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

سعی دوم:

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

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

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

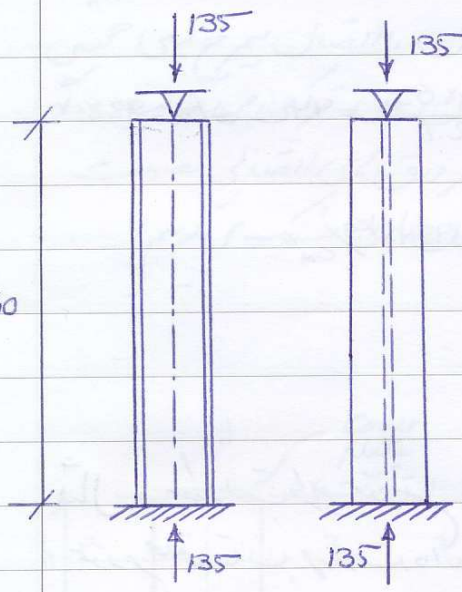
λ_y را برای کنترل بنویسید.

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

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

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

کنترل IPB200 به عهده دانشجو است.



مثال: مطلوبست طرح ستون نشان داده شده در شکل.

$k_x = k_y = 0.8$

فرض اول $r_y = 0.25b = 6\ cm$

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

$F_a = 974\ kg/cm^2$

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

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

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

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

$F_a = 1103\ kg/cm^2$

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

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

سعی دوم:

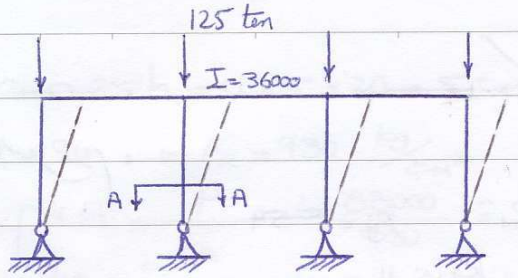
$\lambda_x = \frac{0.8 \times 660}{12.1} = 44$ $\lambda_y = \frac{0.8 \times 660}{7.09} = 75 \rightarrow F_a = 1069$

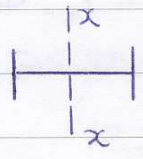
$A_{req} = \frac{135 \times 10^3}{1069} = 126.28$ ✓

$\frac{f_a}{F_a}$

کنترل عرض به ضخامت

مثال: مطلوبست طراحی ستون قاب مهاربندی شده. در امتداد عمود بر صفحه، ستون مهاربندی شده فرض شود.





کمانش داخل صفحه $k_x > 1$

کمانش خارج صفحه $k_y = 1$

$F_a = 900\ kg/cm^2$ $\quad A = \frac{125000}{900} = 139\ cm^2$ $\quad$ IPB 280

IPB 280 $\rightarrow$ $A = 131\ cm^2$ $\quad I_x = 19270\ cm^4$ $\quad r_x = 12.1\ cm$ $\quad r_y = 7.09\ cm$

$G_{top} = \frac{\sum I/L \text{ ستون}}{\sum I/L \text{ تیر}} = \frac{19270/360}{2 \times 36000/1200} = 0.51$

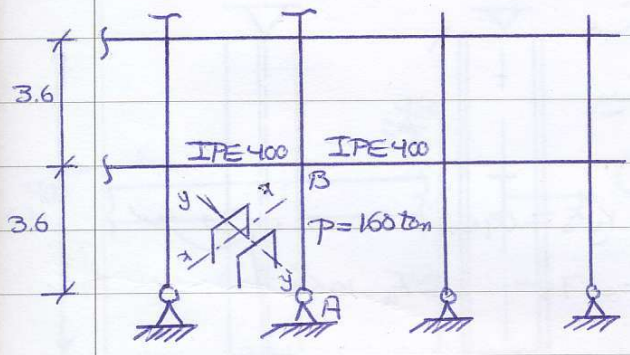
$G_{bot} = 10$ (لولا) $\quad K_x = 1.8 \rightarrow \lambda_x = \frac{1.8 \times 630}{12.1} = 94 \rightarrow F_a = 928$

$\lambda_y = \frac{630}{7.09} = 89$

$A_{req} = \frac{125000}{928} = 134.7$ $\quad f_a = \frac{125 \times 10^3}{131} = 954\ kg/cm^2$

$\frac{f_a}{F_a} = \frac{954}{928} = 1.03$ Say O.K.

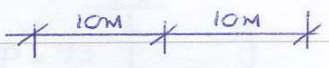
مثال: مطلوبست طراحی تیر AB برای قاب مهاربندی شده شکل زیر. (داخل صفحه قاب مهاربندی، عمود بر صفحه قاب مهاربندی است)



قاب مهاربندی $\quad F_y = 2400\ kg/cm^2$

کمانش خارج از صفحه $\quad K_y = 1$

کمانش داخل صفحه $\quad F_a = 1200\ kg/cm^2$



$A = \frac{P}{F_a} = \frac{168 \times 10^3}{1200} = 140\ cm^2$ $\quad$ IPB 300

IPB 300 $\rightarrow$ $A = 149$ $\quad r_x = 13$ $\quad r_y = 7.58\ cm$ $\quad I_x = 25170\ cm^4$

$\frac{I}{L} = \frac{25170}{360} = 69.92$

تمرین: 7-1 / 7-2 / 7-3 / 7-4 / 7-5 / 7-9 / 7-10 / 7-11 / 7-16 / 7-18 / 7-19 / 7-20 / 7-21 / 7-22 .

IPE400 → $I_x = 23130\ cm^4$ $\quad \frac{I}{L} = \frac{23130}{1000} = 23.13$

$G_T = \frac{2 \times 69.92}{2 \times 23.13} = 3 \qquad G_B = 10$

$K_x = 2.3 \rightarrow \lambda_x = \frac{2.3 \times 360}{13} = 63.79 \qquad \lambda_y = \frac{1 \times 360}{7.58} = 47.5$

$F_a = 1154\ kg/cm^2 \qquad$ حداکثر $f_a = \frac{168 \times 10^3}{149} = 1127 < 1154$

$DCR = \frac{1127}{1154} = 0.98$

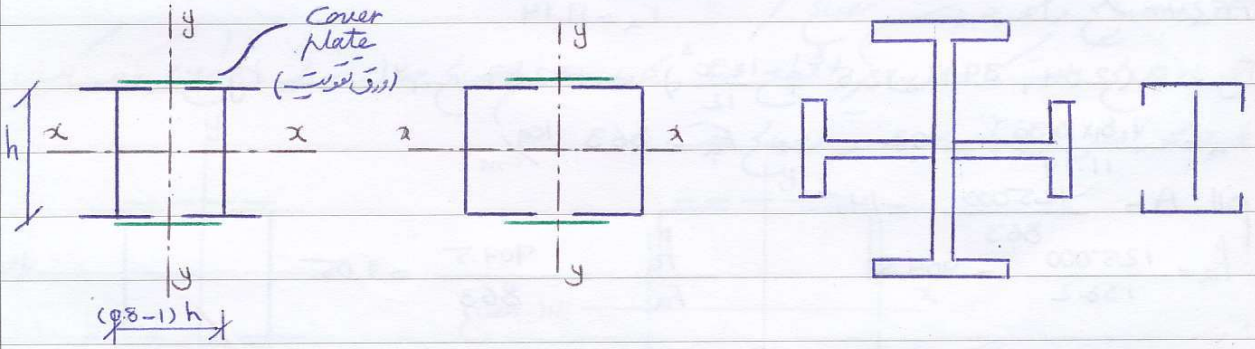
کنترل نسبت عرض به ضخامت به عهده دانشجو

۱) ستون‌های ترکیبی جان پر

نیمرخ‌های ستونی IPB حتواره در دسترس است و طراحان با اتصال نیمرخ‌های خمشی IPE و ناودانی توسط ورق به یکدیگر اقدام به ساخت ستون‌های ترکیبی می‌نمایند. اگر ورق‌های اتصالی پیوسته باشند آن را ستون جان پر و اگر ورق‌های اتصالی بصورت نقطه باشند بصورت کج آن را فضای خالی باشد آن را ستون‌های مشبک می‌نامیم.

ابتدا به بررسی ستون‌های جان پر می‌پردازیم.

انواع ستون‌های جان پری تواند بصورت زیر باشد:



جوش اتصال ورق به نیمرخ‌ها: این جوش تحت نیروی زیادی قرار ندارد. به طور نظری تحت برش ناشی از کمانش است و این مقدار عددی کمی است (حدود 2/1 نیروی کوری).

* انتخاب نوع جوش و اندازه ساق آن بر اساس مقررات حداقل آیین‌نامه‌ای انتخاب می‌شود.

سه حالت جوش می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد:

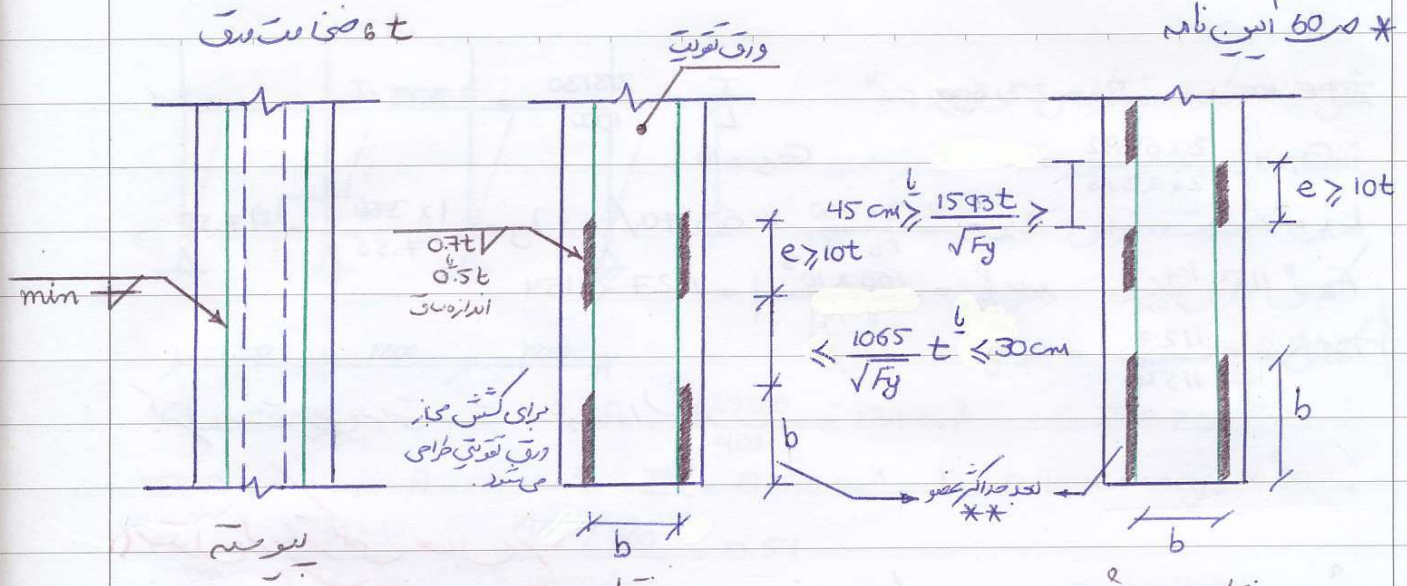
۱) پیوسته که بهترین حالت است.

۲) منقطع: این جوش باید بتواند به اندازه نیروی مجاز ورق کشش تحمل کند.

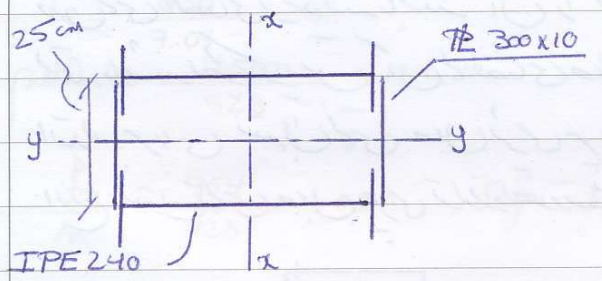
۳) منقطع بی‌دش

** این حوبق باید بتواند نیروی محاوری حاصلضرب سطح مقطع ورق در $0.6F_y$ را تحمل کند.

* ص 60 آیین نامه



مثال: مثال فاصل آخر را با ستون ترکیبی محدداً حل نمایید.



$A = 2 \times 39.1 + 2 \times 30 \times 1 = 138.2\ cm^2$

$I_x = 2 \times 3890 + 2(30 \times 1 \times 12.5^2)$

$I_x = 17155\ cm^4$

$r_x = 11.14$

$I_y = 2\left(284 + 39.1 \times 12.5^2 + \frac{1 \times 30^3}{12}\right) = 17287\ cm^4 \rightarrow r_y = 11.18\ cm$

$\lambda_a = \frac{1.8 \times 630}{11.14} = 102 \rightarrow F_a = 863\ kg/cm^2$

$A = \frac{125000}{863} = 145$

$f_a = \frac{125000}{138.2} = 904.5$

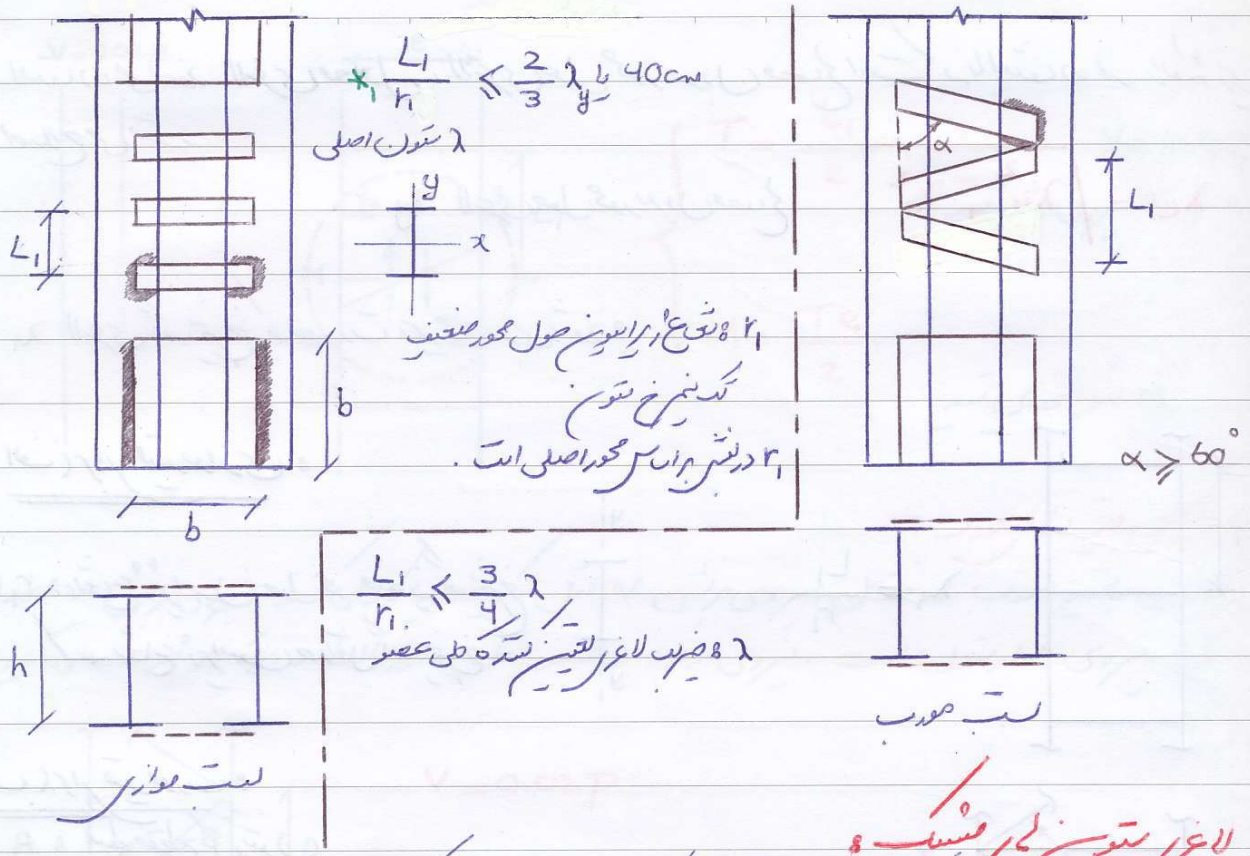
$\frac{f_a}{F_a} = \frac{904.5}{863} = 1.05$

۲) ستون های مشبک

وقتی که سطح مقطع نیرخ های فولادی کافی نباشد و هدف ما تأمین شعاع ژیراسیون مناسب عمود بر یکدیگر باشد، برای آن که ستون را با ورق متصل کنیم، آن را با تسمه های منقطع به همدیگر پیوند می دهیم. وجود تسمه ها اثراتی در سطح مقطع ایجاد کرده در اثر این سطح مقطع تأثیر ندارد. فقط باعث یکپارچه شدن نیرخ و افزایش شعاع ژیراسیون حول محور ضعیف می شوند.

