فصل سوم

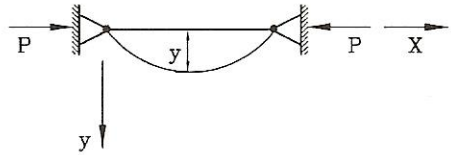
ستونها

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:

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

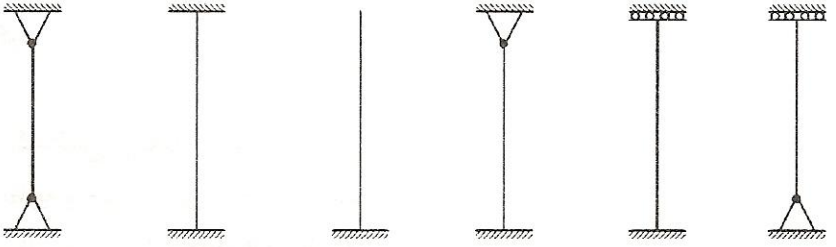
$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{l}{r})^2}$$

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

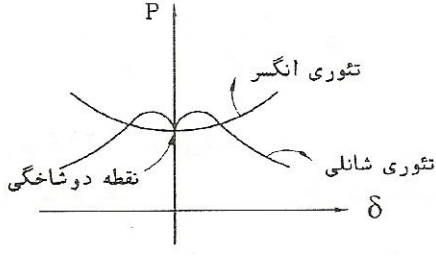
چنانکه در قسمت قبل ذکر شد کمانش و رفتار ستون در دو محدودهٔ ارتجاعی و غیرارتجاعی کاملاً متفاوت است. در محدودهٔ کمانش ارتجاعی فرمول اولر برقرار است ولی در محدودهٔ کمانش غیرارتجاعی

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 :

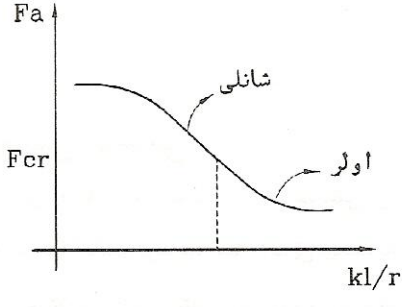
$$E_t = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$$

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

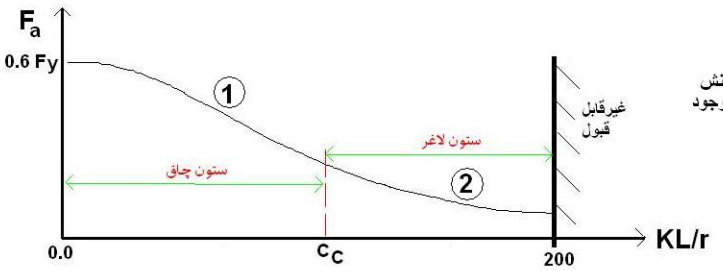
در محدودهٔ کمانش ارتجاعی $\frac{kl}{r} > c_c$ ستون لاغرخواهدبود.عموماً ضریب ایمنی برابر $\frac{23}{12}$

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.



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

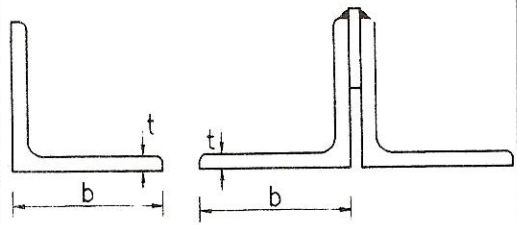
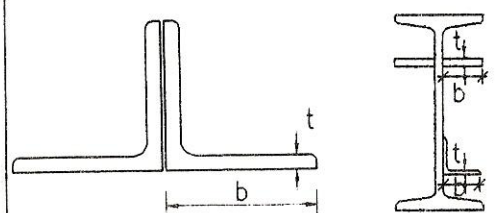
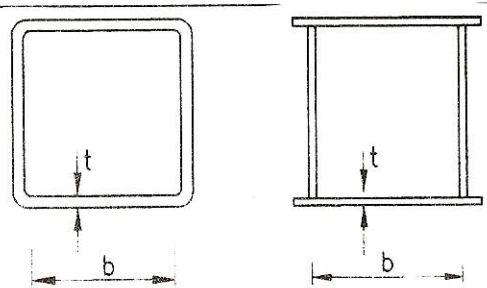
$f_a = \frac{P}{A} \leqslant F_a$

