مثال ۴ مثال ۲ را بر اساس پیچ اصطکاکی حل نمایید.

M20 , Φ_{22}

$F_u = 8000\ kg/cm^2$ $\quad T = 26.52\ ton$

$F_v = 0.15 \times 8000 = 1200\ kg/cm^2$

$R_{DS} = 2 F_v A_b = 2 \times 1200 \times 3.14 \times 10^{-3} = 7.54\ ton$

$$\text{تعداد پیچ} = \frac{26.52}{7.54} = 3.52 \rightarrow N = 4$$

ترکیب نیروی برشی و لنگر پیچشی در گروه پیچ

در بسیاری از اتصالات گروه پیچ تحت تأثیر نیروی برشی و لنگر پیچشی حاصل از آن قرار می‌گیرد. در مجموع رفتار پیچ‌ها برشی است. تنها نکته سئوال تحلیلی توزیع لنگر پیچشی بین پیچ‌هاست. توزیع برش مستقیم بین پیچ‌ها یکسان است و از تقسیم نیرو بر تعداد پیچ‌ها بدست می‌آید. برای توزیع لنگر پیچشی بین پیچ‌ها از رابطه مقاومت مصالح $F = \frac{TP}{J}$ استفاده می‌کنیم.

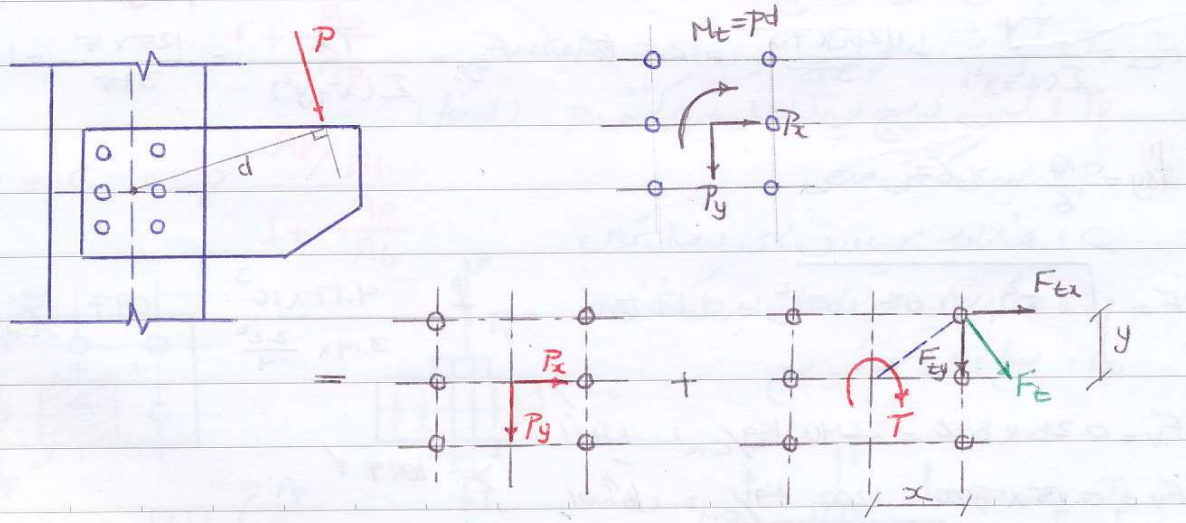
$$F = \frac{TP}{J}$$

T : لنگر پیچشی

P : فاصله پیچ مورد نظر از مرکز گروه پیچ

J : ممان اینرسی قطبی پیچ‌ها با سطح مقطع ثابت A

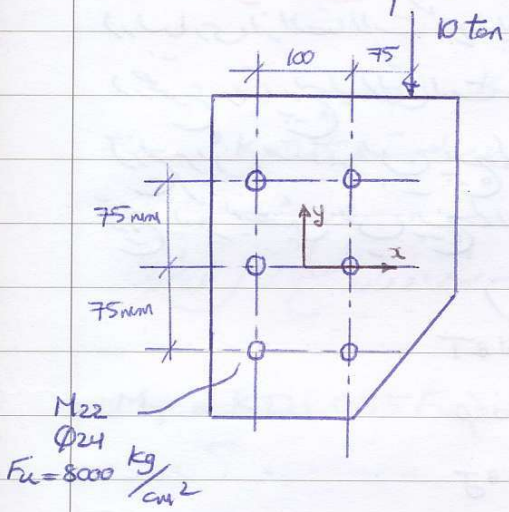
$$\begin{cases} I_x = A \Sigma x^2 \\ I_y = A \Sigma y^2 \end{cases} \qquad J = I_x + I_y = A \Sigma (x^2 + y^2)$$

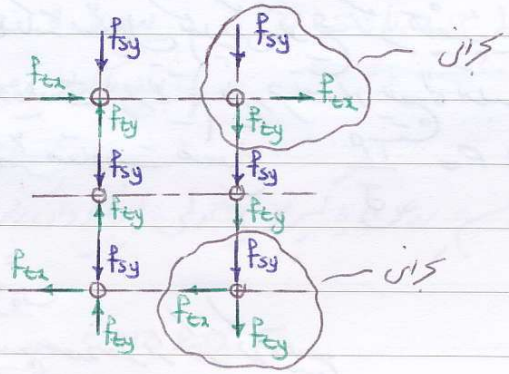


$$\begin{cases} F_{sx} = \dfrac{P_x}{n} & F_{sy} = \dfrac{P_y}{n} \quad \text{S: Shear} \\ F_{tx} = \dfrac{My}{\Sigma(x^2+y^2)} & F_{ty} = \dfrac{Mx}{\Sigma(x^2+y^2)} \quad \text{t: Torsion} \end{cases}$$

نیروی کل هر پیچ (برآیند) $F = \sqrt{(F_{sx} \pm F_{tx})^2 + (F_{sy} \pm F_{ty})^2}$

مثال: نشان دهید اتصال نشان داده شده هم برای حالت لنگایی و هم برای حالت اصطکاکی مورد قبول می باشد.





$e = 7.5 + 5 = 12.5$ cm $T = 10 \times 12.5 = 125$ ton.cm

$\Sigma x^2 + \Sigma y^2 = 6 \times 5^2 + 4 \times 7.5^2 = 375$ cm² (x=-5 یا x=5 است برای پیچ)

$F_{tx} = \dfrac{Ty}{\Sigma(x^2+y^2)} = \dfrac{125 \times 7.5}{375} = 2.5$ ton $F_{ty} = \dfrac{Tx}{\Sigma(x^2+y^2)} = \dfrac{125 \times 5}{375} = 1.67$ ton

$F_{sy} = \dfrac{10}{6} = 1.67$

نیروی برآیند پیچ (حالت جان) $F = \sqrt{2.5^2 + (1.67+1.67)^2} = 4.17$ ton $\rightarrow f = \dfrac{4.17 \times 10^3}{3.14 \times \frac{2.2^2}{4}} = 1097$ kg/cm²

$F_v = 0.28 \times 8000 = 2240$ kg/cm² اتکایی

$F_v = 0.15 \times 8000 = 1200$ kg/cm² اصطکاکی > 1097 ✓

پیچ‌های پرچ‌های تحت کشش :

الف) پیچ‌های غیر پیش تنیده : در صورتیکه پیچ‌های غیر پیش تنیده تحت کشش قرار گیرند مقدار تنش کشش مجاز آنها مطابق جدول زیر خواهد بود. تنش‌های فوق بر مبنای سطح مقطع اسمی پیچ قرار دارند.

(جدول مقابل تنش کششی مجاز انواع پیچ و پرچ می‌باشد)

نوع وسیله اتصال	تنش کششی مجاز
پرچ	$0.75 F_y$
پیچ معمولی	$0.33 F_u$
پیچ پرمقاومت	$0.38 F_u$

ب) پیچ‌های پیش تنیده : وقتی که پیچ پیش تنیده می‌شود کمان کشش اولیه T_i بوجود می‌آید. کشش اولیه در پیچ باعث نیروی فشاری C_i در صفحات تحت تماس می‌شود. حال اگر در همین پیچ نیروی کششی به اندازه P اعمال گردد، بر کشش پیچ اضافه می‌گردد و از فشار تماسی C_i کاسته می‌شود. لیکن نتایج مطالعات نظری نشان می‌دهد تا مادامی که فشار C_i صفر نشده است افزایش کشش در پیچ قابل توجه نیست. اما اگر $C_i = 0$ شود در اینصورت تمام کشش خارجی به T_i افزوده می‌شود. روابط نظری برای کشش نهایی پیچ و فشار نهایی C_f به شرح زیر می‌باشد.

$$T_f = T_i + \frac{P}{1 + \frac{A_p}{A_b}}$$

$$C_f = C_i - P\frac{A_p/A_b}{1 + \frac{A_p}{A_b}}$$

A_b : سطح مقطع کل پیچ

T_i : کشش اولیه (پیش تنیدگی) (initial)

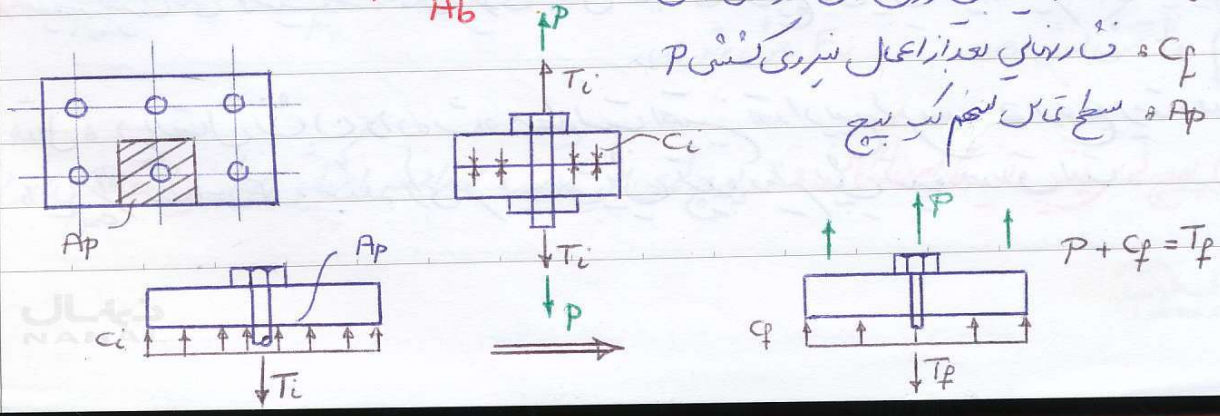
T_f : کشش در پیچ پس از اعمال نیروی کششی P (final)

P : نیروی کشش خارجی

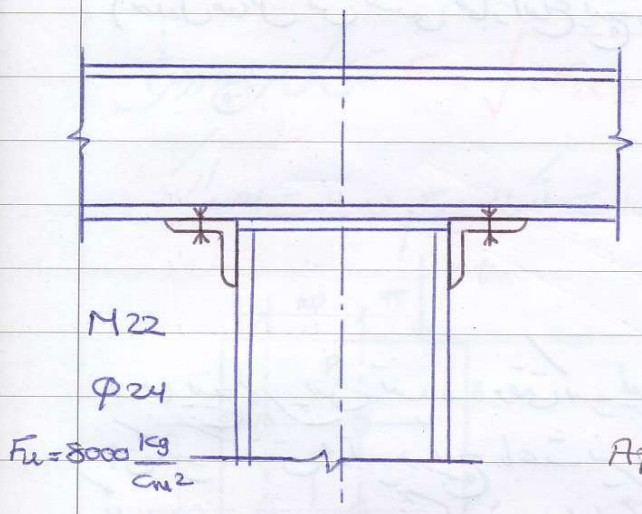
C_i : فشار اولیه بین ورق‌های در حال تماس

C_f : فشار نهایی بعد از اعمال نیروی کششی P

A_p : سطح تماس اسمی کل پیچ



مثال: اتصال زیر داده شده پیش تنیده می باشد که ماتش اولیه $0.55 F_u$ پیش تنیده شده است. فاصله بندی پیچ ها در طول و عرض 7.5 cm است. بنابراین سطح تماس تحت هر پیچ $7.5 \times 7.5 = 56.25 cm^2$ خواهد شد. حال بر این اتصال کشش خارجی اعمال می گردد بطوریکه هر پیچ ماتش Max تحت کشش قرار گیرد. در این حالت نیروی کشش پیچ چقدر خواهد بود. (پیچ ها M22 و 8.8 هستند)



$A_b = 3.8 cm^2$

$T_i = 0.55 \times 8000 \times 3.8 \times 10^{-3} = 16.72 ton$

$C_i = T_i = 16.72 ton$

$P = 0.38 F_u A_b = 0.38 \times 8000 \times 3.8 \times 10^{-3}$

$= 11.55 ton$

$A_p = 7.5 \times 7.5 = 56.25 cm^2$

$$\frac{A_p}{A_b} = \frac{56.25}{3.8} = 14.8$$

$$T_f = T_i + \frac{P}{1 + A_p/A_b} = 16.72 + \frac{11.55}{1+14.8} = 17.45 ton$$

$$C_f = C_i - P \frac{A_p/A_b}{1 + A_p/A_b} = 5.95 ton$$

ملاحظه می شود که در پیچ های پیش تنیده اعمال حداکثر نیروی کشش خارجی تغییر قابل توجهی در کشش پیچ بوجود نمی آورد. اگر نیروی تماس صفر شود، در آنصورت تمام کشش خارجی بر پیچ وارد شده و پیچ گسیخته خواهد شد.

* نتیجه گیری کلی اینست که اعمال نیروی کشش خارجی بر پیچ های پیش تنیده نیز اشکال ندارد.

مثال: در اتصال زیر داده شده مطلوبست تعیین تعداد پیچ های 20mm از نوع پرمقاومت با $F_u = 8000 \frac{kg}{cm^2}$. مسئله برای هر دو حالت پیش تنیده و غیر پیش تنیده صادق است.

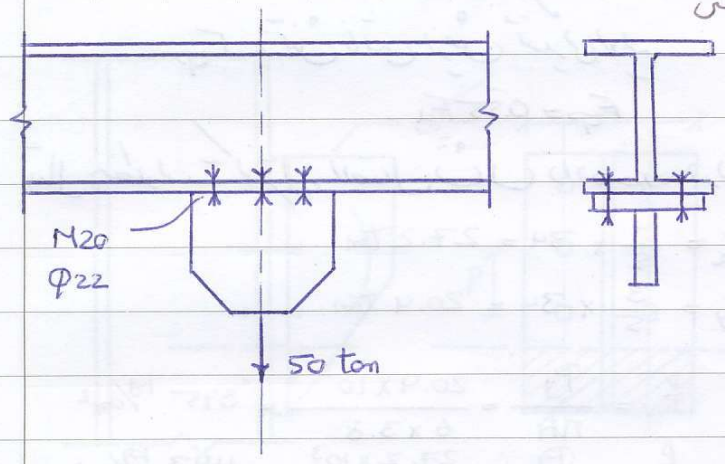
تنش مجاز کشش

$F_t = 0.38 \times 8000 = 3040 \ kg/cm^2$

$R_t = F_t A_b = 3040 \times 3.14 \times 10^{-3}$

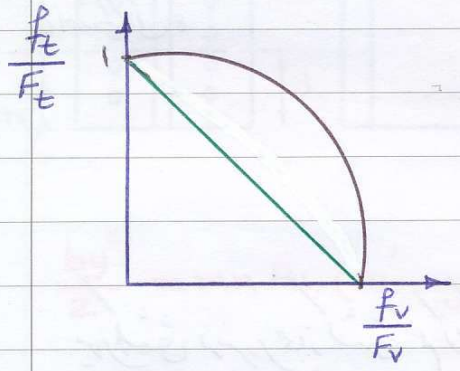
$= 9.55$

$n = \frac{T}{R_t} = \frac{50}{9.55} = 5.24 \rightarrow n = 6$



ترکیب برش و کشش

تنش برشی و تنش کششی در واقع از مختلف ترکیب سطح اعمال می‌شوند (تنش کششی عمود سطح و برشی موازی سطح هستند) بنابراین جمع جبری آن‌ها امکان‌پذیر نیست. در این حین ضوابطی برای تعیین نیروی مقاومی ای که از ترکیبی از تنش‌های (حق) مثل فوق مستقر استفاده می‌نماییم. به جای روابط (حق) فوق مستقر آیین نامه‌ها از روابط اندرکنش ساده‌تری استفاده می‌کنند که نسبت‌های بعضی فوق نیز محفوظ است بصورت خطی یا نیم دایره‌ای باشد.



