www.engclubs.net

A site for all Engineers

دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست

جزوه درس :

سازه های فولادی ۲

استاد :

جناب آقای مهندس طاحونی

نگارش:

حمید کاظم

(کارشناس عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر)

(دانشجوی کارشناسی ارشد گرایش سازه دانشگاه صنعتی امیرکبیر)

تابستان ۱۳۸۹

سازه‌های فولادی ۲

حمید کاظم

صباب آقای مهندس طاحونی

«بسم الله الرحمن الرحیم»

مباحث درس ۸

۱) لمحس

۲) تبدیلی بدون انتگرال جانبی

۳) تبدیل سوال ۷

امتحان میان ترم

۴) تبدیل ورق ۷

۵) الصدلات

امتحان پایان ترم

۶) شکل بندیرل

حمید کاظم

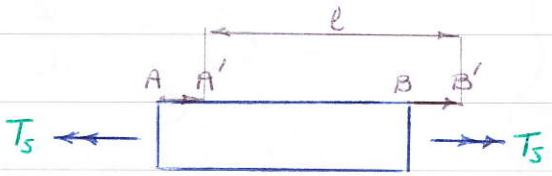
فصل دهم

«پیچش»

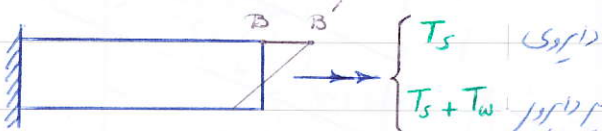
نیمرخ های فولادی مانند I ، IPB ، UNP که در مقابل خمش کارایی بسیار بالایی دارند در مقابل پیچش از خود ضعف نشان می دهند و برای چنین بارگذاری مناسب نیستند.
شناخت کامل از مقاومت پیچشی نیمرخ ها و هم چنین منشأ کمانش جانبی نیمرخ های I به موضوع فصل آینده مانند، مطالعهٔ پیچش نیمرخ های فولادی را ایجاب می نماید.
منشأ پیچش ابتدا توسط کولمب در مورد مقاطع دایره ای شکل مورد تحلیل قرار گرفت. در این نوع مقاطع (نیمرخ ها)، مقاطع صفحه ای عمود بر محور عضو پس از پیچش به صورت صفحه ای باقی می ماند و فقط حول محور مرکزی دوران می کند. این پیچش در تحت مقاومت مصالح مورد توجه خاص قرار گرفت. پیچش مقاطع غیر دایره ابتدا بار توسط سن ونان حل شد.
در این نوع مقاطع (نیمرخ ها)، مقاطع عمود بر محور عضو پس از پیچش از حالت صفحه ای خارج می شود و اصطلاحاً دچار تابیدگی (Warping) نیز خواهد شد. نه تنها وجود تغییر شکل های خارج از صفحه، علاوه بر تنش های برشی لنگر دارد در این نوع اعضا تنش های قائم (عمود بر صفحه) نیز داشته باشیم.

پیچش خالص و پیچش تابیدگی:

۱) پیچش خالص حالتی را گوییم که در آن مقطع دایره است و یا اگر غیر دایره است هیچ گونه تغییر مقطعی در مقابل تابیدگی ندارد. آن را پیچش سن ونان گویند.



پیچش ممانعت نشده



پیچش ممانعت شده

T_S پیچش سن ونان

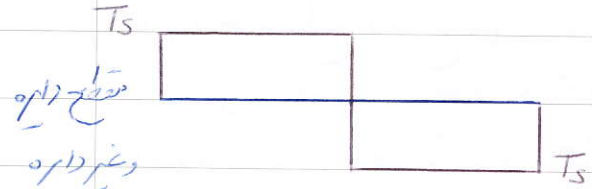
T_W پیچش تابیدگی

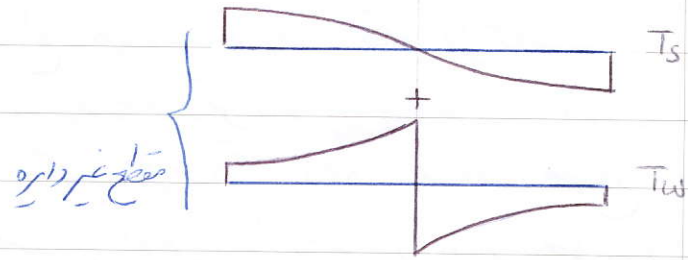
۲) پیچش تابیدگی (Warping) به حالتی گفته می شود که در آن تابیدگی مقطع جراء ممانعت وجود دارد.

در مقاطع دایره‌ای در دو حالت تنها پیچش خالص یا سن‌ونان داریم. در مقاطع غیر دایره به جهت اینکه مقاومت در مقابل تابیدگی (البته با سیم‌پیچ) پیچش خالص با گرگیت پیچش خالص و پیچش تابیدگی متفاوتند.

T_S = مقاومت پیچشی T در مقاطع دایره یا غیر دایره ممانعت نشده

$T_S + T_W$ = مقاومت پیچشی T در مقاطع غیر دایره ممانعت شده

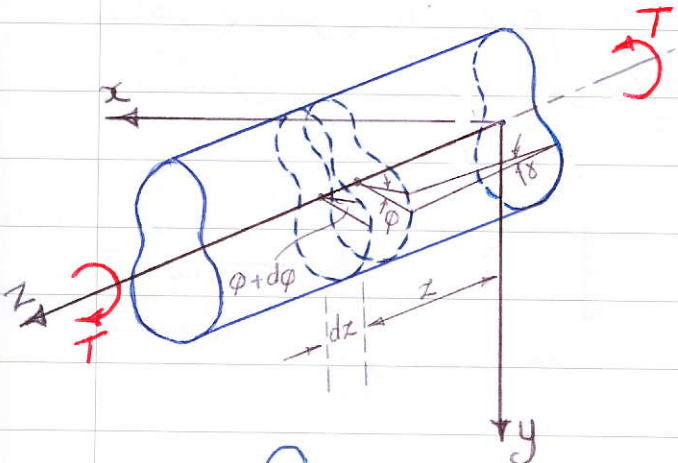


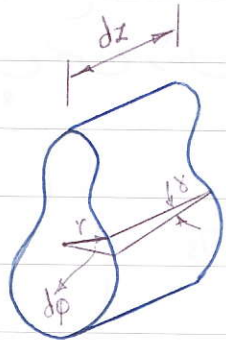


* در مقاطع غیردایره حجم‌ها از حجم مقطع دایره‌ای زیادند.

الف) نظریه پیچش خالص

در مقطع عضو در مقابل پیچش تاب برمی‌دارد و یا اگر تاب برداشته شود همچنین مقاومتی در برابر تابیدگی نداشته در مقطع فقط تنش‌های برشی بوجود می‌آید. و اصطلاحاً می‌گوییم فقط پیچش خالص (سن‌ونان) داریم.



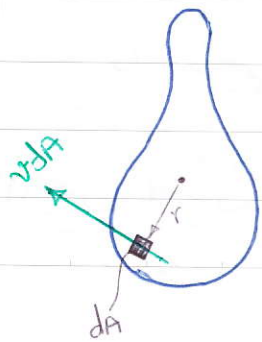


$\frac{d\phi}{dz}$ واحدی پیچش یا نرخ پیچش (زاویه پیچش در واحد طول)

γ = کرنش برشی ناشی از پیچش

$$\gamma\, dz = r\, d\phi \quad \Rightarrow \quad \gamma = r\frac{d\phi}{dz}$$

τ = تنش برشی $= G\gamma = G\left(r\frac{d\phi}{dz}\right)$



تعادل نیروها در مقطع

$$dT = (\tau dA) \times r$$

$$T = \int_A dT = \int_A \tau dA \cdot r$$

رابطه‌ی τ مقدار جابجایی جسم

$$T = \int_A G\left(r \frac{d\varphi}{dz}\right) dA \cdot r = \int_A G \frac{d\varphi}{dz} r^2 dA$$

$$T = G \frac{d\varphi}{dz} \int_A r^2 dA \qquad J = \int_A r^2 dA$$

ممان اینرسی قطبی

$$T = GJ \frac{d\varphi}{dz} \quad (1)$$

G ضریب الاستیسیته برشی، J ممان اینرسی قطبی، T لنگر پیچشی

$$\text{زاویه‌ی پیچش واحد طول} = \text{سختی پیچشی} = \frac{d\varphi}{dz} = \frac{T}{GJ}$$

سختی پیچشی

$$M = EI \frac{d\theta}{dz} = EI \frac{d^2y}{dz^2} \rightarrow \frac{M}{EI} = \frac{d\theta}{dz}$$

(آنالوژی با تیر)

تنش برشی ناشی از پیچش

$$\tau = G\gamma = G\left(r \frac{d\varphi}{dz}\right) = G\left(r \frac{T}{GJ}\right)$$

$$\Rightarrow \quad \tau = \frac{Tr}{J}$$

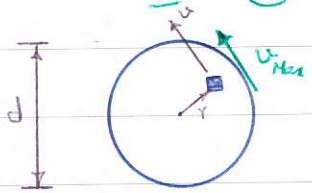
ویژه‌سازی رابطه عمومی برای حالات خاص

همواره T را از رابطه (1) بدست آورده با استفاده از آن تنش برشی بدست می‌آید.

۱) مقطع دایره

$$J = \frac{\pi d^4}{32}$$

$$\tau = \frac{Tr}{J}$$

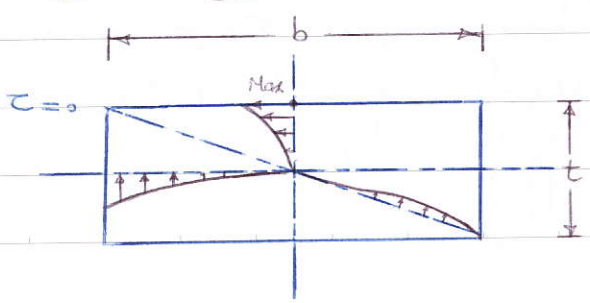


۲) مقطع مستطیل

$$J = K_2 b t^3$$

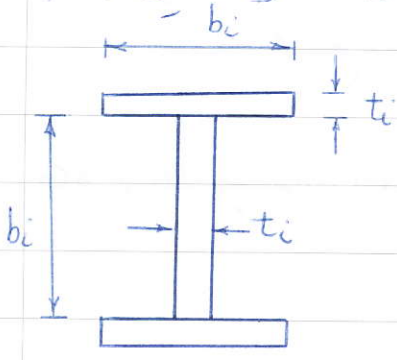
$$\tau_{Max} = \frac{K_1 T}{b t^2}$$

دایره توخالی $J = \frac{\pi}{32}(d_e^4 - d_i^4)$



b/t	1		∞
K_1	4.81		3
K_2	0.141		$1/3$

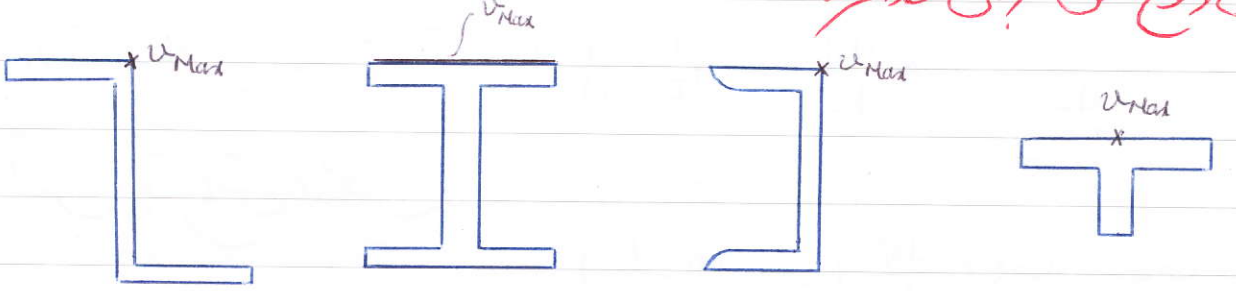
۳) مقاطع I ، T و L در مقاطع باز نظیر I ، T ، L نظیر آنهایی با ثابت پیچش J برابر با مجموع ثابت پیچش اجزای آن است. که هرجزء از آن یک مستطیل با نسبت b/t بزرگ می باشد ($K_1=3$ ، $K_2=1/3$)



$J = \sum_{i=1}^{n} J_i$ ضخامت بال t_f

$J_i = 1/3\ b_i\ t_i^3$ $\quad v = \frac{T\ t_f}{J}$

محل وقوع تنش برشی حداکثر



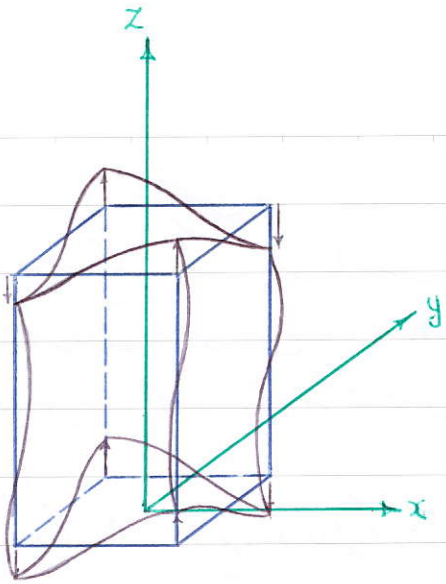
در واقع تنش برشی مقاطع I بعلت تأثیر تمرکز در محل اتصال بال به جان خیلی بیشتر است. اصلاح δ را خواهیم داشت.

$$v = \delta \frac{T.t_f}{J} \qquad 1 < \delta < 1.3$$

ب) پیچش وابستگی (Warping Torsion)

صلبی با مقطع غیر دایره در نظر گرفته و آن را تحت گشتاور طولی خود تحت پیچش خالص فرض کنید. مقاطع صفحه‌ای عمود بر محور عضو بر اثر پیچش بصورت صفحه نخواهند ماند و تاب برده می‌شوند. این تغییر را می‌توان توسط یک قطعه کاغذ آزمایش نمود.

حال نظر کرشکل تنش می دهد تمام مقاطع عمل به تابیدگی دارند. اگر همچنین می نقش در مقابل تابیدگی که وجود نداشته باشد کرنش طولی در هر جزء خواهد شد و در مقطع فقط تنش های

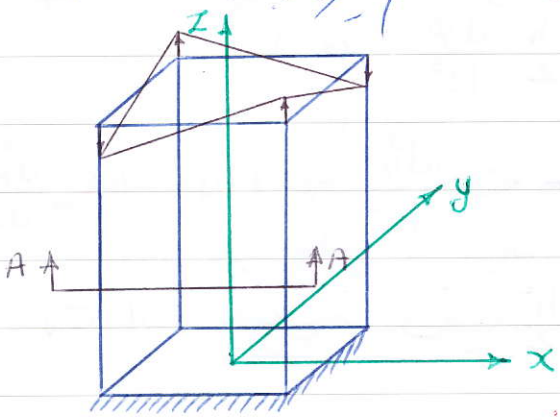


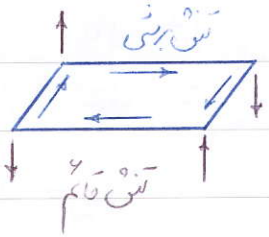
پیچش یکنواخت یا آزاد
همانعت نشده

برش خالص خواهیم داشت که مقاطع تیر نیز از دوران آزاد شکل مقابل تبعیت می کنند.

اگر در کلیه مقاطع در طول تیر همین حالت موجود باشد گوییم تیر تحت پیچش آزاد است که در آن مقاطع تمایل به تاب برداشتن دارند اما کلیه مقاطع در طول تیر به یک اندازه تاب برداشته اند. لذا تنش عمودی ایجاد نمی شود.

بنابراین در عضو تحت پیچش طولی وجود ندارد و تنش ها فقط از نوع برشی خواهند بود. به این پیچش یکنواخت نیز گفته می شود.



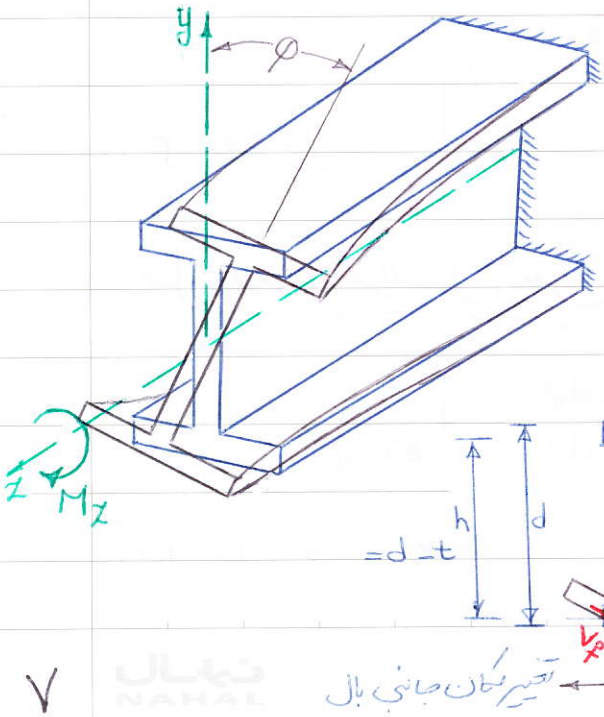


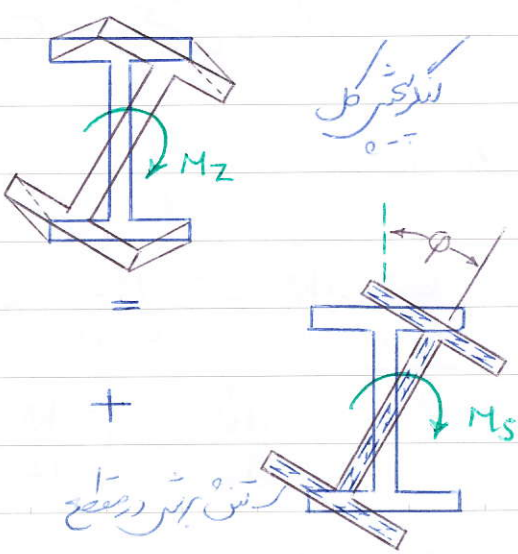
$$T = T_S + T_W$$

پیچش همانعت شده در تیرهای I و ناودانی

در این حالت تیر تحت پیچش تیری با مقطع I یا ناودانی مورد بررسی قرار گرفته و مقاومت نهایی حاصل می گردد.

$$M_Z = M_S + M_W$$





لنگر پیچش کل

برش در مقطع

پیچش سن ونان

$$M_S = GJ \frac{d\varphi}{dz}$$

← معادله لنگر پیچشی خالص

← معادله دیفرانسیل لنگر پیچشی ثابتی

U_f تغییر مکان جانبی بال h فاصله تارهای وسط دو بال

از رابطه فوق ۲ بار نسبت به z مشتق می‌گیریم

$$\frac{d^3 U_f}{dz^3} = \left(\frac{h}{2}\right) \frac{d^3\varphi}{dz^3} \qquad (الف)$$

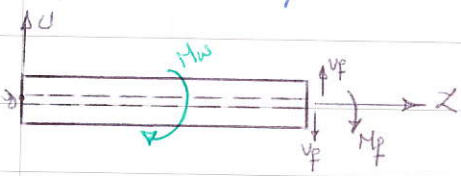
حال خمش جانبی بال تنها را در نظر بگیرید. با استفاده از خمش عرضی بال مجدداً U_f را محاسبه می‌کنیم

$$\frac{d^2 U_f}{dz^2} = -\frac{M_f}{EI_f} \rightarrow \frac{d^3 U_f}{dz^3} = -\frac{V_f}{EI_f} \qquad (ب)$$

I_f ممان اینرسی بال نسبت به محور y

$$(ب) \rightarrow V_f = -EI_f \frac{d^3 U_f}{dz^3} = -EI_f \frac{h}{2} \frac{d^3\varphi}{dz^3} \qquad (پ)$$

$$(پ) \quad M_W = V_f h = -EI_f \underbrace{\frac{h^2}{2}}_{C_W} \frac{d^3\varphi}{dz^3} = -EC_W \frac{d^3\varphi}{dz^3} \rightarrow M_W = -EC_W \frac{d^3\varphi}{dz^3}$$



C_W ثابت تابیدگی

$$C_W = I_f \frac{h^2}{2}$$

مقدار C_W برای نیمرخ‌ها در جداول استاندارد موجود می‌باشد (مطابق جدول ۳)

$$M_Z = M_S + M_W = GJ \frac{d\varphi}{dz} - EC_W \frac{d^3\varphi}{dz^3}$$

C_W ثابت پیچش تابیدگی

J ثابت پیچش

حل معادله دیفرانسیل پیچش ترکیبی I

$$\frac{d^3\varphi}{dz^3} - \underbrace{\frac{GJ}{EC_W}}_{\lambda^2} \frac{d\varphi}{dz} = -\frac{M_Z}{EC_W} \rightarrow \frac{d^3\varphi}{dz^3} - \lambda^2 \frac{d\varphi}{dz} = -\frac{M_Z}{EC_W}$$

حل همگن:

$$\frac{d^3\varphi}{dz^3} - \lambda^2 \frac{d\varphi}{dz} = 0$$

$$\lambda^2 = \frac{GJ}{EC_W}$$

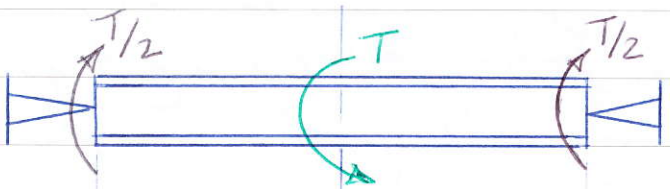
$$\begin{cases} \varphi_h = A\sinh(\lambda z) + B\cosh(\lambda z) + C \\ \varphi_p = C_1 + C_2 z + C_3 z^3 \end{cases}$$

حل خصوصی و

$$\varphi = \varphi_h + \varphi_p$$

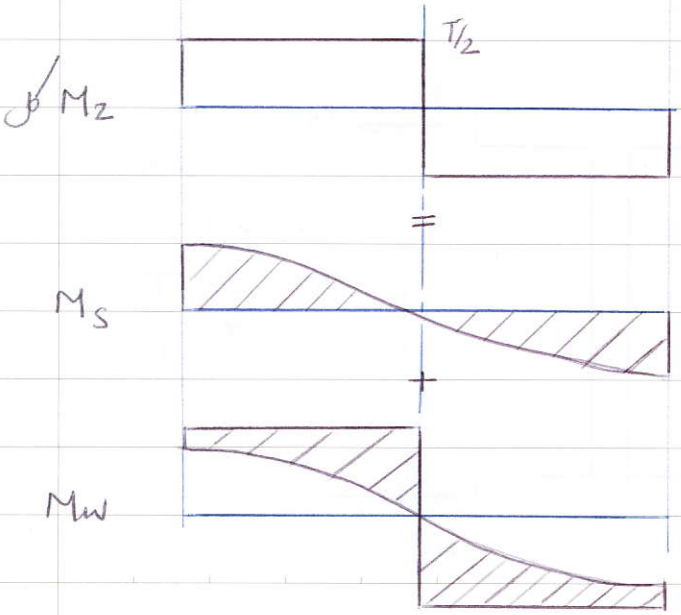
با توجه به حل انجام شده ملاحظه می شود که در چنین مواردی فقط کافیست ثابت های حل همگن و حل خصوصی با استفاده از شرایط مرزی محاسبه شود. این موضوع در کلیت تحلیلی مورد توجه قرار می گیرد. هدف ما اینست که بتوانیم با استفاده از تحلیل فیزیکی یک نکته مهم مهندسی از تحلیل تابیدگی تیرهای I شکل بدست آوریم.

به عنوان یک نتیجه اولیه لازم از مباحث قبل، این نتیجه بدست می آید که در یک مقطع خاص در چنین مقطع خاص تحلیل کل به تحلیل خالص و تحلیل تابیدگی تقسیم می گردد. این بدست آوردن تحلیل تابیدگی است. تا اینجا حل در چنین مقطعی مجموع تحلیل خالص و تابیدگی برابر با تحلیل کل خواهد شد. به شکل زیر توجه فرمائید.



تکیه گاه ساده $\varphi = 0$

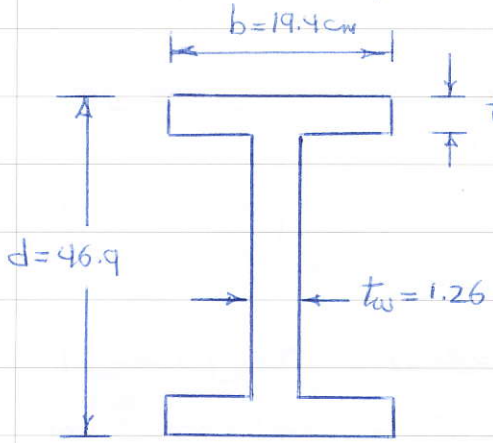
تکیه گاه گیردار $\varphi = 0, \frac{d\varphi}{dz} = 0$



$$M_s = GJ\frac{d\varphi}{dz}$$

$$M_w = -EC_w\frac{d^3\varphi}{dz^3}$$

مثال: مطلوبست تعیین پارامترهای پیچش و هم چنین ثابت پیچشی تعداد λ برای مقطع نشان داده شده در شکل.



(پارامترهای پیچشی C_w ، J ←)

$$\frac{G}{E} = \frac{1}{2(1+\mu)} \quad \mu = 0.3 \rightarrow \frac{G}{E} = \frac{1}{2.6}$$

$$J = \sum \frac{bt^3}{3} =$$

$$1/3 \times 2 \times 19.4 \times 2.06^3 + 1/3 \times 42.78 \times 1.26^3 = 141.59 cm^4$$

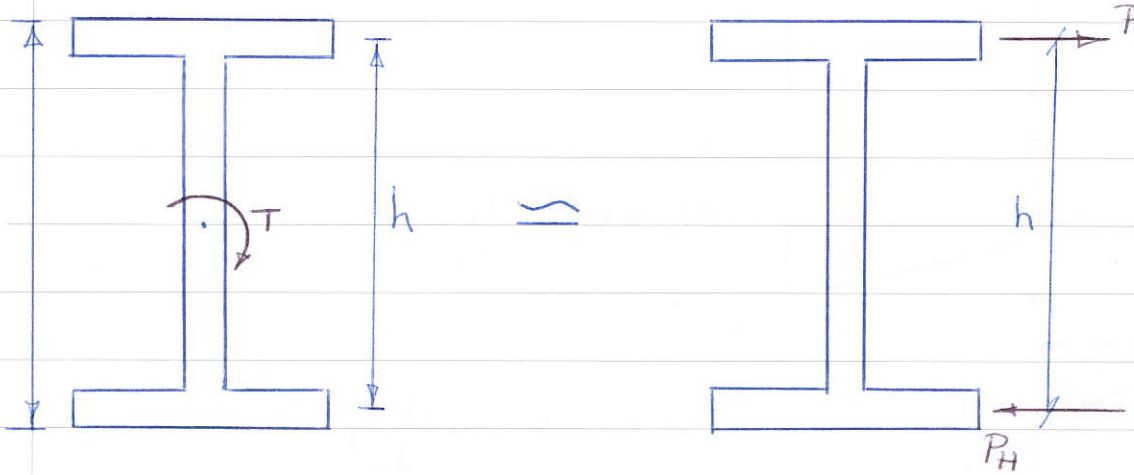
$$C_w = \frac{I_f h^2}{2} = 1/2 \left(2.06 \times \frac{19.4^3}{12} \times (46.9 - 2.06)^2\right)$$

$$= 1260063 \ cm^6$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{1}{2.6} \times \frac{141.59}{1260063}} = 0.00657 \ 1/cm$$

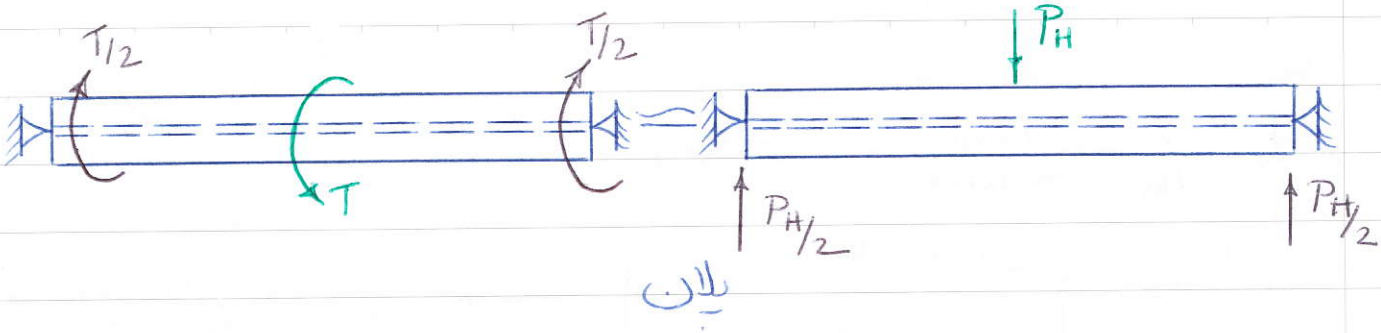
حل مسئله پیچش تابیدگی برای تیرهای I به روش ساده (روش تنشه برخش) 8

در حل مسئله پیچش تیرهای I فرض شد که پیچش تابیدگی به صورت خمش عرضی در بال ها ظاهر می شود. این نتیجه گیری، این موضوع را القا می کند که اگر تمام پیچش بصورت تابیدگی شود (یعنی از بعد طول بال ها صرفنظر گردد) می توان پیچش مقطع را به یک زوج نیرو در بال ها تبدیل کرد. این روش را روش تنشه برخش نامیده و قطعات نتایج حاصل از آن را از نظر طراحی محافظه کارانه و دست بالاست و یا احتیاط می توان از آن استفاده نمود. این روش توسط اشنادر shed پیشنهاد شد.



$$P_H = \frac{T}{h}$$

* در اغلب مسائل عملی دقیق مسئله ترکیب اثرات لنگر پیچشی با بار برشی حاصل است و تنش فشاری ناشی از پیچش تابیدگی مهم ترین کمیت می باشد و تنش های برشی ناشی از پیچش، از اهمیت کمتری برخوردارند.