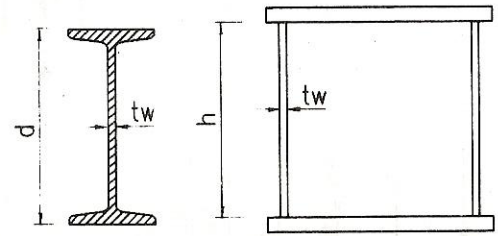
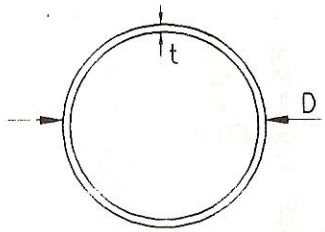
$P \leqslant F_a A$

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:**

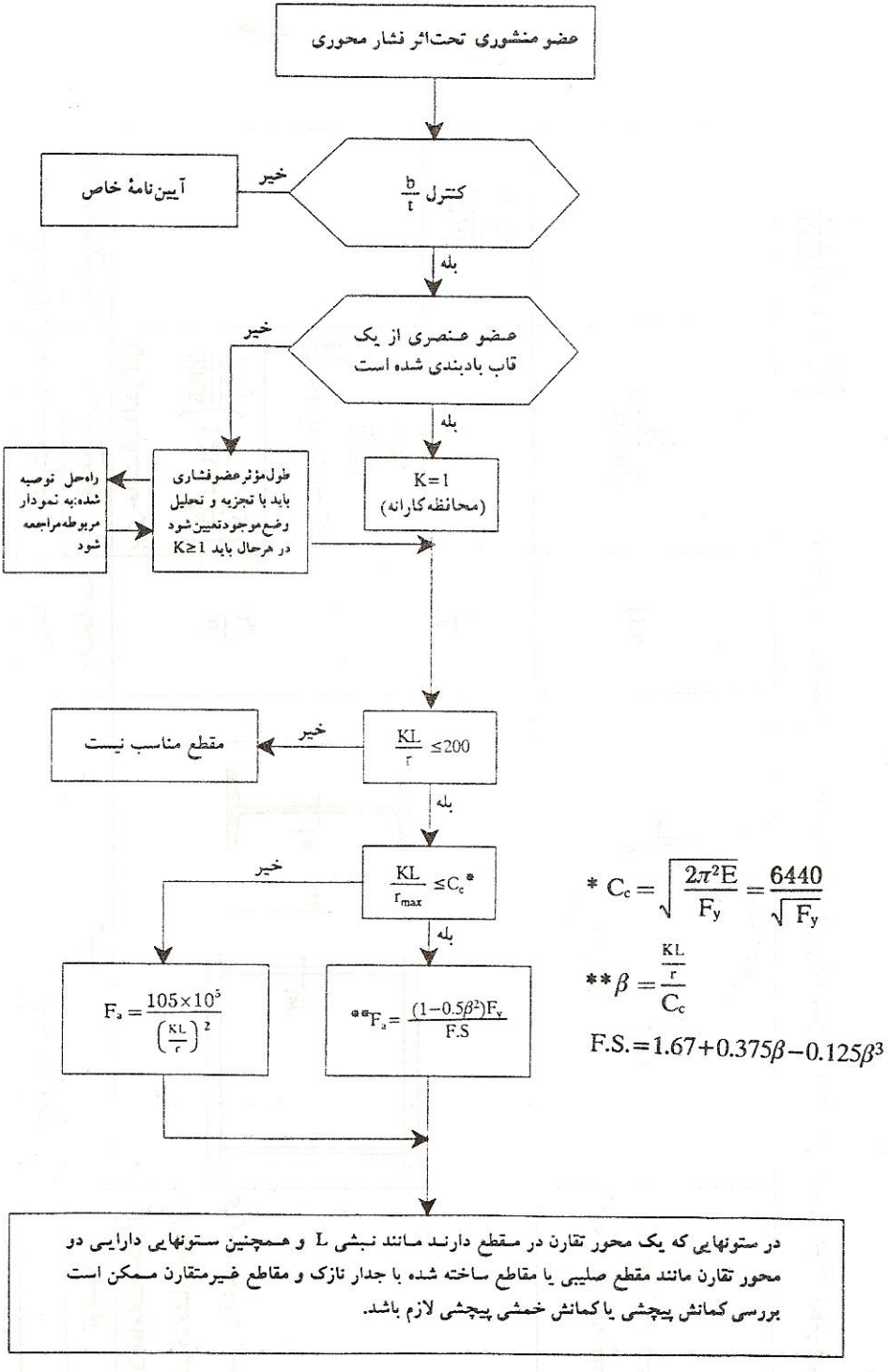
عضو تحت تنش		پهنا	حداکثر نسبت پهنای آزاد به‌ضخامت	
توضیح	شکل	به‌ضخامت	مقاطع فشرده	مقاطع غیرفشرده
عضو فشاری تک‌نبشی یا جفت‌نبشی با اتصال و لقمه‌های بین دو نیمرخ		b/t	کاربرد ندارد	$\frac{635}{\sqrt{F_y}}$
بالهای برجسته درعضو فشاری جفت نبشی در تماس سرتاسری با یکدیگر تسمه‌ها یا نبشیها که به‌طور برجسته بر 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:

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

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

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

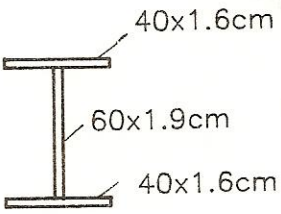
این مثال نشان می‌دهد در ستونهایی که در آنها ضریب لاغری بزرگ‌باشد استفاده از فولاد اعلاء (با F_y بزرگ) کمکی به پایین آمدن شماره نیمرخ نمی‌کند. چون بار بحرانی اولر $\left(P_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}\right)$ به F_y بستگی ندارد.

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 :

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

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

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

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

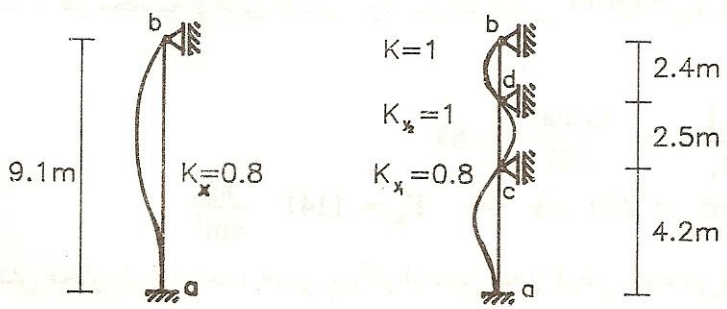
بنابراین نیمرخ IPB28 مناسب می‌باشد.

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 :

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

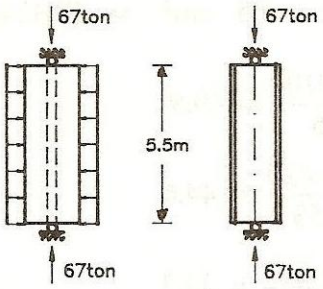
$$\lambda_{yac} = \frac{k_{y1}.L_{y1}}{r_y} = \frac{0.8\times420}{7.57} = 44.4$$

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

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

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.

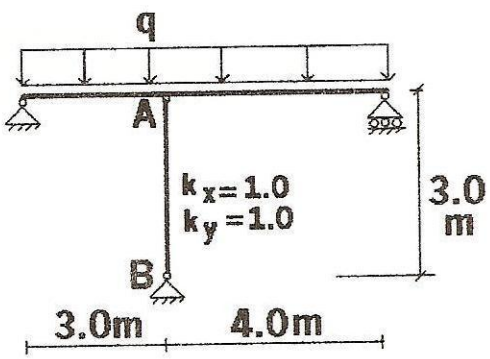
نمونه سؤال امتحانی مبحث فشار

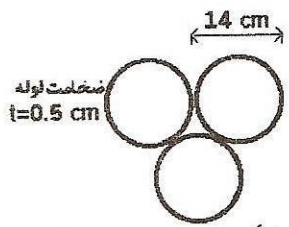
حداکثر نیروی مجاز فشاری ستون AB را محاسبه کنید.