۱) پیچ‌های اتکایی: رابطه اندرکنش برش و کشش در این پیچ‌ها بصورت زیر است.

f_v تنش برشی موجود — F_t تنش کششی مجاز

f_t تنش کششی موجود — F_v تنش برشی مجاز

$$\left(\frac{f_v}{F_v}\right)^2 + \left(\frac{f_t}{F_t}\right)^2 \leq 1$$

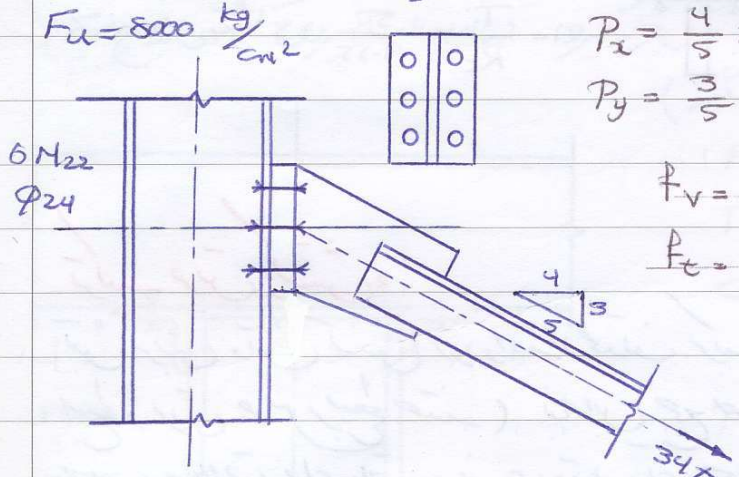
۲) پیچ‌های پیش‌کشیده اصطکاکی: در پیچ‌های پیش‌کشیده از رابطه اندرکنش خطی زیر استفاده می‌شود.

$$\frac{f_v}{F_v} + \frac{f_t}{F_{tp}} \leq 1$$

F_{tp} : تنش ناشی از پیش کشیدگی اولیه

$$F_{tp} = 0.55 F_u$$

مثال: مطلوبست کنترل اتصال شکل داده شده در دو حالت انبساطی و اصطکاکی.



$$P_x = \frac{4}{5} \times 34 = 27.2\ ton$$

$$P_y = \frac{3}{5} \times 34 = 20.4\ ton$$

$$f_v = \frac{P_y}{nA} = \frac{20.4 \times 10^3}{6 \times 3.8} = 895\ kg/cm^2$$

$$f_t = \frac{P_x}{nA} = \frac{27.2 \times 10^3}{6 \times 3.8} = 1193\ kg/cm^2$$

۱) انبساطی:

$$F_v = 0.28 \times 8000 = 2240$$

$$F_t = 0.38 \times 8000 = 3040$$

$$\left(\frac{895}{2240}\right)^2 + \left(\frac{1193}{3040}\right)^2 = 0.16 + 0.16 = 0.32 < 1$$

۲) اصطکاکی:

$$F_v = 0.15 \times 8000 = 1200$$

$$F_{tp} = 0.55 \times 8000 = 4400$$

$$\frac{895}{1200} + \frac{1193}{4400} = 0.75 + 0.27 = 1.02$$

$$f_t = 1193 < 0.38 \times 8000 = 3040$$

بنابراین کشش از نیروی مجاز کششی هم کوچکتر است.

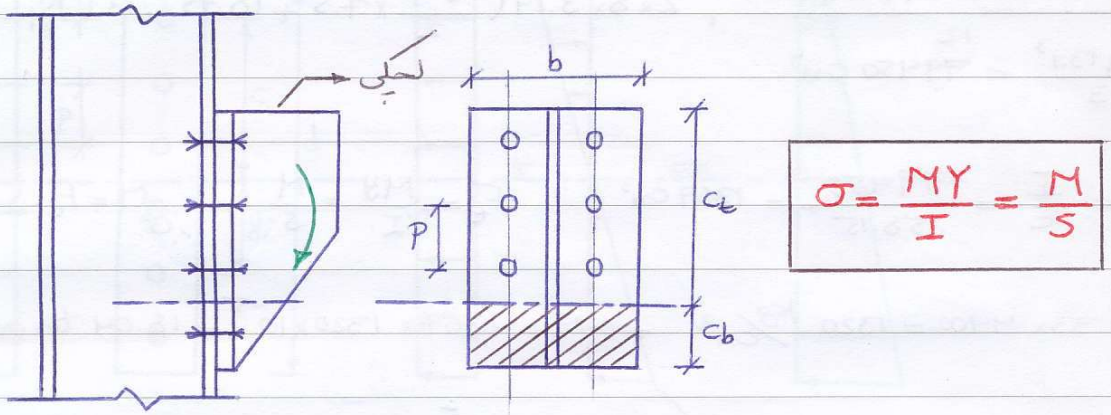
تأثیر لنگر خمشی بر گروه پیچ:

گروه پیچ همیشه تحت تأثیر لنگر خمشی قرار دارد. این موضوع باید در دو حالت پیچ با بدون پیش تنیدگی و پیچ با پیش تنیدگی مورد توجه قرار گیرد.

الف) پیچ بدون پیش تنیدگی: وقتی که گروه پیچ بدون پیش تنیدگی تحت خمش قرار گیرد، در سمت کشش ناخنی یا پیچ به صورت کششی عمل می کند. در این صورت فشاری نا خنثی ورق یا ی اتصال در حال تماس می باشند. بنابراین مقطع موثر همان مقطع سایه خورده در شکل خواهد بود.

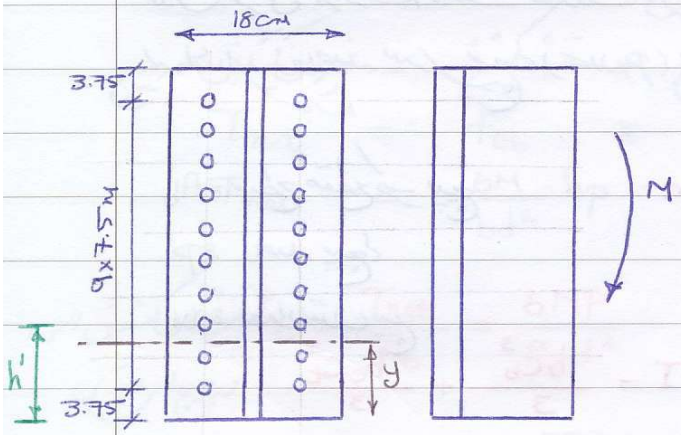
تمرین: 4-7 / 4-9 / 4-10 / 4-14 / 4-16 / 4-18 / 4-20 / 4-21

* دقت شود که در ناصه کششی فقط اثر پرچ یا پیچ در نظر گرفته می شود و با مقداری تقریب، در ناصیه فشاری از اثر سوراخ پرچ صرفنظر می گردد.



$$\sigma = \frac{MY}{I} = \frac{M}{S}$$

مثال: مطلوبست محاسبهٔ ظرفیت خمشی مجاز اتصال نشان داده شده در شکل. پیچ ها به قطر 20 mm از نوع معمولی با $F_u = 4000\ kg/cm^2$ می باشد.



۱) تعیین محل تارضفی:

تجربه نشان داده است ارتفاع تارضفی چیزی در حدود 1/6 تا 1/7 ارتفاع کل است. بالین راحتی لوبسه آزمول وخط ارتفاع تارضفی باید بدست آید. به عنوان فرض اول تارضفی را بین پیچ های دوم و سوم در نظر گرفته و آن را y قرار می دهیم. با مساوی قرار دادن لنگر استاتیک تار کششی و فشاری نسبت به تارضفی مقدار آن قابل محاسبه است.

$$\frac{by^2}{2} = mnA_b\left(h' - y + P\,\frac{n-1}{2}\right) \qquad A_b = \frac{\pi}{4}(2)^2 = \pi$$

$m = 2$: تعداد ستون های پیچ

$h' = 18.75$: فاصله بین تا اولین پیچ بالای تارضفی

$n = 8$: تعداد ردیف های بالای تارضفی

$P = 7.5$: گام پیچ (فاصله مرکز به مرکز پیچ)

$$\frac{18y^2}{2} = 2\times 8\times 3.14\left(18.75 - y + 7.5\times\frac{8-1}{2}\right) \rightarrow y = 13.1\ cm$$

اگر y بین پیچ دوم و سوم نشود دوباره باید y را فرض کرد و محاسبات را تکرار نمود.

$$I = \frac{mnA_bP^2(n^2-1)}{12} + mnA_b\left(\frac{n-1}{2}P + h' - y\right)^2 + \frac{by^3}{3}$$

$$I = \frac{2\times 8\times 3.14\times 7.5^2(8^2-1)}{12} + 2\times 8\times 3.14\left(\frac{8-1}{2}\times 7.5 + 18.75 - 13.1\right)^2 + \frac{18\times 13.1^3}{3} = 79450\ cm^4$$

حول محور خنثی

$$S = \frac{I}{c} = \frac{79450}{58.15} = 1367\ cm^3 \qquad F_t = \frac{MY}{I} = \frac{M}{S} \rightarrow M = F_t \cdot S$$

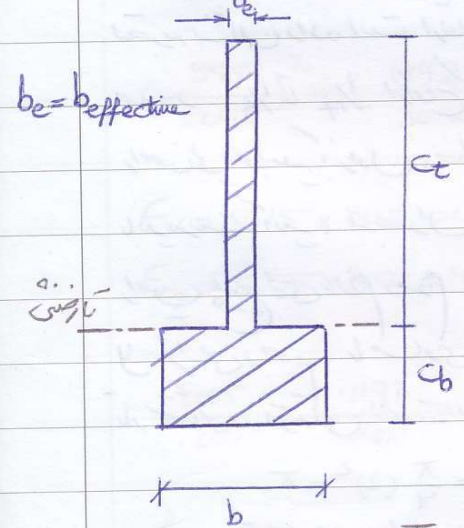
مدول مقطع بیچ

$$F_t = 0.33\times 4400 = 1320\ kg/cm^2 \rightarrow M = 1367\times 1320\times 10^{-5} = 18.04\ ton.m$$

مقاومت کششی بتن

روش ساده شده برای تعیین مشخصات هندسی گروه بیچ ها

روابط ارائه شده برای مشخصات هندسی مقطع جمع بوده و کاربرد آن دقت کمتری دارد. برای این منظور روش تقریبی ارائه شده است که دقت این روش تقریبی در صورتیکه تعداد ردیف های بیچ بتن نه 4 کابل و فاصله بندی بیچ ها (بعد p) منظم باشد، خوب بوده و نتایج دقیق حاصل می شود.



$$b_e = \frac{A_b}{P}\,m$$

A_b: سطح مقطع یک بیچ

P: فاصله بیچ ها

m: تعداد رشته بیچ

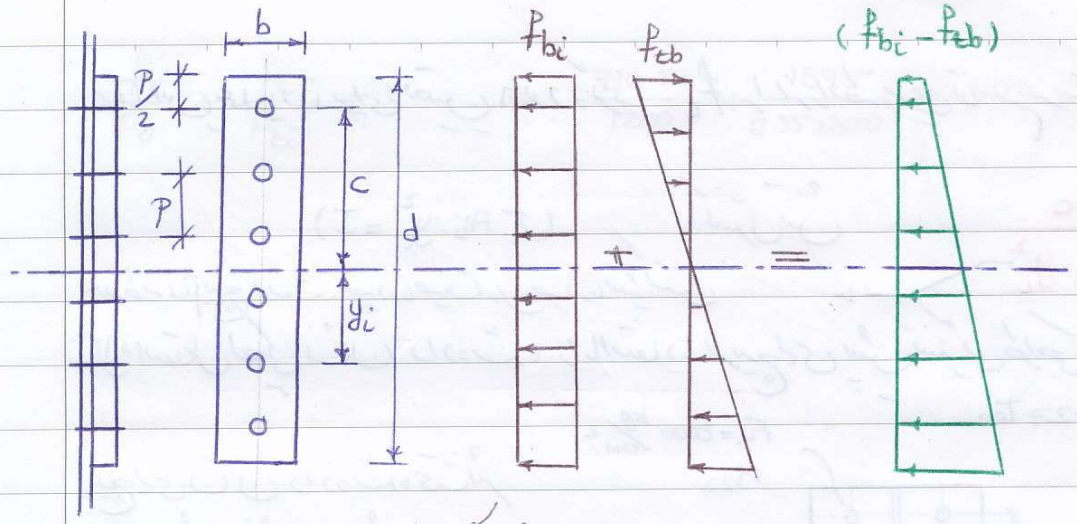
$$\frac{C_b}{C_t} = \sqrt{\frac{b_e}{b}} \qquad I = \frac{bC_b^3}{3} + \frac{b_e C_t^3}{3}$$

$$b_e = \frac{3.14}{7.5}\times 2 = 0.837\ cm$$

$$\frac{C_b}{C_t} = \left(\frac{0.837}{18}\right)^{1/2} = 0.216 \qquad C_b = 13.3\ cm \qquad C_t = 61.7\ cm$$

$$I = \frac{18\times 13.3^3}{3} + \frac{0.837\times 61.7^3}{3} = 79649\ cm^4$$

ب) بیچ ها با بتن تندگی: در صورتیکه در بیچ ها بتن تندگی اولیه وجود داشته باشد، تنش فشاری بتن صفحات در حال تماس بوجود می آید. با تأثیر نیروی خمشی ماکزیمم قسمت تحت کشش و در قسمت دیگر تنش فشاری خواهیم داشت. تنش کششی با تنش فشاری موجود ترکیب شده و در نهایت فشار کم، و در قسمت دیگر تنش فشاری بزرگ تقویت شده و در نهایت فشار زیاد خواهیم داشت. به همین دلیل مقطع ترک دار است و مقطع بصورت همگن تنش را تحمل می نماید. مقطع بصورت همگن عمل کرده و تا خنثی در وسط ارتفاع خواهد بود.



مجموع نیروی برشی تنش‌های عمود بر پیچ‌ها

$$f_{bi} = \frac{\Sigma T_i}{bd}$$

تنش ناشی از خمش $f_{tb} = \frac{M}{S} = \frac{6M}{bd^2}$ $\left(f_{tb} = \frac{Md/2}{\frac{bd^3}{12}}\right)$

f_{tb} تنش کششی ناحیه‌ی انتهایی فوقانی ناشی از خمش

نیروی کششی هر پیچ = تنش کششی × مساحت هر پیچ

$$T_{net} = f_{tb} \times bxp$$

$$T_{net} = \frac{6M}{bd^2} bp \longrightarrow T_{net} = \frac{6Mp}{d^2}$$

T_{net} نیروی کششی خالص در روی هر پیچ می‌باشد

تنش کششی اعمالی در پیچ‌های فوقانی $f_t = \frac{T_{net}}{A_b} = \frac{6MP}{A_b d^2}$

تنش کششی باید برای فاصله $P/2$ اصلاح گردد.

f_t اصلاح شده $f_t = f_t\left(\frac{d-P}{d}\right) = \frac{6MP}{A_b d^2}\left(\frac{d-P}{d}\right)$

n تعداد ردیف‌های پیچ

$$d = np \Rightarrow f_t = \frac{6Mp}{An^2p^2}\left(\frac{np-P}{np}\right) = \frac{12M}{An^3p^2}\left(\frac{P(n-1)}{2}\right)$$

$$f_t = \frac{12M}{mAn^3p^2}\left(\frac{P(n-1)}{2}\right) \leqslant 0.38\,F_u$$

اگر رابطه فوق را طرفین وسطین کنیم رابطه‌ی بسیار مفیدی برای تعیین n تعداد ردیف‌های پیچ بدست می‌آید.

$$n = \sqrt{\frac{6M}{mRP}}$$

$R = 0.38\,F_u A_b$ رابطه‌ی اخیر

نیروی کششی مجاز پیچ پرمقاومت

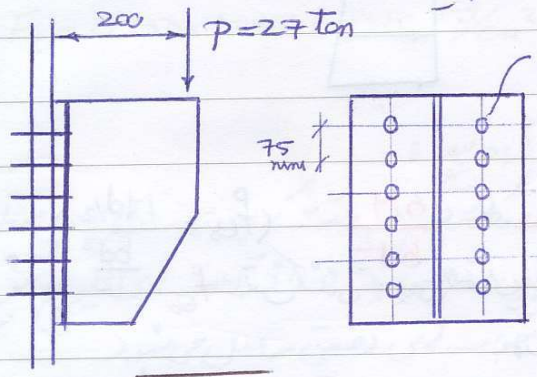
تمام این عملیات برای تعیین n بود و گرنه f_t را از رابطه زیر می‌توان به دست آورد

$$f_t = \frac{Mc}{\sum A_b \cdot y_i^2}$$

کنترل تنش $(\sum A_b \cdot y_i^2 = I)$

مربوط به تمام پیچ‌هاست. چه در ناحیه فشاری و چه در ناحیه کششی

مثال: المثل اصلی نشان داده شده را با استفاده از پیچ‌های پیش تنیدگی طراحی کنید.



$F_u = 8000 \ kg/cm^2$

M_{22}

پیچ‌های نشان داده شده تحت اثر توأم برش و خمش می‌باشند. برای تعیین تعداد پیچ‌ها ابتدا فرض می‌کنیم فقط تحت اثر خمش هستند.