λ_y ← ضریب لاغری عضو فشاری نسبت به محور y-y (محور عمود بر امتداد لبه)

L_1 ← فاصله مرکز به مرکز قیدها در امتداد طول عضو r_1 شعاع ژیراسیون حداقل تک نیمرخ

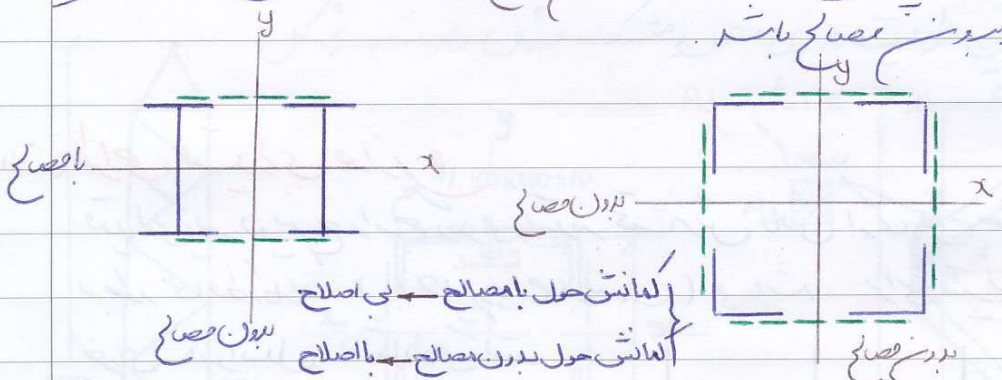


لاغری ستون های مرکب:

از مقطع ستون های مرکب مورد مطالعه قرار گیرد، ملاحظه می شود که دارای دو نوع محور هستند.

محور با مصالح و محور بدون مصالح.

محور با مصالح آنست که مصالح بر آن قطع نکند و محور بدون مصالح مصالح را قطع می کند. که در هر دو محور اصلی می توانند بدون مصالح باشند.



کمانش حول محور با مصالح: برای کمانش حول محور با مصالح لاغری حی تک تک ستون المحولی می بینه می شود و همچنین اصلاحی لازم نیست.

کمانش حول محور بدون مصالح: برای کمانش حول محور بدون مصالح از مفهوم لاغری معادل

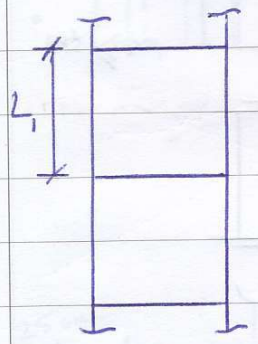
استفاده می‌شود. **لاغری معادل**، لاغری حول محور بدون مصالح است که با استفاده از رابطه زیر اصلاح می‌شود.

$$\lambda_e = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$$

λ_y لاغری حول محور بدون مصالح

λ_1 لاغری تک نیمرخ که بصورت زیر محاسبه می‌شود:

الف) برای قید موازی:



$$\lambda_1 = \frac{L_1}{r_1}$$

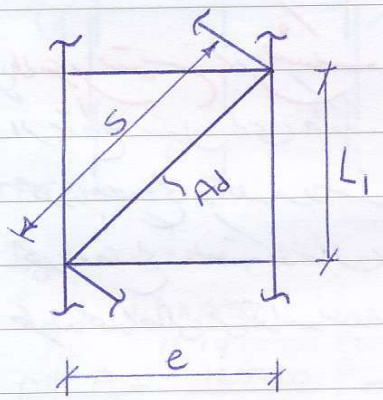
r_1: شعاع ژیراسیون حول محور ضعیف تک نیمرخ
← شعاع ژیراسیون حداقل تک نیمرخ

ب) برای قید مورب:

A: سطح مقطع کل ستون

A_d: سطح مقطع قطری

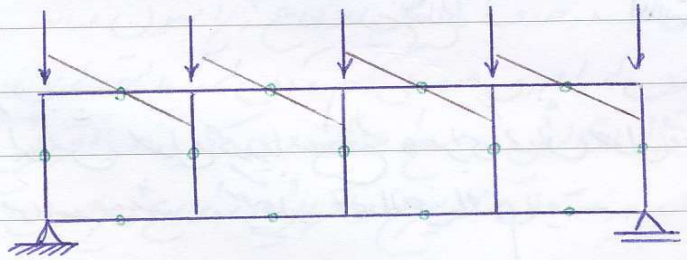
S: طول کرنر بین مرکز قید مورب



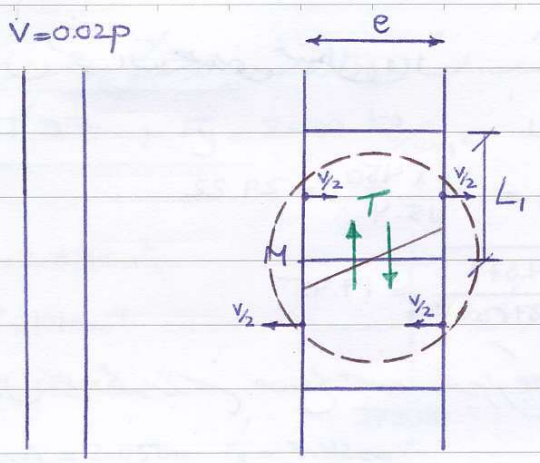
$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{2A_d} \cdot \frac{S^3}{L_1 e^2}}$$

الف) طراحی قیدهای موازی:

قیدهایی که دو نیمرخ را به هم متصل می‌کنند کمتر برش نائی از کمانش می‌شوند. برش نائی از کمانش به طور محافظه‌کارانه (از 2 نیروی محاری ستون) می‌باشد. برای قیدهای موازی از تئوری خرپای هیراندل استفاده می‌کنند.



(روی اعضای افقی محاری صورت و بصورت لولا عمل می‌کنند.



$$T = \frac{L_1}{e} \times \frac{V}{2} \qquad V = 0.02P$$

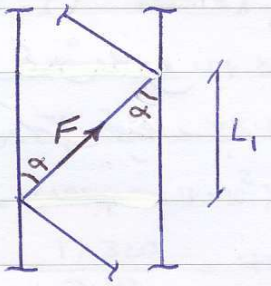
T نیروی برش مهار

$$M = \frac{Te}{2}$$

M لنگر انتهایی مهار

ب) طراحی مهار بادی مهاربند:

ستون با مهار مهاربند در مقابل نیروی برشی V مثل یک خرپا کار می‌کند. نیروی برش V معادل 2 نیروی مجاز ستون است. نیروی موجود در عضو قطری از روابط ساده زیر بدست می‌آید.

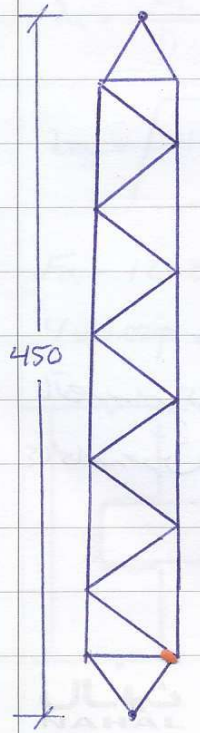


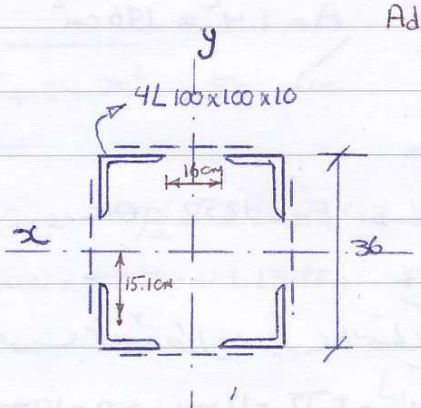
$$V = 0.02P$$

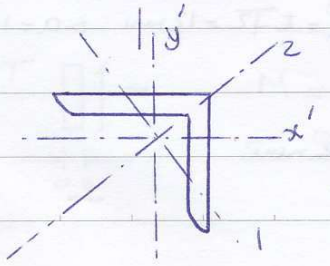
$$F = \frac{V}{2\sin\alpha}$$

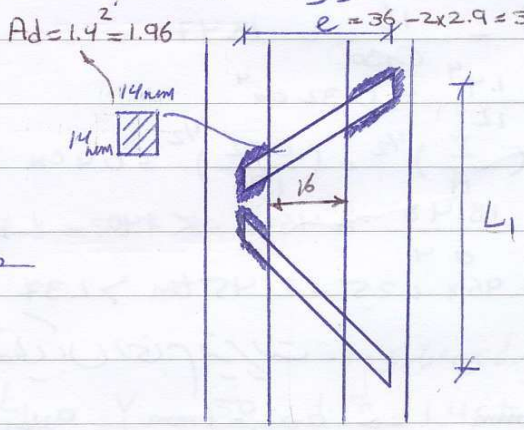
زاویه وجود قطری در وجه ستون

مثال: مطلوبست تعیین ظرفیت باربری ستون مشبک نشان داده شده در شکل.









$$A = 22.7\ cm^2$$

$$\bar{I}_{x'} = \bar{I}_{y'} = 207\ cm^4$$

$$r_{x'} = r_{y'} = 3.02\ cm \qquad e' = 2.9\ cm$$

$$r_1 = 1.95\ cm$$

۱) تعیین مشخصات هندسی مقطع:

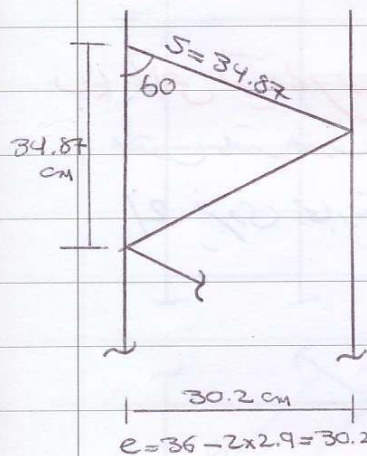
$A = 4 \times 22.7 = 90.8 \text{ cm}^2$

$I_x = I_y = 4(207 + 22.7 \times 15.1^2) = 21531$

$r_x = r_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = 15.4 \text{ cm}$ $\qquad \lambda_x = \lambda_y = \frac{1 \times 450}{15.4} = 29.22$

$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{2Ad} + \frac{S^3}{L_1 e^2}} = \pi \sqrt{\frac{90.8}{2 \times 1.96} \times \frac{34.87^3}{34.87 \times 30.2^2}} = 17.45$

چون هر دو محور بدنه مصالح هستند باید برای آن‌ها لنداز معادل (λ_e) محاسبه گردد.



$\lambda_{ex} = \lambda_{ey} = \sqrt{29.22^2 + 17.45^2} = 34$

$F_a = 1313 \text{ kg/cm}^2$

جهت $P = 1313 \times 90.8 \times 10^{-3} = 119.22 \text{ ton}$

$\frac{L_1}{r_1} = \frac{34.87}{1.95} = 17.88 < 40$ ، $\frac{2}{3}\lambda = 19.48$ $\quad (\lambda = \lambda_x = \lambda_y = 29.22$

۲) کنترل کمانش موضعی:

$\frac{b}{t} = \frac{100}{12} = 8.33 < \frac{635}{\sqrt{2400}} = 12.96$ O.K.

۳) طراحی و کنترل قید عرضی:

$V = 0.02P = 0.02 \times 119.22 = 2.38 \text{ ton}$

نیروی قطری $F = \frac{2.38}{2 \times \sin 60} = 1.37 \text{ ton}$

طول بازار قید عرضی $= \frac{16}{C_{130}} = 18.47$ $\qquad A = 1.4^2 = 1.96 \text{ cm}^2$

$I = \frac{1.4^4}{12} = 0.32 \text{ cm}^4$

$r = \left(\frac{I}{A}\right)^{1/2} = \left(\frac{0.32}{1.96}\right)^{1/2} = 0.4 \text{ cm}$

$\frac{L}{r} = \frac{18.48}{0.4} = 46.2 < 140 \longrightarrow F_a = 1250$ O.K.

مجاز $P_a = 1.96 \times 1.25 = 2.45 \text{ ton} > 1.37$ تیر عرضی

با توجه به نیروی قید عرضی محاسبه طول جوش اتصال آن انجام می‌گیرد.

۴) محاسبه جوش:

$t = 14 \text{mm} \longrightarrow a_{min} = 6 \text{mm}$ ، $a_{Max} = t - 2 = 12 \text{mm} \longrightarrow a = 10 \text{mm}$

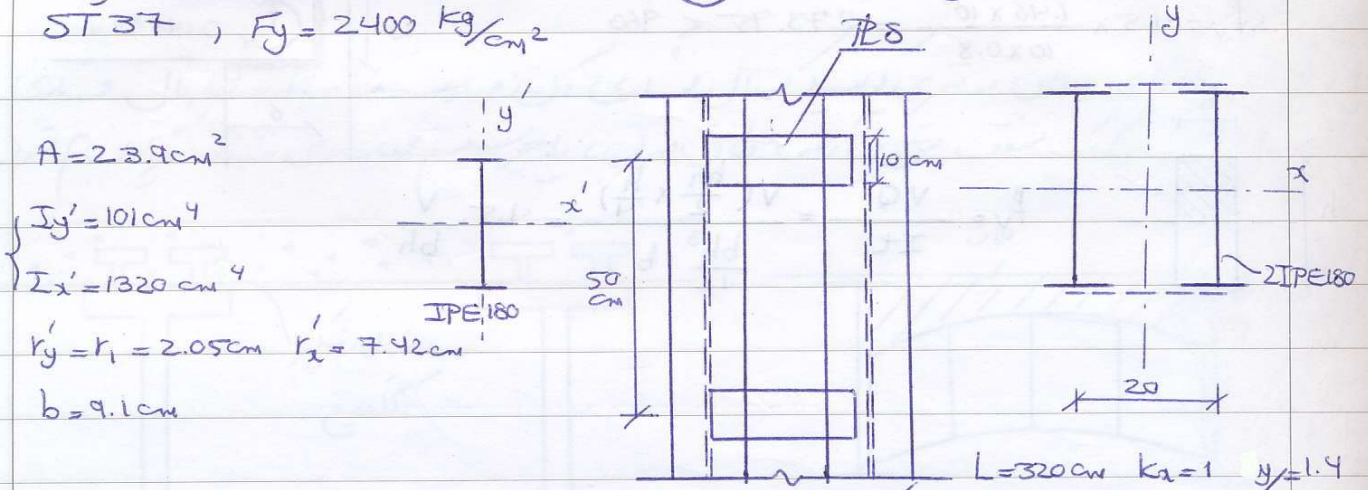
$R_w = 650\,a = 650 \times 1 = 650 \text{ kg/cm}$

$L_w = \frac{F}{R_w} = \frac{1.37 \times 10^3}{650} = 2.11 \text{ cm} \cong 22 \text{mm}$

* در محاسبه مساحت ستون و همچنین ممان اینرسی حول محورهای x و y با قید لاغری نداریم.

مثال: مطلوبست تعیین ظرفیت باربری ستون مشبک نشان داده شده در شکل با قید لاغری.

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



$A = 23.9\ cm^2$

$I_{y'} = 101\ cm^4$

$I_{x'} = 1320\ cm^4$

$r_{y'} = r_1 = 2.05\ cm$ $r_{x'} = 7.42\ cm$

$b = 9.1\ cm$

$L = 320\ cm$ $k_x = 1$ $k_y = 1.4$

نکته آئین نامه: از ستون مشبک فقط می توان برای خمش حول محور با مصالح به عنوان قاب خمشی استفاده کرد

مشخصات هندسی مقطع:

$A = 2 \times 23.9 = 47.8$

$I_x = 2 \times 1320 = 2640\ cm^4$ $r_x = \sqrt{\frac{2640}{47.8}} = 7.42\ cm$

$I_y = (101 + 23.9 \times 10^2) 2 = 4982\ cm^4$ $r_y = \sqrt{\frac{4982}{47.8}} = 10.21$

$\lambda_x = \frac{1 \times 320}{7.42} = 43.13$ $\lambda_y = \frac{1.4 \times 320}{10.21} = 43.88$

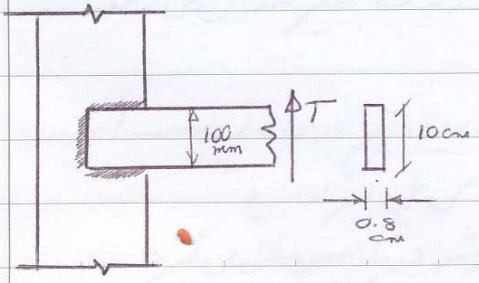
$\lambda_1 = \frac{L_1}{r_1} = \frac{50}{2.05} = 24.39 < 40,\ \frac{2}{3}\lambda_y$

$\lambda_{ey} = \sqrt{43.88^2 + 24.39^2} = 50$

$F_a = 1228\ kg/cm^2$ $P_a = 1.228 \times 47.8 = 58.7\ ton$

$V = 0.02P = 0.02 \times 58.7 = 1.17\ ton$

طراحی صفحه های مواری:



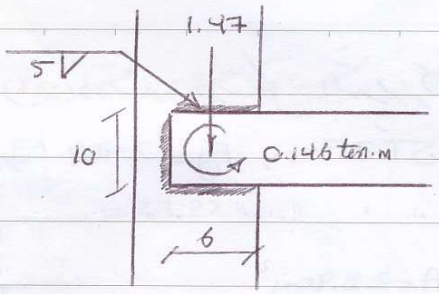
$T = \frac{L_1}{e} \cdot \frac{V}{2} = \frac{50}{2} \times \frac{1.17}{2} = 1.46\ ton$

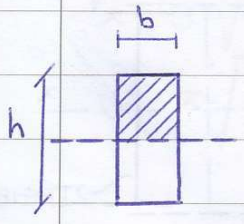
$M = T\frac{e}{2} = 1.46 \times 0.1 = 0.146\ ton.m$