مشخصات فولاد مصرفی

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

$F_y = 2400\ kg/cm^2$

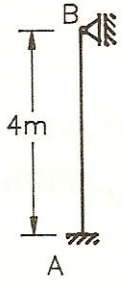


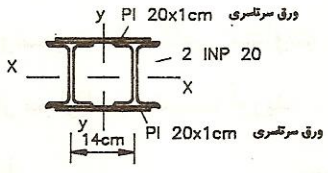


(اجزا کاملاً به هم چسبیده اند.)

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:

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

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

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

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

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

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

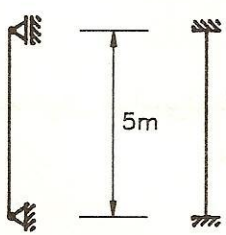
$$\lambda_{max} = \frac{k.L}{r_{min}} = \frac{0.8\times400}{6.73} = 47.5 < 200 \quad o.k$$

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

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

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

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

$A = 54.3\ cm^2$

$r_x = 6.78\ cm$

$r_y = 4.05\ cm$

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

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

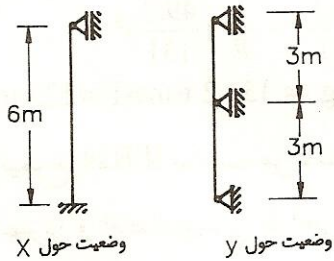
$$\lambda=80.2< C_c=131 \Rightarrow F_a = \frac{[\,1-\frac{\lambda^2}{2C_c^2}\,].F_y}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}(\frac{\lambda}{C_c})-\frac{1}{8}(\frac{\lambda}{C_c})^3}$$

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

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

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 :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

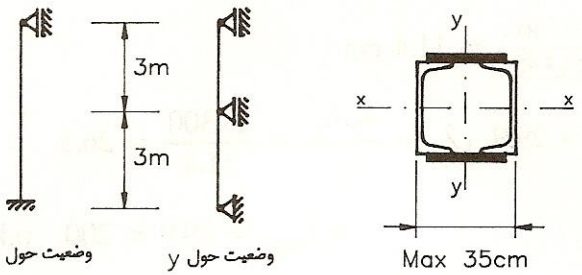
$$P_a = F_a \times A = 1238\times106 = 131228\ kg \simeq 131.2\ ton > P = 125\ ton \quad o.k$$

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)

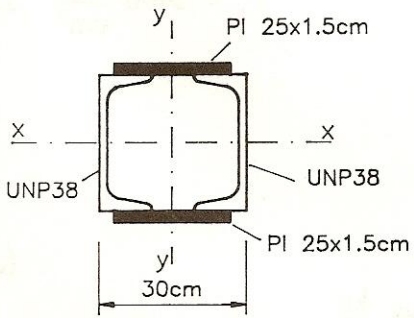
تنش مجاز ستون $F_a = 1200\ \frac{kg}{cm^2}$ تخمین زده می‌شود.

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

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

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

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

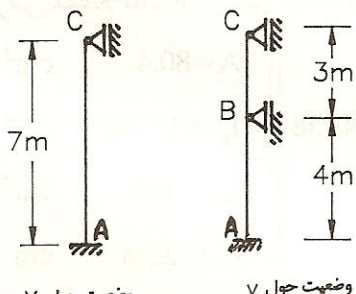
$$\Rightarrow \lambda_{max} = 29.9 < 200 \quad \text{o.k}$$

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

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

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 :

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

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

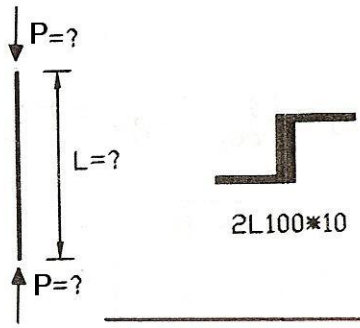
$$\lambda = 50 \text{ و } F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$$

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

بنابراین نیمرخ IPB26 مناسب می‌باشد.

