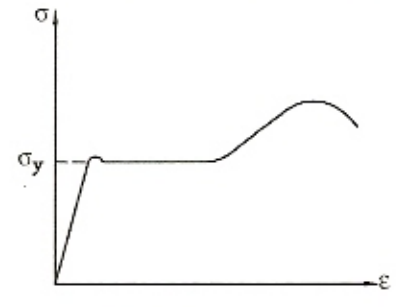
فصل اول

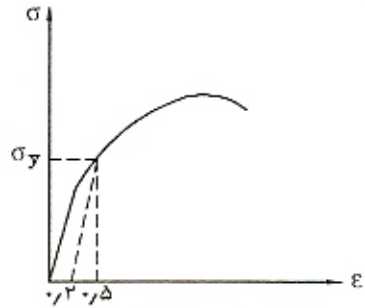
فولاد و خواص آن

تنش تسلیم (در فولادهای نرمه): به تنشی اطلاق می‌شود که در اغلب فولادهای متعارف ساختمانی، مرزی معین بین عملکرد ارتجاعی و خمیری ترسیم می‌کند. (شکل ۱ ـ ۱.(الف))

تنش تسلیم (در فولادهای آلیاژی): به تنشی اطلاق می‌شود که در آن تنش، کرنش فولاد تقریباً ۰/۵ درصد باشد یا به طور دقیقتر از کرنش ۰/۲ درصد به موازات قسمت ارتجاعی منحنی تنش ـ کرنش خطی رسم کرده، تنش نقطه تقاطع این خط و منحنی را تنش تسلیم (σ_y) می‌نامیم. (شکل ۱ ـ ۱.(ب))



(الف) تنش تسلیم در فولادهای نرمه



(ب) تنش تسلیم در فولادهای آلیاژی

شکل ۱ـ۱ . تعیین تنش تسلیم

۱ ـ ۱ انواع فولاد

فولادهای کربنی، فولادهای پر مقاومت، فولادهای آلیاژی

۱ ـ ۱ ـ ۱ فولادهای کربنی (ساده)

حاوی کربن (حداکثر ۱/۷ درصد) و سیلیس و مس و منگنز.

انواع فولادهای کربنی: ۱ـ فولاد کم کربن (کمتر از ۰/۱۵ درصد کربن دارد.)

۲ـ فولاد با کربن نسبتاً متوسط (بادرصد کربن بین ۰/۱۵ درصدتا ۰/۲۹ درصد)

۳ـ فولاد با کربن متوسط ـ فولاد اعلاء (با درصد کربنی بین ۰/۳ درصد تا ۰/۵۹ درصد)

۴ـ فولاد با کربن بالا (با درصد کربنی بین ۰/۶ درصد تا ۱/۷ درصد)

با بالا رفتن درصدکربن فولاد، تنش تسلیم (جاری شدن) فولاد بالا رفته، شکل‌پذیری آن تقلیل یافته جوش‌پذیری آن نقصان می‌یابد.

۲ ـ ۱ ـ ۱ فولادهای پرمقاومت (مقاوم)

تنش تسلیم آنها در محدودهٔ $\frac{kg}{cm^2}$ ۲۷۵۰ الی $\frac{kg}{cm^2}$ ۴۸۰۰ قرار گرفته است. بالا رفتن مقاومت این فولادها تنها با اضافه شدن آلیاژهایی نظیر: کرم، کلسیم، مس، منگنز، مولیبدن، نیکل، فسفر، وانادیم یا زیرکونیم صورت گرفته است و هیچ گونه عملیات حرارتی خاصی در تولید فولاد به عمل نیامده است.

۳ ـ ۱ ـ ۱ فولادهای آلیاژی

در این فولادها به منظور دستیابی به مقاومت بالای تسلیم ($\frac{kg}{cm^2}$ ۵۵۰۰ الی $\frac{kg}{cm^2}$ ۷۶۰۰) آنها را تحت عملیات تبرید و باز پخت قرار می‌دهند. چون این فولادها دارای پله خمیری مشخصی نیستند، لذا تنش این نوع فولادها را در نقطه‌ای که نظیر نقطه کرنش تقریباً ۰/۵ درصد است، معین کرده و آن تنش را تنش تسلیم فولاد می‌نامند. (شکل (۱ـ۱.(ب))

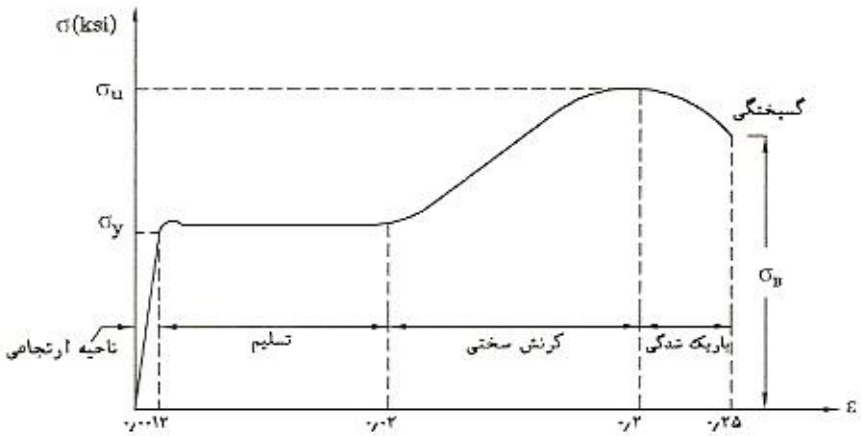
عملیات باز پخت فولاد سبب می‌شود که تا حد بسیار قابل توجهی چقرمگی (toughness) و شکل‌پذیری (ductility) فولاد بالا برود و ازبروزترک درفولاددرحین جوشکاری‌جلوگیری شود.

در جوش خود حفاظ قوس الکتریک (SMAW) الکترودها با علایم E70xx, E60xx *و ... مشخص می‌شوند. حرف* E *به معنی الکترود (Electrod) بوده، دو رقم اول (۶۰، ۷۰ و ...) بیان کنندهٔ مقاومت کششی فولاد الکترود برحسب* ksi *و دو رقم بعدی که با* xx *مشخص شده‌اند، بیان کنندهٔ گروه و وضعیت مصرفی الکترود است.*

۲ ـ ۱ منحنی تنش ـ کرنش فولاد در درجهٔ حرارت محیط

همان طور که در شکل زیر ملاحظه می‌شود، هر گاه کرنش نمونهٔ فولادی به ۱۵ الی ۲۰ برابر (در اینجا ۱۷ ≈ $\frac{۰/۰۲}{۰/۰۰۱۲}$ برابر) کرنش حد ارتجاعی برسد، بار دیگر فولاد در مقابل افزایش کرنش از خود سختی

نشان می‌دهد. به عبارت دیگر، منحنی تنش ـ کرنش فولاد با شیبی ملایم‌تر از شیب قسمت ارتجاعی فولاد امتداد پیدا می‌کند. این ناحیه از منحنی را ناحیهٔ سختی ـ کرنش (strain hardening) می‌گوییم.



شکل ۲ـ۱ . منحنی تنش ـ کرنش فولاد در درجه حرارت محیط

نرمی فولاد: نرمی فولاد را می‌توان تغییر شکل غیرقابل برگشت فولاد دانست. اندازه‌گیری نرمی فولاد با تعیین درصد تغییر طول نمونهٔ فولادی درهنگام گسیختگی نیز معین می‌شود.

(در شکل بالا ۰/۰۰۱۲–۰/۲۵ = اندازهٔ نرمی)

ضریب ارتجاعی برشی (G): برای فولادهای ساختمانی در حدود $۰/۸ \times ۱۰^{۶} \frac{kg}{cm^{۲}}$ است:

$$G = \frac{E}{۲(۱ + \nu)} \Rightarrow \frac{E}{۲} < G < \frac{E}{۳}$$

۳ ـ ۱ عملکرد فولاد در درجه حرارتهای بالا

وقتی که دمای فولاد از مرز ۹۵°C می‌گذرد، کم کم منحنی تنش ـ کرنش فولاد شکل خطی خود را در ناحیهٔ ارتجاعی از دست داده نقطه جاری شدن حذف می‌شود و E و σ_y و مقاومت کششی با افزایش دما رو به کاهش می‌گذارند.

فولادهایی که حدوداً درصد کربن بالایی دارند بین دمای ۱۵۰ و ۳۷۰ درجه سانتی‌گراد از خود، کهنگی کرنش (Strain aging) نشان می‌دهند. این نوع رفتار به معنی صعود نسبی تنش تسلیم و مقاومت کششی فولاد در حدود دماهای یاد شده می‌باشد. سایر تأثیرات دمای بالا بر روی فولاد به شرح زیر است:

الف ـ خزش برای بتن پدیده‌ای معلوم است، ولی برای فولاد در دمای محیط، خزشی ملاحظه نمی‌شود. اگر دمای فولاد بالا رود مقدار خزش آن نیز قابل توجه خواهد شد.

ب ـ خاصّیت شکنندگی فولاد به دلیل تغییر خاصیت متالورژیکی آن در بیش از $^{\circ}C$ ۵۱۰ افزایش می‌یابد.

ج ـ مقاومت در برابر اکسید شدن از $^{\circ}C$ ۵۴۰ به بالا، به شدت نقصان می‌یابد.

۴ ـ ۱ ترد شکنی

«یک نوع خرابی فاجعه انگیز است که بدون تغییر شکل اولیه خمیری (که می‌تواند خبردهنده باشد.) به سرعت اتفاق می‌افتد.»

تردشکنی به عوامل زیر بستگی دارد:

۱ ـ ۴ ـ ۱ دما

هر قدر دما پایین‌تر رود، خطر تردشکنی افزایش خواهد یافت. همچنین در بالاتر از $^{\circ}C$ ۵۴۰، رسوب عناصر آلیاژی فولاد سبب ایجاد ساختاری ترد می‌گردد.

۲ ـ ۴ ـ ۱ ضخامت

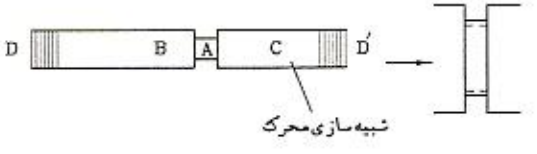
هر قدر فولاد ضخیم‌تر باشد، خطر ترد شکنی افزایش بیشتر خواهد یافت زیرا بدلیل اثر پواسون اثر بعد سوم ناچیز نمی‌شود و حالت تنش سه محوری رخ می‌دهد و تمایل تردشکنی فولاد افزایش می‌یابد.

۳ ـ ۴ ـ ۱ حالت سه محوری تنش

عضوی که تحت تنش سه محوری قرار دارد، نسبت به عضوی که تحت تنش تک محوری قرار دارد، تردشکن‌تر است.

۴ ـ ۴ ـ ۱ ترک و زخم و شکاف

وجود شکاف سبب می‌شود که از جاری شدن خمیری نمونه جلوگیری شده، نمونه ناگهان شکسته و گسیخته گردد. به شکل زیر دقت کنید.

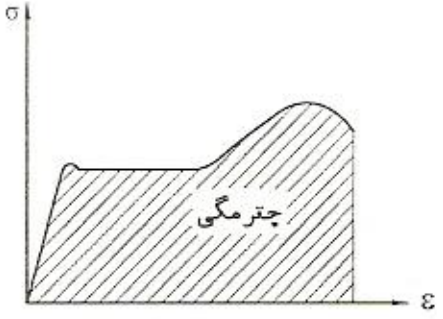


شکل ۳ـ۱ . شبیه‌سازی ترک

۵ـ۱ چند تعریف

۱ـ۵ـ۱ چقرمگی

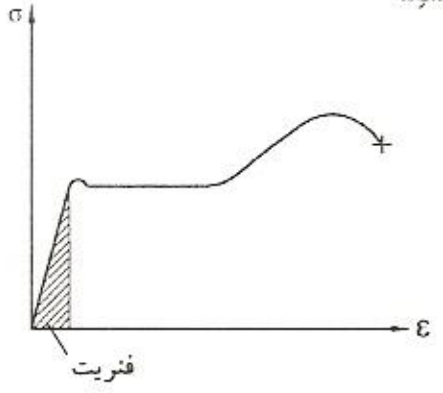
مقدار انرژی قابل جذب ارتجاعی و غیرارتجاعی توسط واحد حجم مصالح تا لحظهٔ گسیختگی است. اگر تنش تک محوری باشد، مقدار چقرمگی را می‌توان با سطح زیر منحنی تنش ـ کرنش معین کرد.



شکل ۴ـ۱ . چقرمگی

۲ـ۵ـ۱ فنرّیت

نشان دهندهٔ قدرت جذب انرژی ارتجاعی مصالح است. ضریب فنریت، مقدار انرژی ارتجاعی قابل جذب توسط واحد حجم مصالح را می‌رساند که مقدار آن برای فولاد با سطح زیر منحنی تنش ـ کرنش تا شروع نقطهٔ خمیری معین می‌شود.

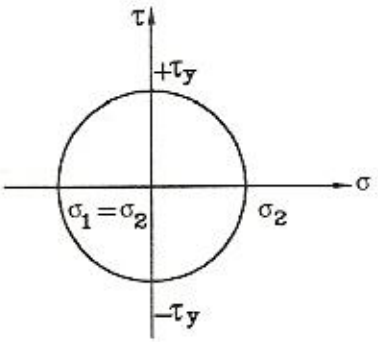


شکل ۵ـ۱ . تعریف فنرّیت

۳ـ۵ـ۱ تنش تسلیم برشی (τ_y)

ثابت می‌شود که تنش تسلیم برشی فولاد برابر با $\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$ می‌باشد.

اثبات: در شکل (۶ـ۱) دایره موهر مربوط به حالتی که تنش برشی خالص وجود داشته باشد ،نمایش داده



شکل ۶ـ۱ . دایرهٔ موهر

شده است.

اما مطابق تئوری گسیختگی انرژی اعوجاج (هوبر، فن مایزز، هنکی)، در حالت دو بعدی داریم:

$$\sigma_y^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2 \Rightarrow \sigma_y^2 = \sigma_1^2 + (-\sigma_1)^2 - \sigma_1 (-\sigma_1) = 3\sigma_1^2 \Rightarrow \sigma_1 = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$$

در نتیجه مطابق دایرهٔ موهر داریم: $\tau_y = \sigma_1 = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$

۴ ـ ۵ ـ ۱ نسبت پواسون (μ)

برای فولادهای ساختمانی مقدار نسبت پواسون در حوزهٔ ارتجاعی ۰/۳ و در حوزهٔ خمیری ۰/۵ است. (مقدار ۰/۵ برای حالتی است که فولاد بدون افزایش نیرو، تغییر شکل (و نه تغییر حجم) پیدا می‌کند).

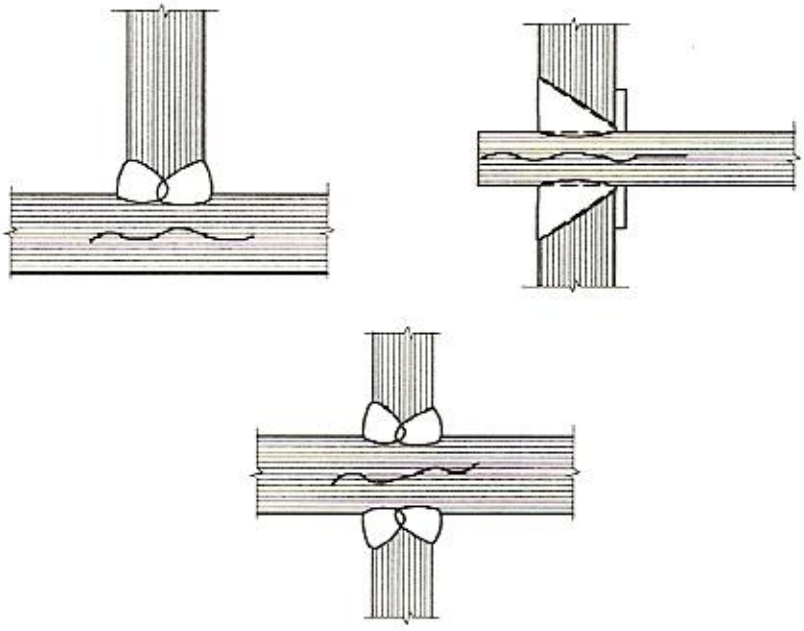
در شکل (۳ـ۱)، وقتی میلهٔ DD′ تحت کشش واقع می‌شود، بدون اینکه B و C حتی به جاری شدن برسند (در حالت کلی : بدون اینکه B و C به گسیختگی برسند)، تکهٔ A به مرحلهٔ باریک شدگی می‌رسد و گسیخته می‌شود. پس میلهٔ DD′ پس از یک تغییر شکل کوچک (ونه در حد ۰/۲۵ = ε) به مرحلهٔ گسیختگی می‌رسد که این همان ترد شکنی است.

۶ ـ ۱ بارهای جنبشی (دینامیک)

هر قدر بارهای خارجی سریعتر وارد شوند، خطر تردشکنی بیشتر خواهد بود.

۷ ـ ۱ پارگی لایه‌ای

نوعی ترد شکنی است که در فولاد مبنا و در محلهای جوش اتفاق می‌افتد. به سبب انقباض شدید فلز جوش، فولاد مبنا در بعد ضخامت خود در سطحی موازی دو سطح خارجی، ترک لایه‌ای بر می‌دارد.



شکل ۷ـ۱ . نمایش پارگی لایه‌ای در چند اتصال جوشی

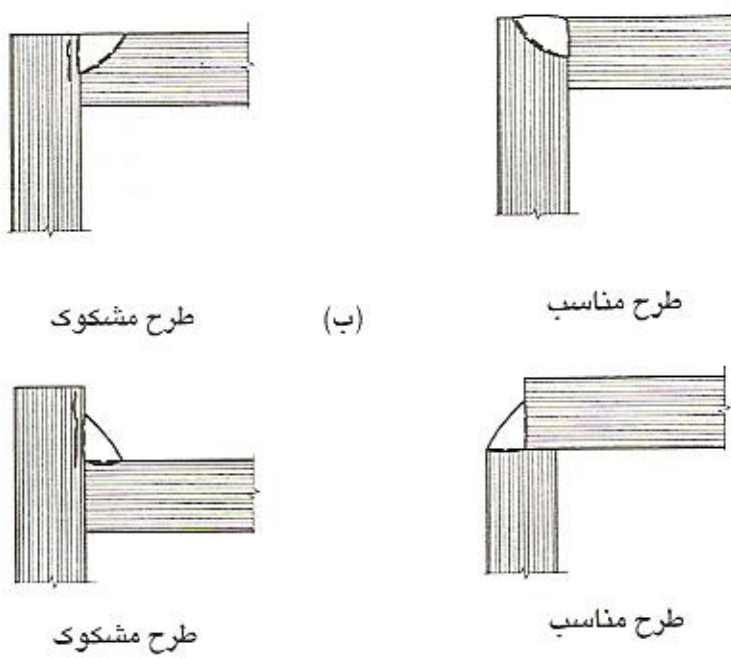
البته یکی از عوامل تقویت پارگی لایه‌ای این است که خاصیت شکل‌پذیری فولاد، (قدرت تحمل کرنش) در جهت ضخامت به مراتب کمتر از خاصیت شکل‌پذیری فولاد، در جهت نورد آن است.