$m=2 \qquad p=7.5$

$$n = \sqrt{\frac{6M}{mRp}} \qquad F_t = 0.38 \times 8000 = 3040 \ kg/cm^2 \qquad A_b = 3.8 \ cm^2$$

$$R = 38 \times 3040 \times 10^{-4} = 11.55 \ ton \qquad M = 27 \times 0.2 = 5.4 \ ton.m$$

$$n = \sqrt{\frac{6 \times 5.4 \times 10^5}{2 \times 11550 \times 7.5}} = 4.32$$ ردیف

تعداد ردیف پیچ برای برش:

$$F_v = 0.15 \times 8000 = 1200 \ kg/cm^2$$

$$R_{ss} = 3.8 \times 1200 = 4560 \ kg$$

$$n = \frac{27000}{2 \times 4560} = 2.96$$ ردیف

اثر دو n را به صورت مقابل در نظر می‌گیریم:

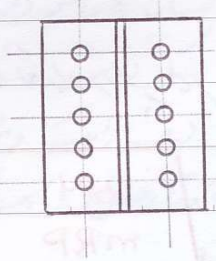
$$n = \sqrt{4.32^2 + 2.96^2} = 5$$ ردیف

کنترل:

$$f_t = \frac{Mc}{\sum A y^2} \qquad \sum A y^2 = 4 \times 3.8 (7.5^2 + 15^2) = 4275 \ cm^4$$

$$f_t = \frac{5.4 \times 10^5 \times 15}{4275} = 1895 < 3040 \ kg/cm^4$$

$$f_v = \frac{P}{\sum A} = \frac{27000}{3.8 \times 10} = 710.53 < 1200 \ kg/cm^4$$



$$\frac{f_v}{F_v} + \frac{f_t}{F_{ti}} \leq 1 \longrightarrow \frac{710.53}{1200} + \frac{1895}{0.55 \times 8000} = 1.02 \simeq 1$$

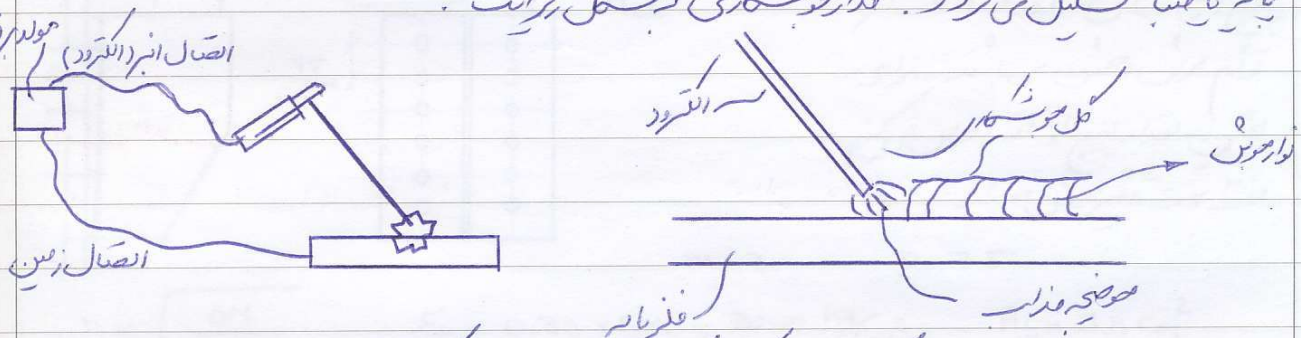
* به توصیه استاد، کارگاه جوش حتماً گرفته شود.

حمید کاظم

فصل پنجم:

"جوش"

جوشکاری فرایندیست که در آن دو فلز به کمک حرارت، فشار و یا ترکیبی از آن ها یا یکدیگر اتصال پیدا کرده و یکپارچه می شوند. فرایندهای مختلف برای جوشکاری وجود دارد. در صنعت ساختمان تقریباً به طور انحصاری فقط از روش جوش قوس الکتریکی (electrical arc welding) استفاده می شود. در این روش منبع تولید کننده حرارت قوس الکتریکی است که بین نوک الکترود و فلز پایه یا صفحه تشکیل می گردد. مدار جوشکاری به شکل زیر است.



جریان کار بدین ترتیب است که وقتی نوک الکترود و فلز صفحه تردیک می شود (فاصله ای حدود 1 تا 2 برابر قطر الکترود) هوای موجود بین نوک الکترود و فلز صفحه شدیداً یونیزه می شود، بطوریکه قابلیت انتقال الکتریسیته را می یابد ولی با مقاومت زیاد. با عبور الکتریسیته این ناحیه به شدت گرم می شود، دمای حدود 3000 درجه می یابد، بطوریکه قدرت ذوب الکترود و فلز صفحه را دارا است. با حرکت الکترود در بست جلو، نوار جوش در لحظه قدرت شکل می گیرد. مصالح نوار جوش عمدتاً از فلز پایه ذوب شده و قسمتی از الکترود ذوب شده می باشد. الکترود دارای پوشش است. این پوشش همراه الکترود ذوب می شود ولی داخل نوار جوش نمی شود، بلکه بصورت گل لایه روی نوار جوش رسوب می کند. به آن گل جوشکاری گویند که خاصیت مقاومتی ندارد ولی در اجرای شکل نهایی نوار جوش بسیار موثر است.

روش های جوش قوس الکتریکی:

برای اجرای جوش قوس الکتریکی (برقی) می توان از روش های دستی یا اتوماتیک (خودکار) استفاده نمود. در روش دستی الکترود دارای طول محدودی است (بین 30 سانتی متر تا 50 سانتی متر). جوشکار آن را داخل انبر قرار داده و با کنترل دست جوشکاری را انجام می دهد. نواری به طول حداکثر 15 سانتی متر تا 20 سانتی متر با این روش جوشکار الکترود را عوض کرده جوشکاری را ادامه می دهد.

جوشکاری اتوماتیک (خودکار) :

در این روش الکترود حمدانست و دور قرقره‌ای پیچیده شده است توسط دستگاهی به نوک آن تغذیه می‌شود. سرعت آن قابل کنترل است. حرکت آن توسط جوشکار یا یک ربات نیمه خودکار انجام می‌شود. در جوش اتوماتیک الکترود لخت است و روی فلز (روکش) ندارد. برحسب نوع محافظت از ناحیه جوش انواع روش‌های اتوماتیک به شرح زیر است:

۱) جوشکاری زیر پودری
۲) جوشکاری تحت محافظت گاز
۳) الکترود توپودری

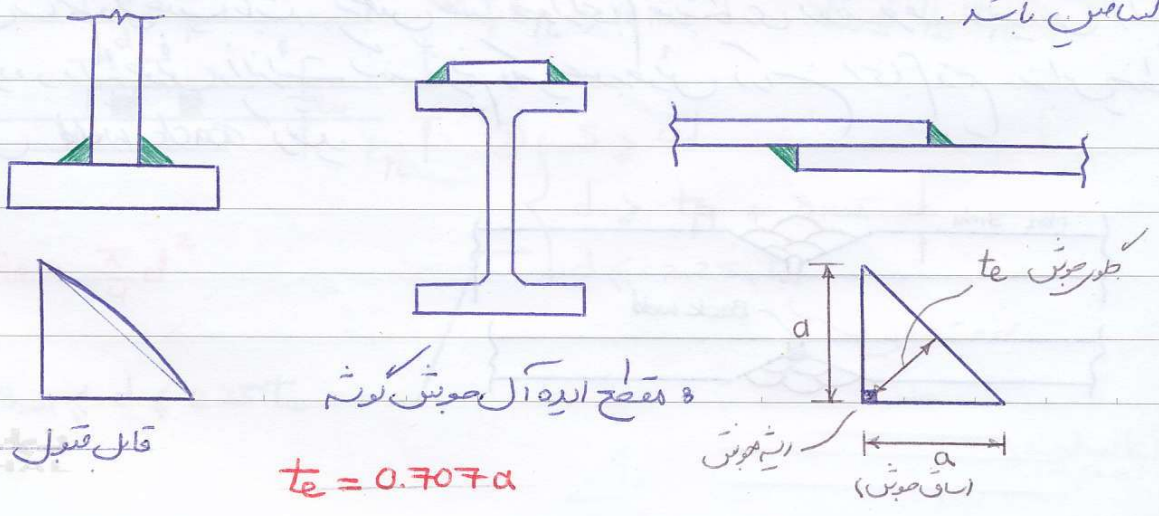
انواع جوش:

انواع جوش مورد استفاده در صنعت ساختمان شامل موارد زیر است:

۱) جوش گوشه
۲) جوش شیاری با نفوذ کامل
۳) جوش شیاری با نفوذ ناقص
۴) جوش انگشتانه
۵) جوش کام

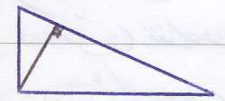
۱) جوش گوشه (Fillet Weld):

جوش گوشه نواری است که در زنج اتصال دو قطعه اجرا می‌شود. مقطع آن در حالت ایده‌آل مثلث قائم‌الزاویه است. سطح جوش نیز مثلث است. باید کاملاً صاف یا قدری محدب باشد. تقعر در هیچ عنوان مجاز نیست. تحدب تا حداکثر 3mm مجاز است. این مثلث قائم‌الزاویه ترجیحاً باید متساوی الساقین باشد.



$t_e = 0.707a$

* گلوگاه یا طول موثر جوش ضعیف ترین نقطه جوش گوشه است و گسیختگی جوش از این محل رخ می دهد. هم چنین به آن مقطع تحت اثر جوش نیز گویند. برای تعیین آن از ریشه جوش بر سطح جوش عمود رسم می کنیم. (اگر جوش قائم الزاویه بود باید حتماً عمود شود)

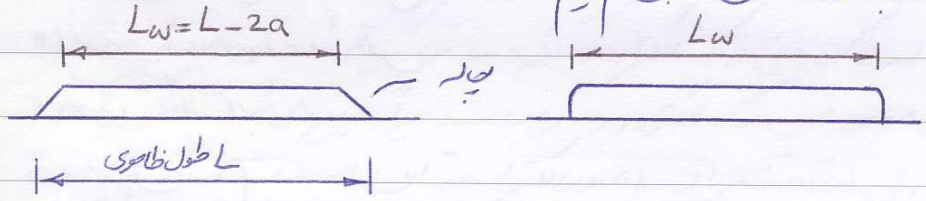


سطح مقطع موثر جوش: سطح مقطع موثر جوش مساوی است با حاصلضرب طول جوش در گلوی موثر جوش.

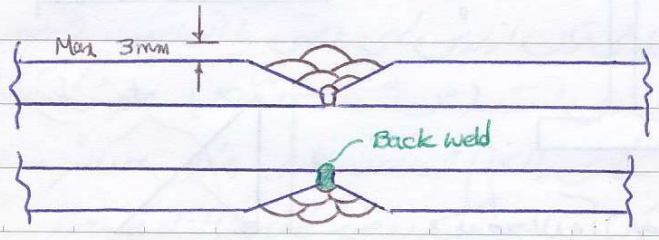
$$A_e = L_w \times t_e = L_w \times (0.707a)$$

L_w: طول جوش

L_w طول جوش می باشد و طول نواری از جوش است که در آن ساق جوش یا بهتر بگویم مقطع جوش ثابت است. در شروع جوشکاری یا انتهای جوشکاری، مقطع جوش با ساق کامل به انجام نمی شود و اصطلاحاً در این دو نقطه چاله خواهیم داشت. اگر بخواهیم در این نواحی نیز طول جوش استفاده کنیم باید دستور العمل خاص برای پر کردن چاله جوش را رعایت کنیم. در غیر اینصورت باید از طول ظاهری جوش در هر طرف به اندازه ساق جوش کم کنیم.



۲) جوش شیاری (groove weld): جوشی است که بین دو لبه ورق انجام می شود. از این رو به آن جوش لب نیز می گویند. برای انجام این عمل لازم است لبه های ورق آماده سازی شده و پخ بخورد. هدف از آن، این است که مقاومت جوش و ورق یکسان باشد. بنابراین جوش باید در کل ضخامت ورق سالم و بی عیب باشد. به همین علت بعد از انجام جوشکاری تا یک طرف باید ورق را تراشیده و ریشه جوش را از پشت سنگ زنی و یک عبور جوش در آن انجام دهیم. به این خط جوش Back weld گویند.

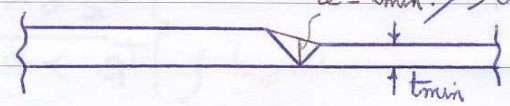


مساحت موثر جوش شیاری:

مساحت موثر جوش شیاری مساوی است با طول جوش ضرب در کلوی موثر جوش. کلوی موثر جوش برابر است با ضخامت ورق نازکتر.

$t_e = t_{min}$

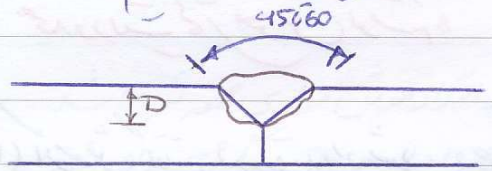
$A_e = L_w \times t_e$



۳) جوش شیاری (groove weld):

جوش شیاری بر دو نوع است: ۱) با نفوذ کامل (Complete Penetration) ۲) با نفوذ ناقص (Partial Penetration)

این جوش نیز در شیاری بین دو لبه ورق داده می‌شود. تنها اختلاف آن با جوش گوشه در ارتفاع شیار است به طوری که عمق شیار به طور عمدی کمتر از ضخامت ورق است. ضخامت موثر کلوگاه جوش برابر است با عمق شیار منهای 3mm. کاهش 3 میلی‌متر به علت آن است که از نفوذ کامل جوش در ریشه اطمینانی نداریم.



$t_e = D - 3_{mm}$

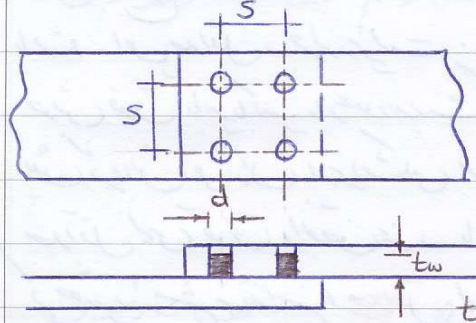
* اگر برای انجام جوش شیاری با نفوذ ناقص از جوش اتوماتیک زیر پودری استفاده کنیم و یا زاویه پخی بیش از 60° باشد، می‌توان از کاهش 3mm صرف نظر کرد. در این حالت نیز سطح مقطع غیر فعال مقبول است و تمکن تا حداکثر 3mm فعال پذیرفتنی است.

$\begin{cases} \alpha \geq 60^\circ \rightarrow t_e = D \\ 45 \leq \alpha < 60 \rightarrow t_e = D - 3_{mm} \end{cases}$

۴) جوش انگشتانه (Plug Weld):

جوشی است که درون یک سوراخ داده می‌شود، داخل آن را کاملا پر می‌کند. بیشتر برای لبه‌های همپوشانی کاربرد دارد. مساحت موثر جوش برابر است با مساحت سوراخ.

$A_e = \frac{\pi d^2}{4}$



① $\begin{cases} t_{PL} \leq 16mm \rightarrow t_w = t_{PL} \\ t_{PL} > 16mm \rightarrow t_w = \frac{1}{2} t_{PL} \geq 16mm \end{cases}$

② $\begin{cases} S \geq 4d \\ d \geq t_{PL} + 8mm \\ d \leq 2.25 \times t_w \end{cases}$ ← ضخامت جزء

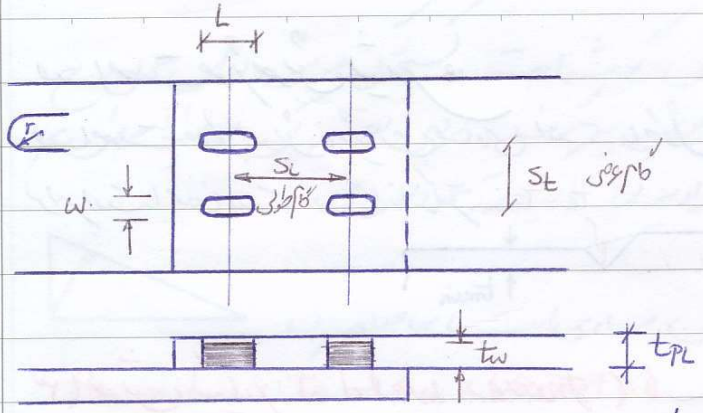
$A_e = \frac{\pi}{4} d^2$

③ $t_{PL} + 8_{mm} \leq d \leq 2.25 t_w$

۵) جوش شکاف (Slot Weld)

$A_e = L \cdot W$

$\begin{cases} t_{PL} \le 16mm \rightarrow t_w = t_{PL} \\ t_{PL} > 16mm \rightarrow t_w = \frac{1}{2} t_{PL} \ge 16mm \end{cases}$



$\begin{cases} L \le 10 t_w \\ W \ge t_{PL} + 8mm \le 2.25 t_w \end{cases}$

فاصله عرضی: $S_t \ge 4W$

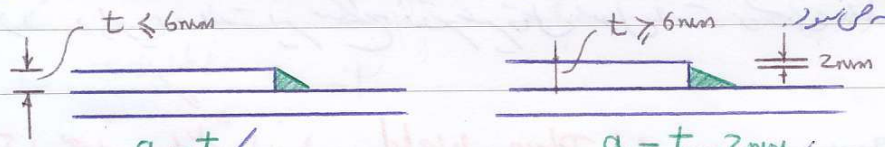
فاصله طولی: $S_L \ge 2L$

$r \ge t_{PL}$

$t_{PL} + 8mm \le W \le 2.25 t_w$

محدودیت های جوش گوشه

۱) اگر جوش گوشه لبه ورق را دور بزند، در صورتیکه ضخامت ورق کمتر از 6mm باشد اندازه ساق می تواند مساوی ضخامت ورق گردد. اگر ضخامت ورق بیش از 6mm باشد اندازه ساق مساوی ضخامت ورق منهای 2mm در نظر گرفته می شود.