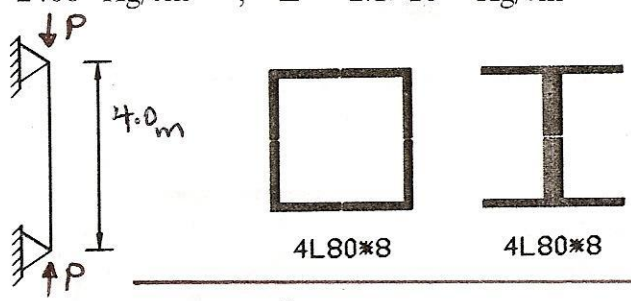
نمونه مسائل امتحانی مبحث فشار

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

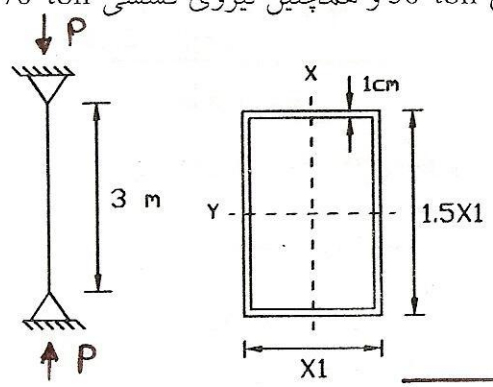


برای مقاطع شکل زیر نیروی کششی و فشاری مجاز را پیدا کرده و با یکدیگر مقایسه نمایید.

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



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

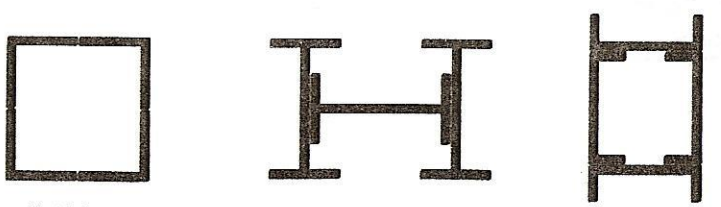
E= 2.1*10^6 kg/cm2

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

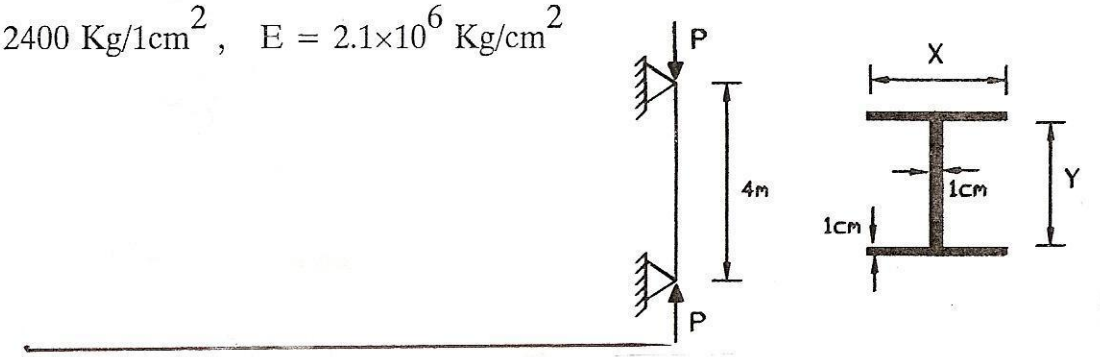
3IPE200 — KL=380cm

4UNP160 — KL=400cm

نمونه مسائل امتحانی مبحث فشار

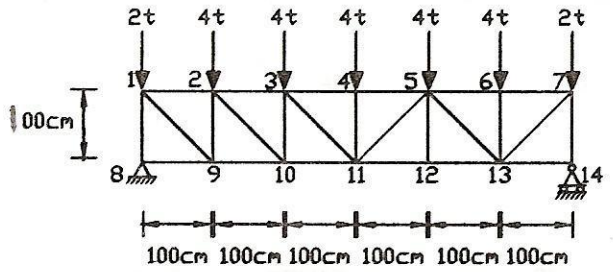
سطح مقطع شکل۶ مقطع یک عضو فشاری می‌باشد که سطح آن ۲۰ سانتی‌متر مربع است ابعاد x و y را به گونه‌ای تعیین کنید که حداکثر استفاده از عضو فشاری بشود. عضو فشاری نسبت به محور x فقط در دو انتها و نسبت به محور y در دو انتها و وسط دهانه دارای اتکاء جانبی است تحت‌شرایط فوق حداکثر نیروی فشاری مجاز این عضو فشاری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