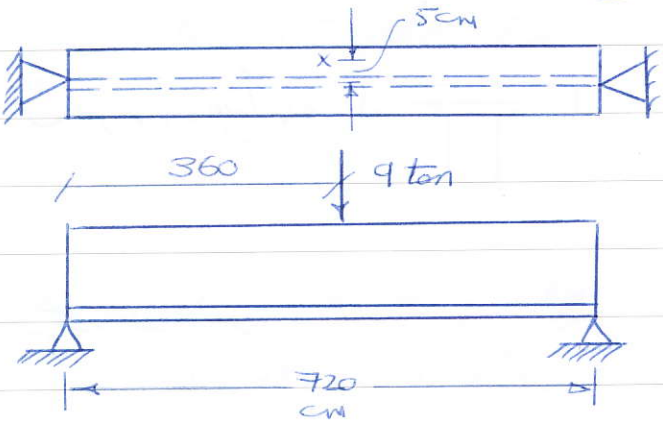


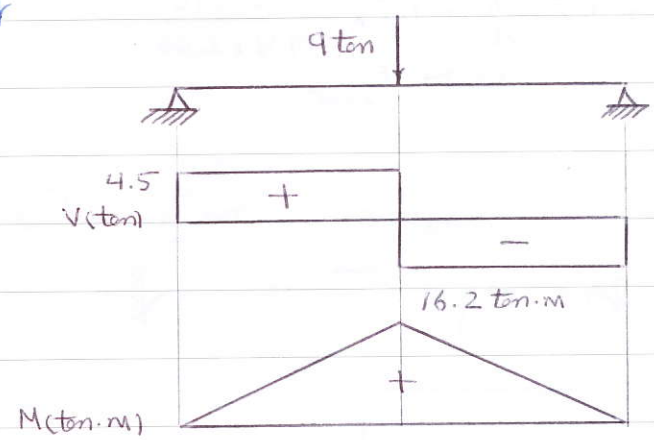
پلان

در حل مسائل پیچش به روش ساده یک بار فرض می‌کنند که تمام پیچش تابکستگی است و تنش‌های قائم بال را اصلاً نشه می‌کنند و یکبار فرض می‌کنند تمام پیچش سن‌ونان است و تنش‌های عرضی سن‌ونان را اصلاً نشه می‌کنند.

مثال: تیر نشان داده شده از نیروی T توسط بار متمرکز نابرونی وسطی دوسر ساده بارگذاری شده است. تنش کمی مانی تیر آن را بدست آورید.

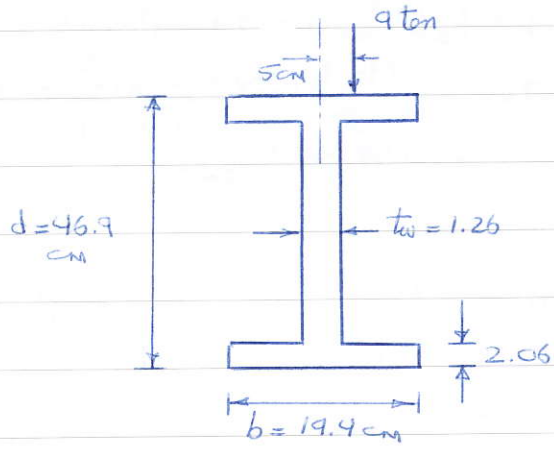
تنش مانی از بار قائم:



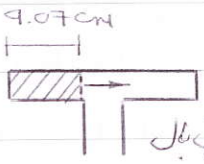


تنش خمشی در بال:

$$f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{16.2 \times 10^5}{2065} = 784.5 \ kg/cm^2$$



تنش برشی افقی در بال:

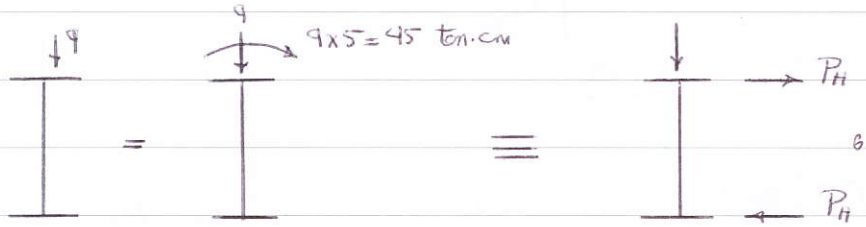


تنش برشی افقی بال $f_v = \frac{VQ}{It}$

$$f_v = \frac{4.5 \times 10^3 \times 9.07 \times 2.06 \times 22.42}{48425 \times 2.06} = 18.9 \ kg/cm^2$$

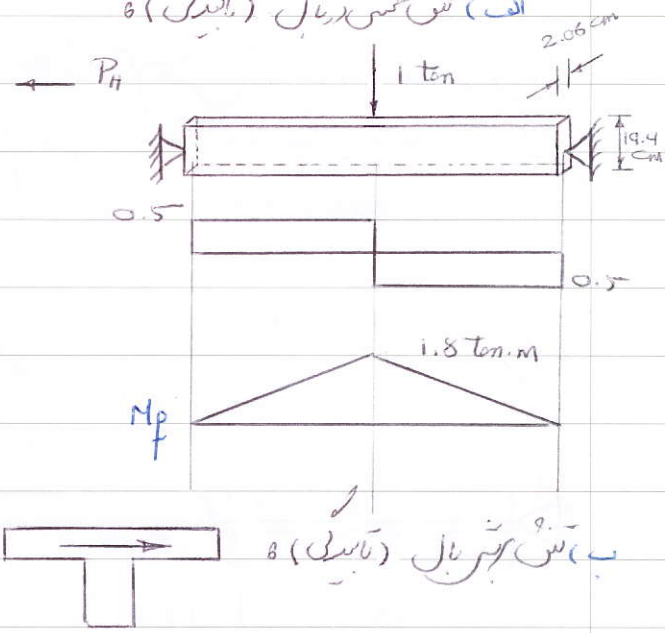
تنش برشی در جان A

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{4.5 \times 10^3}{46.9 \times 1.26} = 76.15 \ kg/cm^2$$



$$P_H = \frac{9 \times 5}{(46.9 - 2.06)} = 1 \ ton$$

ب) تنش برشی بال (تابیلی) B



$$f_v = 1.5 \frac{V_f}{A} = 1.5 \times \frac{0.5 \times 10^3}{19.4 \times 2.06} = 18.77 \ kg/cm^2$$

متقارن

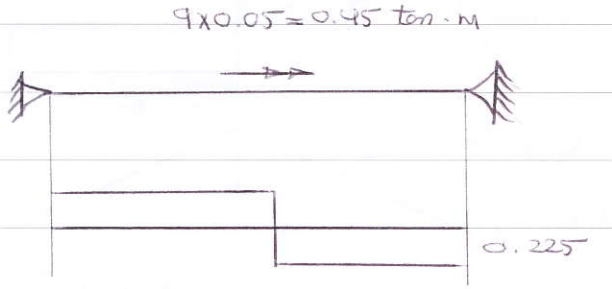
۲) تنش کمانشی ارتجاعی B

الف) تنش خمشی در بال (تابیلی) B

تنش خمشی در بال (فشاری)

$$= \frac{M_f}{S_f} = \frac{1.8 \times 10^5}{2.06 \times \frac{19.4^2}{6}} = 1393 \ kg/cm^2$$

۳) بحث تنش برشی در جان



$$J = \frac{1}{3} b t^3 = 141.59 \ cm^4$$

$$f_{vs} = \frac{M_z t}{J} = \frac{0.225 \times 10^5 \times 2.06}{141.59} = 327.33 \ kg/cm^2$$

$$f_{vs} = 327.33 \times \frac{1.26}{2.06} = 200.22 \ kg/cm^2$$

بال $f_b = 784.5 + 1393 = 2177.5 \ kg/cm^2$ فشار

بال $f_v = 18.771 + 18.9 + 327.35 = 365 \ kg/cm^2$ برش

جان $f_v = 76.15 + 200.22 = 276.37 \ kg/cm^2$ برش

اصلاح روش تنش به تغییر شکل

همانطور که ملاحظه شد، در روش تنش به تغییر شکل فرض محافظه کارانه ای انجام می شود، یعنی تمام بتن یکبار خالص فرض شده و یکبار نیز تا بتنگی فرض می شود و اثر آن با هم جمع می گردد. به عنوان مثال اگر حل مسأله قبل به طور دقیق انجام شود، نتایج زیر حاصل می شود.

نوع تنش	روش دقیق	روش تنش به تغییر شکل
قائم	1364	2177
تنش برشی افقی	250	276
تنش برشی مایل	288	365

همچنین که روش محافظه کارانه است ولی نتایج دقت خوبی در بر ندارد. تغییر علت عمده طراحی وجودی از لنگر بتنی که هم تابتنگی است، باید اصلاح گردد. مقدار لنگر تابتنگی اصلاح شده از رابطه زیر بدست می آید.

$$M_{f_M} = \beta M_f \qquad 0 < \beta < 1$$

مقدار β از حل معادله دوالیل بتنی با توجه به شرایط مرزی بدست می آید. این کار توسط افرادی انجام شده و نتایج بصورت جداول صفحات 488، 489، 490 مرجع نوع بارگذاری بتنی و شرایط مرزی در اختیار طراحان قرار گرفته است. جداول تا حل لنگر بتنی تنگرز و لنگر بتنی گسترده با شرایط انتهای تکیه گاه بتنی ساده و تکیه گاه بتنی گیردار ارائه شده است. اگر بخواهیم مثال قبل را با این روش انجام دهیم، خواهیم داشت.

$M_f = 1.8 \text{ ton.m} \qquad \lambda = 0.00657 \rightarrow \lambda L = 0.00657 \times 720 = 4.73$

$a = 0.5 \text{ , } \beta = 0.41 \Rightarrow M_{f_M} = 0.41 \times 1.8 = 0.74 \text{ ton.m}$

$f_{bw} = \frac{0.74 \times 10^5}{129.22} = 573 \text{ kg/cm}^2$

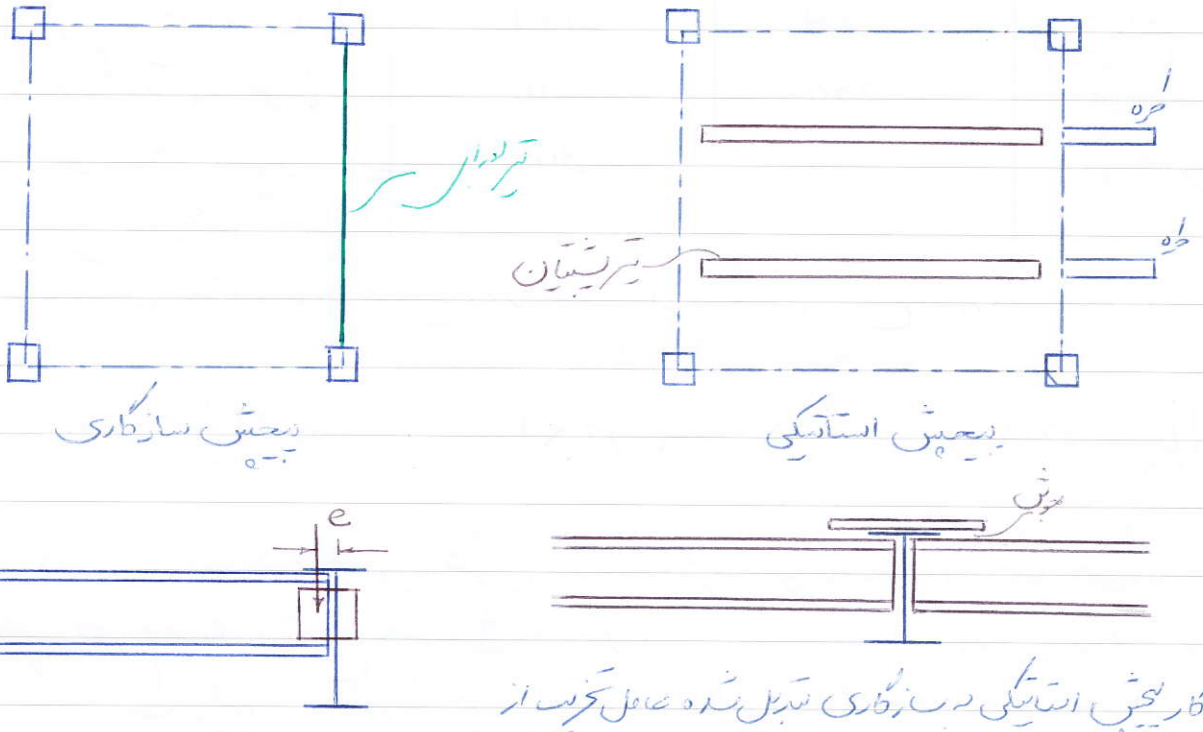
حالات عملی در بارگذاری پیچش:

بارگذاری پیچشی در سازه‌های فولادی در موارد زیر رخ می‌دهد که باید توجه شود.

۱) وقتی که امتداد بار از مرکز برش عبور نماید.

۲) وقتی که نیروی جانبی فقط به بال فوقانی اعمال شود. مثل نیروی جانبی تیرهای جرثقیل یا تیرهای لانه بام در سقف‌های شیب دار.

۳) در تیرهای لبه‌ای سازه‌ای که بار به صورت نامتقارن به یک طرف تیر می‌رسد.



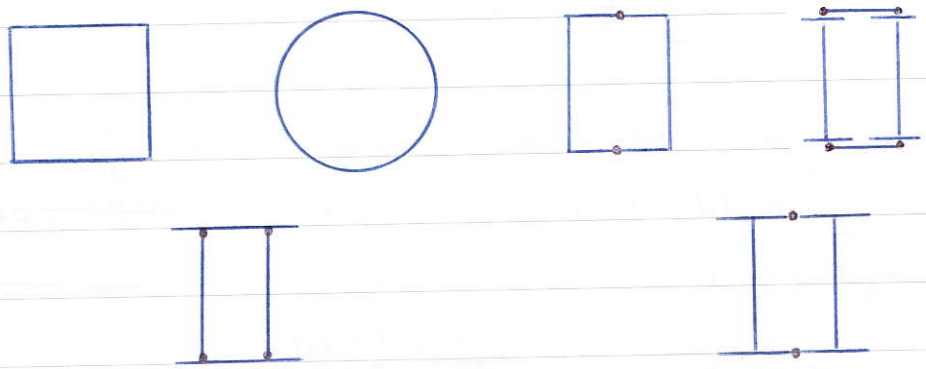
با این کار پیچش استاتیکی به سازگاری تبدیل شده عامل تخریب از بین می‌رود.

پیچش استاتیکی خطرناک تر است. توصیه می‌گردد این پیچش از مقاومت پیچشی گذشته و باعث تخریب می‌گردد.

مقاطع بسته جدار نازک (قوطی و لوله‌ای):

همانطور که ملاحظه شد مقاطع باز مثل تیرهای I و ناودانی در مقابل بارهای پیچشی بسیار ضعیف می‌باشند. در طرف مقابل در تحمل ثابت می‌شود که مقاطع جدار نازک بسته در مقابل بارهای پیچشی بسیار قوی‌اند. بنابراین وقتی هدف طراحی در مقابل پیچش است، بدون هیچ گونه شک و تردید، استفاده از مقاطع جدار بسته مورد توصیه قرار

می‌گیرد. حالات عملی مقاطع لوله به صورت زیر است.

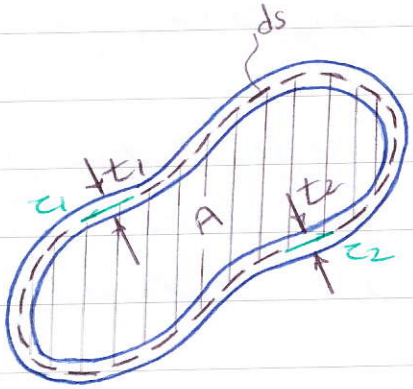


نظریه برش مقاطع لوله‌ای

تجربه و مطالعات نظری نشان می‌دهد وقتی که نیازی به مقاومت پیچشی داشته باشیم از این مقاطع لوله استفاده می‌نماییم. در این بخش مباحث نظری پیچش مقاطع جدار نازک ارائه می‌شود.

جریان برش

اگر یک مقطع لوله جدار نازک در هر نقطه مطابق شکل تنش برشی τ در ضخامت t مقدار ثابتی باشد که آن را جریان برش نامند و با حرف q نشان می‌دهند. ثابت می‌شود مقدار جریان برش q مقدار ثابتی است و استفاده از نام جریان برش نیز از این جهت است، همان اصل پیوستگی در جریان لوله‌ای ایجاب می‌نماید که دبی در یک مسیر حرکت مقدار ثابتی باشد.



مقدار ثابت $= q = \tau_1 t_1 = \tau_2 t_2$

مقدار جریان برش از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$q = \frac{T}{2A}$$

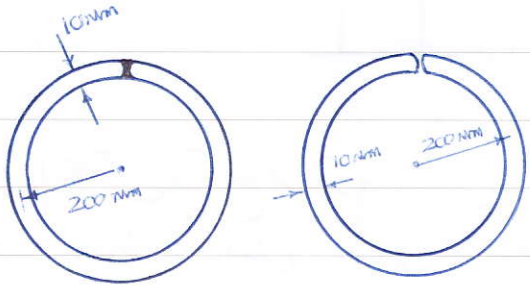
T : لنگر پیچشی

A : سطح محصور در میانگار

$$\frac{d\varphi}{dz} = \frac{T}{GJ} \qquad J = \frac{4A^2}{\int_s \frac{ds}{t}}$$

ds : جزء طول در امتداد ضخامت

مثال : ورقی به ضخامت 10mm را به شکل لوله به شعاع 20cm درمی آوریم. مطلوبست مقایسه ثابت پیچش در سه حالتیکه در لوله خوش شده و باز شده باشد



$$J = \frac{1}{3} b t^3$$

$$b = 2\pi r = 40\pi$$

$$J_1 = \frac{1}{3} \times 40\pi \times 1^3 = 41.9\ cm^4$$

$$J_2 = \frac{4A^2}{\int_s \frac{ds}{t}}$$

$$\rightarrow \int_s \frac{ds}{t} = \frac{1}{t}\int ds = \frac{2\pi r}{t} = 40\pi$$

$$\rightarrow J_2 = \frac{4 \times (\pi \times 20^2)^2}{40\pi} = 50265 \qquad \rightarrow J_2/J_1 = 1200$$

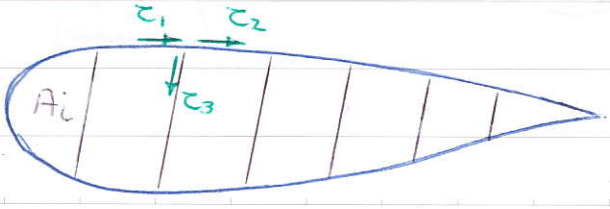
پیچش تابیدگی در مقاطع لوله :

از مقطع لوله توخالی (لوله) پیچش تابیدگی آن صورت است. برای سایر مقاطع جدار نازک ثابت می شود پیچش تابیدگی بسیار ناچیز است و مقاومت پیچش مقطع ناشی از پیچش خالص یا سن ونان می باشد.

مقاطع لوله چند سلولی :

از مقاطع لوله به صورت سلولی ساخته شوند مقاومت پیچش آن بیشتر می شود. کاری که دربال هواپیما صورت می گیرد. دراین حالت رابطه تعادل پیچش تصورت زیر درمی آید.

$$T = \sum 2\tau_i t_i A_i$$

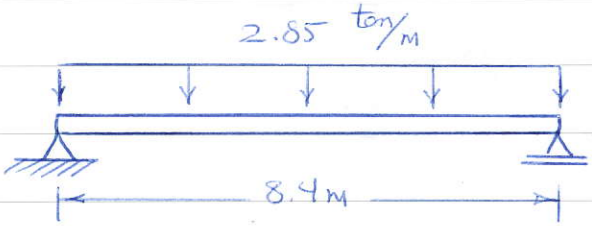


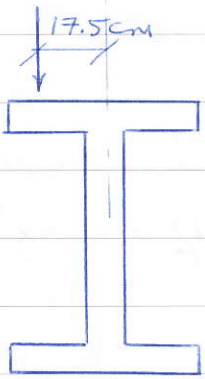
(1

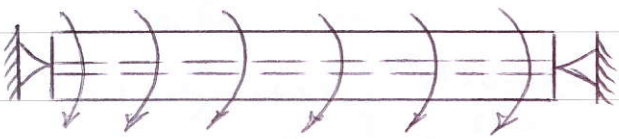
۲) رابطه تعادل جریان برش در روی

A روی $\tau_1 t_1 = \tau_2 t_2 + \tau_3 t_3$

مثال: تیر I زیر را در مقابل بتش طراحی کنید. مطلوبست انتخاب IPB مناسب برای تیر آن داده شده در شکل.







$m = 2.85 \times 0.175$

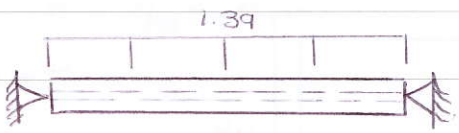
وزن تیر $= 0.2\ t/M$

$M_x = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8}(2.85 + 0.2) 8.4^2 = 26.9\ ton.M$

بتش $m = 2.85 \times 0.175 = 0.5\ ton.M/M$

گذر بتش فوق تبدیل به نیروی عرضی بال می شود.

$q = \frac{M}{h} = \frac{0.5}{0.36} = 1.39\ ton/M$ روی تیر



$M_f = \frac{q l^2}{8} = 1.39 \times \frac{8.4^2}{8} = 12.26\ ton.M$

ضریب $\beta = 0.5$

$M_{fM} = 0.5 \times 12.26 = 6.13\ ton.M$

$f_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_{fM}}{S_f} \leq 0.6 F_y$, $S_f \simeq \frac{1}{2} S_y \Rightarrow \frac{M_x}{S_x} + \frac{2M_{fM}}{S_y} \leq 0.6 F_y$

از آن $S_x = \frac{M_x}{0.6 F_y} + \frac{2M_f}{0.6 F_y} \left(\frac{S_x}{S_y}\right)$ IPB : $S_x/S_y \rightarrow 3$

$S_x = \frac{26.9 \times 10^5}{1440} + \frac{2 \times 6.13 \times 10^3}{1440} \times 3 = 4422\ cm^3$

USE IPB500

$S_x = 4290 \quad S_y = 812 \quad J = 540 \quad C_w = 7018000 \quad G = 187$

$$\lambda = \sqrt{\frac{J}{2.6 C_w}} = \sqrt{\frac{540}{2.6 \times 7018000}} = 0.0054 \ 1/cm$$

$\lambda L = 0.0054 \times 840 = 4.57 \qquad \beta = 0.3$

$$q = \frac{0.5}{(0.5 - 0.028)} = 1.06 \ ton/m$$

IPB500 ← ارتفاع کل مقطع — IPB500 ضخامت بال

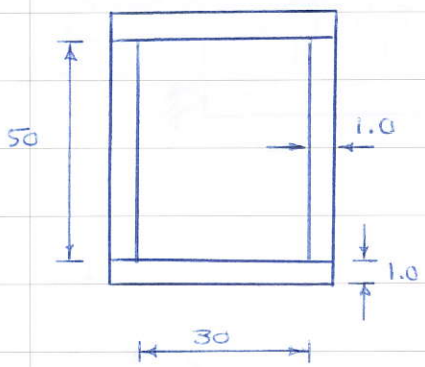
اصلاح شده $M_f = 0.3 \times 1.06 \times \frac{8.4^2}{8} = 2.8 \ ton.m$

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{2M_f}{S_y} = \frac{26.9 \times 10^5}{4290} + \frac{2 \times 2.8 \times 10^5}{842} = 1292 < 1440$$

تنش برشی بین جان و بال همانند مثال قبل توسط ۱۰٪ کنترل شود.

استفاده از مقطع جعبه ای برای مثال فوق

به جای تیر IPB500 مقطع جعبه ای زیر جوابگوی تیر بالا وارده می باشد.



$H = 160 \qquad I_x = 59848 \qquad S_x = 2306$

$$f = \frac{26.9 \times 10^5}{2306} = 1169 \ kg/cm^2$$

کنترل تنش برشی تحت T_{max}

$$q = \tau t = \frac{T}{2A_1}$$

$A_1 = 50 \times 30 = 1500 \qquad$ تحت $T = 0.5 \times 8.4/2 = 2.1 \ ton.m$

$$\tau = \frac{2.1 \times 10^5}{2 \times 1500 \times 1} = 70 \ kg/cm^2$$

10_3 / 10_8 / 10_10 / 10_11 / 10_14

تمرین

نکته: برای بدست آوردن تنش‌های ناشی از بارگذاری با روش کمی بصورت زیر عمل می‌کنیم:

تنش‌های ناشی از بار قائم:
- خمش: ۱) تنش قائم در بال — $f_b = \frac{M}{S_x}$ (S_x کل مقطع)
- برش: ۲) تنش برشی در بال (لبه جان) — $f_v = \frac{VQ}{It}$
  ۳) تنش برشی در جان — $f_v = \frac{V}{d\,t_w}$

تنش‌های ناشی از پیچش:
- پیچش (تابیدگی): $T \leftarrow P_H \leftarrow$ نمودار لنگر و برش برای یک بال متصلی با P_H اجایی
  بال f & flange
  ۱) تنش قائم در بال متصلی — $f_{b_w} = \frac{M_f}{S_f}$
  ۲) تنش برشی در بال متصلی — $f_{v_w} = 1.5\frac{V_f}{A_f}$
- پیچش (سن ونان): مقطع باز ← محاسبه J
  ۱) تنش برشی در بال — بال $f_{vs} = \frac{M_z t_f}{J}$
  ۲) تنش برشی در جان — جان $f_{vs} = \frac{M_z t_w}{J}$
  ($M_z \leftarrow$ پیچش کل مقطع)

- Σ تنش قائم =
- Σ تنش برشی بال =
- Σ تنش برشی جان =

← اصلاح دوش: تفاضلان مربوط به پیچش تابیدگی برای بال اصلاح می‌گردد.

$$\lambda L = \sqrt{\frac{GJ}{EC_w}}\cdot L^{(cm)} \;\rightarrow\; a \;\rightarrow\; \beta \;\Rightarrow\; M_{f_N} = \beta M_f$$

$\rightarrow$ تنش قائم در بال متصلی $f_b = \frac{M_{f_N}}{S_f}$

($\frac{G}{E} = \frac{1}{2.6}$ ، $J = \sum \frac{1}{3} b t^3$ ، $C_w = I_f \frac{h^2}{2}$) ← فاصله وسط به وسط دو بال ← لنگر ژیروسکوپی

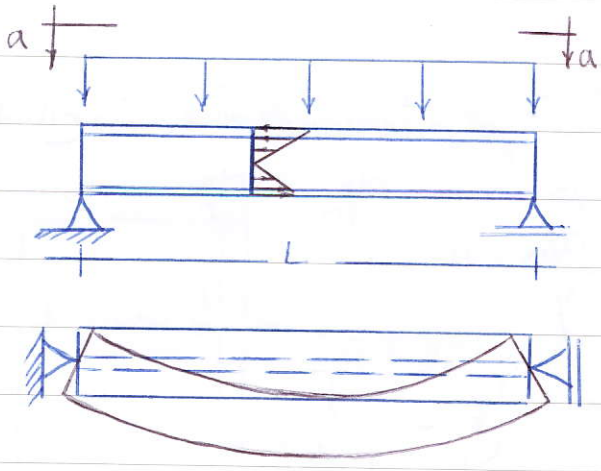
در طراحی:
$$f = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_f}{S_f} \le 0.6F_y \rightarrow \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_f}{S_{y/2}} \le 0.6F_y$$
$$\rightarrow \text{min } S_x = \frac{M_x}{0.6F_y} + \frac{2M_f}{0.6F_y}\left(\frac{S_x}{S_y}\right)$$

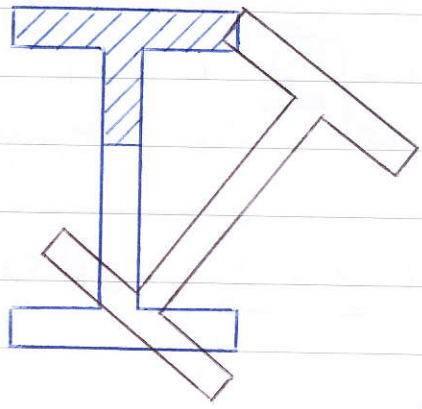
حمید کاظم

فصل یازدهم:

«تیرهای بدون انکای جانبی»
Lateral Buckling

در فصول قبل موضوع تیرها با انکار جانبی مورد بررسی قرار گرفت. ملاحظه نمودیم که در این نوع تیرها همیشه فرض بر این بوده است که از حرکت جانبی بال فشاری جلوگیری شده است. بنابراین تنش خمشی مجاز (فشاری یا کششی) معادل مانند $0.6F_y$ یا $0.66F_y$ انتخاب می‌گردید. اما در عمل همیشه امکان کمانش جانبی بال فشاری نیست و ممکن است بال فشاری تیر در طول مسافتی آزاد باشد. در این حالت بال فشاری تیر همراه قسمتی از جان مانند یک ستون عمل می‌نماید که محور ضعیف آن محور قائم تیر است. بنابراین این ستون فرضی تمایل دارد که حول محور ضعیف خود کمانه نموده و از حالت مستقیم خارج شود. از طرف دیگر بال کششی در وضعیت خود استقرار دارد. بنابراین با پدیده خاصی روبرو می‌شویم که بال فشاری تمایل به کمانش و بال کششی تمایل به پایداری دارد. اندرکنش این دو پدیده، پدیده خاصی به نام کمانش جانبی بال فشاری می‌باشد. به علت این پدیده نمی‌توانیم از تمام ظرفیت خمشی تیر استفاده نماییم و تنش مجاز خمشی باید کاهش داده شود.

