600	6420	134.801	83.778	3.65	14.55	4.681	138.672	86.184	3.60	14.20	4.952	173.340	107.730	3.22	11.75	7.692
650	7320	153.698	95.242	3.60	13.93	5.659	158.112	97.978	3.55	13.60	5.983	197.640	122.472	3.18	11.31	9.246
700	8320	174.695	107.883	3.54	13.41	6.769	179.712	110.981	3.49	13.10	7.152	224.640	138.726	3.12	10.93	11.001
800	10220	214.589	131.987	3.44	12.28	9.344	220.752	135.778	3.39	12.01	9.858	275.940	169.722	3.04	10.12	15.003
900	12580	264.142	161.383	3.36	11.73	12.277	271.728	166.018	3.32	11.48	12.955	339.660	207.522	2.97	9.73	19.547
1000	14860	312.015	189.456	3.29	11.11	15.673	320.976	194.897	3.24	10.88	16.502	401.220	243.621	2.90	9.28	24.702

According to LRFD 2005

If $L_p < L_b < L_r$

$$\phi_b M_n = C_b \left[\phi_b M_p - (\phi_b M_p - \phi_b M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi_b M_p$$

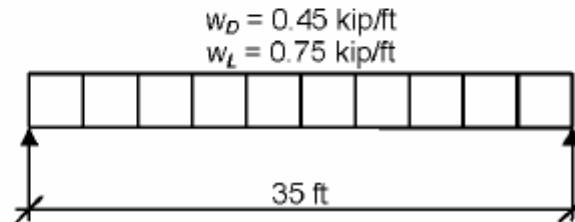
Or

$$\phi_b M_n = C_b \left[\phi_b M_p - BF(L_b - L_p) \right] \leq \phi_b M_p$$

Example F.1-1a W-Shape Flexural Member Design in Strong-Axis Bending, Continuously Braced.

Given:

Select an ASTM A992 W-shape beam with a simple span of 35 feet. Limit the member to a maximum nominal depth of 18 in. Limit the live load deflection to $L/360$. The nominal loads are a uniform dead load of 0.45 kip/ft and a uniform live load of 0.75 kip/ft. Assume the beam is continuously braced.



*Beam Loading & Bracing Diagram
(full lateral support)*

Solution:

Material Properties:

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

Manual
Table 2-3

Calculate the required flexural strength

LRFD	ASD
$w_u = 1.2(0.450 \text{ kip/ft}) + 1.6 (0.750 \text{ kip/ft})$ $= 1.74 \text{ kip/ft}$	$w_a = 0.450 \text{ kip/ft} + 0.750 \text{ kip/ft}$ $= 1.20 \text{ kip/ft}$
$M_u = \frac{1.74 \text{ kip/ft} (35.0 \text{ ft})^2}{8} = 266 \text{ kip-ft}$	$M_a = \frac{1.20 \text{ kip/ft} (35.0 \text{ ft})^2}{8} = 184 \text{ kip-ft}$

Calculate the required moment of inertia for live-load deflection criterion of $L/360$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360} = \frac{35.0 \text{ ft}(12 \text{ in./ft})}{360} = 1.17 \text{ in.}$$

$$I_{x(reqd)} = \frac{5wl^4}{384E\Delta_{max}} = \frac{5(0.750 \text{ kip/ft})(35.0 \text{ ft})^4(12 \text{ in./ft})^3}{384(29,000 \text{ ksi})(1.17 \text{ in.})} = 748 \text{ in.}^4$$

Manual
Table 3-23
Diagram 1

Select a W18×50 from Table 3-2

Per the User Note in Section F2, the section is compact. Since the beam is continuously braced and compact, only the yielding limit state applies.

LRFD	ASD
$\phi_b M_n = \phi_b M_{px} = 379 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kip-ft}$ o.k.	$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{M_{px}}{\Omega_b} = 252 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kip-ft}$ o.k.
$I_x = 800 \text{ in.}^4 > 748 \text{ in.}^4$ o.k.	

Manual
Table 3-2

Manual
Table 3-2

Example F.1-1b W-Shape Flexural Member Design in Strong-Axis Bending, Continuously Braced.

Given:

Example F.1-1a can be easily solved by utilizing the tables of the AISC Steel Construction Manual. Alternatively, this problem can be solved by applying the requirements of the AISC Specification directly.

Solution:

Material Properties:

$$\text{ASTM A992} \quad F_y = 50 \text{ ksi} \quad F_u = 65 \text{ ksi}$$

Manual
Table 2-3

Geometric Properties:

$$\text{W18} \times 50 \quad Z_x = 101 \text{ in.}^3$$

Manual
Table 1-1

Required strength from Example F.1-1a

LRFD	ASD
$M_u = 266 \text{ kip-ft}$	$M_a = 184 \text{ kip-ft}$

Calculate the nominal flexural strength, M_n

Per the User Note in Section F2, the section is compact. Since the beam is continuously braced and compact, only the yielding limit state applies.

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 50 \text{ ksi}(101 \text{ in.}^3) = 5050 \text{ kip-in. or } 421 \text{ kip-ft}$$

Eqn. F2-1

Calculate the available flexural strength

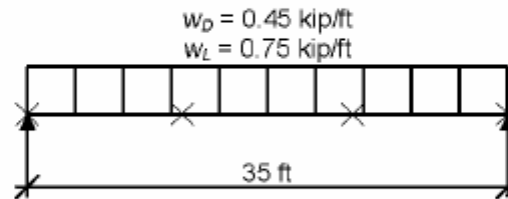
LRFD	ASD
$\phi_b = 0.90$ $\phi_b M_n = 0.90(421 \text{ kip-ft})$ $= 379 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$	$\Omega_b = 1.67$ $M_n / \Omega_b = (421 \text{ kip-ft}) / 1.67$ $= 252 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$

Section F1

Example F.1-2a W-Shape Flexural Member Design in Strong-Axis Bending, Braced at Third Points

Given:

Verify the strength of the W18×50 beam selected in Example F.1-1a if the beam is braced at the ends and third points rather than continuously braced.



*Beam Loading & Bracing Diagram
(bracing at ends and third points)*

Solution:

Required flexural strength at midspan from Example F.1-1a

LRFD	ASD
$M_u = 266 \text{ kip-ft}$	$M_a = 184 \text{ kip-ft}$

$$L_b = \frac{35.0 \text{ ft}}{3} = 11.7 \text{ ft}$$

By inspection, the middle segment will govern. For a uniformly loaded beam braced at the ends and third points, $C_b = 1.01$ in the middle segment. Conservatively neglect this small adjustment in this case.

Manual
Table 3-1

Obtain the available strength from Table 3-10

Enter Table 3-10 and find the intersection of the curve for the W18×50 with an unbraced length of 11.7 ft. Obtain the available strength from the appropriate vertical scale to the left.

LRFD	ASD
$\phi_b M_n \approx 302 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$	$\frac{M_n}{\Omega_b} \approx 201 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$

Manual
Table 3-10

Example F.1-2b W-Shape Flexural Member Design in Strong-Axis Bending, Braced at Third Points

Given:

Example F.1-2a was solved by utilizing the tables of the AISC *Steel Construction Manual*. Alternatively, this problem can be solved by applying the requirements of the AISC Specification directly.

Solution:

Material Properties:

$$\text{ASTM A992} \quad F_y = 50 \text{ ksi} \quad F_u = 65 \text{ ksi}$$

Manual
Table 2-3

Geometric Properties:

$$\text{W18} \times 50 \quad S_x = 88.9 \text{ in.}^3$$

Manual
Table 1-1

Required strength from Example F.1-2a

LRFD	ASD
$M_u = 266 \text{ kip-ft}$	$M_a = 184 \text{ kip-ft}$

Calculate the nominal flexural strength, M_n

Calculate C_b

For the lateral-torsional buckling limit state, the nonuniform moment modification factor can be calculated using Specification Equation F1.1.

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0 \quad \text{Eqn. F1-1}$$

For the center segment of the beam, the required moments for Equation F1-1 can be calculated as a percentage of the maximum midspan moment as: $M_{max} = 1.00$, $M_A = 0.972$, $M_B = 1.00$, $M_C = 0.972$.

$R_m = 1.0$ for doubly-symmetric members

$$C_b = \frac{12.5(1.00)}{2.5(1.00) + 3(0.972) + 4(1.00) + 3(0.972)} (1.0) = 1.01$$

For the end-span beam segments, the required moments for Equation F1-1 can be calculated as a percentage of the maximum midspan moment as: $M_{max} = 0.889$, $M_A = 0.306$, $M_B = 0.556$, and $M_C = 0.750$.

$$C_b = \frac{12.5(0.889)}{2.5(0.889) + 3(0.306) + 4(0.556) + 3(0.750)} (1.0) = 1.46$$

Thus, the center span, with the higher required strength and lower C_b , will govern.

$$L_p = 5.83 \text{ ft}$$

$$L_r = 17.0 \text{ ft}$$

Manual
Table 3-2

Note: The more conservative formula for L_r , given in the User Note in Specification Section F2 can yield very conservative results.

For a compact beam with an unbraced length of $L_p < L_b \leq L_r$, the lesser of either the flexural yielding limit-state or the inelastic lateral-torsional buckling limit-state controls the nominal strength.

$$M_p = 5050 \text{ kip-in. (from Example F.1-2a)}$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Eqn. F2-2}$$

$$M_n = 1.01 \left[5050 \text{ kip-in.} - \left(5050 \text{ kip-in.} - 0.7(50 \text{ ksi})(88.9 \text{ in.}^3) \right) \left(\frac{11.7 \text{ ft} - 5.83 \text{ ft}}{17.0 \text{ ft} - 5.83 \text{ ft}} \right) \right]$$

$$\leq 5050 \text{ kip-in.}$$

$$= 4070 \text{ kip-in. or } 339 \text{ kip-ft}$$

Calculate the available flexural strength

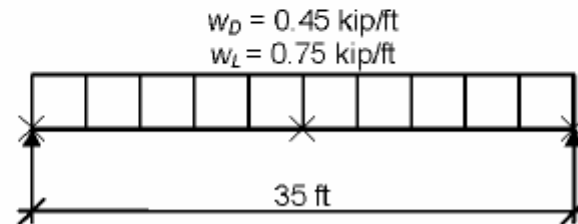
LRFD	ASD
$\phi_b = 0.90$	$\Omega_b = 1.67$
$\phi_b M_n = 0.90(339 \text{ kip-ft})$	$M_n / \Omega_b = (339 \text{ kip-ft}) / 1.67$
$= 305 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$	$= 203 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$

Section F1

Example F.1-3a. W-Shape Flexural Member design in Strong-Axis Bending, Braced at Midspan

Given:

Verify the strength of the W18×50 beam selected in Example F.1-1a if the beam is braced at the ends and center point rather than continuously braced.



*Beam Loading & Bracing Diagram
(bracing at ends & midpoint)*

Solution:

Required flexural strength at midspan from Example F.1-1a

LRFD	ASD
$M_u = 266 \text{ kip-ft}$	$M_a = 184 \text{ kip-ft}$

$$L_b = \frac{35.0 \text{ ft}}{2} = 17.5 \text{ ft}$$

For a uniformly loaded beam braced at the ends and at the center point, $C_b = 1.30$. There are several ways to make adjustments to Table 3-10 to account for C_b greater than 1.0.

Manual
Table 3-1

Procedure A.

Available moments from the sloped and curved portions of the plots in from Manual Table 3-10 may be multiplied by C_b , but may not exceed the value of the horizontal portion (ϕM_n for LRFD, M_n/Ω for ASD).

Obtain the available strength of a W18×50 with an unbraced length of 17.5 ft from Manual Table 3-10

Enter Table 3-10 and find the intersection of the curve for the W18×50 with an unbraced length of 17.5ft. Obtain the available strength from the appropriate vertical scale to the left.

LRFD	ASD
$\phi_b M_n \approx 222$ kip-ft	$M_n / \Omega_b \approx 147$ kip-ft
$\phi_b M_p \approx 379$ kip-ft (upper limit on $C_b M_n$)	$M_p / \Omega_b \approx 252$ kip-ft (upper limit on $C_b M_n$)
<i>Adjust for C_b</i>	<i>Adjust for C_b</i>
$(1.30)(222 \text{ kip-ft}) = 288$ kip-ft	$(1.30)(147 \text{ kip-ft}) = 191$ kip-ft

Manual
Table 3-10

<i>Check Limit</i>	<i>Check Limit</i>
$288 \text{ kip-ft} \leq \phi_b M_p = 379 \text{ kip-ft}$ o.k.	$191 \text{ kip-ft} \leq M_p / \Omega_b = 252 \text{ kip-ft}$ o.k.
<i>Check available versus required strength</i>	<i>Check available versus required strength</i>
$288 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kip-ft}$ o.k.	$191 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kip-ft}$ o.k.

Procedure B.

For preliminary selection, the required strength can be divided by C_b and directly compared to the strengths in Table 3-10. Members selected in this way must be checked to ensure that the required strength does not exceed the available plastic moment strength of the section.

Calculate the adjusted required strength

LRFD	ASD
$M_u' = 266 \text{ kip-ft} / 1.3 = 205 \text{ kip-ft}$	$M_a' = 184 \text{ kip-ft} / 1.3 = 142 \text{ kip-ft}$

Obtain the available strength for a W18×50 with an unbraced length of 17.5 ft from Manual Table 3-10

LRFD	ASD
$\phi_b M_n \approx 222 \text{ kip-ft} > 205 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$	$M_n / \Omega_b \approx 147 \text{ kip-ft} > 142 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$
$\phi_b M_p \approx 379 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kips} \quad \text{o.k.}$	$M_p / \Omega_b \approx 252 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kips} \quad \text{o.k.}$

Manual
Table 3-10

Example F.1-3b. W-Shape Flexural Member Design in Strong-Axis Bending, Braced at Midspan

Given:

Example F.1-3a was solved by utilizing the tables of the AISC *Steel Construction Manual*. Alternatively, this problem can be solved by applying the requirements of the AISC Specification directly.

Solution:

Geometric Properties:

$$W18 \times 50 \quad r_x = 1.98 \text{ in.} \quad S_x = 88.9 \text{ in.}^3 \quad J = 1.24 \text{ in.}^4 \quad h_o = 17.4 \text{ in.}$$

Required strength from Example F.1-3a

LRFD	ASD
$M_u = 266 \text{ kip-ft}$	$M_a = 184 \text{ kip-ft}$

Calculate the nominal flexural strength, M_n

Calculate C_b

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0 \quad \text{Eqn. F1-1}$$

The required moments for Equation F1-1 can be calculated as a percentage of the maximum midspan moment as: $M_{max} = 1.00$, $M_A = 0.438$, $M_B = 0.750$, and $M_C = 0.938$.

$R_m = 1.0$ for doubly-symmetric members

$$C_b = \frac{12.5(1.00)}{2.5(1.00) + 3(0.438) + 4(0.750) + 3(0.938)} (1.0) = 1.30$$

$L_p = 5.83$ ft

$L_r = 17.0$ ft

Manual
Table 3-6

For a compact beam with an unbraced length $L_b > L_r$, the limit state of elastic lateral-torsional buckling applies.

Calculate F_{cr} with $L_b = 17.5$ ft

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} \quad \text{where } c = 1.0 \text{ for doubly symmetric I-shapes} \quad \text{Eqn. F2-4}$$

$$F_{cr} = \frac{1.30 \pi^2 (29,000 \text{ ksi})}{\left(\frac{17.5 \text{ ft}(12 \text{ in./ft})}{1.98 \text{ in.}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{(1.24 \text{ in.}^4)1.0}{(88.9 \text{ in.}^3)(17.4 \text{ in.})} \left(\frac{17.5 \text{ ft}(12 \text{ in./ft})}{1.98 \text{ in.}}\right)^2} = 43.2 \text{ ksi}$$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad \text{Eqn. F2-3}$$

$$M_n = 43.2 \text{ ksi}(88.9 \text{ in.}^3) = 3840 \text{ kip-in.} < 5050 \text{ kip-in.}$$

$$M_n = 3840 \text{ kip-in or } 320 \text{ kip-ft}$$

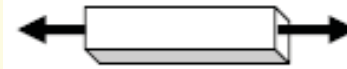
Calculate the available flexural strength

LRFD	ASD	Section F1
$\phi_b = 0.90$	$\Omega_b = 1.67$	
$\phi_b M_n = 0.90(320 \text{ kip-ft}) = 288 \text{ kip-ft}$	$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{320 \text{ kip-ft}}{1.67} = 192 \text{ kip-ft}$	
$288 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$	$192 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$	

Tension Members

فصل سوم : اعضای کششی

Tension Members

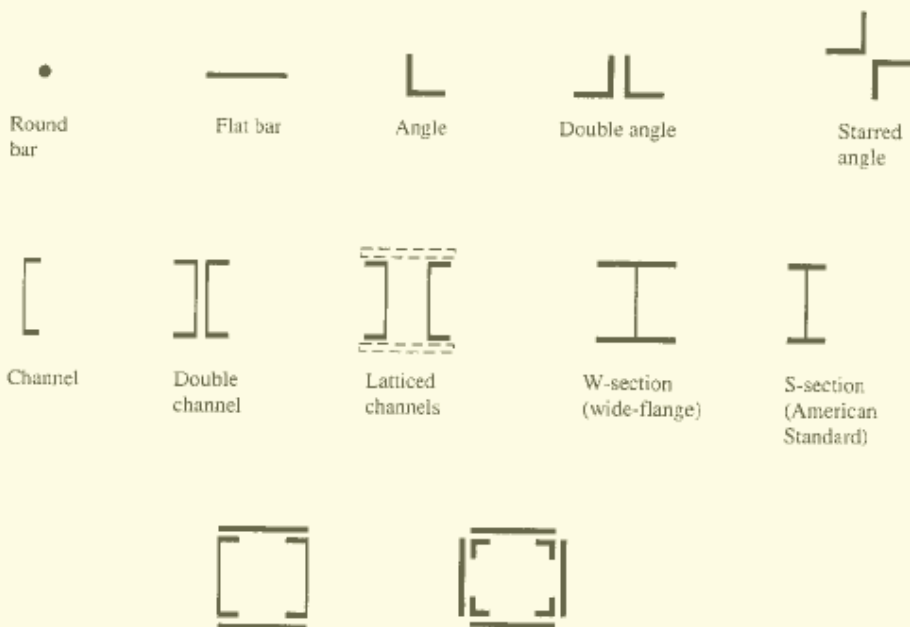


اعضای سازه ای که تحت نیروی کششی محوری هستند (اعضای خرپا ، کابلها در پل‌های معلق ، مهاربندی ساختمانها ، ...)