حد ارتجاعی فولاد (σ_y) ***نیز در جهت عرضی، کمی پایین‌تر از حد ارتجاعی*** (σ_y) ***آن در جهت نورد است.***

همان طور که قبلاً گفته شد، انقباض جوش در جهت ضخامت قطعهٔ فولادی موجب پارگی لایه‌ای می‌شود، لذا طرح جوش اتصال باید به نحوی باشد که انقباض جوش در جهت نورد قطعه عمل کند.

طرح مناسب　　طرح مشکوک

(الف)



شکل ۸ـ۱ . امکان ایجاد پارگی لایه‌ای را می‌توان با طرحی مناسب کاهش داد.

۸ ـ ۱ استحکام خستگی

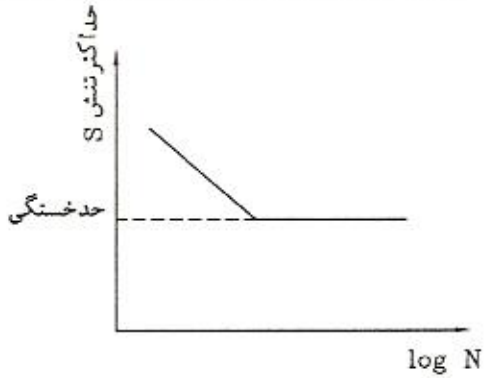
تکرار عمل بارگذاری و حذف بار، اگر به دفعات قابل توجهی انجام گیرد، حتی اگر تنش کمتر از تنش تسلیم ایجاد کند، ممکن است نهایتاً به گسیختگی قطعه بیانجامد. یک چنین پدیده‌ای به نام خستگی شناخته می‌شود.

هر چه فولاد نرمتر باشد، مقاومت بیشتری در برابر خستگی خواهد کرد.
به وجود آمدن تنش چند محوری، از مقاومت در برابر خستگی خواهد کاست.

حَد خستگی (fatigue limit): تنشی است که در تعداد دوره تناوب بسیار زیاد (بیش از حدود دو میلیون) باعث گسیختگی می‌شود. (شکل ۹ـ۱)

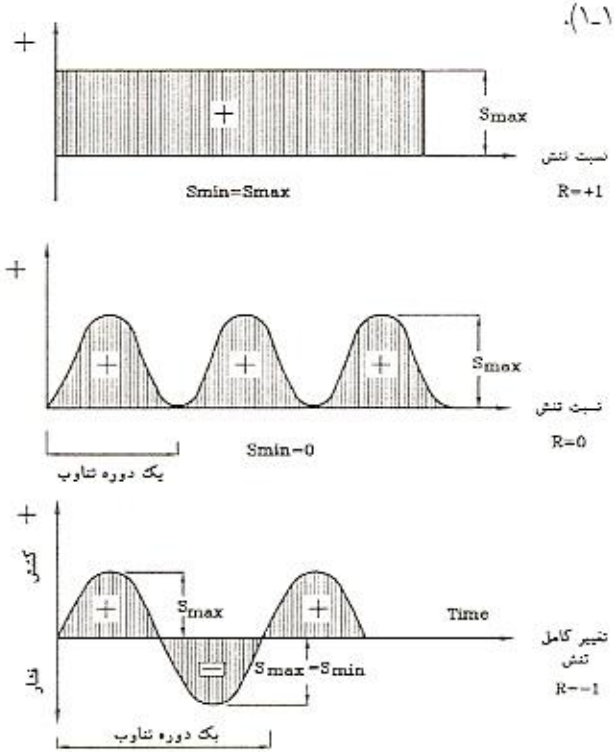
در مورد ساختمانهای فولادی چون تعداد دورهٔ تناوب در عمر سازه یکصد هزار یا کمتر می‌باشد، تقلیل مقاومت فولاد ناچیز خواهد بود ولی در پلهای بزرگراهها انتظار می‌رود که تعداد دورهٔ تناوب بارگذاری در عمر

سازه بیش از یکصدهزار باشد و بدین سبب در این سازه‌ها خستگی، مسألهٔ مهمی خواهد بود.



شکل ۹ـ۱ . منحنی تغییرات متداول S - N در مقایس لگاریتمی

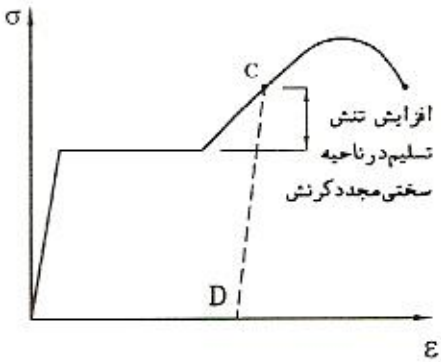
زمانی که نسبت تنش (یعنی R) بین $\frac{1}{2}$ و ۱+ است، خستگی نقشی بازی نمی‌کند، به عبارت دیگر تا زمانی که تنش حداقل، کمتر از $\frac{1}{2}$ تنش حداکثر نباشد به شرطی که از نوع تنش حداکثر نیز باشد، خستگی نقشی ندارد (شکل ۱۰ـ۱).



شکل ۱۰ـ۱ . انواع تغییرات متناوب تنش برای نسبتهای مختلف تنش از R = +۱ الی R = −۱

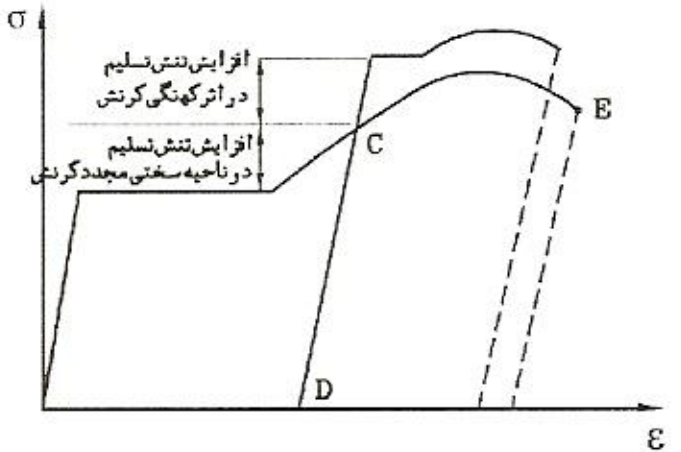
۹ـ۱ کارسرد و سخت گردانی کرنشی

در شکل (۱۱ـ۱) نمونه را تا نقطهٔ C تحت بار قرار می‌دهیم و در این نقطه بار را از روی آن حذف می‌کنیم. در برگشت به حالت بدون بار، منحنی طول خط بریده CD را طی کرده، مبدأ بارگذاری مجدد نمونه نقطهٔ D می‌شود. دیده می‌شود که طول خط CD بلندتر شده و به عبارت دیگر، تنش تسلیم فولاد نمونهٔ جدید افزایش یافته است، یک چنین تغییر حالت فولاد به دلیل قطع بارگذاری در ناحیهٔ سخت گردانی کرنش فولاد است و در عوض با در نظر گرفتن موقعیت نقطهٔ D دیده می‌شود که شکل‌پذیری فولاد جدید به شدت کاهش یافته است. به چنین عملیاتی که بر روی فولاد در دمای محیط و به منظور تغییر خواص مکانیکی فولاد انجام می‌گیرد، کار سرد می‌گویند.



شکل ۱۱ـ۱ . کار سرد

ممکن است چنین به نظر برسد که افزایش مقاومت فولاد به قیمت از دست رفتن شکل‌پذیری فولاد و از بین رفتن نقطهٔ کاملاً مشخص تنش تسلیم فولاد به پله خمیری فولاد حاصل می‌شود ولی حقیقت این است که پس از مدتی که بار نمونه حذف شد، فولاد جدید خواص مکانیکی دیگری را که آنرا نمی‌توان با نقاط C و D و E شکل (۱۲ـ۱) نشان داد، از خود نشان می‌دهد. به پدیده‌ای که بر طبق آن یک چنین تغییر حالتی حاصل می‌شود کهنگی کرنش اطلاق می‌شود که بر طبق آن فولاد جدید تنش تسلیم بالاتری از خود نشان داده، بار دیگر دارای پله خمیری و ناحیهٔ سختی مجدّد کرنش (شکل ۱۲ـ۱) خواهد شد.



شکل ۱۲ـ۱ . تأثیر کهنگی کرنش

پرسشهای چهارگزینه ای

۱ ـ با افزایش مقدار کربن در آلیاژ فولاد:

۱ ـ جوش‌پذیری فولاد بهتر می‌شود.

۲ ـ فولاد شکننده شده و مقاومت‌فشاری آن افزایش یافته و جوش‌پذیری آن کاهش می‌یابد.

۳ ـ فولاد شکننده شده و تغییر شکل‌پذیری آن افزایش یافته و جوش‌پذیری آن کاهش می‌یابد.

۴ ـ هیچ تأثیری در خواص فولاد به وجود نمی‌آید.

۲ـ برای فولاد نرمه ساختمانی بین حد ارتجاعی برش F_{ys} و حد ارتجاعی کششی F_y کدام رابطه برقرار است؟

۱ ـ $F_{ys} = F_y$ ۲ ـ $F_{ys} = \sqrt{\frac{۲}{۳}}\, F_y$

۳ ـ F_{ys} ربطی به F_y ندارد. ۴ ـ $F_{ys} = \frac{۱}{\sqrt{۳}}\, F_y$

۳ ـ نسبت پواسون برای فولاد در محدودهٔ ارتجاعی بین کدام دو عدد قرار دارد؟

۱ ـ ۰/۵ تا ۰/۶ ۲ ـ ۰/۳۵ تا ۰/۴۳ ۳ ـ ۰/۲۵ تا ۰/۳۳ ۴ ـ ۰/۱۵ تا ۰/۲۳

۴ ـ معایب استفاده از فولاد کدامها می‌باشند؟

۱ ـ قیمت بالا

۲ ـ قابلیت زنگ زدن آن بالاست

۳ ـ برای محافظت در برابر زنگ زدن باید آنها را رنگ کرد یا ...

۴ ـ همهٔ موارد

۵ ـ می‌نیمم درصد افزایش طول فولاد نرم (تحت کشش تا زمان گسیختگی) چه مقدار می‌باشد.

۱ ـ ۱ درصد ۲ ـ ۲ درصد ۳ ـ ۵۰ درصد ۴ ـ ۲۳ درصد

۶ ـ فولادهای ساختمانی عموماً حاوی ... درصد کربن هستند.

۱ ـ ۰/۱۵ تا ۰/۲۹ ۲ ـ ۰/۳ تا ۰/۵۹ ۳ ـ ۰/۶ تا ۱/۷ ۴ ـ کمتر از ۰/۱۵

۷ ـ کدام عملکرد نمی‌تواند به راحتی روی فولاد نرم اعمال شود؟

۱ ـ سوراخ کردن ۲ ـ برش ۳ ـ پانچ کردن ۴ ـ سخت گردانی

۸ـ خزش در فولاد ...

۱ ـ اصلاً مشاهده نمی‌شود.

۲ ـ در تنشهای پایین ملاحظه نمی‌شود و فقط در تنشهای بالا مشاهده می‌شود

۳ ـ در دمای محیط ملاحظه نمی‌شود ولی اگر دمای فولاد بالاتر برود، مقدار خزش آن نیز قابل توجه خواهد شد.

۴ ـ همیشه همانند بتن وجود دارد.

۹ ـ شیب مماس بر یک نقطه روی نمودار تنش ـ کرنش بالاتر از محدودهٔ ارتجاعی چیست؟

۱ ـ ν، نسبت پواسون

۲ ـ E_s، ضریب کرنش ـ سختی

۳ ـ σ_y، تنش تسلیم

۴ ـ E، ضریب الاستیسیته

۱۰ـ کدامیک از عبارتهای زیر نادرست می‌باشد؟

۱ ـ تمامی فولادها دارای پله خمیری مشخصی می‌باشند.

۲ ـ ضریب ارتجاعی برش کمتر از نصف ضریب الاستیسیته فولاد می‌باشد.

۳ ـ عضوی که تحت تنش سه محوری قرار دارد، نسبت به عضوی که تحت تنش تک محوری قرار دارد، ترد شکن‌تر است.

۴ ـ حد خستگی، تنشی است که در تعداد دورهٔ تناوب بیش از حدود دو میلیون باعث گسیختگی می‌شود.

۱۱ـ کدام جمله صحیح است؟

۱ ـ اگر در یک میلهٔ فولادی تحت کشش، تنش بیش از تسلیم بشود، فولاد پلهٔ خمیری خود را از دست می‌دهد.

۲ ـ کار سرد، موجب کاهش شکل‌پذیری فولاد می‌گردد.

۳ ـ پدیدهٔ کهنگی کرنش موجب کاهش تنش گسیختگی می‌گردد.

۴ ـ همهٔ موارد

فصل دوم

قطعات کششی

مقدمه

قطعات کششی یا دارای نیمرخ ساده هستند و یا دارای نیمرخ مرکب می‌باشند. انواع نیمرخهای (پروفیلهای) ساده عبارتند از: میلگرد، تسمه، نبشی، ناودانی و I و ... نیمرخهای مرکب از ترکیب ۲ یا چند نیمرخ ساده تشکیل می‌شوند. انتخاب پروفیل ساده عملکرد اجرایی را تسهیل خواهد بخشید و حتی محاسبات و تهیهٔ نقشه‌های اجرایی را نیز سرعت خواهد داد ولی با این حال در موارد زیر از پروفیل مرکب استفاده می‌کنیم:

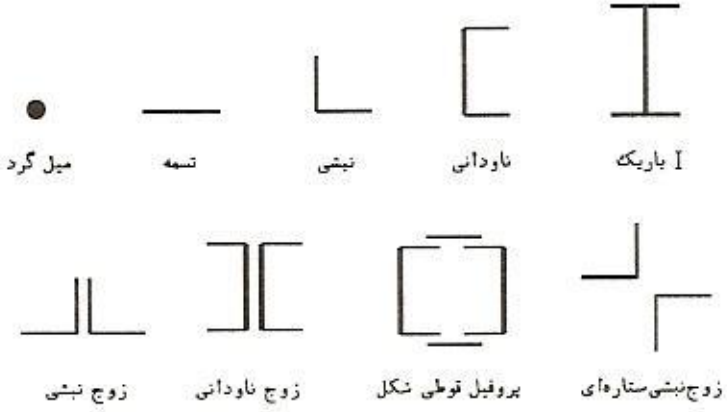
الف ـ زیبایی قطعه مورد نظر باشد.

ب ـ اتصالات مخصوص انتهای قطعه نیاز به مقطعی خاص داشته باشند.

ج ـ نیروی کششی بیش از ظرفیت باربری نیمرخ ساده باشد.

د ـ ضریب لاغری ($\lambda = \frac{kl}{r_{min}}$) نیمرخ ساده صلبیت کافی را به قطعه ندهد (بعدها خواهیم گفت که باید در قطعات کششی $\lambda \leq ۳۰۰$ باشد).

هـ ـ به دلیل اثر توأم کشش و خمش به صلبیت جانبی بالایی نیاز باشد.



شکل ۱ـ۲ . نیمرخهای متداول قطعات کششی (مرکب و ساده)

هر گاه قطعات کششی دارای صلبیت خمشی کمی باشند، زیر اثر وزن خود تغییر شکل داده و به اصطلاح شکم می‌دهند. برای از بین بردن این تغییر شکل اولیه با استفاده از بست قورباغه‌ای یا حرارت یا ... در قطعات کششی، کشش اولیه‌ای قبل از اعمال بار کششی ایجاد می‌کنند. زیرا تغییر شکل اولیهٔ ناشی از وزن باعث می‌شودکه‌این‌قطعات تحت‌اثربار خارجی‌تغییرشکل قابل‌توجهی‌داده‌وقدرت کششی قطعه کاهش یابد.

اثر تنشهای پس ماند

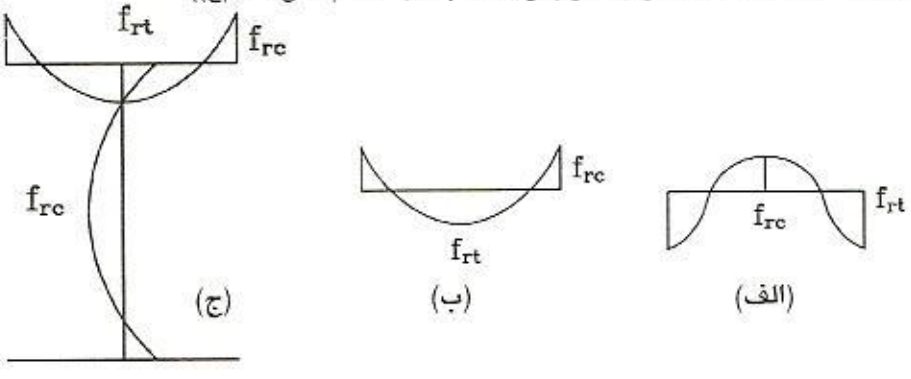
وجود تنشهای پس ماند در قطعات کششی موجب می‌شود که عملکرد قطعات کشش تحت تأثیر بار کمی‌متفاوت باعملکردنمونهٔ فولادی در آزمایش کشش ساده باشد. علل ایجاد تنشهای پس ماند عبارتند از:

۱ـ سرد شدن غیریکنواخت نیمرخهای نورد شده پس از نورد در بستر خنک کننده

۲ـ سرد شدن غیریکنواخت نیمرخهای ساخته شدهٔ جوشی پس از جوشکاری

۳ـ کار سرد انجام شده بر روی قطعات خمیده برای صاف کردن

نحوهٔ ایجاد تنش پس ماند در یک نیمرخ I شکل پس از نورد گرم به این ترتیب است که پس از اتمام نورد گرم، نوک بالهای نیمرخ از سه سمت در معرض هوای سرد محیط قرار می‌گیرد، لذا با سرعتی سریعتر از محل اتصال بال به جان پروفیل شروع به سرد شدن می‌کند و به همین دلیل، قسمت وسط جان نیز، سریعتر از محل اتصال جان به بال خنک می‌شود. بدین ترتیب فلز اتصالات بال به جان، حتی پس از آن که دو انتهای بال و قسمت میانی جان تا درجهٔ حرارت محیط سرد شده باشند، به سرد شدن خود ادامه می‌دهد. یک چنین تأخیری در سرد شدن سبب می‌شود که در اثر انقباض حاصل در اتصالات جان به بال این پروفیل، تنش فشاری در قسمتهای قبلاً خنک شدهٔ پروفیل و تنش کششی در اتصالات جان به بال این پروفیل به‌وجود آید. یک چنین تنشهایی را تنش پس ماند خواهیم نامید. (شکل ۲ـ۲.(ج))



شکل ۲ـ۲ . تنش پس ماند f_{rt}: تنش کششی و f_{rc}: تنش فشاری

در مورد تسمه‌های نورد شده نیز همین وضعیت برقرار بوده و لبه‌های آنها تحت فشار قرار می‌گیرند. اما در تسمه‌های بریده شده به کمک مشعل عکس حالت نورد شده اتفاق می‌افتد یعنی پس از برش، قسمتهای واقع در مسیر بریده شده حرارت خود را از دست می‌دهند منقبض می‌شوند، قسمت میانی تسمه را تحت فشار قرار می‌دهند و خود در کشش می‌افتند (شکل ۲ـ۲.(الف) و (ب)).