۲) حداقل اندازه جوش گوشه: برای آنکه جوش گوشه قسمای کافی به ورق برسد، بطوریکه سرعت سرد شدن سریع جوش زیاد تر از شکلی نشود، باید ساق جوش بر حسب ضخامت ورق دارای حداقل باشد. این حداقل به قرار زیر است:

جوش فوق باید با یک پاس عبور برسد آید. با استفاده از یک پیش گرمایش می توان از تردشکلی جوش جلوگیری کرد و حداقل بعدی فوق را نقض نمود. با استفاده از الکترودهای کم هیدروژن می توان از حداقل بعدی فوق کاست.

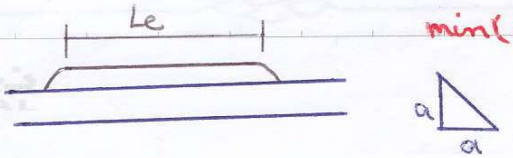
a_{min}

ضخامت ورق نازکتر	حداقل اندازه ساق (a) (mm)
تا 6 میلیمتر	3
12 تا 6	5
20 تا 12	6
>20	8

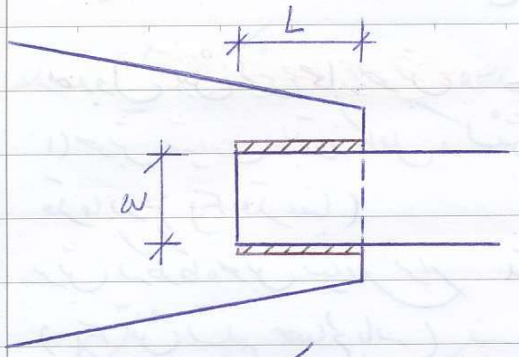
۳) حداقل طول موثر جوش گوشه: حداقل طول موثر جوش گوشه 4 برابر اندازه ساق است. اگر طول جوش کمتر از این مقدار باشد، می توان بصورت محکوس عمل کرد و اندازه ساق موثر را 1/4 طول موثر در نظر گرفت.

$\min(L_e) \ge 4a \ge 4cm$

(حالت محکوس توصیه نمی شود)



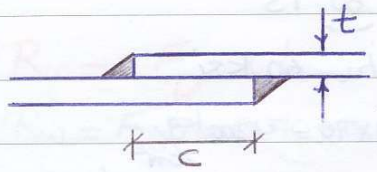
۴) درصورتی که انتهای لبه با جوش گوشه متصل شده باشد، طول جوش گوشه باید برابر از عرض لبه در نظر گرفته شود.



$$\begin{cases} L \geq W \\ W < 20\,cm \end{cases}$$

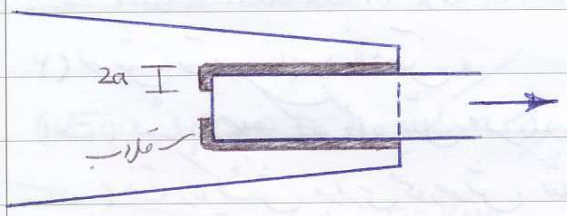
۵) حداقل طول پوشش در اتصالات روی هم ۵ برابر ضخامت ورق نازکتر می باشد.

t ضخامت ورق نازکتر



$$\begin{cases} c \geq 5t \\ c \geq 2.5\,cm \end{cases}$$

۶) قلاب ۵ عملکرد جوش گوشه در حالتی ایده آل است که امتداد جوش موازی محور نیرو باشد. در این صورت توصیه می شود انتهای جوش به اندازه 2 برابر اندازه ساق برگشت داده شود. به این کار قلاب می گویند.



حداقل اندازه جوش شیاری با نفوذ ناقص ۵

حداقل اندازه ظرفیت جوش شیاری با نفوذ ناقص درصدی از ارقام مقرر شده برای جوش گوشه است. برای مقدار دقیقتر به جدول آیین نامه مراجعه شود.

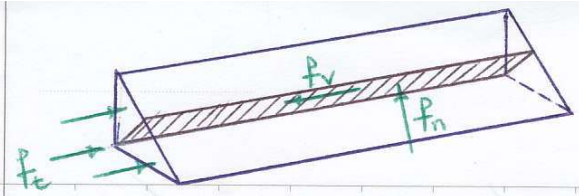
تنش مجاز جوش ۵

تنش مجاز جوش از رابطه زیر بدست می آید.

$$\text{تنش مجاز جوش} = \varphi \times \text{اعداد جدول}$$

φ ضریب کنترل کیفی جوش

- انجام جوش در کارگاه با بازرسی چشمی (VI) ۵ : $\varphi = 0.75$
- انجام جوش در کارخانه با بازرسی چشمی (VI) ۵ : $\varphi = 0.85$
- کنترل جوشکاری به کمک آزمایش های غیر مخرب RT یا UT ۵ : $\varphi = 1$

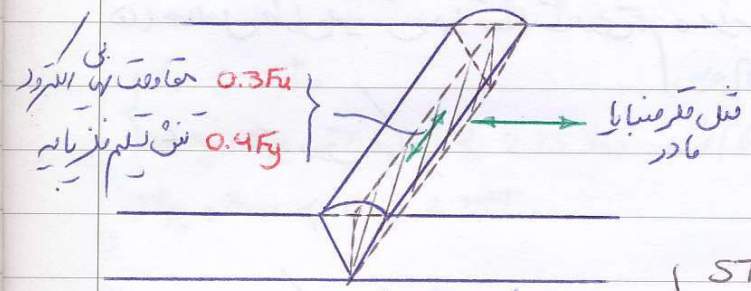


f_n : کشش و فشار عمود بر سطح موثر
f_t : کشش و فشار موازی محور جوش
f_v : برش در گلوگاه جوش (روی سطح موثر جوش)

جدول تنش‌های مجاز جوش : ← ص 86 آیین نامه (جدول واضح‌تر است)

۱) جوش شیاری با نفوذ کامل : کشش و فشار عمود بر گلوگاه یا موازات محور جوش برابر مقاومت فلز مادر (F_y فلز مبنا)

برش در گلوگاه جوش شیاری برابر $0.3F_u$ (F_u مقاومت نهایی فلز الکترود) یا $0.4F_y$ (F_y تنش تسلیم مصالح پایه) ← هرکدام کوچکتر باشد.



E 60 13

$F_u = 60\ ksi$

$\rightarrow F_u = 60 \times 70 = 4200\ kg/cm^2$

ST37 ≯ E60
ST52 ≯ E70

الکترود سازگار

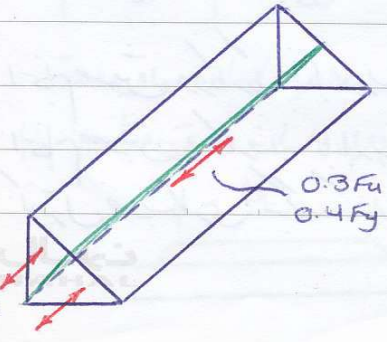
← یعنی الکترود سازگار برای فلز ST52 باید بیشتر از E70 باشد.

← قوی‌تر از فلز مادر

۲) جوش شیاری با نفوذ ناقص :
الف) فشار بر صفحه گلوگاه قبل فلز مادر
ب) فشار یا کشش موازی محور جوش قبل فلز مادر
پ) برش در سطح گلوگاه برابر $0.3F_u$ یا $0.4F_y$ (هرکدام کوچکتر)
ت) کشش عمود بر سطح موثر برابر $0.3F_u$ یا $0.6F_y$ (هرکدام کوچکتر)

۳) جوش گوشه :
جوش گوشه فقط می‌تواند روی سطح گلوگاه تنش برشی تحمل کند.
مقدار تنش برشی مجاز $0.3F_u$ یا $0.4F_y$ (هرکدام کوچکتر) می‌باشد.

* توصیه می‌شود جوش گوشه طوری طراحی گردد که گلوگاه همواره برش کار کند. اگر تنش‌های غیر از برش در گلوگاه عمل کند آن‌ها نیز برش فرض می‌شوند.



* باید $\min(0.4F_y t\ ,\ (0.3F_u\Phi)(0.707a))$ را انتخاب نماییم (برای R_w) . t ضخامت ورق نازکتر

برای فلز $R_w = (0.3 F_u \phi)(0.707a)$

۴) جوش انگشتانه و کام : این جوش‌ها فقط برای بریدن سه عضو اتصال مشترک سطح تماس در ورق طراحی می‌شوند.

تنش برشی مجاز برابر $0.3F_u$ و $0.4F_y$ می‌باشد.

ارزش جوش (R_w):

نیروی قابل تحمل مجاز برای 1cm طول جوش با ضخامت طرح t_e را ارزش جوش گویند.
(حاصلضرب تنش مجاز جوش در t_e ارزش جوش است)

$$R_w = F_{مجاز} \times t_e \quad (kg/cm)$$

برای جوش گوشه:

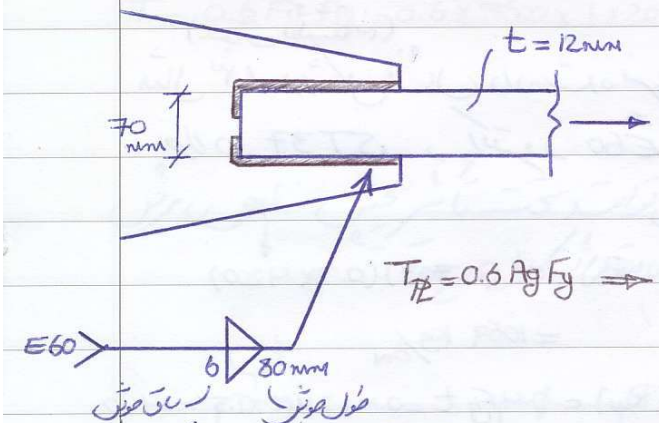
$$R_w = F_{مجاز} \times 0.707a$$

جوشکاری E60 $\rightarrow F_u = 4200\ kg/cm^2 \rightarrow F_{مجاز} = 4200 \times 0.3 = 1260\ kg/cm^2$

$\phi = 0.75 \quad F_{مجاز} = 1260 \times 0.75$

$\rightarrow R_w = 1260 \times 0.75 \times 0.707a \rightarrow R_w \cong 650a \ (kg/cm)$

مثال ۱: در شکل نشان داده شده نیروی کشش مجاز را پیدا کنید. (E60 , $\phi = 0.75$)

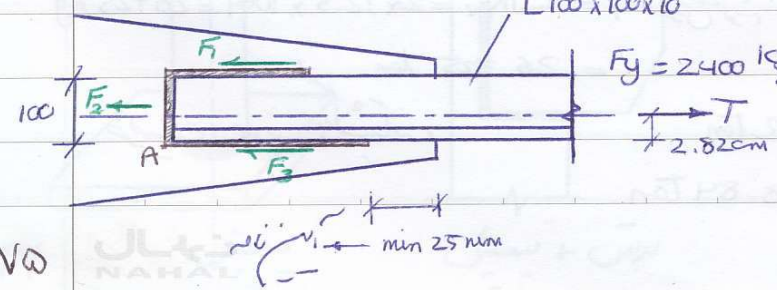


$R_w = 650a \rightarrow T_w = (R_w \cdot L_w) 2$

$T_w = 2 \times 8 \times 650 \times 0.6 = 6.24$ ton

$T_{ورق} = 0.6 A_g F_y \Rightarrow T_{ورق} = 7 \times 1.2 \times 0.6 \times 240 \times 10^{-3} = 12.1$ ton

مثال ۲ (جوش متعادل): مطلوبست طراحی جوش گوشه برای اتصال نبشی نشان داده شده (الکترود E60 و $\phi = 0.75$)



جوش باید طوری طراحی شود که محل برآیند نیروهای مقاوم F_1 و F_2 و F_3

با محل تأثیر نیروی خارجی T حرکت کرده تا کمترین حجم جوش بخش نداشته باشیم.

حداکثر اندازه ساق جوش $= 10-2 = 8\ mm$ حداقل اندازه ساق جوش $= 5\ mm$

$a = 6\ mm \qquad \varphi = 0.75 \qquad R_w = 650 \times 0.6 = 390\ kg/cm$

(نوار جوش نباید از ورق مجاورش قوی‌تر باشد. وگرنه حداکثر نیروی تحمل آن برابر نیروی تحمل ورق مجاورش خواهد شد)

$Max\ R_w = 0.4 F_y \times t = 0.4 \times 2400 \times 1 = 960\ kg/cm > 390$ o.k.

$F_2 = R_w L_w = 390 \times 10 \times 10^{-3} = 3.9\ ton$

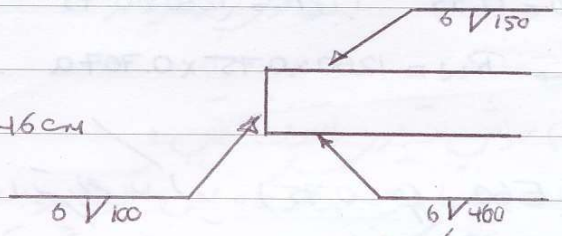
در صورتی تصمیم به اجرای جوش ته نداشته باشیم F_2 را باید صفر گرفت.

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow 10F_1 + 5F_2 - 2.82T = 0 \rightarrow F_1 = \frac{27.65(2.82) - 3.9 \times 5}{10} = 5.85\ ton$$

$$F_3 = T - F_1 - F_2 = 27.65 - 5.85 - 3.9 = 17.9\ ton$$

$$L_{w_1} = \frac{F_1}{R_w} = \frac{5.85 \times 10^3}{390} = 15\ cm$$

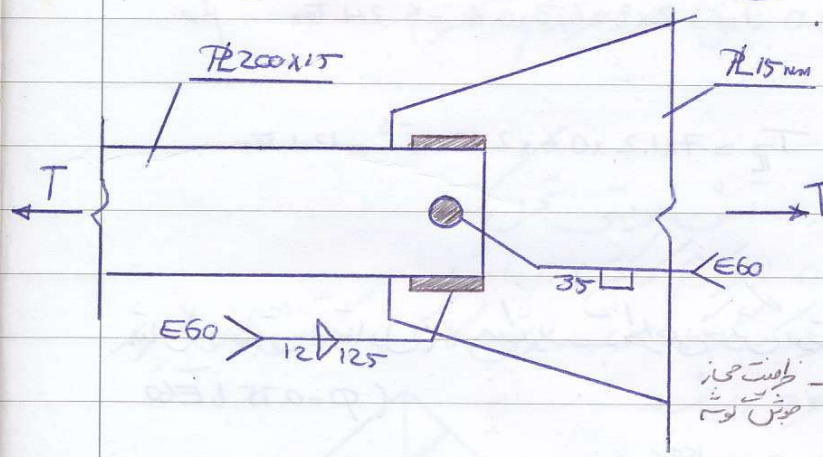
$$L_{w_3} = \frac{F_3}{R_w} = \frac{17.9 \times 10^3}{390} = 45.9\ cm = 46\ cm$$



(جوش انگشتانه)

مثال ۳) در شکل نشان داده شده نیروی مجاز T را محاسبه نمایید. (ضربات بارپذیری تک فرض شود)

فولاد ST37 و الکترود E60.



$$R_w = 1.2(0.707)(0.3 \times 4200) = 1069\ kg/cm$$

(F_u)

$$(R_w) = 0.4 F_y t = 0.4 \times 2400 \times 1.5 = 1440 > 1069 \quad o.k.$$

ظرفیت مجاز جوش لوشه $T_1 = L_w R_w = 2 \times 12.5 \times 1069 = 26725\ kg = 26.725\ ton$

$$T_2 = \frac{\pi \times 3.5^2}{4}(0.3 \times 4200)10^{-3} = 12.12\ ton$$

ظرفیت مجاز جوش انگشتانه

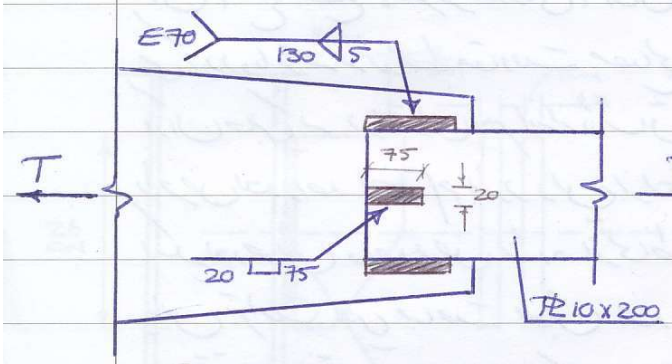
$$T = T_1 + T_2 = 26.72 + 12.12 = 38.84\ ton$$

کنترل نیروی کششی نبشی:

$$T = 0.6 F_y A_g = 0.6 \times 2400 \times 20 \times 1.5 \times 10^{-3} = 43.2 \text{ ton}$$

$$T = 38.84 \text{ ton} \Leftarrow$$ این T حاکم برای جوش است

مثال۴ (جوش کام): در شکل نشان داده شده نیروی مجاز T را محاسبه کنید.