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.

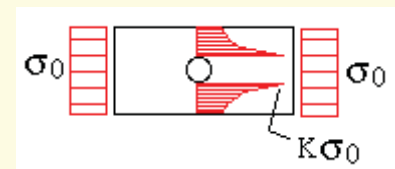
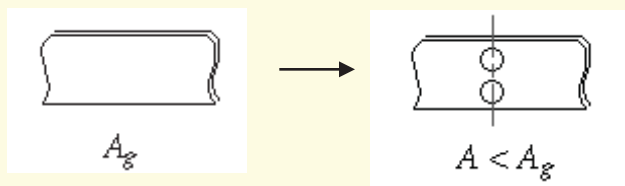


سوراخ ها در اعضای کششی

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.

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

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

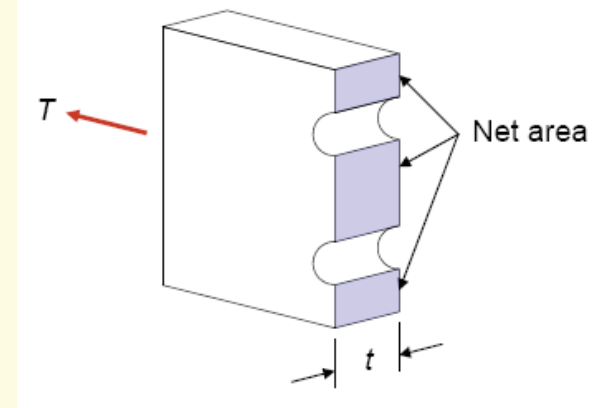
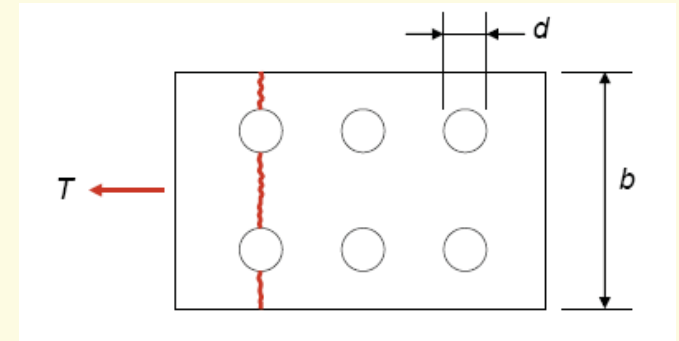
Gross and Net Areas

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

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

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

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

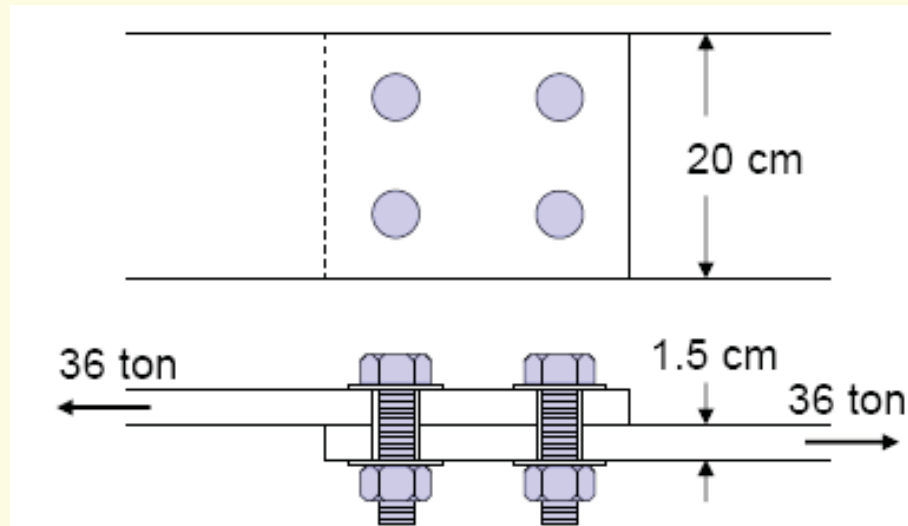


مثال :

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.

- $A_g = 20 \times 1.5 = 30 \text{ mm}^2$

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



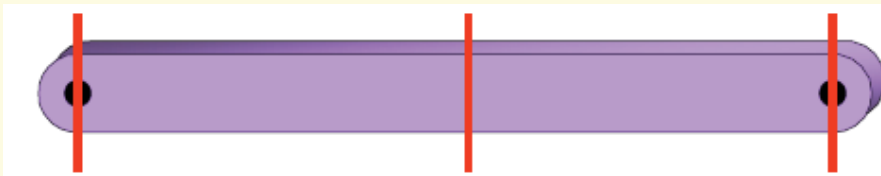
مقاومت طراحی اعضای کششی

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 :

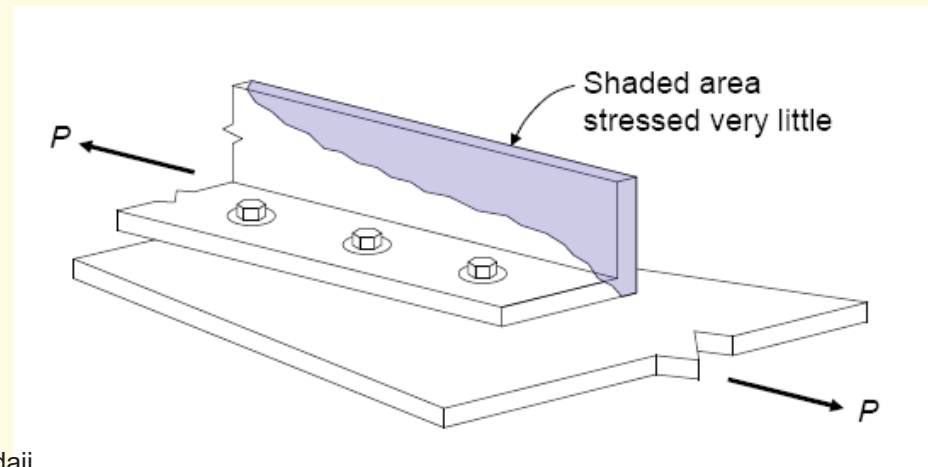
$$P_u \leq \phi_t F_u A_e \quad ; \quad \phi_t = 0.75$$

■ 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

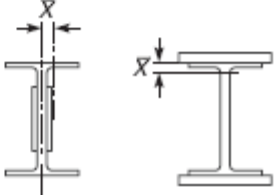
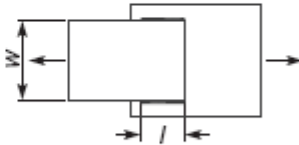
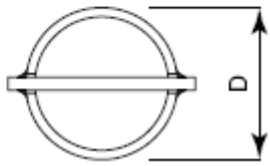
= $1 - \frac{\bar{x}}{\ell}$ اگر بار کششی به تعدادی از اجزا (و نه همه آنها) توسط پیچ‌ها یا جوش‌ها انتقال یابد

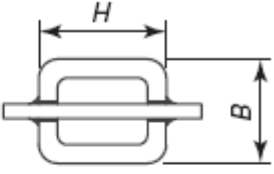
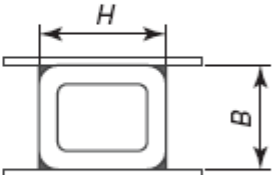
\bar{x} = connection eccentricity برون محوری اتصال

ℓ = طول اتصال در راستای بارگذاری

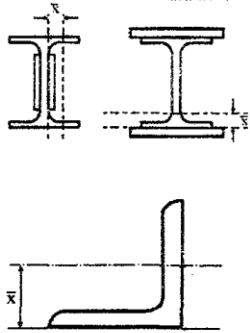
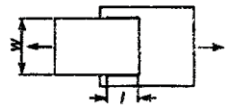
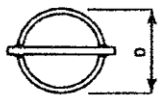
TABLE D3.1

Shear Lag Factors for Connections to Tension Members

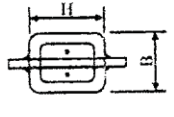
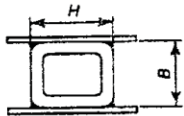
Case	Description of Element	Shear Lag Factor, U	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of cross-sectional elements by fasteners or welds. (except as in Cases 3, 4, 5 and 6)	$U = 1.0$	—
2	All tension members, except plates and HSS, where the tension load is 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

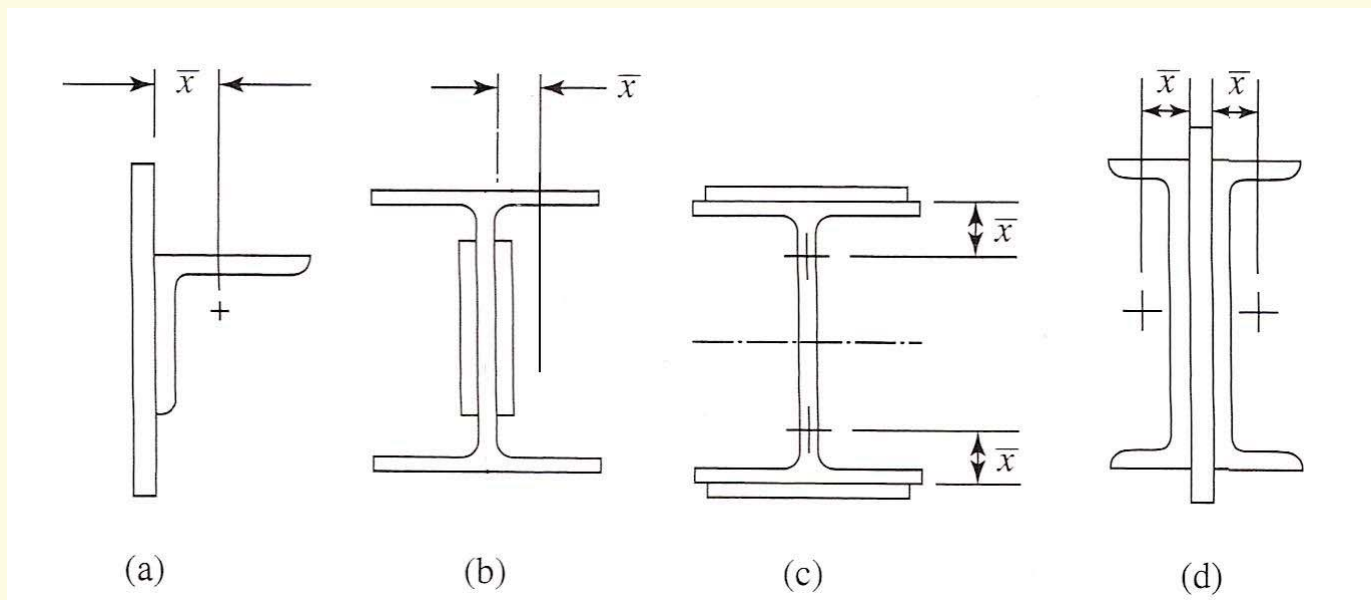
حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال
۱	کلیه اعضای کششی که در آنها بار به وسیله پیچ، پرچ و یا جوش مستقیماً به کلیه اجزای مقطع منتقل گردد (به غیر از حالت های ۳، ۴، ۵ و ۶)	$U=1/0$	-
۲	کلیه اعضای کششی (به غیر از تسمه ها و مقاطع قوطی و لوله ای) که در آنها بار به وسیله پیچ، پرچ و یا جوش توسط قسمتی از اجزای مقطع (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 نیمی‌رخ‌های I نوردشده و سپری T بریده شده از آنها و همچنین نیمی‌رخ‌های دیگری نظیر بال‌پهن، استفاده از مقادیر بزرگتر از حالت ۲ جدول مجاز می‌باشد	$b_f \geq \frac{2}{3}d$ $U = 0.9$ $b_f < \frac{2}{3}d$ $U = 0.85$	-
	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 نیمی‌رخ‌های تک‌نسبشی 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 شکل‌های ارایه شده</p> <p>B = پهناى کلی مقاطع قوطی‌شکل (عمود بر صفحه اتصال)</p> <p>H = ارتفاع کلی مقاطع قوطی‌شکل (در صفحه اتصال)</p>			

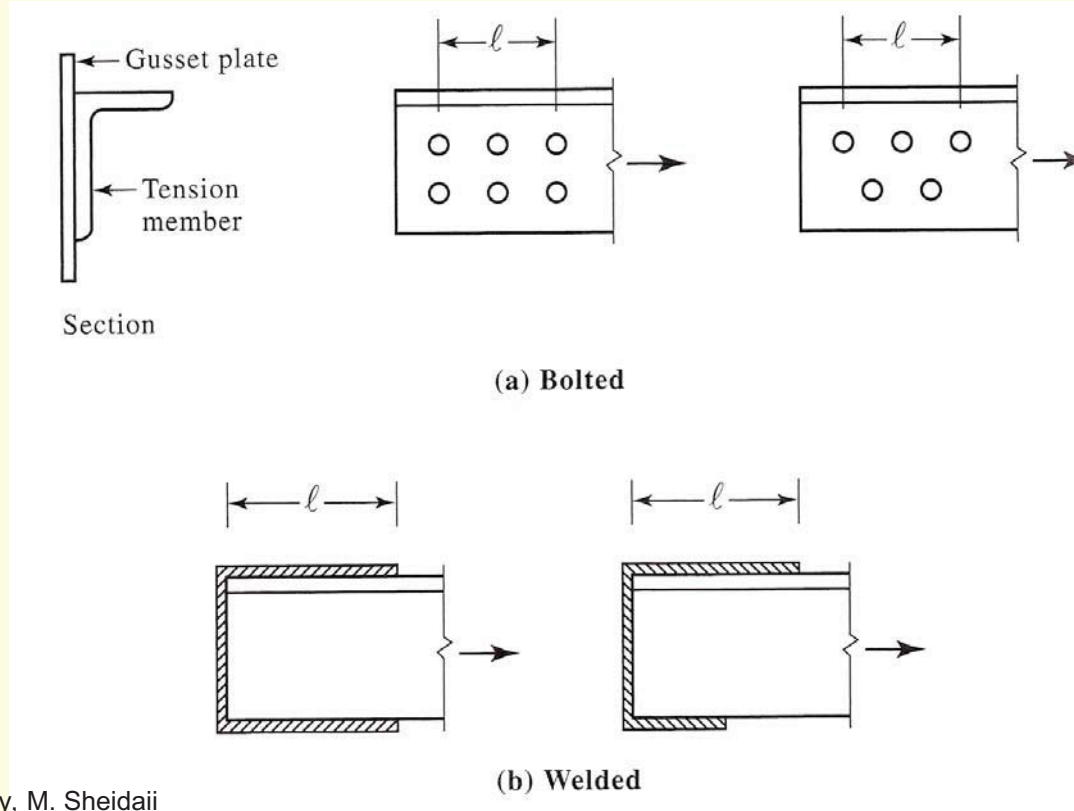
سطح مقطع موثر خالص

\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 :

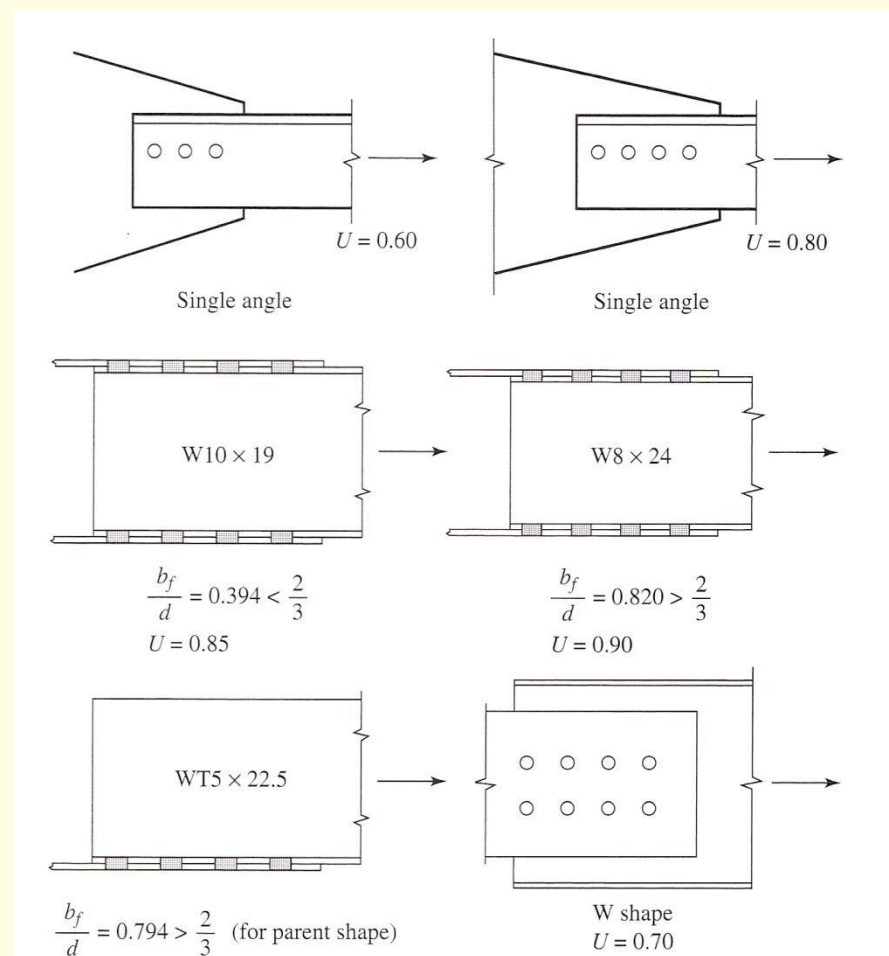
(AISC05 Table D3.1 case 2 or cases 7,8)