نکات مهم :

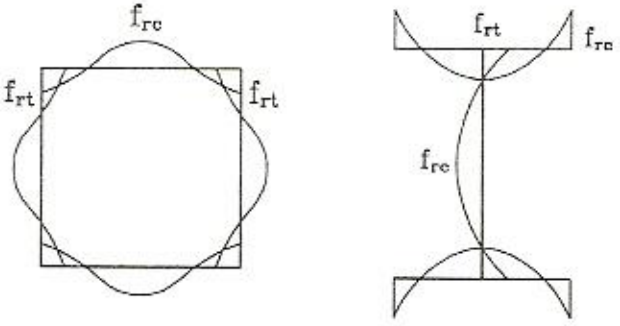
تنش پس ماند در قطعات جوش شده بیشتر از قطعات نورد شده می‌باشد.

مقدار تنش پس ماند تابعی از ضخامت است و مثلاً با افزایش ضخامت تسمه، تنش پس ماند آن افزایش می‌یابد.

تنش پس ماند حرارتی تقریباً در همهٔ طول قطعه وجود دارد، منتهی در دو انتهای آن طبعاً برابر با صفر بوده، ولی به سرعت در فاصلهٔ کمی از دو انتها شدت آن به مقدار حداکثر می‌رسد.

به دلیل تفاوت در تنشهای پس ماند، در دو ستون I شکل و قوطی شکل با ضریب لاغری یکسان، استحکام ستونی که از نیمرخ قوطی شکل ساخته شده باشد، بیشتر است ($\square > I$).

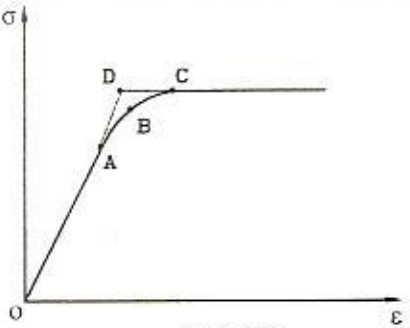
تنش پس ماند در لبه‌های نیمرخ I شکل فشاری است و در لبه‌های نیمرخ قوطی شکل کششی می‌باشد.



شکل ۳ـ۲

وجود تنش پس ماند موجب می‌شود که منحنی ایده‌آل تنش ـ کرنش کمی تغییر کند. اگر در یک تسمه تنش پس ماند وجود نداشته باشد، تغییرات تنش با کرنش برطبق خط OAD *صورت می‌گیرد (شکل ۴ـ۲). لذا دیده می‌شود که وجود تنش پس ماند سبب تغییر تنش تسلیم فولاد نمی‌گردد، ولی باعث می‌شود که حَد خطی فولاد که برای فولاد شکل (۴ـ۲) نقطه* D *بوده*

است به نقطهٔ A تنزل یابد و از طرف دیگر کرنش مربوط به تنش تسلیم فولاد از کرنش مربوط به نقطهٔ D به نقطه C افزایش یابد و در واقع گوشه تیز حالت قوسی به خود بگیرد.



شکل ۴ـ۲

تنشهای مجاز

روش طراحی قطعات کششی بر مقاومت نهایی آنها استوار است. بدین ترتیب که دو نوع احتمال خرابی زیر در نظر گرفته می‌شوند:

۱ـ ازدیاد طول زیاده از حد قطعه تحت اثر بارگذاری قطعه که برای جلوگیری از این خرابی باید داشت:

$$(f_t)_g \leq (F_t)_g$$

۲ـ گسیختگی قطعه که برای جلوگیری از این خرابی باید داشت :

$$(f_t)_e \leq (F_t)_e$$

$(F_t)_g$ و $(F_t)_e$ به ترتیب تنش کششی مجاز در سطح مقطع کلی و مؤثر و $(f_t)_g$ و $(f_t)_e$ نیز به ترتیب تنش کششی موجود در سطح مقطع کلی و مؤثر می‌باشند.

در توضیح خرابی نوع ۱ باید گفت که: $(f_t)_g = \frac{T}{Ag} \leq (F_t)_g = ۰/۶۰F_y$

پس فرمول شمارهٔ ۱ به صورت روبه رو در می‌آید: $\frac{T}{Ag} \leq ۰/۶۰F_y$

به قسمی که: T = نیروی کششی موجود در عضو

Ag = سطح مقطع کلی

F_y = تنش تسلیم

و فرمول شمارهٔ ۲ به صورت روبه رو در می‌آید: $\frac{T}{A_e} \leq ۰/۵F_u$

به قسمی که: T = نیروی کششی موجود در عضو

Ae = سطح مقطع مؤثر

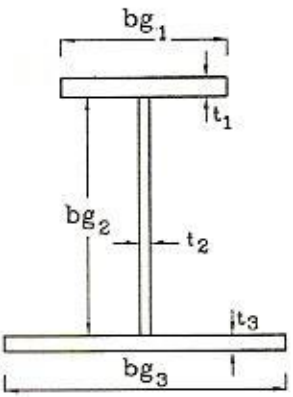
$$T = (0.6F_Y A_g \cdot 0.5F_u A_e)_{min}$$ F_u = تنش نهایی

به عبارت بهتر:

T = نیروی کششی مجاز (حداکثر نیروی کششی که مجاز است به قطعه وارد شود).

سطح مقطع کل (A_g)

عبارت است از حاصل ضرب پهنای ورق‌های مختلف تشکیل دهندهٔ مقطع در ضخامت هر ورق.



شکل ۵ـ۲

$$A_g = \sum_{i=1}^{n} b_{gi}\, t_i$$

$$Ag = b_{g1} \times t_1 + b_{g2} \times t_2 + b_{g3} \times t_3$$

در رابطه فوق:

A_g = سطح مقطع کلی

b_{gi} = پهنای جزء مورد نظر مقطع

t_i = ضخامت جزء مورد نظر مقطع

سطح مقطع خالص A_n

سطح مقطع خالص یک نیمرخ حاصل تفریق اثر سوراخهای ایجاد شده در عضو از مقطع کلی می‌باشد و در حالت کلی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$A_n = \Sigma\, b_{ni}\, t_i$$

که در آن:

A_n = سطح مقطع خالص

t_i = ضخامت جزء مورد نظر مقطع

b_{ni} = پهنای جزء مورد نظر مقطع منهای قطر سوراخها = b - nD

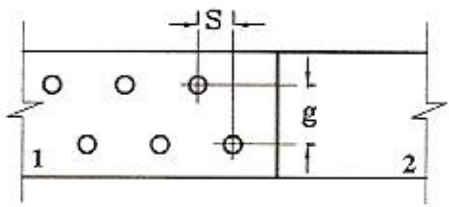
در موارد عملی، در محاسبه b_{ni} ،قطر سوراخها را ۱/۵ میلی‌متر بیشتر در نظر می‌گیرند تا از لبه‌های ترک‌دار یا له شدهٔ سوراخها صرف‌نظر شود.

$$b_{ni} = \begin{cases} \text{برای اعضای دارای یک ردیف سوراخ} & b_{gi} - \sum_{i=1}^{n} (D_i + 1/5\text{mm}) \\ \text{برای اعضای دارای چند ردیف سوراخ} & [\, b_{gi} - \sum_{i=1}^{n} (D_i + 1/5\text{mm}) \,] + \sum_{i=1}^{n} \frac{S_i^2}{4g_i} \end{cases}$$

t_i = ضخامت جزء مورد نظر مقطع

D_i = قطر هر یک از سوراخهایی که مقطع مورد نظر از آنها عبور می‌کند.

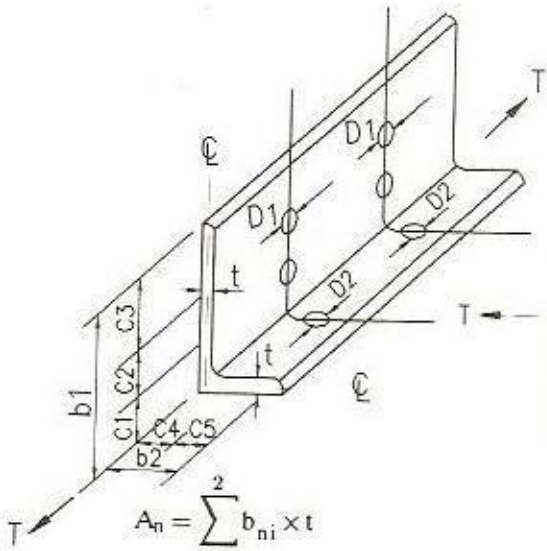
قطر محاسباتی سوراخها = $D_i + 1/5$ mm

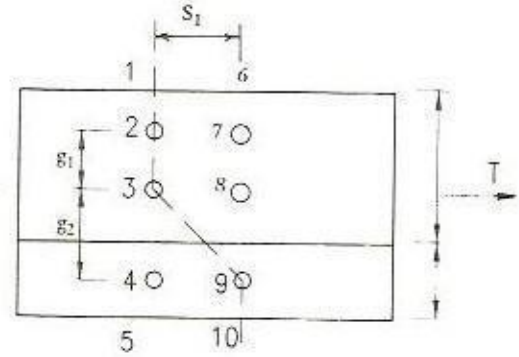


شکل ۶ـ۲ . اتصال دو قطعه به یکدیگر

هر گاه سوراخهای یک قطعه کششی متشکل از یک نبشی روی دو ساق آن قرار گرفته باشد، برای تعیین مقدار g در ترم $\frac{s^2}{4g}$ می‌باید به مانند آنچه در شکل (۶ـ۲) نشان داده شده است، فاصلهٔ بین مراکز دو سوراخ در روی میانتار نبشی اندازه گرفته شود، بدین ترتیب مقدار g در نبشی برابر با مقدار زیر خواهد بود:

$$g = g_a - \frac{t}{2} + g_b - \frac{t}{2} = g_a + g_b - t$$





$$A_n = \sum_{i=1}^{2} b_{ni} \times t$$

برای مسیر 10-9-3-2-1 داریم:

$$\sum b_{ni} = \left\{ \left[b_1 - 2(D_1 + 1.5\,mm) \right] + \left[b_2 - t - 1(D_2 + 1.5) \right] + \frac{S_1^2}{4g_2} \right\}$$

$$g_2 = C_1 + C_4 - 2 \times \frac{t}{2}$$

که در آن:

سطح مقطع مؤثر (Ae)

سطح مقطع مؤثر خالص برای اعضای کششی به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

۱ ـ چنانچه بار به‌وسیلهٔ پیچ یا پرچ یا جوش مستقیماً به‌کلیهٔ اجزای مقطع منتقل گردد، سطح مقطع خالص مؤثر A_e برابر سطح مقطع خالص A_n می‌باشد.

۲ ـ چنانچه بار کششی به‌وسیلهٔ پیچ یا پرچ یا جوش توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد، سطح مقطع مؤثر A_e به‌صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$A_e = AU$$

که در آن:

U = ضریب کاهش طبق رابطهٔ

$$U = 1 - \bar{x}/L \leq 0.9$$

$\bar{x}$ = برون‌محوری اتصال

L= طول اتصال در امتداد نیرو

در صورت آزمایش و یا اثبات به‌طریق منطقی، می‌توان از U بزرگتری استفاده نمود.

A= طبق تعاریف زیر:

الف: وقتی که بارکششی توسط پیچ یا پرچ منتقل گردد:

$A=A_n$

= سطح مقطع خالص عضو

ب: وقتی که بارکششی فقط توسط جوش طولی به‌عضوی غیر از ورق و یا جوش طولی در ترکیب با جوش عرضی منتقل گردد:

$A=A_g$

= سطح مقطع کلی عضو

پ: وقتی که بارکششی فقط توسط جوش عرضی منتقل گردد:

A= سطح مقطع عضوی که به‌طور مستقیم اتصال یافته

U=1.0

ت: چنانچه انتقال بار به‌ورق، به‌وسیلهٔ دو خط جوش طولی در امتداد دو لبه در انتهای ورق انجام شود، برای $l \geq w$ داریم:

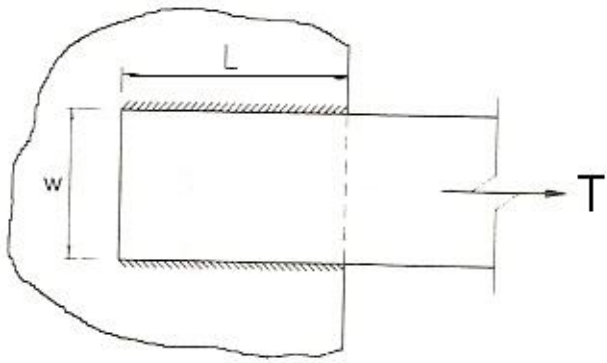
A= سطح مقطع ورق

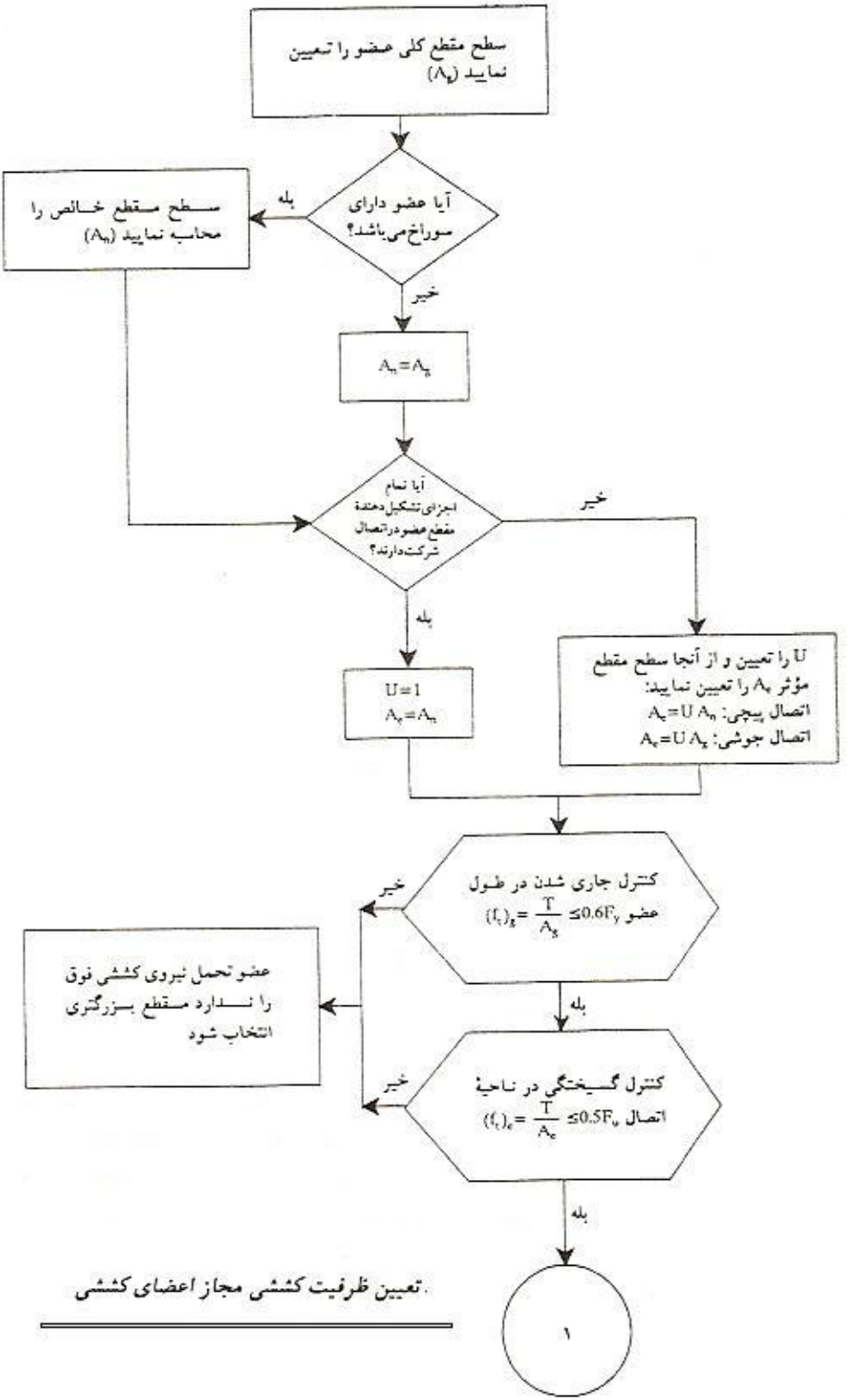
و:

$l>2w$ ..... U=1.0

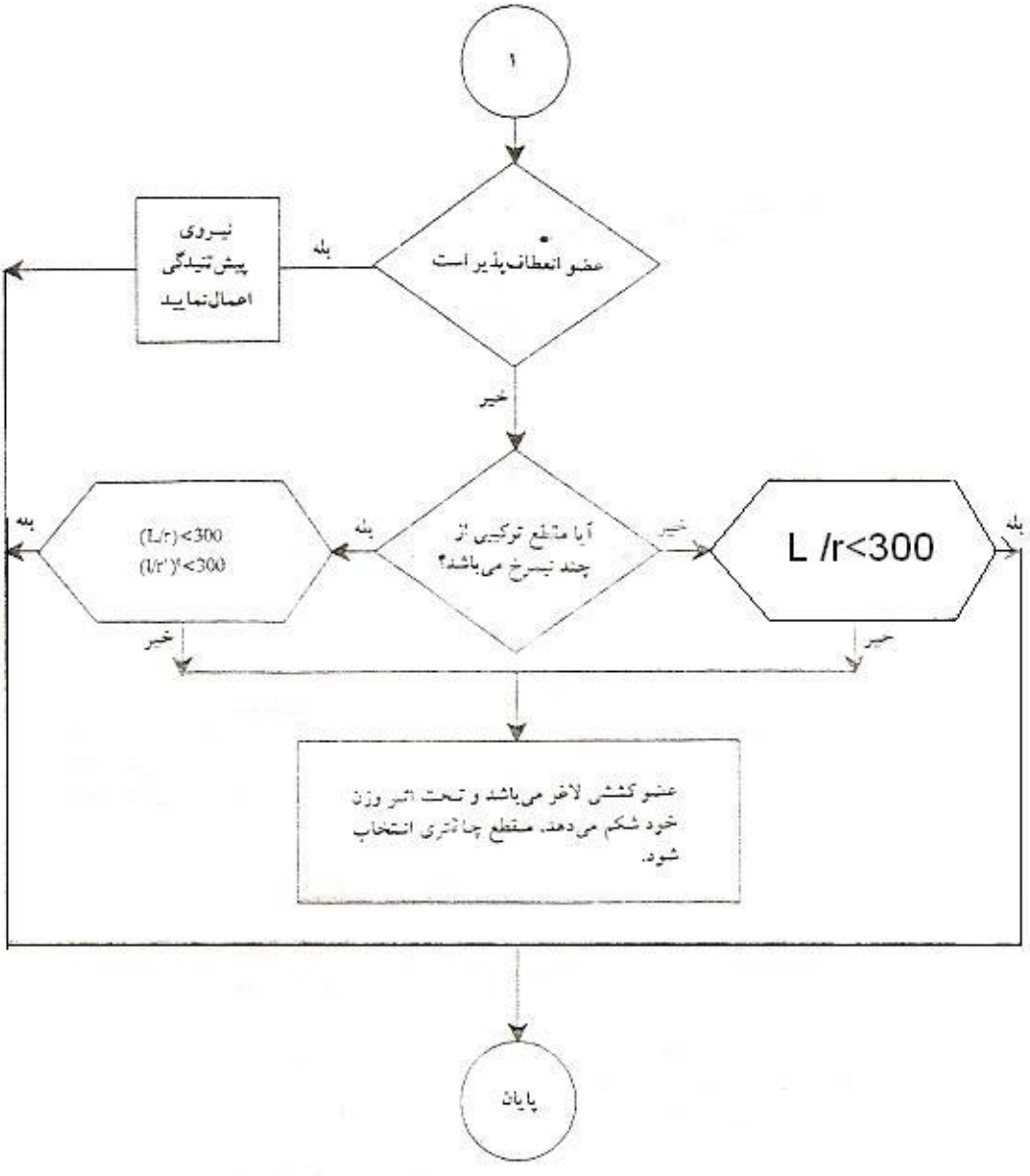
$2w>l>1.5w$ ..... U=0.87

$1.5w>l>w$ ..... U=0.75





تعیین ظرفیت کششی مجاز اعضای کششی



* اعضا انعطاف‌پذیر به‌اعضایی اطلاق می‌شود که سختی خمشی فوق‌العاده کمی دارند و تحت وزن خود شکم می‌دهند مانند کابلها، میلگردها و مفتولها.