ST52, $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 1$

ظرفیت مجاز جوش گوشه:

$$R_w = 0.5 \times 0.707 (4400 \times 0.3) = 519.6 \text{ kg/cm}$$

$$T_1 = L_w R_w = 2 \times 13 \times 519.6 \times 10^{-3} = 13.51 \text{ ton}$$

ظرفیت مجاز جوش کام:

$$T_2 = 2 \times 7.5 (4900 \times 0.3) 10^{-3} = 22.05 \text{ ton}$$

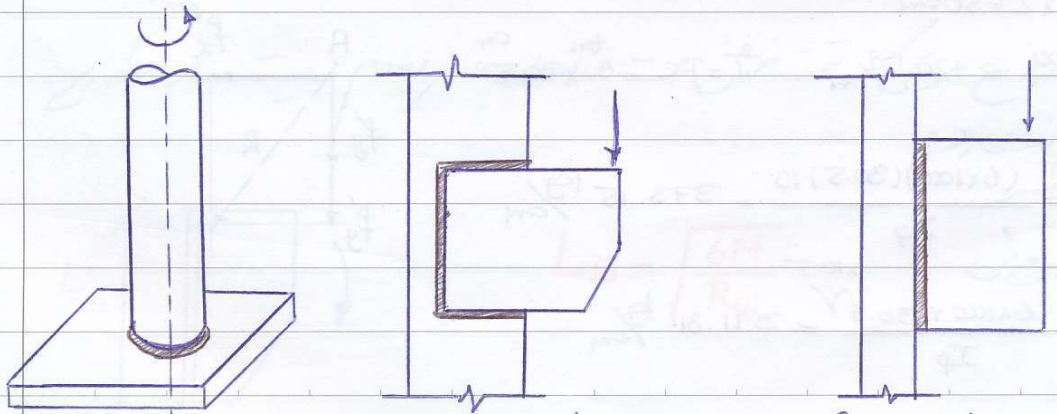
$$T = T_1 + T_2 = 13.51 + 22.05 = 35.56 \text{ ton}$$

کنترل:

$$T = 0.6 F_y A_g = 0.6 \times 3600 \times 1 \times 20 \times 10^{-3} = 43.2 \text{ ton} > 35.56 \text{ ton}$$

اتصالات جوشی برون محوری

همانند اتصالات پیچی، اتصالات جوشی نیز می‌توانند تحت تأثیر بیش خالص، برش و بیش، خمش خالص و برش و خمش قرار گیرند. مانند اشکال زیر:



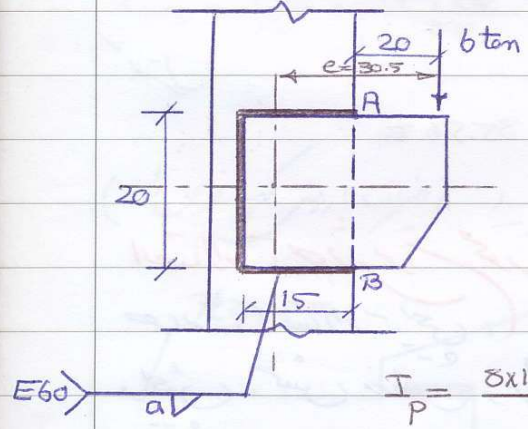
* اگر a برابر واحد فرض شده $R_w = 650a$ قراری دهیم. اگر te برابر واحد فرض شد $R_w = 920te$ قراری دهیم.

روش محاسبهٔ اتصالات جوشی بردار محور

برخلاف پیچ جوش محیط پیوستگی است و انتظاری نود روابط مقاومت مصالح در آن صادق تر باشند. به همین علت نوار جوش هی تک مقطع مورد توجه قراری گیرد و برای آن بسط مقطع، مرکز هندسی، ابعاد مقطع یا ثابت بخش (همان اندیس قطبی) می سه می گردد و با توجه به روابط مقاومت مصالح تنش ها می سه می گردند.

از آن جایی که در ابتدای امر اندازهٔ ساق جوش معلوم نیست می سه مشخصات هندسی مقطع با فرض بعد واحد انجام می شود و پس از آن می با بعد جوش بدست می آید. با توجه به اینکه بعد جوش واحد فرض شده از لحاظ ابعادی مشخصات هندسی مقطع جوش یک بعد پایین تر است یعنی مساحت جوش بعد cm، ابعاد مقطع بعد cm^2 و ممان اینرسی cm^3 می باشد. نتایج در جدولی در کتاب است (ص 234)

مثال (روش مستقیم و بخش): اندازه جوش گوشه مورد نیاز برای اتصال شکل داده شده با فرض الکترود E60، $\varphi = 0.75$ بدست آورید.



$\begin{cases} a = ? \\ a = 1\,cm \end{cases}$ ← فرض اولیه

اطلاعات در ردیف 5 جدول می باشد.

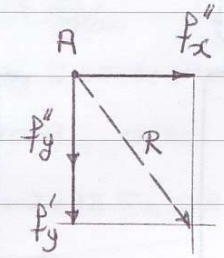
$$\bar{x} = \frac{b^2}{2b+d} = \frac{15^2}{2\times15+20} = 4.5\,cm$$

$$I_p = I_x + I_y = \frac{8b^3 + 6bd^2 + d^3}{12} - \frac{b^4}{2b+d}$$

$$I_p = \frac{8\times15^3 + 6\times15\times20^2 + 20^3}{12} - \frac{15^4}{2\times15+20} = 4904\,cm^3$$

$$A = 20 + 15\times2 = 50\,cm$$

$$f'_y = \frac{P_y}{A} = \frac{6\times1000}{50} = 120\ kg/cm \qquad T = Pe = 6\ ton \times 30.5\ cm$$



$$f''_x = \frac{T_y}{I_p} = \frac{(6\times1000)(30.5)10}{I_p} = 373.15\ kg/cm$$

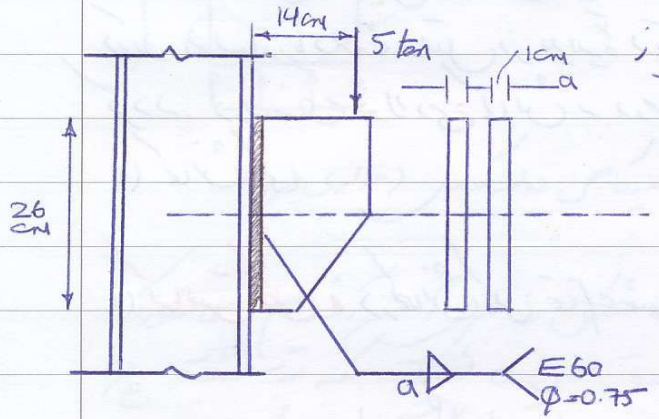
$$f''_y = \frac{T_x}{I_p} = \frac{6\times1000\times30.6}{I_p} = 391.81\ kg/cm$$

(x10.5)

$$f_t = \sqrt{(373.18)^2 + (120 + 391.81)^2} = 633.39 \ kg/cm$$

$$f_t = R_w \Rightarrow 650a = 633.39 \Rightarrow a = 0.97cm = 10\ mm$$

مثال (برش وخمش) و اندازه جوش گوشه مورد نیاز برای اتصال نشان داده شده را بدست آورید.



$$A = 2 \times 1 \times 26 = 52cm$$

$$S = \frac{2 \times 1 \times 26^2}{6} \quad S = d^2/3 \quad \Big\} \ S = 225.3 cm^2$$

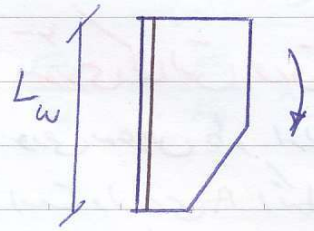
خمش $f_b = \frac{M}{S} = \frac{5 \times 1000 \times 14}{225.3} = 310.65 \ kg/cm$

برش مستقیم $f_v = \frac{P}{A} = \frac{5 \times 1000}{2 \times 26 \times 1} = 96.15 \ kg/cm$

دوتنش فوق یکی از خمش برشی و دیگری از خمش قائم است. جمع آنها بطور برداری است. اگر کوچکترین دقت نداشته باشیم تنش مقایسه‌ای بایستی جمع جبری بدست آید. ولی تنشهای آنها را بطور تقریبی بصورت برداری جمع می‌زنند. این تنش مقایسه‌ای برابر است با:

$$f_t = \sqrt{96.15^2 + 310.65^2} = 325.19 \qquad 650a = 325.19 \rightarrow a = 0.5cm = 5\ mm$$

روشهای طراحی ارتفاع جوشی که تحت خمش است در اینجا معلوم نیست. از رابطه زیر می‌توان تخمین مناسبی زد.



$$L_w = \sqrt{\frac{6M}{R_w}}$$

R_w از تنش جوش

تمرین ۵ / 5-1 / 5-2 / 5-3 / 5-5 / 5-7 / 5-10 / 5-12 / 5-13 / 5-15 / 5-17 / 5-18 / 5-20 / ۷۹

حمید کاظم

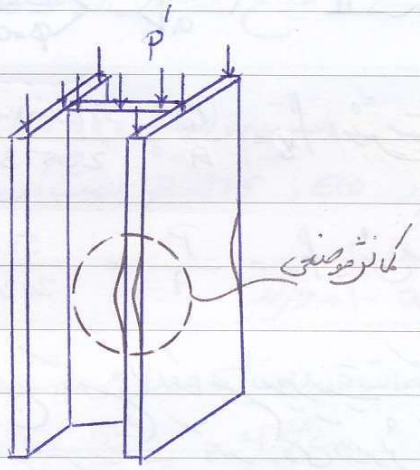
فصل ششم

«کمانش موضعی اعضا»

فولاد مصالحی است همگن و مقاومت فشاری و کششی آن یکسان است. لیکن تحت حالات خاصی همگن است در اجزای فولادی ناپایداری رخ داده و تسلیم فشاری همگن نگردد.
اعضای فولادی متشکل از ورق‌هایی با ضخامت کم هستند لطمه‌ی عمده لاغری و ناپایداری فشاری در آن‌ها بسیار زیاد است و قبل از پدیده‌ی تسلیم دوف، ناپایداری همگن است باعث کمانش گردد. در اعضای فولادی کمانش به دو صورت رخ می‌دهد:

۱) کمانش کلی ۲) کمانش موضعی

۱) کمانش کلی: در کمانش کلی تمام عضو تحت تأثیر تنش‌های فشاری کمانه می‌نماید.

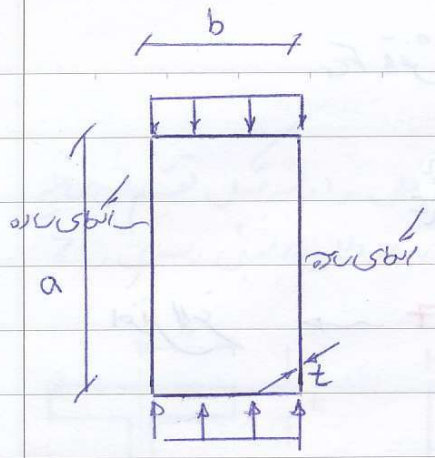


۲) کمانش موضعی: مصالحی است که در آن کل عضو دچار کمانش نمی‌شود، بلکه اجزای تحت فشار آن (بال یا جان) به طور موضعی دچار کمانش می‌شوند و بارپذیری خود را از دست می‌دهند.

هر دو پدیده کمانش کلی و موضعی بسیار مهم‌اند و باید به طور مستقل مورد توجه قرار گیرند. این فصل اختصاص به کمانش موضعی دارد. کمانش کلی در فصل بعد مورد بحث است.

تئوری کمانش ورق‌ها:

ورقی به عرض b، ارتفاع a با ضخامت t در نظر بگیرید که از لبه‌ها تحت تنش فشاری است و لبه‌ی انگاری ساده دارند.



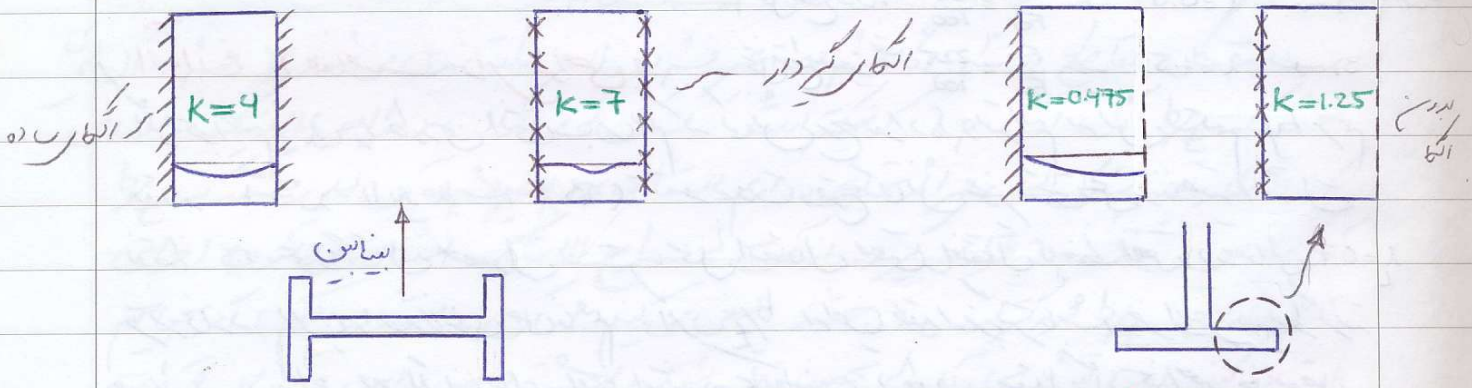
در تئوری پایداری صفحات و پوسته ها (کمانش) معادله دیفرانسیل وضعیت خوق حل شده و تنش بحرانی کمانش بصورت زیر بدست می آید.

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(b/t)^2}$$

μ ضریب پواسون k تأثیر شرایط تکیه گاهی دو لبه کناری (جوانی نیرو)

رابطه فوق بیان شده رابطه کمانش اویلر است که با شکل ظاهری آن آشنایم. همانطور که دیده می شود متغیر اصلی در این رابطه طول ورق یعنی a نیست بلکه نسبت b/t یعنی عرض و ضخامت تشکیل پیدا می کند که به آن لاغری جزئی گفته می شود.

در رابطه فوق نسبت پواسون k تشکیل و شرایط تکیه گاهی دو لبه دارد. به عنوان مثال مقدار k برای دو حالت نمایش داده می شود.

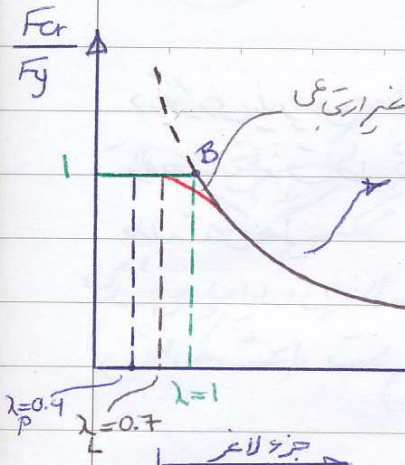


رسم نمودار تنش کمانش بحرانی (معادل لاغری)

برای آنکه دید بهتری از رابطه کمانش داشته باشیم سعی می کنیم نمودار F_{cr} را در مقابل لاغری b/t رسم کنیم. برای این کار ابتدا رابطه را بصورت زیر در می آوریم که به این منظور طرفین رابطه F_y تقسیم می کنیم.

$$\frac{F_{cr}}{F_y} = \frac{E}{F_y} \times \frac{\pi^2 k}{12(1-\mu^2)} \times \frac{1}{(b/t)^2}$$

تنش بحرانی کمانش F_{cr}



$$\frac{F_{cr}}{F_y} = \frac{\epsilon}{F_y}\,\frac{\pi^2 k}{12(1-\mu^2)}\,\frac{1}{(b/t)^2} = \frac{1}{\lambda^2}$$

$\lambda > 0.7$ ⟵ اجزای لاغر

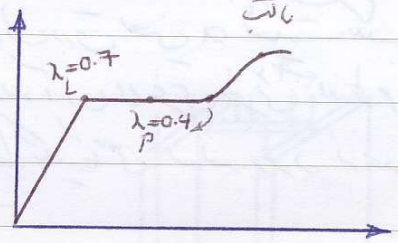
$$\sqrt{\frac{\epsilon}{F_y}\,\frac{\pi^2 k}{12(1-\mu^2)}} \times \frac{1}{(b/t)^2} = 1/\lambda$$

$$\frac{1}{\lambda^2} = \frac{\epsilon}{F_y} \times \frac{\pi^2 k}{12(1-\mu^2)} \times \frac{1}{(b/t)^2} \rightarrow \lambda = \underbrace{\sqrt{\frac{F_y}{\epsilon}}\sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}}}_{\text{ثابت}} \times b/t$$

1) $0 < \lambda < 0.4$ فشرده

2) $0.4 < \lambda < 0.7$ غیرفشرده

3) $0 < \lambda < 0.3$ فشرده لرزه‌ای



مثال

1) ⟵ $\lambda = 0.2$ ⟵ $\frac{F_y}{F_{cr}} = \frac{4}{100}$ تحمل مقطع بالاست

2) ⟵ $\lambda = 0.6$ ⟵ $\frac{F_y}{F_{cr}} = \frac{36}{100}$ تحمل مقطع خوب است

3) ⟵ $\lambda = 1.5$ ⟵ $\frac{F_y}{F_{cr}} = \frac{225}{100}$ تحمل مقطع ضعیف است

انتخاب λ مناسب برای طراحی

اگر بخواهیم λ را طوری انتخاب نماییم که کمانش رخ نداده و بتوانیم به تنش تسلیم F_y برسیم مقدار λ باید باشد (B) در حالت وقوع کمانش غیرارتجاعی و ناحیه انتقال نقطه B عملاً قابل حصول نیست، محل اتصال حتی انتقال ناحیه الاستیک در حوالی $\lambda_L = 0.7$ قرار دارد. این را حد لاغری می‌نامیم. اگر b/t از این مقدار بزرگتر باشد جز لاغر در نظر گرفته می‌شود. در طراحی معمولاً از اجزای لاغر استفاده نمی‌کنیم. از طرف مقابل اگر بخواهیم جز موجود در فشار وارد ناحیه پلاستیک شود λ باید طوری انتخاب گردد که از حدی کوچکتر گیریم که به آن λ_p (plastic) گویند. اگر b/t طوری باشد که بین λ_L و λ_p قرار گیرد به آن مقطع غیر فشرده گوییم که در عمل زیاد استفاده می‌شود (وقتی از عضو (مقطع) انتظار تغییر شکل‌های پلاستیک داشته باشیم λ را از λ_p کوچکتر می‌گیریم. به این ناحیه، ناحیه فشرده لرزه‌ای گویند. اگر در حل‌های نوشته شده طوری تناسب دارند که اجزای مقطع بصورت فشرده انتخاب شده‌اند.