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

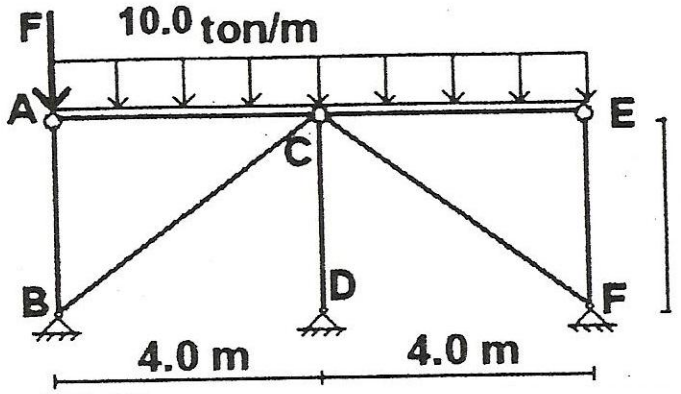


۵ عضوفشاری از خرپای شکل را طراحی نمائید (کلیه‌اتصالات بصورت جوش می باشد)

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



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

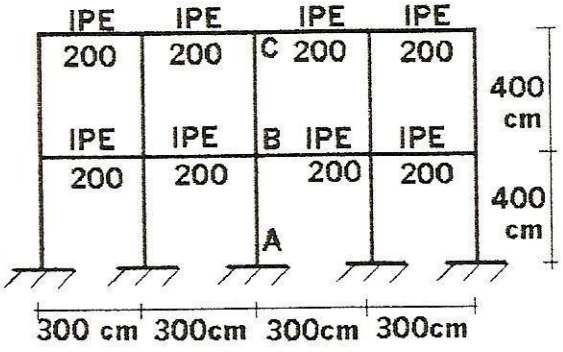
مقطع ستون : III

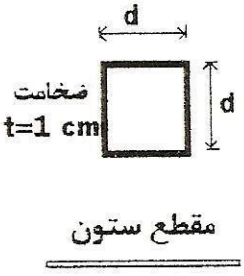
نمونه مسائل امتحانی مبحث فشار

(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.

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



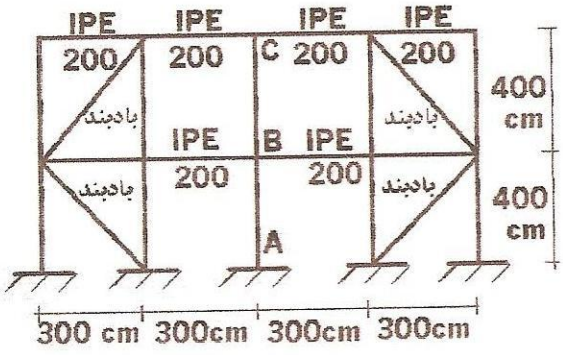


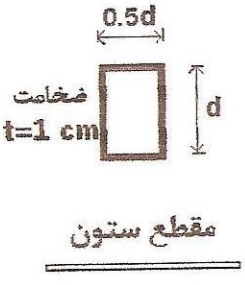
$P=50\ ton_{AB}$ $P=35\ ton_{BC}$ نیروی فشاری

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

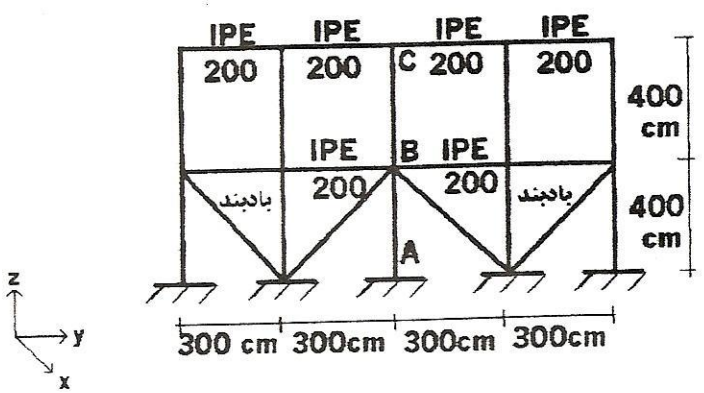
IPE 200 :	$A=28.5\ cm^2$	$I_x=1940\ cm^4$	$I_y=142\ cm^4$

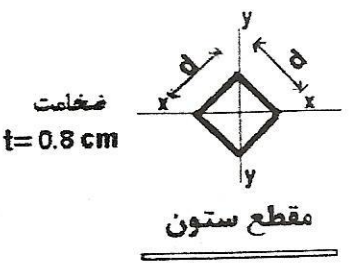
نمونه مسائل امتحانی مبحث فشار

(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.