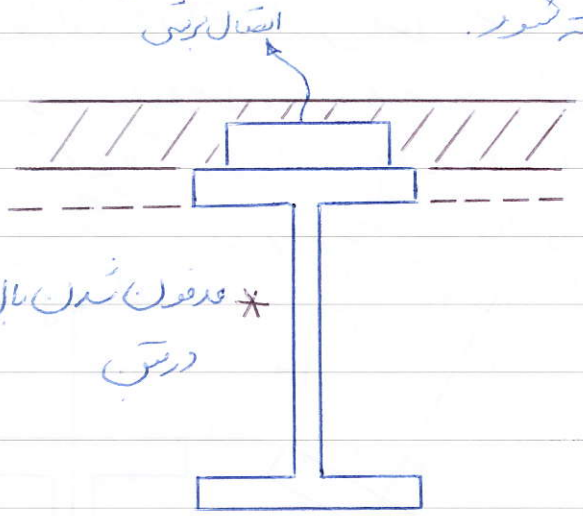


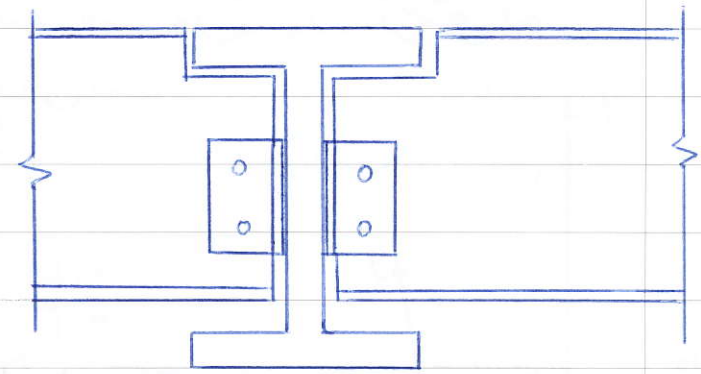


تکیه‌گاه جانبی بال فشاری:

طراحان سعی می‌نمایند بال فشاری تیرها را به نحوی مهار نموده، اصطلاحاً برای آن تکیه‌گاه جانبی ایجاد نمایند. اگر فواصل مهارهای جانبی کم باشد، حالت بال مهار شده و نحوه‌ی تغییر شکل آن مانند موضوع ستون‌های فشرده خواهد بود. اگر فواصل مهاری جانبی زیاد باشد احتمال

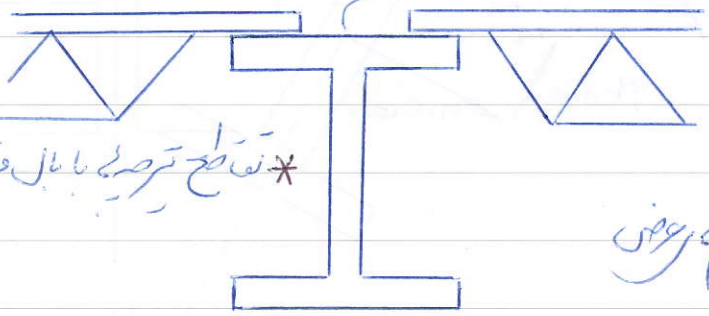
انکه بال فشاری بین کدام یک از گونه های مهاربندی جانبی وجود دارد. به چه صورت جزئیات بندی را برای مهار جانبی بال فشاری در نظر گرفته شود.



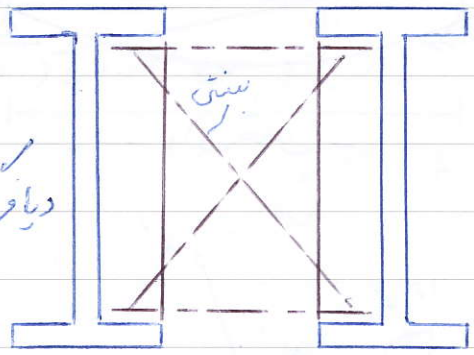


* تقاطع تیر صلب با بال فشاری

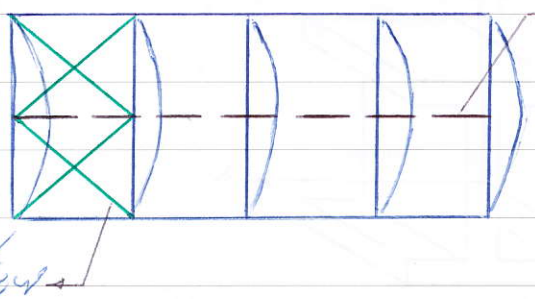
مهار بال فشاری



* تقاطع تیر صلب با بال فشاری



نکته: در مهار جانبی بال فشاری باید دقت داشته باشیم که امکان کمانش جانبی بال فشاری تیر حاصل نشود و سختی موجود نباشد. (برای همین از این موضوع از سیستم مهاربندی ضربدری استفاده می شود)

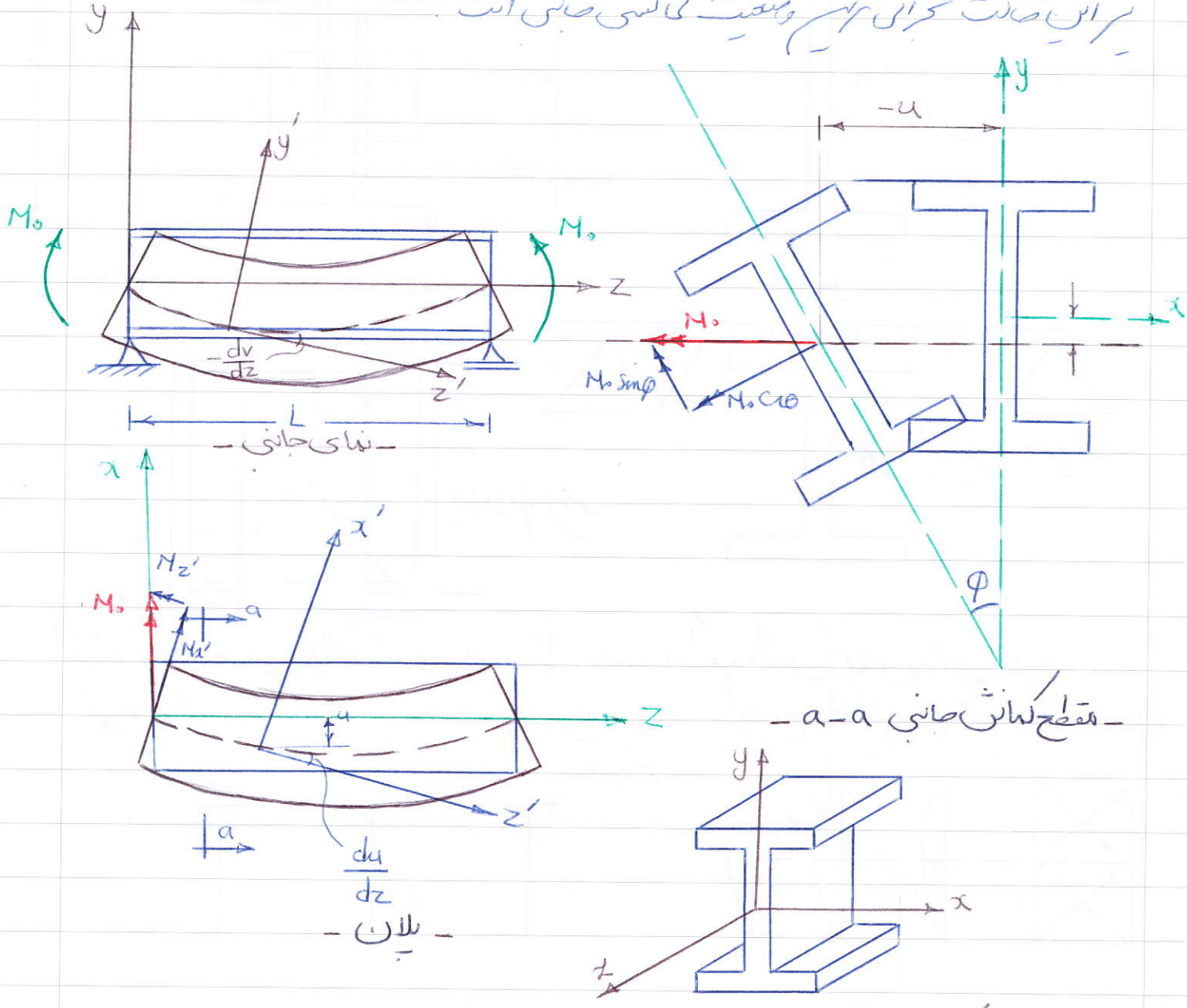


نمایش ترسیم مهار جانبی بال فشاری:

در حالت کلی برای اینکه مهار جانبی بال فشاری علامت گذاری شود از علامات صربدر استفاده می شود

مطالعات نظری کمانش جانبی تیر فلزی - تنش کمانش بحرانی (تیرهای I و ناودانی)

اگر در مطالعات نظری کمانش ستون لهلر، ستون دوسر مفصل با دو بار متمرکز به عنوان ضعیف (از نظر خرشه شدن ستون) در مطالعه نظری کمانش جانبی تیر لهلر، تیر دهانه ساده با دو لنگر متمرکز انتهایی بارگذاری ضعیف خواهد بود. با توجه به ثابت بودن گشتاور خمشی در طول تیر این حالت بحرانی تیر و صعبت کمانش جانبی است.



$$\begin{cases} M_{x'} = M_0 \cos\varphi = M_0 & \text{لنگر خمشی حول محور } x \\ M_{y'} = M_0 \sin\varphi = M_0 \varphi & \text{لنگر خمشی حول محور } y \\ M_{z'} = -\frac{du}{dz} M_0 & \text{لنگر پیچشی حول محور } z \end{cases}$$

u ◄ تغییر مکان در امتداد x

v ◄ تغییر مکان در امتداد y

1) $EI_x \frac{d^2u}{dz^2} = M_x' = M_0$

2) $EI_y \frac{d^2u}{dz^2} = M_y' = M_0 \varphi$

3) $M_z' = -\frac{du}{dz} M_0 = GJ\frac{d\varphi}{dz} - ECw\frac{d^3\varphi}{dz^3}$

از مشتق 3 → 4) $-\frac{d^2u}{dz^2} M_0 = GJ\frac{d^2\varphi}{dz^2} - ECw\frac{d^4\varphi}{dz^4}$

$$\Rightarrow ECw\frac{d^4\varphi}{dz^4} - GJ\frac{d^2\varphi}{dz^2} - \frac{M_0^2}{EI_y}\varphi = 0$$

با حل معادله دیفرانسیل فوق حاکم بر تغییر شکل جانبی و پیچش تیرهای I شکل می‌باشد. از حل معادله دیفرانسیل فوق مقدار بحرانی M_0 یعنی M_{cr} که نقطه آغاز کمانش جانبی است بدست می‌آید.

$$M_0 = M_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^4 E^2 Cw\, Iy}{L^4} + \frac{\pi^2 E Iy GJ}{L^2}}$$

از حاصل رابطه فوق بر S_x تقسیم شود تنش بحرانی کمانش بدست می‌آید.

F_{cr} ◄ تنش بحرانی کمانش جانبی

E ◄ ضریب الاستیسیته

G ◄ ضریب الاستیسیته برشی

Iy ◄ ممان اینرسی مقطع حول محور y

Cw ◄ ثابت پیچیدگی

L ◄ دهانه مهارنشده جانبی

$$F_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^4 E^2 Cw\, Iy}{S_x^2 L^4} + \frac{\pi^2 E Iy GJ}{S_x^2 L^2}}$$

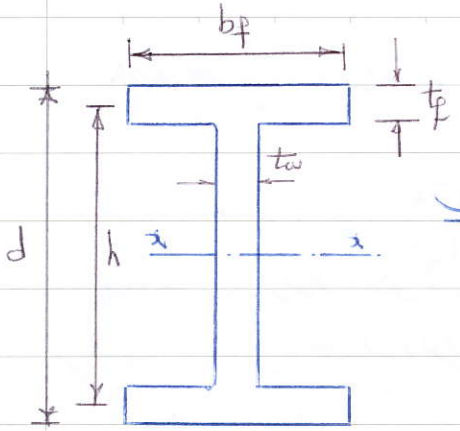
J ◄ ثابت پیچش خالص

S_x ◄ اساس مقطع x

$$C_w = \frac{I_f h^2}{2} \qquad J = \Sigma \frac{1}{3} bt^3$$

حال با استفاده از روابط و نسبت‌های زیر اقدام به ساده‌سازی روابط فوق می‌نماییم.

برقراری روابط ساده برای طرح و محاسبه ◄



$$J = \Sigma \frac{1}{3} bt^3 = 0.28 A t_f^2 \quad (1)$$

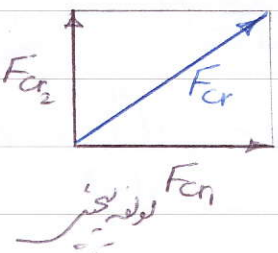
با فرض $(t_w/t_f = 0.5 \quad , \quad A_w = 0.2A)$ ، $r_x = 0.41d$ (2)

$$I_f = 0.5 I_y \ (3) \ , \quad C_w = I_y \frac{h^2}{4} \ (4) \ , \quad h = 0.95d \ (5)$$

$$G = \frac{E}{2.6} \ (6) \ , \quad I_y = A.r_y^2 \ (7) \ , \quad S_x = 2A \frac{r_x^2}{d} \ (8) \ ,$$

$$F_{cr} = \sqrt{\left[\frac{3E}{\frac{Ld}{r_y t_f}}\right]^2 + \left[\frac{14E}{(L/r_y)^2}\right]^2}$$

F_{cr_1} F_{cr_2}



آیین نامه برحای استفاده از جمع بردار، بزرگترین این دو مولفه را ملاک تعیین تنش بحرانی کمانش در نظر می گیرد.

$$\begin{cases} F_{cr} = \dfrac{3E}{\frac{L.d}{r_y t_f}} & \text{مقاومت بحرانی} \\ F_{cr} = \dfrac{14E}{(L/r_y)^2} & \text{مقاومت ستون بال فشاری} \end{cases}$$

استخراج روابط آیین نامه : (ص 23 آیین نامه)

۱) براساس مقاومت بحرانی :

این رابطه تنها در محدوده الاستیک قابل استفاده است.

$$F_{cr} = \frac{3E}{\frac{L.d}{r_y . t_f}}$$

$$(r_y = 0.22 b_f \ , \quad A_f = b_f t_f) \Longrightarrow F_{cr} = \frac{0.66E}{L.d/A_f}$$

مقدار E قرار داده شده، ضریب یکنواختی لنگر C_b اضافه می شود. ضریب اطمینان 1.67 تقسیم می گردد تا مقدار مجاز بدست آید.

$(E = 2.1 \times 10^6 \ kg/cm^2)$

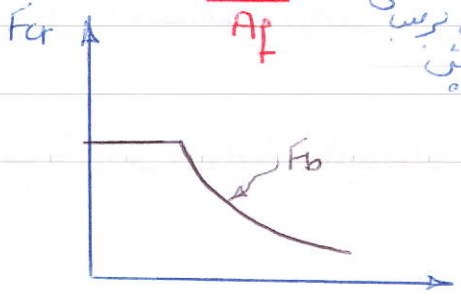
$$(\text{مجاز}) F_b = \frac{84 \times 10^4 C_b}{\frac{L.d}{A_f}} \leq 0.6 F_y$$

L : طول مهار نشده d : ارتفاع مقطع

F_b : تنش مجاز خمشی برشی

A_f : سطح بال کشف

C_b : ضریب یکنواختی لنگر



نکته : لازم به تذکر است که آیین نامه این رابطه را در محدوده غیر ارتجاعی در نظر می گیرد.

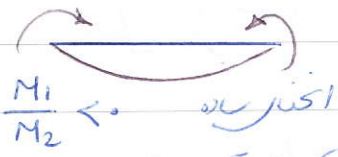
* رابطه تنش مجاز برای مقاومت خمشی در صورتی مجاز است که بال تحت فشار دارای سطح مقطع تقریباً مربع مستطیل و تقویت نبوده و مساحت آن از مساحت بال تحت کشش کمتر نباشد.

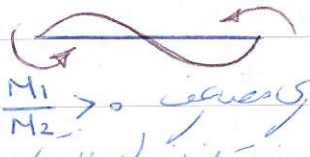
همانطور که گفته شد گاهی تنش حاصل از تیر ساده تحت لنگر انتهایی که دارای عدد اثر لنگر خمشی مثبت می باشد مورد مطالعه قرار گرفت. در اکثر موارد عدد اثر لنگر خمشی تیر مثبت نیست و دارای شکل کمی یا منفی است. این حالت می تواند F_{cr} را بزرگتر نتیجه دهد. به همین علت این عامل ضریب یکنواختی را وارد رابطه کرده به صورت زیر محاسبه می نمایند.

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3$$

M_1 : لنگر انتهایی کوچکتر

M_2 : لنگر انتهایی بزرگتر



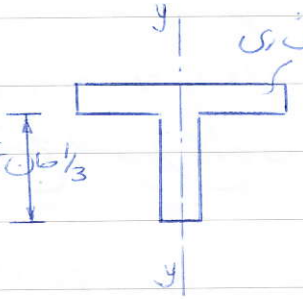


* اگر لنگر طول مهار نشده لنگرهایی برابر از لنگرهای انتهایی باشد $C_b = 1$ است.

۲) مولفه مقاومت ستونی:

$$F_{cr} = \frac{14E}{(L/r_y)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_T)^2} \qquad (r_T = 1.2 r_y)$$



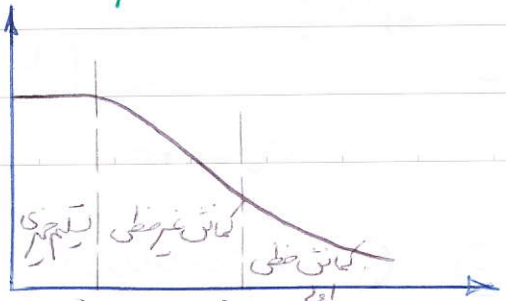
با توجه به این نکته از هر دو رابطه تنش فشاری مجاز برای تنش خمشی مجاز استفاده می گردد.
با توجه به شباهت رابطه فوق با لاغری، برای محاسبه تنش کمانش حاصل بال فشاری از هر دو رابطه مربوطه تنش فشاری مجاز ستون ها استفاده می نمائیم.
توجه به این نکته ضروریست که در این حالت لاغری برابر است طول مهار نشده به r_T ی باشد که شعاع ژیراسیون بال فشاری به اضافه یک سوم ناحیه فشاری جان طول محور قائم است.

$$\lambda = \frac{L}{r_T}$$

L : فاصله دو نقطه مهار جانبی

r_T : شعاع ژیراسیون مقطع T شکل بال فشاری نسبت به محور قائم

λ : لاغری جانبی بال فشاری



$$L_c < \min\left\{\frac{635\, b_f}{\sqrt{F_y}},\ \frac{14\times10^5}{\left(\frac{d}{A_f}\right)F_y}\right.$$

شرایط مقطع فشرده: 1) $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{545}{\sqrt{F_y}}$ 2) $\frac{d}{t_w} \le \frac{5365}{\sqrt{F_y}}$ $\xrightarrow{\lambda < \lambda_B}$ $F_b = 0.66F_y$

$\lambda_B = 2685\sqrt{\frac{C_b}{F_y}}$ لاغر جانبی $\quad \lambda_C = 6000\sqrt{\frac{C_b}{F_y}}$ لاغر جانبی $\quad (\lambda = \frac{L}{r_T})$

۱) تسلیم خمیری:

$\lambda < \lambda_B \Rightarrow F_b = 0.6F_y$

از شرایط مقطع فشرده برقرار بوده و اتکای جانبی نیز بررسی شود می‌توانیم از تنش $0.66F_y$ هم استفاده کنیم

۲) کمانش غیرخطی (غیرالاستیک):

$\lambda_B < \lambda \le \lambda_C \Rightarrow F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y\cdot\lambda^2}{1075\times10^5 C_b}\right]F_y \le 0.6F_y$

۳) کمانش خطی اولر (الاستیک):

$\lambda > \lambda_C \Rightarrow F_b = \frac{120\times10^5}{\lambda^2}C_b \le 0.6F_y$

در نهایت هرکدام از روابط برحسب حالت مقاومت یعنی مقطع یا مقاومت ستونی بال فشاری F_b کوچکتری نتیجه دهد، ملاک طراحی خواهد بود.

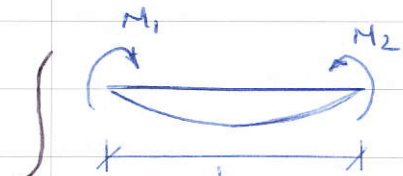
شرح تصویری از ضریب تلورانس لنگر C_b

همانطور که گفته شد C_b تقریبی به منظور لنگر خمشی در فاصله طول مهارنشده L دارد که رابطه آن نیز گفته شد. برای ایجاد حس فیزیکی از این رابطه ابتدا شرح تصویری ارائه می‌شود.

M_1: لنگر انتهایی کوچکتر

M_2: لنگر انتهایی بزرگتر

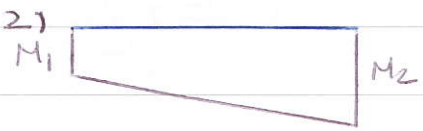
$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \le 2.3$$



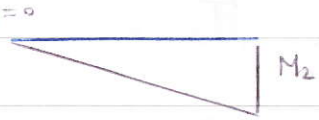
$\frac{M_1}{M_2} < 0$ (دو لنگر مختلف الجهت اند) انحنای ساده

$\frac{M_1}{M_2} > 0$ (هر دو لنگر هم جهت اند) انحنای مضاعف

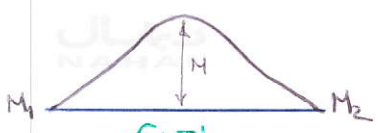
1) $C_b = 1$



2) $1 < C_b \le 1.75$



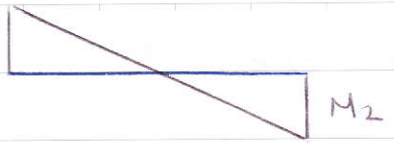
3) $C_b = 1.75$



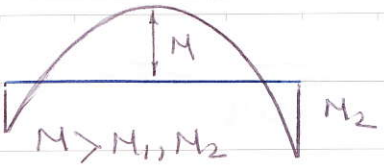
$C_b = 1$

قرارداد خود ما: $(+)$ $(-)$

اگر نمودار ممان در سمت چپ، در بالا قرار داشت حالت چرخش (⟲) می باشد و برعکس.
اگر نمودار ممان در سمت راست، در بالا قرار داشت حالت چرخش (⟳) می باشد و برعکس.

4) 

$\frac{M_2}{M_1} > 0 \quad 1.75 \leq C_b \leq 2.3$

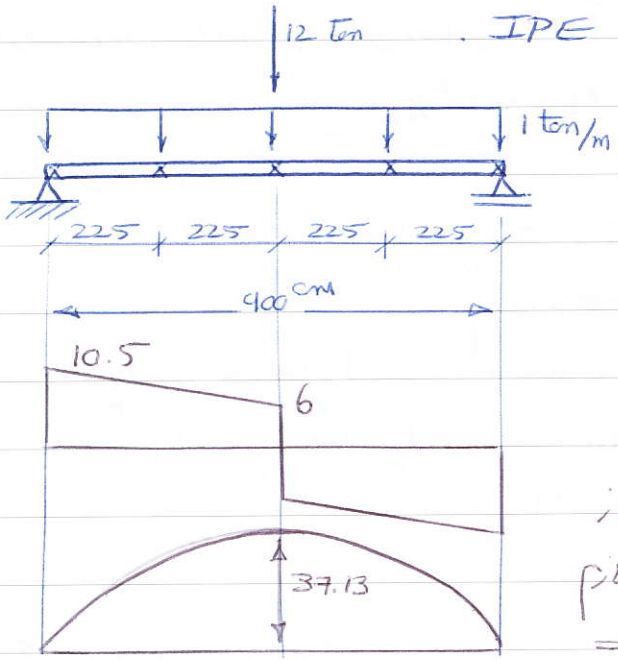
5) 

$C_b = 1$

تذکر: در مورد رابطه مقاومت خمشی (رابطه الف) 8 اگر در رابطه الف $C_b = 1$ اختیار گردد (در جهت اطمینان) یعنی بحرانی ترین حالت، و رابطه مذکور با بزرگترین مقدار آن یعنی $0.6F_y$ قرار داده شود و برای فولاد درجه $F_y = 2400\ kg/cm^2$ در نظر گرفته شود مقدار $\frac{L_d}{A_f} \leq 600$ بدست می آید.

یعنی اگر فاصله نوارهای L از ارتفاع مقطع و مساحت بال فشاری بیشتر باشد این مقدار بزرگتر باشد، بر راحتی می توان از تنش $0.6F_y$ استفاده کرد (در بیشتر موارد)

مثال: تیر ساده‌ای به دهانه 9m تحت بارگذاری زیر قرار دارد. فواصل نوارها 2.25m است. مطلوبست طراحی تیر از نیمرخ IPE.



حل: برای طراحی به F_b نیاز داریم. آن را نمی توانیم داشته باشیم مگر آنکه مقطع اولیه‌ای از تیر در دست باشد بنابراین جهت طراحی ستون لازم است مقدار اولیه‌ای برای F_b اختیار کنیم. با توجه به فواصل کم نوارهای جانبی احتمال می دهیم تنش $0.6F_y$ برسد.

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

$S = \frac{37.13 \times 10^5}{1440} = 2579\ cm^3$

$\Rightarrow$ IPE 600

$S_x = 3070\ cm^3 \quad d = 60\ cm \quad b_f = 22 \quad t_w = 1.2 \quad t_f = 1.9$

$G = 0.122\ kg/m$

$\frac{L_d}{A_f} = \frac{225 \times 60}{22 \times 1.9} = 323 \ll 600$

$\Rightarrow F_b = 0.6 F_y$

شرط انکار جانبی و مقطع فشرده نیز کنترل می شود.

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{22}{2\times1.9} = 5.8 < \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.1 \quad \text{o.k}$$

فواصل مهارهای جانبی:

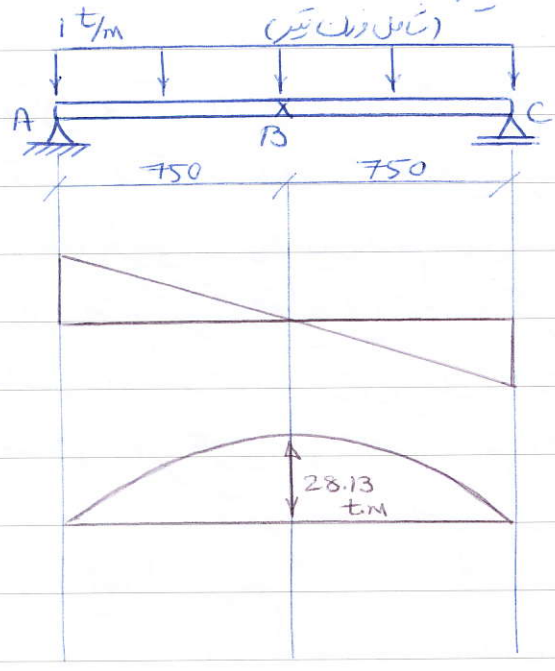
$$\frac{635}{\sqrt{F_y}} b_f = \frac{635}{\sqrt{2400}} \times 22 = 285 \rightarrow 285 > 225 \ \checkmark$$

$$\frac{14\times10^5}{\left(\frac{d}{A_f}\right)F_y} = \frac{14\times10^5}{\frac{60}{41.8}\times2400} = 406$$

$$F_b = 0.66\times2400 = 1584 \ kg/cm^2$$

$$S = \frac{37.13\times10^5}{1584} = 2344 \rightarrow \text{IPE 550} \quad S_x = 2440$$

مثال: مطلوبست طراحی تیر نشان داده شده در شکل. تیر در دو انتها و وسط دهانه دارای تکیه‌گاه جانبی است.



حل:

با توجه به اینکه فواصل مهارهای جانبی نسبتاً زیاد است، برای حدس اولیه $F_b = 1000 \ kg/cm^2$ در نظر گرفته می‌شود.

$$S = \frac{28.13\times10^5}{1000} = 2813 \ cm^3$$

$\rightarrow$ IPE 600

$S_x = 3070 \ cm^3$ $\quad d = 60 \ cm$ $\quad b_f = 22 \ cm$

$t_w = 1.2 \ cm$ $\quad t_f = 1.9$ $\quad r_y = 4.66$

$W = 122 \ kg/m$

$$\frac{L.d}{A_f} = \frac{750\times60}{22\times1.9} = 1076 > 600$$

محاسبه تنش خمشی مجاز:

برای محاسبه تنش خمشی مجاز کرانی ترین قطعه باید در نظر گرفته شود. در این مثال شرائط هر دو قطعه AB و BC یکسان است.