$S = \frac{0.8 \times 10^2}{6} = 13.33$

$$f_b = \frac{0.146 \times 10^5}{13.33} = 1095 < 1400$$

$$f_v = 1.5 \times \frac{1.46 \times 10^3}{10 \times 0.8} = 273.75 < 960$$





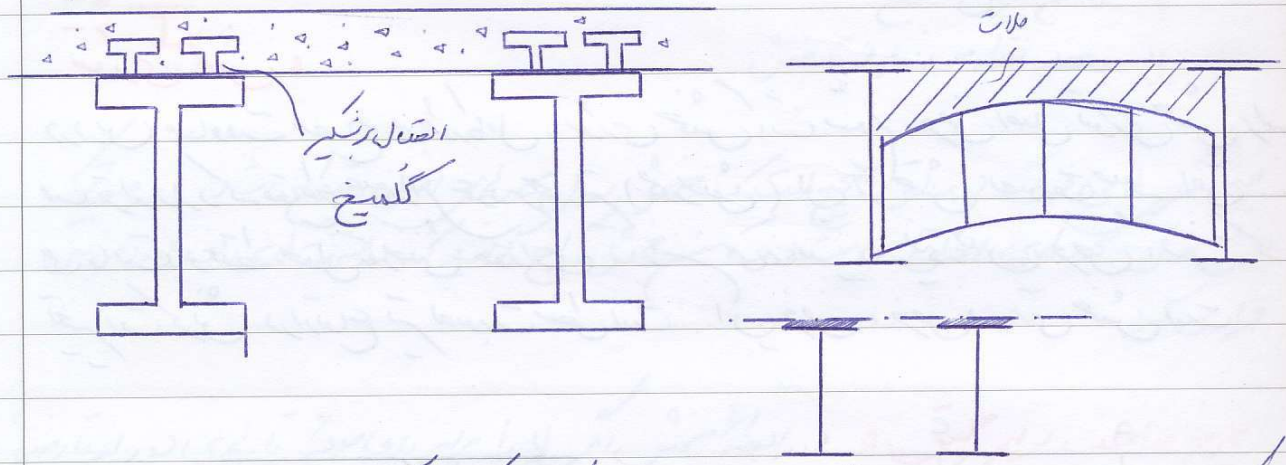
$$f_v = \frac{VQ}{It} = \frac{V\left(\frac{bh}{2} \times \frac{h}{4}\right)}{\frac{bh^3}{12}\, b} = 1.5\,\frac{V}{bh}$$

حمید کاظم

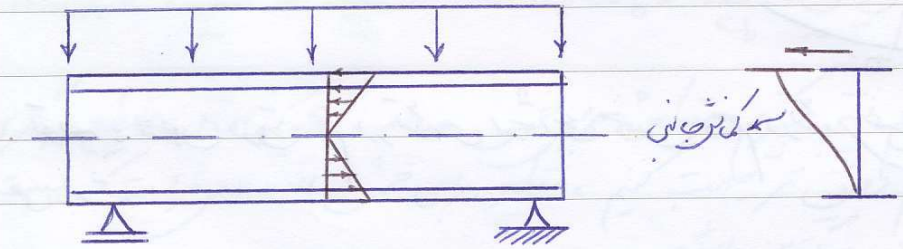
فصل هشتم:

«تیرها با اتکای جانبی»

تیر با اتکای جانبی به تیری گویند که بال فشاری آن مهار شده باشد. مهار بال فشاری می تواند به کمک سقف سخت، آرمه، طاق ضربی، یا هر سیستم مهاربندی شده دیگری انجام شود.



اگر بال فشاری مهار نشود کمانش جانبی تحت تأثیر تنش فشاری امکان کمانش آن وجود دارد. این پدیده را کمانش جانبی گویند. این موضوع مربوط به فصل دهم است. بنابراین پیش از آن باید مورد توجه قرار نمی گیرد. تأکید لازم است تأکید شود که اگر بال فشاری تیر مهار شده باشد امکان کمانش جانبی آن وجود ندارد و می توانیم تا حد اکثر تنش فشاری مجاز از آن استفاده نماییم.



تیرها را برحسب وضعیه به طرق زیر طبقه بندی می نمایند.

۱) تیرچه (Joist): تیر سبکی است که بار سقف را به شاهتیر انتقال می دهد.

۲) شاهتیر (Girder): در اصطلاح معماری پل می گویند. تیر باربر اصلی سقف است و بار سقف را به ستون منتقل می کند. به آن تیر حمال و گاهی پل تیر گویند.

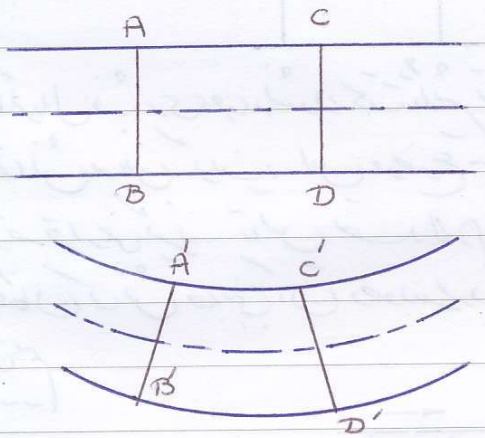
۳) تیر نعل درگاهی (Lintel): تیری است که در بالای بازشو (در یا پنجره) قرار می گیرد.

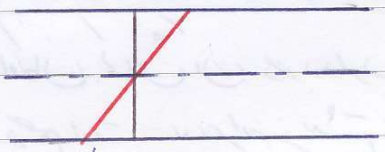
۴) تیر لبه‌ای (Spandrel): تیرهایی هستند که در لبه‌ی سقف ساختمان هستند و علاوه بر بار سقف بار دیوار و در آن را نیز تحمل می‌کنند.

۵) لاپه (purlin): تیر سبکی است از نیمرخ Z یا I یا نادوانی، از آن برای تحمل پوشش‌های سبک مثل شیروانی، ساندویچ پانل یا نظایر آن در سالن‌های صنعتی استفاده می‌شود.

تئوری خمش:

در درس مقاومت مصالح به طور کامل با تئوری خمش آشنا شدیم. فرض اصلی تئوری خمش بر این مبنا قرار دارد که مقاطع صفحه‌ای عمود بر محور تیر (محور خنثی) پس از خمش بصورت صفحه باقی می‌مانند و فقط حول تار خنثی مقداری دوران می‌نمایند. نتیجه‌ی این فرض آنست که تغییرات کرنش در ارتفاع تیر بصورت خطی است. این فرض، فرض اساسی خمش است.




تغییرات کرنش در ارتفاع خطی است

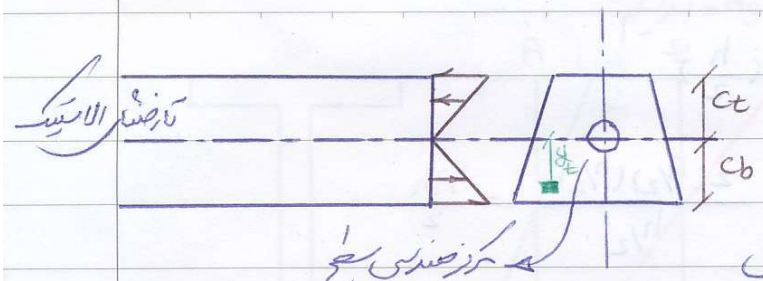
توصیه: فرض فوق هم در تئوری ارتجاعی خمش و هم در تئوری غیر ارتجاعی یا خمیری خمش برقرار می‌باشد.

الف) تئوری خمش ارتجاعی:

در تئوری خمش ارتجاعی فرض تناسب تنش و کرنش برقرار است. با توجه به خطی بودن تغییرات کرنش در ارتفاع، تغییرات تنش نیز در ارتفاع خطی خواهد و از تعادل نیرو لها در مقطع می‌توان به این نتیجه رسید که تار خنثی یا محل کرنش‌ها و تنش‌های صفر در حالت ارتجاعی از مرکز سطح مقطع می‌گذرد که به آن تار خنثی ای الاستیک گویند.

* محل تار خنثی خمش ارتجاعی ← مرکز سطح مقطع $(S = \Sigma Ay = 0)$

در مقاومت مصالح با نوشتن تعادل لنگر در مقطع رابطه خمش بصورت زیر بدست می آید:



$$f = \frac{MY}{I}$$

M لنگر خمش داخلی در مقطع مورد بررسی

I ممان اینرسی مقطع

y فاصله نقطه مورد نظر از تار خنثی

نتیجه گیری های فوق در صورتی صحیح است که خمش حول محورهای اصلی مقطع باشد. در صورتیکه خمش حول محورهای اصلی نباشد به آن خمش کج گویند که در مبحث های بعد مورد بررسی قرار می گیرد.

نیروی مناسب برای خمش در رابطه خمش اگر y را برابر با فاصله تارهای دور از تار خنثی قرار دهیم تنش های حداکثر بصورت زیر محاسبه می شود.

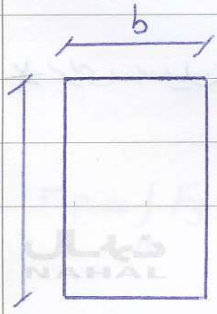
top: $f_{Max,t} = \frac{MC_t}{I} = \frac{M}{S_t}$ $\quad S_t = \frac{I}{C_t}$ اساس بالا

bottom: $f_{Max,b} = \frac{MC_b}{I} = \frac{M}{S_b}$ $\quad S_b = \frac{I}{C_b}$ اساس پایین

S اساس مقطع الاستیک

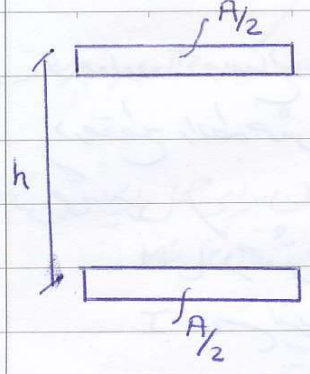
از دو رابطه فوق می توانیم نتیجه بگیریم مقطعی برای خمش مناسب است که اساس مقطع بزرگتری داشته باشد. اگر بخواهیم دقیق تر صحبت کنیم، مقطعی برای خمش اقتصادی تر است که نسبت اساس مقطع به سطح آن بزرگترین باشد.

اگر سطح مقطع را نماینده وزن در نظر بگیریم، می گوییم مقطعی برای خمش مناسب است که نسبت اساس مقطع به سطح مقطع بزرگترین باشد. به عنوان مثال در یک تیر فولادی



$$A = bh$$

$$S = \frac{bh^2}{6} \longrightarrow S = \frac{Ah}{6} \Longrightarrow \frac{S}{A} = \frac{h}{6}$$



$$I = 2\left(\frac{A}{2}\right)\left(\frac{h}{2}\right)^2$$

$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{2(A/2)(h/2)^2}{h/2} = \frac{Ah}{2}$$

$$\frac{S}{A} = \frac{h}{2}$$

با این عمل ملاحظه می‌شود که نسبت $\frac{S}{A}$ شبیه h برابر شد. یعنی اگر بتوانیم مقطع ایده‌آلی درست کنیم که در آن تمام سطح در فاصله h متمرکز شده باشد، دارای اساس مقطعی حدوداً برابر مقطع متصلی است (با جهان سطح مقطع). چنین مقطع ایده‌آلی در عمل وجود ندارد ولی نزدیک‌ترین حالت به آن مقاطع I شکل هستند. انتظار می‌رود مقطعی که با α نشان می‌دهیم برای آن‌ها بیش از 2 و خیلی کمتر از 6 باشد.

$$S = \frac{Ah}{\alpha} \quad \text{یا} \quad \alpha = \frac{Ah}{S} \longrightarrow \begin{cases} \alpha = 2 & \text{بهترین} \\ \alpha = 6 & \text{نامطلوب‌ترین} \end{cases}$$

مثال: α را برای IPE300 نسبت به IPB300 بدست آورید. همچنین برای IPB300.

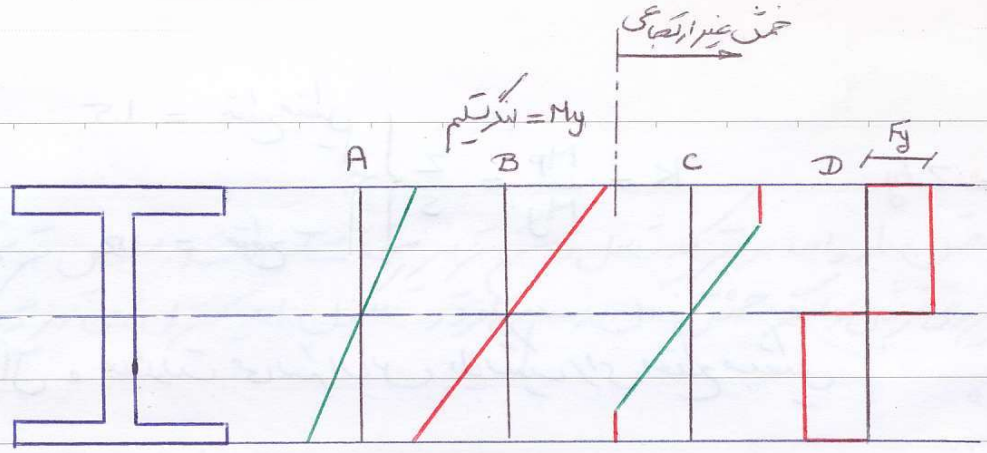
$$\text{IPE300} \rightarrow A = 53.8\,cm^2,\ S = 557,\ \alpha = \frac{Ah}{S} = \frac{53.8 \times 30}{557} = 2.89$$

$$\text{IPB300} \rightarrow A = 149,\ S = 1680,\ \alpha = \frac{Ah}{S} = \frac{149 \times 30}{1686} = 2.66$$

ب) تئوری خمش خمیری (غیر ارتجاعی)

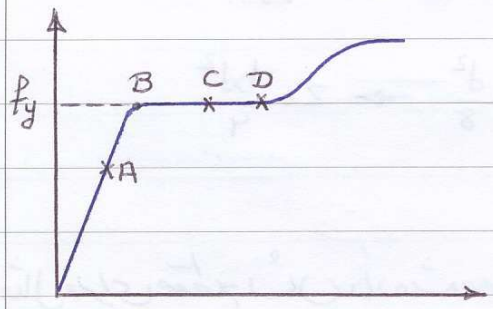
یکی از نکات مثبت تیرهای فولادی این است که این از حالت ارتجاعی خارج شده و تغییر شکل‌های زیاد و بدون وقوع پدیده کمانش موضعی تسلیم می‌شوند و تا وقوع پدیده تسلیم در تمام ارتفاع مقطع به مقاومت خمشی بیش از نقطه تسلیم می‌رسند. به این مقاومت خمیری گویند و با M_p نمایش می‌دهیم.

* برای رسیدن به حد پلاستیک باید مقطع فشرده باشد، در غیر این صورت کمانش موضعی داریم.



$f=\frac{M}{S}<f_y$ $f=\frac{My}{S}=f_y$ $M>My$ $Mp>My$

↳ لنگر پلاستیک یا خمیری

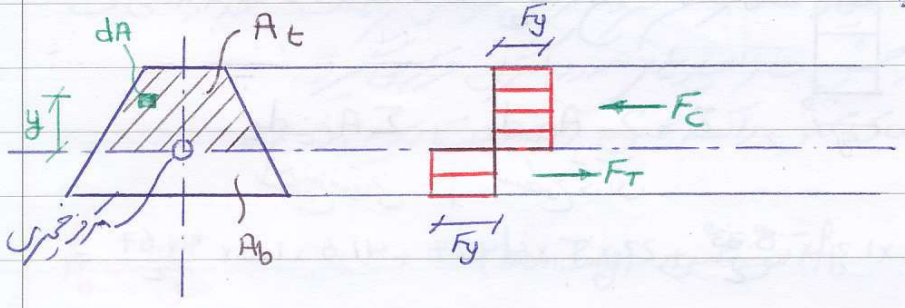


$Mp = ZF_y$ $(Z>S)$

$(F_y=\frac{Mp}{Z})$ Z: اساس مقطع پلاستیک

نظریه خمش پلاستیک (خمیری):

در تئوری لنگر پلاستیک یا خمیری توزیع تنش در دو ناحیه فشاری یا کششی یکنواخت و برابر با F_y است. تار خنثی وجود دارد ولی از مرکز سطح نمی گذرد. به آن، تار خنثی آرمیخی یا مرکز خمیری گویند. تار خنثی آرمیخی یا پلاستیک در محلی قرار می گیرد که مساحت سطوح کشش و فشاری برابر باشند.



بنابراین تار خنثی آرمیخی در محلی قرار می گیرد که مساحت سطح تحت کشش و فشاری برابر باشد. در مقاطعی که نسبت به محور افقی خود متقارن می باشد تار خنثی خمیری منطبق بر تار خنثی ارتجاعی است.

$\Sigma F_x=0 \rightarrow F_c=A_tF_y \quad F_T=A_bF_y$

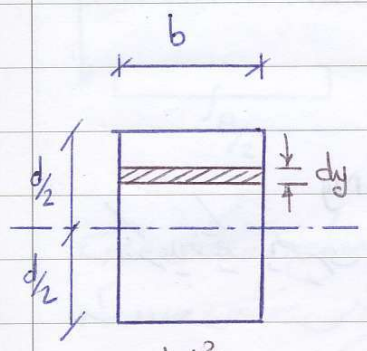
$F_c=F_T \Rightarrow A_tF_y=A_bF_y \Rightarrow A_t=A_b=\frac{1}{2}A$

محاسبه لنگر پلاستیک مقاوم مقطع:

$M_p=\int_A F_y(dA)y \Rightarrow M_p=F_y\int_A y\,dA$ $\left(Z=\int_A y\,dA\right)$ (اساس پلاستیک)

$$\rightarrow M_p = Z F_y \qquad k = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z}{S} \begin{cases} \text{مقطع منصل} = 1.5 \\ I \text{ مقطع} = 1.12 \end{cases}$$

مثال : مطلوبت می نه از این پلاستیک برای مقطع مستطیلی .