وقتی این اعضاء به‌عنوان عضو کششی در نظر گرفته می‌شوند باید جهت جلوگیری از شکم دادن آنها نیروی پیش‌تنیدگی در حدود ۳۰۰ تا ۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در آنها وجود داشته باشد. برای این منظور استفاده از بستهای دو پیچ یا وسایل مشابه متداول می‌باشد.

؛(l/r') عبارت است از لاغری تک‌پایه حداقل هر عضو از مقطع مرکب بین دو بست متوالی.

ـ کنترل لاغری اعضای کششی

مثال

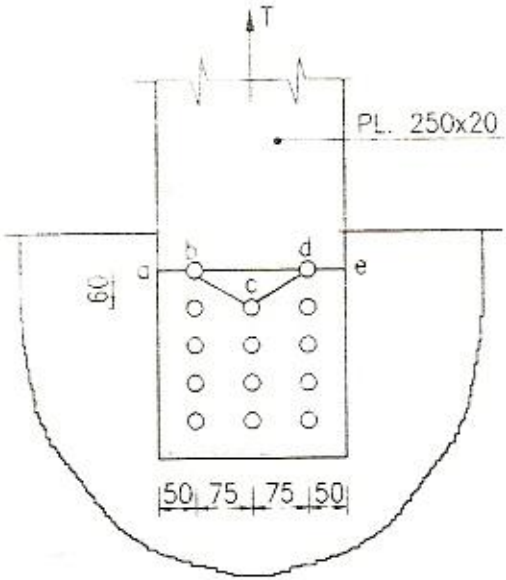
نیروی کششی مجاز را با توجه به‌شکل و مشخصات داده شده به‌دست آورید.

مشخصات فولاد مصرفی: $F_y=2400\ kg/cm^2$

$F_u=3600\ kg/cm^2$

قطر پیچها 20mm می‌باشد

$\begin{cases} b=25\ cm \\ t=2.0\ cm \end{cases}$



حل:

با توجه به‌اینکه سوراخها استاندارد می‌باشند قطر این سوراخها را با توجه به‌جدول ۵ قسمت ۱۰ ـ ۱ ـ ۷ ـ ۳ آیین‌نامه به‌دست خواهیم آورد. فرض می‌کنیم سوراخها پانچ شده باشند.

تعیین تنش مجاز کششی:

قطر سوراخ استاندارد $=20+1.5+1.5=23$

سطح مقطع کلی $A_g=25\times2=50\ cm^2$

1) $F_t=0.6F_y=0.6\times2400=1440\ kg/cm^2$ روی سطح مقطع کلی

2) $F_t=0.5F_u=0.5\times3600=1800\ kg/cm^2$ روی سطح مقطع مؤثر

سطح مقطع خالص عبارت است از مقدار کوچکتر به‌دست آمده از دو مسیر زیر:

۱ ـ مسیر «abde»

$$A_n=t\times(b-n\times D)$$

که در آن n تعداد سوراخها در مسیر موردنظر و D قطر سوراخ می‌باشد.

$$A_n=2\times(25-2\times2.3)=40.8\ cm^2$$

۲ ـ مسیر «abcde»

$$A_n=t\times(b-n\times D+m\frac{S^2}{4g})$$ به‌قسمت ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۱۱ ـ ب آیین‌نامه مراجعه شود.

S= فاصلهٔ دو پیچ در امتداد اعمال نیرو

g= فاصلهٔ دو پیچ در امتداد عمود بر اعمال نیرو

m= تعداد خطوط مورب

$$A_n=2(25-3\times2.3+2\times\frac{6.0^2}{4\times7.5})=41.0\ cm^2$$

سطح مقطع خالص نباید از ۸۵٪ سطح مقطع کلی بیشتر در نظر گرفته شود. (۱۰ـ۱ـ۱ـ۱۱ـپ)

$$0.85A_g=0.85\times50=42.5>40.8\ cm^2 \quad O.K.$$

نیروی کششی مجاز ورق فوق مقدار کوچکتر به‌دست آمده از دو رابطهٔ زیر می‌باشد:

1) $P_{مجاز}=A_g\times0.6F_y=50\times0.6\times2400=72000\ kg=72\ ton$

2) $P_{مجاز}=A_n\times0.5F_u=40.8\times0.5\times3600=73440\ kg=73.44\ ton$

پس نیروی کشش مجاز $P_{مجاز}=72ton$ خواهد بود.

با فرض آنکه ظرفیت مقطع 72ton باشد، این امکان وجود دارد که مقطع روی خط «C» پس از کم کردن سه سوراخ از آن مقاومت کششی ورق را کنترل نماید. اگر برشی را که دو پیچ اولیه حمل می‌کنند از ظرفیت کل کم نماییم باقیماندهٔ بار عبارت خواهد بود از:

$$\frac{12}{14}\times72=61.71\ ton$$

سطح مقطع خالص روی خط C عبارت است از:

$$A_n=t\times(b-n\times D)=2.0(25-3\times2.3)=36.2\ cm^2$$

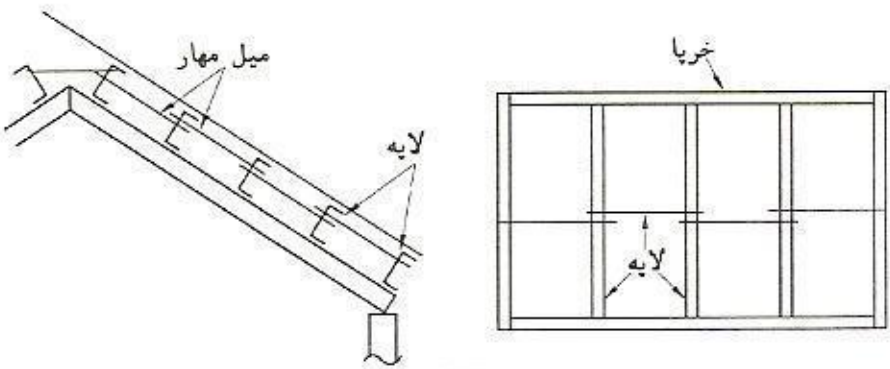
پس ظرفیت مقطع روی خط C عبارت است از:

$P_{مجاز}\ A_n\times0.5F_u=36.2\times0.5\times3600\times10^{-3}=65.16\ ton>61.71\ ton$ O.K.

میلگردهای کششی (Sag Rods)

مطابق آنچه که در شکل زیر مشاهده می‌شود در سقف سازه‌های صنعتی بر روی دو خرپای طرفین، لاپه‌هایی به طور موازی، قرار می‌گیرند. لاپه‌ها معمولاً ناودانی یا پروفیل z هستند. از آنجا که معمولاً فاصله بین دو خرپا زیاد است برای اقتصادی‌تر و کوچکتر شدن پروفیل لاپه‌ها، آنها را به وسیلهٔ میلگردهای کششی به یکدیگر وصل می‌کنیم. نام دیگر میلگرد کششی، میل مهار می‌باشد.

هر گاه که از میل مهارها در بادبندهای افقی، جانبی و یا عمودی ساختمانها و برجها استفاده شود، عموماً به این قطعات، کشش اولیه‌ای اعمال می‌کنند تا از خمش زیاده از حد این نوع قطعات که دارای سختی خمشی ناچیزی هستند، جلوگیری کنند. با یک چنین تمهیدی از حرکات نوسانی بنا که احتمالاً خرابی ناشی از خستگی را به دنبال دارد، جلوگیری می‌کنند.



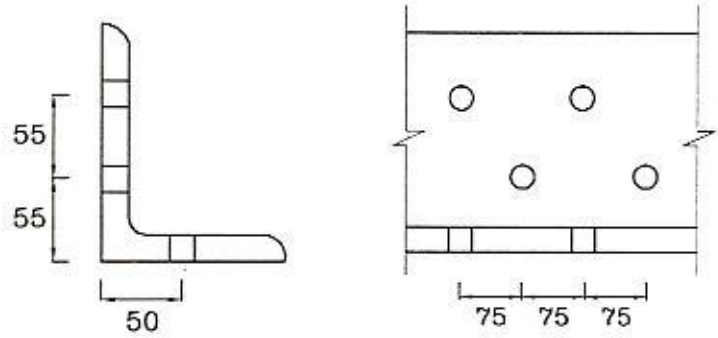
شکل (۱۰-۲) لاپه در ساختمان صنعتی

کنترل صلبیت خمشی قطعات کششی

هر چند که در طرح و محاسبهٔ قطعات کششی مسألهٔ پایداری دخالتی ندارد، ولی لازم است که طول قطعات کششی را به منظور جلوگیری از تغییر شکل خمشی زیاده از حد آنان به طریقی محدود کرد. در غیر این صورت این‌گونه قطعات تحت اثر وزن خود تغییر شکل خمشی قابل توجهی داده همین عامل سبب لرزش و نوسان در سازه‌ای می‌شود که تحت اثر بارهای جانبی حاصل از باد و یا دستگاههای نوسان‌دار قرار دارد، پس داریم که باید:

$$\frac{KL}{r} = \lambda \leq ۳۰۰$$

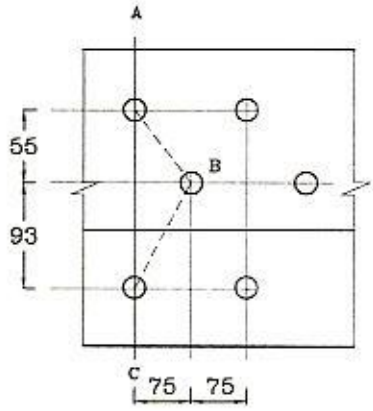
مثال مطلوب است تعیین سطح مقطع خالص A_n برای نبشی ۱۲×۹۰×۱۵۰، قطرسوراخها ۲۴ میلی‌متر، در تعبیه سوراخها از روش سوراخزنی استفاده شده است.



حل:

$$A_n = A_g - Dt + \frac{s^2}{4g}$$

که در رابطهٔ فوق D قطر محاسباتی سوراخ می‌باشد.



نبشی باز شده

مسیر A - C :

سطح مقطع نبشی = ۲۷/۵ cm^2

$۲۷/۵ - ۲ (۲/۴ + ۰/۱۵) \times ۱/۲ = ۲۱/۸۸ cm^2$

مسیر A - B - C :

$$۲۷/۵ - ۳ (۲/۴ + ۰/۱۵) ۱/۲ + [\frac{۷/۵^2}{۴\times۵/۵} + \frac{۷/۵^2}{۴\times۹/۳}] \times ۱/۲ = ۲۳/۲۰ cm^2$$

$\Rightarrow A_n = ۲۱/۸۸ cm^2$ مسیر بحرانی A - C است:

حداکثر نیروی کششی که مجاز است به نبشی وارد شود.

$F_u = ۳۷۰۰ kg/cm^2$ $F_y = ۲۳۳۳ kg/cm^2$

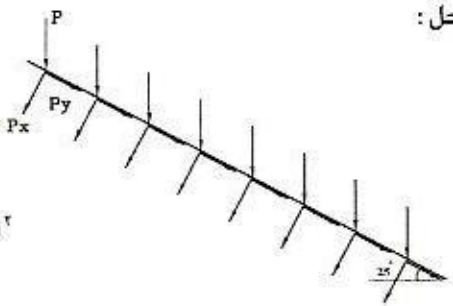
$T \leq ۰/۶ F_y A_g = ۰/۶ \times ۲۳۳۳ \times ۲۷/۵ = ۳۸۴۹۵ kg$

$T \leq ۰/۵ F_u A_e = ۰/۵ \times ۳۷۰۰ \times ۲۳/۲۰ = ۴۲۹۲۰ kg$

$\Rightarrow T = ۳۸۴۹۵ kg$ کمترین دو مقدار بالا:

مثال هرگاه با توجه به شکل (۱۰ـ۲) طول یک سمت شیبدار سقف برابر با ۷/۵m و زاویه شیب سقف برابر با ۲۵° باشد، مطلوب است طرح میل مهار لاپه‌ها، وزن پوشش سقف برابر با ۱۵ kg/m^2 و وزن لاپه‌ها را برابر با ۱۷/۵ kg/m^2 بگیرید. منطقه‌ای که این ساختمان صنعتی در آن منطقه واقع شده است دارای برفی معادل با ۲۰۰ kg/m^2 است. فاصله دو خر پا را ۴/۵m بگیرید.

حل :



وزن پوشش = ۱۵ kg/m^2

وزن لاپه‌ها = ۱۷/۵ kg/m^2

بار برف روی سطح شیبدار = ۲۰۰ $\cos ۲۵° = ۱۸۱ kg/m^2$

$P = ۱۵ + ۱۷/۵ + ۱۸۱ = ۲۱۳/۵ kg/m^2$

بار P مطابق شکل قابل تجزیه به دو بار P_x و P_y می‌باشد که بار P_y در راستای میل مهار لاپه بوده و توسط میل مهار لاپه که به منزله تکیه‌گاه میانی برای لاپه است تحمل خواهد شد، لذا خواهیم داشت:

$P_y = P \sin ۲۵ = ۲۱۳/۵ \times \sin (۲۵°) = ۹۰/۲ kg/m^2$

بار حداکثر در میل مهار لاپه = $(\frac{۴/۵}{۲} \times ۷/۵) \times ۹۰/۲ kg/m^2$

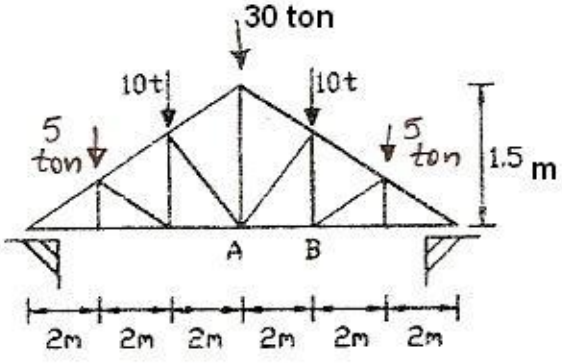
$F_t = ۰/۳۳ \times ۳۷۰۰ = ۱۲۲۰ kg/m^2$

$A_D \geq \frac{T}{F_t} = \frac{۱۵۲۳}{۱۲۲۰} = ۱/۲۵ cm^2$ $D = ۱۴ mm$ $A_D = ۱/۵۴ cm^2$

نمونه سؤالات مبحث کشش

عضو کششی AB از خرپای شکل را از یک مقطع قوطی شکل با ضخامت ۱cm طراحی کنید. (آیا مقطع بدست آمده قابل قبول است)؟

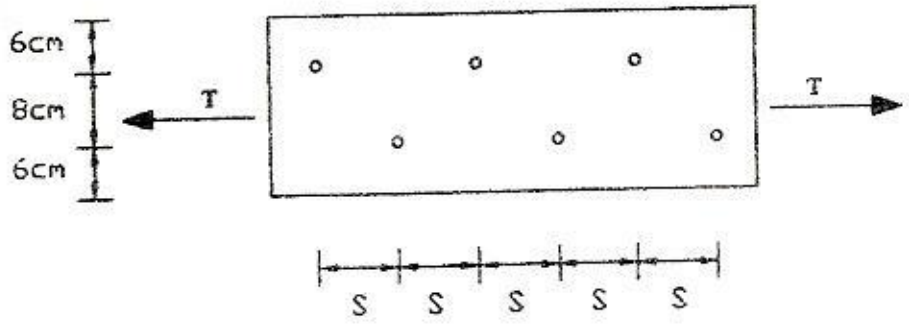
$F_y = 2400\ Kg/cm^2$, $E = 2.05\times10^6\ Kg/cm^2$



منحنی بین نیروی کششی مجاز و فاصلهٔ افقی S برای ورق اتصال شکل چه می‌باشد؟ (توابع مربوط به این منحنی را پیدا کنید).

$F_y = 2400\ Kg/cm^2$, $Fu = 3600\ kg/cm^2$

$D = 23mm$ قطر محاسباتی $t = 20mm$ ضخامت ورق

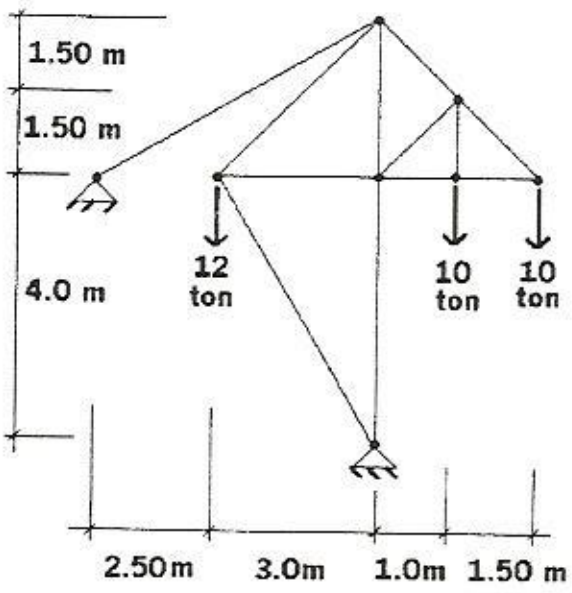


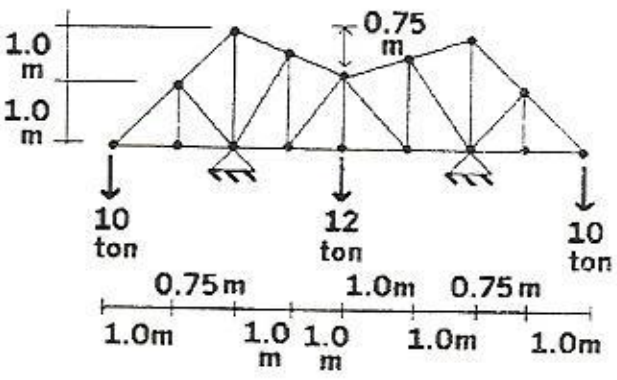
حداکثر طول مجاز عضو کششی شکل چقدر است؟

نمونه سؤالات مبحث کشش

کلیه اعضاء کششی خرپا های زیر را از زوج نبشی به هم چسبیده طراحی کنید. (اتصالات، بوسیله جوش ایجاد میشود.)

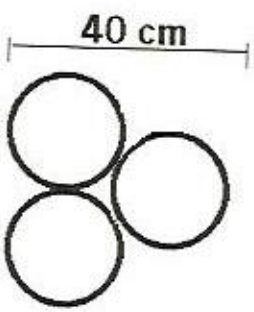
فولاد مصرفی : Fy=2400 kg/cm2





نیروی کششی مجاز مقطع ستونی شکل را تحت شرایط زیر بیابید.