رابطه الف:

$$F_b = \frac{840000\, C_b}{\frac{Ld}{A_f}}$$

محاسبه C_b: $\quad M_1 = 0 \quad M_2 = 28.13$

$$\frac{M_1}{M_2} = 0 \rightarrow C_b = 1.75$$

$$\Rightarrow F_b = \frac{840000 \times 1.75}{1076} = 1372 \ kg/cm^2$$

راه‌حل ب:

$$\lambda_{1B} = 2685\sqrt{\frac{1.75}{2400}} = 72.5 \qquad \lambda_c = 6000\sqrt{\frac{1.75}{2400}} = 162$$

$$r_T = 1.2 r_y = 1.2 \times 4.66 = 5.59 \rightarrow \lambda = \frac{L}{r_T} = \frac{750}{5.59} = 134.17$$

$$\lambda_{1B} < \lambda = 134.17 < \lambda_c \rightarrow F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times 134.17^2}{1075 \times 10^5 \times 1.75}\right] F_y = 0.44 F_y$$

$$\rightarrow F_b = 1056 \ kg/cm^2$$

$$\begin{cases} F_b = 1372 \\ F_b = 1056 \end{cases} \rightarrow \text{پس } F_b = 1372 \ kg/cm^2$$

$$\text{پس } S = \frac{28.13 \times 10^5}{1372} = 2050 \ cm^3 \rightarrow \text{IPE550}$$

$S_x = 2440 \ cm^3$, $d = 55$, $b_f = 21$, $t_w = 1.1$, $t_f = 1.72$, $r_y = 4.45$

کنترل‌های لازم:

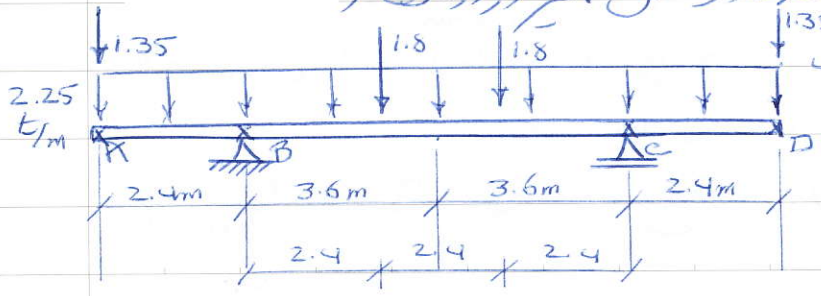
$$\lambda = \frac{L}{r_T} = \frac{750}{5.34} = 140.5$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times 140.45^2}{1075 \times 10^5 \times 1.75}\right] F_y = 0.42 F_y = 996 \ kg/cm^2$$

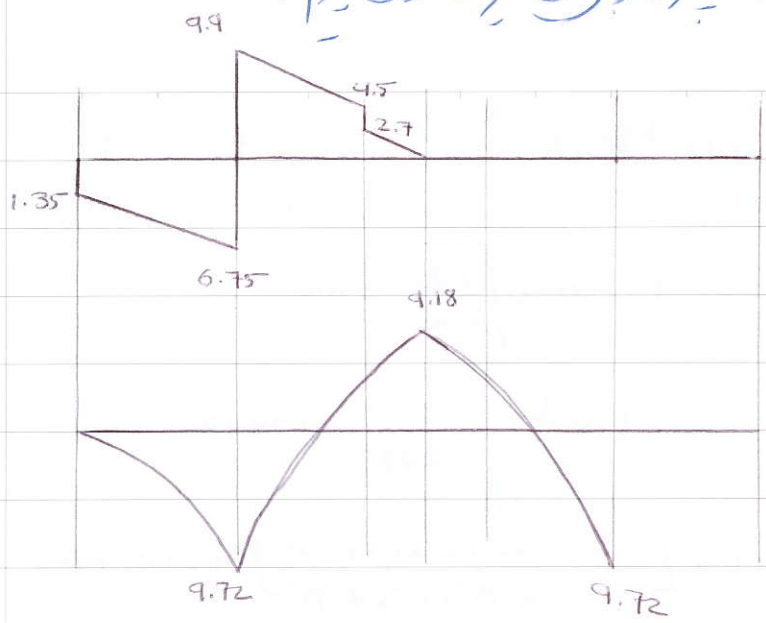
$$\frac{L.d}{A_f} = \frac{750 \times 55}{21 \times 1.72} = 1142 \rightarrow F_b = \frac{840000 \times 1.75}{1142} = 1287 \ kg/cm^2$$

$$\text{پس } S = \frac{28.13 \times 10^5}{1287} = 2186 < 2440$$

مثال: مطلوبست طراحی تیر زیر، داده شده در شکل. تیر در دو انتها و نقاط تکیه گاهی دارای مهاربندی است (در تمرین مهاربندی کنید F_b را محاسبه کنید تا تأثیر مهاربندی بهتر دیده شود)



* تعداد انتخاب تنش مجاز خمشی ناصبه ، تنش مجاز کوچکتر را برای کل تیر در نظر می گیریم .



$F_b = 1200\ kg/cm^2$

$S_x = \frac{9.72 \times 10^5}{1200} = 810\ cm^3$

→ IPE 360

$S_x = 904\ cm^3$, $d = 36cm$

$b_f = 17cm$, $t_w = 0.8$

$t_f = 1.27$

$A_f = 17 \times 1.27 = 21.59\ cm^2$

$r_T = 1.2 r_y = 4.55$

$\lambda = \frac{L}{r_T} = \frac{240}{4.55} = 53$

ناصبه AB :

$M_1 = 0$, $M_2 = 9.72$ → $\frac{M_1}{M_2} = 0$ → $C_b = 1.75$

$\lambda_B = 2685\sqrt{\frac{1.75}{2400}} = 72.5$ $\lambda < \lambda_B$

→ $F_b = 0.6 F_y = 1440\ kg/cm^2$

بال فشاری تقویت نشده :

$F_b = \frac{84 \times 10^4 \times 1.75}{\frac{240 \times 36}{21.59}} = 3673 > 0.6F_y$

لکه تنش تقویت نشده نیز وجود دارد

ناصبه BC :

$\frac{M_1}{M_2} = \frac{-9.72}{9.72} = -1$

→ $C_b = 1.75 + 1.05(-1) + 0.3(-1)^2 = 1$

$L = 7.2m = 720cm$

$F_b = \frac{840000 \times 1}{\frac{720 \times 36}{21.59}} = \frac{840000}{1200.55} = 700$

$\lambda_B = 2685\sqrt{\frac{1}{2400}} = 54.81$ $\lambda_C = 6000\sqrt{\frac{1}{2400}} = 122.47$

$\lambda = \frac{720}{4.55} = 158 > \lambda_C$ ناصبه لولی

$F_b = \frac{120 \times 10^5}{158} \times 1 = 480$

با $F_b = 700\ kg/cm^2$ بقیه محاسبات را شروع می کنیم . (بعهده دانشجو)

تمرین : 11-2 / 11-3 / 11-7 / 11-10 / 11-13 / 11-17 / ۳۰

* نکته تذکری: بعد از انتخاب نیمرخ ضمانت کنترل تنش برشی، تغییر شکل و لهیدگی بین جان و بال و تسلیم موضعی انجام شود.

* برهای استفاده از روابط دوقسمتی این نامه ها می توانند از رابطه یک قسمتی زیر که اثر مقاومت پیچشی ستونی را تا حدی ناچیز منظور می کند استفاده نمود. این رابطه محدود به ناصیه کمانش ارتجاعی بوده و در پاورقی ص 25 آیین نامه ذکر شده است.

$$F_b = 3.5\times10^6 \frac{C_b}{S_{xc}} \left(\frac{I_{yc}}{L}\right) \sqrt{0.772\left(\frac{J}{I_{yc}}\right) + 9.87\left(\frac{d}{L}\right)^2} \leq 0.6F_y$$

S_{xc} و اساس مقطع تیر در حول محور قوی نسبت به دورترین تار بال فشاری

I_{yc} و ممان اینرسی بال فشاری نسبت به محور y

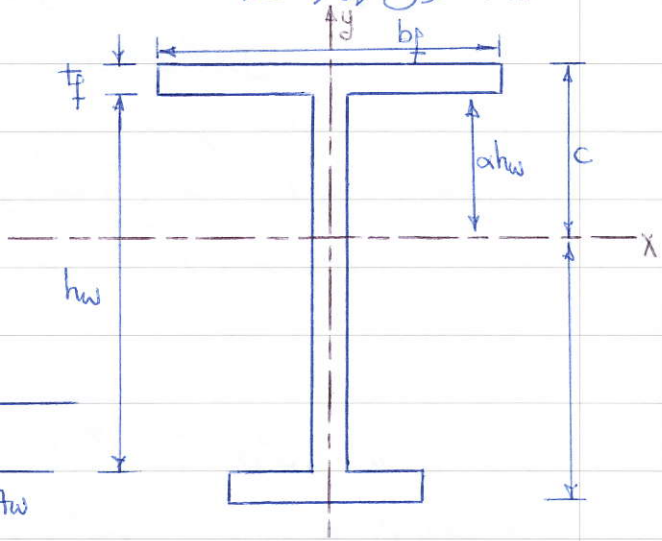
d و ارتفاع کل مقطع

J و ثابت پیچشی سن ونان

L و طول مهار نشده

$J = \frac{1}{3}\sum bt^3$ (t ضخامت مقطع و b طول)

$$\begin{cases} S_{xc} = \dfrac{I_x}{c} \\ J = \sum \dfrac{bt^3}{3} \\ I_{yc} = t_f \dfrac{b_f^3}{12} \end{cases}$$



$$r_T = \sqrt{\frac{\frac{1}{12}t_f b_f^3}{(b_f t_f + \frac{1}{3}\alpha h_w t_w)}} = \sqrt{\frac{I_f}{A_f + \frac{1}{3}A_w}}$$ و حول y

مقادیر بدست آمده از روابط دوقسمتی مقادیر محافظه کارانه تری می باشند.

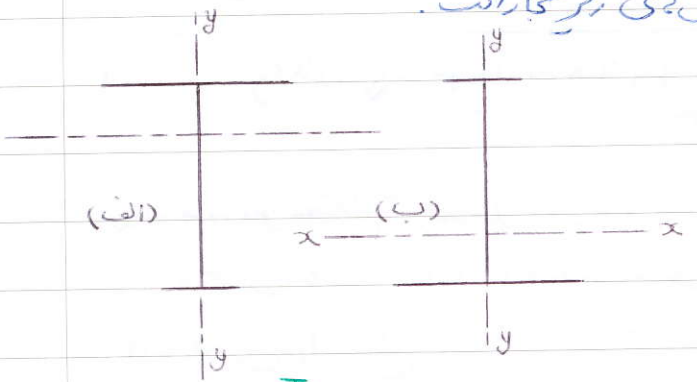
* آیین نامه فقط استفاده از رابطه مقاومت پیچشی را برای مقاطع نامودار مجاز دانسته است. رابطه ستونی در این حالت مقطعی حداکثر درصدود 6٪ در خلاف جهت اطمینان برای بعضی حالت ها می دهد.

$$F_b = \frac{84\times10^6 C_b}{\frac{L\cdot d}{A_f}} \leq 0.6F_y$$

* آیین نامه رابطه‌ای را برای مقاطع Z پیشنهاد نداده است ولی یک روش معمول و منطقی (حتی حالتی) استفاده از نصف مقادیر بدست آمده از روابط 2 و 3 مقاومت متوسطی می باشد.

* شیرخط‌های I غیرمتقارن:

طبق مفاد آیین نامه استفاده از روابط مقاومت پلاستیک و مقاومت متوسط برای محاسبه تنش‌های فشاری مجاز ناشی از خمش برای دو حالت شکل‌های زیر مجاز است.



- این روش برای حالت الف محافظه کارانه است.
در هنگام استفاده از رابطه مقاومت پلاستیک برای هر دو شکل مقابل می‌توان از توصیه‌های ویژه در خصوص استفاده از سطح مقطع معادل بال فشاری طبق رابطه زیر استفاده نمود.

$$A_f = \frac{5 I_y}{b_f^2}$$

b_f: عرض بال فشاری

I_y (شیرخط I با دو بال مساوی): ممان اینرسی کل مقطع حول محور y

I_y (شیرخط I با بال بزرگ‌تر فشاری): دو برابر ممان اینرسی بال فشاری حول محور y

آیین نامه: رابطه $F_b = \frac{84 \times 10^6 C_b}{Ld/A_f} \leq 0.6 F_y$ فقط در حالتی صادق است که بال فشاری بصورت نوار مستطیلی و شکل مقطع آن تقریباً منطبق باشد و مساحت آن کمتر از بال کششی نباشد.

* تنش فشاری مجاز در خمش دوگونه:

طراحان در طراحی لایه‌های بام و تیرهای حمال جرثقیل، با مسئله خمش دوگونه مواجه می‌شوند. مطالعات انجام شده در مورد پایداری بال تحت فشار در خمش دوگونه نشان می‌دهد که لنگر M_y از چندانی بر روی پایداری بال تحت فشار ندارد. براین اساس، دستور طراحی زیر توصیه می‌شود:

روش اول:

۱) کنترل تنش ترکیبی با در نظر گرفتن مصالح پلاستیک

$$F_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq 0.6 F_y$$

۲) کنترل پایداری بال تحت فشار تحت لنگر حول محور قوی تر

$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} \leq$ تنش بدست آمده از روابط مقاومت بخشی و مقاومت تنوی

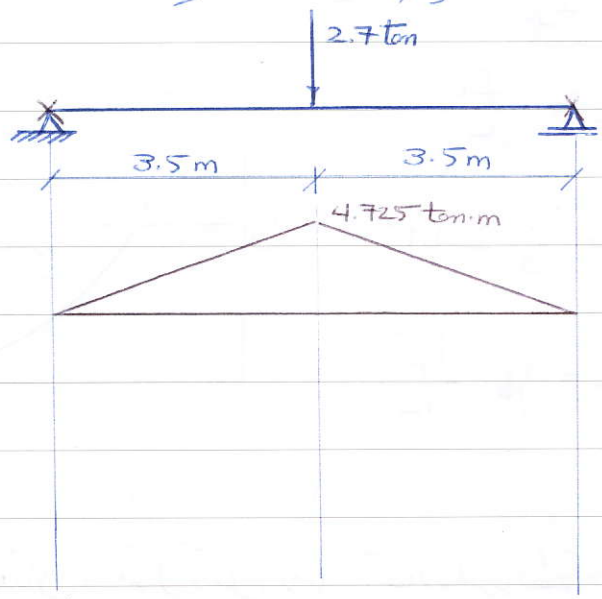
برای کنترل فوق، روش محافظه کارانه تری را می توان به کار برد.

روش دوم:

کنترل تنش ترکیبی برای معیار پایداری مال کت فشاری باشد.

$f_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq$ تنش بدست آمده از روابط مقاومت بخشی و مقاومت تنوی

مثال: مطلوبست طراحی تیر نشان داده شده در شکل. تیر فقط در محل تکیه گاه دارای ابتکای جانبی است.



$F_b = 800 \ kg/cm^2$ فرض اولیه

لازم $S_x = \frac{4.725 \times 10^5}{800} = 591 \ cm^3$

IPE330 , $S_x = 713 cm^3$

$r_T = 1.2 r_y = 1.2(3.55) = 4.26 cm$

$C_b = 1$

$A_f = 16 \times 1.15 = 18.4 \ cm^2$

$\lambda = \frac{L}{r_T} = \frac{700}{4.26} = 164$

$\frac{Ld}{A_f} = \frac{700 \times 33}{18.4} = 1255 \gg 600$

محاسبه F_b بر اثر مقاومت تنوی:

$\lambda = 164 > \lambda_c = \frac{6000}{\sqrt{F_y}} = 122.5 \rightarrow F_b = \left[\frac{120 \times 10^5 \times 1}{164^2}\right] = 446 \ kg/cm^2$

محاسبه F_b بر اثر مقاومت بخشی:

$F_b = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{\frac{700 \times 33}{18.4}} = 669 \ kg/cm^2$ حاکم است

سعی دوم:

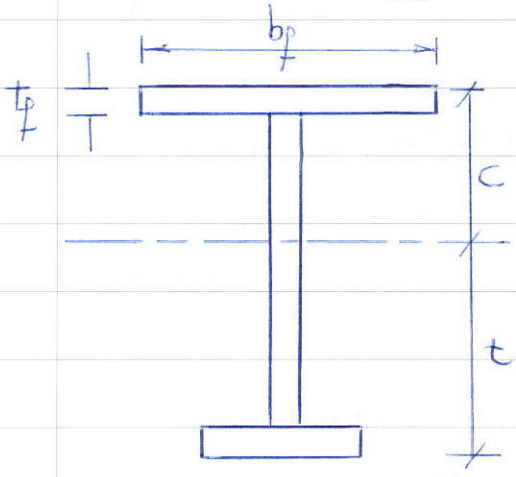
$S_x = \frac{4.725 \times 10^5}{669} = 706 < 713$

$\rightarrow$ USE IPE330

رابطه تک قسمتی:

برای استفاده از روابط ذکر شده رابطه دیگری نیز وجود دارد که اثر مقاومت برشی و لنگر مقطع را به صورت توأم در نظر می‌گیرد. استفاده از این رابطه تأثیر جزئی در افت و خیز دارد. این رابطه از ساده‌سازی F_{cr} و اعمال ضریب اطمینان بر آن حاصل شده و کمانش را فقط در ناحیه ارتجاعی بررسی می‌نماید.

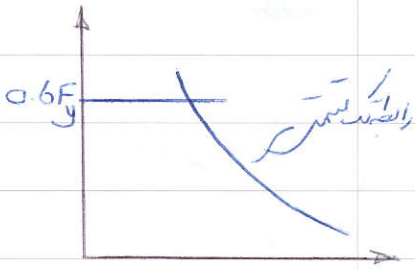
$$F_b = 3.5\times10^6 \frac{C_b}{S_{xc}} \left(\frac{I_{yc}}{L}\right) \sqrt{0.722 \times \frac{J}{I_{yc}} + 2.87\left(\frac{d}{L}\right)^2}$$



$$S_{xc} = \frac{I_x}{c}$$

$$J = \frac{1}{3}\Sigma bt^3$$

$$I_{yc} = t_f \cdot \frac{b_f^3}{12}$$



مثال: مثال قبل را با استفاده از رابطه تک قسمتی حل نمایید.

$$I_{yc} = 1.15 \times \frac{16^3}{12} = 392.53 \qquad J = 28.3\,cm^4 \qquad S_{xc} = 713\,cm^3$$

$$F_b = 3.5\times10^6 \frac{1}{713} \times \frac{392.53}{700} \sqrt{0.722\,\frac{28.3}{392.53} + 9.87\left(\frac{33}{700}\right)^2} = 749\ kg/cm^2$$

خمش ناودانی حول محور قوی:

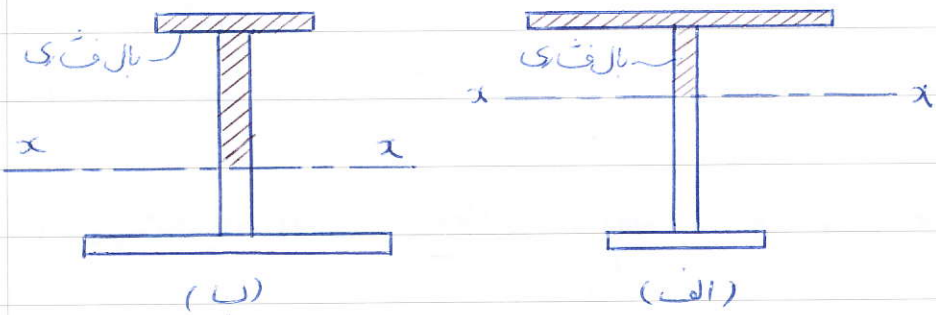
روابط حاصل شده برای تنش خمشی مجاز برای این مقطع I پایه‌گذاری شده‌اند. خمش ناودانی حول محور قوی شباهت‌هایی به خمش تیرهای I دارد ولی به طور کامل مشابه آن نیست. مطالعات انجام شده توصیه می‌نماید که برای ناودانی‌ها از رابطه مقاومت تجمعی استفاده شود و رابطه مقاومت سنتی مورد استفاده قرار نگیرد.

خمش تیرهای Z حول محور قوی x:

با توجه به عدم تقارن نیمرخ Z حول محور x خمش از نوع کج می باشد و باید برای تحلیل خمش، از روابط مربوطه استفاده شود. توصیه می شود المانهای مقاطع (رصانی مورد استفاده قرار گیرند به امکان مهار جانبی بال فشاری وجود داشته باشد. اگر بطالی نتوانستیم مهار جانبی کافی تأمین نمائیم، استفاده از 50٪ رابطه کمانش موضعی قابل توصیه است.

نیمرخ های I نامتقارن:

تا به حال کتب ما محدود به نیمرخ های I متقارن حول محور x و y بود. (بحال حالات متعددی پیش می آید که نیمرخ حول محور x متقارن نباشد.



(بحال استفاده از
(الف) نیمرخ می دهد،
چون طراح سعی دارد
با قوی تر کردن بال فشاری
مقاومت کمانش جانبی را
افزایش دهد. تحقیقات انجام شده نشان می دهد که استفاده از روابط دو قسمتی الف و ب و یا رابطه تک قسمتی برای هر دو مقطع مجاز است. توصیه می شود (راین حالت به دو نکته زیر توجه شود.

۱) r_T را از رابطه دقیق حساب کنید (واجب تر است)

۲) هم چنین توصیه می شود که برای بال فشاری مساحت معادل زیر استفاده شود.

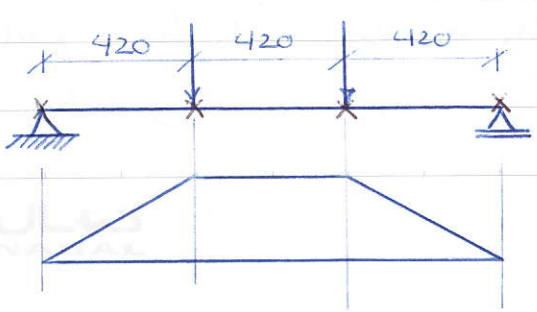
b_f = عرض بال فشاری

$2I_f = I_y$

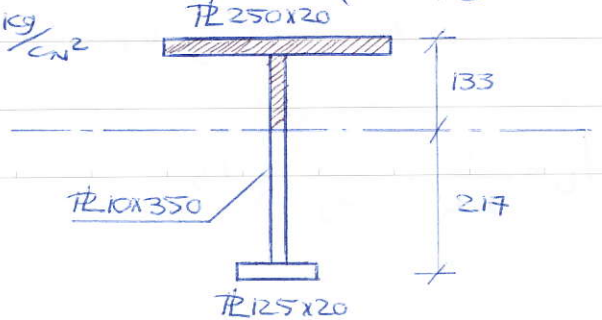
لنگر اینرسی بال فشاری حول محور y

معادل $A_f = \frac{5 I_y}{b_f^2}$

مثال: در تیر زیر بار داده شده تنش خمشی مجاز را محاسبه کنید.



$F_y = 3600\ kg/cm^2$



$A = 110\ cm^2$ $\quad I_x = 27322$ $\quad S_t = 1786.29$ $\quad S_b = 1152.4$

$I_f = 2 \times \frac{25^3}{12} = 2604.17$ $\quad C_b = 1$

$r_T = \sqrt{\frac{I_T}{A_T}} = \sqrt{\frac{2 \times 25^3/12 + \cdots}{25 \times 2 + \frac{13.3}{3} \times 1}} = 6.92$ $\quad \lambda = \frac{L}{r} = \frac{420}{6.92} = 60.7$

$F_y = 3600\ kg/cm^2 \longrightarrow \lambda_B = 45\ ,\ \lambda_C = 100$

رابطه کمانش ستونی:

$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600 \times 60.7^2}{1075 \times 10^5 \times 1}\right] 3600 = 0.54 \times 3600 = 1956\ kg/cm^2$

استفاده از رابطه مقاومت بخشی:

حداقل $A_f = \frac{5 I_y}{b_f^2}$

$I_y = 2 I_f = 2 \times \frac{2 \times 25^3}{12} = 5208$ $\quad A_f = \frac{5 \times 5208}{25^2} = 41.67\ cm^2$

$F_b = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{\frac{420 \times 39}{41.67}} = 2146 \leq 0.6 F_y$ حکم

تنش مجاز خمش دوگونه:

در مقاطعی مثل طراحی تیرهای پرپس جرثقیل های سقفی یا لانه های با خمش دوگونه مواجه می شویم. مطالعات نشان می دهد که لنگر خمش حول محور ضعیف اثر قابل توجهی در کمانش سایل فاری ندارد، لذا روش طراحی به شرح زیر توصیه می شود.

۱) کنترل تنش ترکیبی فقط با اعضای تسلیم.

$f_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq 0.6 F_y$

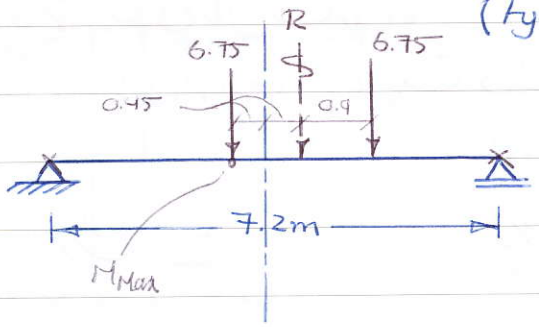
۲) کنترل خمش حول محور قوی با توصیه به روابط کمانش جانبی

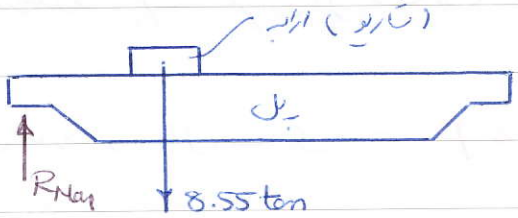
$f_b = \frac{M_x}{S_x} \leq F_b$ (حاصل از روابط کمانش جانبی)

۳) روش محافظه کارانه: می توان تنش ترکیبی را به جای مقایسه با $0.6F_y$ با F_b حاصل از روابط کمانش جانبی مقایسه کرد که نتیجه محافظه کارانه است.

$f_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq F_b$

مثال: تیر ساده‌ای به دهانه 7.2m به عنوان تیر عبور راه حرکتی (تیر زیر جرثقیل) مطابق شکل مورد استفاده قرار می‌گیرد. بال فشاری فقط در دو نقطه تکیه‌گاهی تیر مهار شده است. ظرفیت حرکتی سقفی 8.55 ton و وزن ریل آن 2.7 ton، وزن ارابه و قلاب 0.9 ton، فاصله چرخ‌ها از هم 1.8 m می‌باشد. طول دهانه تیر حرکتی معلوم نیست. $C_{min} = 0$ تعیین کنید. ($F_y = 2400\ kg/cm^2$)





بار زنده:

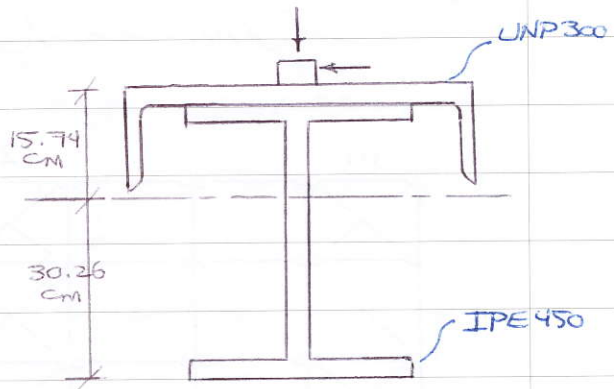
$R_{Max} = \frac{2.71}{2} + 0.9 + 8.55 = 10.8$ ton

بار مرده: 25 درصد زنده $= 2.7$ ton

$R = 13.5$ ton

بار عرضی افقی:

$\frac{1}{2}(8.55 + 0.9)\,0.2 = 0.945$ ton



IPE450:

$I_x = 50183\ cm^4$ $A_f = 86.54\ cm^2$

$I_y = 8864.5\ cm^4$ $r_T = 9.89\ cm$

محاسبه تنش خمشی مجاز:

$\lambda = \frac{L}{r_T} = \frac{720}{9.89} = 72.8$ $C_b = 1$

$\lambda_B = 55$, $\lambda_C = 122$ $\lambda_B < \lambda < \lambda_C$

$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times 72.8^2}{1075 \times 10^5 \times 1}\right] 2400 = 1316\ kg/cm^2$

رابطه مقاومت تحتی:

$F_b = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{\frac{720 \times 46}{86.54}} = 2194\ kg/cm^2$

$\Rightarrow F_b = 0.6 F_y = 1440\ kg/cm^2$

محاسبه تنش برشی:

وزن تیر $= 0.15$ ton/m $R_A = 6.45$ ton

$M_{Max} = 19.56$ ton.m

بار افقی :

$$M_y = 2.6 \text{ ton.m}$$

$$f_b = \frac{19.56 \times 10^5 \times 15.79}{50183} + \underbrace{\frac{2.6 \times 10^5 \times 15}{88645}}_{I_f} = 1054$$

نحوه مهاربندی بال فشاری :

نیروی که برای مهارهای بال فشاری لازم است درصدود 2٪ نیروی بال فشاری است

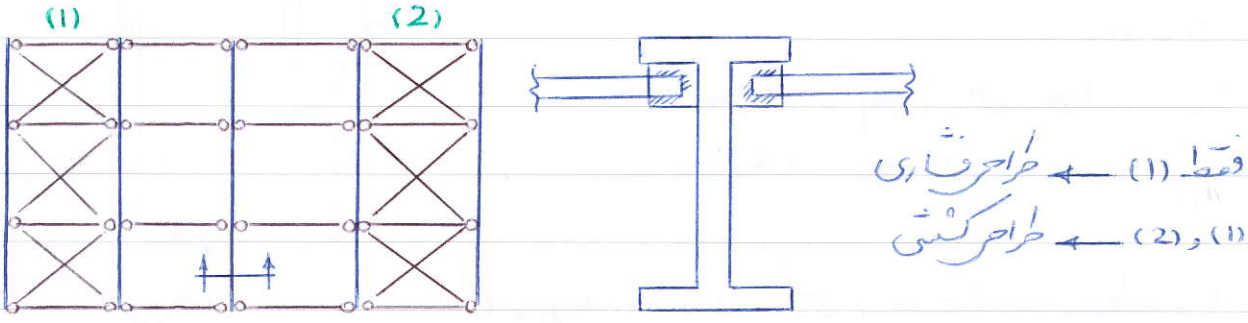
P : نیروی بال فشاری

A_{cf} : مساحت بال فشاری

$0.02\,P$ = نیروی لازم برای مهارهای بال فشاری

$$P = 0.6 F_y A_{cf}$$

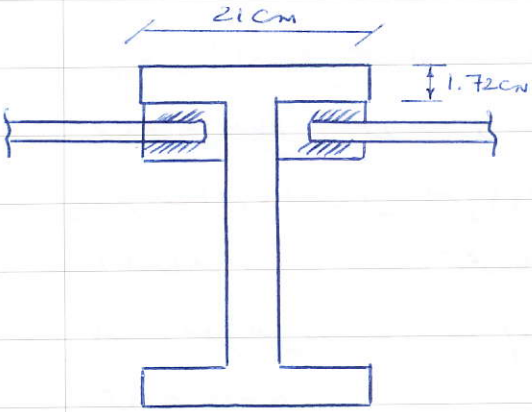
مهاربندی بال فشاری را می توان بصورت کششی یا فشاری طراحی کرد. درصورت کششی سطح مقطع مهار کوچکتر بدست می آید لذا باید مواظب باشیم که مهار به فشار کار نکند



اگر تیر طراحی کششی مهار به کار گذاشته باید کسری دهانه دیگر را مهاربندی کنیم

برای جلوگیری از کمانش جانبی بال باید یک ضیه حتماً مهاربندی شود. اگر فقط یک ضیه مهاربندی شود مهارها باید به فشار طراحی گردند. اگر تیر طراحی مهاربند فقط به کشش کار کند باید ضیه بعد مقابل را نیز مهاربندی کنیم.