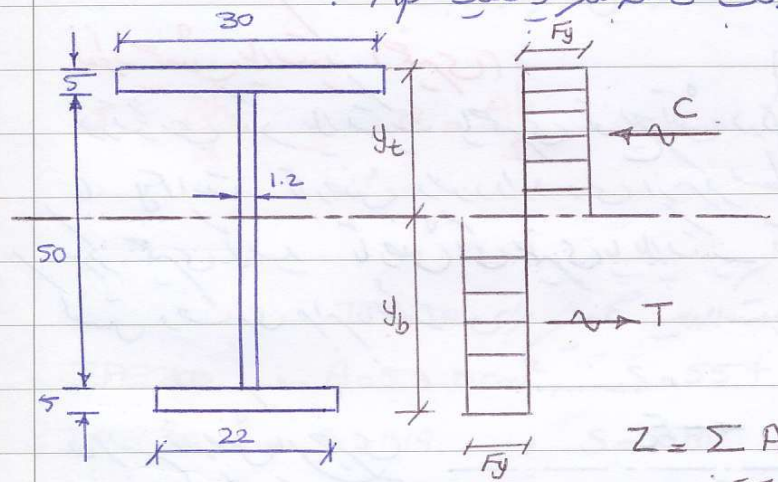


$$Z = \int_A y\,dA \qquad dA = b\,dy \qquad Z = 2\int_0^{d/2} by\,dy$$

$$\rightarrow Z = 2b\left[\frac{y^2}{2}\right]_0^{d/2} = 2b\frac{d^2}{8} \rightarrow Z = \frac{bd^2}{4}$$

$$S = \frac{bd^2}{6} \Rightarrow k = \frac{Z}{S} = \frac{bd^2/4}{bd^2/6} = 1.5$$

مثال : برای مقطع نشان داده شده مطلوبت می نه لنگر پلاستیک M_p .



$$A = 30\times5 + 50\times1.2 + 22\times5 = 320\,cm^2$$

$$A_T = A_b = 160\,cm^2$$

$$30\times5 + 1.2(y_t - 5) = 160$$

$$y_t = 13.33$$

$$y_b = 60 - 13.33 = 46.67$$

$$Z = \sum A_{ci} d_{ci} + \sum A_{ti} d_{ti}$$

سطوح فوقانی + سطوح تحتانی

$$Z = 30\times5\times10.88 + 8.33\times1.2\times\frac{8.33}{2} + 22\times5\times44.17 + 41.6\times1.2\times\frac{41.67}{2} =$$

$$7567\,cm^3$$

$$M_p = Z F_y = 7567\times2400\times10^{-5} = 181.61\ ton.m$$

$$M_y = \min(S_t F_y \ ,\ S_b F_y)$$

$$S_{min} = S_b = 6157$$

$$k = \frac{Z}{S_{min}} = 1.23$$

طراحی تیرها

اولین گام تعیین بار وارد بر تیر که شامل وزن تیر نیز هست می باشد. سپس تیر تحلیل شده و نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی آن رسم می گردد. الفبل باید کنترل های تیر در طراحی ملحوظ گردد.

۱) تنش های خمشی
۲) تغییر شکل
۳) تنش های برشی
۴) تسلیم موضعی بین بال و جان و له شدگی جان
۵) کنترل تنش های پیچشی
۶) کمانش جانبی بال تحت فشار

موارد ۱ تا ۴ در این فصل و موارد ۵ و ۶ در فولاد ۲ مورد مطالعه قرار خواهند گرفت.

۱) معیار های تنش های خمشی

رسم بر این است که طراحی تیر بر مبنای معیار تنش خمشی آغاز گردد. با توجه به اینکه طراحی خمش نیازمند آزمون و خطا ندارد، انتخاب ساده ترین شروع برای طراحی تیر هاست. بعد از انتخاب نیرج مناسب بر مبنای معیار خمش سایر معیار های مورد کنترل قرار می گیرد.
برای انتخاب مقطع مناسب بر مبنای خمش رابطه خمش را به صورت زیر می نویسیم.

$f_b = \frac{M}{S}$ f_b تنش خمشی (bending) S اساس مقطع
M لنگر خمشی

$S = \frac{M}{f_b}$ که رابطه فوق طرفین وسطین شود خواهیم داشت:

برای طراحی f_b را برابر تنش خمشی مجاز در نظر می گیریم

$S_{لازم} = \frac{M}{F_b}$ F_b = تنش مجاز خمشی

با توجه به رابطه فوق ملاحظه می کنیم که برای انتخاب S مناسب لازم است تنش خمشی مجاز F_b معلوم باشد.

تنش مجاز خمشی F_b برای تیرهای با اتکای جانبی

۱) تنش خمشی فشاری و کششی مجاز در تارهای انتهایی با مقطع I با اتکای جانبی و یا محدودی که نسبت به محور ضعیف دارای تکیه‌گاه جانبی هستند و خمش حول محور قوی صورت می‌گیرد و هم چنین شرایط فشرده‌گی مقطع برای آن‌ها صادق هست و هم چنین بال فشاری آن‌ها دارای اتکای جانبی پیوسته و یا منقطع در فواصل کمتر از مقادیر زیر باشد، در آنصورت F_b به صورت زیر می‌باشد:

$$F_b = 0.66 F_y$$

$$\min \begin{cases} L_c = \dfrac{635\, b_f}{\sqrt{F_y}} \\ L_c = \dfrac{14 \times 10^5}{\left(\frac{d}{A_f}\right) F_y} \end{cases}$$

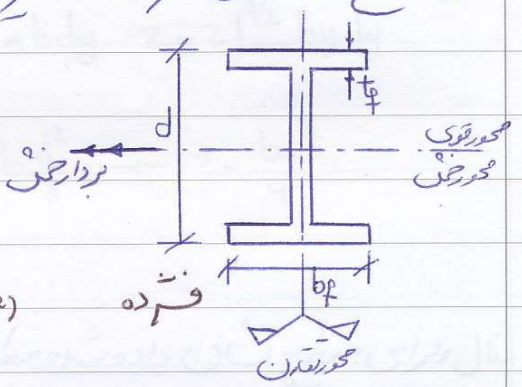
b_f (cm) عرض بال فشاری

d ارتفاع کل تیر

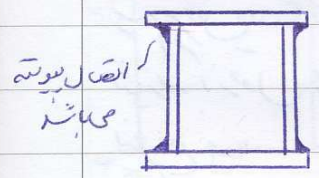
A_f مساحت بال فشاری

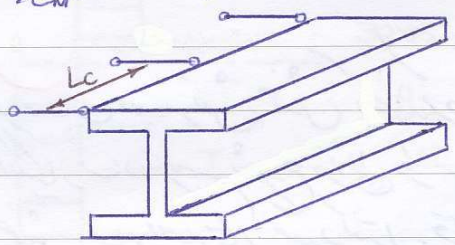
F_y (kg/cm^2) تنش تسلیم

L_c فواصل اتکای جانبی



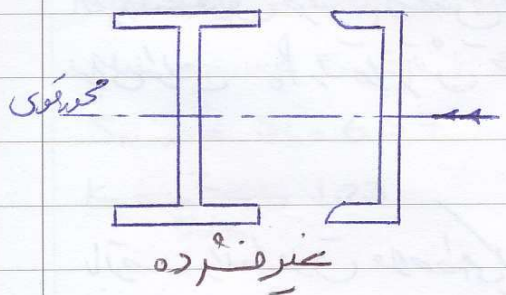
ST37 با $F_y = 2400\ kg/cm^2$ $\rightarrow$ $F_b = 0.66 \times 2400 = 1584$ $F_b = 1600\ kg/cm^2$





۲) تنش کششی و فشاری مجاز ناشی از خمش در تارهای انتهایی تیرهای I و ناودانی با تیرهای غیرفشرده که حول محور قوی تحت خمش است و بال فشاری آن دارای اتکای جانبی مطابق بند ۱ می‌باشد برابر است با:

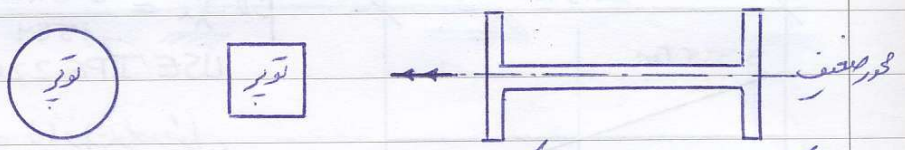
$$F_b = 0.6 F_y$$



ST37، $F_y = 2400\ kg/cm^2$ $F_b = 1440\ kg/cm^2$

۳) تنش کششی وفشاری مجاز ناشی از لنگر خمش در تیرهای انتهایی تیرخ‌های به شکل I یا دوجور تقارن که دارای شرایط فشردگی هستند و حول محور ضعیف تحت خمش قرار دارند و نیز مقاطع توپر گرد و مربع مستطیل برابر است با:

$$F_b = 0.75 F_y$$



* آیین نامه صحتی از انحنای جانبی نمی زند (در این حالت کمانش جانبی وجود ندارد)

* اگر شرایط فشردگی در این حالت برقرار نشد، آیین نامه به طور خطی این تنش را کاهش می دهد. (در حالت غیرفشرده)

$$\frac{545}{\sqrt{F_y}} < \frac{b_f}{2t_f} < \frac{795}{\sqrt{F_y}} \longrightarrow F_b = F_y\left[1.075 - 0.006\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)\sqrt{F_y}\right] \geq 0.6F_y$$

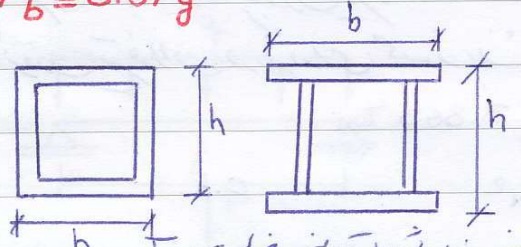
0.75 → 0.6

۴) تنش‌های کششی وفشاری مجاز ناشی از خمش در تیرهای انتهایی قوطی‌های مربع و یا مستطیل با مقطع غیرفشرده برابر است با:

$$F_b = 0.6 F_y$$

(تیرخ‌های قوطی تعادلی که کمانش جانبی ندارند)

الف) تیرخ‌های قوطی که در آن $h/b < 6$ باشد نیازی مهاربندی بال فشاری ندارند و برای آن‌ها کمانش جانبی مطرح نیست و رخ نمی‌دهد.



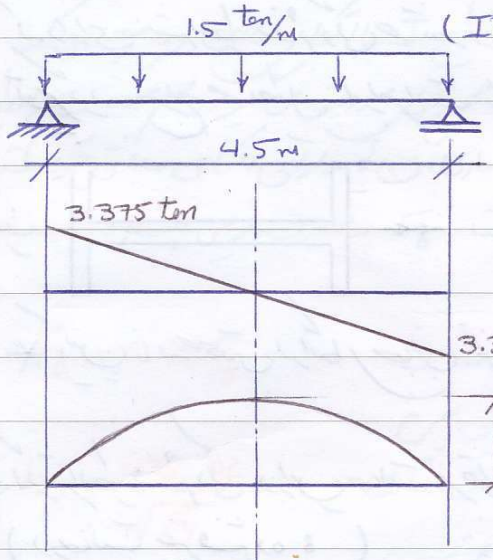
ب) اگر $h/b > 6$ باشد نیازبه مهاربندی جانبی هست کنترل نیز شدت تیرخ‌های I.

۵) برای تمام تیرخ‌های انگر که در ردیف‌های چهارگانه قرار گرفته و به واسطه مهاربندی بال فشاری و یا هر عامل دیگر کمانش جانبی بال فشاری برای آن‌ها مطرح نیست، تنش فشاری و کششی مجاز ناشی از خمش برابر است با:

$$F_b = 0.6 F_y$$

مثال: محاسبه طراحی تیر ساده نشان داده شده در شکل.
بال فشاری دارای اتکای جانبی کافی است. (مقطع IPE)

$F_y = 2400\ kg/cm^2$



$F_b = 0.66 \times 2400 = 1584\ kg/cm^2$

$S_x = \frac{3.8 \times 10^5}{1584} = 240\ cm^3$ لازم

USE IPE 220 $S = 252$

وزن واحد طول $W = 26.2\ kg/m$

شرایط مقطع فشرده:

$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{11}{2 \times 0.92} = 5.98 < \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11$

$\frac{d}{t_w} = \frac{22}{0.59} = 37.3 < \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109.5$

کنترل اتکای جانبی:

$L_c = \frac{635\, b_f}{\sqrt{2400}} = \frac{635 \times 11}{\sqrt{2400}} = 143\ cm$

$\Rightarrow L_c = 143\ cm$

$L_c = \frac{14 \times 10^5}{(\frac{d}{A_f}) F_y} = \frac{14 \times 10^5}{(\frac{22}{11 \times 0.92}) 2400} = 268\ cm$

* برای ایجاد شرایط اتکای جانبی باید بال فشاری در فواصل کمتر از 143cm مهار گردد (حدود 15 برابر عرض بال فشاری ← در بسیاری موارد محدودکننده نیست)

کنترل محدود با توجه به وزن تیر:

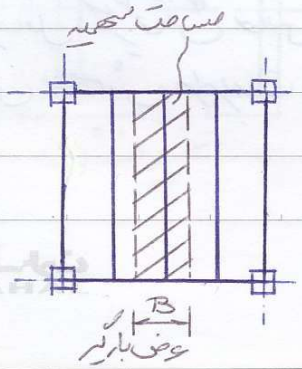
اگر وزن تیر فولادی در بارگذاری محسوب نشده باشد، باید کنترل محدود صورت گیرد.

$q = 1.5 + 0.0262 = 1.526 \rightarrow M = 3.863\ ton$

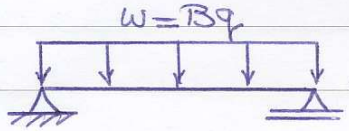
$f_b = \frac{3.863 \times 10^5}{252} = 1533 < 1584\ kg/cm^2$ O.K.

بارهای وارد بر تیرها:

هر تیر سهم خاصی از بارهای وارد بر کف ساختمان را به خود اختصاص می‌دهد که به آن سطح بارگیر تیر گویند و به عرض مربوط عرض بارگیر می‌گویند.



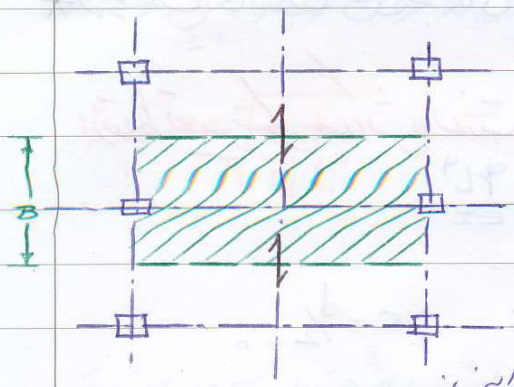
1) تیر ساده:

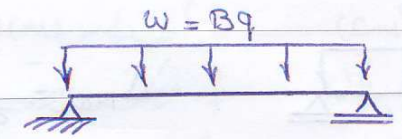


q: شدت بار سقف (kg/m^2)

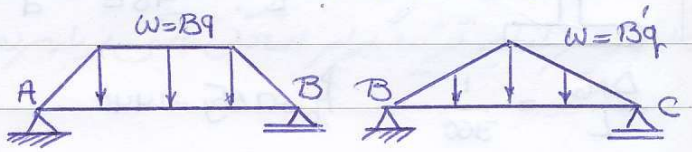
W: شدت بار تیر (kg/m)

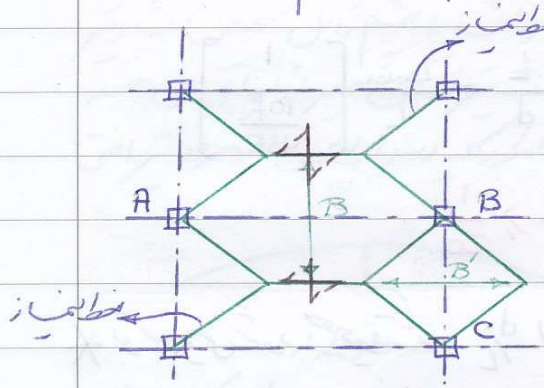
۲) شاخص: بار را از دال یکطرفه (تیرچه بلوک) می‌برد.





بار را از دال دوطرفه می‌برد.

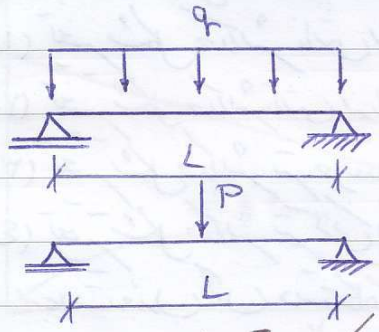




۲) تغییر شکل (انعطاف‌پذیری تیرها) Deflection:

یکی از معیارهای مهم کنترل و طراحی تیرها تغییر شکل آن‌هاست. در بارهای بهره‌برداری تیرهای فولادی کاملاً رفتار الاستیک دارند و تغییر شکل آن‌ها می‌تواند به کمک یکی از روش‌های زیر در تحلیل سازه‌های فولادی با آن‌ها استاتیکی مورد محاسبه قرار گیرد.

۱) توابع آماده: برای حل دو حالت زیر را داریم.