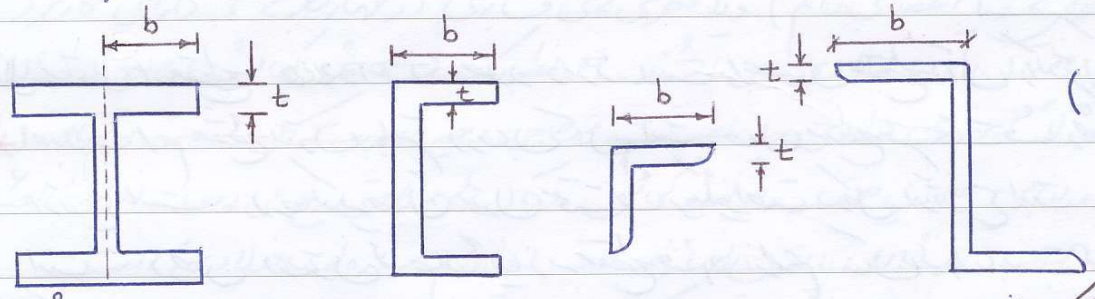
اخیراً مفهوم جدیدی بنام فشرده لرزه‌ای مطرح شده است که λ آن از 0.4 نیز کوچکتر است.

دیدگاه آیین نامه در مورد اجزای تحت فشار

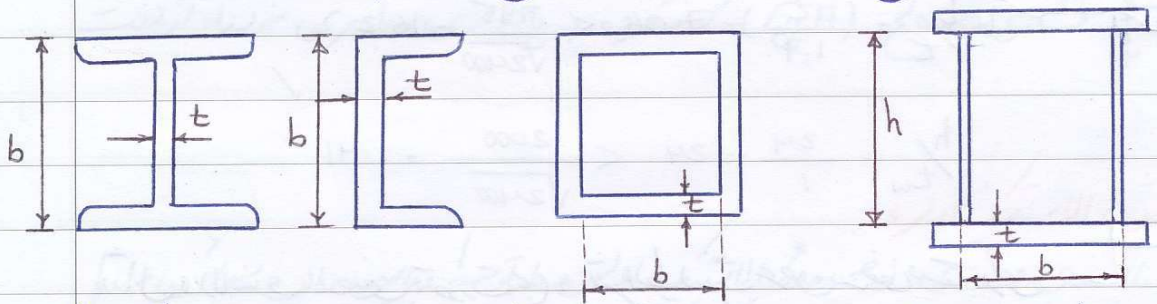
در حالت کلی آیین نامه اجزای تحت فشار را به اجزا با کبه لبه متکی و دو لبه متکی تقسیم می نماید.

۱) اجزا با یک لبه متکی مثل سمت کمی مرجع بال نیمرخ های I، ناودانی، نبشی و سپری و Z هستند.

(آیین نامه ص 18 و ص 19)



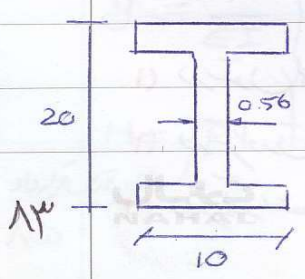
۲) اجزا با دو لبه متکی مثل جان نیمرخ های I، بال و جان نیمرخ های جعبه و ناودانی می باشند.



در حالت کلی مقاطع در سه رده فشرده، غیر فشرده و لاغر طبقه بندی می شوند. (فشرده آن هایی هستند که b/t آن از λ_p کوچکتر است. از آن ها می توان در طراحی پلاستیک و مواردی که انتظار تغییر شکل های فراارتجاعی داریم استفاده نمود) غیر فشرده آن هایی هستند که b/t آن کمتر λ_r و بزرگتر λ_p قرار می گیرد. از آن ها در طراحی الاستیک استفاده می شود) اجزای لاغر دارای b/t بزرگتر از λ_r هستند. سعی می کنیم از آن ها استفاده نکنیم) اگر بخواهیم استفاده کنیم باید در نش های آن ها تخفیف قائل شویم و بحث دوم را این خصوص مقاومت است (مراجعه به AISC) در بحث دوم مقادیر صدی λ_p و λ_r برای حالات مختلف در جدولی برای تک لبه متکی و دو لبه متکی ارائه شده است.

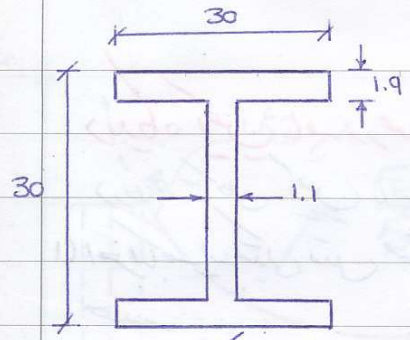
کاربرد اصلی اعضای فشرده در تیرها و اعضای خمشی است.

مثال: کنترل کنید IPE200 و IPB300 کدام یک از حالات فشرده و غیر فشرده و لاغر هستند.



بال $\frac{b}{t} = \frac{5}{0.85} = 5.88 < \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.1$ ✓ ∴ فشرده λ_p

جان $\frac{d}{t} = \frac{20}{0.56} = 35.71 < \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109$ ✓



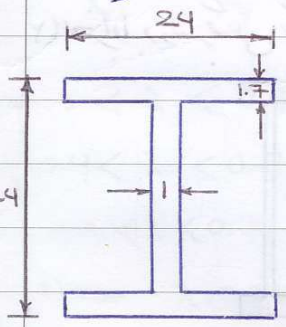
$$\frac{b}{t}=\frac{15}{.9}=7.9<\frac{545}{\sqrt{2400}}=11.1 \quad \checkmark$$

ناصبه فشرده

$$\frac{d}{t}=\frac{30}{1.1}=27.27<\frac{5365}{\sqrt{2400}}=109 \quad \checkmark$$

مثال: ستونی از مقطع IPB240 وجود دارد. ثبت اعضای مقطع آن را کنترل کنید.

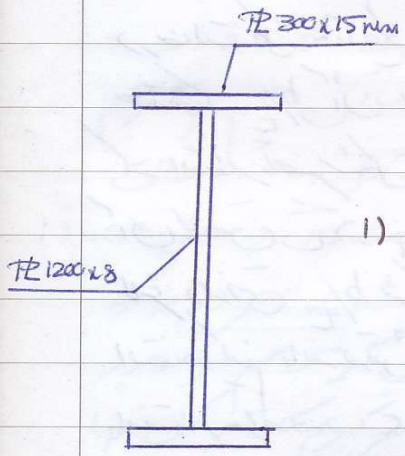
* اختلاف اصلی مقطع ستون با تیر در جان آن است. جان مقطع تیر تحت فشار خمشی در لبه فشاری ارتفاع است. در حالیکه جان ستون تحت فشار یکنواخت در کل ارتفاع است. بنابراین کنترل سخت‌تر است. در ضمن در ستون که عالباً نیاز به مقطع فشرده نداریم. آن را با ثبت کمی غیرفشرده چک کنید. غیرفشرده



بال: $\frac{b}{t}=\frac{12}{1.7}=7.06<\frac{795}{\sqrt{2400}}=16.2$ ✓

$$\frac{h}{t_w}=\frac{24}{1}=24<\frac{2000}{\sqrt{2400}}=41$$

مثال (لاغری موضعی تیر ورق کم): شرایط ثبت عرض برای مقطع غیرفشرده را در مقطع تیر ورق زیر کنترل کنید.



1) $\frac{b}{t}=\frac{150}{15}=10<\frac{795}{\sqrt{\frac{F_y}{k_c}}}$ $\quad \frac{h}{t_w}=\frac{1200}{8}=150$

$$\frac{h}{t_w}>50 \rightarrow k_c=\frac{7}{\sqrt{h/t_w}}=\frac{7}{\sqrt{150}}=0.57$$

$$\frac{795}{\sqrt{\frac{2400}{0.57}}}=12.25>10 \quad \text{O.K.}$$

* در تیر ورق که در مثال مقطع فشرده نیستیم.

2) $\frac{h}{t_w}=\frac{1200}{8}=150<\frac{6370}{\sqrt{F_b}}=\frac{6370}{\sqrt{0.6\times2400}}=168$

پس مقطع غیرفشرده است.

۱) در ستون که کافی است شرایط مقطع غیرفشرده کنترل گردد.

۲) در تیر ورق که در تراغ مقطع غیرفشرده می‌ماند.

۳) در تیر که در اعضای خمشی به دنبال شرایط مقطع فشرده هستیم.

حمید کاظم

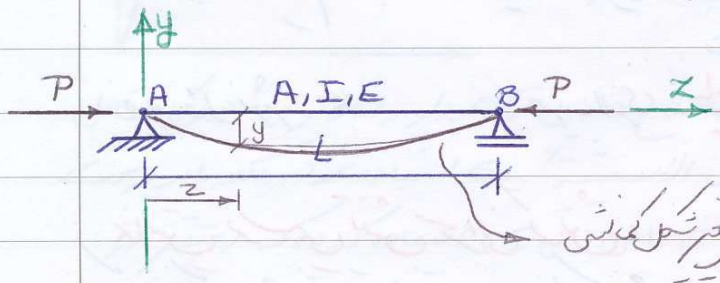
فصل هفتم

«ستون‌ها و سایر اعضای فشاری»

اعضای فشاری در ساختمان به صورت ستون‌ها، اعضای فشاری خرپاها (بال فوقانی، تحتانی، قطری‌ها و یا اعضای قائم) و یا قطری‌های فشاری در مهاربندها، دارای کاربرد زیادی در ساختمان‌های فولادی می‌باشند. همانطورکه در مبحث کمانش موضحی عنوان گردید، اصولاً اعضای فولادی به صورت موضحی و به صورت کلی نسبت به ساختمان‌های بتن آرمه و بنایی حساسیت هستند و پدیده‌ی کمانش در آن‌ها راحتی رخ می‌دهد. لذا مطالعه‌ی کمانش کلی اعضای فشاری یا ستون‌ها از مباحث بسیار مهم سازه‌های فولادی است.
آزمایشات و تجربه‌های واقعی نشان می‌دهد که اعضای فشاری لاغر تحت باری‌هایی به مراتب کوچکتر از ظرفیت فشاری مصالح ($F_y.A$) کمانه کرده و پایداری و باربری خود را از دست می‌دهند.

معادله کمانش الاستیک اویلر

مسئله کمانش اعضای فشاری در محدوده‌ی الاستیک اولین بار توسط ریاضی دان سوئیسی به نام اویلر حل شد. مسئله اویلر بسیار معروف است و همگی ما با آن از درس مقاومت مصالح آشنا هستیم. با توجه به اینکه این مبحث بسیار پایه است مجدداً به صورت مشروح توضیح داده می‌شود.
ستون دوسر مفصل بدون انتقال جانبی شکل استاندارد مسئله اویلر است. در تکمیل گفتنی است که هیچ انتهای خود توجه خواهد شد.



$M = Py$ (اثر P-Δ)

$$\left.\begin{aligned} y'' &= \frac{M}{EI} \\ M &= -Py \end{aligned}\right\} \rightarrow y'' = \frac{-Py}{EI} \Rightarrow y'' + \frac{P}{EI}y = 0 \quad \left(k^2 = \frac{P}{EI}\right)$$

$$\Rightarrow y'' + k^2 y = 0 \quad \Rightarrow \quad y = A\sin kz + B\cos kz$$

اعمال شرایط مرزی

تکیه‌گاه A، $z=0$ ، $y=0$ $\rightarrow$ $B=0$

تکیه‌گاه B، $z=L$ ، $y=0$ $\rightarrow$ $0 = A\sin kL$ $\rightarrow$ معادله بدون جواب (پایدار) $A=0$ ؛ $\sin kL = 0$

$$\sin kL = 0 \Rightarrow kL = \pi \Rightarrow k^2L^2 = \pi^2 \Rightarrow \frac{P}{EI}L^2 = \pi^2$$

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

به رابطه اخیر فوق نیروی کمانش اویلر گفته می‌شود. این رابطه در اوایل قرن هیجدهم حاصل شد ولی شاید تا یک قرن استفاده عملی نداشت. با تقسیم دو طرف رابطه فوق بر سطح مقطع A تنش بحرانی کمانش بصورت زیر حاصل می‌گردد.

$$\frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E \frac{I}{A}}{L^2} \quad \rightarrow F_{cr} = \frac{\pi^2 E r^2}{L^2}$$

$$\Rightarrow \text{تنش بحرانی کمانش } F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

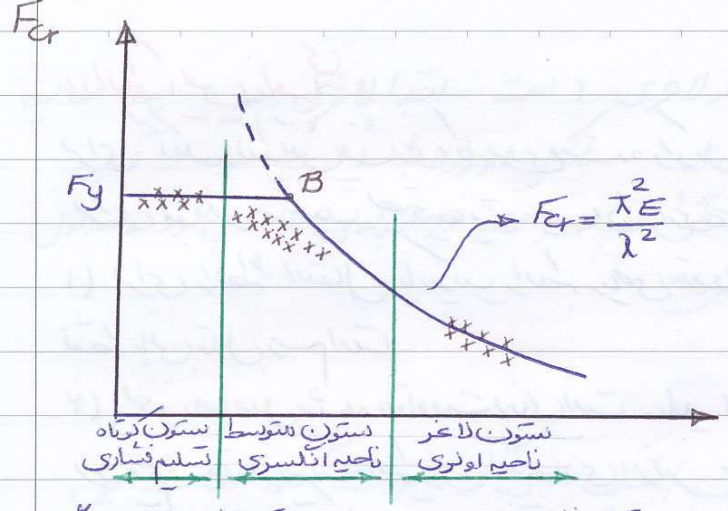
L/r لاغری ستون دو سر مفصل

همانطور که بعداً خواهیم دید اگر شرایط تکیه‌گاهی دو انتهای ستون عوض شود به جای L/r، لاغری بصورت $\frac{KL}{r}$ بدست می‌آید. K را ضریب طول موثر گویند. که در آینده در مورد آن صحبت خواهیم کرد. با این تعریف شکل کلی تنش بحرانی کمانش به شکل زیر می‌باشد.

$$\text{تنش بحرانی کمانش } F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \qquad \lambda = \frac{kL}{r} \text{ ضریب لاغری} \qquad k \text{ ضریب طول موثر}$$

نمایش ترسیمی تنش بحرانی کمانش

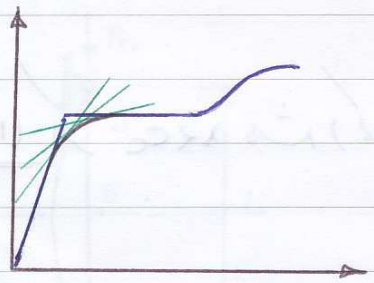
اگر دستگاه مختصاتی انتخاب نمائیم که محور افقی آن لاغری λ و محور قائم آن تنش بحرانی کمانش (تنش فشاری) باشد، رابطه اویلر در این دستگاه بصورت نشان داده شده در زیر قابل بیان است.



حداکثر تنش بحرانی F_{cr} تنش تسلیم F_y می باشد. منحنی بدست آمده ترکیبی از یک سهمی و خط افقی می باشد (در تمام موارد انطباق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد)، به استثنای حوالی نقطه تقاطع آن یعنی (B) که نتایج آزمایشگاهی پایین تر از منحنی نظری بود. این پدیده تا حدود بیست دهه بعد مورد توجه مهندسین بود تا اینکه در اوایل قرن بیستم شخصی به نام انلسر نظریه ای در این مورد ارائه نمود.

انلسر بر این عقیده بود که قبل از تسلیم اندک ستون، به علت وجود تنش های پسماند کمانش غیر ارتجاعی (در ناحیه ابتدایی تسلیم) رخ می دهد. او برای این نواحی شکل اصلاح شده ای از رابطه اولر ارائه کرد که به جای ضریب ارتجاعی E در آن از ضریب ارتجاعی مماسی استفاده می شود.