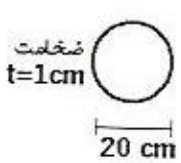
(Fy =2400 kg/cm2 ; E =2.10*10^{6} kg/cm2)



مقطع ستون

طول موثر ستون : KL =400cm

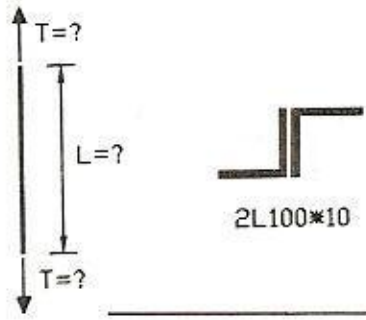
مقطع ستون :



(توضیح اینکه اجزا به یکدیگر متصل می باشند.)

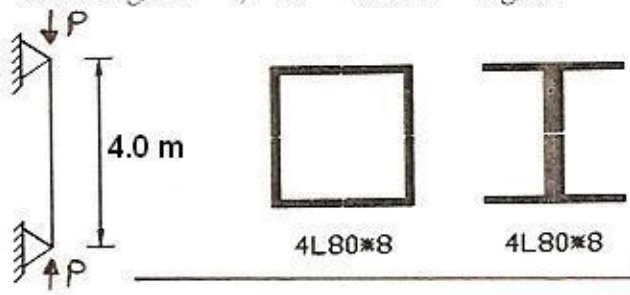
نمونه سؤالات مبحث کشش

مطلوب است تعیین حداکثر طول و نیروی کششی مجاز (فولاد مصرفی از نوع معمولی با تنش تسلیم $2400\ Kg/cm^2$ می‌باشد.)



برای مقاطع شکل زیر نیروی کششی مجاز را پیدا کرده و با یکدیگر مقایسه نمایید.

$F_y = 2400\ Kg/cm^2$, $E = 2.1\times10^6\ Kg/cm^2$



نیروی کششی مجاز ورق شکل زیررا بیابید .

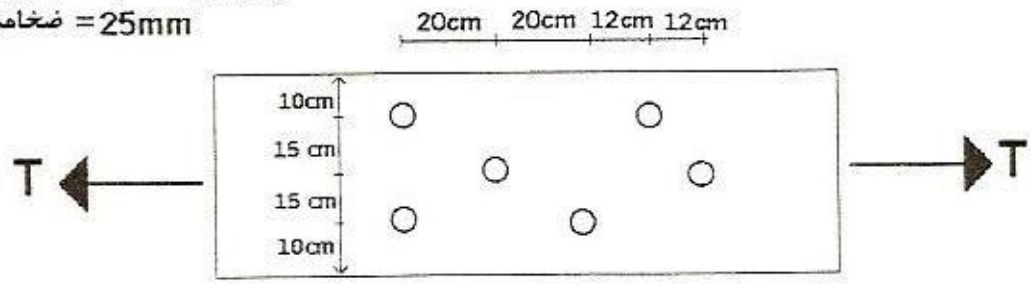
$E = 2.10*10^6\ kg/cm2$

$Fy = 2400\ kg/cm2$

$F_U = 3600\ kg/cm2$

قطرمحاسباتی سوراخ‌ها $= 25mm$

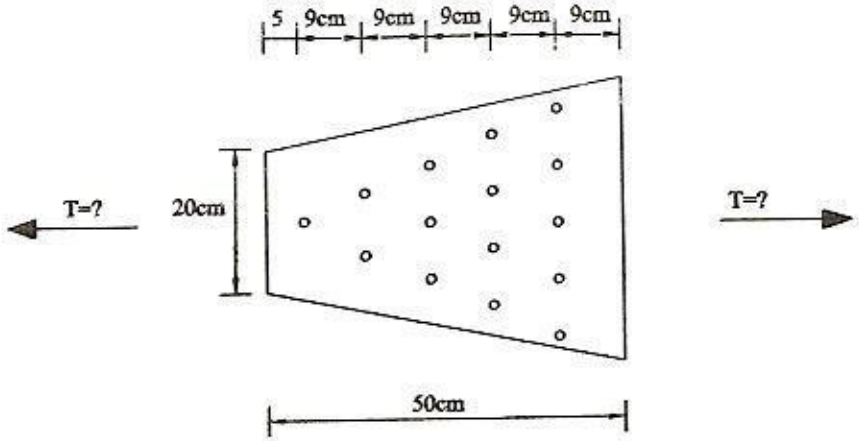
ضخامت ورق $= 25mm$



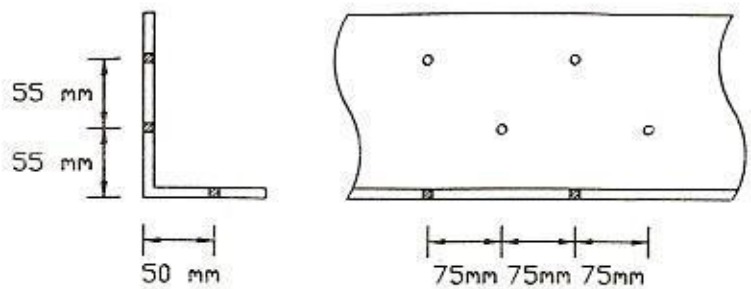
نمونه سؤالات مبحث کشش

حداکثر نیروی کششی مجاز ورق اتصال شکل چقدر است؟(توضیح اینکه قطر محاسباتی سوراخها 23 mm بوده و فواصل مراکز سوراخها در هر امتداد قائم و همچنین فاصلهٔ لبه ورق تا مرکز سوراخ در هر امتداد قائم با یکدیگر مساوی است.)

$F_y = 2800\ Kg/cm^2$, $E = 2.05\times10^6\ Kg/cm^2$



مطلوب است تعیین A_n برای نبشی $12 \times 90 \times 150$. (قطر محاسباتی سوراخها 25.5 mm می‌باشد.)



جواب : $A_n = 21.38\ cm^2$

فصل سوم

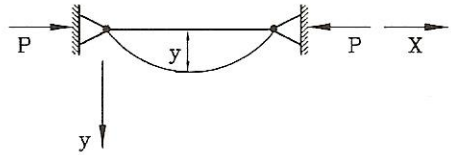
ستونها

مقدمه

کلیات: ستونها قطعاتی هستند که تحت اثر نیروی محوری فشاری قرار دارند. هرگاه بارهای وارده به نوعی باشد که بتوان از دوران انتهای قطعه صرف‌نظر کرد و یا اینکه بارهای وارده که از طریق تیرهای متصل به ستون وارد می‌شوند وضعیت متقارن داشته باشند به نحوی که لنگر خمشی انتهای ستون نسبت به نیروی فشار محوری بسیار اندک باشد می‌توان این قطعه را با اطمینان کامل به مانند ستونی با نیروی محوری تنها طراحی کرد.

کمانش ارتجاعی اولر

نظریه و بحث کمانش ارتجاعی نخستین بار در سال ۱۷۵۹ توسط اولر مطرح شده است. قطعه‌ای را مطابق شکل تحت اثر بار محوری P در نظر بگیرید.



. تغییر شکل ارتجاعی ستون

مطابق فرض خمش ساده داریم:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} = \frac{y''}{(1+y'^2)^{3/2}}$$

جزء y'^2 در مخرج ناچیز است بنابراین با توجه به جهت محور y داریم: $-EIy'' = M = py$

$$EIy'' + py = 0$$

$$y'' + \frac{p}{EI} y = 0$$

حل این معادلهٔ دیفرانسیل با فرض $k^2 = \frac{P}{EI}$ به صورت $y = A \sin kx + B \cos kx$ خواهد بود. با

اعمال شرایط مرزی خواهیم داشت: $k = \frac{n\pi}{l} \longrightarrow p = \frac{n^2\pi^2}{l^2} EI$

معمولاً مد کمانش اول نظیر $n = 1$ به عنوان بار کمانشی اولر در نظر گرفته می‌شود و داریم:

$$p_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

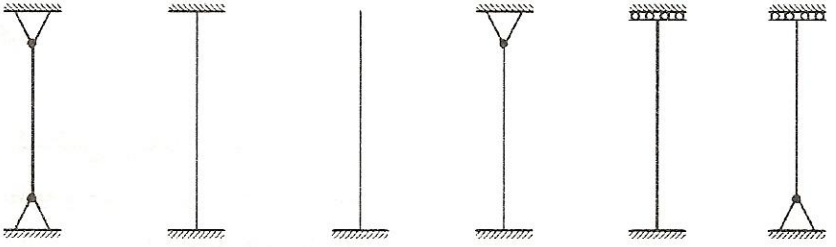
$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{l}{r})^2}$$

که r شعاع ژیراسیون مقطع خواهد بود. نظیر حالت دو سر مفصل برای سایر شرایط مرزی می‌توان نوشت:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{k\,l}{r})^2}$$

که فاکتور k معرف وضعیت شرایط تکیه گاهی است.

برخی شرایط تکیه گاهی و ضریب k متناظر با آنها در شکل زیر نشان داده شده است:



تئوری	k=1	k=0.5	k=2	k=0.7	k=1	k⩾2
آیین نامه	k=1	k=0.65	k=2.10	k=0.8	k=1.20	k⩾2

ضریب k متناظر با شرایط مختلف تکیه گاهی

فاکتور k ضریب طول مؤثر، kl طول مؤثر و kl/r ضریب لاغری نامیده می‌شود.

فرمول اولر تا مدتها توسط طراحان به کار گرفته نمی‌شد چرا که آزمایشها نشان می‌داد که ستونهای با طول متعارف مقاومتی کمتر از بار کمانشی اولر از خود نشان می‌دادند. به تدریج مشخص شد که فرمول اولر یا کمانش ارتجاعی فقط برای مقادیر ضریب لاغری $\frac{kl}{r}$ بزرگ صادق است چرا که تنها در این محدودهٔ خاص است که کمانش از نوع ارتجاعی است. برای مقادیر کمتر $\frac{kl}{r}$ کمانش از نوع غیرارتجاعی خواهد بود.

کمانش غیرارتجاعی شانلی

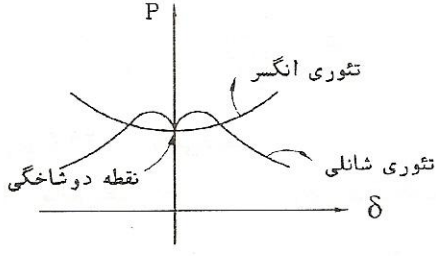
چنانکه در قسمت قبل ذکر شد کمانش و رفتار ستون در دو محدودهٔ ارتجاعی و غیرارتجاعی کاملاً متفاوت است. در محدودهٔ کمانش ارتجاعی فرمول اولر برقرار است ولی در محدودهٔ کمانش غیرارتجاعی

فرمول اولر برقرار نخواهد بود. علت این امر آن است که وقتی ستون وارد حالت غیرارتجاعی می‌شود مقدار E ثابت نخواهد بود در نتیجه با کاهش E مقدار بار کمانش ستون نیز کمتر می‌شود.

کمانش غیرارتجاعی نخستین بار توسط انگسر مطرح شد و بعدها توسط شانلی تکمیل گردید. اساس این نظریه بر تئوری مدول مماسی E_t استوار است که رفتار فیزیکی مقطع را در شرایط غیرارتجاعی تعریف می‌کند. مدول مماسی به صورت :

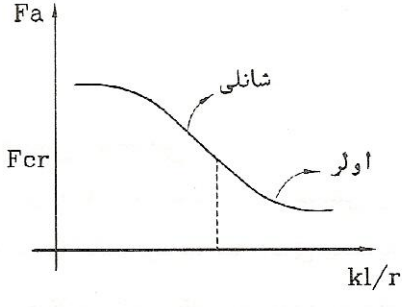
$$E_t = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$$

تعریف می‌شود. شانلی این فرض را تکمیل کرد و اصل کمانش غیرارتجاعی را براساس نظریهٔ مدول دوگانه مطرح نمود. شکل زیر نحوهٔ تعریف و اختلاف این دو تئوری را نمایش می‌دهد.



تئوری شانلی

براساس مطالعات صورت گرفته تا وقتی که تنش در ستون از حد خاصی که F_{cr} نامیده می‌شود کمتر باشد بار کمانش ستون تابع تئوری اولر است ولی پس از این حد تئوری شانلی بر رفتار ستون حاکم خواهد شد.



تغییر رفتار در محدودهٔ کمانش ارتجاعی و غیرارتجاعی

مقدار F_{cr} عموماً تابعی از تنشهای پس ماندی است که در حین ساخت و یا جوشکاری و نصب ستون در آن ایجاد می‌شود. آئین‌نامهٔ AISC و آئین‌نامه ایران تأثیر تنش پس ماند را به صورت محافظه کارانه برابر $0/5F_y$ در نظر می‌گیرند در نتیجه $F_{cr} = \frac{1}{2} F_y$ در نظر گرفته می‌شود. براین اساس می‌توان نوشت:

$$\frac{1}{2} F_y = \frac{\pi^2 E}{(\frac{kl}{r})^2} \longrightarrow kl/r = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

این مقدار برای $\frac{kl}{r}$ در اصطلاح c_c نامیده می‌شود: $c_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$

به ازای $\frac{kl}{r} > c_c$ کمانش ارتجاعی است و به ازای $\frac{kl}{r} < c_c$ کمانش به صورت غیرارتجاعی خواهد بود.

ضوابط آیین‌نامه‌ای جهت طراحی اعضا فشاری

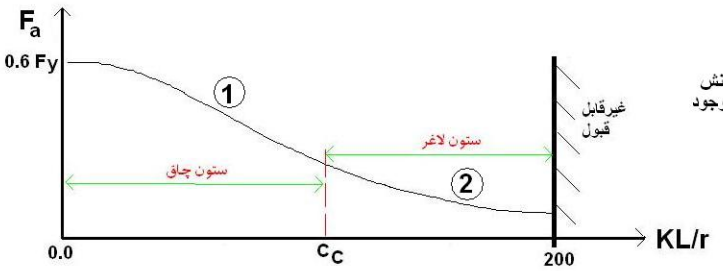
در محدودهٔ کمانش ارتجاعی $\frac{kl}{r} > c_c$ ستون لاغرخواهدبود.عموماً ضریب ایمنی برابر $\frac{23}{12}$

برای بار کمانشی در نظر گرفته شده وتنش مجاز فشاری به صورت زیر نوشته می‌شود:

(برای فولاد نرمه‌معمولی $c_c = 131$) ② $F_{a\ \text{مجاز}}^{\text{تنش}} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{(\frac{kl}{r})^2} \simeq \frac{105 \times 10^5}{(\frac{kl}{r})^2}$

به‌ازای $\frac{kl}{r} \leqslant c_c$ فرمول کمانش غیرارتجاعی شانلی برای ستون های چاق بر قرار است که به صورت زیر نوشته می‌شود: ① $F_{a\ \text{مجاز}}^{\text{تنش}} = [1 - \frac{1}{2}(\frac{kl/r}{c_c})^2] F_y \Big/ (\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\frac{kl/r}{c_c} - \frac{1}{8}(\frac{kl/r}{c_c})^3)$

مخرج این‌کسر ضریب ایمنی است که بین $\frac{5}{3}$ تا $\frac{23}{12}$ متغیرخواهد بود و به مقدار $\frac{kl}{r}$ بستگی دارد. از نظر آئین‌نامه‌ای حد بالایی برابر ۲۰۰ برای $\frac{kl}{r}$ در نظرگرفته شده است‌که یک ضابطهٔ خدمت‌پذیری می‌باشد.



$f_{a\ \text{موجود}}^{\text{تنش}} \leqslant F_{a\ \text{مجاز}}^{\text{تنش}}$

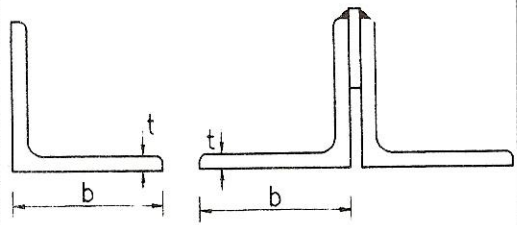
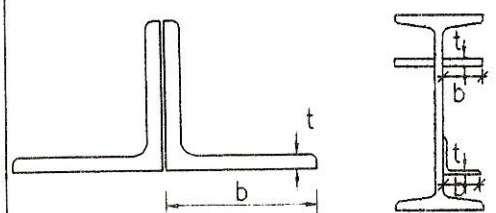
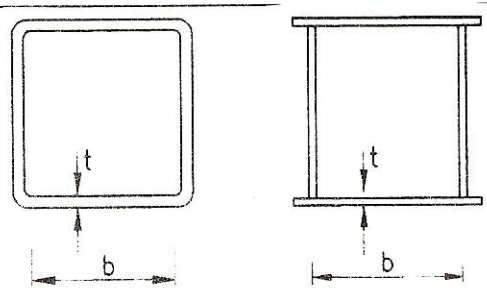
$f_a = \frac{P}{A} \leqslant F_a$

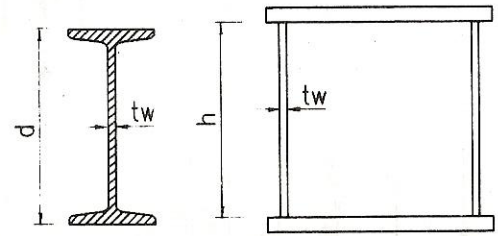
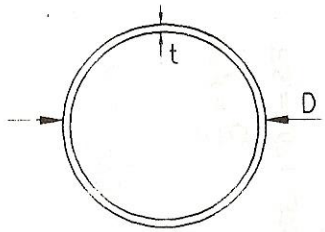
$P \leqslant F_a A$

ضوابط کنترل کمانش موضعی

یکی از شرایط اساسی برای رسیدن یک ستون به بار کمانشی آن است که تسلیم اجزای مختلف مقطع قبل از اینکه کل مقطع به شرایط تسلیم نرسیده است اتفاق نیفتد. به همین خاطر آئین‌نامه‌ها ضوابط خاصی را برای نسبتهای عرض به ضخامت اجزای مقطع تعیین کرده‌اند تا مانع از کمانش موضعی اجزا قبل از تسلیم کلی مقطع شود. مقاطعی که اجزای آنها از نظر نسبت عرض به ضخامت شرایط خاصی را ارضا کنند و در اصطلاح غیر لاغر باشند از نظر کمانش موضعی مشکلی نخواهند داشت. مقاطع نوردیده بجز بعضی از نبشیهای دو بال نامساوی مقاطع لاغر نیستند و غیر فشرده محسوب می‌شوند بنابراین کمانش موضعی در آنها کنترل کننده نخواهد بود ولی ستونهایی که با ورق ساخته می‌شوند ممکن است دچار کمانش موضعی در اجزای خود گردند.