■ 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

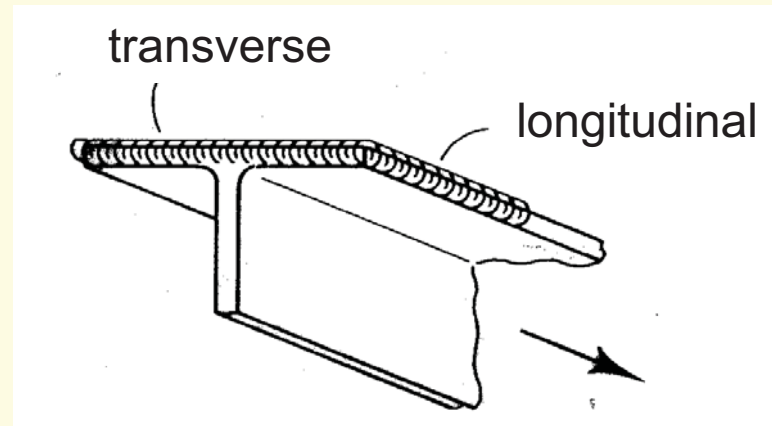
Recommended Values for U



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 :

$$U = 1$$

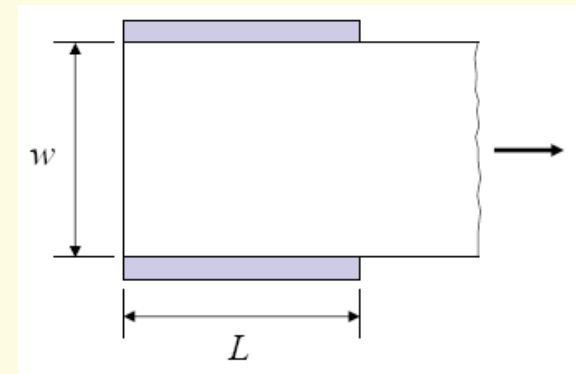
مساحت مقطع اجزایی که مستقیماً اتصال یافته اند $A_e =$

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 :

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

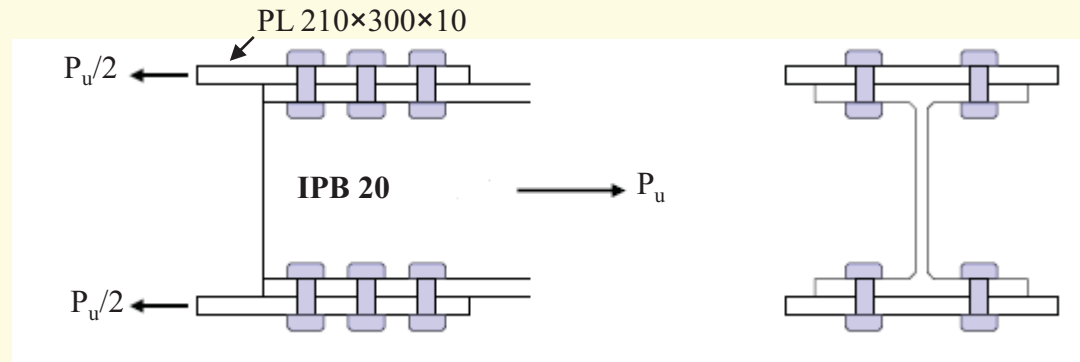


$L =$ طول زوج جوشها $\geq w$

$w =$ 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

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

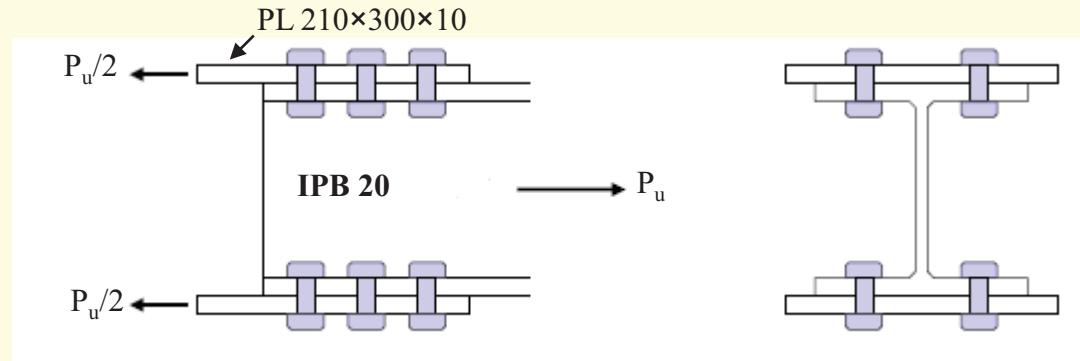
$$b_f > 2d / 3 \rightarrow \underline{U=0.9}$$

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

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

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

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

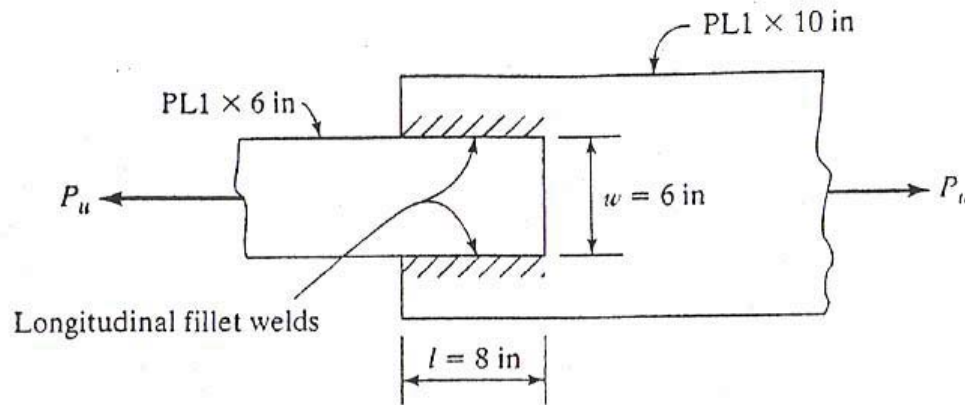


FIGURE 3.13

(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.

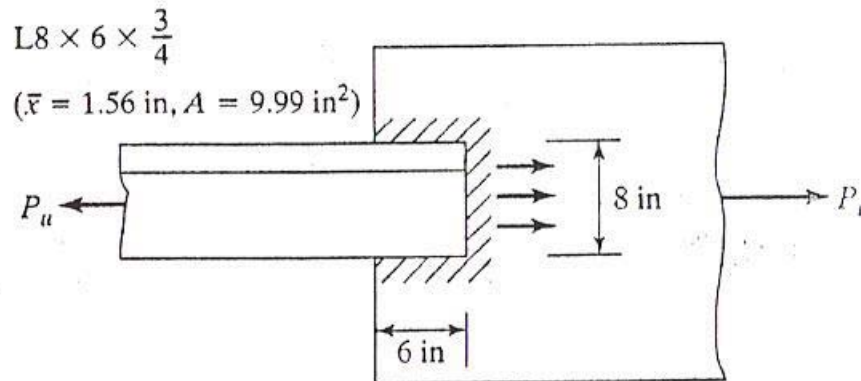


FIGURE 3.14

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.

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

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

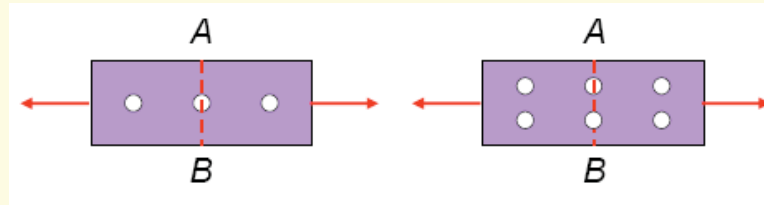
$$A_e = AU = (9.99)(0.74) = 7.39 \text{ in}^2$$

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

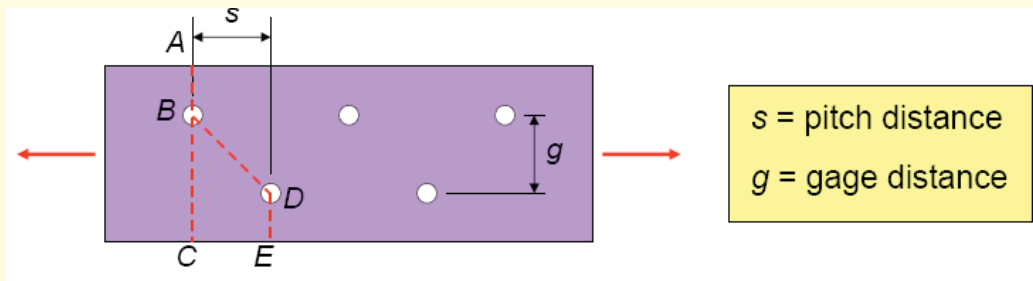
Design strength $\phi_t P_n = 388 \text{ k}$

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 سوراخ های نامنظم (قطری یا زیگزاگ) باعث به حداقل رسیدن کاهش در سطح مقطع می شود.



■ 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

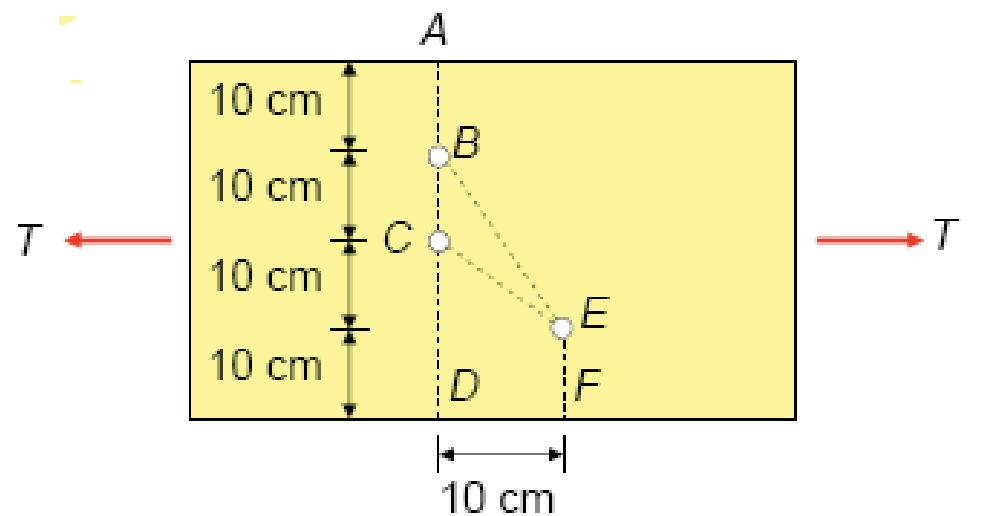
$\phi_t A_e F_u$ ($\phi_t = 0.75$) = مقاومت طراحی گسیختگی مقطع خالص

Example :

Compute the smallest net area for the plate shown below:

Plate thickness = 12 mm

Bolt diameter = 19 mm



Solution.

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

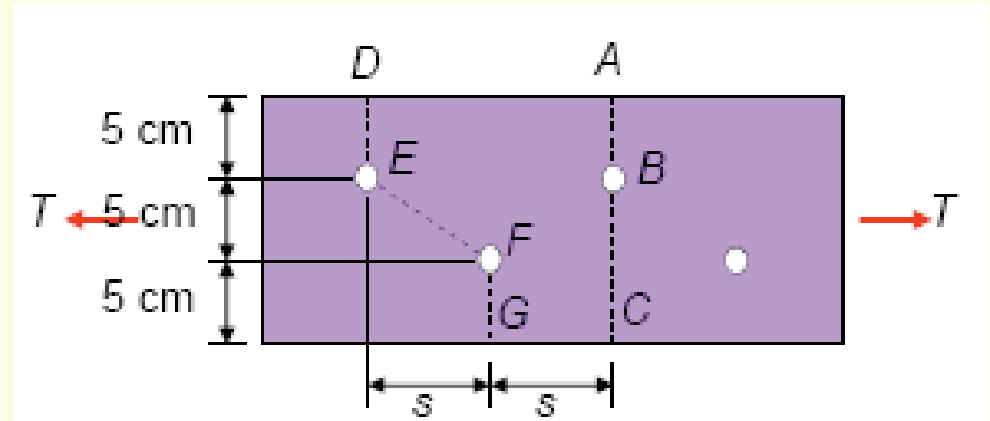
$$ABCEF = 40 - 3(2.2) + \frac{10^2}{4(10)} = 35.9 \text{ cm}$$

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

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

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.

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

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

$$ABC = DEFG$$

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

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

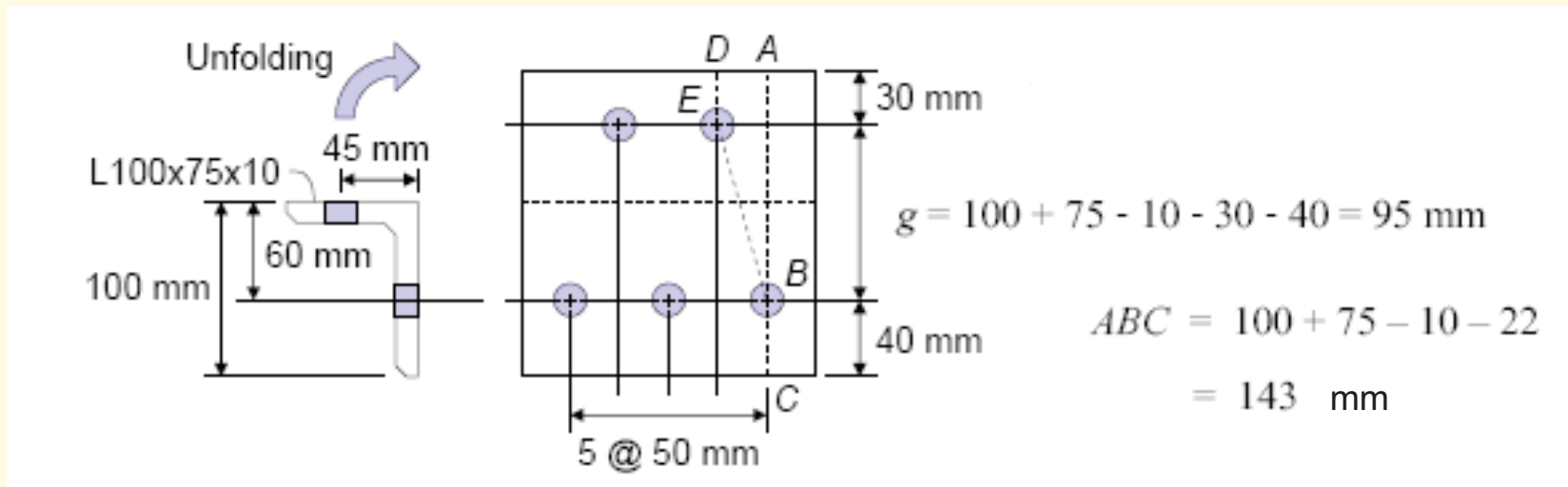
Example :

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).



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

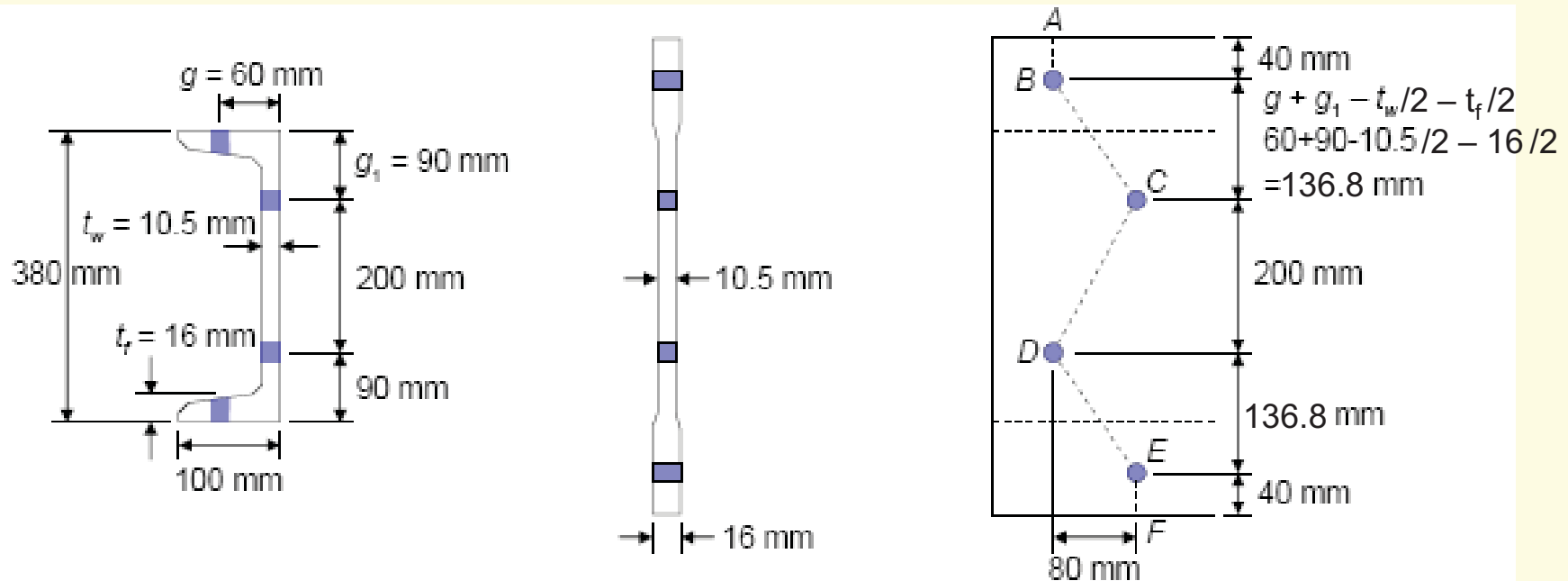
$$A_n = (12.76)(1.0) = 12.76 \text{ cm}^2 \quad \blacksquare$$

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.