رابطه کمانش غیر ارتجاعی انلسر $\rightarrow$ $F_{cr}=\frac{\pi^2 E_t}{\lambda^2}$ غیر ارتجاعی



لازم به تذکر است که اهمیت ناحیه انلسری از آنجایی است که اکثر ستون های متعارف ساختمان ها در این محدوده قرار می گیرند. رابطه انلسر که بصورت نقطه یابی قابل رسم است، حدپایین مقاومت فشاری است.

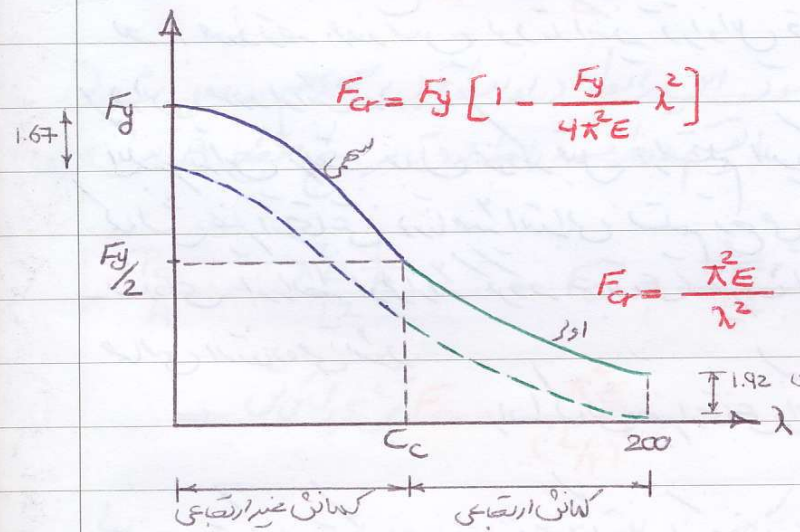
بعدها شانلی رابطه انلسر را اصلاح نمود و این اصلاح قدری تراز نمودار را بالا برد. (درجه شانلی بر این بود که می توان برای تمام مقاطع از ضریب الاستیسیته مماسی E_t استفاده نمود. نکته باید در بحث برگشت از E اصلی و در بحث فشار مقطع از E مماسی (E_t) استفاده کرد، که دقیقتر از انلسر می باشد.

روابط آیین نامه ای

برای آنکه رابطه تنش فشاری کاربردی شده و ازآن بتوانیم آیین نامه ای استفاده می نیم، لازمست برای نمودار حاصله تصحیحات یا ساده سازی هایی زیر را انجام دهیم.

۱) برای رابطه ۶ انتقال باید یک رابطه ریاضی تدوین کرد، چون رابطه اولر فقط بصورت نقطه یابی قابل رسم است.

۲) یعنی حاصل شده مقاومت نهایی است. باید با ضریب اطمینان مناسبی آن را به بهره برداری برسانیم. مقدار ضریب اطمینان پیشنهادی برابر 1.67 برای ستون های کوتاه تا 1.92 برای ستون های خیلی لاغر است.



$$\lambda = \frac{kL}{r}$$

$$\lambda = C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \frac{6440}{\sqrt{F_y}}$$

ST37 → $C_c = 131.5$

ST52 → $C_c = 107.3$

۱) اگر $\lambda < C_c$ باشد (کمانش غیرارتجاعی):

$$F_a = \frac{1}{F_S} F_y\left[1 - 0.5\left(\frac{\lambda}{C_c}\right)^2\right]$$

$$F_S = \frac{5}{3} + \frac{3}{8}\frac{\lambda}{C_c} - \frac{1}{8}\left(\frac{\lambda}{C_c}\right)^3$$

F_S ضریب اطمینان

۲) اگر $\lambda \geq C_c$ باشد (کمانش ارتجاعی):

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{1.92\lambda^2} = \frac{105 \times 10^5}{\lambda^2}$$

* ملاحظه می‌شود در تنش فشاری مجاز تابعی از لاغری λ است. ابتدا لاغری باید با C_c مقایسه گردد و برحسب نتیجه مقایسه تنش فشاری از یکی از روابط ۱ و ۲ بدست آید.
برای صرفه‌جویی از تکرار جدول تنش فشاری مجاز در جداولی ارائه می‌شود (جداول پیوست صفحه دهم) ← ص 175 و ص 176

اثر شرایط تکیه گاهی در انتهای ستون

رابطه اویلر برای ستون دوسر مفصل بدون انتقال جانبی گره‌ها بدست آمد. در مورد سایر شرایط تکیه گاهی دو انتهای ستون با ضریب طول مؤثر k در رابطه اویلر اعمال گردید. اکنون تأثیر شرایط تکیه گاهی دو انتهای ستون بطور مشروح مورد توجه قرار می‌گیرد.

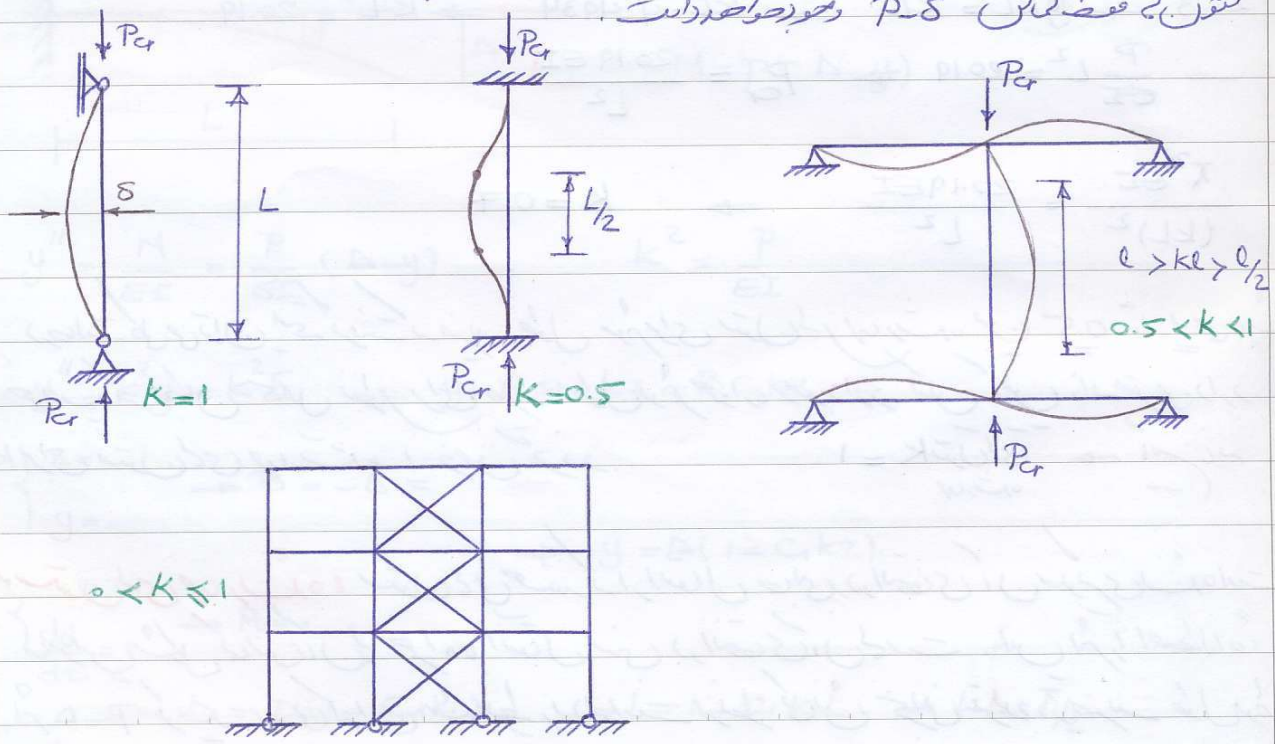
طبقه بندی ستون‌ها از لحاظ شرایط انتهایی

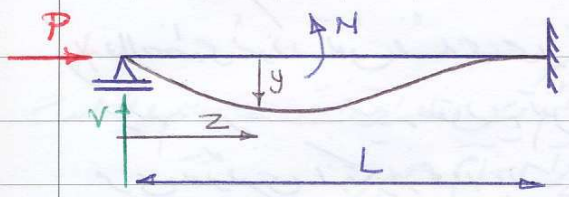
در یک دسته بندی کلی ستون‌ها به دو حالت مهار شده و مهار نشده جانبی تقسیم می‌شوند.

۱) ستون‌های مهار شده جانبی

۲) ستون‌های مهار نشده جانبی

ستون‌های مهار شده به ستونی اطلاق می‌شود که دو انتهای آن نسبت به هم انتقال جانبی نداشته باشند. در این ستون‌ها فقط کمانش P-δ وجود خواهد داشت.





بررسی نظری:

$$M = -Py - Vz$$

$$y'' = \frac{M}{EI} = \frac{-P}{EI}y - \frac{V}{EI}z$$

$$k^2 = \frac{P}{EI} \Rightarrow y'' + k^2 y = -\frac{V}{EI}z$$

$$\Rightarrow y = A\sin kz + B\cos kz - \frac{V}{P}z$$

1) $z=0 \rightarrow y=0 \Rightarrow B=0$

2) $z=L \rightarrow y=0 \Rightarrow A\sin kL = \frac{V}{P}L \Rightarrow$

$$\frac{dy}{dz} = Ak\cos kz - \frac{V}{P}$$

3) $z=L \rightarrow \frac{dy}{dz} = 0 \Rightarrow Ak\cos kL = \frac{V}{P}$

$$2,3 \rightarrow \tan kL = kL \rightarrow kL = 4.4934 \Rightarrow k^2L^2 = 20.19$$

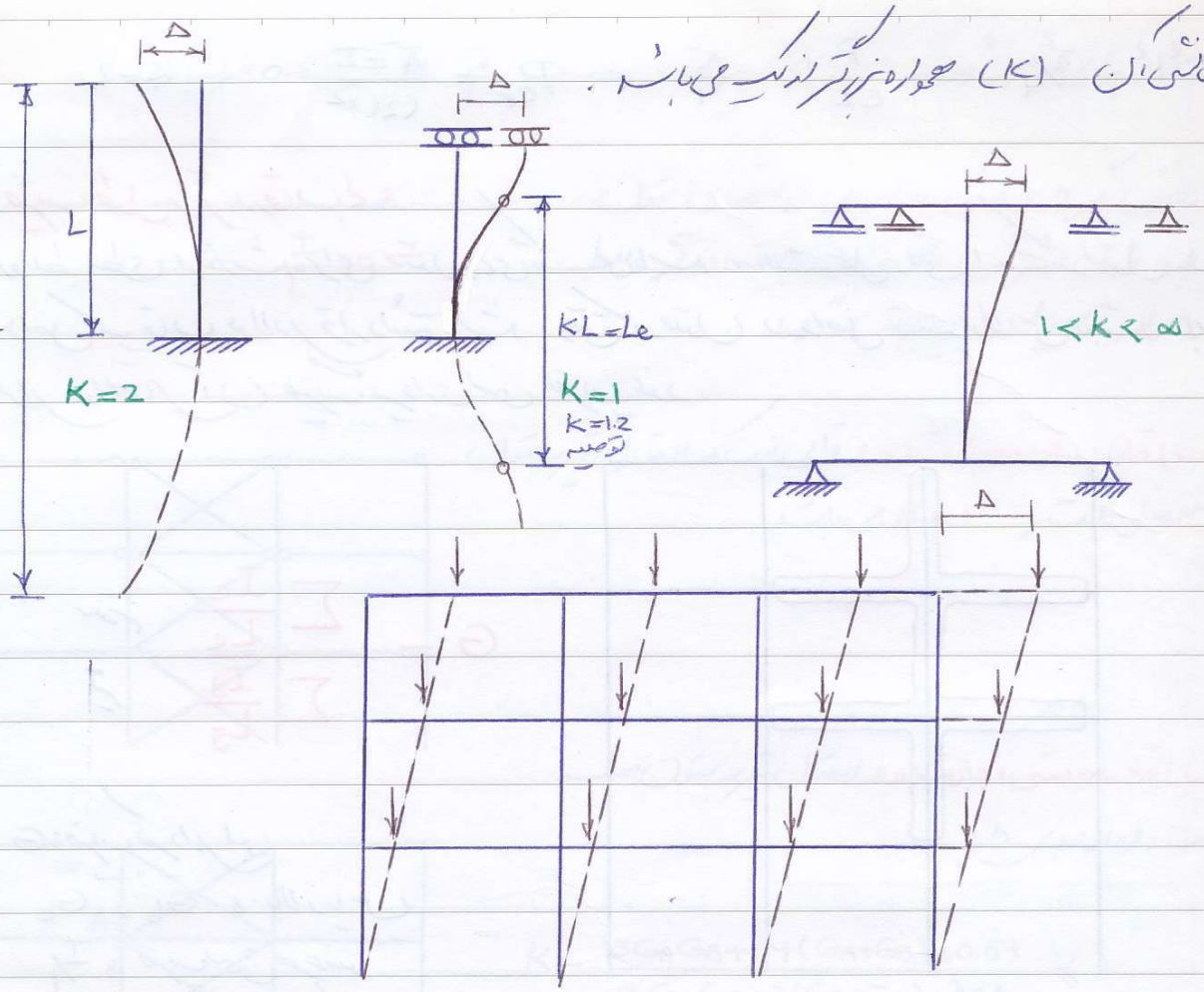
$$\rightarrow \frac{P}{EI}L^2 = 20.19 \Rightarrow P_{cr} = \frac{20.19\,EI}{L^2}$$

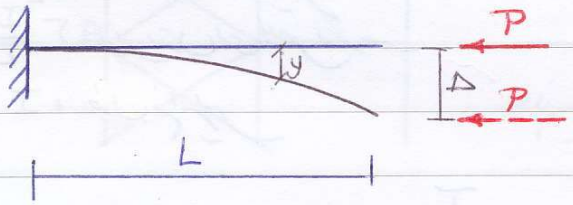
$$\frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = \frac{20.19\,EI}{L^2} \rightarrow K = 0.7$$

در حالت کلی می‌توان نتیجه گرفت که ضریب طول موثر برای ستون‌های مهار شده بین 0.5 تا 1 می‌باشد. هرچند که امکان محاسبه نظری برای ضریب طول موثر همواره وجود دارد لکن آیین نامه مقرری دارد K برای ستون‌های مهار شده 1 فرض گردد. (آیین نامه ← ستون‌های مهار شده $K=1$)

ستون‌های مهار نشده: ستون‌هایی هستند که از انتقال جانبی دو انتهای آن جلوگیری نشده است. بنابراین شکل کمانش آن‌ها همراه با انتقال نسبی دو انتهای آن‌هاست. این اثر را اصطلاحاً اثر P-Δ گویند. ستونی که این شرایط را دارا است از نظر کمانش بحرانی‌تر بوده و ضریب طول موثر

کمانش آن (K) همواره بزرگتر از یک می باشد.





بررسی تئوری

$M = P(\Delta - y)$

$$y'' = \frac{M}{EI} = \frac{P}{EI}(\Delta - y) \qquad k^2 = \frac{P}{EI}$$

$$y'' + k^2 y = k^2 \Delta \rightarrow y = A\sin kz + B\cos kz + \Delta$$

$$\begin{cases} z = 0 \\ y = 0 \end{cases} \rightarrow B = -\Delta$$

$$\Rightarrow y = \Delta(1 - \cos kz)$$

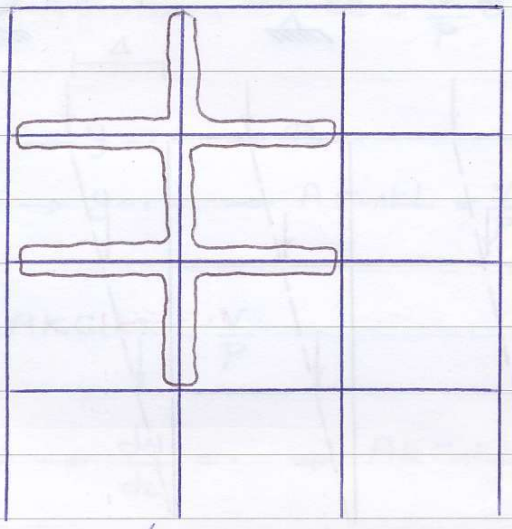
$$\begin{cases} z = 0 \\ \frac{dy}{dz} = 0 \end{cases} \rightarrow A = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = \Delta(1 - \cos kL) \rightarrow 1 = 1 - \cos kL \rightarrow kL = \pi/2$$

$$k^2L^2 = \pi^2/4 \rightarrow \frac{P}{EI}L^2 = \frac{\pi^2}{4} \Rightarrow P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(2L)^2} \qquad k=2$$

ضریب طول موثر در قاب بتنی

روابط نظری ارائه شده برای ستون‌های تک می‌باشد. حالت عملی وقتی است که ستون در داخل یک قاب فولادی قرار داشته باشد. وقتی که ستون در داخل قاب فولادی باشد، باید برای دوانتهای آن ضریب برداری بنی تعریف نمود.