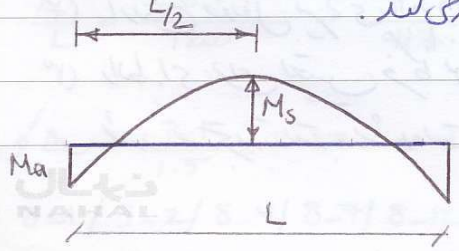


$$\begin{cases} \Delta_{Max} = \dfrac{5}{384}\dfrac{ql^4}{EI} \\ \Delta_{Mid} = \dfrac{PL^3}{48EI} \end{cases}$$

۲) روش تیر مزدوج

۳) روش کارهای مجازی: کاستیلیانو

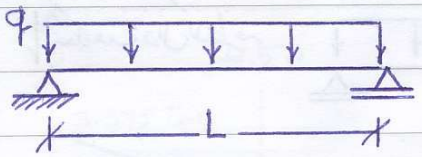
۴) روابط تقریبی: حل رابطه‌ای که براساس نمودار لنگر خمشی کار می‌کند.



$$\Delta = \frac{5L^2}{48EI}\left[M_S - 0.1(M_a + M_b)\right]$$ وسط

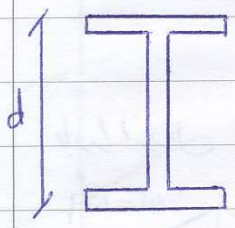
* در اغلب محاسبات عملی به جای تغییر شکل حداکثر از تغییر شکل وسط دهانه استفاده می شود.

ارتباط تغییر شکل حداکثر با نسبت $\frac{d}{L}$



$$\Delta_{Max} = \frac{5}{384}\,\frac{qL^4}{EI}$$

$$M = \frac{qL^2}{8} \qquad f = \frac{Mc}{I} \qquad c = d/2$$



$$\frac{\Delta_{Max}}{L} = \frac{10f}{48E} \times \frac{L}{d} \Rightarrow \frac{L}{d} = \frac{\Delta_{Max}}{L}\left[\frac{1}{\frac{10f}{48E}}\right]$$

$$\frac{\Delta_{Max}}{L} = \frac{1}{360}\,, \quad f_b = 0.65f_y = 1440 \longrightarrow \frac{d}{L} \geq \frac{1}{20}$$

* توصیه می شود حتی الوقت d/L از $1/20$ کوچکتر در نظر گرفته نشود.

محدودیت های تغییر شکل:

تغییر شکل بیش از حد تیر باعث ارتعاش سقف، آسیب دیدن تیغه کاری، اقتادگی تیر (شکم دادن) می گردد که خوشایند نیست و مقبول نیست. به همین علت آیین نامه ها تغییر شکل حداکثر تیرها را به صورت زیر محدود می کند:

۱) تغییر شکل حداکثر ناشی از بار مرده و زنده برابر $1/240$ دهانه

۲) تغییر شکل حداکثر ناشی از بار زنده $1/360$ دهانه

۳) تغییر شکل حداکثر تیر چرخ پل به علت بار مرده و زنده برابر $1/600$ دهانه.

۴) تغییر شکل حداکثر تیرهایی که بارهای ضربی (ماشین آلات ضربی) را تحمل می کنند $1/100$ دهانه به علت وزن آن دستگاه.

هم چنین در مورد ارتفاع d تیر که توصیه هایی زیر به کار برده می شود:

۱) ارتفاع حداقل تیرهای حمل $1/20$ دهانه (مقطع تیر حمل)

۲) ارتفاع حداقل تیرهای بام (مقطع) که سقف های سبک تحمل می کند مثل لایه ای $1/30$ دهانه

۳) رابطه ای برای تعیین ضخامت بال تیر تعیین شده است که استفاده از آن همواره توصیه می شود. به تجربه ثابت شده است، ارتعاشات بال ضخامت کوچکتر از $\frac{1}{16}$ توسط حس بشری قابل

ادراک است و ایجاد ناراحتی صبی می کند. بنابراین همواره توصیه می شود فرکانس ارتعاشی بیش از 5HZ باشد.

$$f = 70\sqrt{\frac{I}{P_d L^4}} \geq 5$$

I ممان اینرسی تیر (cm^4) — L طول دهانه (m)

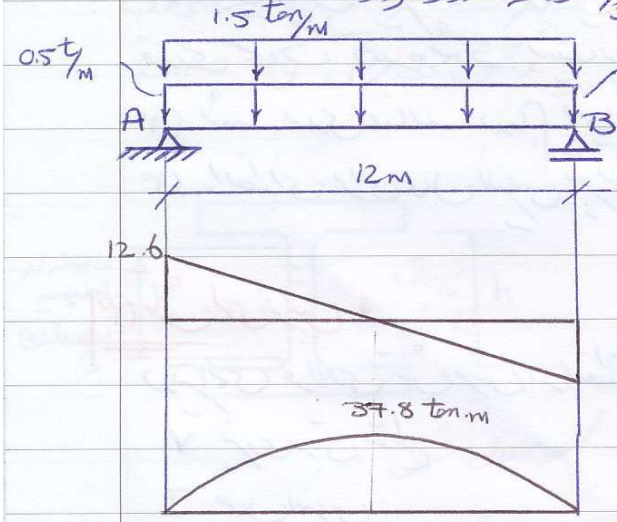
P_d شدت بارگسترده (kg/m) — f فرکانس برحسب

فرکانس و تعداد نوسان در ثانیه

تغییر شکل ناشی از خیز اولیه

در دهانه های بزرگ تغییر شکل ناشی از بار مرده می تواند باشد با ضعف قابل تشخیص است و تیر را اندکی در ناظر جلوه می دهد. به همین علت در هنگام ساخت تیر به آن خیز اولیه ای می دهند. مقدار خیز اولیه تقریباً برابر اضافه ای ناشی از بار مرده است. طوری که بعد از اعمال بار مرده تیر افقی دیده شود.

مثال: مطلوبست طراحی ترین تیر IPE تحت بارگسترده ای به میزان $1.5 t/m$ و $2 t/m$ که آن بار زنده است. حداکثر تغییر شکل ناشی از بار زنده به $1/360$ دهانه محدود گردد.



$E = 2.1\times10^6\ kg/cm^2$

$0.5+0.1 = 0.6\ ton/m$ وزن تیر

$M = 37.8\ ton.m$

بال انتکای جانبی دارد. با فرض شرایط نیرخ فشرده.

$F_b = 0.66 \times 2400 = 1584\ kg/cm^2$

$$S_x = \frac{37.8\times10^5}{1584} = 2386\ cm^3$$

حداقل $d = \frac{L}{20} = \frac{1200}{20} = 60\ cm$

IPE550 , $S = 2440\ cm^3$, $I = 67120\ cm^4$

تغییر شکل ناشی از بار زنده:

$$\Delta_{LL} = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI} = \frac{5}{384}\times\frac{15\times1200^4}{2.1\times10^6\times67120} = 2.873\ cm$$

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{2.873}{1200} = \frac{1}{417} < 1/360 \quad \text{o.k.} \checkmark$$

تغییر شکل ناشی از بارکل:

$$\text{کل}\ \Delta = \frac{2.1}{1.5}\times2.873 = 4.02 \rightarrow \frac{\Delta}{L} = \frac{4.02}{1200} = \frac{1}{298} < \frac{1}{240} \quad \text{o.k.} \checkmark$$

تمرین: 8-1 / 8-2 / 8-4 / 8-7 / 8-12 / 8-15 / 8-16 / 8-20 / 8-25 / 8-34 / 8-35 / 8-36 / 8-40 / 8-45

پاسخ ← نیازی به طول انگار چیش نیت!

$$f = 70\sqrt{\frac{I}{P_d L^4}} \quad \begin{matrix} I: cm^4 \\ P_d: kg/m \\ L: m \end{matrix} = \sqrt{\frac{67120}{600 \times 12^4}} = 5.1 > 5$$

کنترل شرایط فشردگی:

$$\begin{cases} \frac{b_f}{2t_f} = \frac{21}{2 \times 1.72} = 6.14 < \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11 \quad \text{O.K.} \checkmark \\ \frac{d}{t_w} = \frac{55}{1.11} = 49.55 < \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109 \quad \text{O.K.} \checkmark \end{cases}$$

پدیده آب انباشتگی در بام

در بام‌های تخت و وسیع و با دهانه‌های بزرگ پدیده‌ای به نام آب انباشتگی رخ می‌دهد که شواهد تجربی مبنی وقوع خرابی ناشی از آن می‌باشد. اگر در هنگام بارندگی شدید لوله‌های تخلیه باران مسدود گردد آب باران در سقف بام تجمع می‌شود. انباشته شدن آب باعث تغییر شکل و انعطاف‌پذیری بام می‌شود. با افزایش حجم آب میزان انعطاف‌پذیری بزرگتر شده و دوره تشکیل پدیده آغاز می‌شود تا در لحظه‌ای باعث خرابی بام گردد. برای جلوگیری از این پدیده روش عملی به شرح زیر است.

۱) با ایجاد شیب حتی از انعطاف‌پذیری تیرها در اثر بارهای وارده جلوگیری شود به نحوی که در حال تغییر شکل تخت یا قدری محدب دیده شود.

۲) شیب‌بندی مناسب در بام ایجاد گردد.

۳) رابطه‌ای برای محاسبه انعطاف‌پذیری تیرهای بام در کتاب وجود دارد. می‌توان مورد استفاده قرار گیرد.

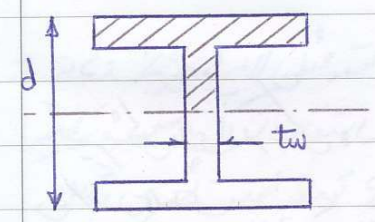
(۳) تنش‌های برشی

در تیرهای فولادی تنش برشی از رابطه زیر که در مقاومت مصالح معرفی شده است محاسبه می‌شود.

V نیروی برشی مقطع
Q لنگر استاتیک مساحت مقطع واقع در بالای تراز مورد نظر برای محاسبه تنش برشی (نسبت به محور خنثی)
I ممان اینرسی
t عرض مقطع محل تعیین تنش برشی

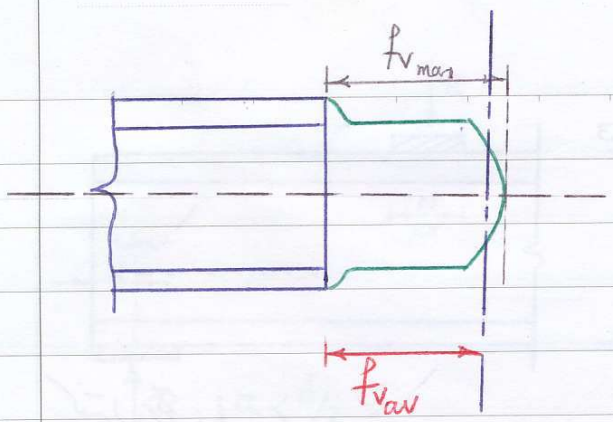
$$f_v = \frac{VQ}{It}$$

اگر توزیع تنش برشی در ارتفاع یک مقطع I شکل مورد نظر باشد خواهیم داشت



V نیروی برشی داخلی
d ارتفاع کل مقطع
tw ضخامت جان

$$f_{v_{av}} = \frac{V}{d\,t_w}$$



$f_{v_{av}}$ حدود ٪96-97 $f_{v_{max}}$ است.
(این رابطه فقط برای تیرهای I شکل است.)

تنش برشی مجاز

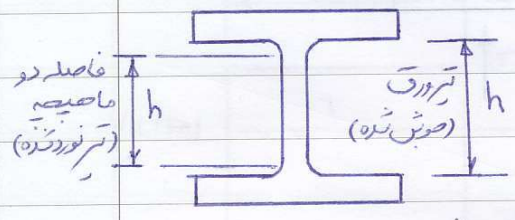
طبق رابطه فون مایز تنش برشی تسلیم τ_y به صورت زیر می‌باشد.

$$\tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}}$$

اگر حتی قبل از تنش تسلیم فوق ضریب اطمینان 0.66 اعمال شود بدیهی است خواهیم آورد.

$$\tau_{مجاز} = F_v = \frac{0.66}{\sqrt{3}} F_y \cong 0.4 F_y \longrightarrow F_v = 0.4 F_y$$

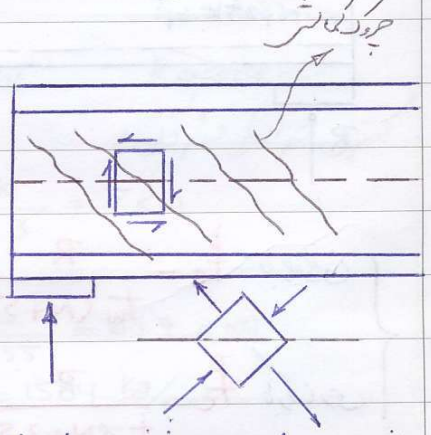
اما در اثر تنش برشی پدیده کمانش در جان تیر با وجودی که هنوز تنش برشی به تنش تسلیم نرسیده است کمانش قطری رخ می‌دهد. کمانش قطری در تیر با ارتفاع مقطع زیاد رخ می‌دهد، از این رو این پدیده در مبحث تیرورق‌ها بررسی خواهد شد. در این قسمت به ذکر این نکته اکتفا می‌شود که هر قدر نسبت ارتفاع جان به ضخامت آن از رابطه زیر ضدق نماید نیازی به بررسی کمانش قطری نیست و تنش مجاز برشی $0.4F_y$ است.



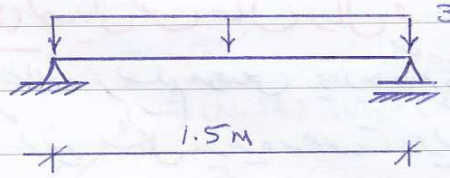
$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_y}}$$

$h = d - 2c$

جداول اشتال



مثال: مطلوبست انتخاب نیمرخ I به دهانه 1.5M که بار گسترده $30^t/_M$ را تحمل می‌نماید.
(تیر دارای اتکای جانبی کافیست)



$$M = \frac{30 \times 1.5^2}{8} = 8.44 \text{ ton.m}$$

$$V = \frac{1}{2} \times 30 \times 1.5 = 22.5 \text{ ton}$$

$$F_b = 0.66 F_y = 0.66 \times 2400 = 1584 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_x = \frac{M}{F_b} = \frac{8.44 \times 10^5}{1584} = 532.83\ cm^3$$

$$INP\,280 \rightarrow 542\ cm^3 = S_x > 539$$

کنترل برش :

$$f_v = \frac{V}{d\,t_w} = \frac{22.5 \times 10^3}{28 \times 1.01} = 796\ kg/cm^2$$

$$F_v = 0.4 \times 2400 = 960 > 796 \quad o.k.$$

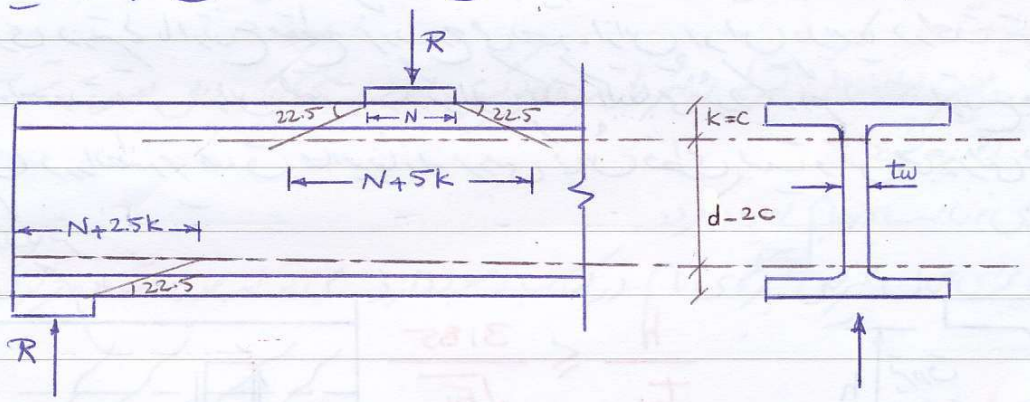
k در جدول انتال c است .

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d-2k}{t_w} = \frac{28-2\times 2.75}{1.01} = 22.28 < 65$$

$$\frac{3185}{\sqrt{200}} = 65$$

۴-۱) تسلیم موضعی :

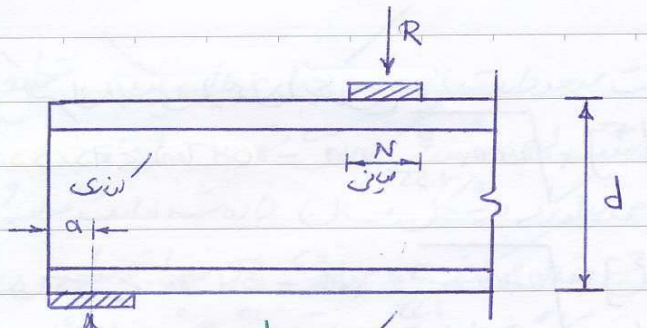
در محل تکیه گاه و یا در محل تأثیر بارهای متمرکز ، احتمال دارد در علت نیروهای فشاری بزرگ در محل تماس بال و جان تنش های فشاری بزرگی رخ دهد و باعث وقوع پدیده تسلیم گردد .