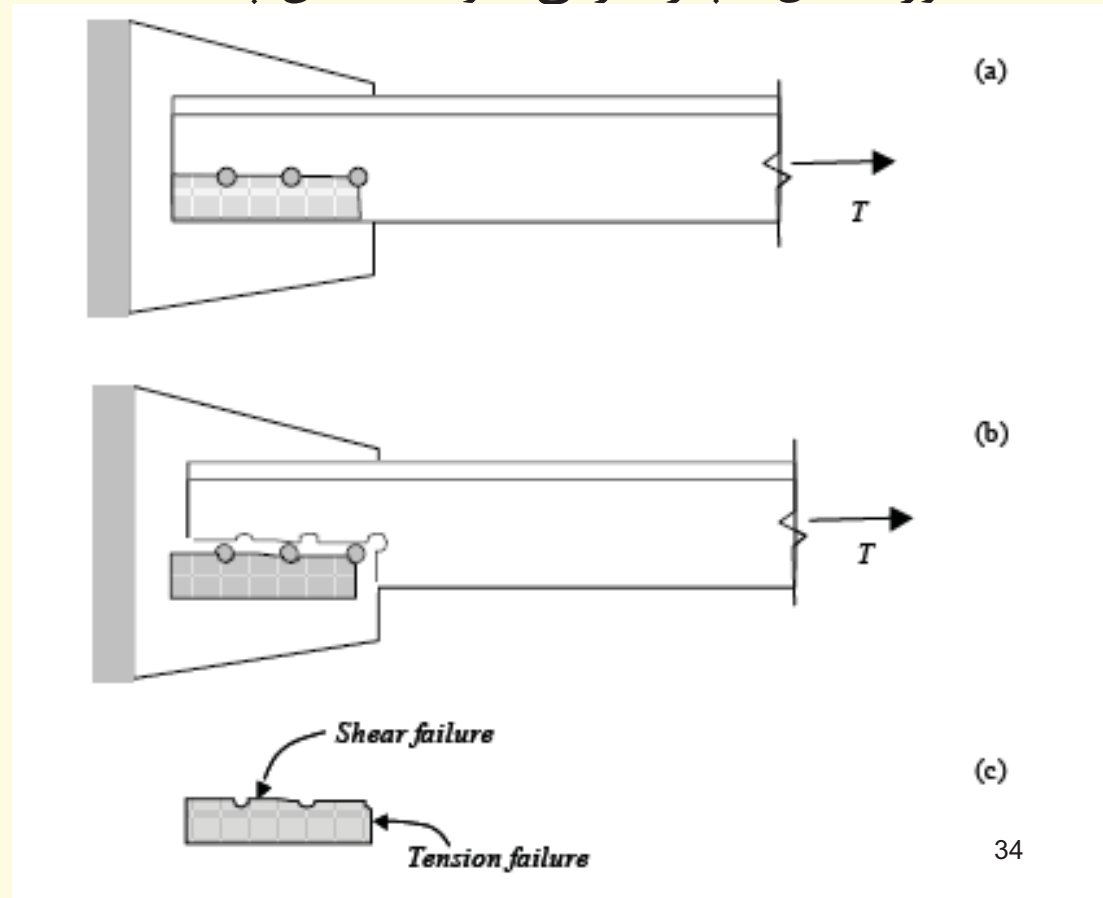
$$\begin{aligned}
 \mathbf{ABCDEF} &= 69.39 - 2(2.2)(1.6 + 1.05) + \frac{g^2}{4(20)}(1.05) + (2) \frac{g^2}{4(13.68)} \left(\frac{1.6 + 1.05}{2} \right) \\
 &= \underline{\underline{61.6 \text{ cm}^2}}
 \end{aligned}$$

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.

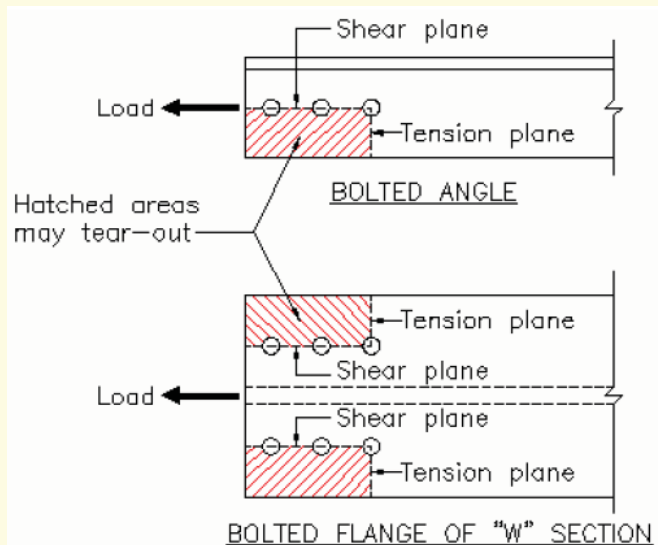
گسیختگی حوزه برشی عضو کششی
تک نبشی



حوزه برشی - برش قالبی

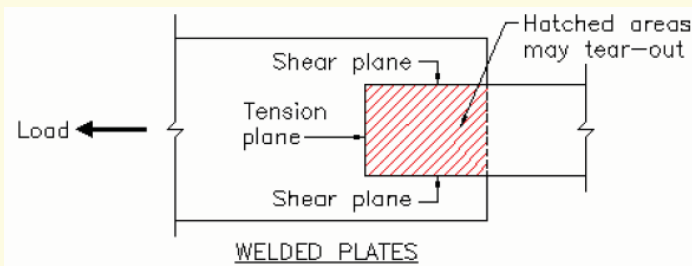
BLOCK SHEAR

■ 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 بحث 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

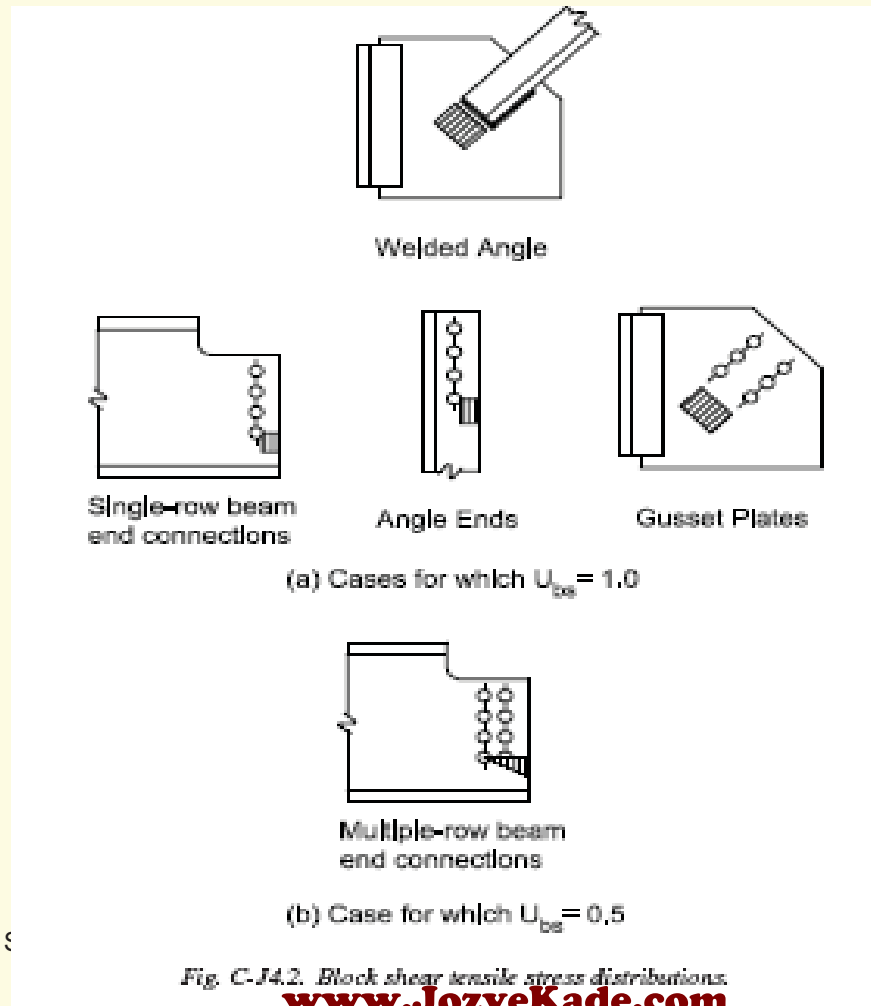
$U_{bs} = 1.0$ ضریب توزیع تنش برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو

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

حوزه برشی - برش قالبی

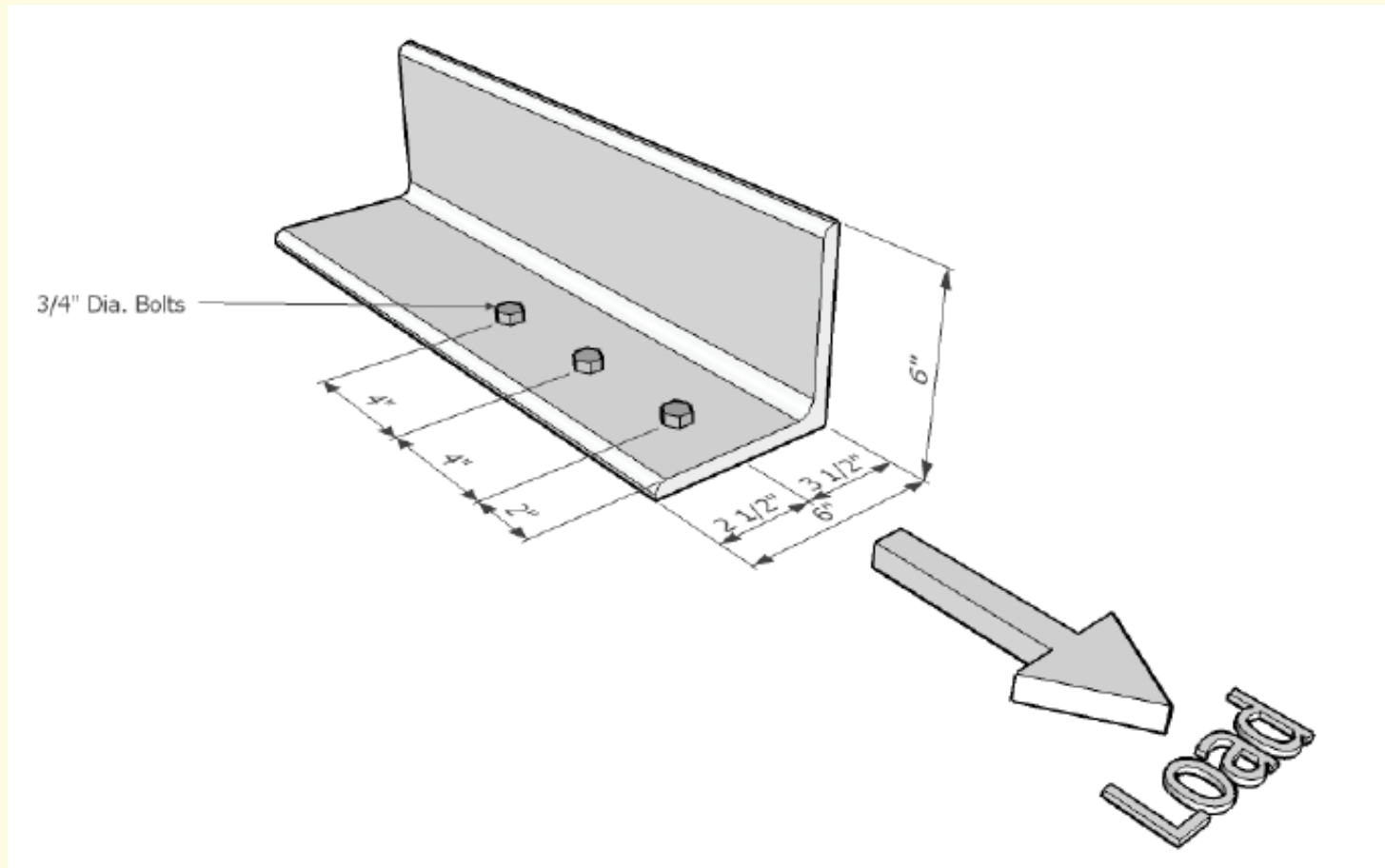
BLOCK SHEAR

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:

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

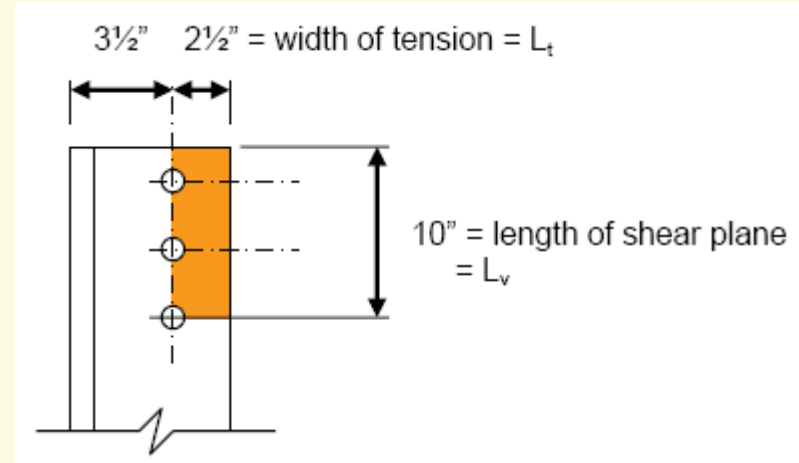
$$\begin{aligned}A_{nt} &= \text{net area subjected to tension (in}^2\text{)} \\&= (\text{Matl. Thickness})[L_t - (\# \text{ bolts})(\text{Bolt dia.} + 1/8'')] \\&= 1/2''[2 1/2'' - (0.5 \text{ holes})(3/4'' + 1/8'')] \\&= 1.03 \text{ in}^2\end{aligned}$$

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

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

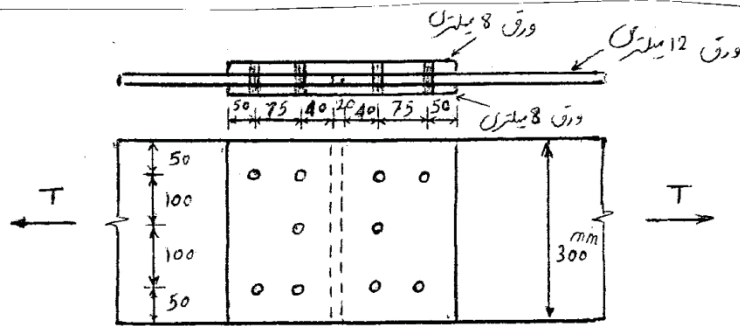
$$\begin{aligned}\text{Check if } R_n &\leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \\&\leq 0.6(36 \text{ KSI})(5 \text{ in}^2) + (1.00)(58 \text{ KSI})(1.03 \text{ in}^2) \\&\leq 167.7 \text{ Kips}\end{aligned}$$

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



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. گویچه های اتصال دارای قطر $\frac{3}{4}$ in می باشد.

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

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

- حالت درن سیم کشی، 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}) $A_g = 2 \times 30 \times 0.8 = 2 \times 24.0 = 48.0 \text{ cm}^2$

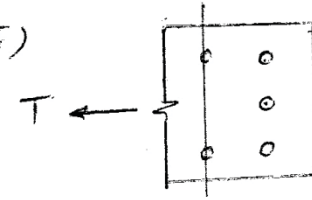
$$P_n = F_y A_g = 2400 \times 36.0 = 86400 \text{ kgf}$$

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

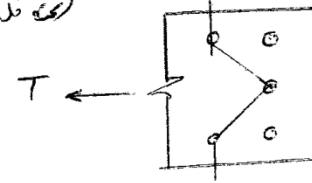
حالت دومی گینگی مقطع فاقص

الف تدریج اصلی

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

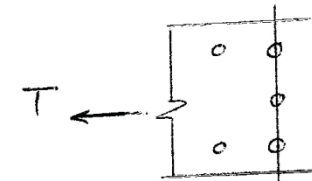


$$A_n = 36.0 - 3(1.9 + 0.3) \times 1.2 + 2 \left(\frac{7.5^2}{4 \times 10} \right) \times 1.2 = 31.45 \text{ cm}^2 \quad (\text{تخت کل بار})$$



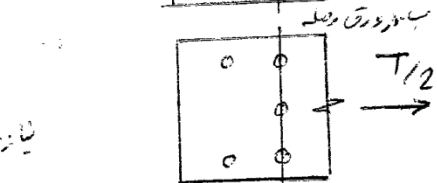
$$A_n = 36.0 - 3(1.9 + 0.3) \times 1.2 = 28.08 \text{ cm}^2 \quad (\text{تخت / تخت کل بار})$$

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



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

نیاز به کنترل سایر انواع برش در ورق و جوش برش است که ظرفیت بیشتر خواهد داشت.