مثال: تیری از IPE550 مفروض می باشد. مطلوبست ارائه طرح مهاربندی بال فشاری با توجه به نیازهای جهتی نواحل مهاربند که 3N اضافه شده است. مهاربندی طوری تنظیم شود است که فقط به کشش کار می کند.



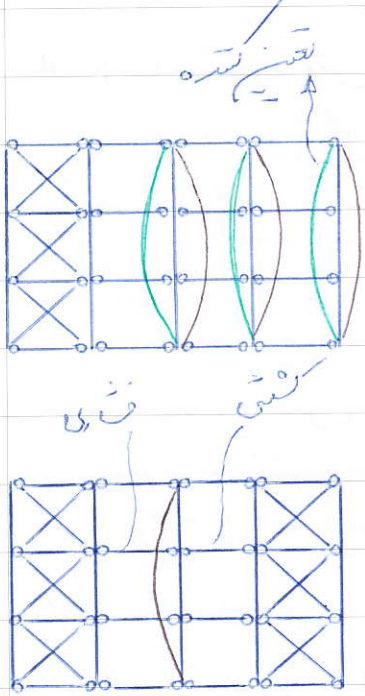
$$\text{وزن مهاربند} = 0.02 \times 21 \times 1.72 \times 0.6 \times 2400 \times 10^{-3}$$
$$= 1.04 \text{ ton}$$

$$F_T = 0.3 F_u = 0.3 \times 3600 = 1080 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{1.04 \times 10}{1080} = 1 \text{ cm}^2$$

$$\phi 12 \;,\; A_s = 1.12 \text{ cm}^2$$

در صورت طراحی مهاربند فشاری استفاده از شرح شکل توصیه می شود.



نقطه (1) (فشاری): در این حالت کل مهاری ای نقش یا با هم به کشش می افتد و یا با هم به فشاری افتد. بن به علت اثر کمانش بهتر است طراحی را فشاری انجام دهیم. معمولاً از این استفاده می کردد.

(1) و (2) (کششی): در این حالت تیر هر طراحی حرکت کند مهاربندها هم کششی می شوند و هم فشاری. با صرفنظر کردن از اثر کمانش برای مهاربندهای فشاری کاری می کنیم که مهاربندهای کششی نیروها را تحمل کنند. پس طراحی را به کشش انجام می دهیم.

حمید کاظم

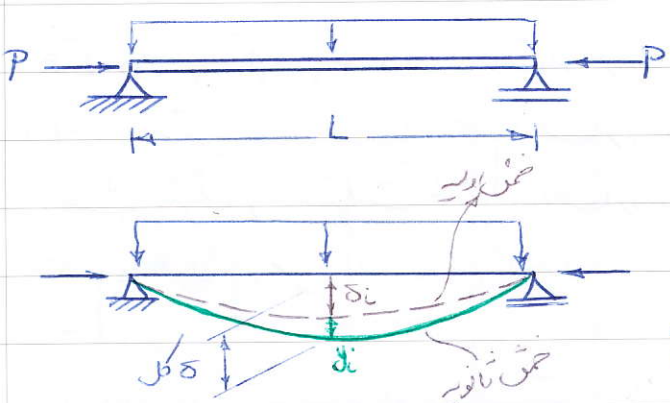
فصل دوازدهم

تیرستون‌ها

(Beam – Columns)

تیرستون‌ها اعضایی هستند که توأمان تحت تأثیر نیروی فشاری و لنگر خمشی قرار می‌گیرند. به‌عنوان مثال ستون‌های که سقف خمشی در آن‌ها وجود دارد در زمره تیرستون‌ها قرار دارند. اثر متقابل یا اندرکنش نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی یک اثر خطی نیست، یعنی قانون جمع آثار قوا در مورد آن صادق نمی‌باشد. یعنی نمی‌توانیم یک مرتبه نیروی فشاری را اعمال نموده و بار دیگر لنگر خمشی را اعمال نماییم و بعد اثر آن‌ها را با هم جمع کنیم. این عمل در مورد تیرستون‌ها صحیح نمی‌باشد.

در تیرستون‌ها باید اثر نیروی محوری و لنگر خمشی به‌صورت توأمان بررسی گردد. برای بیان موضوع مثال زیر را به‌صورت کیفی مطالعه می‌کنیم.



با اعمال بار خارجی خمش اولیه در تیرستون بوجود آمده و تغییر شکل در آن بوجود می‌آید. به‌این پدیده خمش اولیه گوییم. می‌دانیم بارهای فشاری تمایل به کمانش دارند. با اعمال نیروی محوری P نیز وجود دارد. با اعمال نیروی محوری P خمش ثانویه‌ای که به‌علت حاصلضرب نیروی P در تغییر شکل حاصل است بوجود می‌آید که به آن خمش ثانویه گوییم. خمش ثانویه باعث افزایش تغییر شکل به اندازه y_i می‌شود. به‌این پدیده اثر $P-\delta$ می‌گوییم.

اثر $P-\delta$ یا خمش ثانویه افزاینده است. اگر تغییر مکان y_i در نقطه‌ای متوقف شود تیرستون به وضعیت تعادل رسیده و پایدار است. اگر y_i به‌طور فزاینده افزایش یابد، ناپایداری در تیرستون رخ می‌دهد. در این فصل پایداری تیرستون‌ها مورد توجه قرار خواهد گرفت.

$$\delta = \delta_i + y_i$$

(δ_i: از خمش اولیه، y_i: از خمش ثانویه)

همچنین لوله می‌تواند ناشی از بارهای جانبی، لنگر خمشی در دو انتهای عضو و یا هر ترکیبی از آن‌ها باشد.

مطالعه‌ی تیرستون‌ها:

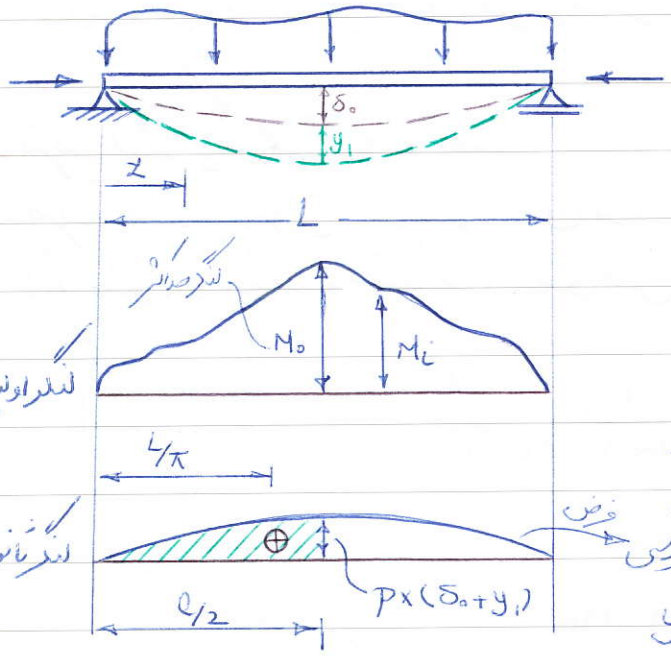
تیرستون‌ها را در دو حالت کلی مطالعه می‌نماییم:

الف) تیرستون‌ها بدون انتقال جانبی دو انتها

ب) تیرستون‌ها با انتقال جانبی دو انتها

هر دو حالت می‌توانند زیرگروه‌هایی داشته باشند.

الف-۱) تیرستون بدون انتقال جانبی دو انتها - انتهای ساده:



δ_0 : مقدار y در وسط دهانه

y_1 : مقدار y_1 در وسط دهانه

با این مدل ساده‌ای که ساختیم می‌خواهیم اثر افزایش لنگر را به علت تأثیر تیری خمشی بدست آوریم. توجه شود که تغییر شکل حداکثر ناشی از بار جانبی با y_1 نشان داده شده و لنگر خمشی متناظر آن M_0 در وسط دهانه می‌باشد. همچنین تغییر شکل ثانوی با y_1 نشان داده شده که مقدار حداکثر آن در محل δ_0 نیز با y_1 می‌باشد. در این محل خط‌چین‌ها نیز تغییر شکل افقی است. بنابراین می‌توانیم با توجه به فرض منحنی سینوسی برای لنگر ثانوی مقدار y_1 را با استفاده از قضیه لنگر سطح بدست آوریم.

$$y_1 = \underbrace{\frac{P}{EI}(y_1+\delta_0)\frac{L}{2}\times\frac{2}{\pi}\times\frac{L}{\pi}}_{\text{سطح}}$$

$$\Rightarrow y_1 = (y_1+\delta_0)\frac{PL^2}{\pi^2 EI} \longrightarrow \text{بار بحرانی اویلر } P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

$$y_1 = (y_1 + \delta_0)\frac{P}{P_e} \Rightarrow \delta_0 \frac{\frac{P}{P_e}}{1-\frac{P}{P_e}} = y_1 \quad , \quad P/P_e = \alpha$$

$$\Rightarrow y_1 = \delta_0\left(\frac{\alpha}{1-\alpha}\right)$$

$$y_{Max} = \delta_0 + y_1 = \delta_0 + \delta_0\left(\frac{\alpha}{1-\alpha}\right) \Rightarrow y_{Max} = \delta_0 \frac{1}{1-\alpha} \quad \left(\alpha = \frac{P}{P_e}\right)$$

$\frac{1}{1-\alpha}$ ← ضریب تشدید

به عنوان مثال اگر مقدار نیروی محوری به اندازه نیروی کمانش اویلر گردد $\alpha=1$ می‌شود و ضریب تشدید بی‌نهایت تحمل کرده و عضو ناپایداری متوسن و تیر متوسن می‌باشد.

ـ ضریب تشدید لنگر خمشی:

ضریب تشدید برای تغییر شکل حاصل شد. در عمل مراحل در دنبال ضریب تشدید لنگر خمشی می‌باشد. ضریب تشدید لنگر خمشی را می‌توانیم بصورت زیر بدست آوریم.

$$M_{Max} = M_0 + P y_{Max} = M_0 + P\delta_0 \frac{1}{1-\alpha}$$
$$P = \alpha P_e = \alpha \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

$$M_{Max} = M_0 + \frac{\alpha \pi^2 EI}{L^2} \frac{\delta_0}{1-\alpha} = M_0 A_m$$

ضریب تشدید لنگر خمشی

$$M_{Max} = M_0 A_m \qquad A_m = \frac{1 + \left(\frac{\pi^2 EI \delta_0}{M_0 L^2} - 1\right)\alpha}{1-\alpha}$$

M_0 لنگر اولیه ناشی از بارگذاری

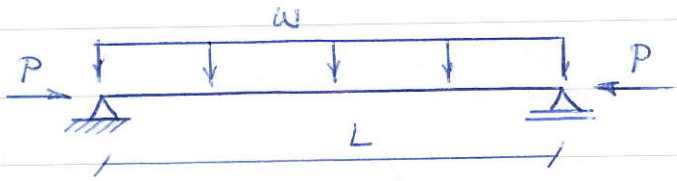
$$\rightarrow A_m = \frac{C_m}{1-\alpha} = \frac{C_m}{1-\frac{P}{P_e}}$$

P نیروی محوری موجود
P_e نیروی کمانش اویلر
C_m ضریب هم‌ممان لنگر خمشی صدا گر اولیه و لنگر خمشی صدا گر ثانوی
A_m ضریب تشدید لنگر خمشی

$M_{Max} = M_0 \cdot A_m \quad , \quad A_m = \frac{C_m}{1-\frac{P}{P_e}} \quad , \quad C_m = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI \delta_0}{M_0 L^2} - 1\right)\frac{P}{P_e}$ و رابطه

ضریب هم‌گذاری نشان دهنده هم‌گذاری بودن لنگر اولیه و ثانویه است که در این مثال فرض کردیم هم‌گذار هستند.

مثال: تیرستون تحت تأثیر بار گسترده یکنواخت قرار دارد. مطلوبست محاسبه ضریب تشدید بر حسب پارامتر بی‌بعد α.



$$A_m = \frac{C_N}{1 - P/P_e}$$

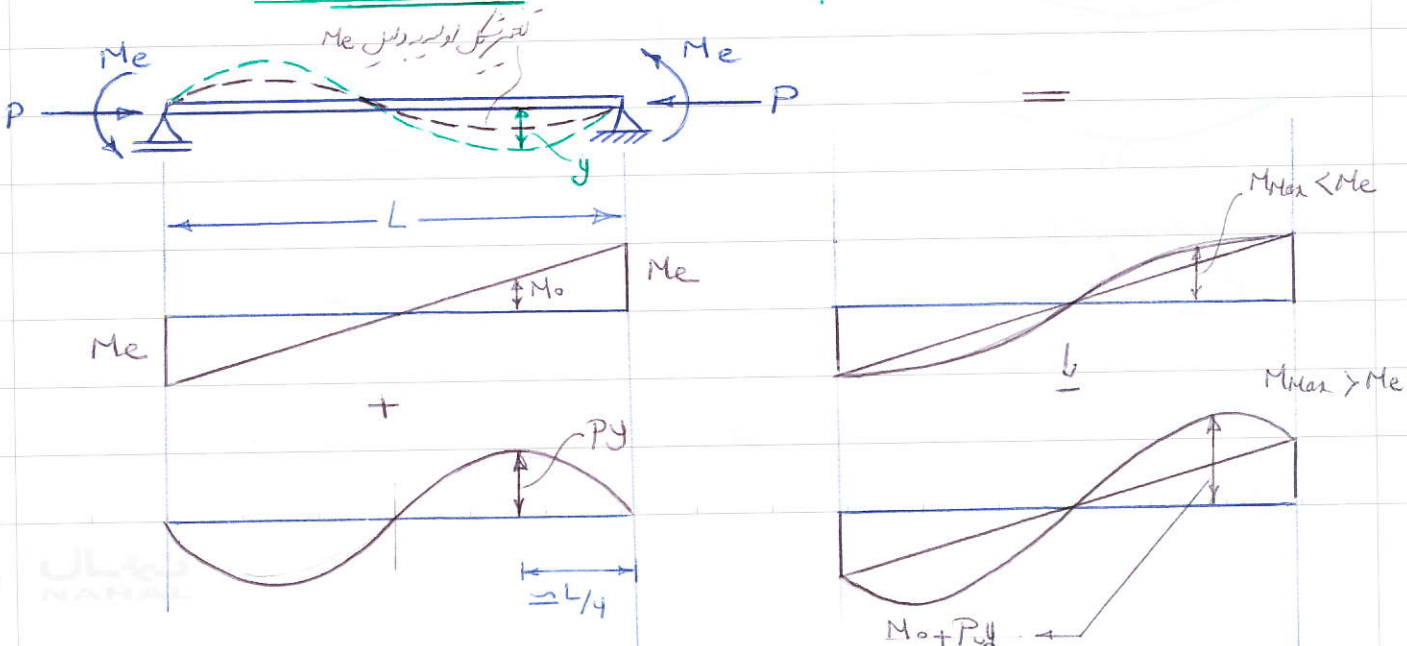
$$C_M = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI\,\delta_0}{M_0 L^2} - 1\right)\alpha \qquad \delta_0 = \frac{5}{384}\frac{WL^4}{EI} \qquad M_0 = \frac{WL^2}{8}$$

$$\rightarrow \frac{\delta_0}{M_0} = \frac{5L^2}{48EI} \Rightarrow C_M = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI}{L^2} \times \frac{5L^2}{48EI} - 1\right)\alpha$$

$$\rightarrow C_M = 1 + \underbrace{0.028\alpha}_{\psi\alpha} = 1 + \psi\alpha$$

α	0.1	0.5	---	0.9	1
A_M	1.114	2.028	---	10.253	∞

الف ـ ۲) تیرستون بدون انتقال جانبی دوانتها ـ لنگرانتهایی با انحنای مضاعف



در حالت اخیر برخلاف حالت اول لنگر حداکثر اولیه در دو انتها و لنگر حداکثر ثانویه صدرصد در نقطه 1/4 دهانه قرار دارد. در نتیجه این دو لنگر ماکزیمم هم مکان نمی باشند. این پدیده باعث می شود ماکزیمم مولفه لنگر تشدید یافته از لنگر اولیه کوچکتر باشد. بدین منظور به دو حالت بررسی خواهیم.

الف) با وجود تشدید لنگر، همچنان بزرگترین لنگر، لنگر اولیه است.

ب) در این حالت لنگر تشدید یافته از لنگر اولیه بزرگتر است.

دقت پایداری ارتجاعی تابت می شود در حالت اخیر مضاعف مقدار تغییر شکل جانبی کل در لحظه آخر در محاسبه می گردد.

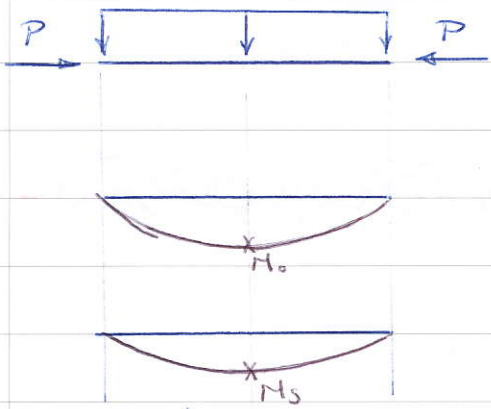
$$y = y_0 \frac{1}{1-\frac{P}{4P_e}} \quad \text{تشدید یافته} \qquad \frac{P}{P_e} = \alpha \Rightarrow y = y_0 \frac{1}{1-\alpha/4}$$

(تغییر مکان یک تیر لنگر اولیه)

ضریب هم ممانی بین محل لنگر خمشی اولیه و ثانویه (C_m)

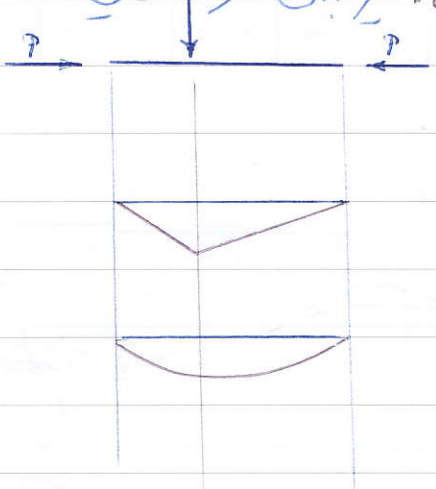
در دو حالت مورد مطالعه ملاحظه کردیم که یکی از سئوالاتی که باید پاسخ داده شود این است که تا چه حدی محل لنگر خمشی اولیه حداکثر و لنگر خمشی ثانویه حداکثر هم منطبق است. برای اینکه توانیم این موضوع را وارد مسئله نماییم برای تیر ستون‌هایی که در سازه انتقال جانبی حالات زیر را مورد توجه قرار می دهیم.

حالت اول: تیر بدون لنگر انتهایی



انتقال هم ممانی دو لنگر زیاد است.

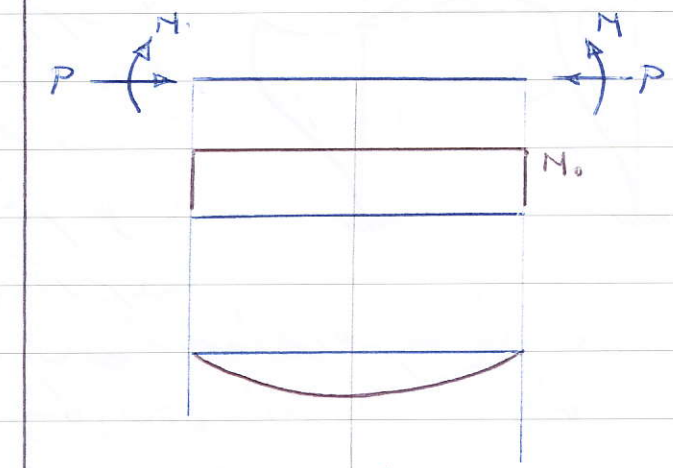
$C_M = 1$



$C_M = 0.85$

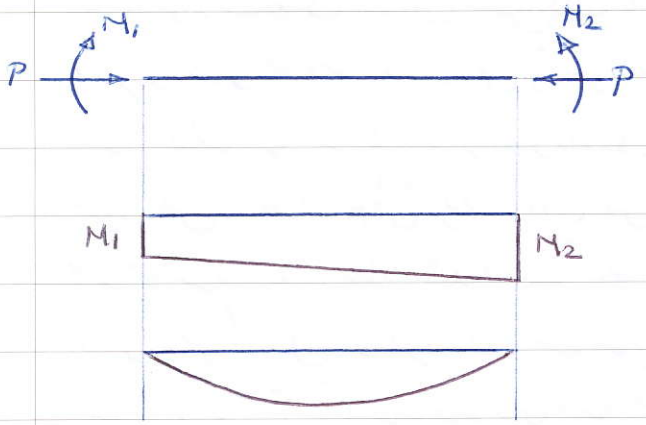
حالت دوم: بدون تغییر مکان جانبی

الف) انحنای ساده (انحنای اصلی)

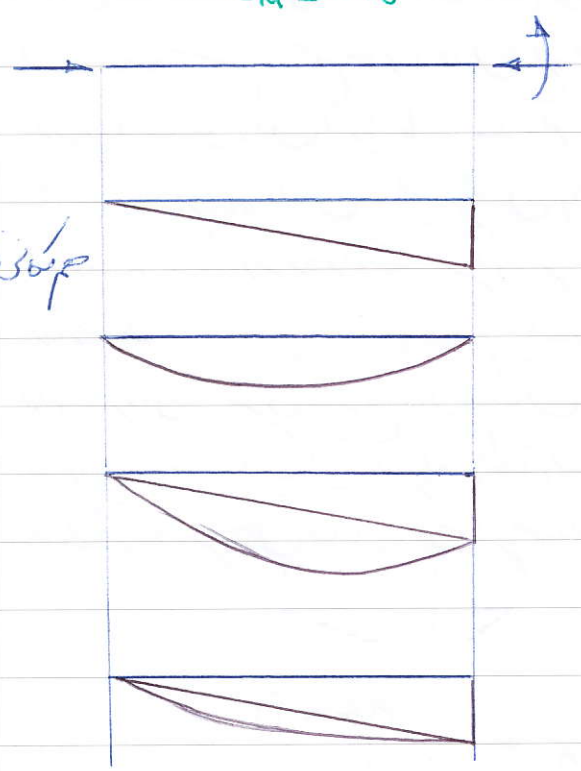


$C_M = 1$

ب) انحنای ساده (انحنای ناشی از)

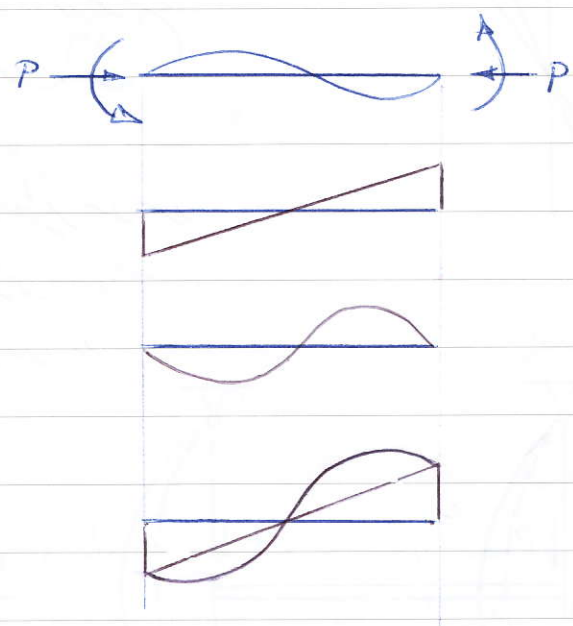


$C_M = 0.8$



$C_M = 0.6$

ج) انحنای مضاعف

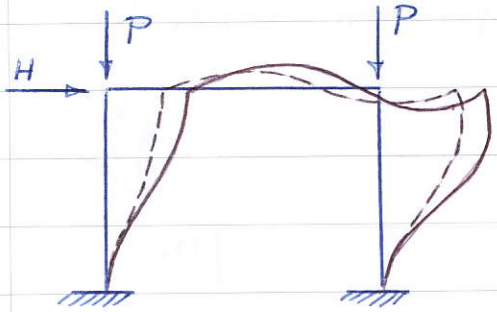


برای تیر ستون‌ها بدون انتقال جانبی دو انحنا داریم:

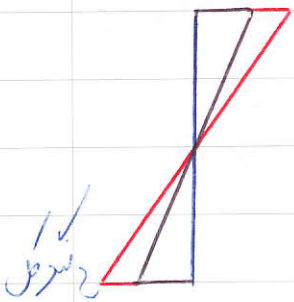
$$A_m = \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_e}} \qquad C_M = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

M_1 و M_2 هم نشانی کوچکتر

ب) تیرستون‌های مهارنشده با انتقال جانبی در انتها

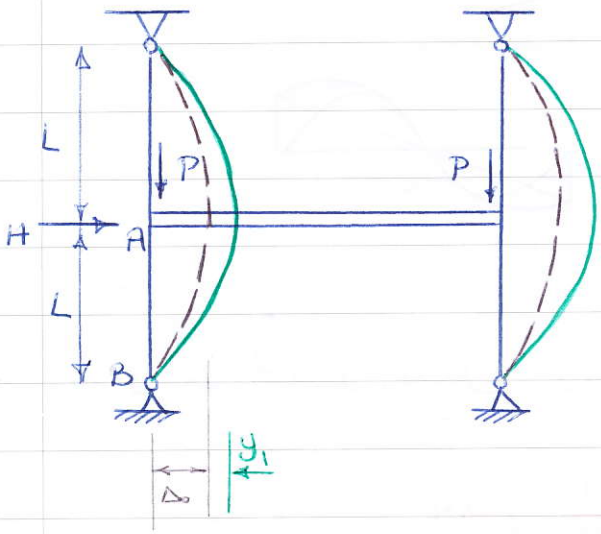


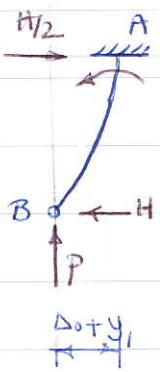
قاب مهارنشده‌ای مطابق شکل تحت تأثیر نیروی جانبی و نیروی محوری مورد مطالعه قرار می‌گیرد. ابتدا نمودار تغییر شکل اولیه بدون توجه به اثر نیروی محوری P تحت اثر نیروی افقی H رسم می‌گردد. این همان تغییر شکل با خط‌چین‌ها نشان داده شده است. حال اثر نیروی محوری P در محل خود قرار داده شود ملاحظه می‌گردد که بواسطه وجود تغییر شکل جانبی مجدداً اثر P-Δ یا خمش ثانویه بوجود می‌آید و تغییر شکل جانبی تشدید یافته و تغییر شکل مطابق شکل نهایی بدست می‌آید. نمودار لنگر خمشی ستون AB نیز دچار تغییر و تحولات می‌شود و تشدید دیگر با هم مکانی کامل رخ می‌دهد.

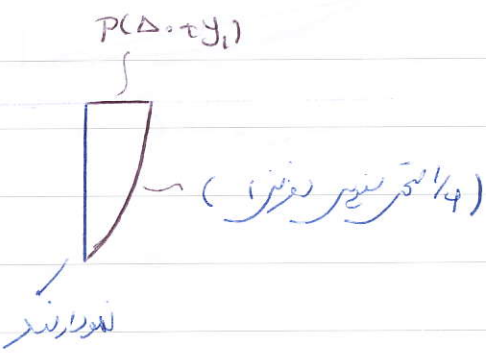


در ادبیات فنی این اثر را با P-Δ نمایش می‌دهند تا مشخص گردد که ناشی از تغییر شکل جانبی است. در سازه‌های مهارنشده، تشدید به‌مراتب بحرانی‌تر است از سازه‌های مهارشده.

برای بررسی نظری موضوع قاب مطابق شکل در نظر گرفته می‌شود. در این قاب اهرم‌دال تیر نقش صلبیت فرض شده است و فقط اثر تغییر شکل جانبی ستون‌ها مورد توجه قرار می‌گیرد.







نمودار لنگر ستون AB

* اثر P-Δ ناشی از تغییر شکل جانبی است.