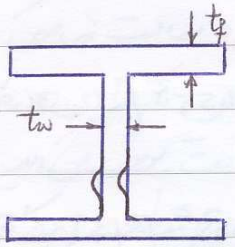


$$\begin{cases} \text{بارعبوری} & f_c = \dfrac{R}{t_w (N+5k)} \le 0.66 F_y \\ \text{بارگذاری} & f_c = \dfrac{R}{t_w (N+2.5k)} \le 0.66 F_y \end{cases}$$

۴-۲) لهیدگی جان و بال :

علاوه بر تسلیم موضعی پدیده دیگری در زیر بال متمرکز رخ می دهد که با آن لهیدگی بال و جان گویند . شکل پدیده به صورت زیر است .





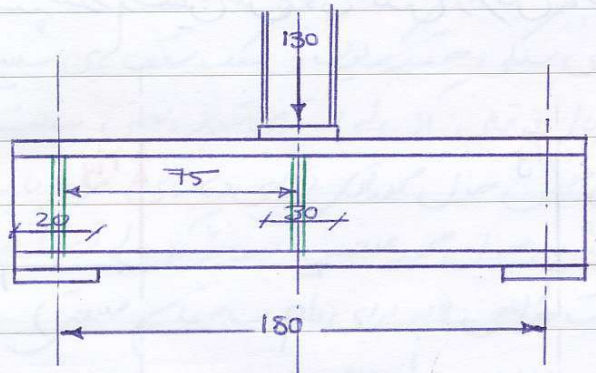
کناری $a < d/2$

موضعی $a > d/2$

$a > d/2$ برای بار متمرکز داخل (موضعی) $R_{Max} = 566\, t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{3/2}\right]\sqrt{F_{yw}\frac{t_f}{t_w}}$

$a < d/2$ برای بار متمرکز کناری $R_{Max} = 285\, t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{3/2}\right]\sqrt{F_{yw}\frac{t_f}{t_w}}$

مثال: تیری از نیمرخ IPB 600، تحت بار گذاری 130 ton، واقع می‌باشد. مطلوبست کنترل تنش برشی، تسلیم موضعی و تنش اسکرگ.



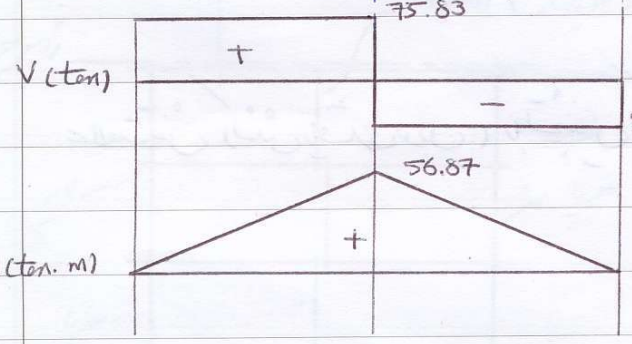
IPB600 :

$F_y = 2400\ kg/cm^2$

$I_x = 171000\ cm^4$ $S_x = 5700\ cm^3$

$d = 60\ cm$ $t_w = 1.55\ cm$

$t_f = 3.0\ cm$ $k = 5.7\ cm$



کنترل شرایط فشردگی:

$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{30}{2\times 3} = 5 < 11$

$\frac{d}{t_w} = \frac{60}{1.55} = 38.7 < 109$

$F_b = 0.66F_y = 1584\ kg/cm^2$

$f_b = \frac{M}{S} = \frac{56.87\times 10^5}{5700} = 998 < 1584$

$f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{75.8\times 10^3}{60\times 1.55} = 815 < 960$

کنترل تسلیم موضعی:

وسط دهانه: $\frac{R}{t_w(N+5k)} = \frac{130\times 10^3}{1.55(30+5\times 5.7)} = 1434 < 0.66F_y$

تکیه‌گاه: $\frac{R}{t_w(N+2.5k)} = \frac{75.83\times 10^3}{1.55(20+2.5\times 5.7)} = 1428 < 1584$ ok

کنترل لهیدگی (محل بارشون):

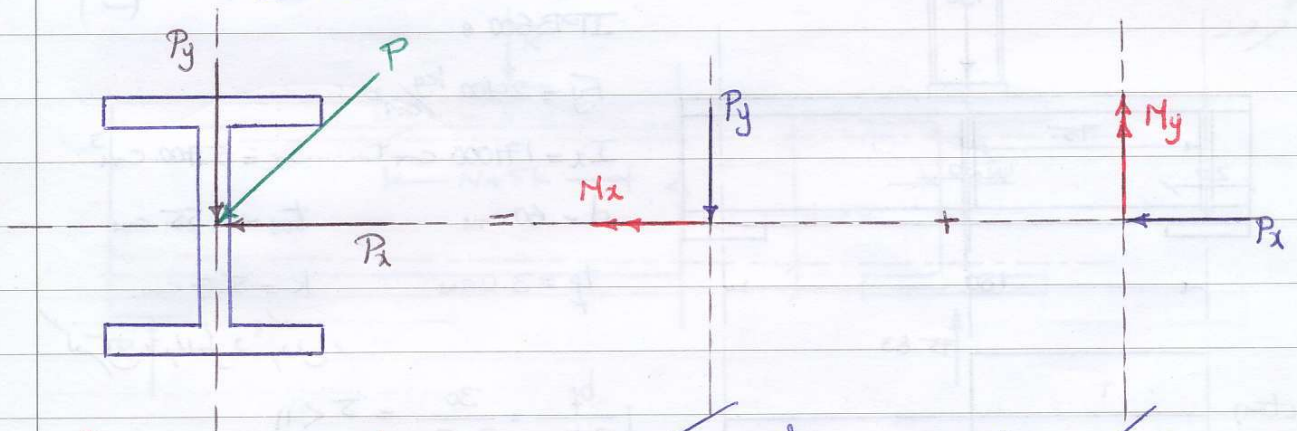
$$R = 566 \times 1.55^2 \left[1 + 3\left(\frac{30}{60}\right)\left(\frac{1.55}{3}\right)^{1.5}\right] \times \sqrt{2400 \times \frac{3}{1.55} \times 10^{-3}} = 144.3\,\text{ton} > 130\,\text{ton} \quad \checkmark$$

$$R = 285 \times 1.55^2 \left[1 + 3\left(\frac{30}{60}\right)\left(\frac{1.55}{3}\right)^{1.5}\right] \times \sqrt{2400 \times \frac{3}{1.55} \times 10^{-3}} = 64\,\text{ton} < 75.83 \quad \times$$

همواره توصیه می‌شود در محل تأثیر بارهای متمرکز سخت‌کننده عرضی نیز قرار داده شود. به جواب دهد به جواب برسد.

خمش دو محوره:

در حالات متعددی خمش لنت به هر دو محور اصلی مقطع رخ می‌دهد. در برخورد با این مسائل روش کار این است که نیرو در دو امتداد اصلی تجزیه شود و خمش بطور مستقل برای آن امتداد نوشته شود و سپس تنش‌های خمشی و برشی با توجه به جهت مربوطه با یکدیگر جمع شوند.



علامت تنش (کششی یا فشاری بودن) با تضعیف انتخابی

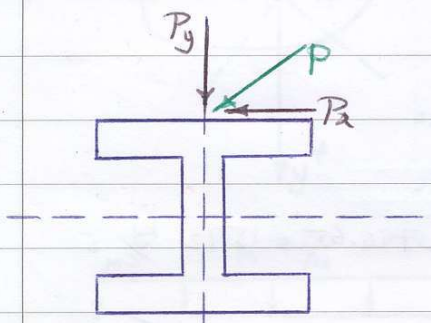
$$\begin{cases} f_b = \pm \dfrac{M_x}{S_x} \pm \dfrac{M_y}{S_y} \\ f_v = \pm \dfrac{V_x Q_x}{I_y t_x} \pm \dfrac{V_y Q_y}{I_x t_y} \end{cases}$$

رابطه طراحی:

$$F_b = + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \longrightarrow S_x = \frac{1}{F_b}\left[M_x + M_y \frac{S_x}{S_y}\right]$$

1) IPB $\Rightarrow \dfrac{S_x}{S_y} \simeq 3$ 2) UNP, INP, IPE $\Rightarrow \dfrac{S_x}{S_y} \simeq 8$

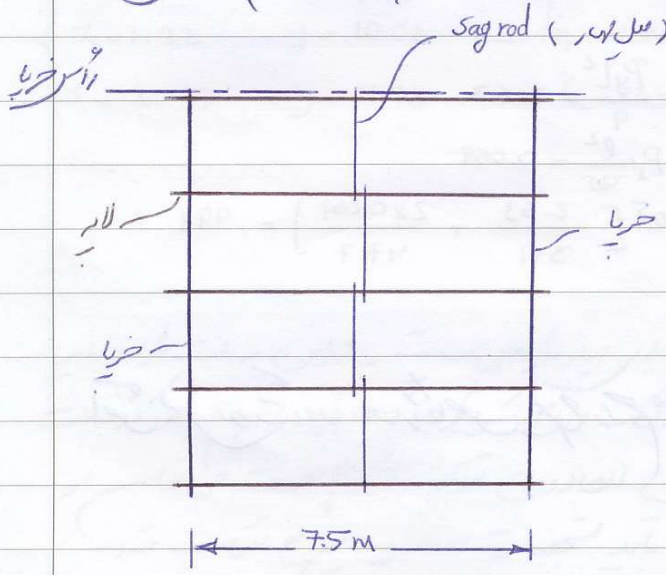
حالت خاص: حالت خاصی که در این حالت محدودیت است که بار بر بال فوقانی مقطع اعمال گردد. این بارگذاری در طراحی تیرلبه‌ی سقف لبه‌دار که ورق سقف بر بال فوقانی متصل شده است وجود دارد. در اینجا آنت می‌نظور در شکل نشان داده شده است مولفه P_y توسط تمام مقطع حمل می‌گردد و S_x با آن مقابله می‌کند. اما مولفه P_x فقط توسط بال فوقانی تحمل می‌شود. این مقطع بال فوقانی تقریباً $\frac{1}{2}$ است، در نتیجه تنش خمشی ناشی از P_x دو برابر می‌شود.

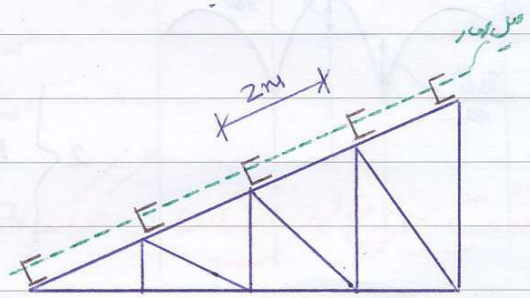


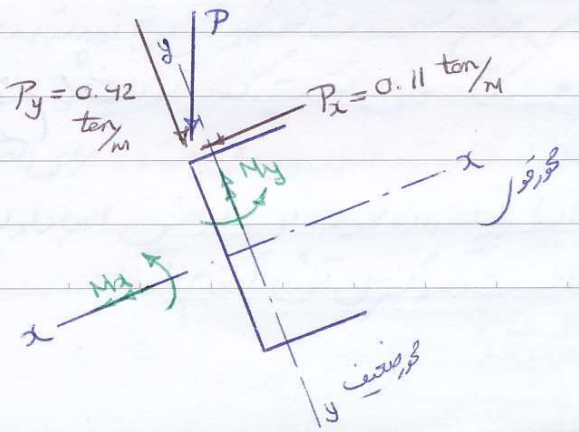
$$f_b = \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{N_y}{\frac{1}{2} S_y}$$

$$S_x = \frac{1}{F_b}\left[M_x + 2N_y \frac{S_x}{S_y}\right]$$

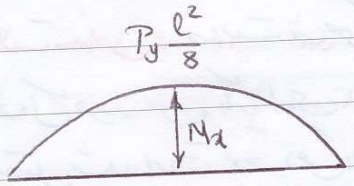
مثال (طراحی لایه بام): تیرلبه‌ی لایه بام تیرلبه‌ی سبکی هستند که پوشش یک سقف لبه‌دار را تحمل می‌نمایند. ورق کمک موجدار سقف بر بال فوقانی آن لبه‌ها می‌شود، یعنی حالت دوم که در مورد آن صدق است. لایه‌ها برای خنثی حول محورهایی دارای دهانه‌ای برابر با فاصله دو خرپا یا دو قاب سوار می‌باشند. اما برای خنثی حول محور ضعیف دهانه آن‌ها توسط میل مهار (sag rode) کوچک می‌شوند. (مطلوبت طراحی لایه برای بام ساختمان صنعتی)

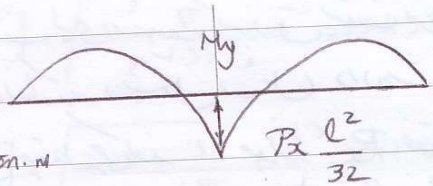






(در تیم سه بعدی در آخرین صفحه صورت گرفته است)





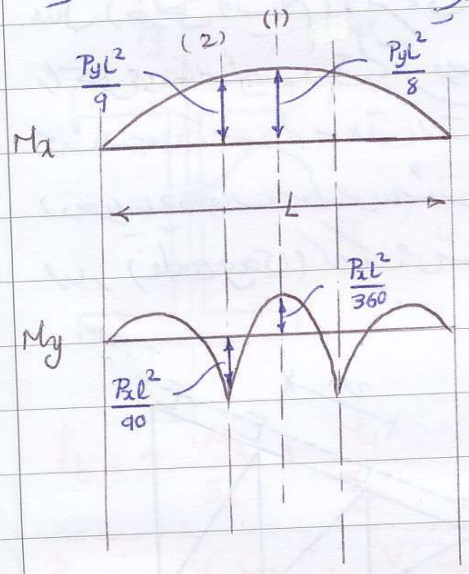
$F_b = 1440$

$$L=7.5 \rightarrow \begin{cases} M_x = 0.42 \times \frac{7.5^2}{8} = 2.95 \text{ ton.m} \\ * M_y = 0.11 \times \frac{7.5^2}{32} = 0.19 \text{ ton.m} \end{cases}$$

$$S_x = \frac{1}{1440}\left[2.95 + 2 \times 0.19 \times 8\right] \times 10^5 = 416$$

$$\text{UNP260} \rightarrow P_b = \frac{2.9 \times 10^5}{371} + \frac{2 \times 0.19 \times 10^5}{47.7} = 795.15 + 796.65 = 1592 \ \frac{kg}{cm^2}$$

تنش مدیت اعده مقدای زیادات. یا باید نیرخ را لاغر، یا مصل مهاری را در نقطه‌ای $\frac{1}{3}$ قرار دهیم.
اگر این کار را انجام گیرد نمودار تنش خمش تصویت زیر مدیت می‌شود.



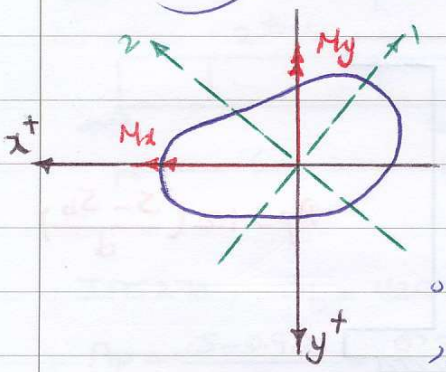
$$1\begin{cases} M_x = P_y \frac{L^2}{8} = 2.95 \text{ ton.m} \\ M_y = P_x \frac{L^2}{360} = 0.11 \times \frac{7.5^2}{360} = 0.017 \\ F_b = 10^5\left(\frac{2.95}{371} + \frac{2 \times 0.017}{47.7}\right) = 796 + 72 = 868 \end{cases}$$

$$2\begin{cases} M_x = \frac{P_y L^2}{9} = 2.63 \\ M_y = P_x \frac{l^2}{90} = 0.069 \\ F_b = 10^5\left[\frac{2.63}{371} + \frac{2 \times 0.069}{47.7}\right] = 999 \end{cases}$$

تأثیر کمی بدیت اعده اجازه کاهش نیرخ را هم خواهیم داشت.