بنابراین مقطع فاقص 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

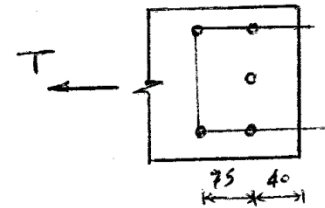
$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

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

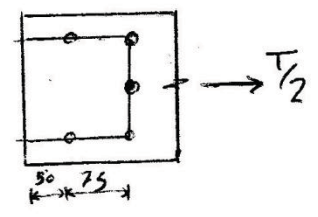
$$\leq 0.6 \times 2400 \times 20 + 1.0 \times 3700 \times 12.48 = 74976 \text{ kgf}$$

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 ملاطفتی از حالت درون وصله خطی که تمام روابط 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 می‌آید.

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

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

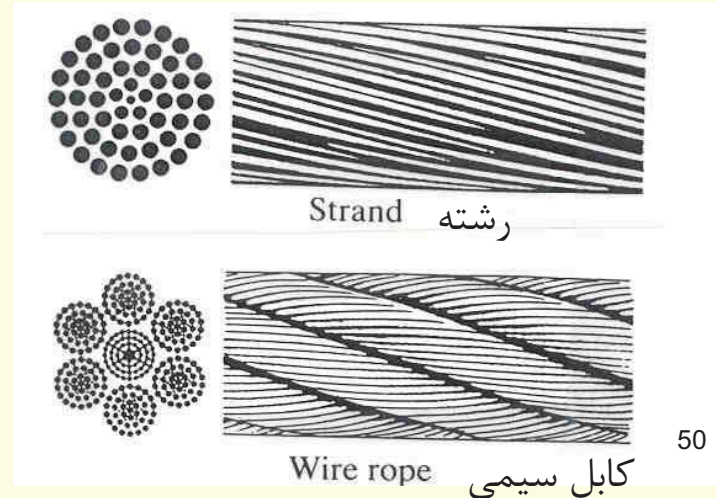
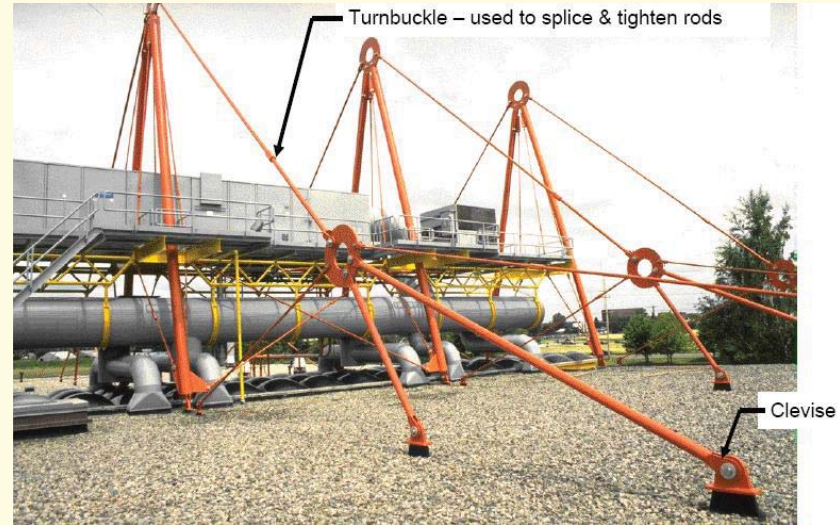
Threaded Rods and Cables

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.

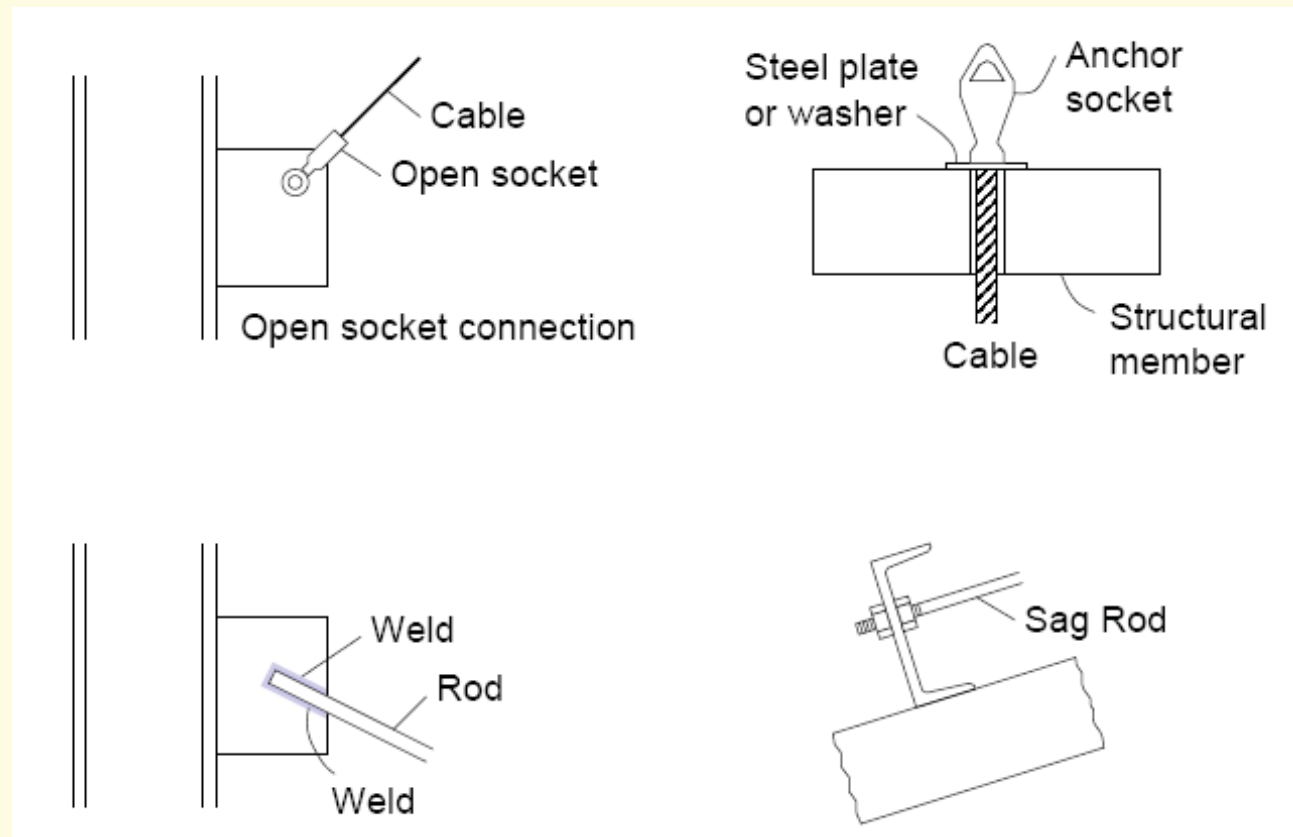
یک کابل سیمی خود از چندین رشته که دور یک هسته به صورت مارپیچی پیچانده شده اند تشکیل می شود.



میلگردهای رزوه شده و کابلها

Threaded Rods and Cables

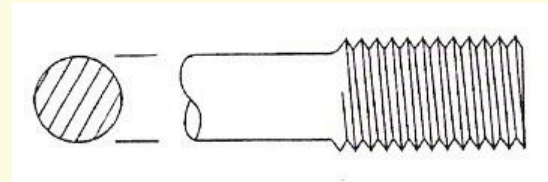
معمولا این اعضا به سازه به طرق مختلفی همچون جوشکاری یا اتصالات پنجه مفصلی (bolted clevises) و پیچها، وصل می شوند.



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

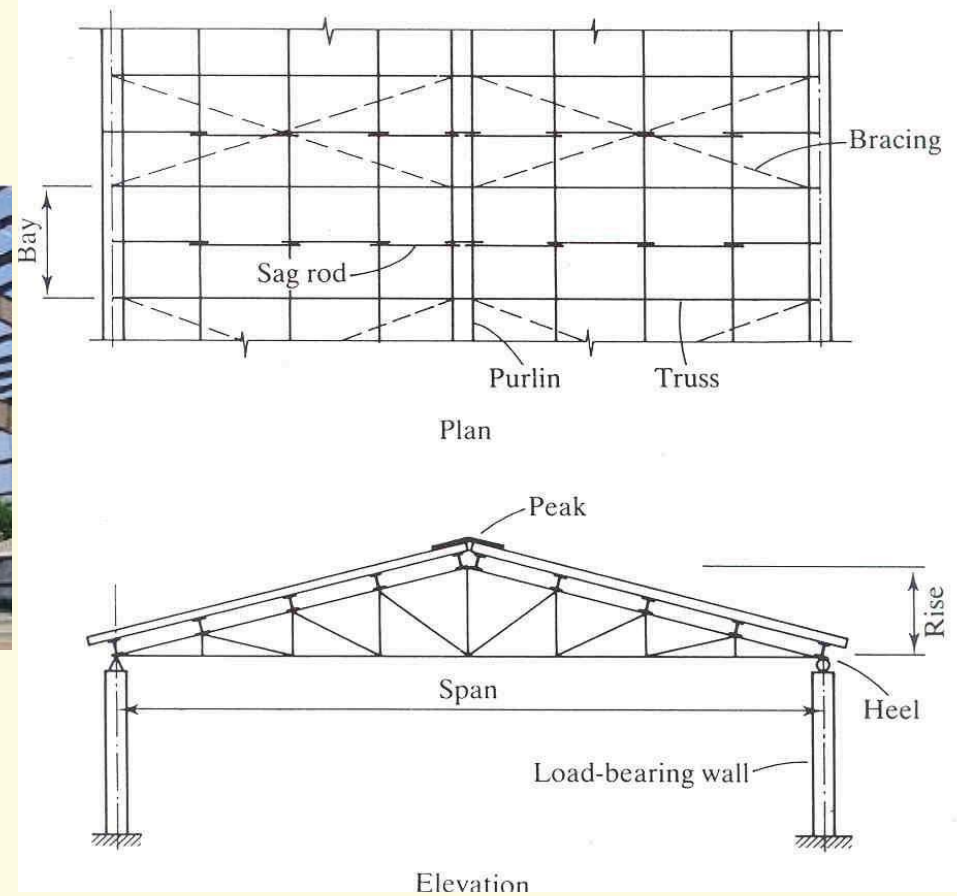
■ به Example 3.14 p.70 Segui مراجعه شود.

اعضای کششی در سقف خرپایی

Tension Members in Roof Truss

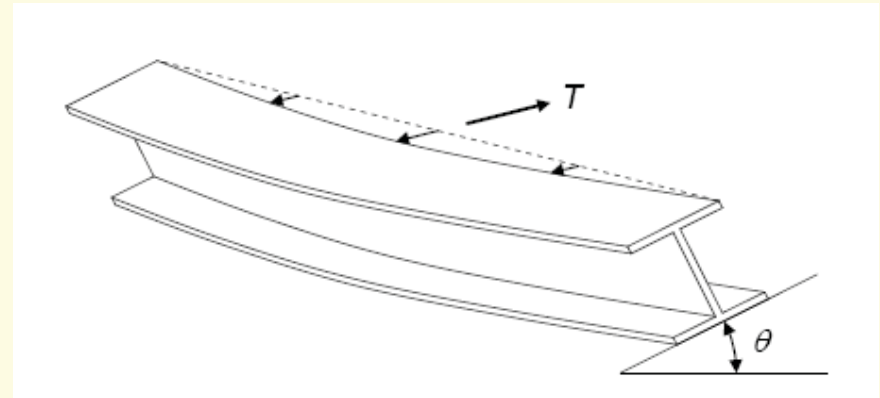
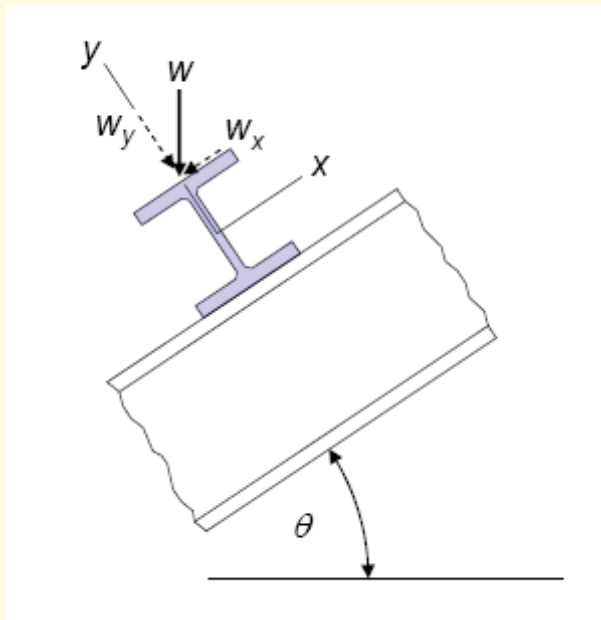
- خرپاها در مواردی مورد استفاده قرار می‌گیرند که قیمت و وزن تیر گران و بازدارنده باشد. (دهانه های طویل)
- می‌توان خرپا را تیر عمیقی تصور کرد که بخش عمده ای از جان آن برداشته شده است.
- اعضای کششی در سقف‌های خرپایی شامل بعضی از اعضای خرپا و میل مهارها می‌شود.

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)

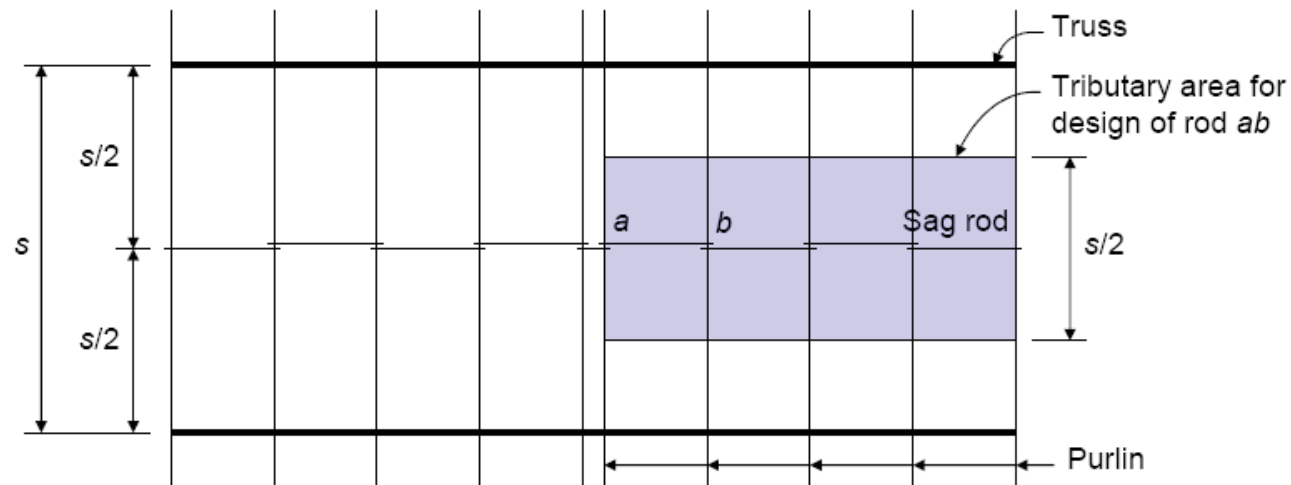
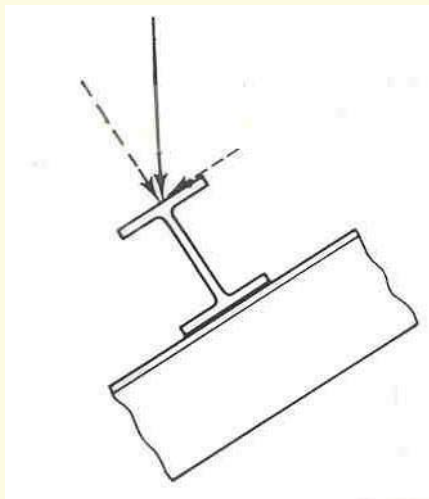


طراحی میل مهارها

Design of Sag Rods

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

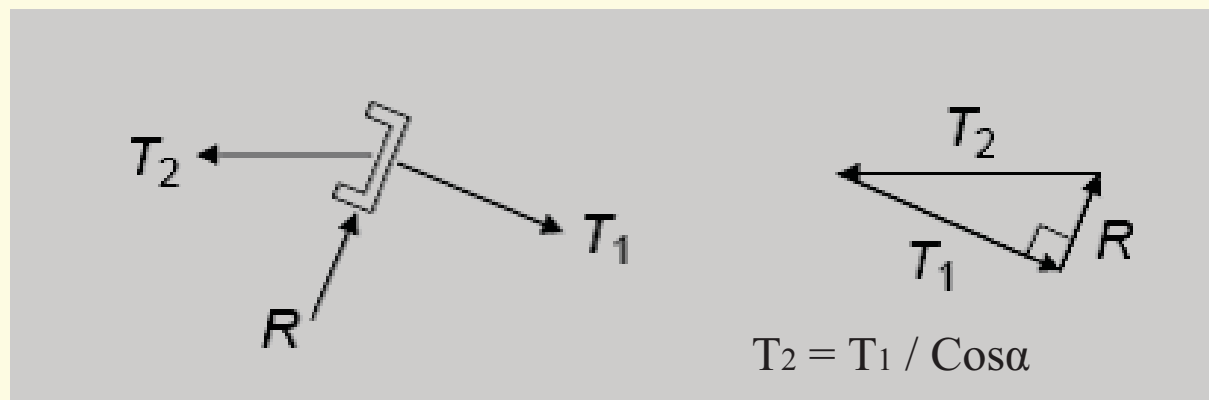
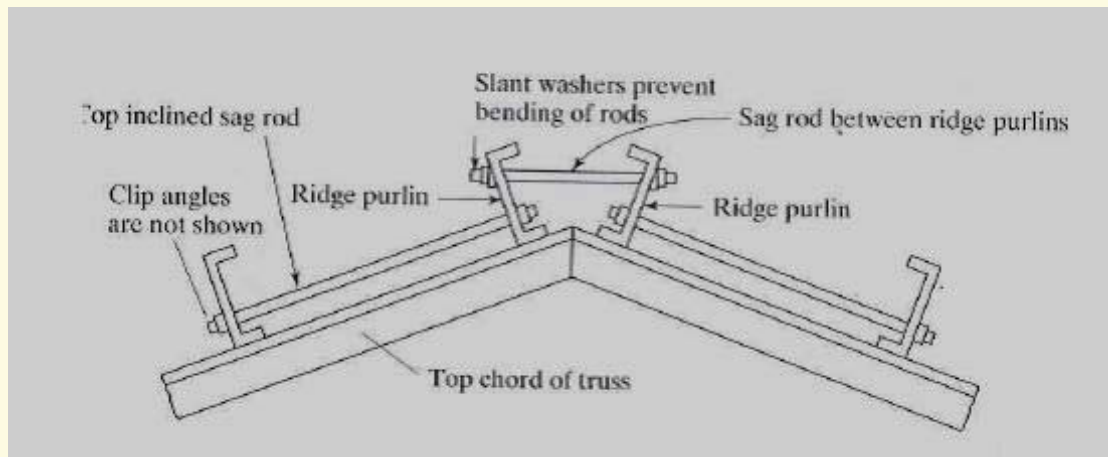
بنا به فرض هر قطعه ای از میل مهار بین لایه ها ، بار تمام قسمت های زیرین را تحمل می کند ؛ لذا میل مهار فوقانی باید برای سطح بارگیر میله که از راس تا پای خرپا است ، طراحی شود.