در نمودار لنگر ستون AB دقت می‌کنیم ملاحظه می‌شود خیلی شبیه نمودار لنگر حالت اول می‌باشد در حقیقت نزدیک مورد مطالعه قرار گرفت (تیرستون بدون انتقال جانبی دوانتها گیردار) در حالت اول داریم $M_{Max} = M_0$ که با توجه به این دو حالت به نظر می‌رسد ضریب C_M ملاحظه می‌شود ضریب و معادله تشدید لنگر را می‌توانیم به صورت زیر بنویسیم:

$$M_{Max} = A_M \cdot M_0 \qquad A_M = \frac{C_M}{1 - P/P_e}$$

ضریب C_M را برای حالت ضربه بار بازولی می‌نامیم. در این حالت C_M برابر است با لنگر حالت اول را M_0 و $2L$ ضربه بازولی آن می‌نامیم.

$$C_M = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI\Delta_0}{4L^2 M_0} - 1\right)\alpha \quad , \quad \begin{cases} M_0 = H L/2 \\ \Delta_0 = \dfrac{(H/2)^2 L^3}{3EI} \end{cases}$$

تغییر مکان ضربه ($\Delta = \frac{PL^3}{3EI}$)

$$C_M = 1 + \left[\frac{\pi^2 EI}{4L^2}\left(\frac{HL^3}{6EI}\right)\left(\frac{2}{HL}\right) - 1\right]\alpha$$

$$C_M = 1 + \left(\frac{\pi^2}{12} - 1\right)\alpha = 1 - 0.18\alpha \qquad \left(\alpha = \frac{P}{P_e}\right)$$

با توجه به نتیجه حاصل برای ستون‌های مهار شده این نامه C_M را عددی بین 0.85 تا 1 در نظر می‌گیرد.

$0.85 \leq C_M \leq 1$ این نامه

جمع بندی حالات الف و ب:

با توجه به مطالب ارائه شده، ملاحظه می‌شود برای تیرستون‌ها لنگر به ازای تغییر محوری بدست می‌آید باید طبق رابطه زیر تشدید گردد.

C_M: ضریب هم مکانی لنگر اولیه و لنگر ثانویه

$$M_{Max} = M_0 \frac{C_M}{1 - \frac{P}{P_e}}$$

الف) تیرستون‌ها بدون انتقال جانبی دوانتها (مهار شده)

الف - ۱) تیرستون‌ها تحت بار جانبی

بدون لنگر انتهایی $C_M = 1$ — با لنگر انتهایی $C_M = 0.85$

الف ـ ۲) تیرستون‌ها تحت لنگر انتهایی (فقط)

M_1 : لنگر انتهایی کوچکتر

$$C_M = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

انحنا ساده $\frac{M_1}{M_2} < 0$ انحنا مضاعف $\frac{M_1}{M_2} > 0$

* تشدید در این حالت را اثر $P-\delta$ گویند *

ب) تیرستون‌ها با انتقال جانبی (قاب‌ها) (مهار نشده)

$$C_M = 0.85$$

* تشدید در این حالت را اثر $P-\Delta$ گویند *

تحلیل‌های $P-\Delta$ و $P-\delta$

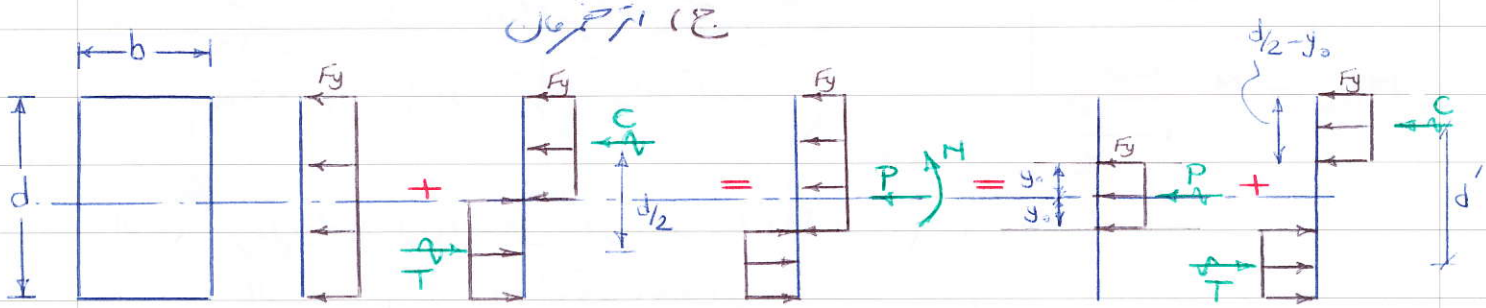
با تغییر آئین‌نامه‌ها بر سختی اعضای خمشی می‌توان تأثیرات $P-\Delta$ را مستقیماً در تحلیل کامپیوتری وارد کرد. برنامه‌هایی نظیر SAP و ETABS و غیره امکان انجام تحلیل $P-\Delta$ دارند. اگر در هنگام تحلیل این انتخاب صورت گیرد تشدید لنگر که خود بصورت خروجی می‌دهد دیگر نیازی به تشدید اثر لنگر به صورت دستی لازم نمی‌باشد.

روابط اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون کوتاه (اندرکنش)

تیرستونی با مقطع مربع مستطیل در نظر بگیرید که تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی است. (وضعیت مقطع در حالت نهایی مورد بررسی قرار می‌گیرد.)

الف) تیرستون تحت بارگذاری تنها ب) تیرستون تحت لنگر خمشی تنها

ج) اثر همزمان



$P_{u_0} = F_y \cdot bd$ (الف) $M_{u_0} = F_y \frac{bd^2}{4}$ (ب) (ج)

Z لساکن پلاستیک

$$\begin{cases} M_u = F_y b\left(\frac{d}{2} - y_0\right)\left[d - \left(\frac{d}{2} - y_0\right)\right] = \frac{F_y b}{4}\left(d^2 - 4y_0^2\right) & (1) \\ P_u = 2F_y\, y_0\, b \rightarrow 4y_0^2 = \frac{P_u^2}{b^2 F_y^2} & (2) \end{cases}$$

$$(1),(2) \Rightarrow M_u = \frac{F_y b}{4}\left(d^2 - \frac{P_u^2}{b^2 F_y^2}\right)$$

$$\rightarrow M_u = \frac{F_y b d^2}{4}\left(1 - \frac{P_u^2}{b^2 d^2 F_y^2}\right) = M_{u_0}\left(1 - \left(\frac{P_u}{P_{u_0}}\right)^2\right)$$

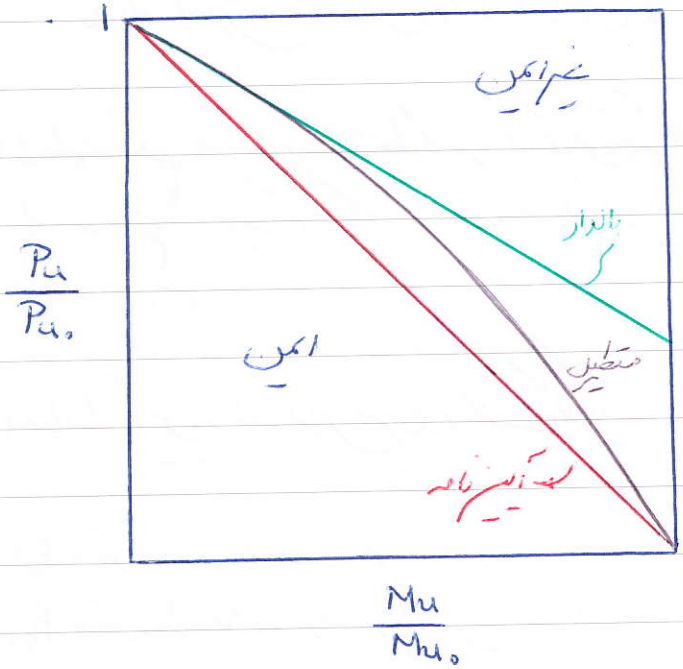
رابطه اندرکنش بصورت مقابل است.

$$\frac{M_u}{M_{u_0}} + \left(\frac{P_u}{P_{u_0}}\right)^2 = 0$$

معادله بالا را در محاسبات می توانیم بصورت زیر نمایش دهیم.

برای تیر ورق‌های بالدار رابطه اندرکنش بصورت زیر می باشد:

$$0.84 \frac{M_u}{M_{u_0}} + \frac{P_u}{P_{u_0}} = 1$$



آیین نامه در مورد احتمال رابطه اندرکنش را بصورت خط مستقیم در نظر گرفته و اصل می باشد استفاده می کند.

روابط محاسباتی آیین نامه در مورد تیر ستون ها:

۱) انتخاب آیین نامه در مورد احتمال:

در سطح تنش مجاز:

$$\frac{P_u}{P_{u_0}} + \frac{M_u}{M_{u_0}} = 1$$

$$\frac{P}{P_a} + \frac{M}{M_a} = 1$$

a : allowable

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 1$$

برحسب تنش :

f_a تنش محوری موجود
F_a تنش محوری مجاز

f_b تنش خمشی موجود
F_b تنش خمشی مجاز

۲) اعمال تشدید لنگر در رابطه اثر متقابل :

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \times \frac{C_M}{1 - P/P_e} = 1$$

P : P_e برحسب تنش نوشته شود (رابطه تشدید)

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \times \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F'_e}} \leq 1 \quad , \quad F'_e = \frac{105 \times 10^5}{\lambda_b^2} \quad (\text{تنش اویلر}) \quad \lambda_b = \frac{KL_b}{r_b}$$

λ_b : لاغری در صفحه خمش (حول محور خمش)

۳) رابطه تسلیم : علاوه بر رابطه کنترل کمانش، آیین نامه مقرری کمانش پیدا کرده تسلیم را شرح زیر در نظر گرفته کنترل کردد که تنش تسلیم نوشته.

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1$$

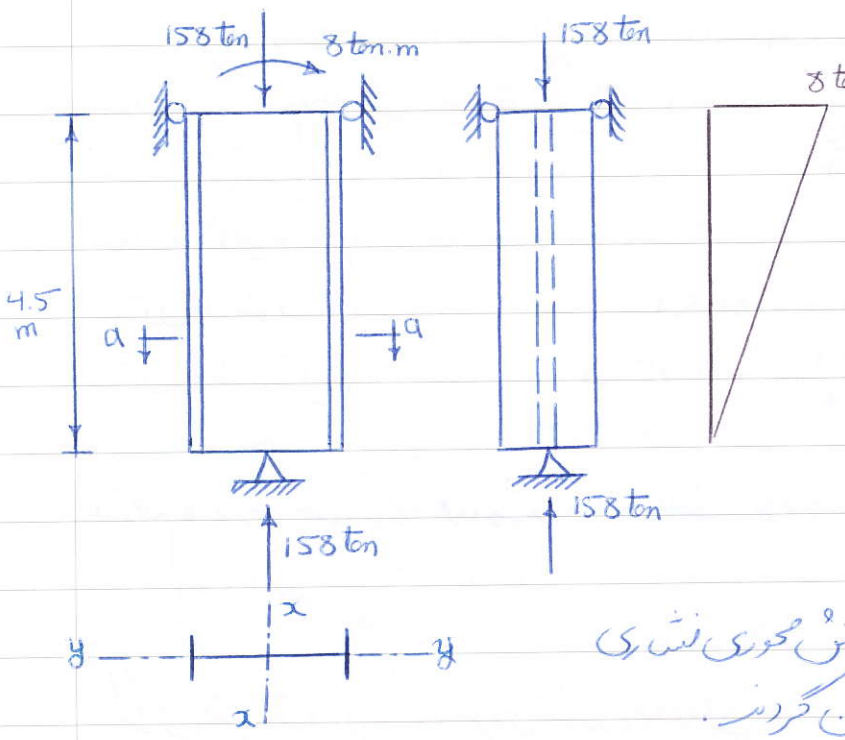
۴) روابط آیین نامه برای نیروی محوری کوچک :

f_a : تنش محوری موجود
f_{bx} : تنش خمشی موجود برحسب لنگر خمش اویلر حول محور x

$$\frac{f_a}{F_a} \leq 0.15 \rightarrow \text{رابطه تسلیم} \begin{cases} \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 1 \\ \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} = 1 \end{cases}$$

* اگر نیروی محوری کوچک باشد طبق رابطه دیگر احتیاجی به محاسبه ضریب تشدید نیست.

مثال: تیرستون زیر داده شده در شکل از IPB400 می باشد. آن را انتخاب و از روابط این نامه کنترل کنید. ($F_y = 2400\ kg/cm^2$)



IPB400 :

$d = 40$ $b_f = 30$ $t_f = 2.4\ cm$

$t_w = 1.35$ $A = 198\ cm^2$

$I_x = 57680\ cm^4$ $I_y = 10820\ cm^4$

$S_x = 2880\ cm^3$ $S_y = 721\ cm^3$

$r_x = 17.1\ cm$ $r_y = 7.4\ cm$

* در مثال مربوطه تیرستون باید لازم است تنش محوری فشاری مجاز و تنش خمشی فشاری مجاز هر دو تعیین گردند.

الف) تعیین تنش فشاری مجاز:

$k_x = k_y = 1$

$\lambda_{Max} = \lambda_y = \frac{1 \times 450}{7.4} = 60.81 \rightarrow F_a = 1167\ kg/cm^2$

$f_a = \frac{158 \times 10^3}{198} = 798\ kg/cm^2$

$\frac{f_a}{F_a} = \frac{798}{1167} = 0.68 > 0.15$

پس تیرستون در رده نیروی محوری مرکز قرار دارد.

ب) تعیین تنش خمشی مجاز:

$r_T = 1.2 \times 7.4 = 8.22\ cm$

$\frac{L}{r_T} = \frac{450}{8.22} = 54.74 = \lambda \quad \lambda_B = 54.66\ ,\ \lambda_C = 122$

$\Rightarrow \lambda_B < \lambda < \lambda_C$

$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \times 54.74^2}{1075 \times 10^5}\right] F_y = 0.6 F_y = 1440\ kg/cm^2$

$f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{8 \times 10^5}{2880} = 277.8\ kg/cm^2$

$\frac{f_b}{F_b} = \frac{277.8}{1440} = 0.2$

محاسبه ضریب C_b:

$\lambda_b = \frac{1 \times 450}{17.1} = 26.32$ محور ضعیف که لاغری حول اینجاست.

$$F'_e = \frac{105 \times 10^5}{26.32^2} = 15157\ kg/cm^2$$

C_m محاسبه : $\frac{M_1}{M_2} = 0 \Rightarrow C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} = 0.6 > 0.4$

$$\Rightarrow \delta = \frac{C_m}{1 - f_a/F'_e} = \frac{0.6}{1 - \frac{797.98}{15157}} = 0.63$$

با توجه به اینکه هم مکانی در بعد اکثر لنگر اولیه و بعد اکثر لنگر ثانویه در این مقطع وجود ندارد ضریب تشدید کوچکتر از ۱ بدست آمده است.

کنترل رابطه تشدید :
$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b}\delta = 0.68 + 0.2 \times 0.63 = 0.81 < 1$$

کنترل رابطه تسلیم :
$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{797.98}{0.6 \times 2400} + \frac{277.8}{1440} = 0.75 < 1$$

نکته مهم : در تیر ستون کی مهار شده، در رابطه F_b باید $C_b = 1$ منظور گردد همچنین نیز C_m در رابطه وجود ندارد.

طراحی تیر ستون کی - نیروی محوری معادل :

در مثال قبل، کنترل یک تیر ستون مورد توجه قرار گرفت. اما در عمل با مسائل طراحی روبرو هستیم. در مسائل طراحی باید با سعی و خطا (متعلق) با استفاده از روش رابطه بدست آمده را طبق روابط آیین نامه کنترل کرد. معمولاً با یکی از روش کی زیر انتخاب اول صورت می گیرد.

۱) تجربیات مهندسی

۲) اگر طراح توانایی این استباط را داشته باشد که کنش حاکم بر طراحی است، می تواند بر اساس لنگر کنش موجود اساس مقطع مناسب و بر اساس آن نیروی مناسب را انتخاب نموده و اقدام به کنترل طبق روابط دقیق نماید.
(لنگر را در جهت ضربه کرده تا از نیروی محوری کمتر نود فشاری حاکم است)

۳) اگر نیروی محوری فشاری حاکم بر طراحی باشد از نیروی محوری معادل استفاده می شود.

بار محوری معادل : در بار محوری معادل لنگر کنش تبدیل به نیروی محوری می شود

رابطه قبلی $f_a + f_b \leq F_a \Rightarrow \frac{P}{A} + \frac{M}{S} = F_a \Rightarrow P + \frac{A}{S}M = F_a A = P_{eq}$

* $BM > P$ ($B(1/m1)$) ← طراحی بر اساس لنگر کنش موجود.
$BM < P$ ($B(1/m1)$) ← طراحی بر اساس بار محوری معادل

$$P_{eq} = P + \frac{A}{S} M \quad \rightarrow \quad B_x = \frac{A}{S_x} \left(\frac{1}{cm}\right) \quad B_y = \frac{A}{S_y} \left(\frac{1}{cm}\right) \quad (\text{برای } 595 \text{ تنش})$$

$$\Rightarrow \quad P_{eq} = P + BM$$

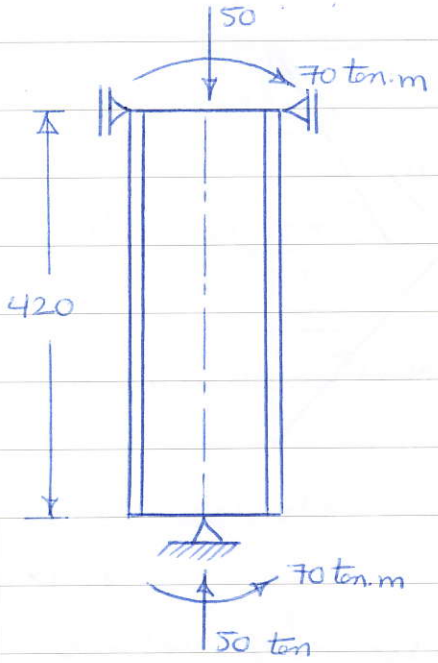
IPB (200 تا 300) $\rightarrow B = 0.1 \frac{1}{cm} = 10 \frac{1}{m}$

(واحد $\frac{1}{m}$ می‌گیریم)

با داشتن P_{eq} تیر ستون را همانند ستون طراحی می‌کنیم و پس از آن را با روابط بیس زیر کنترل دقیق می‌کنیم.

مثال: ستون زیر داده شده در شکل را از بین تیرهای IPB طراحی و پس از آن را با روابط دقیق کنترل نمایید. مقدار ضریب K برای هر دو امتداد x و y را نیز بدست آورید.

$F_y = 2400 \ kg/cm^2$



حل: با توجه به شکل ملاحظه می‌شود که لنگر خمشی در جهت محور قوی مقطع وجود دارد. بنابراین انتخاب اولیه بر اساس خمش ساده انجام می‌شود. با فرض $F_b = 1440$ انتخاب اولیه را انجام می‌دهیم.

$$S_x = \frac{70 \times 10^5}{1440} \simeq 4900 \quad \rightarrow \text{IPB 650}$$

$A = 286 \ cm^2 \quad S_x = 6480 \ cm^3$

چون 50 ton نیروی فشاری داریم می‌خواهیم overdesign کرده باشیم.

$r_x = 27.1 \quad r_y = 6.99 \quad b_f = 30 cm \quad t_f = 3.1 cm$

تعیین F_a:

$$\lambda_{Max} = \lambda_y = \frac{1 \times 420}{6.99} = 60 \quad \rightarrow F_a = 1168 \ kg/cm^2$$

$$f_a = \frac{50 \times 10^3}{286} = 174.83 \ kg/cm^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{174.83}{1168} = 0.15 \leq 0.15$$

در ستون‌های با نیروی فشاری کوچک طراحی تیر دوم نیاز به ضریب تشدید لازم نیست.

تعیین F_b:

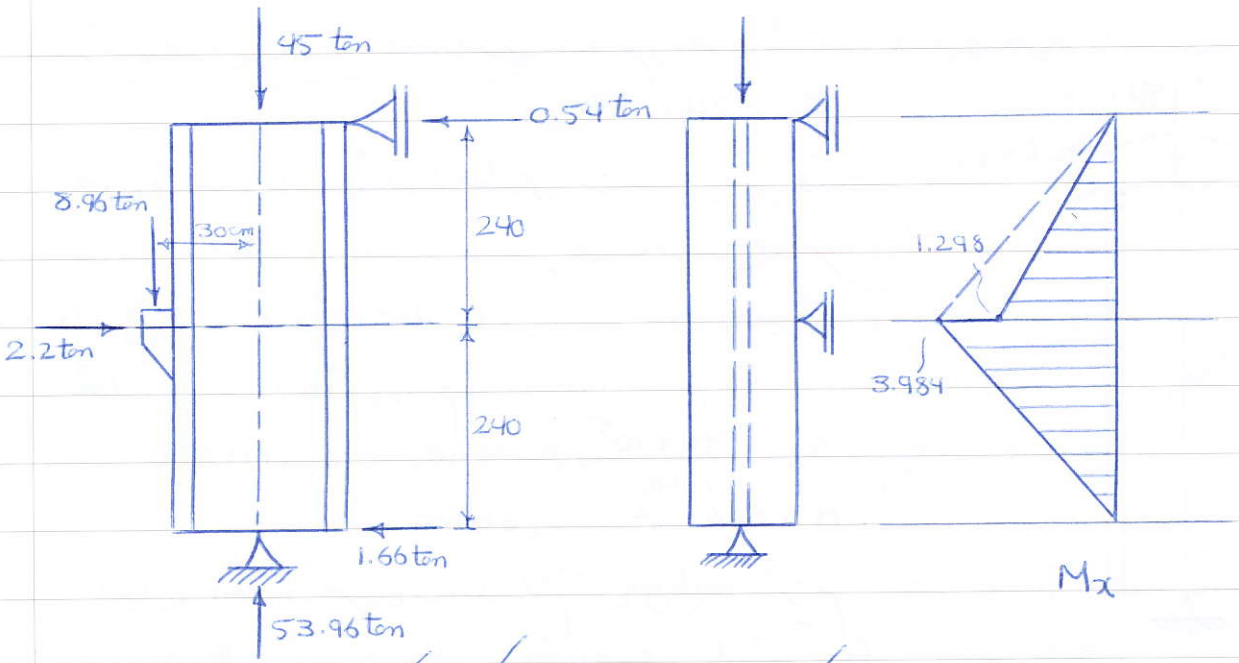
$$\frac{L \cdot d}{A_f} = \frac{420 \times 65}{30 \times 3.1} = 294 < 600$$

$$F_b = 1440 \quad , \quad f_b = \frac{70 \times 10^5}{6480} = 1080.25$$

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{1080.25}{1440} = 0.25$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 0.15 + 0.75 = 0.9 < 1 \quad \text{O.K.}$$

مثال: مطلوبست طراحی تیرستون نشان داده شده در شکل از نیمرخ IPB. این تیرستون مربوط به یک قاب مهاربندی شده است. در مقابل کمانش حول محور ضعیف دارای مهاری در وسط ارتفاع است ولی برای کمانش حول محور x، مهاری فقط در دو انتها هست. (فولاد ST37 با $F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$)



حل:

باتوجه به اعداد مربوط به نیروی محوری و لنگر خمشی ملاحظه می‌شود که تیرستون تحت اثر بار محوری و لنگر خمشی قرار دارد. بنابراین برای طرح اولیه از بار محوری معادل استفاده می‌شود. باتوجه به استفاده از نیمرخ فشرده ضعیف نیروی ضعیف نزدیک نیست.

$$B = 0.12 \frac{1}{cm} = 12 \frac{1}{m}$$

$$P_{eq} = 53.96 + 3.984 \times 12 \# 102 \text{ ton}$$

حدس اولیه مقطع ستون:

IPB 26

$r_x = 0.435 \times 26 = 11.31 cm$

$r_y = 0.25 \times 26 = 6.5 cm$

$\lambda_x = \frac{1 \times 480}{11.31} \# 43 \longrightarrow F_a = 1267$

$\lambda_y = \frac{1 \times 240}{6.5} \# 37$

$\Rightarrow$ فرض $A = \frac{102 \times 10^3}{1267} = 81 cm^2 \Rightarrow$ IPB220

IPB220 $\rightarrow A = 91 cm^2 \quad S_x = 736 cm^3 \quad r_x = 9.43 cm \quad r_y = 5.59 cm$

$b_f = 22 cm \quad t_f = 1.6 cm \quad t_w = 0.95 cm$

کنترل:

تعیین F_a:

$\lambda_x = \frac{1 \times 480}{9.43} = 51 \longrightarrow F_a = 1223 \ kg/cm^2$

$\lambda_y = \frac{1 \times 240}{5.59} = 43 \longrightarrow$

$f_a = \frac{53.96 \times 10^3}{91} = 593$

$\frac{f_a}{F_a} = \frac{593}{1223} = 0.48 > 0.15$ تنش موثر بانبری کوری زیاد است.

تعیین F_b:

$\frac{Ld}{A_f} = \frac{240 \times 22}{22 \times 1.6} = 150 < 600$

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

با کنترل لبه فشرده می‌شود در لبه فشرده مقطع فشرده برقرار است.

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

تعیین C_m:

$C_m = 1$ بارهای میانی وجود دارد.

تعیین تنش کمانشی اویلر:

$\lambda_b = \lambda_x = 51 \longrightarrow F_e = \frac{1.05 \times 10^7}{51^2} = 4037$

$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F_e'}} = \frac{1}{1 - \frac{592}{4037}} \cong 1.15$

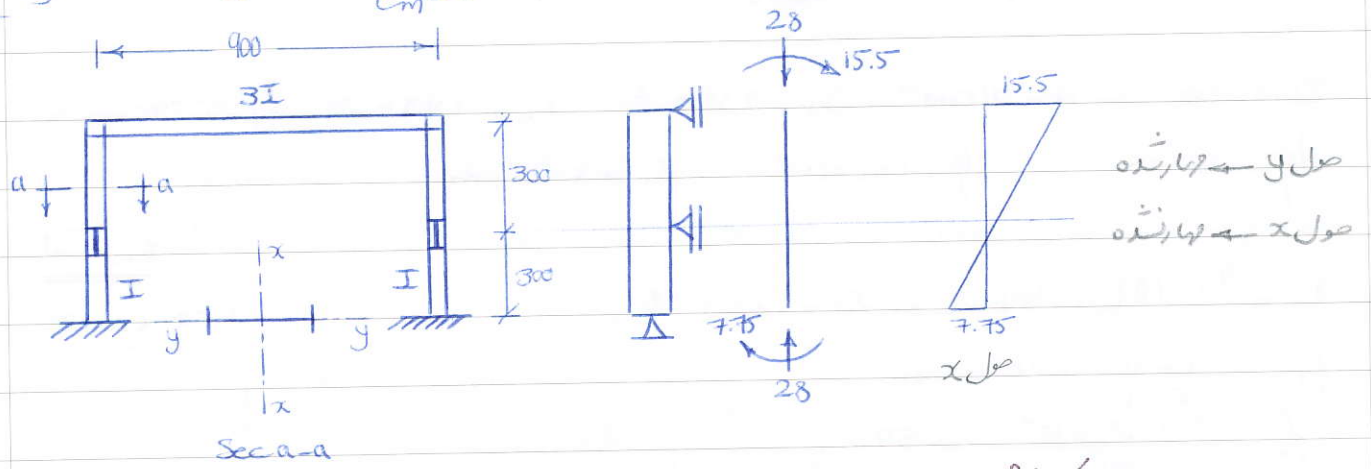
رابطه تنش:

$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b}\delta = 0.48 + 0.34 \times 1.15 \cong 0.88 < 1$

رابطه تسلیم:

$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{592.97}{0.6 \times 2400} + 0.34 = 0.75 < 1$

مثال: در مقابل نشان داده شده مطلوبست طراحی ستون AB. (قاب در صفحه خود مهار شده است) در صفحه عمود بر صفحه کاغذ ستون AB مهار شده است. در دو طرف ارتفاع دارای مهار اصلی می باشد. مطلوبست طراحی ستون از فولاد نرمه با $F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$ استفاده می شود.



تعیین ضریب طول کمانش در صفحه قاب:

$$G_A = 1$$
$$G_B = \frac{\frac{I}{600}}{\frac{3I}{900}} = 0.5 \Rightarrow k_x = 1.24$$

بارگذاری معادل:

حاکمیت لنگر خمش را نشان می دهد ولی از بارگذاری اصل استفاده می کنیم.

$$P_{eq} = P + BM \qquad B = 0.1 \frac{1}{cm} = 10 \frac{1}{m}$$
$$P_{eq} = 28 + 10 \times 15.5 = 183 \text{ ton} \qquad \text{فرض: } F_a = 1200$$
$$\Rightarrow A = \frac{183 \times 10^3}{1200} \cong 150 \Rightarrow \text{IPB260}$$

IPB260 $\xrightarrow{1200}$ $A = 118$ $S_x = 1150$ $r_x = 11.2$ $r_y = 6.58$
$b_f = 26$ $t_f = 1.75$ $A_f = 45.5$ $t_w = 1$

تعیین F_a:

$$\lambda_x = \frac{1.24 \times 600}{11.2} = 66.5 \Rightarrow F_a = 1123$$
$$\lambda_y = \frac{1 \times 300}{6.58} = 46$$
$$f_a = \frac{28 \times 10^3}{118} = 238 \ kg/cm^2$$
$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{238}{1123} = 0.21 > 0.15$$

ستون با بارگذاری زیاد

تعیین F_b: محاسبه F_b برحسب زلنسو

$$* \ F_b = 1584 \qquad f_b = \frac{15.5 \times 10^5}{1150} = 1348$$

تمرین: 12-1 / 12-3 / 12-5 / 12-6 / 12-7 / 12-9 / 12-10

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{1348}{1584} = 0.85$$

ضریب تشدید:

$C_M = 0.85$

$$F'_e = \frac{1.05 \times 10^7}{66.5^2} = 2380 \ kg/cm^2$$

$\lambda_b = \lambda_x$

$$\frac{f_a}{F'_e} = \frac{238}{2380} = 0.1 \quad \rightarrow \delta = \frac{0.85}{1-0.1} = 0.94$$

کنترل تشدید:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b}\delta = 0.21 + 0.85 \times 9.94 = 1.009$$

رابطه اسلیم:

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{238}{0.6 \times 2400} + 0.85 = 1.015$$

سعی کنید طراحی تا حدی بصورتی باشد که نسبت تنش به نسبی 0.9 تا 1.0 باشد.