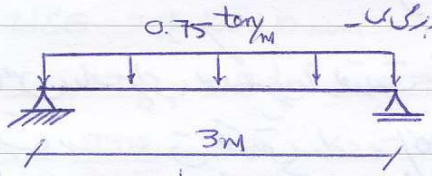
خمش کج (Skew bending)

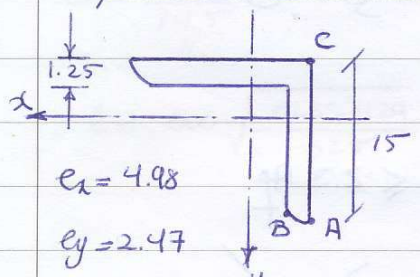
اگر خمش حول محورهایی غیر از محور اصلی رخ دهد به آن خمش کج گویند که رابطه خمش کج به شرح زیر است و باید برای آن قرارداد علامت منظور شود (تنش کششی مثبت و فشاری منفی است)



$$f_b = \frac{M_y I_x - M_x I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} x + \frac{M_x I_y - M_y I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} y$$

مثال: مطلوبست محاسبه تنش‌های خمشی حداکثر در نقاط نشان داده شده وقتی که از آن بعنوان تیر ساده استفاده می‌شود. بال بلند ستون در امتداد قائم قرار دارد و بارهای قائم نیز در امتداد قائم از مرکز برش نقطه عبور می‌کنند بنابراین به طوری که هیچ گونه پیچش در ستون ایجاد نمی‌شود.





$$M_x = \frac{1}{8} \times 0.75 \times 3^2 = 0.844 \text{ ton.m}$$

$M_y = 0$

$$f_b = \frac{M_x (y I_y - I_{xy} x)}{I_x I_y - I_{xy}^2}$$

$I_x = 679.69 \text{ cm}^4$

$I_y = 244.92 \text{ cm}^4$

$I_{xy} = 237.46 \text{ cm}^4$

نقطه A: $x = 2.47$ $y = 10.02$ $\rightarrow f_A = 1432 \text{ kg/cm}^2$

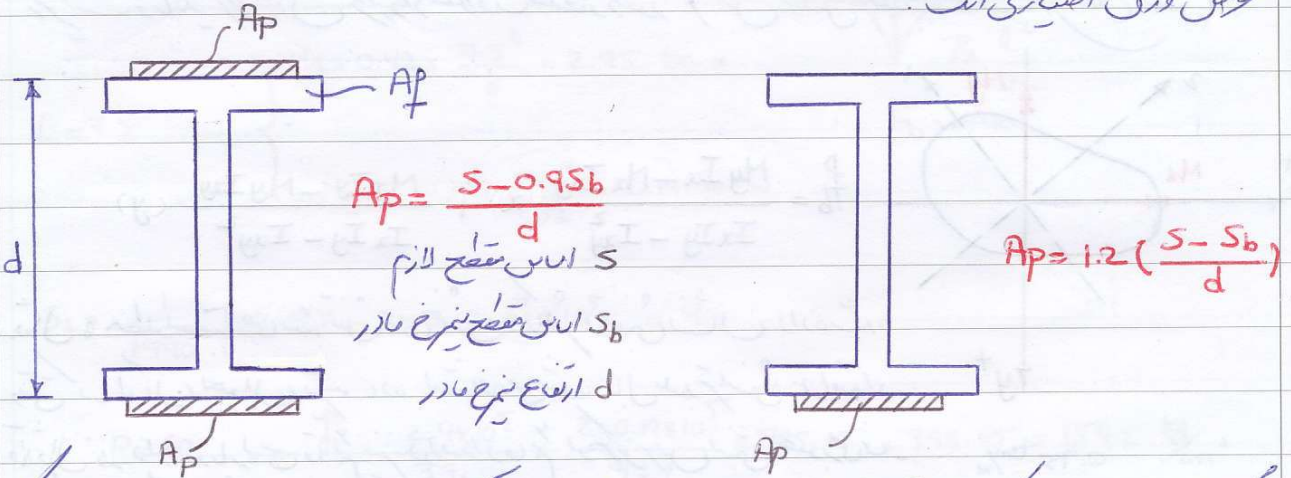
نقطه B: $x = 1.22$ $y = 10.02$ $\rightarrow f_B = 1660 \text{ kg/cm}^2$

نقطه C: $x = 2.47$ $y = 4.98$ $\rightarrow f_C = 1385 \text{ kg/cm}^2$

تقویت تیرخ‌های استاندارد به کمک ورق

گاهی موقع مشخصات هندسی تیرخ نورد شده حوایج طراحی نیست. در این حالت طراح باید تیرخ را به کمک ورق تقویت کند. تقویت می‌تواند به کمک ورق یک طرفه یا دو طرفه انجام شود که حالت مطلوب تقویت با دو ورق می‌باشد. برای نصب ورق‌های تقویتی در گام نخست می‌توان از جوش استفاده نمود. پس از نصب ورق‌ها اولیه باید مشخصات هندسی تیرخ تقویت شده محاسبه شده و کنترل تنش انجام شود.

عرض ورق تقویتی می تواند کمتر یا بیشتر از عرض بال تیر گردد (تیر نورد شده). در تقویت ناحیه لنگر منفی بهتر است عرض ورق بیش از عرض بال شود تا لکه‌گاز اتصال بهتر گردد. در ناحیه لنگر مثبت عرض ورق اضافی است.



$$A_p = \frac{S - 0.95 S_b}{d}$$

S اساس مقطع لازم

S_b اساس مقطع تیر خام

d ارتفاع تیر خام

$$A_p = 1.2\left(\frac{S - S_b}{d}\right)$$

آیین نامه برای صرفه‌جویی از تقویت نامناسب، بعضی تقویت تیر را همچون ضعیف با ورق ضخیم، معرفی کرده مساحت ورق تقویتی را به 70٪ مساحت کل بال محدود می کند (کل بال + ورق تقویت)

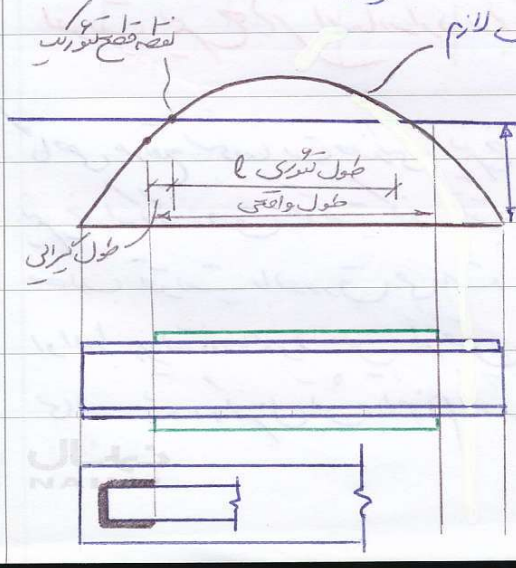
$$A_p \leq 0.7(A_p + A_f)$$

$$A_p = 0.7(A_p + A_f) \rightarrow 0.3A_p = 0.7A_f \rightarrow A_p \leq 2.3A_f$$

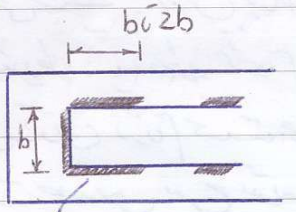
توصیه: تا حد اکثر تیر موجود در بازار استفاده کنید. بعد شروع به تقویت کنید.

طول ورق تقویتی:

طول ورق تقویتی از تقاطع نمودار لنگر خمشی با ظرفیت خمشی مجاز تیر خام به دست می آید.



(عرض ورق تقویتی) 2 > طول گیرایی > عرض ورق تقویتی



محل انتها باید برای کل ظرفیت خمشی مجاز کافی باشد

$(0.6 F_y A_p)$

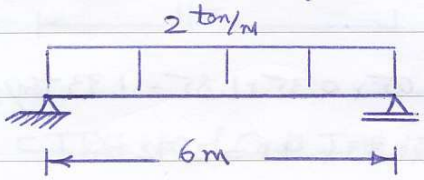
طول تیرآهن = (1.5 – 2) b ⟵ دو ردیف دور حوش شود

طول تیرآهن = 2b ⟵ فقط دو (2) ردیف حوش شود

L طول دهانه

$\ell = L\sqrt{\frac{S-Sb}{S}}$ طول ورق تقویتی

مثال: تیر زیر را که داده شده را یک تیر ضعیف طراحی کرده، آنرا تقویت کنید. (از تقویت دوطرفه استفاده کنید). تنش مجاز دارد.



$F_b = 0.6 \times 2400 = 1440 \ kg/cm^2$

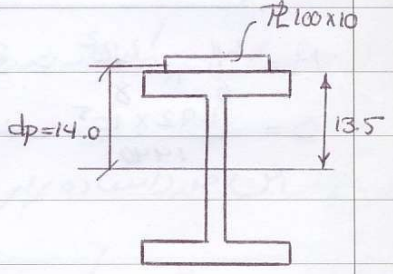
$M = \frac{q\ell^2}{8} = \frac{2\times 6^2}{8} = 9 \ ton.m$

$S = \frac{9\times 10^5}{1440} = 625 \ cm^3$

IPE270 , $S_b = 429 \ cm^3$

$Ap = \frac{S - 0.9Sb}{d} = \frac{625 - 0.9\times 429}{27} = 8.88 \ cm^2$

USE 2PL 100x10 mm ⟵ $Ap = 10 \ cm^2$



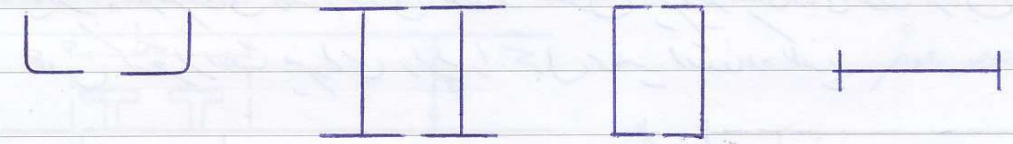
محور $I = I_b + 2Adp^2 = 5790 + 2\times 10\times 14^2 = 9710$

$S = \frac{9710}{14.5} = 670 > 625$

$\ell = 600\sqrt{\frac{625-429}{625}} = 336 \ cm$ ⟵ $\ell = 3.6 \ cm$

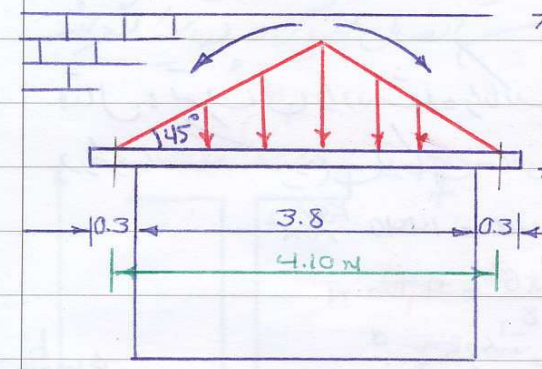
تیرهای نعل درگاهی (Lintel)

تیرهایی می باشند که روی بازشو پنجره قرار داده می شوند. پنجره های صنعتی اکثراً بصورت نوار افقی است.



در روی تیر نعل درگاهی آجرچینی تا تراز زیر سقف انجام می شود. وزن این آجرها باید توسط تیر نعل درگاهی تحمل شود. متداولترین انواع وزن بصورت عمل قوسی به تکیه گاه ها انتقال پیدا می کند. آنچه مهم تیر نعل درگاهی است، مثلث استاتیکی است که با زاویه 45 درجه است.

مثال: مطلوبست طراحی تیر نعل درگاهی بازشو نشان داده شده در شکل.



0.3 ← طول نشیمن

دیوار آجری 35cm با وزن مخصوص $1.85 \frac{ton}{m^3}$

شدت حداکثر بار مثلثی = $2.05 \times 0.35 \times 1.85 = 1.33\ ton/m$

کل بار مثلثی $(W_1) = \frac{1}{2} \times 1.33 \times 4.1 = 2.72\ ton$

وزن تیر $(W_2) = 0.03\ ton/m$

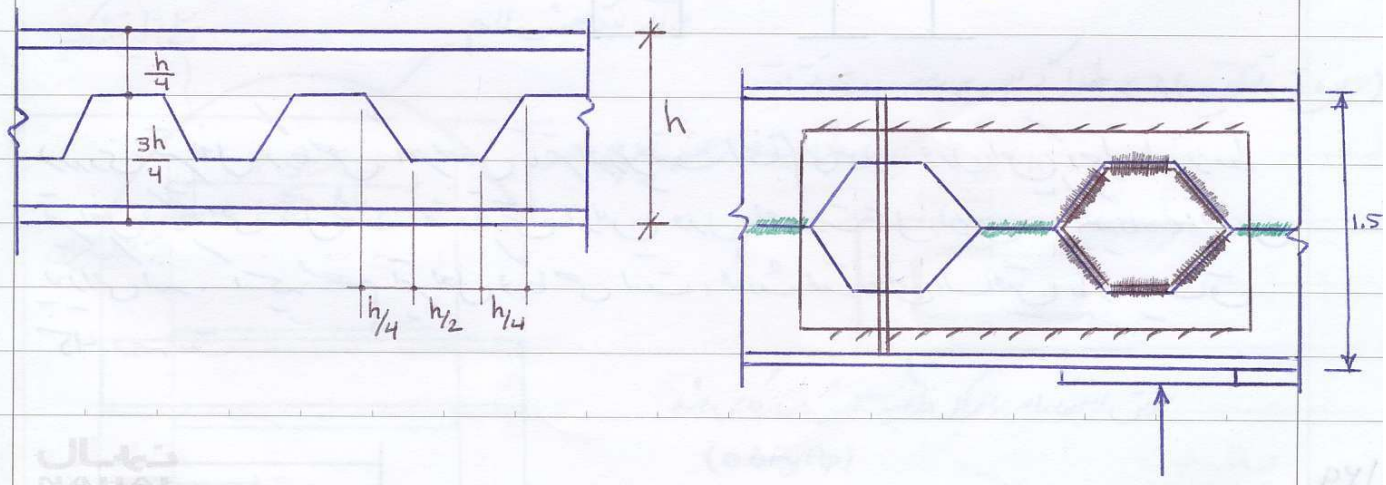
$$M = \frac{W_1 L}{6} + \frac{W_2 L^2}{8} = \frac{2.72 \times 4.1}{6} + \frac{0.03 \times 4.1^2}{3} = 1.92$$

$$S = \frac{1.92 \times 10^5}{1440} = 133 \rightarrow \text{USE 2IPE 140},\ S = 77.3 \times 2 = 154.6$$

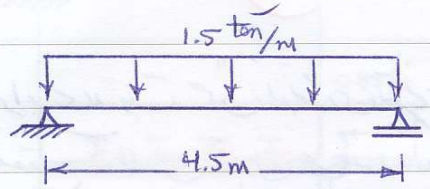
کنترل برش و تغییر شکل به عهده دانشجو.

تیرهای لانه زنبوری (Castled Beams)

برای ساخت تیرهای سبک با جان نازک و ارتفاع زیاد، تیرهای نورد شده را در امتداد جان با خط زیگ زاگ برش می‌زنند. سپس آن را بر اساس دو قدری می‌برند تا نقاط حداکثر دوری جهت جوش آیند. نقاط ضعف در جهت را جبران می‌دهند. تیری با جان سوراخ دار بوجود می‌آید که ارتفاع آن حدود 1.5 برابر تیر نورد شده مادر است. از نظر اقتصادی نیز تیر آهن را بین یک تا دو نمره کاهش می‌دهد. این تیر برای خمش بسیار اقتصادی است ولی از لحاظ برش ضعیف است. در نواحی برش حداکثر سوراخها را به کمک ورق پر می‌کنند تا مقاومت برشی افزایش یابد. از تیرهای لانه زنبوری فقط به عنوان تیر ساده استفاده می‌شود. از آن بعنوان عضو فشار خمش که تحت آن است نیروهای زلزله را تحمل نمایند استفاده نکنید.



مثال: تیر نشان داده شده در شکل را با تیر آهن لانه زنبوری طراحی کنید.



$$M = \frac{ql^2}{8} = 3.8\ ton.m$$

$$F_b = 0.6 \times 2400 = 1440\ kg/cm^2$$

$$S = \frac{3.8 \times 10^5}{1440} = 204\ cm^3$$

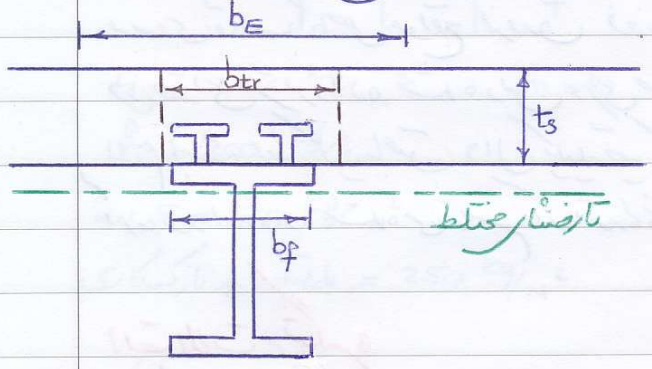
CIPE 180 (Cast IPE 180) $S = 229\ cm^3 > 204\ cm^3$

جداول مربوطه لانه زنبوری در صفحات 849 ، 850 ، 851 موجودند.

* این مورد استفاده برای مقطع سوراخ دار است.

تیر بتن مختلط یا کامپوزیت (فولاد و بتن)

اگر دال بتنی واقع در روی تیر فولادی را به کمک اتصالات برشگیر مناسب با تیر فولادی یکپارچه نماییم، مقطع مختلط متشکل از دال بتن آرمه که در فشار کار می کند و تیر فولادی که عمدتاً در قسمت کششی کار می کند بدست می آید. صلبیت تیری بسیار قوی تر از تیر فولادی تنهاست. وجود دال بتنی به منظور کف طبقه الزامی است. بنابراین تنها هزینه اضافه اتصالات برشگیر خواهد بود که باید اضافه شود. در مقابل این اضافه هزینه، تیر مختلط صلبیت آمده بسیار قوی تر خواهد بود که در نهایت باعث اقتصادی می شود.



b_E عرض موثر

L طول دهانه

b مرکز به مرکز تیرها

$$b_E = \text{Min} \begin{cases} L/4 \\ b \\ b_f + 16\,t_s \end{cases}$$

محاسبات خمشی:

برای محاسبات خمش از تئوری تیرهای مختلط در مقاومت مصالح استفاده می‌شود. کل مقطع به مقطع فولادی تبدیل می‌شود، یعنی ارتفاع ناحیه بتنی دست نمی‌خورد و ثابت می‌ماند ولی عرض آن تبدیل به عرض تبدیل یافته می‌شود. یعنی بر عدد n تقسیم می‌شود که در آن n نسبت ضریب الاستیسیته فولاد به بتن می‌باشد.

$$b_{tr} = \frac{b_c}{n} \qquad n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{15000\sqrt{f_c}} = \frac{135}{\sqrt{f_c}}$$

$$f_c = 200\ kg/cm^2 \rightarrow n = 10$$

مقطع خمش حاصل، مقطع تبدیل یافته نامیده می‌شود. برای آن مشخصات هندسی شامل ممان اینرسی، اساس مقطع محاسبه می‌شود و بر اساس آن کنترل تنش صورت می‌گیرد.