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.



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:

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

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

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

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

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

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

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

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

می‌توان از میلگرد به قطر ۱۲ mm استفاده کرد.

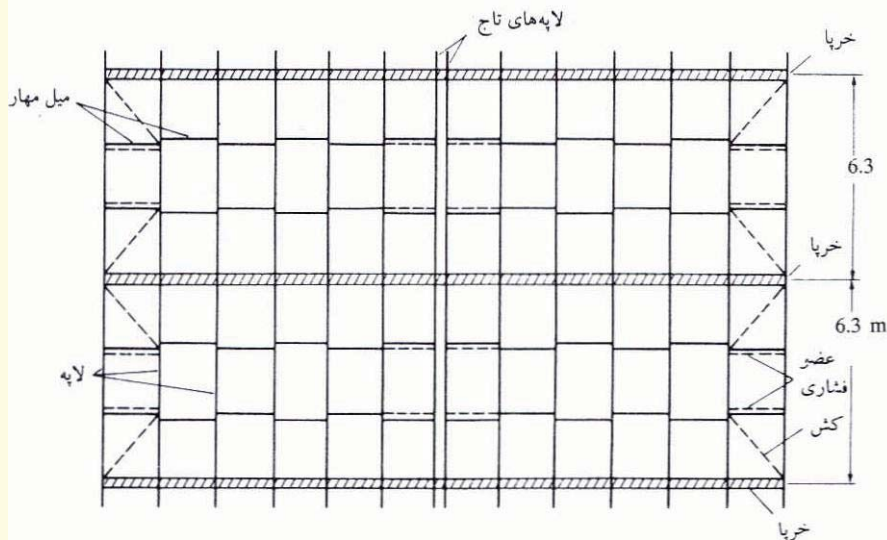
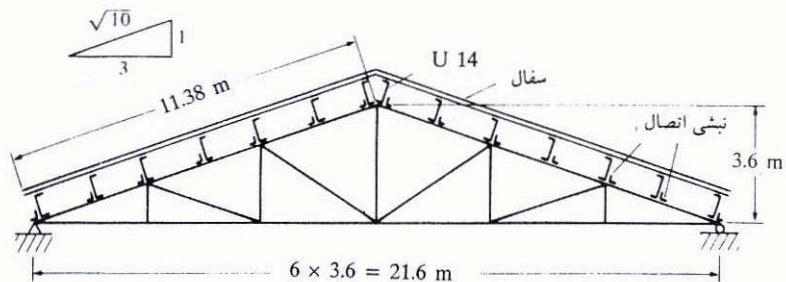
$$A_D = 1.13 \text{ cm}^2$$

مقدار نیرو در میل مهار واقع شده در رأس خریا:

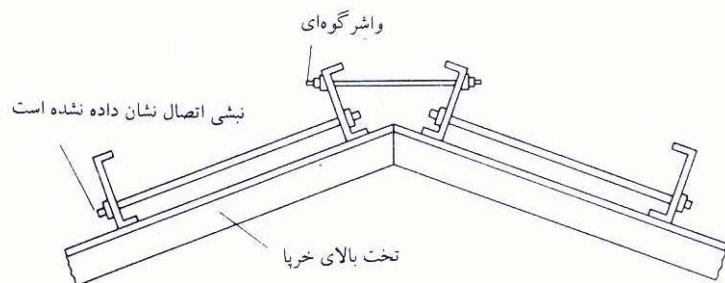
$$T = \frac{\sqrt{10}}{3} (1935) = 2040 \text{ kg}$$

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

می‌توان از میل مهار 12 mm استفاده کرد.



شکل ۳-۴ نقشه تیرریزی لایه‌ها



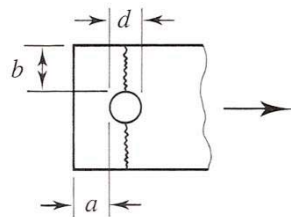
شکل ۴-۴ جزییات اجرایی میل مهار

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.

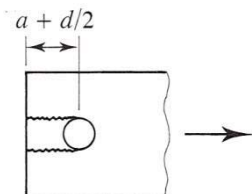
مقاومت کششی طراحی به روش LRFD ، و نیز P_n / Ω مقاومت کششی مجاز به روش ASD باید براساس حالات حدی زیر تعیین شود :
(AISC05 D5.1 p.16.1-28 و صفحه ۱۶۷ مبحث دهم)



(a) Fracture of net section

الف) گسیختگی کششی در سطح مقطع موثر خالص :

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



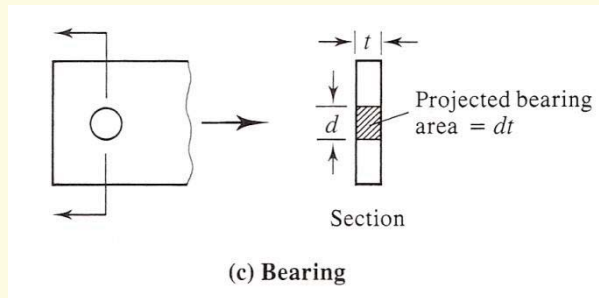
(b) Longitudinal shear

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):

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

ت) تسلیم در سطح مقطع کل:

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

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

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

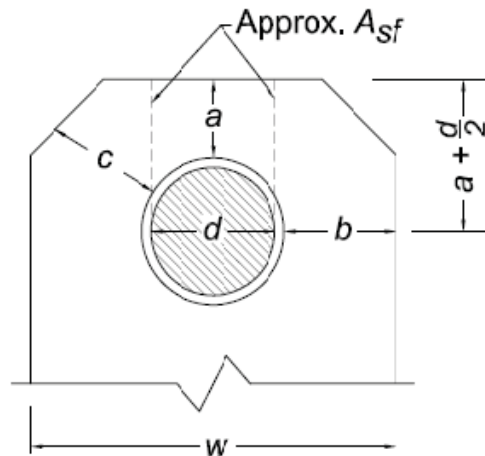
a = کوتاه ترین فاصله لبه سوراخ تا لبه عضو در امتداد نیرو

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. $a \geq 4/3 b_{eff}$
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

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

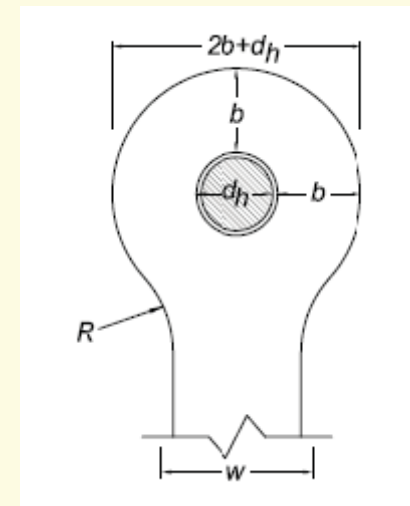
$$w \leq 8t$$

$$d \geq 7/8 w$$

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

$$R \geq d_h + 2b$$

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



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.

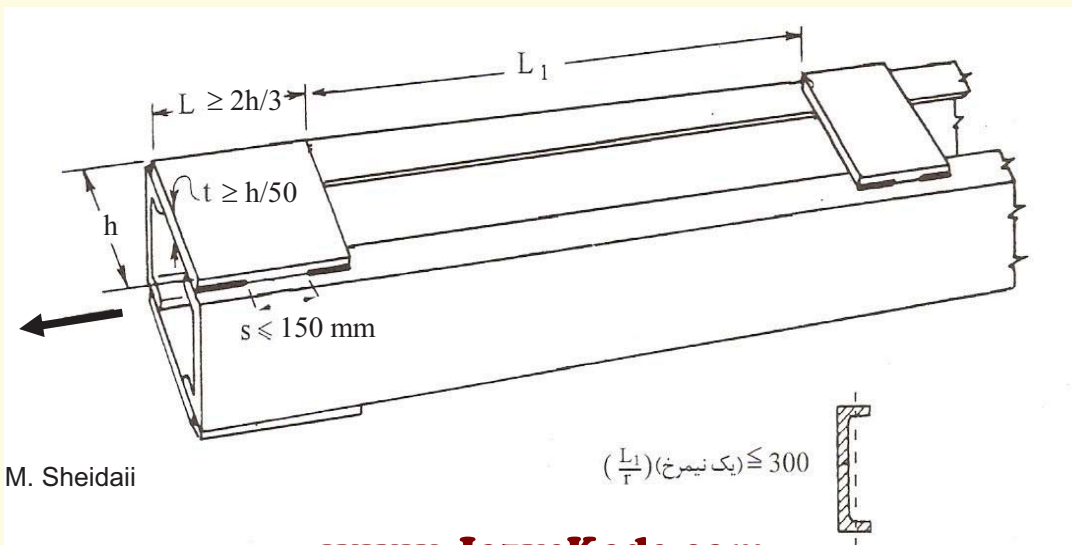
در رابطه با محدودیت‌های وضع شده در زمینه فاصله طولی ابزار اتصال (connectors) اجزای با اتصال ممتد متشکل از یک ورق و یک نیمرخ، یا دو ورق، به ضوابط AISC J3.5 مراجعه شود.

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

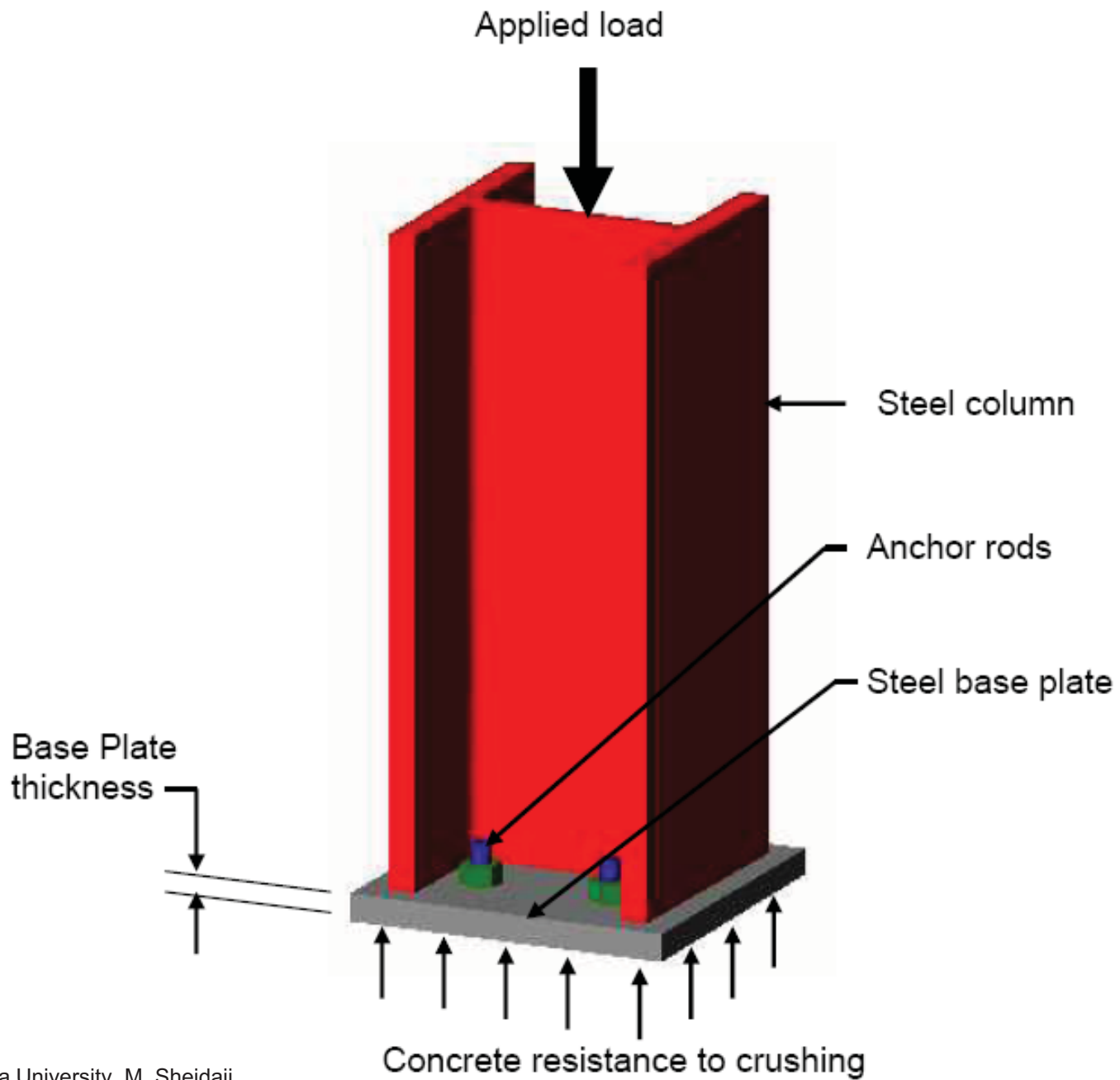
- طول صفحات بست نباید کمتر از دو سوم فاصله بین خطوط جوش یا پیچ های اتصال آنها به اجزای عضو مرکب باشد.
- ضخامت این صفحات بست نباید کمتر از یک پنجاهم فاصله بین خطوط جوش یا پیچهای اتصال آنها به اجزای عضو مرکب باشد.
- فاصله طولی جوش ها یا پیچهای متناوب در صفحات بست نباید بیش از ۱۵۰ میلیمتر (۶ اینچ) باشد.
- فاصله بین ابزار اتصال از یکدیگر باید به اندازه ای باشد که ضریب لاغری هر یک 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.



Base Plates for Concentrically Loaded Columns

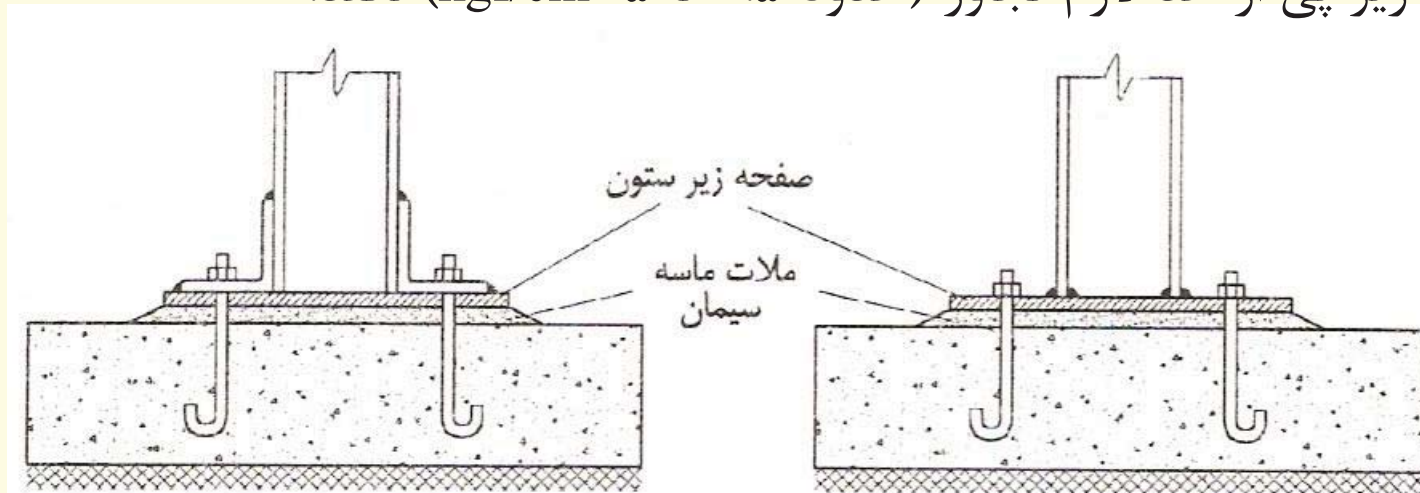
فصل ششم : صفحات زیرستون برای ستونهای
تحت بار محوری





مقدمه

- بار ستون باید از طریق شالوده بتنی به پی ساختمان منتقل گردد.
- صفحه زیر ستون بین ستون و شالوده بتنی قرار گرفته و با توزیع بار ستون در سطحی وسیع تر باعث می شود تنشها در شالوده از حد قابل تحمل توسط مصالح شالوده (حدود ۵۰ تا ۱۵۰ kgf/cm^2) تجاوز ننماید.
- شالوده بتنی نیز به طریقی مشابه، بار را روی پی بنحوی توزیع می کند که تنش در خاک زیر پی از حد لازم تجاوز (حدود ۰.۵ تا ۵ kgf/cm^2) نکند.