- **تعیین محدودیتهای پهنای آزاد به‌ضخامت در عناصر فشاری ستونها:**

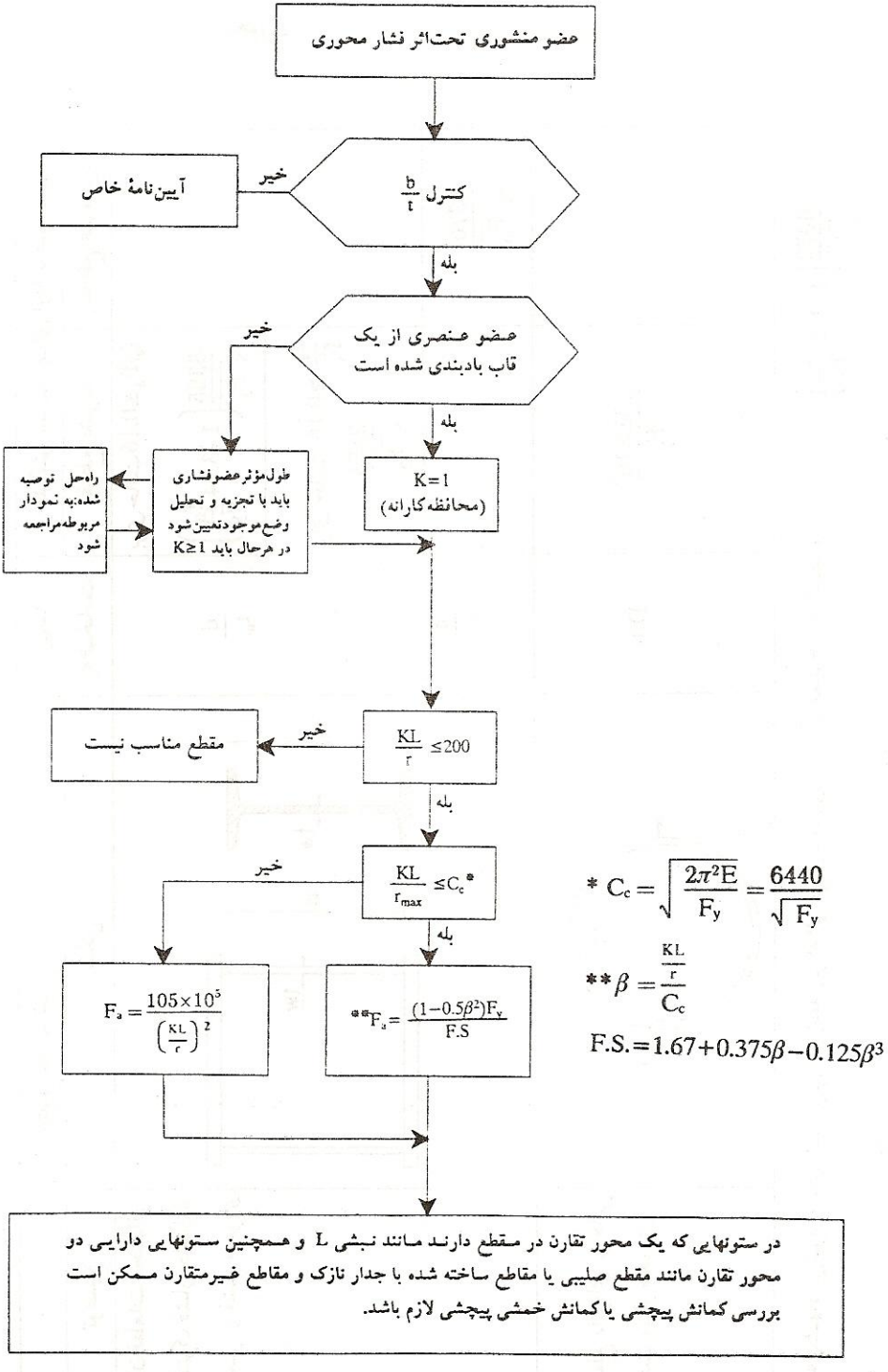
عضو تحت تنش		پهنا	حداکثر نسبت پهنای آزاد به‌ضخامت	
توضیح	شکل	به‌ضخامت	مقاطع فشرده	مقاطع غیرفشرده
عضو فشاری تک‌نبشی یا جفت‌نبشی با اتصال و لقمه‌های بین دو نیمرخ		b/t	کاربرد ندارد	$\frac{635}{\sqrt{F_y}}$
بالهای برجسته درعضو فشاری جفت نبشی در تماس سرتاسری با یکدیگر تسمه‌ها یا نبشیها که به‌طور برجسته بر ستون قرار می‌گیرند		b/t	کاربرد ندارد	$\frac{795}{\sqrt{F_y}}$
بالهای مقطع قوطی شکل (مربع یا مستطیل) با ضخامت ثابت جدار در فشار		b/t	$\frac{1590}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{1995}{\sqrt{F_y}}$

عضو تحت تنش		پهنا	حداکثر نسبت پهنای آزاد به‌ضخامت	
توضیح	شکل	به‌ضخامت	مقاطع فشرده	مقاطع غیرفشرده
جان قطعات تحت‌اثر مشترک فشار حاصل‌از خمش و فشار محوری		$\frac{d}{t_w}$	برای حالت $f_a/F_a \le 0.16$ $\frac{5365}{\sqrt{F_y}}\left(1-3.74\frac{f_a}{F_y}\right)$ برای حالت $\frac{f_a}{F_y} > 0.16$ $\frac{2155}{\sqrt{F_y}}$	
		$\frac{h}{t_w}$		$\frac{6370^*}{\sqrt{F_b}}$
مقطع دایره‌ای توخالی تحت فشار محوری		D/t	$\frac{232\times10^3}{F_y}$	

* پیشنهاد می‌شود به‌جای رابطهٔ مزبور، از رابطهٔ زیر که اثر نیروی محوری نیز در آن مخلوط شده استفاده شود:

$$\frac{6370}{\sqrt{F_b}}\left(1-1.25\frac{f_a}{F_y}\right)$$

f_a= تنش فشاری موجود $\frac{kg}{cm^2}$ f_y= حد جاری‌شدن فولادمصرفی $\frac{kg}{cm^2}$ F_b= تنش مجاز درخمش $\frac{kg}{cm^2}$ D= قطر خارجی لوله



طراحی اعضای فشاری

مثال های حل شده مبحث فشار

مسأله – سبکترین نیمرخ I شکل نورد شده را که بتواند نیروی محوری فشاری P=100 kips = 45 ton را تحمل کند، طرح دهید. این ستون عضوی از یک قاب مهاربندی شده بوده و طول مؤثر آن kL=6.5 m است.

الف) از فولاد A36 (St 37) استفاده شود. $F_y = 36ksi = 2400 \frac{kg}{cm^2}$

ب) از فولادی با $F_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$ استفاده شود.

حل)

این ستون را با دو نیمرخ، یکی از نوع INP و دیگری از نوع IPB طرح داده و وزن آنها با هم مقایسه می‌شود. هرکدام سبکتر باشد از نظر اقتصادی مناسبتر می‌باشد.

الف) ابتدا نیمرخ INP استفاده می‌شود :

فرض می‌شود تنش مجاز محوری ستون $F_a=900 \frac{kg}{cm^2}$ باشد.

$$A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{45\times10^3}{900} = 50\ cm^2 \Rightarrow INP26\ ,\ A = 53.3\ cm^2$$

$$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{k.L}{r_y} = \frac{650}{2.32} = 280 > 200 \quad N.G.$$

مقطعی انتخاب می‌شود که شعاع ژیراسیون می‌نیمم آن مقدار زیر را داشته باشد.

$$r \geq \frac{kL}{\lambda} = \frac{650}{200} = 3.25\ cm$$

با مراجعه به جدول نیمرخ INP42.5 انتخاب می‌شود.

$$\lambda_{max} = \frac{kL}{r_y} = \frac{650}{3.30} = 197 \Rightarrow F_a = 271 \quad \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{45\times10^3}{132} = 341 \frac{kg}{cm^2} > F_a = 271 \frac{kg}{cm^2} \quad N.G.$$

نیمرخ INP45 کنترل می‌شود :

$$\lambda_{max} = \frac{kL}{r_y} = \frac{650}{3.43} = 189.5 \Rightarrow F_a = 292.5 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{45\times10^3}{147} = 306 \ \frac{kg}{cm^2} > F_a \qquad N.G$$

نیمرخ INP47.5 کنترل می‌شود :

$$\lambda_{max} = \frac{kL}{r_y} = \frac{650}{3.6} = 180.5 \Rightarrow F_a = 322.5 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{45\times10^3}{163} = 276 \ \frac{kg}{cm^2} < F_a \qquad o.k$$

بنابراین نیمرخ INP47.5 مناسب می‌باشد.

در ادامه قسمت الف، ستون با نیمرخ IPB طرح داده می‌شود:

$F_a=900 \ \frac{kg}{cm^2}$ فرض می‌شود.

$$A \geq \frac{P}{F_a} = 50 \ cm^2 \Rightarrow \quad IPB16 \ , \ A = 54.3 \ \ cm^2$$

$$\lambda_{max} = \frac{k.L}{r_y} = \frac{650}{4.05} = 160.5 < 200 \Rightarrow F_a = 407.5 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{45\times10^3}{54.3} = 829 \ \frac{kg}{cm^2} > F_a \quad N.G$$

نیمرخ IPB 20 کنترل می‌شود:

$$\lambda_{max} = \frac{kL}{r_y} = \frac{650}{5.07} = 128.2 \Rightarrow F_a = 639 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{45\times10^3}{78.1} = 576 \ \frac{kg}{cm^2} < F_a = 639 \ \frac{kg}{cm^2} \qquad o.k$$

بنابراین IPB 20 مناسب می‌باشد.

مقایسه وزن دو ستون :

وزن نیمرخ INP 47.5 برابر $128 \ \frac{kg}{m}$ و وزن نیمرخ IPB20 برابر $61.3 \ \frac{kg}{m}$ است

بنابراین نیمرخ INP47.5 بیش از دو برابر نیمرخ IPB20 وزن دارد.

علّت سنگین شدن نیمرخ‌های INP مقاومت کم آنها در کمانش حول محور y مقطع

می‌باشد.

ب)

با توجه به توضیحات فوق ستون با نیمرخ IPB طرح داده می‌شود:

چون باید $r_{min} \geq 3.25$ cm باشد نیمرخ IPB14 با $r_y = 3.58$ cm انتخاب و کنترل می‌شود:

$$\lambda_{max} = \frac{kL}{r_y} = \frac{650}{3.58} = 181.5$$

محاسبهٔ تنش مجاز محوری:

$$C_c = \frac{6440}{\sqrt{F_y}} = \frac{6440}{\sqrt{4200}} = 99.4$$

$$\lambda > C_c \Rightarrow F_a = \frac{105\times10^3}{\lambda^2} = \frac{105\times10^5}{181.5^2} = 318.7 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{45\times10^3}{43} = 1047 \ \frac{kg}{cm^2} > F_a \quad N.G$$

نیمرخ IPB20 کنترل می‌شود:

$$\lambda_{max} = \frac{kL}{r_y} = \frac{650}{5.07} = 128.2 < 200 \quad o.k$$

$$\lambda > C_c \Rightarrow F_a = \frac{105\times10^3}{\lambda^2} = \frac{105\times10^5}{128.2^2} = 638 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{45\times10^3}{78.1} = 576 \ \frac{kg}{cm^2} < F_a \quad o.k$$

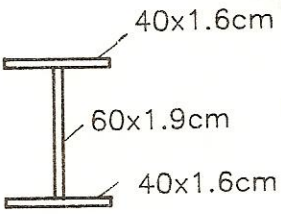
این مثال نشان می‌دهد در ستونهایی که در آنها ضریب لاغری بزرگ‌باشد استفاده از فولاد اعلاء (با F_y بزرگ) کمکی به پایین آمدن شماره نیمرخ نمی‌کند. چون بار بحرانی اولر $\left(P_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}\right)$ به F_y بستگی ندارد.

مسأله

بار محوری مجاز ستونی با مقطع نشان داده شده را در حالات زیر تعیین کنید.

الف) فولاد مصرفی دارای $F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$ باشد.

ب) فولاد مصرفی دارای $F_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$ باشد.



در هر دو حالت الف و ب طولهای مؤثر ستون

برابرند با : $k_xL_x=12.5m$ و $k_yL_y=4.2m$

حل)

الف) ابتدا ابعاد ورقهای بکار رفته در ستون کنترل می‌شود :

مقررات ملّی ساختمان ایران بیان می‌کند : حداکثر نسبت پهنای آزاد به ضخامت تمام عناصری که در دو لبه تحت اثر فشار یکنواخت نگهداری شده باشد باید به عدد $\frac{2120}{\sqrt{F_y}}$ محدود شود. همچنین برای تسمه‌هائی که بطور برجسته در اعضاء فشاری بکار می‌رود مثلاً در نیمرخهای I شکل باید $\frac{b_f}{2t} \leq \frac{795}{\sqrt{F_y}}$ باشد.

$$\frac{b}{t} = \frac{40}{1.6} = 25 < \frac{2120}{\sqrt{2400}} = 43.2 \quad o.k$$

$$\frac{h}{t} = \frac{60}{1.9} = 31.6 < 43.2 \quad o.k$$

$$\frac{b_f}{2t} = \frac{40}{2\times1.6} = 12.5 < \frac{795}{\sqrt{2400}} = 16.2 \quad o.k$$

محاسبهٔ شعاعهای ژیراسیون مقطع :

$$I_x = \frac{40\times63.2^3}{12} - \frac{38.1\times60^3}{12} = 155653 \quad cm^4$$

$$A = 2\times40\times1.6 + 60\times1.9 = 242 \quad cm^2$$

$$r_x = \sqrt{(\frac{I_x}{A})} = \sqrt{(\frac{155653}{242})} = 25.36 \quad cm$$

$$I_y = \frac{2\times1.6\times40^3}{12} + \frac{60\times1.9^3}{12} = 17100 \quad cm^4$$

$$r_y = \sqrt{(\frac{I_y}{A})} = \sqrt{(\frac{17100}{242})} = 8.4 \quad cm$$

$$\lambda_x = \frac{k_x L_x}{r_x} = \frac{12.5\times10^2}{25.36} = 49.3$$

$$\lambda_y = \frac{k_y.L_y}{r_y} = \frac{4.2\times10^2}{8.4} = 50$$

چون در این ستون $\lambda_x \approx \lambda_y$ پس مقطع مناسب و اقتصادی می‌باشد.

$$\lambda_{max} = 50 < 200 \ \text{o.k} \Rightarrow F_a = 1231 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_a = F_a \times A = 1231\times242\times10^{-3} \approx 297.9 \ \text{ton}$$

بنابراین حداکثر باری که می‌توان بر ستون وارد نمود $P = 297.9$ ton می‌باشد.

ب) $F_y = 4200 \ \frac{kg}{cm^2}$

کنترل ابعاد مقطع :

$$\frac{b}{t} = \frac{40}{1.6} = 25 < \frac{2120}{\sqrt{4200}} = 32.7 \quad \text{o.k}$$

$$\frac{h}{t} = \frac{60}{1.9} = 31.6 < 32.7 \quad \text{o.k}$$

$$\frac{b_f}{2t} = \frac{40}{2\times1.6} = 12.5 \approx \frac{795}{\sqrt{4200}} = 12.3 \quad \text{o.k}$$

محاسبهٔ تنش مجاز :

$$C_c = \frac{6440}{\sqrt{F_y}} = \frac{6440}{\sqrt{4200}} = 99.4$$

$$\lambda_{max} = 50 < C_c \Rightarrow F_a = \frac{(1-\frac{\lambda^2}{2C_c^2})\times F_y}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}.\frac{\lambda}{C_c}-\frac{1}{8}(\frac{\lambda}{C_c})^3}$$

$$= \frac{(1-\frac{50^2}{2\times 99.4^2})\times 4200}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}.\frac{50}{99.4}-\frac{1}{8}(\frac{50}{99.4})^3} = 1994 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_a = A\times F_a = 242\times 1994 = 482548 \text{ kg} = 482.5 \text{ ton}$$

چون لاغری این ستون زیاد نبود افزایش F_y تأثیر زیادی در افزایش بار مجاز محوری آن داشت.

مسأله) اولین مسأله را با فرض اینکه ستون یک سرگیردار و یک سر مفصلی است دوباره حل کنید. طول ستون را L=6.5m درنظر بگیرید.

حل)

در هر دو حالت ستون با نیمرخ IPB طرح داده می‌شود :

الف) $F_y = 2400 \ \frac{kg}{cm^2}$

با توجه به شرایط تکیه گاهی ستون، k=0.8 درنظر گرفته می‌شود.

فرض می‌شود $F_a = 1000 \ \frac{kg}{cm^2}$ باشد.

$$A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{45\times 10^3}{1000} = 45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{IPB 16, A} = 54.3 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_{max} = \frac{kL}{r_y} = \frac{0.8\times 650}{4.05} = 128.4 < 200 \text{ o.k} \Rightarrow F_a = 637 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{45\times 10^3}{54.3} = 829 \ \frac{kg}{cm^2} > F_a \quad \text{N.G}$$

نیمرخ IPB18 کنترل می‌شود :

$$\lambda_{max} = \frac{kL}{r_y} = \frac{0.8\times650}{4.57} = 113.8 \Rightarrow F_a = 770 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{45\times10^3}{65.3} = 689 \frac{kg}{cm^2} < F_a = 770 \frac{kg}{cm^2} \quad o.k$$

پس نیمرخ IPB18 مناسب می‌باشد.

ب) $F_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

نیمرخ IPB18 کنترل می‌شود :

$$\lambda_{max}=113.8 > C_c=\frac{6440}{\sqrt{F_y}}=99.4 \Rightarrow F_a=\frac{105\times10^5}{\lambda^2}=\frac{105\times10^5}{113.8^2}=810\frac{kg}{cm^2}$$

$$f_a= \frac{P}{A} = 689 \frac{kg}{cm^2} < F_a = 810 \frac{kg}{cm^2} \quad o.k$$

پس نیمرخ IPB18 مناسب می‌باشد.

مسأله ـ ستونی را با نیمرخ IPB طرح دهید که طول آن L=8.5 m بوده و در یک قاب مهار بندی شده قرار دارد. این ستون در وسط و در برابر کمانش حول محور ضعیف دارای تکیه‌گاه می‌باشد. براین ستون بار محوری P=93 ton اثر می‌کند. جنس آن از فولاد نرمه با $F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$ می‌باشد. ستون دو سر مفصلی است.

حل)

فرض می‌شود تنش مجاز محوری ستون $F_a = 900 \frac{kg}{cm^2}$ باشد پس :

$$A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{93\times10^3}{900} = 103 \ cm^2 \Rightarrow IPB24, A = 106 \ cm^2$$

$$\lambda_x = \frac{k_x L_x}{r_x} = \frac{1\times850}{10.3} = 82.5$$

چون ستون در وسط و در جهت ضعیف تکیه‌گاه جانبی دارد پس :

$$L_y = \frac{L}{2} = \frac{850}{2} = 425 \ cm$$

$$\lambda_y = \frac{k_y.L_y}{r_y} = \frac{1\times425}{6.08} = 69.9$$

$$\lambda_{max} = 82.5 < 200 \quad o.k \quad \Rightarrow \quad F_a = 1021.5 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_a = A \times F_a = 106 \times 1021.5 \times 10^{-3} = 108.2 \ ton > P = 93 \ ton \quad o.k$$

بنابراین نیمرخ IPB22 مناسب می‌باشد.