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



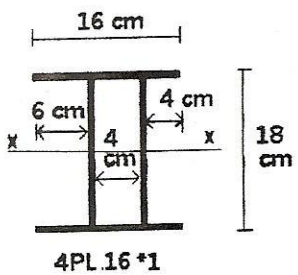


مقطع ستون

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

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

$Fy = 2400\ kg/cm2$

$KL_x = 400cm$

$KL_y = 200cm$

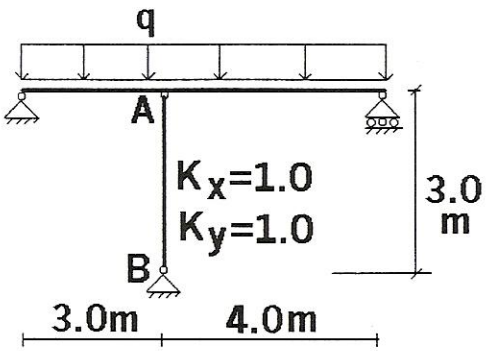
نمونه مسائل امتحانی مبحث فشار

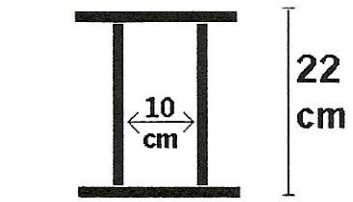
حداکثر نیروی مجاز فشاری ستون AB را محاسبه کنید

مشخصات فولاد مصرفی

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

$F_y=2400$ kg/cm2

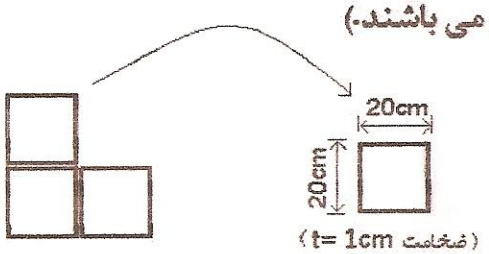




4 PL 20 * 1 cm cm

مقطع ستون

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



مقطع ستون

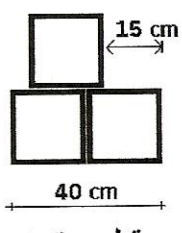
$E=2.10*10^{6}$ kg/cm2

Fy =2400 kg/cm2

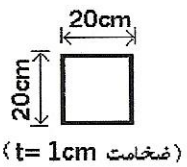
KL =400cm

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)

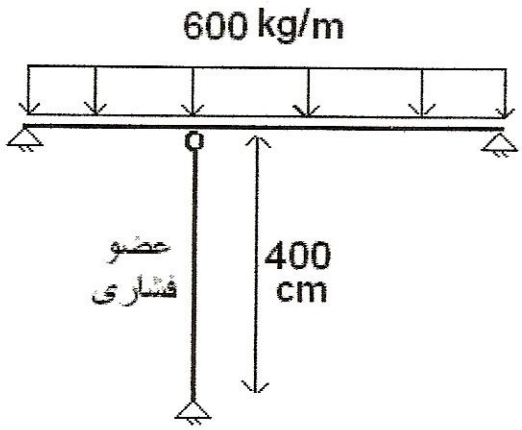


مقطع ستون



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؟



$F_y = 2400\ kg/cm^2$

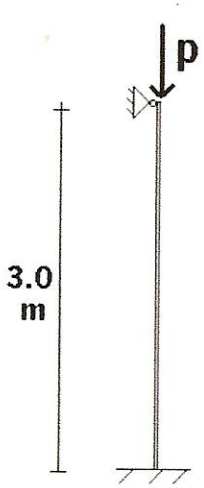
$E = 2.1 * 10^6\ kg/cm^2$ فولاد مصرفی

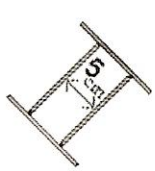
$L_y = 200\ cm$ طول غیرمهاری نسبت به محور ضعیف

$L_x = 400\ cm$ 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

$F_y = 2400\ kg/cm2$