روش اجرا:

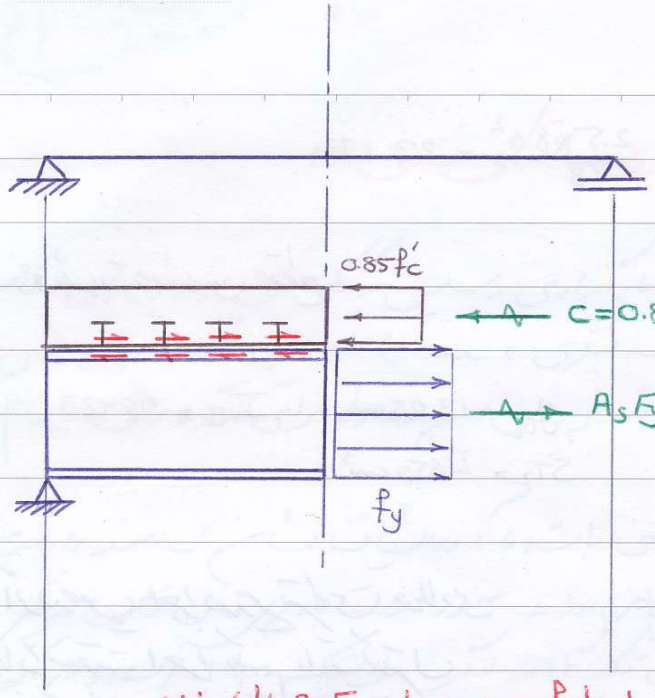
ابتدا تیر فولادی در جای خود نصب و اتصالات آن کامل می‌شود. سپس قالب سقف در حد فاصل دو تیر چه آماده شده، سقف آرماتور بندی می‌شود و بتن ریزی صورت می‌گیرد. در هنگام بتن ریزی می‌توان از زیر تیرچه فولادی از یاتاقان موقت استفاده نمود یا می‌شود که استفاده نکرد. در حالت دوم نیاز به کنترل اضافی وجود دارد که به موقع به آن اشاره می‌شود.

در جای قالب گاهی مواقع از ورق ذوزنقه ای استفاده می‌شود، یعنی روی تیرچه‌ها ورق ذوزنقه‌ای آجدار داده شده و بتن ریزی صورت می‌گیرد. اگر ورق ذوزنقه‌ای دارای برجستگی‌های لازم باشد لقمه بکار بستن دال یکپارچه گردد، در اینصورت از ورق ذوزنقه‌ای بعنوان آرماتور استفاده شده می‌توان آرماتورهای دال را کاهش داد.

اتصالات برشگیر:

طبق آیین نامه فولاد مبحث دهم اتصالات برشگیر می‌تواند بصورت گلمیخ یا ناودانی باشند. نیروی برشی مقاوم گلمیخ‌ها در جدول مبحث دهم (حوالی صفحه 39) ارائه شده است. برای محاسبه برشگیرها از حالت حدی نهایی زیر استفاده می‌شود و به کمک آن تعداد برشگیر

بدست می آید.

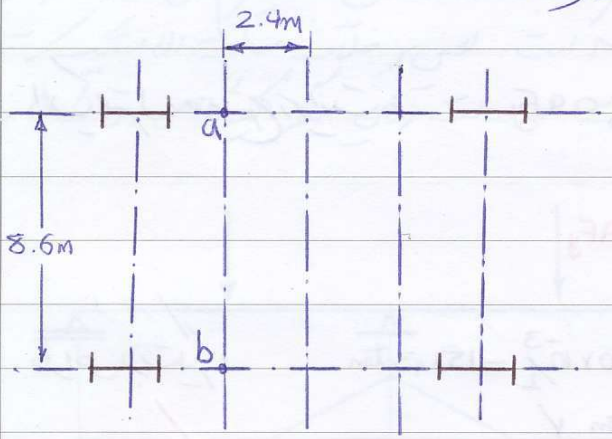


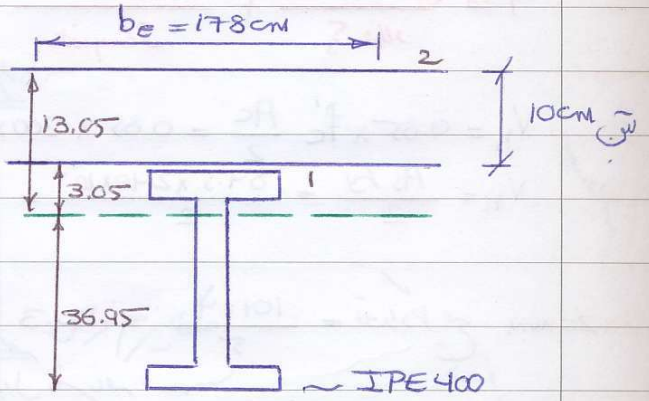
n تعداد برشگیرهایی که از بکیگاه تا نقطه صفر گشتاور خمشی

$$n = \frac{Min(\frac{1}{2}A_s F_y \; , \; \frac{1}{2}\times 0.85 f_c b_E t_s)}{\text{مقاومت مجاز برشگیر}}$$

مثال: حداقل تعداد برشگیر در یک نیمرخ را طراحی کنید.

$F_y = 2400\ kg/cm^2$ $F_c = 200\ kg/cm^2$ $n = 10$





$F_y = 2400\ kg/cm^2$ $n = 10$

$f_c = 200\ kg/cm^2$

بارزنده $= 500\ kg/m^2$

بارتیغه + تاسکاری $= 250\ kg/m^2$

تعیین بارهای وارد بر تیرچه ab:

عرض بارگیر $= 2.4\ m$

وزن تاسکاری $= 2.4\times 0.25 = 0.6$

وزن تیر $= 0.0663\ ton/m$

بارزنده $= 2.4\times 0.5 = 1.2$

وزن دال $= 2.4\times 0.1\times 2.4 = 0.58\ ton/m$

$w_{(وزن)} = 2.5 \text{ ton/m} \rightarrow M_{max} = \frac{2.5 \times 8.6^2}{8} = 23.1 \text{ ton}$

عرض تبدیل یافته $= b_{tr} = \frac{178}{10} = 17.8 \text{ cm}$ — محاسبات هندسی مقطع:

$y_b = 36.95 \text{ cm}$ $y_{t_1} = 3.05 \text{ cm}$ $y_{t_2} = 13.05 \text{ cm}$ $I_{tr} = 60423$

$S_b = 1635 \text{ cm}^3$ $S_{t_1} = 19811 \text{ cm}^3$ $S_{T_2} = 4650 \text{ cm}^3$

$f_b = \frac{23.1 \times 10^5}{1635} = 1413 \text{ kg/cm}^2$ OK

اگر در حین اجرا در زیر تیرهای فولادی بار موقت اجرا نکنیم باید کنترل صورت گیرد.

$f_{b_1} = \frac{23.1 \times 10^5}{19811} =$

$f_{b_2} = 1/10 \times \frac{23.1 \times 10^5}{4650} = 50 \text{ kg/cm}^2 < 0.45 f_c$

این کنترل در شیب خیز است:

$f = \frac{M_{(\text{وزن دال})}}{S_{\text{فولاد}}\ (IPE450)} + \frac{M_{(\text{بار زنده})}}{1635\ S_{composit}} \leq 0.9 F_y$

$f = \frac{(\text{وزن دال}) M}{S_{\text{فولاد}}} + \frac{(\text{بار زنده}) M}{S_{composite}} \leq 0.9 F_y$

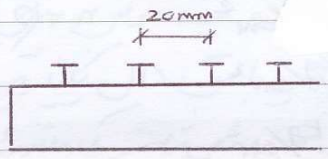
bottom

طراحی برشگیر:

$V_h = 0.85 \times f'_c \frac{A_c}{2} = 0.85 \times 200 \times 178 \times 10 \times 10^{-3}/2 = 151.3 \text{ ton}$

$V_h = \frac{A_s F_y}{2} = \frac{84.5 \times 240 \times 10^{-3}}{2} = 101.4 \text{ ton}$ ✓

20mm تعداد دال یک $= \frac{101.4}{5} = 20.3$ → تعداد برشگیر در یک ردیف



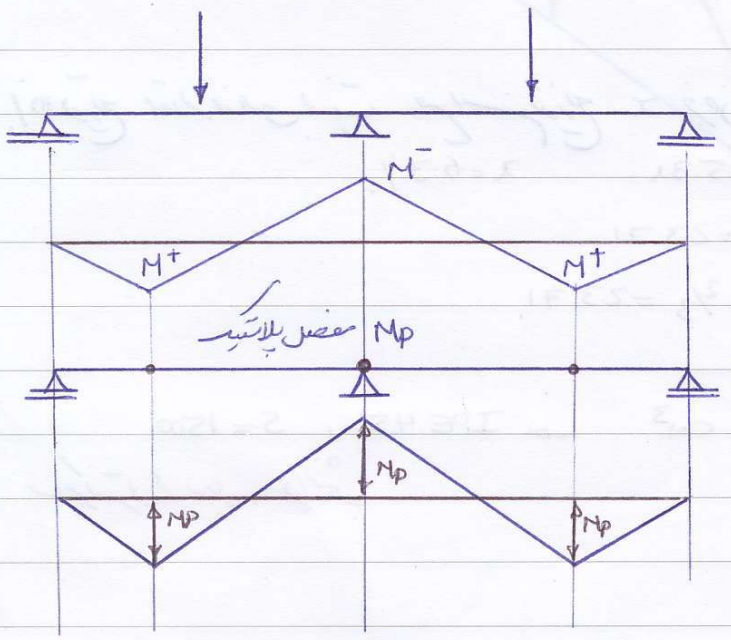
حمید کاظم

فصل نهم

«تیرهای سراسری با اتکای جانبی»

برای طراحی تیرهای سراسری ابتدا باید آن را بارگذاری و سپس به کمک یکی از روش‌های شناخته شده تحلیل نمایند (بخش لنگر، نمودار برش، ...) سپس نمودارهای برش و لنگر خمشی آن رسم شده و طراحی می‌تواند براساس این نمودارها برای لنگر و برش انجام شود.

در صورتی که مقطع فشرده و تیر با اتکای جانبی باشد، آزمایشات نشان می‌دهند با رسیدن لنگر به لنگر حداکثر در روی تکیه‌گاه تیر از بین نمی‌رود و هنوز قدرت باربری قابل توجهی در تیر سراسری وجود دارد. تا زمانی که لنگر در روی تکیه‌گاه به لنگر پلاستیک M_p برسد و در آن نقطه مفصل پلاستیک تشکیل گردد. از این به بعد تیر سراسری مشابه تیرهای ساده‌ای است که در انتهای آن لنگر M_p وجود دارد. افزایش بار می‌تواند صورت گیرد تا در داخل دهانه لنگر M_p با مفصل پلاستیک برسد. در این لحظه تیر خراب شده و تبدیل به مکانیزم می‌شود. در این لحظه لنگر در روی تکیه‌گاه وسط دهانه مقدار M_p است. لذا بر خلاف حالت الاستیک که در آن لنگر تکیه‌گاهی بیش از لنگر وسط دهانه است در حالت نهایی لنگر تکیه‌گاهی و وسط دهانه با هم مساویند.



مکانیزم خرابی

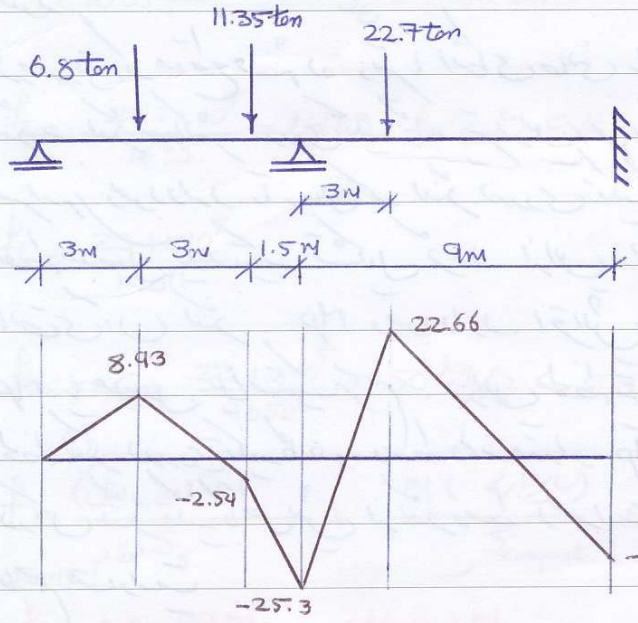
9-1 / 9-3

ازدیاد بار توزیع (مقطعا)

بازتوزیع لنگر:

با توجه به کنش انجام شده و تعادل لنگر صفر و مثبت در حالت نهایی، آیین نامه اجازه می دهد در نمودار لنگر خمشی الاستیک از لنگر صفر تا ۱۰٪ لنگر جمع و یا تفریق نسبت به لنگر مثبت اضافه کنیم. این موضوع سبب تعادل لنگر مثبت و صفر می شود که به آن بازتوزیع لنگر گویند.

مثال:



استفاده از بازتوزیع:

$$M^- = 25.3 - 0.1 \times 25.3 = 22.77 \ ton.m$$

$$M^+ = 22.66 + 0.1 \times 25.3 \times \tfrac{2}{3} = 24.35$$

۱۰٪ توزیع مقدار فرضی است. میزان توزیع x فرض می شود تا تعادل برقرار شود

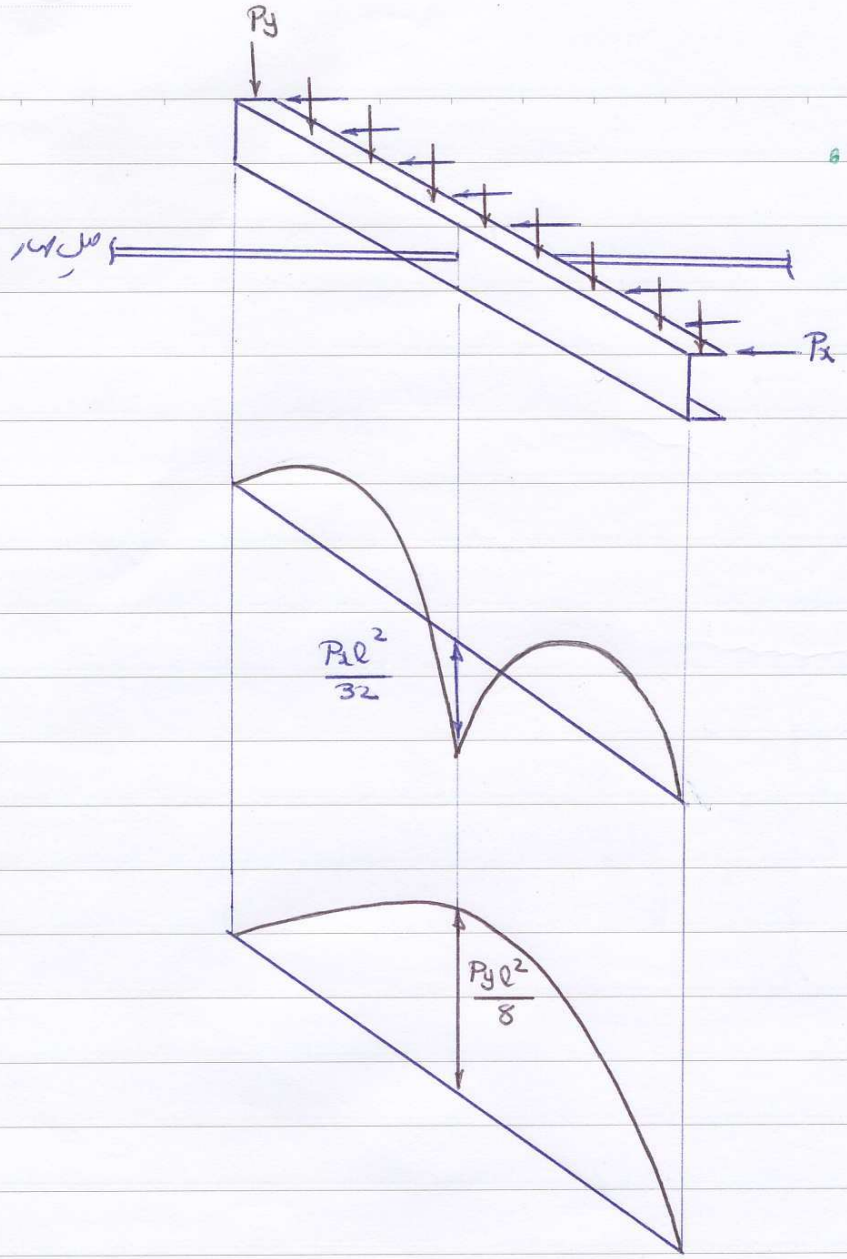
$$25.3 - 25.3x = 22.66 + \tfrac{2}{3} \times 25.3x \qquad x = 6.3\%$$

$$\begin{cases} M^- = 25.3 - 0.063 \times 25.3 = 23.71 \\ M^+ = 22.66 + 0.063 \times 25.3 \times \tfrac{2}{3} = 23.71 \end{cases}$$

$$S = \frac{23.71 \times 10^5}{0.66 \times 2400} = 1497 \ cm^3 \rightarrow IPE\ 450,\ S = 1500$$

سایر کنترل ها برعهده دانشجو

مثال خمش دوگانه



در صورت لزوم می توانید با آدرس پست الکترونیکی زیر انتقادات و پیشنهادات خود را ارائه فرمائید .

hamid_kazem041@yahoo.com