مسأله -ستونی با نیمرخ IPB طرح دهید که قادر باشد نیروی محوری فشاری $P = 137$ ton را تحمل کند. این ستون دو سر مفصلی بوده و قطعه‌ای از یک قاب مهاربندی شده است. طول آن 9.1 m بوده و در فاصله 4.2 متری از پایین ستون دارای تکیه‌گاه جانبی برای جهت ضعیف آن می‌باشد. $F_y = 2400 \ \frac{kg}{cm^2}$

حل)

فرض می‌شود تنش مجاز محوری ستون $F_a = 800 \ \frac{kg}{cm^2}$ باشد :

$$A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{137 \times 10^3}{800} = 171 \ cm^2 \quad \Rightarrow \quad IPB34, \ A = 171 \ cm^2$$

$$\lambda_x = \frac{k_x . L_x}{r_x} = \frac{1 \times 910}{14.6} = 62.3$$

چون ستون در جهت ضعیف (حول y) دارای تکیه‌گاه جانبی به فاصله 4.2 متری تکیه‌گاه پایین است پس ستون به دو قسمت با طولهای 4.2 m , 4.9 m تقسیم شده است. در محاسبهٔ لاغری طول مؤثر بزرگتر یعنی $k_y.L_y$=4.9 m شرکت می‌کند.

$$\lambda_y = \frac{k_y . L_y}{r_y} = \frac{1 \times 490}{7.53} = 65$$

$$\lambda_{max} = 65 < 200 \quad o.k \quad \Rightarrow \quad F_a = 1141 \ \frac{kg}{cm^2}$$

چون تنش مجاز بدست آمده خیلی بزرگتر از تنش مجاز فرض شده می‌باشد پس نیمرخ IPB34 قوی بوده و غیر اقتصادی است. بنابراین نیمرخ IPB28 انتخاب و

کنترل می‌شود :

$$\lambda_x = \frac{k_x.L_x}{r_x} = \frac{1\times910}{12.1} = 75.2$$

$$\lambda_y = \frac{k_y.L_y}{r_y} = \frac{1\times490}{7.09} = 69.1$$

$$\lambda_{max} = 75.2 < 200 \text{ o.k} \Rightarrow F_a = 1072.5 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_a = A\times F_a = 131\times1072.5 = 140497 \text{ kg} = 140.5 \text{ ton} > P = 137 \text{ ton o.k}$$

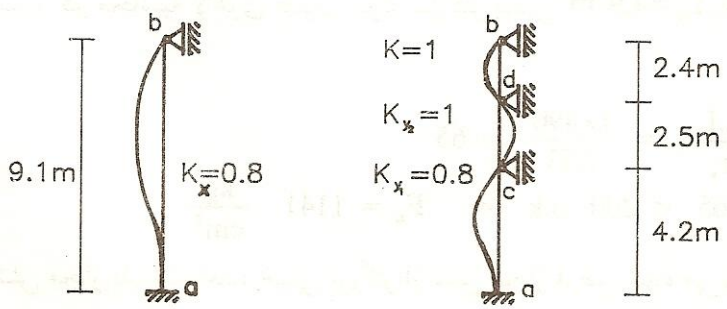
بنابراین نیمرخ IPB28 مناسب می‌باشد.

مسأله

ستونی با نیمرخ IPB طرح دهید که تحت اثر نیروی محوری فشاری $P = 182$ ton باشد. این ستون عضوی از یک قاب مهاربندی شده است. تکیه‌گاه فوقانی آن را در هر دو جهت اصلی مفصلی درنظر بگیرید. طول ستون $L = 9.1$ m بوده و در جهت ضعیف و در فواصل 4.2 m , 6.7 m از تکیه‌گاه پائین دارای تکیه‌گاه جانبی می‌باشد. تکیه‌گاه پایین‌ستون در هر دوجهت گیردار می‌باشد. $F_y = 2400 \ \frac{kg}{cm^2}$.

حل)

شرایط تکیه‌گاهی ستون بصورت زیر می‌باشد :



فرض می‌شود تنش مجاز ستون $F_a = 1100 \ \frac{kg}{cm^2}$ باشد.

$$A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{182\times10^3}{1100} = 165 \ cm^2 \Rightarrow IPB34, A = 171 \ cm^2$$

$$\lambda_x = \frac{k_x.L_x}{r_x} = \frac{0.8\times910}{14.6} = 49.9$$

$$\lambda_{yac} = \frac{k_{y1}L_{y1}}{r_y} = \frac{0.8\times420}{7.53} = 44.6$$

$$\lambda_{ycd} = \frac{k_{y2}.L_{y2}}{r_y} = \frac{1\times250}{7.53} = 33.2$$

$$\lambda_{max} = 49.9 < 200 \ o.k \Rightarrow F_a = 1232 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_a = F_a\times A = 1232\times171 = 210672 \ kg = 210.6 \ ton > P = 182 \ ton$$

نیمرخ IPB34 قوی بنظر می‌رسد بنابراین نیمرخ IPB32 کنترل می‌شود :

$$\lambda_x = \frac{k_x.L_x}{r_x} = \frac{0.8\times910}{13.8} = 52.8$$

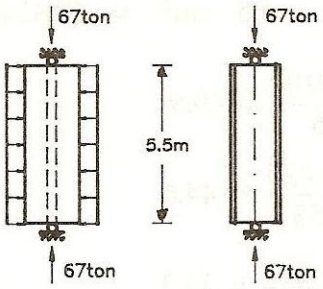
$$\lambda_{yac} = \frac{k_{y1}.L_{y1}}{r_y} = \frac{0.8\times420}{7.57} = 44.4$$

$$\lambda_{max} = 52.8 < 200 \ o.k \Rightarrow F_a = 1215 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_a = F_a\times A = 1215\times161\times10^3 = 195.6 \ ton > P = 182 \ ton \ o.k$$

نیمرخ IPB32 مناسب می‌باشد.

ـ مسأله ستون نشان داده شده در صفحهٔ بعد را با نیمرخ IPB طرح دهید. ستون در داخل یک دیوار ساخته شده بطوریکه می‌توان دیوار را برای ستون بعنوان تکیه‌گاه جانبی پیوسته در جهت ضعیف در نظر گرفت. $F_y = 2400 \ \frac{kg}{cm^2}$



وضعیت حول x وضعیت حول y

حل)

چون ستون در کمانش حول y مشکلی ندارد، فقط λ_x در محاسبهٔ تنش مجاز تعیین کننده می‌باشد؛ فرض می‌شود تنش مجاز ستون $F_a = 1100 \frac{kg}{cm^2}$ باشد:

$$A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{67\times10^3}{1100} = 61\ cm^2 \Rightarrow \text{IPB 18 , } A = 65.3\ cm^2$$

$$\lambda_x = \frac{k_x.L_x}{r_x} = \frac{1\times550}{7.66} = 71.8 < 200 \text{ o.k} \Rightarrow F_a = 1096\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_a = F_a\times A = 1096\times65.3\times10^{-3} = 71.5 \text{ ton} > P = 67 \text{ ton o.k}$$

بنابراین نیمرخ IPB18 مناسب است.

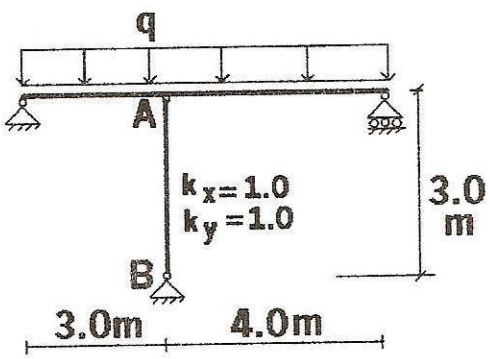
نمونه سؤال امتحانی مبحث فشار

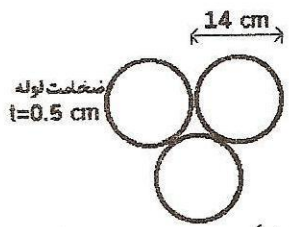
حداکثر نیروی مجاز فشاری ستون AB را محاسبه کنید.

مشخصات فولاد مصرفی

$E = 2.10\times10^6\ kg/cm^2$

$F_y = 2400\ kg/cm^2$

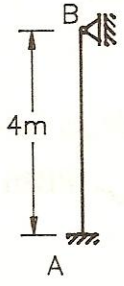


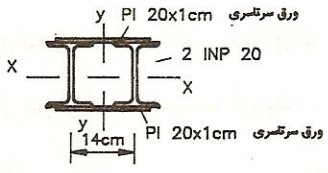


(اجزا کاملاً به هم چسبیده اند.)

مقطع ستون

مسأله. مقطع ستون AB نشان داده شده است. مطلوبست محاسبه بار محوری مجاز آن. $F_y=2400\ \frac{kg}{cm^2}$.





حل)

محاسبهٔ شعاعهای ژیراسیون مقطع حول محورهای x و y:

$$I_x = 2\times2140 + 2\times20\times1\times10.5^2 = 8690\ cm^4$$

$$A = 2\times33.4+2\times20\times1 = 106.8\ cm^2$$

$$r_x = \sqrt{(\frac{I_x}{A})} = \sqrt{(\frac{8690}{106.8})} = 9.02\ cm$$

$$I_y = 2\times[117 + 33.4\times7^2] + 2\times1\times\frac{20^3}{12} = 4840\ cm^4$$

$$r_y = \sqrt{(\frac{I_y}{A})} = \sqrt{(\frac{4840}{106.8})} = 9.73\ cm$$

$$r_{min} = r_y = 6.73\ cm$$

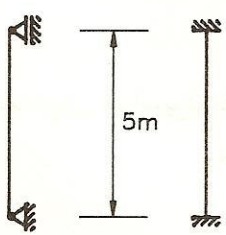
$$\lambda_{max} = \frac{k.L}{r_{min}} = \frac{0.8\times400}{6.73} = 47.5 < 200 \quad o.k$$

$$\lambda = 47.5 < C_c = 131 \Rightarrow F_a = \frac{[\,1 - \frac{\lambda^2}{2C_c^2}\,].F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}(\frac{\lambda}{C_c}) - \frac{1}{8}(\frac{\lambda}{C_c})^3}$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{[\,1 - \frac{47.5^2}{2\times131^2}\,]\times2400}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}(\frac{47.5}{131}) - \frac{1}{8}(\frac{47.5}{131})^3} = 1248\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_a = F_a \times A = 1248\times106.8 = 133286\ kg = 133.28\ ton$$

مساله)ستون زیر دارای دو وضعیت تکیه گاهی متفاوت حول x و y بوده و از نوع نیمرخ IPB16 می‌باشد. بار مجاز آن را بدست آورید. $F_y=2400\ \frac{kg}{cm^2}$



وضعیت تکیه گاهی در کمانش حول y

وضعیت تکیه گاهی در کمانش حول X

حل)

IPB16

$A = 54.3\ cm^2$

$r_x = 6.78\ cm$

$r_y = 4.05\ cm$

$$\lambda_x = \frac{k_x.L_x}{r_x} = \frac{1\times500}{6.78} = 73.7 < 200$$

$$\lambda_y = \frac{k_y.L_y}{r_y} = \frac{0.65\times500}{4.05} = 80.2 < 200$$

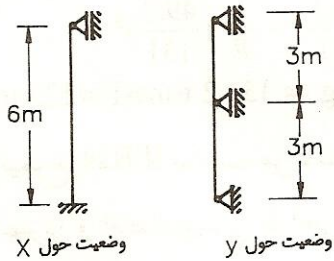
$$\lambda=80.2< C_c=131 \Rightarrow F_a = \frac{[\,1-\frac{\lambda^2}{2C_c^2}\,].F_y}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}(\frac{\lambda}{C_c})-\frac{1}{8}(\frac{\lambda}{C_c})^3}$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{[\,1-\frac{80.2^2}{2\times131^2}\,]\times2400}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}(\frac{80.2}{131})-\frac{1}{8}(\frac{80.2}{131})^3} = 1044\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_a = F_a \times A = 1044\times54.3=56689\ kg = 56.7\ ton$$

مساله - ستون زیر تحت بار P=125 ton می‌باشد آن را با نیمرخ IPB طرح دهید.

$$F_y = 2400\ \frac{kg}{cm^2}$$



حل)

فرض می‌شود تنش مجاز ستون $F_a=1000\ \frac{kg}{cm^2}$ باشد.

$$A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{125\times10^3}{1000} = .125\ cm^2 \Rightarrow IPB\ 28\ ,\ A = 131\ cm^2$$

کنترل مقطع :

$$\lambda_x = \frac{k_x.L_x}{r_y} = \frac{0.80\times600}{12.1} = 39.7 \text{ و } \lambda_y = \frac{k_y.L_y}{r_y} = \frac{1\times300}{7.09} = 42.3$$

$$\Rightarrow \lambda_{max} = 42.3 < 200 \quad o.k$$

$$\lambda= 42.3 < C_c=131 \Rightarrow F_a= \frac{[\,1-\frac{\lambda^2}{2C_c^2}\,].F_y}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}(\frac{\lambda}{C_c})-\frac{1}{8}(\frac{\lambda}{C_c})^3}$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{[\,1-\frac{42.3^2}{2\times131^2}\,]\times2400}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}(\frac{42.3}{131})-\frac{1}{8}(\frac{42.3}{131})^3} = 1275\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_a = F_a \times A = 1275\times131\times10^{-3} = 167\ ton > P = 125\ ton$$

نیمرخ IPB28 غیر اقتصادی است. نیمرخ IPB24 انتخاب و کنترل می‌شود:

$$\lambda_x = \frac{k_x.L_x}{r_x} = \frac{0.80\times600}{10.3} = 46.6 \quad و \quad \lambda_y = \frac{k_y.L_y}{r_y} = \frac{1\times300}{6.08} = 49.3$$

$$\Rightarrow \lambda_{max} = 49.3 < 200 \qquad o.k$$

$$\lambda < C_c = 131 \Rightarrow F_a = \frac{[\,1-\frac{49.3^2}{2\times131^2}\,]\times2400}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}(\frac{49.3}{131})-\frac{1}{8}(\frac{49.3}{131})^3} = 1238\frac{kg}{cm^2}$$

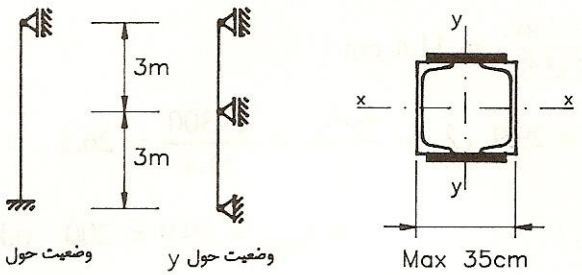
$$P_a = F_a \times A = 1238\times106 = 131228\ kg \simeq 131.2\ ton > P = 125\ ton \quad o.k$$

بنابراین نیمرخ IPB24 مناسب می‌باشد.

تذکر 1: بهترین و اقتصادی‌ترین طراحی برای ستون آنستکه تقریباً $\lambda_x = \lambda_y$ بوده و بار محوری مجاز ستون تقریباً برابر بار وارد بر ستون باشد.

تذکر 2: برای محاسبهٔ تنش فشاری مجاز ستونها علاوه بر روابط گفته شده، می‌توان از جداولی که به همین منظور تهیه شده استفاده نمود. در این جداول مقادیر تنش‌های مجاز با توجه به ضریب لاغری قطعه فشاری و حد تسلیم فولاد، درج شده است. یعنی با استفاده از λ و F_y مقدار تنش مجاز محوری ستون از این جداول استخراج می‌شود.

مسأله - ستون زیر را که بر آن بار $P=300\ ton$ وارد می‌شود با دو نیمرخ ناودانی و دو ورق سرتاسری بگونه‌ای طرح دهید که ماکزیمم بعد مقطع ستون در امتداد محور x مقطع $35\ cm$ باشد. $F_y=2400\ \frac{kg}{cm^2}$



حل)

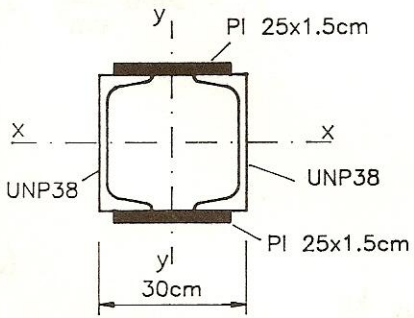
تنش مجاز ستون $F_a = 1200\ \frac{kg}{cm^2}$ تخمین زده می‌شود.

$$A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{300\times10^3}{1200} = 250\ cm^2$$

دوتا ورق به ابعاد $25\times1.5\ cm$ انتخاب می‌شود پس سطح مقطع لازم برای هر ناودانی برابر است با:

$$A = \frac{250-2\times25\times1.5}{2} = 87.5\ cm^2 \Rightarrow] 38\ ,\ A = 80.4\ cm^2$$

عرض مقطع $30cm$ در نظر گرفته می‌شود، بنابراین مقطع بصورت زیر خواهد بود:



UNP38	$A=80.4$	cm^2
	$I_x=15760$	cm^4
	$I_y=615$	cm^4
	$e=2.38$	cm

محاسبهٔ شعاع ژیراسیونهای مقطع حول محورهای x و y:

کل مقطع $I_x = 2\times15760 + 2\times1.5\times25\times(19.75)^2 = 60774\ cm^4$

$A = 2\times80.4 + 2\times25\times1.5 = 235.8\ cm^2$

$$r_x = \sqrt{(\frac{I_x}{A})} = \sqrt{(\frac{60774}{235.8})} = 16.05 \text{ cm}$$

کل مقطع $I_y = 2\times1.5\times\frac{25^3}{12} + 2\times[615+80.4\times(15-2.38)^2] = 30746 \text{ cm}^4$

$$r_y = \sqrt{(\frac{I_y}{A})} = \sqrt{(\frac{30746}{235.8})} = 11.4 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{k_x L_x}{r_x} = \frac{0.8\times600}{16.05} = 29.9 \text{ و } \lambda_y = \frac{k_y.L_y}{r_y} = \frac{1\times300}{11.4} = 26.3$$

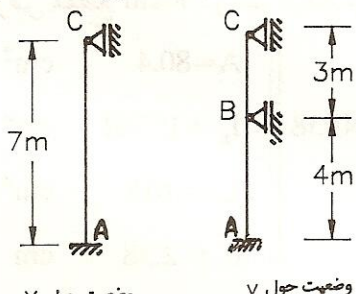
$$\Rightarrow \lambda_{max} = 29.9 < 200 \quad \text{o.k}$$

$$\lambda = 29.9 \text{ و } F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow F_a = 1333.5 \frac{kg}{cm^2}$$

$P_a=F_a \times A=1333.5 \times235.8=314439 \text{ kg} \simeq 314.4 \text{ ton} > P = 300 \text{ ton}$

بنابراین مقطع با دو ناودانی 38 و دو ورق سرتاسری با ابعاد 25×1.5cm مناسب می‌باشد.