(ب) اتصال ستون به صفحه زیرستون توسط نبشی

(الف) اتصال مستقیم ستون به صفحه زیر ستون

- اگر محل اتصال ستون کاملاً صاف و گونیا باشد ستون را می‌توان مستقیماً به صفحه زیرستون جوش کرد در غیراینصورت باید از نبشی‌های اتصال یا ورقهای دوزنقه‌ای شکل برای انتقال بار ستون به صفحه زیرستون استفاده کرد.
- فاصله بین شالوده و صفحه زیر ستون توسط ملات ماسه سیمان بسیار نرم برای صاف کردن سطح تماس و جلوگیری از تمرکز تنش پر می‌شود.
- صفحات زیر ستون باید توسط حداقل ۴ میل مهار (anchor) که در بتن پی کار گذاشته شده است در جای خود ثابت و تنظیم گردند.
- در ستونهایی که فقط تحت اثر نیروی محوری خالص قرار دارند، میل مهارها پس از اجرای صفحه زیرستون نقش باربری نداشته، ولی در هنگام اجرا و نصب ستون، برای جلوگیری از افتادن ستون دارای نقش اساسی هستند.
- در ستونهایی که علاوه بر نیروی محوری، لنگر خمشی نیز از طریق صفحه زیرستون به پی منتقل می‌گردد عملکرد میل مهارها در تحمل نیرو دارای اهمیت است.

طراحی صفحات زیرستون

ضوابط مربوط به طراحی صفحات زیر ستون در AISC J8 p.16.1-70 آمده است.

دو حالت حدی مهم در طراحی صفحات زیر ستون مدنظر قرار می گیرد:

✓ حالت حدی شکست بتن (crushing)

✓ حالت حدی تسلیم خمشی صفحه زیر ستون

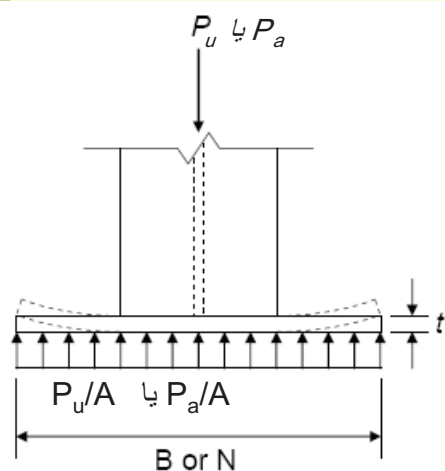
بار وارد برستون P_u (یا P_a) ستون از طریق صفحه زیرستون به شالوده فشاری برابر P_u/A

(یا P_a/A) وارد می کند ($BN=A$ = مساحت صفحه زیرستون). عکس العمل شالوده روی

صفحه زیرستون فشار رو به بالای P_u/A (یا P_a/A) است که تاثیر آن عبارتست از:

❖ خمیده شدن لبه های بیرونی صفحه زیرستون

❖ بالا راندن سطح صفحه زیرستون در ناحیه بین بالهای ستون

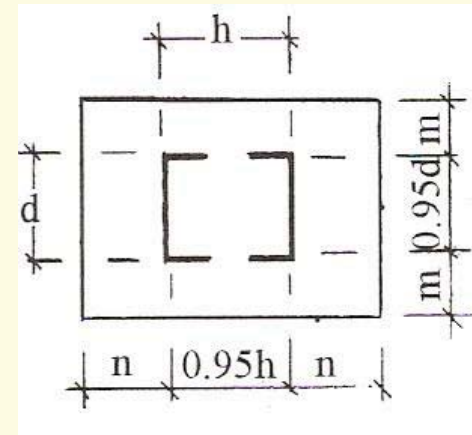
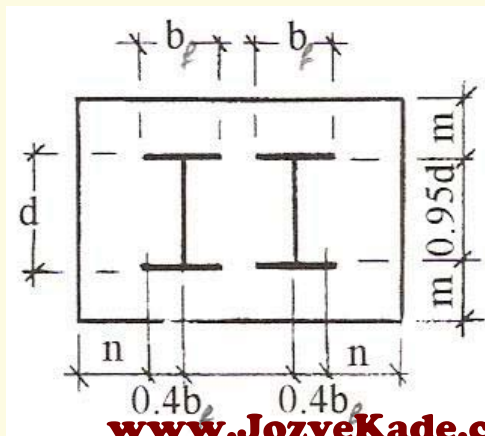
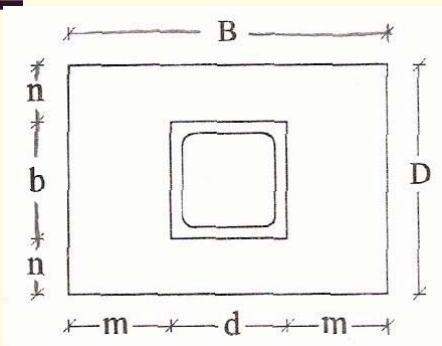
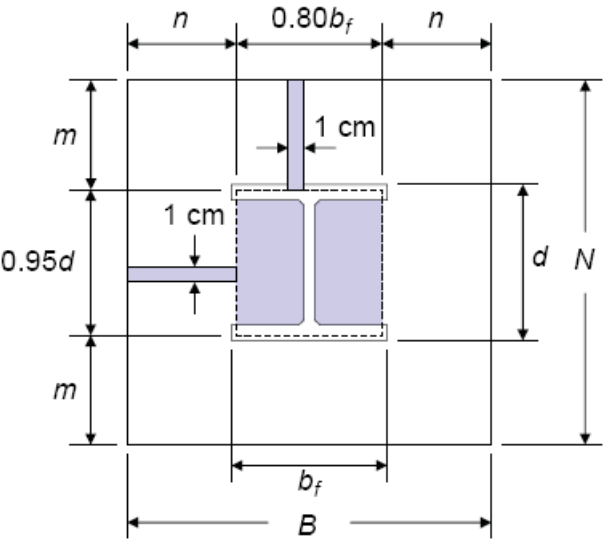


طراحی صفحات زیرستون

بیشترین تنش در صفحه زیرستون برای ستونهای I شکل، در محدوده تقریبی $0.8b_f$, $0.95d$ رخ می دهد.

لنگر حداکثر در این محدوده در فواصل m و n از لبه های آزاد صفحه زیرستون تعیین شده، و براساس آن ضخامت صفحه محاسبه می شود.

فواصل m و n پیشنهادی برای سایر ستونها در شکل های زیر نشان داده شده است:



تعیین سطح صفحه زیرستون

سطح صفحه زیرستون براساس حالت حدی شکست بتن تعیین می گردد بدین معنی که مقاومت اتکایی طراحی (design bearing strength) بتن زیر کف ستون باید حداقل برابر با بار وارده (بار نهایی ضربیدار P_u برای LRFD ، یا بار بهره برداری P_a برای ASD) باشد.

$$\text{LRFD} \quad \phi_c P_p = \text{مقاومت اتکایی طراحی به روش LRFD} \quad ; \quad \phi_c = 0.6$$

$$\text{ASD} \quad P_p / \Omega_c = \text{مقاومت اتکایی طراحی به روش ASD} \quad ; \quad \Omega_c = 2.5$$

P_p ، مقاومت اتکایی اسمی است که به صورت زیر تعیین می شود:

الف- اگر صفحه زیرستون کل سطح فوقانی شالوده را بپوشاند:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \quad (\text{J8-1})$$

ب- اگر صفحه زیرستون کل سطح فوقانی شالوده را نپوشاند:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \leq 1.7 f'_c A_1 \quad (\text{J8-2})$$

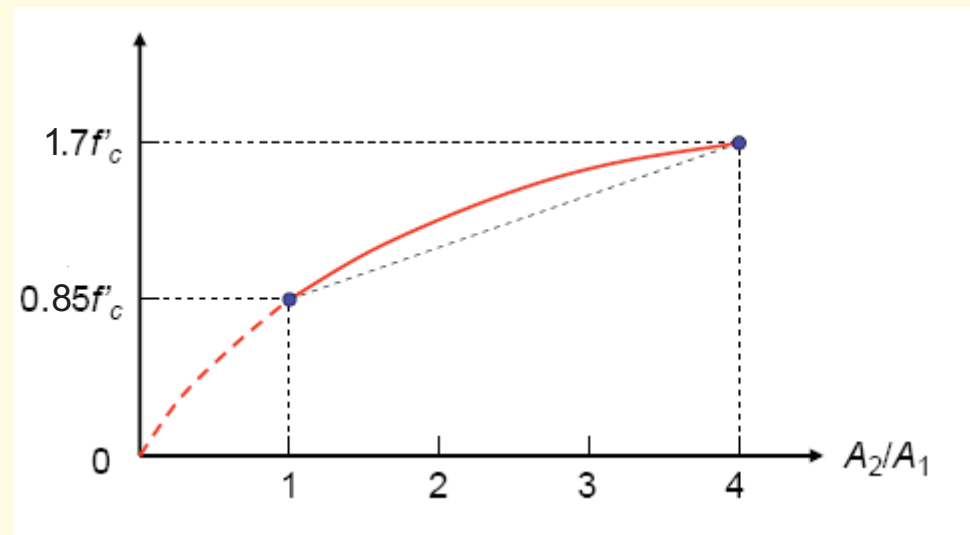
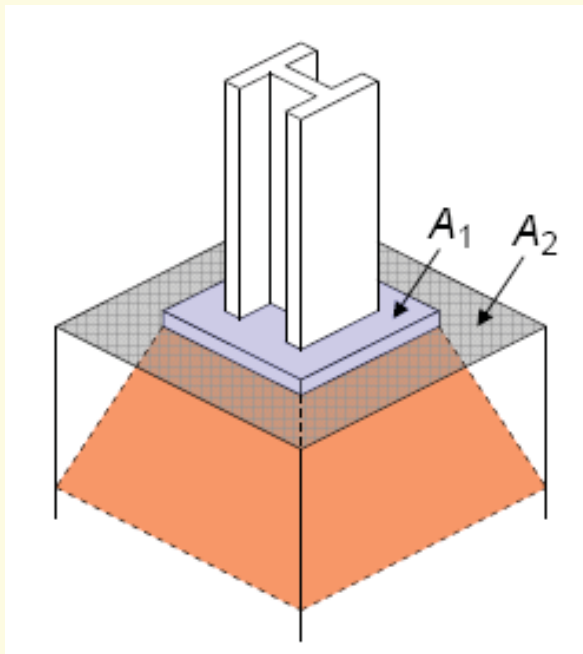
که در این روابط:

f'_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن،

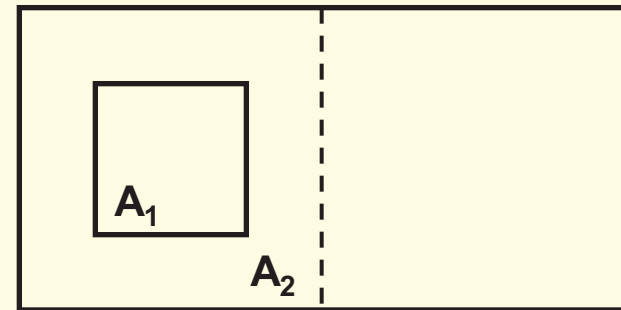
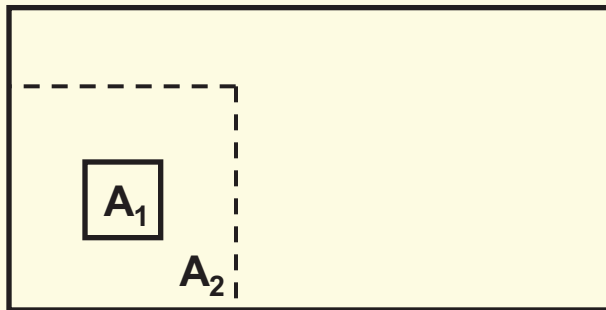
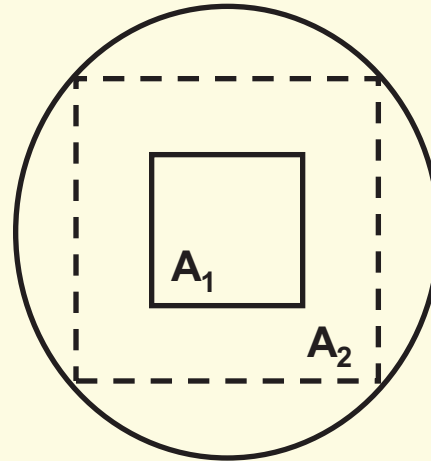
تعیین سطح صفحه زیرستون

$A_1 =$ مساحت صفحه زیرستون متکی برشالوده بتنی $= B \times N$

$A_2 =$ حداکثر مساحت ناحیه‌ای از سطح شالوده که از نظر هندسی متشابه و هم‌مرکز با صفحه زیرستون است.



تعیین سطح صفحه زیرستون



روابط تعیین سطح صفحه زیرستون

■ با توجه به اینکه مقاومت اتکایی طراحی بتن زیر کف ستون باید حداقل برابر با بار ضریبدار وارده باشد:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD : } P_u \leq \phi_c P_p = \phi_c (0.85 f'_c A_1) \quad \rightarrow \quad A_1 \geq \frac{P_u}{\phi_c (0.85 f'_c)} \\ \text{ASD : } P_a \leq \frac{P_p}{\Omega_c} = \frac{0.85 f'_c A_1}{\Omega_c} \quad \rightarrow \quad A_1 \geq \frac{P_a \Omega_c}{0.85 f'_c} \end{array} \right. \quad \text{و یا}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD : } P_u \leq \phi_c P_p = \phi_c (0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \rightarrow \quad A_1 \geq \frac{P_u}{\phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} ; \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \\ \text{ASD : } P_a \leq \frac{P_p}{\Omega_c} = \frac{(0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}{\Omega_c} \quad \rightarrow \quad A_1 \geq \frac{P_a \Omega_c}{(0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} ; \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \end{array} \right.$$

■ همچنین مساحت صفحه زیرستون نباید کمتر از حاصلضرب عمق ستون در عرض آن باشد:

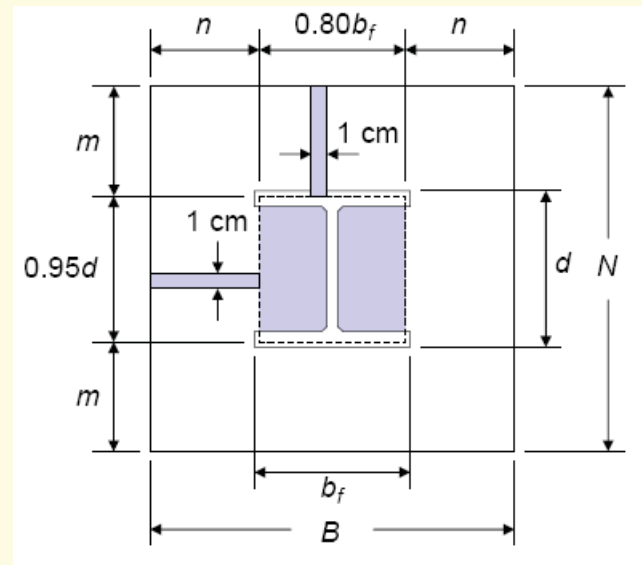
بهینه سازی ابعاد صفحه زیرستون

برای طرح صفحه زیرستونی با حداقل وزن (حداقل ضخامت) کفایت لنگر خمشی طره‌های فرضی در هر دو امتداد تقریباً برابر باشد بدین منظور باید $m=n$ باشد تحت چنین شرایطی:

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta$$

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.8b_f)$$

$$B \approx \frac{A_1}{N}$$



تعیین ضخامت صفحه زیرستون

ضخامت صفحه زیرستون براساس حالت حدی تسلیم خمشی در انتهای طره‌های پیش آمده به طولهای m و n در هر دو امتداد محاسبه می‌شود. این مقادیر لنگر برای عرض واحد صفحه عبارتند از ($P=P_u$ در روش LRFD، و $P=P_a$ در روش ASD):

$$\frac{P}{BN} (m) \left(\frac{m}{2}\right) = \frac{P m^2}{2BN} \quad , \quad \frac{P}{BN} (n) \left(\frac{n}{2}\right) = \frac{P n^2}{2BN}$$

مقاومت خمشی طراحی موجود برای عرض واحد صفحه زیرستون برابر است با:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD : } \phi_b M_n = \phi_b F_y Z_x = 0.9 F_y t^2 / 4 \\ \text{ASD : } \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{F_y Z_x}{1.67} = 0.6 F_y t^2 / 4 \end{array} \right.$$

مقاومت خمشی طراحی موجود صفحه زیرستون باید حداقل برابر با بزرگترین مقدار از مقادیر لنگر وارده مذکور باشد:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD : } 0.9 F_y t^2 / 4 \geq \frac{P_u m^2}{2BN} \rightarrow t \geq m \sqrt{\frac{2P_u}{0.9 F_y BN}} ; 0.9 F_y t^2 / 4 \geq \frac{P_u n^2}{2BN} \rightarrow t \geq n \sqrt{\frac{2P_u}{0.9 F_y BN}} \\ \text{ASD : } 0.6 F_y t^2 / 4 \geq \frac{P_a m^2}{2BN} \rightarrow t \geq m \sqrt{\frac{2P_a}{0.6 F_y BN}} ; 0.6 F_y t^2 / 4 \geq \frac{P_a n^2}{2BN} \rightarrow t \geq n \sqrt{\frac{2P_a}{0.6 F_y BN}} \end{array} \right.$$

تعیین ضخامت صفحه زیرستون

و بصورت خلاصه می توان نوشت:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD : } t_{\min} \geq L \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} \\ \text{ASD : } t_{\min} \geq L \sqrt{\frac{2P_a}{0.6F_yBN}} \end{array} \right. , \quad L = \text{Max}(m, n)$$

Example (LRFD)

GIVEN: A W14x82 A992 column has a factored axial load $P_u = 700$ KIPS. It bears on a steel base plate using A36 steel. The footing has concrete $f'_c = 3000$ PSI.