$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}} \quad \begin{matrix} \text{ستون} \\ \text{تیر} \end{matrix}$$

G ضریب تیرداری بنی

G_t ، G_b بالا و پایین

I/L ضریب بنی هر عضو

$\sum \frac{I_c}{L_c}$ برای ستون‌های متصل به گره

I ممان اینرسی

$\sum \frac{I_g}{L_g}$ برای تیرهای متصل به گره

L طول

نظری $G=\infty$

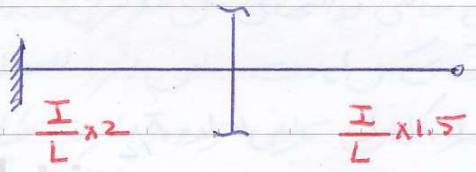
عملی $G=10$

نظری $G=0$

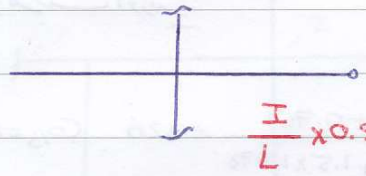
عملی $G=1$

* برای مقادیر $\frac{I}{L}$ تیرها باید اصلاحات زیر در نظر گرفته شود.

در قاب‌های مهارشده از انتهای دیگر تیر (دور) بصورت مفصلی باشد $\frac{I}{L}$ آن باید در 1.5 ضرب گردد و از انتهای دیگر تیر بصورت گیردار باشد $\frac{I}{L}$ آن باید در 2 ضرب گردد.

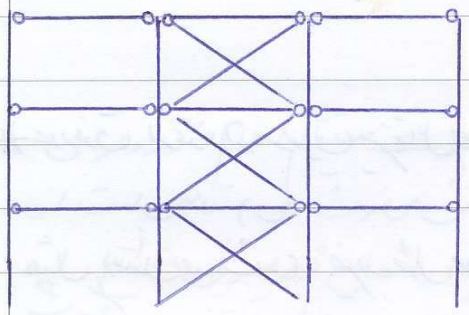


در قاب های مهارنشده اگر انتهای دیگر تیر مفصلی باشد $\frac{I}{L}$ باید در 0.5 ضرب شود.

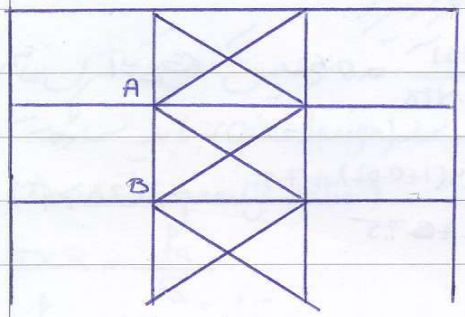


یادآوری: برداری نسبی G برای دو انتهای ستون ضریب طول موثر آن را می توان با استفاده از نوالط، نمودارها و توصیه های زیر بدست آورد.

الف) قاب ساده مهارشده: قابی است که اتصال تیر به ستون مفصلی است و $K=1$ می باشد.



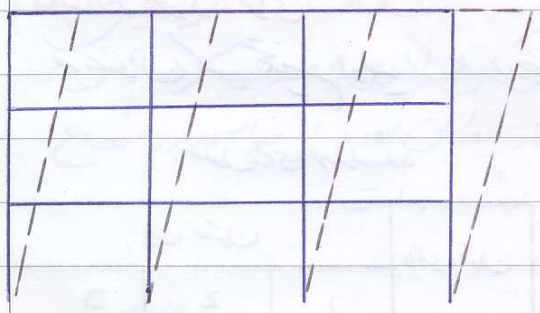
ب) قاب خمشی مهارشده: اتصال تیر به ستون صلب است و مهاربندی دارد.



$$K = \frac{3G_AG_B + 1.4(G_A+G_B) + 0.64}{3G_AG_B + 2(G_A+G_B) + 1.28} \leqslant 1$$

توصیه آیین نامه $K=1$

ج) قاب خمشی مهارنشده:

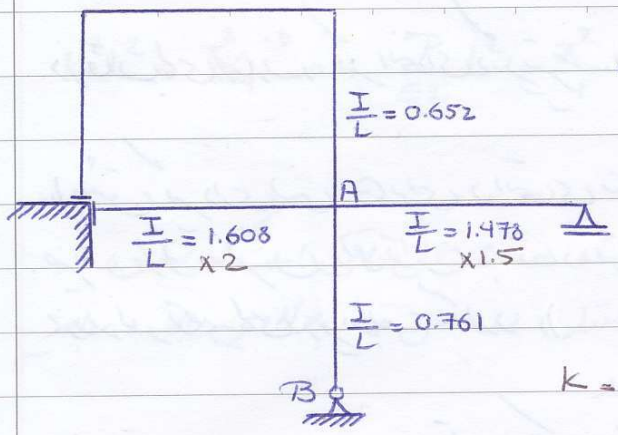


$$K = \sqrt{\frac{1.6G_AG_B + 4(G_A+G_B) + 7.5}{G_A+G_B+7.5}} \geqslant 1$$

آیین نامه توصیه ای ندارد.

به جای استفاده از نوالط فوق می توان از نمودارهای جوبیان و لارنس استفاده کرد (ص 295 کتاب مهندس طاحونی)

مثال (ستون مهارشده) β ضریب طول موثر ستون AB را بدست آورید.

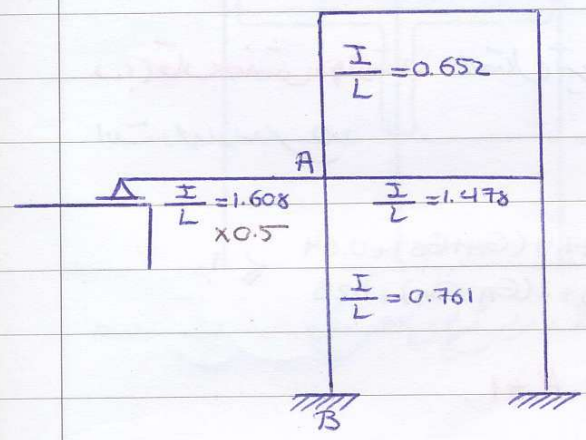


$$G_A=\frac{0.652+0.761}{2\times1.608+1.5\times1.478}=0.26 \qquad G_B=10$$

$$K=\frac{3\times10\times0.26+1.4(10+0.26)+0.64}{3\times0.26\times10+2(10+0.26)+1.28}=0.77$$

* عددفوق ازنمودارجوبیان نیزقابل حصول است. آیین نامه توصیه می‌کند $K=1$ باشد.

مثال (ستون مهارنشده) β ضریب طول موثر ستون AB را بدست آورید.



$$G_A=\frac{0.652+0.761}{0.5\times1.608+1.478}=0.62 \qquad G_B=1$$

$$K=\sqrt{\frac{1.6\times1\times0.62+4(1+0.62)+7.5}{1+0.62+7.5}}=1.28>1$$

مقادیر توصیه‌ای برای K:

به عنوان یک تخمین اولیه از K در طرح اولیه می‌توان از جدول زیر استفاده کرد.

ستون‌های مهارنشده *

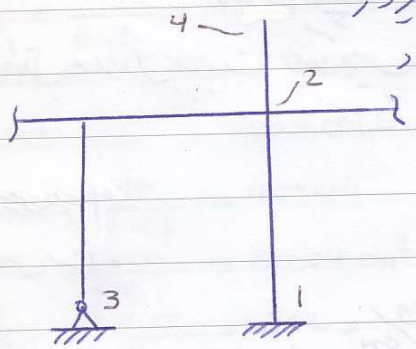
شرایط انتهای بالا	شرایط انتهای پای ستون		
	1	2	3
1	0.75	0.8	0.9
2	0.8	0.85	0.95
3	0.9	0.95	1

* دقیقا موارد می‌توان درجهت اطمینان K را مساوی واحد منظور نمود.

ستون‌های مهارشده

بالای ستون	پای ستون		
	1	2	3
1	1.2	1.3	1.6
2	1.3	1.5	1.8
3	1.6	1.8	—
4	2.2	—	—

§1 تقریباً گیردار
§2 نیمه گیردار
§3 تقریباً مفصلی
§4 آزاد



* مقادیر توصیه شده برای طراحی برای مقدار K در جدول صفحه 293 آمده است.

طراحی ستون ها

برخلاف طراحی اعضای کششی، طراحی ستون ها نمی تواند بصورت مستقیم انجام شود و برای طراحی نیاز به آزمون و خطا داریم، زیرا تنش مجاز ستون (تنش مجاز فشاری) تابعی است از لاغری و خود ضریب لاغری تابعی است از ضریب طول مؤثر K و شعاع ژیراسیون مقطع.
بنابراین برای اینکه بتوانیم لاغری را حساب کنیم باید عضو اولیه ای از مقطع انتخابی داشته باشیم.
لذا برای طراحی ستون ها یکی از دو شیوه زیر می تواند مورد توصه قرار گیرد.

۱) تنش مجاز اولیه ای حدس زده و بر مبنای آن مقطعی بدست آمده و سپس آن را کنترل می نماییم. اگر مقطع جواب نداد (Under design بود) و یا خیلی اضافه بود (Over design) باید شاخص مقطع را عوض کرده و مجدداً کنترل نماییم تا نسبت DCR (Demand Capacity ratio) (نسبت تقاضا به ظرفیت) کوچکتر و نزدیک به عدد یک باشد.

$$DCR = \frac{f_a}{F_a}$$

f_a تنش فشاری موجود
F_a تنش فشاری مجاز

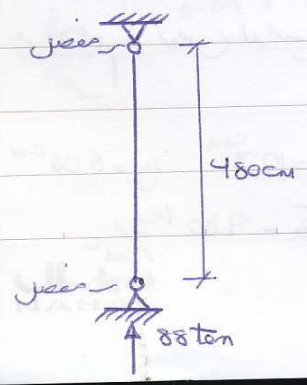
r_{min}
λ_{Max}

۲) می توانیم یک شعاع ژیراسیون اولیه حدس زده، بر مبنای آن لاغری را حساب کرده و تنش مجاز اولیه ای حدس بزنیم. بر مبنای این تنش مجاز ادامه کار مطابق بند ۱ خواهد بود. شعاع ژیراسیون توصیه شده که در جدول صفحه 299 کتاب نوشته شده است.

مثال: مطلوبست طراحی ستون نشان داده شده در شکل. ستون از نیمرخ IPB که نیمرخ مناسبی برای ستون ها می باشد، طراحی گردد.

ST37 $F_y = 2400\ kg/cm^2$

$K=1 \rightarrow KL = 480\ cm$



$r = 0.25b = 0.25 \times 20 = 5\ cm$ $\quad \lambda = \frac{kL}{r} = \frac{480}{5} = 96$

$\lambda = 96 \rightarrow F_a = 930\ kg/cm^2$ طبق جداول ویویت پ آ ای نامه ۵

$A = \frac{P}{F_a} = \frac{88000}{930} \simeq 92\ cm$ $\rightarrow$ IPB 260

$A = 118\ cm^2$ $\quad r_x = 11.2\ cm$ $\quad r_y = 6.58\ cm$

سعی دوم ۵

$\lambda = \frac{kL}{r} = \frac{1 \times 480}{6.58} = 73 \rightarrow F_a = 1083\ kg/cm^2$

$A = \frac{P}{F_a} = \frac{88000}{1083} = 81.25 << 118$ $\rightarrow$ IPB 220

$A = 91\ cm^2$ $\quad r_x = 9.43$ $\quad r_y = 5.59\ cm$

$\lambda = \frac{1 \times 480}{5.59} = 86 \rightarrow F_a = 989\ kg/cm^2$

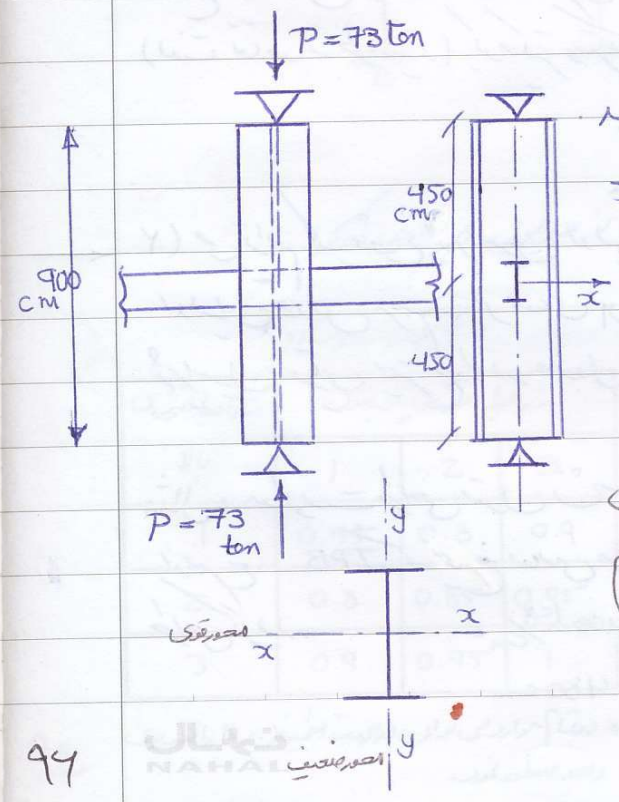
$A = \frac{P}{F_a} = \frac{88000}{989} = 89\ cm^2 < 91$

$f_a = \frac{88000}{91} = 967$

$\frac{f_a}{F_a} = \frac{967}{989} = 0.98$ o.k.

لست عرض به صحابت اجرای پروفیل انتخاب شده با برای مقطع غیر فشرده کنترل گردد. (در عهده دانشجو)

مثال ۵ ستون دو سر مفصل مطابق شکل موضوع می باشد. به وسیله ارتفاع از انتقال صانی ستون حول محور ضعیف جلوگیری شده است. مطلوبست طراحی ستون از نیمرخ IPB. (فولاد مصرفی از ST37 در نظر بگیرید.)



برای طراحی بدون هیچ سعی و خود فرض زیر را ای می دهیم (فرض اولیه) فرض $F_a = 800\ kg/cm^2$

$A = \frac{73000}{800} = 91.25\ cm^2$

IPB 240 ۵ $A = 106\ cm^2$ $\quad r_x = 10.3\ cm$ $\quad r_y = 6.08\ cm$

$\lambda_x = \frac{900}{10.3} = 78.38 \rightarrow F_a = 980\ kg/cm^2$

$\lambda_y = \frac{450}{6.08} = 74.01 \rightarrow$ حاکم است λ_x

سعی دوم:

$A_{req} = \frac{73000}{980} = 74.5\ cm^2$

IPB 220 ، $A = 91\ cm^2$ $r_x = 9.43\ cm$ $r_y = 5.59$

$\lambda_x = \frac{900}{9.43} = 95.44 \rightarrow F_a = 912\ kg/cm^2$

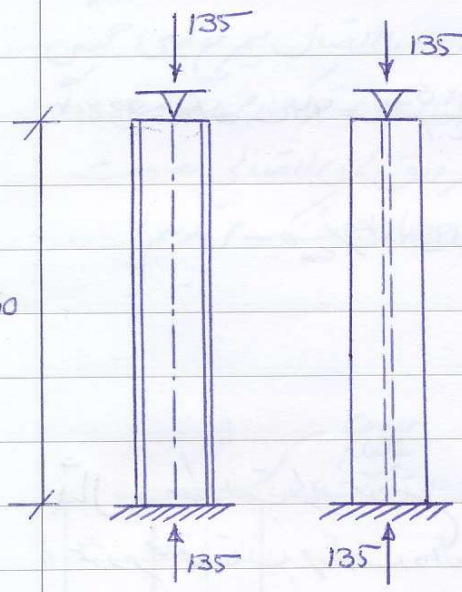
λ_y را برای کنترل بنویسید.

$A_{req} = \frac{73000}{912} = 80.04\ cm^2 < 91$

$f_a = \frac{73000}{91} = 802$

$\rightarrow DCR = \frac{f_a}{F_a} = \frac{802}{912} = 0.88$

کنترل IPB200 به عهده دانشجو است.



مثال: مطلوبست طرح ستون نشان داده شده در شکل.

$k_x = k_y = 0.8$

فرض اول $r_y = 0.25b = 6\ cm$

$\frac{kL}{r} = \frac{0.8 \times 660}{6} = 88$

$F_a = 974\ kg/cm^2$

$A_{req} = \frac{135000}{974} = 138.6\ cm^2$

IPB 300 ، $A = 149\ cm^2$ $r_x = 13$ $r_y = 7.58\ cm$

$\lambda_x = \frac{0.8 \times 660}{13} = 41$

$\lambda_y = \frac{0.8 \times 660}{7.58} = 70$ حاکم است ✓

$F_a = 1103\ kg/cm^2$

$A_{req} = \frac{135000}{1103} = 122.4\ cm^2$

IPB 280 ، $A = 131\ cm^2$ $r_x = 12.1$ $r_y = 7.09\ cm$

سعی دوم:

$\lambda_x = \frac{0.8 \times 660}{12.1} = 44$ $\lambda_y = \frac{0.8 \times 660}{7.09} = 75 \rightarrow F_a = 1069$

$A_{req} = \frac{135 \times 10^3}{1069} = 126.28$ ✓

$\frac{f_a}{F_a}$

کنترل عرض به ضخامت