مسأله- ستون زیر تحت بار محوری $P=140$ ton می‌باشد آن را با نیمرخ IPB طرح دهید. $F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$



حل)

فرض می‌شود تنش مجاز ستون $F_a = 900 \frac{kg}{cm^2}$ باشد :

$$A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{140\times10^3}{900} = 156 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{IPB32} , A = 161 \text{ cm}^2$$

کنترل مقطع :

$$\lambda_x = \frac{k_x.L_x}{r_x} = \frac{0.8 \times 700}{13.8} = 40.6$$

در کمانش حول y، ستون دارای دو قسمت متفاوت می‌باشد پس دو تا ضریب لاغری متفاوت خواهد داشت :

$$\lambda_{1y} = \lambda_{AB} = \frac{k_{1y}.L_{AB}}{r_y} = \frac{0.8\times400}{7.57} = 42.3$$

$$\lambda_{2y} = \lambda_{BC} = \frac{k_{2y}.L_{BC}}{r_y} = \frac{1\times300}{7.57} = 39.6$$

$$\Rightarrow \lambda_{max} = 42.3 < 200 \quad \text{o.k}$$

$$\lambda = 42.3 \text{ و } F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow F_a = 1273 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_a = F_a \times A = 1273\times161\times10^{-3} = 205 \text{ ton} > P = 140 \text{ ton}$$

چون ستون IPB32 بسیار قوی است، غیر اقتصادی می‌باشد بنابراین نیمرخ IPB26 انتخاب و کنترل می‌شود :

$$\lambda_x = \frac{k_x.L_x}{r_x} = \frac{0.8\times700}{11.2} = 50 \text{ و} \lambda_{1y} = \lambda_{AB} = \frac{k_1.L_{AB}}{r_y} = \frac{0.8\times400}{6.58} = 48.6$$

$$\Rightarrow \lambda = 50 < 200 \quad \text{o.k}$$

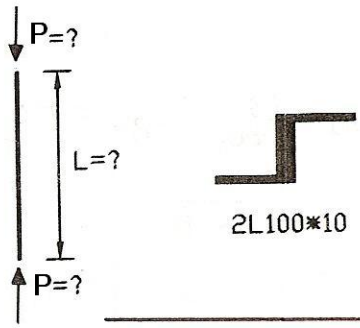
$$\lambda = 50 \text{ و } F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\Rightarrow F_a = 1231 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow P_a = F_a\times A = 1231\times118\times10^{-3} = 145.2 \text{ ton} > P = 140 \text{ ton}$$

بنابراین نیمرخ IPB26 مناسب می‌باشد.

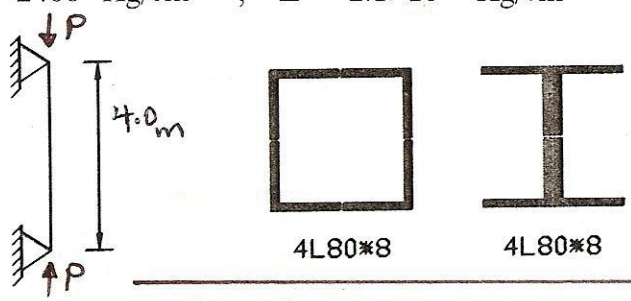
نمونه مسائل امتحانی مبحث فشار

مطلوب است تعیین حداکثر طول و نیروی فشاری مجاز؟ (فولاد مصرفی از نوع معمولی با تنش تسلیم $2400\ Kg/cm^2$ می‌باشد.)

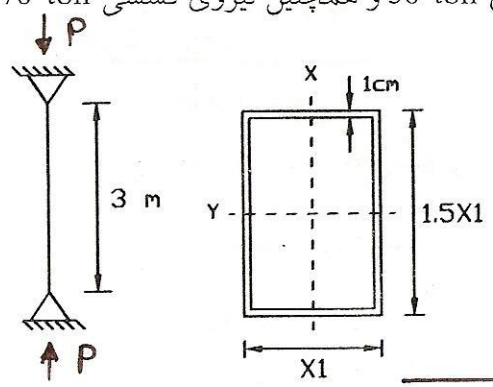


برای مقاطع شکل زیر نیروی کششی و فشاری مجاز را پیدا کرده و با یکدیگر مقایسه نمایید.

$F_y = 2400\ Kg/cm^2$, $E = 2.1\times10^6\ Kg/cm^2$



سطح مقطعی قوطی شکل برای عضو فولادی زیر پیشنهاد گردیده است. ابعاد مقطع را به صورتی تعیین نمایید که بتواند نیروی فشاری 50 ton و همچنین نیروی کششی 70 ton را به صورت جداگانه تحمل نماید.



Fy=2400 kg/cm2

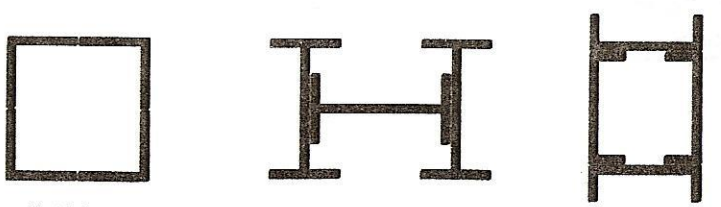
E= 2.1*10^6 kg/cm2

Lx = 300 cm

Ly = 150 cm

نیروی فشاری مجاز مقاطع ستونی زیر را بیابید.

$F_y = 2400\ Kg/cm^2$, $E = 2.1\times10^6\ Kg/cm^2$



4L100*10
KL=400cm

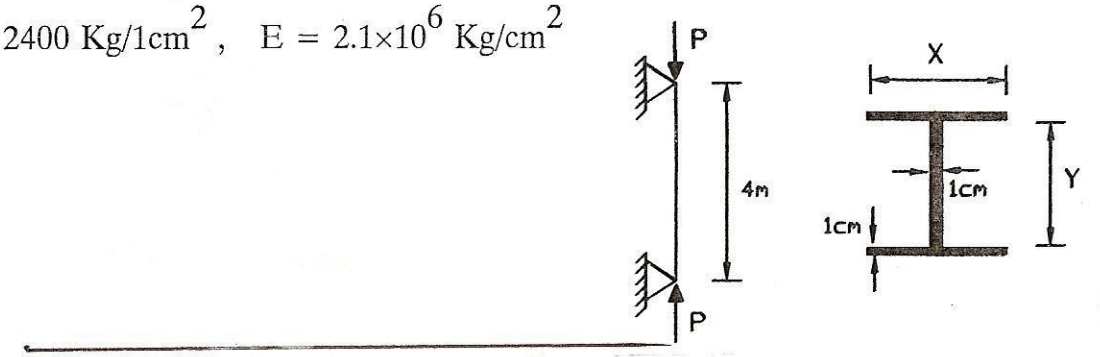
3IPE200
KL=380cm

4UNP160
KL=400cm

نمونه مسائل امتحانی مبحث فشار

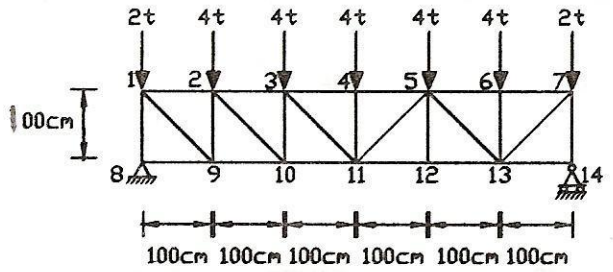
سطح مقطع شکل۶ مقطع یک عضو فشاری می‌باشد که سطح آن ۲۰ سانتی‌متر مربع است ابعاد x و y را به گونه‌ای تعیین کنید که حداکثر استفاده از عضو فشاری بشود. عضو فشاری نسبت به محور x فقط در دو انتها و نسبت به محور y در دو انتها و وسط دهانه دارای اتکاء جانبی است تحت‌شرایط فوق حداکثر نیروی فشاری مجاز این عضو فشاری چقدر است؟

$F_y = 2400\ Kg/1cm^2$, $E = 2.1\times10^6\ Kg/cm^2$

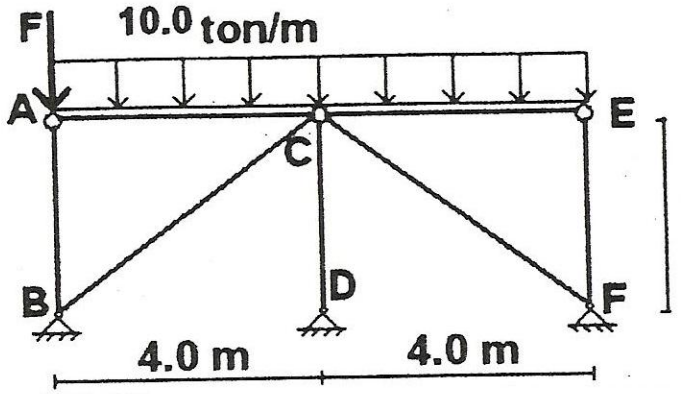


۵ عضوفشاری از خرپای شکل را طراحی نمائید (کلیه‌اتصالات بصورت جوش می باشد)

$F_y = 2400\ Kg/cm^2$, $Fu = 3600\ kg/cm^2$ $E = 2.1\times10^6\ Kg/cm^2$



مقطع ستون AB از سه پروفیل IPE 200 به هم چسبیده انتخاب شده است حداکثر نیروی مجاز F چقدر است؟



$F_Y = 2400\ \frac{kg}{cm^2}$

$E = 2100000\ \frac{kg}{cm^2}$

$L_b = 3.0m$ طول غیر مهاری

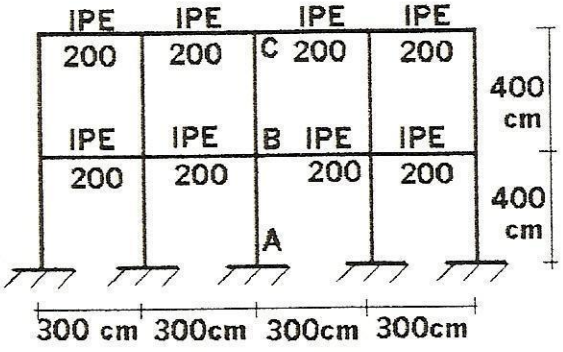
مقطع ستون : III

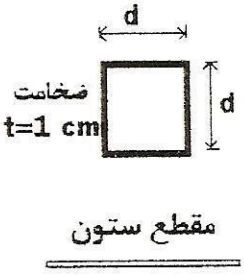
نمونه مسائل امتحانی مبحث فشار

(به فصل پنجم طراحی تیرستون ها مراجعه شود)

مطلوب است طراحی ستو نهای AB و BC از پروفیل‌قوطی‌هرگاه درامتداد عمود بر این قاب ها ستون دریک قاب مهاربندی شده قرار گرفته باشد.

$E = 2.10*10^{6}\ kg/cm2$ $Fy = 2400\ kg/cm2$



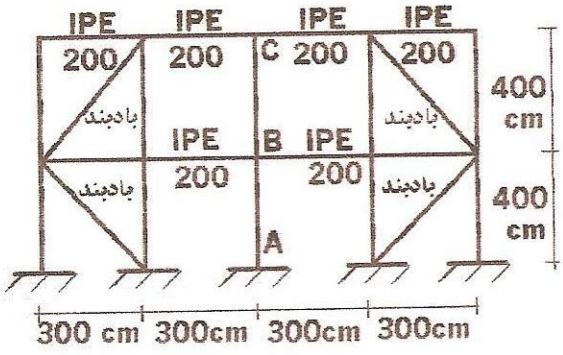


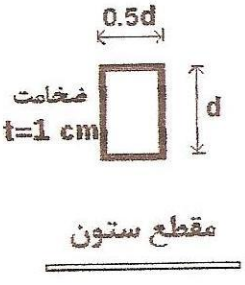
$P=50\ ton_{AB}$ $P=35\ ton_{BC}$ نیروی فشاری

IPE 200 :	$A=28.5\ cm^2$	$I_x=1940\ cm^4$	$I_y=142\ cm^4$

مطلوب است طراحی ستو نهای AB و BC از پروفیل‌قوطی‌هرگاه درامتداد عمود بر این قاب ها ستون دریک قاب مهاربندی شده قرار گرفته باشد.

$E = 2.10*10^{6}\ kg/cm2$ $Fy = 2400\ kg/cm2$





$P=50\ ton_{AB}$ $P=35\ ton_{BC}$ نیروی فشاری

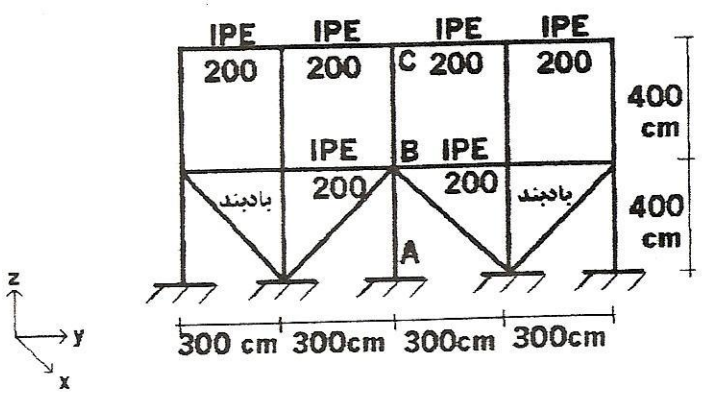
IPE 200 :	$A=28.5\ cm^2$	$I_x=1940\ cm^4$	$I_y=142\ cm^4$

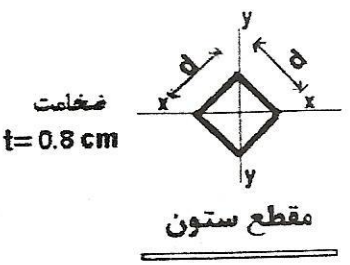
نمونه مسائل امتحانی مبحث فشار

(به فصل پنجم طراحی تیرستون ها مراجعه شود)

مطلوب است طراحی ستو نهای AB و BC از پروفیل‌قوطی‌هرگاه درامتداد عمود بر این قاب ها ستون دریک قاب مهاربندی شده قرار گرفته باشد.

$E = 2.10*10^{6}\ kg/cm2$ $Fy = 2400\ kg/cm2$



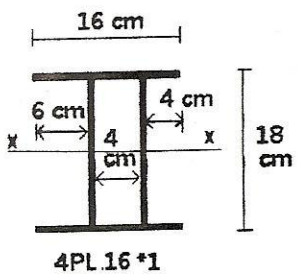


مقطع ستون

P=50 ton AB P=35 ton BC نیروی فشاری

IPE 200 : $A=28.5\ cm^2$ $I_x=1940\ cm^4$ $I_y=142\ cm^4$

نیروی فشاری وکششی مجاز مقطع ستونی شکل را تحت شرایط زیر بیابید. (اجزا به یکدیگر کاملاً متصل می باشند.)



4PL.16*1

مقطع ستون

$E = 2.10*10^{6}\ kg/cm2$

$Fy = 2400\ kg/cm2$

$KL_x = 400cm$

$KL_y = 200cm$

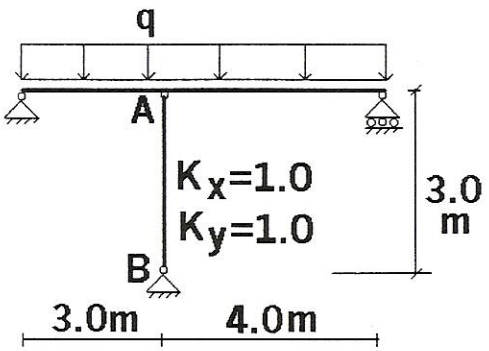
نمونه مسائل امتحانی مبحث فشار

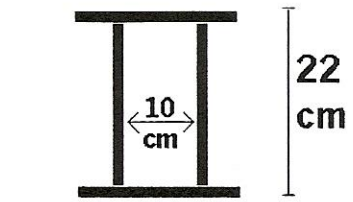
حداکثر نیروی مجاز فشاری ستون AB را محاسبه کنید

مشخصات فولاد مصرفی

$E=2.10*10^{6}$ kg/cm2

$F_y=2400$ kg/cm2

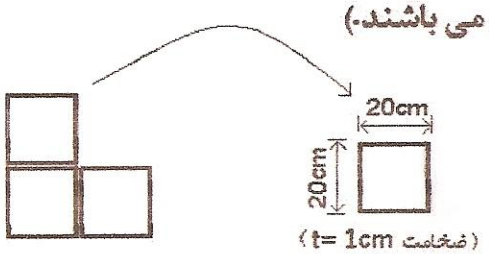




4 PL 20 * 1 cm cm

مقطع ستون

نیروی فشاری وکششی مجاز مقطع ستونی شکل را تحت شرایط زیر بیابید. (اجزا به یکدیگر کاملاً متصل می باشند.)



مقطع ستون

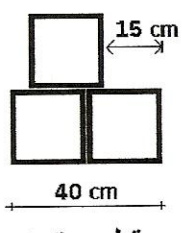
$E=2.10*10^{6}$ kg/cm2

Fy =2400 kg/cm2

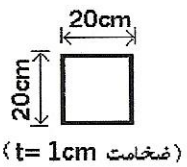
KL =400cm

نیروی فشاری وکششی مجاز مقطع ستونی شکل را تحت شرایط زیر بیابید. (اجزا به یکدیگر کاملاً متصل می باشند.)

(KL =300 cm ; Fy =2400 kg/cm2 ; $E=2.10*10^{6}$ kg/cm2)

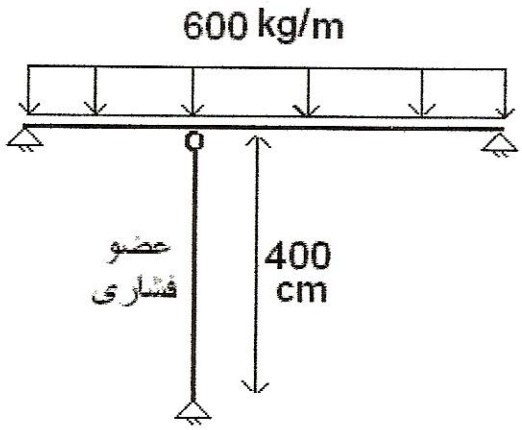


مقطع ستون



نمونه مسائل امتحانی مبحث فشار

یک ورق به مساحت پنجاه سانتیمتر مربع (ابعاد $50 * 1$ $_{cm\ cm}$) وطول ۲ متر مورد نظر است طرح برش این ورق را به صورتی ارائه دهید که بتوان از اتصال ورق های برش خورده به یک مقطع عضو فشاری رسید که بیشترین نیروی مجاز را بتواند تحمل کند در این صورت مقدار این نیروی مجاز چقدر است؟



$F_y = 2400\ kg/cm^2$

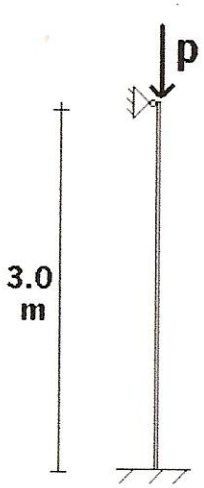
$E = 2.1 * 10^6\ kg/cm^2$ فولاد مصرفی

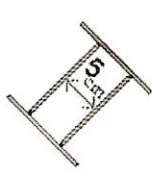
$L_y = 200\ cm$ طول غیرمهاری نسبت به محور ضعیف

$L_x = 400\ cm$ طول غیرمهاری نسبت به محور قوی

نیروی مجاز یک عضو فشاری لاغر که دردو انتها گیردار است 53_{ton} محاسبه شده اگر شرایط انتهایی این عضو تغییر یابد به طوری که ضریب **G** دردو انتها برابر 5.0 گردد در این صورت در مقدار نیروی مجاز فشاری چه تغییری حاصل می شود. (این عضو فشاری در حالت اول مهاربندی شده ودر حالت دوم غیرمهار بندی شده خواهد بود)

نیروی مجاز فشاری وکششی عضو شکل زیر چقدر است؟





$4\ PL\ 12 * 1$ $_{cm\ cm}$

$E = 2.1 * 10^6\ kg/cm2$ فولاد مصرفی

$F_y = 2400\ kg/cm2$