طراحی:

۱) تعیین ضریب طول موثر (K) برای ضریب لاغری (G) در حالات مختلف با توجه به قاب ساده مهار شده، قاب خمشی مهار شده، قاب خمشی مهار نشده.

۲) تعیین حاکمیت بارگذاری یا لنگر خمشی: در ابتدا حدسی از B براساس جدول ص 595 می زنیم. سپس:

B ($1/m$)

$BM > P$ ← طراحی براساس لنگر خمشی

$BM < P$ ← طراحی براساس بارگذاری محوری معادل

۲-۱) لنگر خمشی: با حدسی از F_b (مثلاً 1440) مقدار S_x را بدست آورده مقطع اولیه را فرض می کنیم.

$$S_x = \frac{M}{F_b}$$

۲-۲) بارگذاری معادل: $P_{eq} = P + BM$

با حدسی از F_a (مثلاً 1100 تا 1000) مقدار سطح مقطع لازم را بدست آورده مقطع اولیه را فرض می کنیم.

$$A = \frac{P_{eq}}{F_a}$$

۳) تعیین تنش فشاری مجاز موجود:

$$\text{Max}\begin{cases}\lambda_x = \dfrac{k_x \cdot L_x}{r_x} \\ \lambda_y = \dfrac{k_y \cdot L_y}{r_y}\end{cases} = \lambda \xrightarrow[\text{آیین نامه}]{\text{جدول ص 175}} F_a \text{ محاسبه می‌شود.}$$

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

$$\frac{f_a}{F_a}\begin{cases} > 0.15 \rightarrow \text{نیروی محوری بزرگ، احتیاج به محاسبه ضریب تشدید لنگر داریم} \\ < 0.15 \rightarrow \text{نیروی محوری کوچک، احتیاج به محاسبه ضریب تشدید لنگر نداریم}\end{cases}$$

۴) تعیین تنش خمشی مجاز موجود:

- تمامی این موارد جهت برای خمش حول محور x و جهت حول محور y به طور جداگانه باید صورت گیرد.

الف) تعیین تنش خمشی مجاز (F_b):

- رابطه بحرانی:

$$F_b = \frac{84\times10^4 C_b}{\frac{Ld}{A_f}} \leq 0.6F_y$$

(البته اگر $\frac{Ld}{A_f} \leq 600$ شد حتماً اول $0.6F_y$ را انتخاب می‌کنیم)

- رابطه بحرانی:

$$\lambda = \frac{L}{1.2 r_y} \qquad \lambda_B = 2685\sqrt{\frac{C_b}{F_y}} \;,\; \lambda_C = 6000\sqrt{\frac{C_b}{F_y}}$$

۱) $\lambda < \lambda_B$

$$L_c < \min\begin{cases}\dfrac{635\, b_f}{\sqrt{F_y}} \\ \dfrac{14\times10^5}{\left(\frac{d}{A_f}\right)F_y}\end{cases} \quad , \quad \begin{cases}\dfrac{b_f}{2t_f} \leq \dfrac{545}{\sqrt{F_y}} & \text{ص 18, 19 آیین‌نامه} \\ \dfrac{f_a}{F_y} \leq 0.16 \rightarrow \dfrac{d}{t_w} \leq \dfrac{5365}{\sqrt{F_y}}\left(1-3.74\dfrac{f_a}{F_y}\right) \\ \dfrac{f_a}{F_y} > 0.16 \rightarrow \dfrac{d}{t_w} \leq \dfrac{2155}{\sqrt{F_y}}\end{cases}$$

اگر این دو شرط یعنی شرط حداقل انحنای جانبی و شرط فشردگی مقطع برقرار بود $\rightarrow 0.66F_y$

در غیر اینصورت $0.6F_y$ انتخاب می‌شود.

* در تیر ستون‌های مهارشده: در رابطه F_b باید $C_b = 1$ باشد چون C_m در رابطه موجود است.

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(M_1/M_2\right) + 0.3\left(M_1/M_2\right)^2 \leq 2.3$$

در تیر ستون‌های مهارشده:

۵۸

2) $\lambda_B < \lambda < \lambda_c \rightarrow F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y \cdot \lambda^2}{1075 \times 10^5 C_b}\right] F_y \leq 0.6F_y$

3) $\lambda > \lambda_c \rightarrow F_b = \frac{120 \times 10^5}{\lambda^2} C_b \leq 0.6F_y$

برای تعیین تنش خمشی مجاز:

$F_b = \text{Max}$ { تنش خمشی حاصل از رابطه بالایی ، تنش خمشی حاصل از رابطه پایینی }

ب) تعیین تنش خمشی موجود:

$f_b = \frac{M}{S}$

۵) تعیین ضریب تشدید اسمی:

اگر نیروی محوری فان بزرگ باشد یعنی $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$ شد:

$\delta = \frac{C_m}{(1 - f_a/F'_e)}$

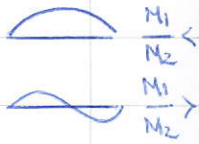
$F'_e = \frac{105 \times 10^5}{\lambda_b^2}$ (kg/cm^2)

λ_b: لاغری حول محور خمش $= \frac{kL_b}{r_b}$

C_m: ضریب لنگر حول

تیرستون بدون انتقال جانبی انها:

- تحت بار جانبی:
  - بدون لنگر انتهایی: $C_m = 1$ (اتصال ساده)
  - با لنگر انتهایی: $C_m = 0.85$ (اتصال گیردار)
- بدون بار جانبی و فقط تحت لنگر انتهایی: $\xrightarrow{(P-\delta)} C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$



تیرستون (مهاربند) $\xrightarrow{(P-\Delta)} C_m = 0.85$ با حرکت جانبی در انتها

۶) کنترل ها:

الف) $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$

کنترل به منظور طراحی (رابطه بالایی):

$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}}\delta_x + \frac{f_{by}}{F_{by}}\delta_y \leq 1$

کنترل محیط ارتجاعی: $\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$ برای این لنگر پایداری

ب) $\frac{f_a}{F_a} < 0.15$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$$

* در رابطه F_b مجاز توصیه به محور خمش، فشردگی و ... براساس مباحث گفته شده در تیر با انکای جانبی و تیر بدون انکای جانبی شود.

دسته‌بندی تنش‌های خمشی مجاز در آیین نامه:

۱۰-۱-۲) اعضای خمشی:

۱۰-۱-۲-۱) تنش‌های خمشی مجاز در تیرهای I و ناودانی:

الف) اعضای خمشی با مقطع فشرده با انکای جانبی

ب) اعضای خمشی با مقطع غیرفشرده با انکای جانبی

ج) اعضای خمشی با مقاطع فشرده و غیرفشرده فاقد شرط انکای جانبی

۱۰-۱-۲-۲) تنش‌های مجاز در خمش لبه به محور ضعیف برای اعضای با مقطع I، تیرهای ورق‌های مستطیلی با مقاطع توپر:

الف) اعضا با مقطع فشرده

ب) اعضا با مقطع غیرفشرده

۱۰-۱-۲-۳) خمش در اعضای با مقطع قوطی، لوله با مقطع مستطیل و دایره:

الف) اعضای با مقطع فشرده

ب) اعضای با مقطع غیرفشرده

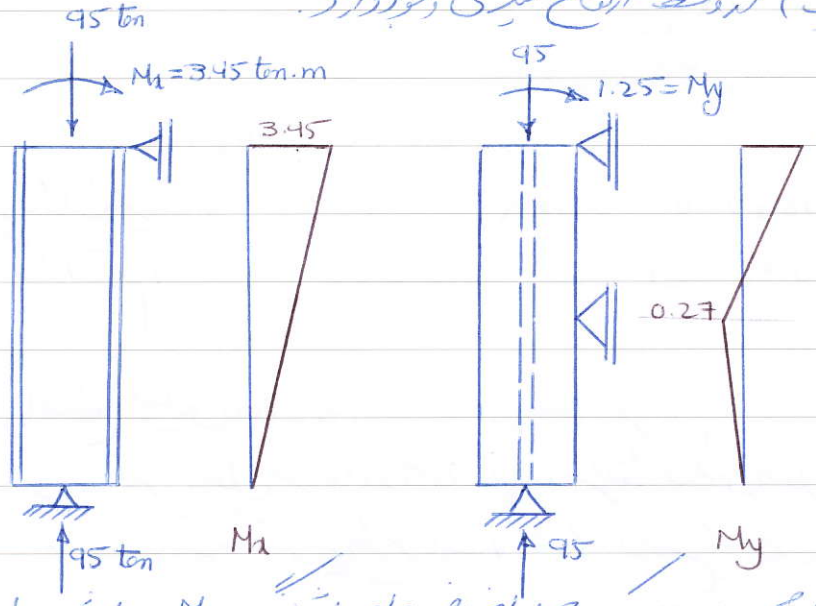
پرسش ← فقط مسئله انکای جانبی برای محور قوی بررسی می‌شود؟

// ← رابطه تیلم در گذشته نوشته شده برای تیرهای گیردار است. در تیرهای ساده Max شده تکلیف چیست؟

// ← آیا بیمی از توان تنش تیر I در ظرفیت تغییر ایجاد می‌کند؟

تیرستون تحت خمش دوگوره :

مثال: مطابق شکل تیرستون IPB260 تحت خمش دوگوره است. نیروی زلزله به سازه وارد شده و مقاومت کنترل ستون از (ST37) . تعیین نمایید که در ستون کدام محور ضعیف است. برای تحمل کدام یک (محور ضعیف) دوسط از نوع لنگری وجود دارد.



IPB260 B

$A = 118 cm^2$ $S_x = 1150$

$r_x = 11.2$ $S_y = 395$

$r_y = 6.58$ $b_f = 26$

$t_f = 1.75$ $A_f = 45.5$

روابط تیرستون که برای خمش دوگوره مساوی سه جمله اضافی برای تیرستد M_y می باشد. با افزایش تعداد تقریب تعداد را بیشتر می کنند

تنش فشاری مجاز (F_a) B

$$\begin{cases} \lambda_x = \frac{1 \times 450}{11.2} = 40.18 \\ \lambda_y = \frac{1 \times 225}{6.58} = 34.9 \end{cases} \rightarrow F_a = 1283 \ kg/cm^2$$

$$f_a = \frac{95 \times 10^3}{118} = 805 \ kg/cm^2 \qquad \frac{f_a}{F_a} = \frac{805}{1283} = 0.63 > 0.15$$

خمش حول محور x B

$$F_{bx} = 0.66 F_y = 1584$$

$$f_{bx} = \frac{3.45 \times 10^5}{1150} = 300 \ kg/cm^2$$

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{300}{1584} = 0.19$$

ضریب تشدید B

$$F'_e = \frac{1.05 \times 10^7}{\lambda_b^2} = \frac{1.05 \times 10^7}{(40.18)^2} = 6504$$

$$\frac{f_a}{F'_e} = \frac{805}{6504} = 0.12 \rightarrow C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6$$

$$\delta_x = \frac{C_{mx}}{1 - f_a/F'_e} = \frac{0.6}{1 - 0.12} = 0.68$$

خمش حول محور y B

شرایط مقطع فشرده برقرار است ←

$$F_{by} = 0.75 F_y = 1800 \ kg/cm^2$$

$$\frac{f_{by}}{} = \frac{1.25 \times 10^5}{395} = 316.46$$

$$\frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{316.46}{1800} = 0.18$$

ضرایب تشدید:

$$F'_e = \frac{105 \times 10^5}{34.19^2} = 8982 \qquad \frac{f_a}{F'_e} = \frac{805}{8982} = 0.09$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4 \times \frac{0.27}{1.25} = 0.51$$

$$\delta_y = \frac{0.51}{1 - 0.091} = 0.56$$

کنترل رابطه تشدید:

$$0.63 + 0.19 \times 0.68 + 0.18 \times 0.56 = 0.86 < 1$$

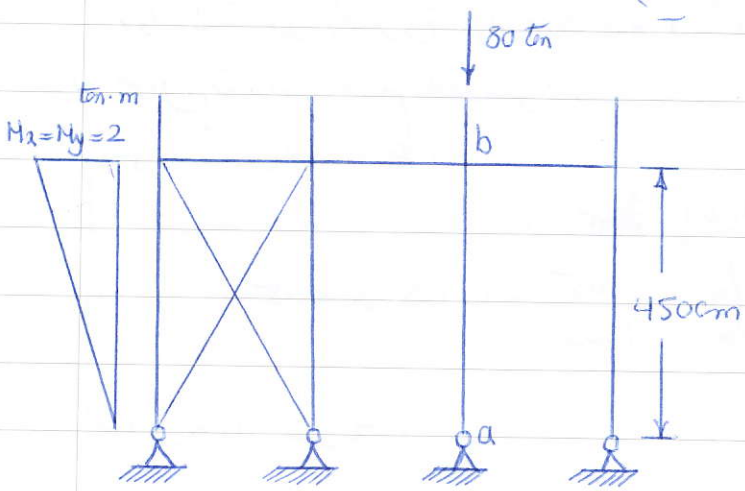
کنترل رابطه تقریبی:

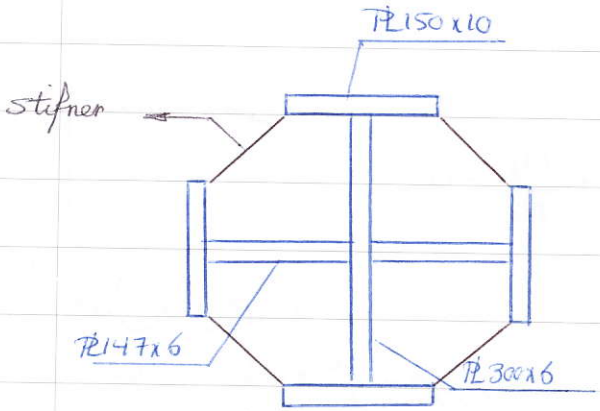
$$\frac{805}{1440} + 0.19 + 0.18 = 0.93 < 1$$

ستون با مقطع صلیبی

در مواردی که خمش حول هر دو محور وجود دارد و شرایط اقتصادی حول هر دو محور یکسان است با انتخاب مقطع صلیبی می‌توان یک گزینه مطلوب داشت. مقاطع در این خصوص ارائه می‌شود.

مثال: تیر ستون زیر را برای بارهای وارده کنترل نمایید. (ستون ab در هر دو انتها مهار شده)





$$A = 96\,cm^2 \quad I_x = I_y = 9120\,cm^4$$

$$r_x = r_y = 9.75 \quad S_x = S_y = 570\,cm^3$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{1 \times 450}{9.73} = 46.15$$

$$F_a = 1255\ kg/cm^2$$

$$f_a = \frac{80 \times 10^3}{96} = 833\ kg/cm^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{833}{1255} = 0.66$$

خمش حول محور x:

$$F_{bx} = 0.6 F_y = 1440$$

$$f_{bx} = \frac{2 \times 10^5}{570} = 351$$

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{351}{1440} = 0.24$$

$$F'_{ex} = \frac{1.05\times10^{7}}{\lambda_{bx}^{2}} = \frac{105\times10^{5}}{46.15^{2}} = 4930 \qquad \frac{f_a}{F'_{ex}} = \frac{833}{4930} = 0.17$$

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} = 0.6 \qquad \delta_x = \frac{0.6}{1-0.17} = 0.72$$

خمش حول محور y ← ۰ خمش حول محور x است.

رابطه تأیید ۵

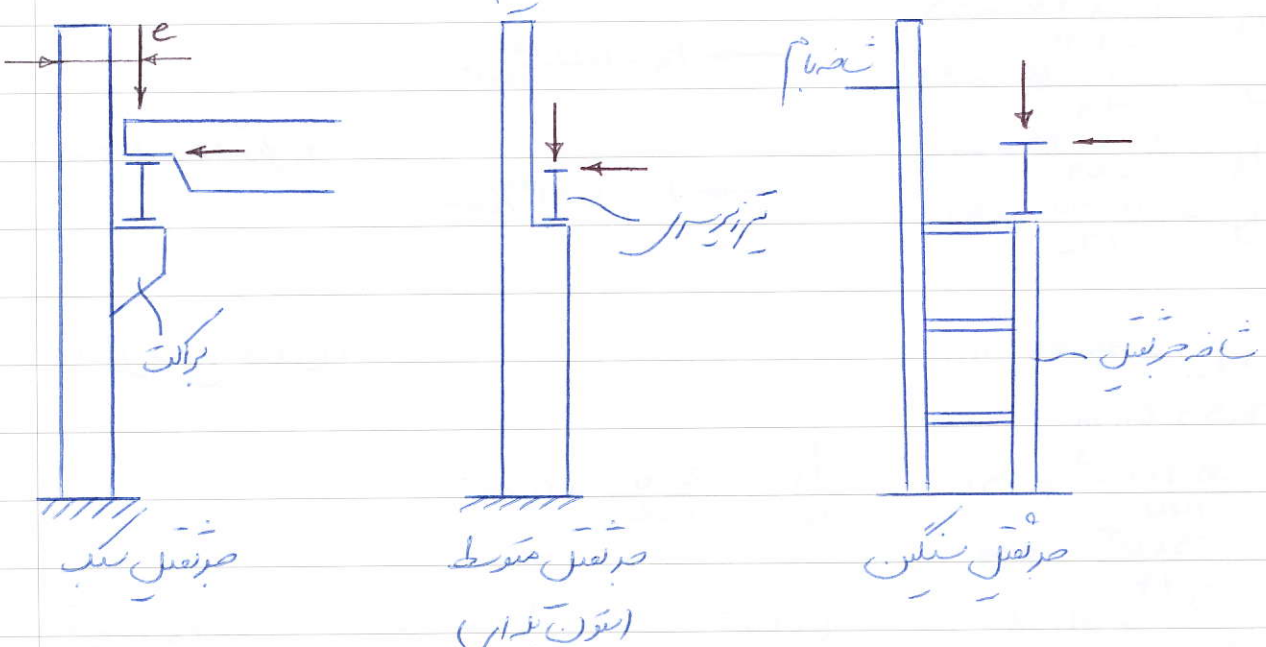
$$0.66 + 2\times0.24\times0.72 = 1.006$$

رابطه تسلیم ۵

$$\frac{833}{0.6\times2400} + 2\times0.24 = 1.06$$

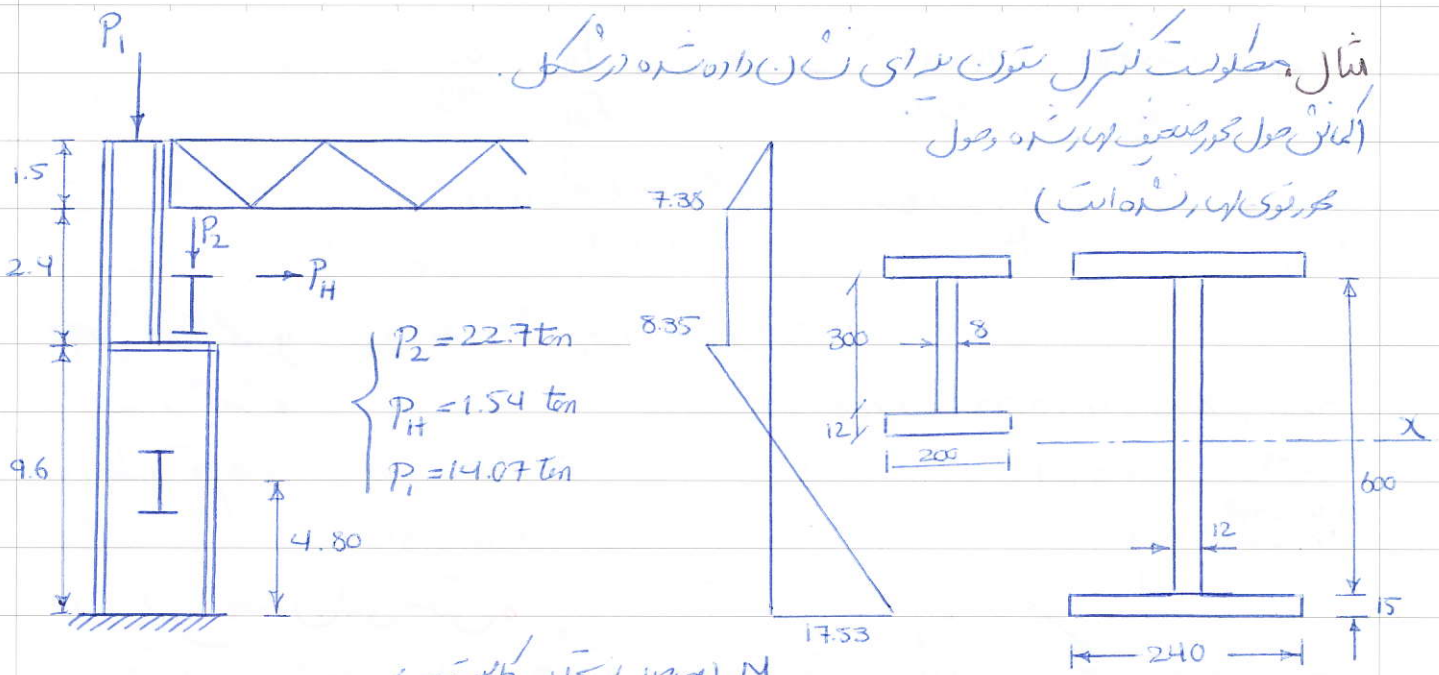
ستون‌های ساختمان‌های صنعتی ۵

در ساختمان‌های صنعتی اغلب از جرثقیل‌های سقفی استفاده می‌شود. برای حرکت جرثقیل سقفی نیاز به تیر زیرسری (طول سالن) داریم. تیر زیرسری نیز خود باید بر ستون استکا می‌یابد. اگر ظرفیت جرثقیل کوچک باشد (از نوع سبک) اتکای تیر زیرسری بر ستون به کمک کنسول براکت تأمین صورت می‌گیرد. برای جرثقیل‌های متوسط از ستون‌های پله‌ای استفاده می‌شود. اگر جرثقیل سنگین باشد باید ستون مرکب داشته باشیم. یک شاخه این شاخه جرثقیل و دیگری شاخه خرپا است. در حل اتکای تیر زیرسری به ستون باید توجه به برون محوری و اگر نگیرگاهی لنگر ممکن و نیروی جانبی ناشی از ضربه جانبی جرثقیل داریم.



جرثقیل سبک — جرثقیل متوسط (ستون پله‌ای) — جرثقیل سنگین

مثال: مطلوبست کنترل ستون زیر برای بارهای داده شده در شکل.
آلمان اول محور ضعیف ابرار شده و دوم محور قوی ابرار شده است)



مقطع ۱- نیرو: $A=144\,cm^2$ $I_x=89694$ $S_x=2847$ $r_x=24.96$
$I_y=3465$ $r_y=4.9$ $r_T=5.9$

مقطع ۲- ورق: $A=72$ $I_x=13487$ $S_x=832$ $r_x=13.69$ $I_y=1601$
$r_y=4.72$ $r_T=5.6$

برای قسمت کتابی:

ترکیب صدری جهت

$$\begin{cases}\left(\frac{kL}{r}\right)_x=\frac{1.5\times960}{24.96}=58\\ \left(\frac{kL}{r}\right)_y=\frac{0.85\times480}{4.9}=83\end{cases}\longrightarrow F_a=1022\ kg/cm^2$$

برای قسمت فوقانی:

$$\begin{cases}\left(\frac{kL}{r}\right)_x=\frac{1.5\times240}{13.69}=26.3\\ \left(\frac{kL}{r}\right)_y=\frac{1\times240}{9.72}=51\end{cases}\longrightarrow F_a=1231\ kg/cm^2$$

کنترل مقطع کتابی:

$P=P_1+P_2=36.77$ ton
$M=17.53$ ton.m

$$f_a=\frac{36.77\times10^3}{144}=256\qquad \frac{f_a}{F_a}=\frac{256}{1022}=0.25$$

$$f_b=\frac{17.53\times10^5}{2847}=616$$

تعیین F_b:

$$\frac{L}{r_T}=\frac{480}{5.9}=81.36\qquad C_b=1.5$$

$F_b=0.6\times2400=1440$

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{616}{1440} = 0.43 \qquad F'_e = \frac{105 \times 10^5}{(57.7)^2} = 3155$$

$$\frac{Cm}{1 - \frac{f_a}{F'_e}} = \frac{0.85}{1 - \frac{256}{3155}} = 0.92$$

$0.25 + 0.92 \times 0.43 = 0.65 < 1$

$$\frac{256}{0.6 \times 2400} + \frac{616}{1440} = 0.61 < 1$$

کنترل رابطه تنش

رابطه تنش

$P = 14.07$ ton $\qquad M = 7.38$ ton.m

شمع باز

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{14.07 \times 10^3}{72} = 195.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{7.38 \times 10^5}{832} = 887 \text{ kg/cm}^2$$

$F_a = 1231$ kg/cm^2 $\qquad F_b = 1440$ kg/cm^2

$$\frac{f_a}{F_a} = 0.16 \qquad \frac{f_b}{F_b} = 0.61$$

$$\frac{Cm}{1 - f_a/F'_e} = \frac{0.85}{1 - \frac{195.42}{15180}} = 0.86 \qquad F'_e = \frac{105 \times 10^5}{(26.3)^2} = 15180$$

$0.16 + 0.86 \times 0.61 = 0.684$

$$\frac{195.42}{0.6 \times 2400} + \frac{887.02}{1440} = 0.76 < 1$$

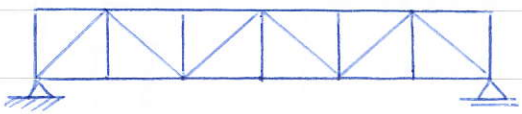
حمید کاظم

فصل سیزدهم

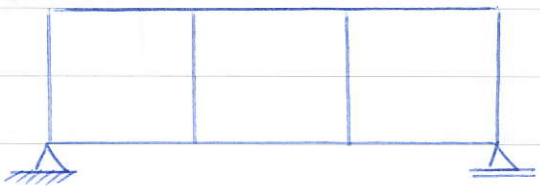
تیر ورق ها
Plate Girders

با افزایش طول دهانه یا بارهای وارده زمانی می رسد که تیرهای موجود در بازار برای طراحی کافی نیستند. در چنین حالتی طراح مجبور به انتخاب یکی از حالات زیر است.

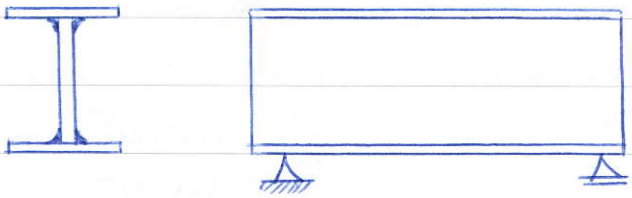
۱) خرپای معمولی:



۲) خرپای ورندیل:
(در این خرپا اتصالات صلب هستند.)



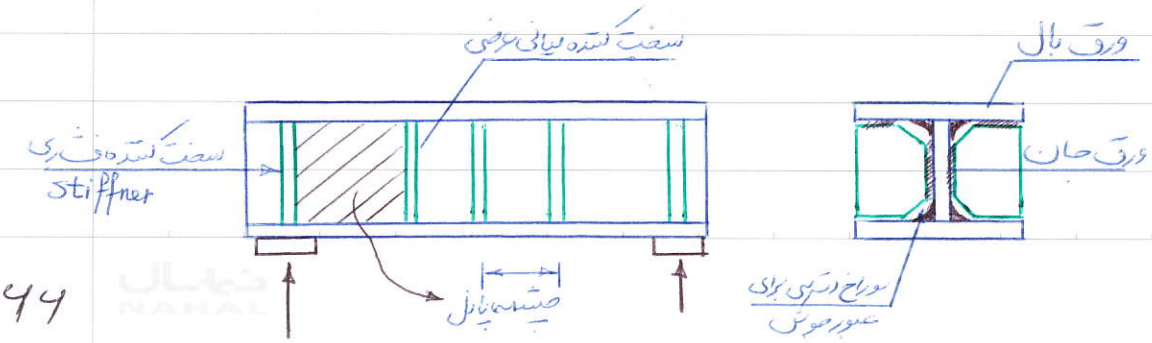
۳) استفاده از تیرورق:



امروزه استفاده از تیرورق کاربرد بیشتری دارد. علت گرایش، پیشرفت در سیستم برش و جوشکاری اتوماتیک، ظاهر زیبا، تحویل حمل و نقل و نصب تیرورق می باشد.

اجزای تیرورق:

تیرورق متشکل از دو ورق بال و یک ورق جان می باشد. در گذشته برای ساخت تیرورق از پرچ کاری استفاده می کردند. به همین علت وجود کمیت بسیار زیاد برای اتصال ورق بال به جان لازم بود. امروزه برای ساخت از جوشکاری استفاده می شود که به مراتب کم هزینه تر و ظریف تر می باشد. سایر اجزای تیرورق شامل ورق های سخت کننده در ناحیه جان و ورق های سخت کننده در بارهای متمرکز مطابق شکل می باشد.

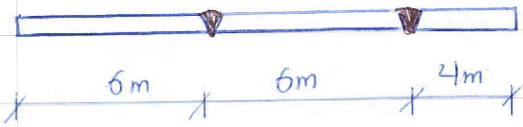


* سخت کننده میانی را تنها به جان و بال فشاری جوش می دهند ولی سخت کننده فشاری در هر سه جوش می خورد.