REQUIRED: Design the column base plate.

Step 1 – Determine required base plate area, A_1 , to avoid conc. crushing:

$$\begin{aligned}\phi_c P_p &= \text{Design bearing strength of concrete} \\ &= 0.6 P_p \\ &= 0.6(0.85 f'_c A_1)\end{aligned}$$

Re-arranging to solve for A_1 :

$$\begin{aligned}A_1 &= \frac{P_u}{0.6(0.85 f'_c)} \\ &= \frac{700 \text{ KIPS}}{0.6(0.85(3 \text{ KSI}))}\end{aligned}$$

$$A_1 = 457.5 \text{ in}^2$$

Step 2 – Determine “Optimized” base plate dimensions:

$$\begin{aligned}\Delta &= \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} \\ &= \frac{0.95(14.3") - 0.8(10.1")}{2} \\ &= 2.75"\end{aligned}$$

d and b_f → from **properties p. 1-22**

$$\begin{aligned}N &\approx \sqrt{A_1} + \Delta \\ &\approx \sqrt{457.5\text{in}^2} + 2.75" \\ &\approx 24.14"\end{aligned}$$

TRY N = 24" and B = 20" (Area = 480 in² > 457.5 in²)

Step 3 – Determine “m” and “n”:

$$\begin{aligned}m &= \frac{N - 0.95d}{2} \\ &= \frac{24'' - 0.95(14.3'')}{2} \\ &= 5.2''\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{B - 0.80b_f}{2} \\ &= \frac{20'' - 0.80(10.1'')}{2} \\ &= 5.98''\end{aligned}$$

Step 4 – Determine minimum base plate thickness, t_{min} :

$$t_{min} = L \sqrt{\frac{2f_{pm}}{0.9F_y}}$$

where: P_u = factored axial load, kips
= 700 Kips

$$f_{pm} = \frac{P_u}{BN}$$

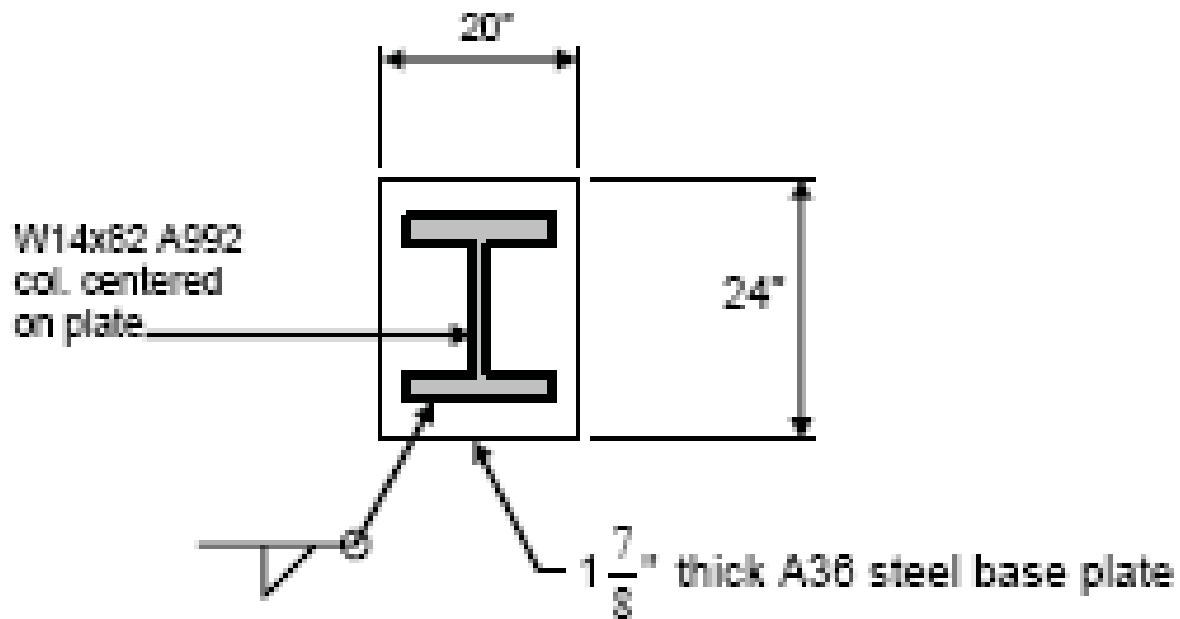
$$= \frac{700 \text{ Kips}}{(20'')(24'')} = 1.46 \text{ KSI}$$

$$L = \text{larger of } \begin{cases} m = 5.2'' \\ n = 5.98'' \leftarrow \text{use} \end{cases}$$

$$t_{min} = 5.98'' \sqrt{\frac{2(1.46 \text{ KSI})}{0.9(36 \text{ KSI})}} \leftarrow \text{Base plate yield stress}$$

$$= \underline{\underline{1.79'' \rightarrow \text{use } 1\frac{1}{2}'' \text{ thick plate}}}$$

Step 5 – Draw “Summary Sketch”:



روش پیشنهادی Thornton

برای تعیین ضخامت صفحه زیرستون

■ اگر ستون داری بار کمی باشد مساحت محاسبه شده به روش قبل برای صفحه زیرستون نسبتاً کوچک خواهد بود. طول قسمت پیش آمده از لبه‌های ستون خیلی کوچک و لنگرهای محاسبه شده و ضخامت ورق لازم بسیار کوچک خواهد گردید.

■ در چنین مواردی می‌توان از روش پیشنهادی Thornton استفاده کرد.

■ Thornton با ترکیب سه روش، طریق واحدی را برای محاسبه صفحات زیرستون تحت بارهای سبک و سنگین ارائه نموده است.

روش پیشنهادی Thornton

برای تعیین ضخامت صفحه زیرستون

در روش پیشنهادی Thornton ضخامت صفحه زیرستون براساس بزرگترین مقدار از مقادیر m , n , $\lambda n'$ که ℓ نامیده می شود تعیین می گردد:

$$\ell = \text{Max} (m, n, \lambda n')$$

$\lambda n'$ بر اساس روابط ذیل تعیین می شود:

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{d b_f}}{4}$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

البته می توان مقدار λ را بطور محافظه کارانه برای همه حالتها برابر با 1 در نظر گرفت.

$$X = \begin{cases} \left[\frac{4 d b_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c P_p} & \text{(LRFD Method with } \phi_c = 0.6) \\ \left[\frac{4 d b_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{\Omega_c P_a}{P_p} & \text{(ASD Method with } \Omega_c = 2.5) \end{cases} \quad \text{or}$$

روش پیشنهادی Thornton

برای تعیین ضخامت صفحه زیرستون

$$P_p = \begin{cases} 0.85f'_c A_1 & \text{(اگر صفحه زیرستون کل سطح فوقانی شالوده را بپوشاند)} \\ (0.85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} & ; \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \quad \text{(اگر صفحه زیرستون کل سطح فوقانی شالوده را نپوشاند)} \end{cases}$$

در نهایت پس از محاسبه ℓ ، می توان ضخامت صفحه زیرستون را از هر یک از روابط زیر تعیین نمود:

$$t = \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y B N}} \quad \text{(LRFD Method) ;}$$

$$t = \ell \sqrt{\frac{2P_a}{0.6F_y B N}} \quad \text{(ASD Method)}$$

Example 7-5

Design a base plate of A36 steel ($F_y = 36$ ksi) for a W12 \times 65 column ($F_y = 50$ ksi) that supports the loads $P_D = 200$ k and $P_L = 300$ k. The concrete has a compressive strength $f'_c = 3$ ksi, and the footing has the dimensions 9 ft \times 9 ft.

Solution. Using a W12 \times 65 column ($d = 12.1$ in, $b_f = 12.0$ in)

LRFD	ASD
$P_u = (1.2)(200) + (1.6)(300) = 720$ k	$P = 200 + 300 = 500$ k
$A_2 = \text{footing area} = (12 \times 9)(12 \times 9) = 11,664$ in ²	$A_2 = 11,664$ in ²

Determine required base plate area $A_1 = BN$. Note that the area of the supporting concrete is for greater than the base plate area, such that $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} > 2.0$.

LRFD $\phi_c = 0.6$	ASD $\Omega_c = 2.50$
$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c(0.85f'_c)\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}$ $= \frac{720}{(0.6)(0.85)(3)(2)} = 235.3$ in ²	$A_1 = \frac{P_u\Omega_c}{0.85f'_c\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} = \frac{(500)(2.50)}{(0.85)(3)(2)}$ $= 245$ in ²

The base plate must be at least as large as the column $b_f d = (12.0)(12.1) = 145.2 \text{ in}^2 < 235.3 \text{ in}^2$ and 245 in^2 optimize base plate dimensions to make m and n approximately equal. Refer to Fig. 7.15.

LRFD	ASD
$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2}$ $= \frac{(0.95)(12.1) - (0.8)(12.0)}{2} = 0.947 \text{ in}$	$\Delta = 0.947 \text{ in}$
$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{235.3} + 0.947 = 16.3 \text{ in}$ <p style="text-align: center;">Say 16 in</p>	$N = \sqrt{245} + 0.947 = 16.6 \text{ in}$ <p style="text-align: center;">Say 17 in</p>
$B = \frac{A_1}{N} = \frac{235.3}{16} = 14.71 \text{ in}$	$B = \frac{245}{17} = 14.41$

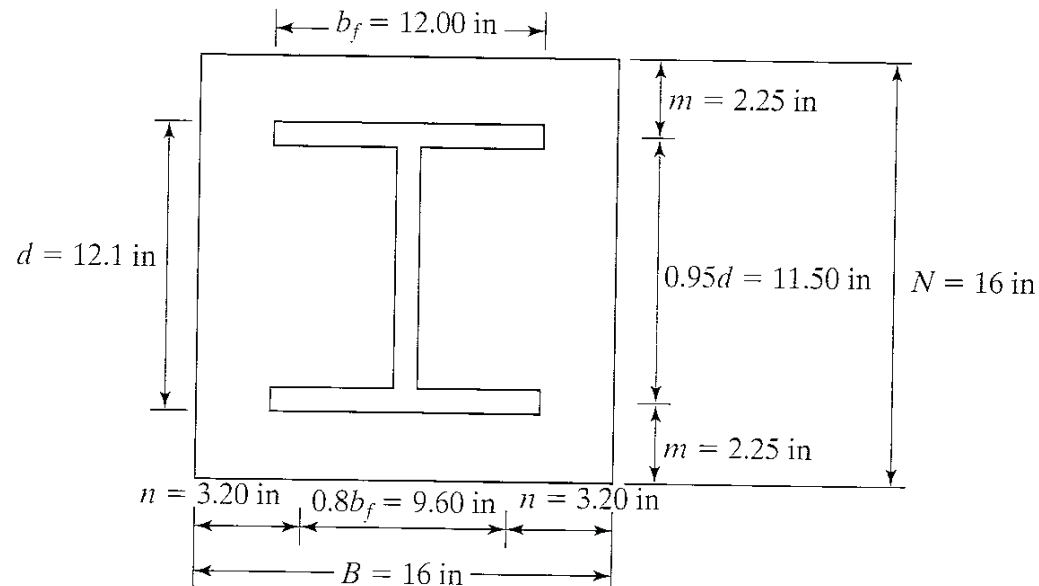


FIGURE 7.15

As previously mentioned, we might very well simplify the plates by making them square—say, 16 in \times 16 in.

Check the bearing strength of the concrete.

LRFD $\phi_c = 0.60$	ASD $\Omega_c = 2.50$
$\phi_c P_p = \phi_c 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ $= (0.6)(0.85)(3)(16 \times 16)(2)$ $= 783.4 \text{ k} > 720 \text{ k} \quad \mathbf{OK}$	$\frac{P_p}{\Omega_c} = \frac{0.85 f'_c A_1}{\Omega_c} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ $= \frac{(0.85)(3)(16 \times 16)(2)}{2.50} = 522.2 \text{ k} > 500 \text{ k} \quad \mathbf{OK}$

Computing required base plate thickness

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{16 - (0.95)(12.1)}{2} = 2.25 \text{ in}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{16 - (0.8)(12.0)}{2} = 3.20 \text{ in}$$

$$n' = \frac{\sqrt{db_f}}{4} = \frac{\sqrt{(12.1)(12.0)}}{4} = 3.01 \text{ in}$$

$$\ell = \text{largest of } m, n, \text{ or } n' = 3.20 \text{ in}$$

LRFD	ASD
$t_{\text{reqd}} = \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$ $= 3.20 \sqrt{\frac{(2)(720)}{(0.9)(36)(16 \times 16)}} = 1.33 \text{ in}$ <p>Use PL $1\frac{1}{2} \times 16 \times 1$ ft 4 in A36.</p>	$t_{\text{reqd}} = \ell \sqrt{\frac{3.33P_a}{F_yBN}}$ $= 3.20 \sqrt{\frac{(3.33)(500)}{(36)(16)(16)}} = 1.36 \text{ in}$ <p>Use PL $1\frac{1}{2} \times 16 \times 1$ ft 4 in A36.</p>

Example 7-6

A base plate is to be designed for a W12 × 152 column ($F_y = 50$ ksi) that supports the loads $P_D = 200$ k and $P_L = 450$ k. Select an A36 plate ($F_y = 36$ ksi) to cover the entire area of the 3 ksi concrete pedestal underneath.

Solution. Using a W12 × 152 column ($d = 13.7$ in, $b_f = 12.5$ in)

LRFD	ASD
$P_u = (1.2)(200) + (1.6)(450) = 960$ k	$P_a = 200 + 450 = 650$ k

Determine the required base plate area, noting that the term $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ is equal to 1.0 since $A_1 = A_2$.

LRFD $\phi_c = 0.6$	ASD $\Omega_c = 2.50$
$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c(0.85f'_c)\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}$	$A_1 = \frac{P_a\Omega_c}{0.85f'_c\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}$
$= \frac{960}{(0.6)(0.85 \times 3)(1)}$	$= \frac{(650)(2.5)}{(0.85)(3)(1)}$
$= 627.5 \text{ in}^2 \leftarrow$	$= 637.3 \text{ in}^2 \leftarrow$
$A_1 \text{ min} = db_f = (13.7)(12.5)$	$A_1 \text{ min} = db_f = (13.7)(12.5)$
$= 171.2 \text{ in}^2$	$= 171.2 \text{ in}^2$

Optimizing base plate dimensions $n \sim m$

LRFD	ASD
$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2}$ $= \frac{(0.95)(13.7) - (0.8)(12.5)}{2} = 1.51 \text{ in}$	$\Delta = 1.51 \text{ in}$
$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{627.5} + 1.51$ $= 26.56 \text{ in} \quad \text{Say } 27 \text{ in}$	$N = \sqrt{637.3} + 1.51$ $= 26.75 \text{ in.} \quad \text{Say } 27 \text{ in}$
$B = \frac{A_1}{N} = \frac{627.5}{27} = 23.24 \text{ in}$ $\text{Say } 24 \text{ in}$	$B = \frac{637.3}{27} = 23.60 \text{ in}$ $\text{Say } 24 \text{ in}$

Check the bearing strength of the concrete.

LRFD $\phi_c = 0.60$	ASD $\Omega_c = 2.50$
$\phi_c P_p = \phi_c 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ $= (0.6)(0.85)(3)(24 \times 27)(1)$ $= 991.4 \text{ k} > 960 \text{ k} \quad \text{OK}$	$\frac{P_p}{\Omega_c} = \frac{0.85 f'_c A_1}{\Omega_c} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ $= \frac{(0.85)(3)(24 \times 27)}{2.50} (1.0)$ $= 661 \text{ k} > 650 \text{ k} \quad \text{OK}$

Computing required base plate thickness

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{27 - (0.95)(13.7)}{2} = 6.99 \text{ in}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{24 - (0.8)(12.5)}{2} = 7.00 \text{ in}$$

$$n' = \frac{\sqrt{db_f}}{4} = \frac{\sqrt{(13.7)(12.5)}}{4} = 3.27 \text{ in}$$

$$\ell = \text{maximum of } m, n \text{ or } n' = 7.00 \text{ in}$$

LRFD	ASD
$t_{\text{reqd}} = \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$ $= 7.00 \sqrt{\frac{(2)(960)}{(0.9)(36)(27 \times 24)}}$ $= 2.12 \text{ in}$	$t_{\text{reqd}} = \ell \sqrt{\frac{3.33P_a}{F_yBN}}$ $= 7.00 \sqrt{\frac{(3.33)(650)}{(36)(24 \times 27)}}$ $= 2.13 \text{ in}$

Use $2\frac{1}{4} \times 24 \times 2$ ft 3 in A36 base plate with 24×27 concrete pedestal ($f_c = 3$ ksi).