مراحل ساخت تیر ورق:

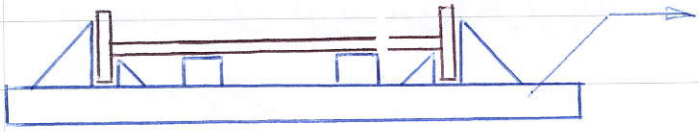
۱) عملیات برشکاری: در این حالت ورق های بال و جان طبق ضخامت و عرض مورد نظر برش داده می شوند. با توجه به اینکه طول ورق های تولیدی 6m می باشد، طول این قطعات برش داده شده نیز 6m خواهد بود.

۲) تسمه سازی: در این حالت ورق های شش متری بال و جان به کمک جوش تودی داده می شوند تا طول مورد انتظار به دست آید.

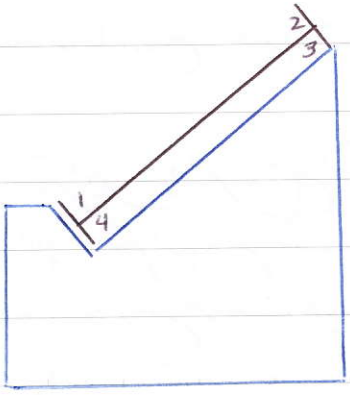


دقت شود محل درز جوش بال و جان برهم منطبق نگردد و حداقل 50cm با همدیگر فاصله داشته باشند.

۳) مونتاژ: ورق های بال و جان که آنونر شده اند روی قالب های خاصی قرار داده می شوند تا به شکل I در آیند. این قطعات با فلز جوش به یکدیگر متصل می شوند.



۴) جوشکاری: قطعات مونتاژ شده از قالب خارج می شوند. روی شکل های خاصی قرار داده می شوند تا جوش بال به جان در حالت تخت در آید. آن گاه ترجیحاً با استفاده از جوش های اتوماتیک عملیات جوشکاری آغاز می گردد.

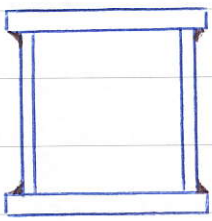


۵) نصب قطعات تکمیلی: مثل ورق های سخت کننده و انجام سوراخکاری های لازم.

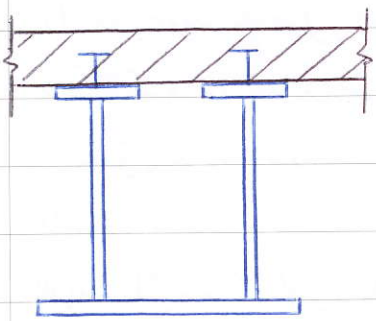
انواع تیرورق ها:

۱) متداول ترین نوع تیرورق، I می باشد که دارای دو ورق بال و یک ورق جان است.

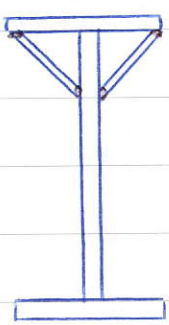
۲) نوع دیگر تیرورق، تیرورق صفحه ای یا BOX است. تیرورق صفحه ای دارای مقاومت پیچشی زیادی است. امکان کمانش جانبی ندارد. به همین علت در دهانه های بزرگ، به خصوص تحت بار محوری استفاده زیادی دارد.



۳) تیرورق L: تیرورق L شامل تیرورق صفحه ای است که بال فوقانی آن دال بتنی آرمه است. در این حالت تیرورق بصورت L ساخته شده، در محل خود نصب می شود و دال بتنی آرمه روی آن می نشیند.

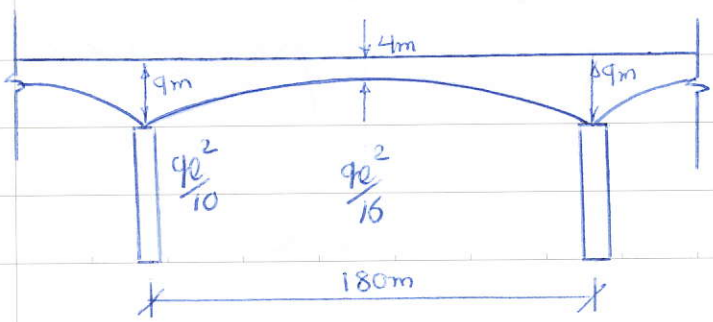


۴) تیرورق Δ: یکی از مشکلات طراحی تیرورق ها کمانش جانبی بال فشاری آن است. طراحان معمولاً سعی می کنند با استفاده از مهارهای عرضی، دیافراگم ها، صلبی کمانش جانبی بال فشاری را کنترل کنند. گرچه این امر میسر می شود، باعث مقاومت پیچشی تیرورق افزایش یابد که راه آن استفاده از تیرصفحه است. گرچه اعضای اجزای تیرصفحه دوبرابر نازک باشد، باعث مقاومت پیچشی بال فشاری را افزایش داده و یک راه کمانش استفاده از تیرورق Δ است.



کاربرد تیرورق ها:

از تیرورق ها در دهانه های بزرگ به خصوص در پل سازی استفاده می شود. بزرگترین دهانه ای که تا به حال ساخته شده، پلی در ژاپن با دهانه ای نهایی 180m می باشد. این پل به صورت پیوسته با ارتفاع متغیر است. ارتفاع مقطع در روی تکیه گاه 9m و در وسط دهانه 4m می باشد.



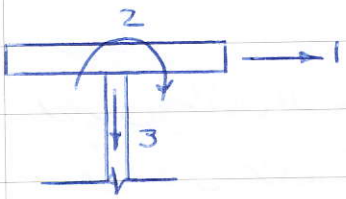
* در تیرهای سراسری منطق تکیه گاه قبل تشکر از جان است و سطح کار آن تنها برای تحمل برش زیاد است.

ناپایداری های تیر ورق:

در تیر ورق با ابعاد نسبتا بزرگی از ورق که روبرو هستیم، که ضخامت آن که در مقایسه با بعد آن کوچک است. بنابراین احتمال انواع ناپایداری در آن وجود دارد (بال و جان). باید با انتخاب ضخامت مناسب، تهاردی جانبی، استفاده از سخت کننده ها از ناپایداری جلوگیری نماییم.

الف) ناپایداری های بال فشاری تیر ورق:

در بال فشاری تیر ورق امکان سه نوع ناپایداری پدید وجود دارد.



۱) کمانش جانبی
۲) کمانش پیچشی
۳) کمانش تایم بال فشاری

۱ ← کمانش جانبی در فصول گذشته آشنا شدیم. می توانیم تنش فشاری مجاز بال را طوری انتخاب کنیم که این کمانش بوجود نیاید.

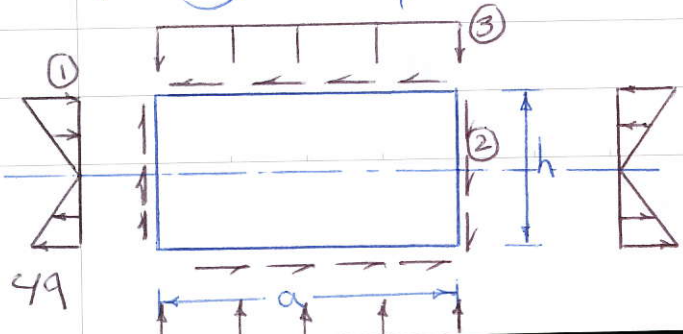
۲ ← برای جلوگیری از کمانش پیچشی تحریمات آزمایشگاهی نشان می دهد که نسبت b/t (نسبت ابعاد ضخامت بال) درصد مقاطع غیر فشرده انتخاب گردد. از این بابت مشکلی نخواهیم داشت.

۳ ← موضوع کمانش تایم بال در کمانش جان مورد بررسی قرار می گیرد. هر گاه کمانش تایم بال و قتی رخ می دهد که جان تیر ورق (جان) کمانش تایم شده باشد.

ب) ناپایداری های جان تیر ورق:

جان تیر ورق تحت تأثیر تنش های مختلفی می باشد که به واسطه این تنش ها می تواند تحت ناپایداری های مختلف قرار گیرد. اگر یک طلیعه از جان تیر ورق جدا شده و نمودار آزاد آن رسم گردد، سه وضعیت تنش در آن مشخص می شود.

۱) تنش خمشی ۲) تنش برشی ۳) تنش تایم بال ناشی از بارهای متمرکز یا گسترده



h ← فاصله آزاد دو بال (ارتفاع خالص جان)
a ← فاصله خالص سخت کننده ها

با توجه به تنش های فوق چهار حد کمانش می تواند در تیر ورق (جان تیر ورق) بوجود آید.

۱) کمانش جزئی جان به علت تنش فشاری ناشی از خمش (توزیع تنش I)

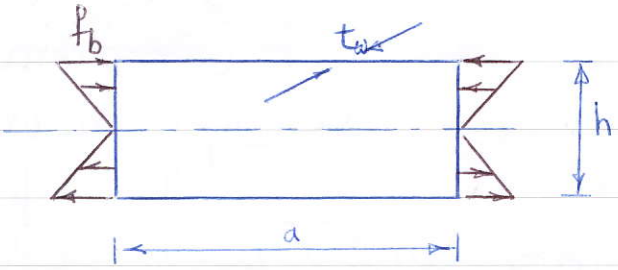
۲) کمانش قائم جان به علت انحنای جزئی (جان کمانش قائم بال می باشد)

۳) کمانش ورق جان به علت تنش های برشی (تنش II)

۴) کمانش ستونی جان به علت تنش های فشاری f_c (حالت تنش شماره III)

ب-۱) کمانش جزئی جان

مطابق شکل جزئیه ای از تیر ورق به طول a و ارتفاع h تحت تنش های خمشی در نظر گرفته می شود.



در تئوری پایداری الاستیسیته نیروی کمانش جزئی برای ورق با مشخصات فوق و ضخامت t از رابطه زیر بدست می آید

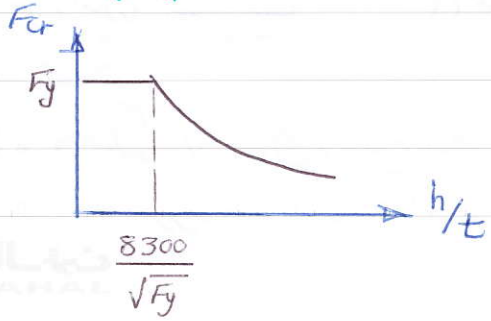
$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(h/t_w)^2}$$

رابطه فوق نشان دهنده رابطه کمانش اویلر است. k اثر شرایط انتهایی را نشان می دهد و نسبت h/t_w حالت لاغری نامیده شده است. اگر شرایط مرزی بالا و پایین ورق ساده باشد $K=4.0$ و اگر مقید باشد $K=24$ است.

برای شرایط عادی اتصال بال به جان k حدود 36 است. با فرض $\mu = 0.3$ و $E = 2.1 \times 10^6$ تنش کمانش جزئی بصورت زیر ساده می شود.

$$F_{cr} = \frac{69.2 \times 10^6}{(h/t_w)^2}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{8300}{\sqrt{F_{cr}}} \quad , F_b = 0.6 F_{cr} \Rightarrow \quad \frac{h}{t_w} = \frac{6370}{\sqrt{F_b}}$$



با توجه به روابط فوق ملاحظه می شود اگر $\frac{h}{t_w} \leq \frac{6370}{\sqrt{F_b}}$ کمانش جمش مانع بوجود نمی آید.

($F_b < 0.6F_y$ است چون در بال دوبل از آن است) $F_b = 0.6F_y \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 170$

اگر $\frac{h}{t_w} > \frac{6370}{\sqrt{F_b}}$ باشد می توان اصل کرد که قسمتی از جان ناصاف فشاری کمانه کرده و در بار بری جمش شرکت نمی کند. در این حالت بال فشاری وظیفه دارد که این تنش را تحمل نماید. در جمش علت برای اینکه جهتی آزمال بر این امر اضافه شود باید با آئین نامه تنش فشاری جمش مجاز بال را مطابق رابطه زیر کاهش می دهد.

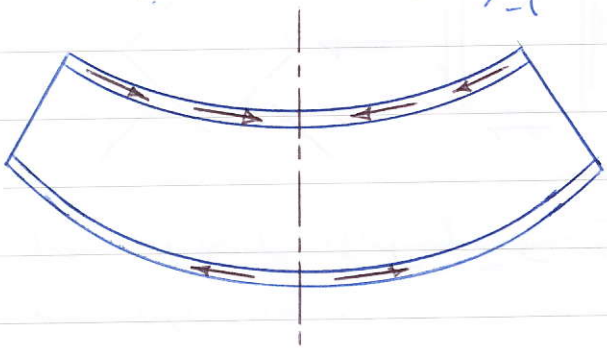
$$F_b' = F_b \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t_w} - \frac{6370}{\sqrt{F_b}} \right) \right] \qquad \left(\frac{h}{t_w} > \frac{6370}{\sqrt{F_b}} \right)$$

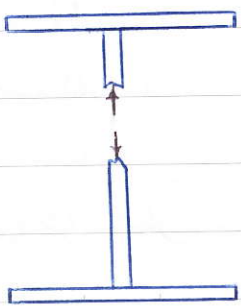
F_b : تنش فشاری مجاز می بسته شده (حاصل از جمش)

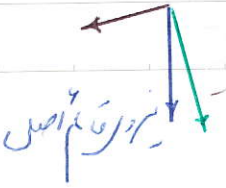
F_b' : تنش فشاری مجاز کاهش یافته (حاصل از جمش)

ب-۲) کمانش قائم جان (ناشی از کمانش قائم بال فشاری)

وقتی تیر انحنای جمشی پیدا می کند بال فشاری آن نیز دارای انحنا خواهد بود. با انحنای بال افتاد نیروی فشاری نیز در حال تغییر خواهد بود. طبق اصول استاتیک اگر افتاد نیروی عوض شود، مولفه ای از آن بدست می آید. بنابراین از طرف بال نیروی فشاری به جان تحمیل می شود. این نیروی فشاری می تواند باعث کمانش قائم جان گردد. مطابق این نامه برای اینکه چنین کمانشی بوجود نیاید نسبت h/t_w به صورت زیر محدود می گردد.







حالت بدون سخت کننده: $(a > 1.5h)$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{985 \times 10^3}{\sqrt{F_y (F_y + 1160)}}$$

$$F_y = 2400 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 340$$

حالت استفاده از ورق سخت کننده میانی: $(a < 1.5h)$

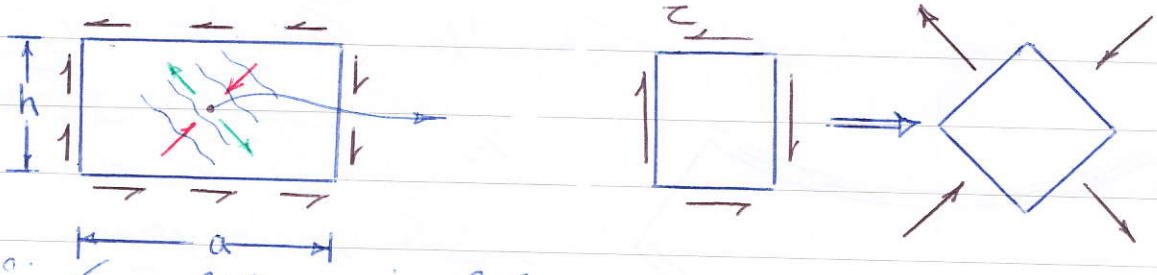
$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{16770}{\sqrt{F_y}}$$

$$F_y = 2400 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 342$$

ب-۳) کمانش ورق جان در اثر تنش‌های برشی - کمانش قطری جان

برای مطالعه این پدیده قطعه‌ای از جان تحت تأثیر تنش‌های برشی خالص در نظر گرفته می‌شود. یک جزء کوچک از این قطعه تحت برش خالص است که در زاویه 45° تبدیل به تنش‌های اصلی کششی و فشاری می‌شود.

تنش کششی اصلی بخوبی توسط ورق جان مقاومت می‌شود اما تنش فشاری می‌تواند موجب ایجاد کمانش مایل شود که با توجه به امتداد آن کمانش قطری نامیده می‌شود.



با توجه به حل معادله دیفرانسیل پایداری ورق تحت تنش برشی فوق، تنش بحرانی کمانش به صورت زیر درمی‌آید.

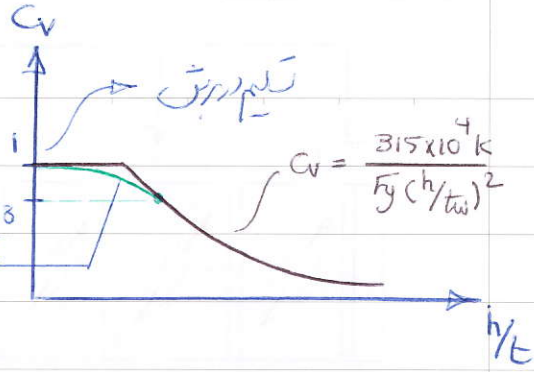
$$\tau_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(h/t)^2}$$

K بازوی چهار لبه ساده:

$$K = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

C_v نسبت تنش بحرانی کمانش:

$$C_v = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \frac{\pi^2 E k}{\tau_y (12)(1-\mu^2)(h/t)^2}$$



$E = 2.1\times10^6 \quad \mu = 0.3 \quad \tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}}$

(الف) $\Rightarrow C_v = \frac{315\times10^4 k}{F_y (h/t_w)^2} < 0.8$

(ب) $\Rightarrow 0.8 < C_v = \frac{1600}{(h/t)\sqrt{F_y}} \sqrt{k} < 1$

تنش برشی مجاز (برای تیرورق ها)

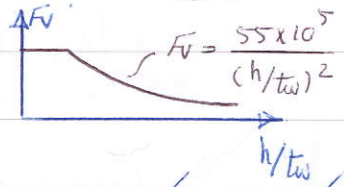
با توجه به روابط انرژی فوق روابط تنش برشی مجاز بصورت زیر بدست می آید:

۱) در صورتیکه جهت نوع سخت کننده در تیرورق تکرار نشود مقدار a/h در رابطه k بی نهایت در نظر گرفته می شود. در نتیجه $k=5$ می شود. با استفاده از ضریب اطمینان 1.67 و علم به این موضوع که $\frac{\tau_y}{F_y} = \frac{1}{\sqrt{3}}$ می باشد، مقدار F_v مجاز با توجه به رابطه کمانش ارتجاعی (رابطه الف) خواهد بود:

h: ارتفاع جان

t_w: ضخامت جان

بدون استفاده از سخت کننده: $F_v = \frac{55\times10^5}{(h/t_w)^2} \leq 0.4F_y$



۲) اگر از سخت کننده در فواصل a استفاده شده باشد تنش برشی مجاز F_v با اعمال ضریب اطمینان 1.67 مستقیماً از رابطه (الف) و (ب) بدست می آید که به قرار زیر است:

با وجود سخت کننده: $F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v \leq 0.4F_y$

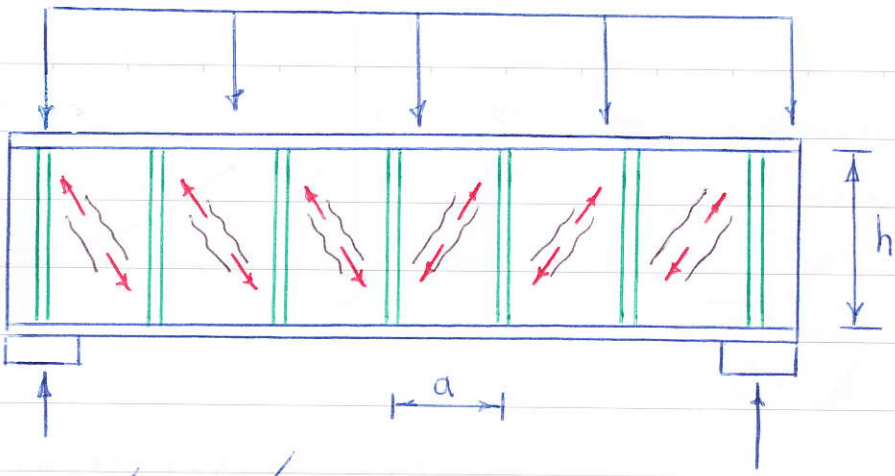
(کمانش ارتجاعی h/t_w بزرگ) $C_v = \frac{315\times10^4 k}{F_y (h/t_w)^2} \leq 0.8$

(کمانش غیرالاستیک) $C_v = \frac{1600}{(h/t_w)^2\sqrt{F_y}} \sqrt{k} \geq 0.8$

$k = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$

۳) مقاومت پس از کمانش برشی ـ عمل میدان کششی (Post Buckling) (Tension Field Action)

تجربیات آزمایشگاهی و عملی نشان می دهد که کمانش برشی جان در تیرورق های دارای سخت کننده فشرده جانبی آن نمی شود و تیرورق می تواند به باربری خود ادامه دهد. مکانیزمی که برای این عمل تعریف می شود مکانیزم خرپایی است، یعنی تیرورق تبدیل به خرپایی می شود که بال کششی و فولکانی بال بال های خرپا هستند، سخت کننده های عرضی قائم، همچنین جان کمانش یافته قطری های کششی یا دستک های کششی می باشند.

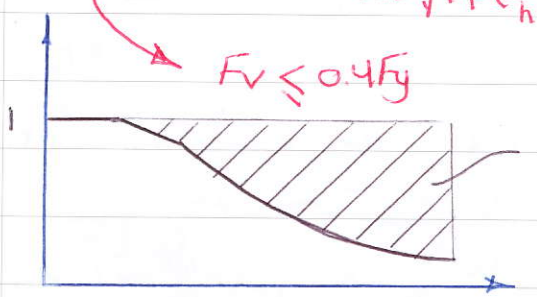


روش تشکیل میدان کششی

عمل میدان کششی توسط محققین مختلفی مورد مطالعه نظری و آزمایشگاهی قرار گرفته است. در حین آن کارهای که توسط آقای باسکار انجام شده وارد مقررات آیین نامه ای شده است. با توجه به نتایج کار باسکار و تعریف عرض نواری از ورق جان که تحمل نیروی کششی می نماید اصلاحیه ای بصورت زیر وارد تنش برشی مجاز تیر ورق ها گردید.

تنش برشی مجاز با وجود عمل میدان کششی ← $F_v = \frac{F_y}{2.89}\left[C_v + \frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+(\frac{a}{h})^2}}\right] \le 0.4F_y$

$F_v \le 0.4F_y$



a : فاصله خالص بین دو دنده کننده

h : ارتفاع خالص جان

C_v : مقاومت بی بعد کمانش

موارد استفاده از رابطه عمل میدان کششی :

در هنگام کاربرد رابطه میدان کششی توجه به نکات زیر ضروری است :

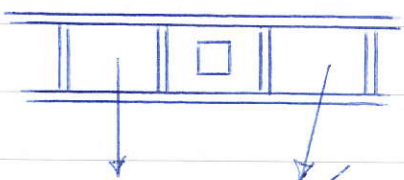
۱) تیر ورق باید حتماً دارای سخت کننده قائم باشد.

۲) در صفحه انتهایی می توان از این رابطه استفاده کرد، چون دارای صفحه مجاور نیست.

۳) هر صفحه ای دارای بازشوی بزرگ باشد در دو صفحه مجاور آن نمی توان از عمل میدان کششی استفاده نمود. (بازشوی بزرگ یعنی اندازه بعلت عبور تأسیسات باشد)

۴) مراجعه به ص ۴۸ آیین نامه

* عمل میدان کششی تنش مجاز برشی را حدود ۱۵٪ افزایش می دهد.



استفاده از عمل میدان کششی مجاز است

مقررات مربوط به سخت کننده‌های عرضی:

۱) استفاده از سخت کننده عرضی باعث افزایش تنش برشی مجاز در دو حالت بررسی عمل میدان کششی و بدون عمل میدان کششی می‌شود.

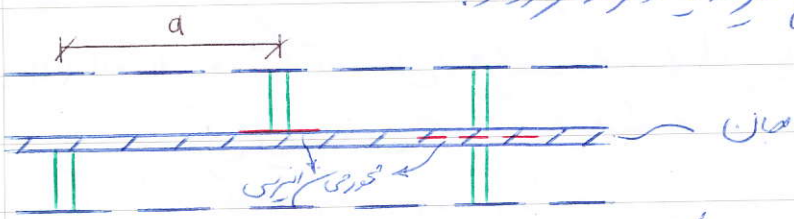
۲) سخت کننده عرضی باعث بهبود کیفیت تولید تیر ورق می‌شود و از اعوجاج‌های موضعی جلوگیری می‌کند.

۳) اگر $\frac{h}{t_w} < 60$ باشد نیازی به استفاده از سخت کننده نیست. زیرا در این حالت تنش برشی مجاز همواره $0.4F_y$ است و تعبیه سخت کننده باعث افزایش تنش مجاز نمی‌شود.

۴) اگر $\frac{h}{t_w} > 260$ باشد طبق این نامه تعبیه سخت کننده الزامی است. مابین 60 و 260 توصیه می‌شود سخت کننده قرار دهید چون باعث افزایش اقتصادی طرح می‌شود (کاهش ضخامت جان) و باعث سخت‌تر شدن تیر ورق می‌شود.

۵) در صورت تعبیه سخت کننده باید بین $\frac{a}{h} \leq \left(\frac{260}{h/t}\right)^2 \leq 3$ قرار باشد.

۶) سخت کننده‌های عرضی را می‌توان یک طرفه یا دو طرفه قرار داد.



۷) (سختی) ممان اینرسی سخت کننده نسبت به جان (حداکثر یک طرفه و حداقل دو طرفه) نباید از مقادیر زیر کمتر باشد. (برای جلوگیری از تغییر شکل سخت کننده می‌باشد)

$$I_s \geq \left(\frac{h}{50}\right)^4 \quad \xrightarrow[\text{این نامه‌ای جدید}]{\text{اخیراً}} \quad I_s \geq a t_w^3 J$$

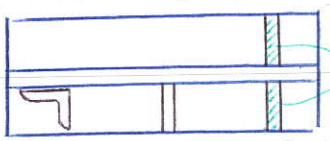
$$J = \left(\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2\right) \geq 0.5$$

۸) (مقاومت) در صورتیکه از عمل میدان کششی استفاده کرده باشیم سطح مقطع کل سخت کننده باید از رابطه زیر بدست آید (چون سخت کننده عضو فشاری خواهد بود)

$$A_s = \frac{1-C_v}{2}\left(\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1+(a/h)^2}}\right) Y.h.t_w.D$$

۷ & سخت کننده تسلیم فولاد جان نه فولاد سخت کننده

$$D = \begin{cases} 1.8 & \text{برای سخت کننده‌ی تنشی در یک طرف جان} \\ 2.4 & \text{برای سخت کننده ورق در یک طرف} \\ 1 & \text{سخت کننده ورق دو طرفه} \end{cases}$$



* تکته ۱: وقتی بزرگترین مقدار تنش برشی f_v در داخل یک پانل کمتر از مقدار مجاز تنش برشی عمل میدان کششی شود، مقدار سطح مقطع کل A_s را می‌توان در نسبت f_v/F_v ضرب نمود.

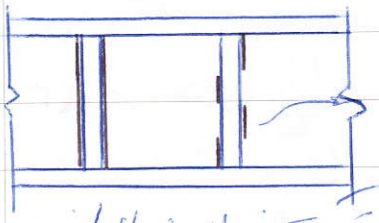
نکته ۲ * فایده نکته ۱ : اگر f_v کمتر از تنش برشی مجاز عمل میلاسی کشش شده می‌توان f_{vs} را در نسبت f_v/F_v ضرب نمود.

(اتصال بال جان) ۹) اتصال سخت کننده به بال و جوش سخت کننده را به جان متصل می‌کند باید توانایی برش در واحد طول را مطابق رابطه زیر تحمل کند.

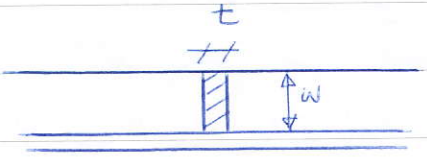
$$f_{vs} = h\sqrt{\left(\frac{F_y}{1400}\right)^3}$$

این جوش می‌تواند پیوسته یا منقطع باشد. در صورتیکه جوش منقطع باشد بهتر است آن را بصورت جیب و راست اجرا کنیم.

جوش سخت کننده‌ها f_{vs} (Kg/cm) F_y (Kg/cm²)



(نسبت عرض ضخامت) ۱۰) سخت کننده مثل یک عضو فشاری است بنابراین نسبت عرض به ضخامت آن باید در رابطه زیر صدق نماید.



$$\frac{w}{t} \leq \frac{795}{\sqrt{F_y}}$$

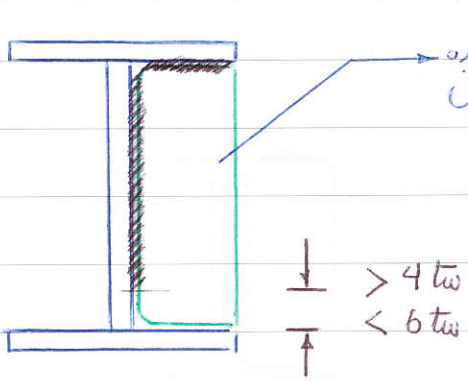
(اتصال به بال) ۱۱) اتصال سخت کننده به بال کششی سخت کننده را باید به بال فشاری جوش داد. اگر ورق مربوطه مثل یک سازی بزرگ در آن مشکل منقطع است، جوش دادن سخت کننده به بال کششی کار این مشکل را باعث می‌شود در واقع این فضای داخل تنش مجاز خستگی صدمه وارد نماید. نباید از 30٪ است. بنابراین توصیه می‌شود در این موارد سخت کننده را به بال کششی جوش ندهیم.

اگر مشکل خستگی نداشته باشیم سوراخ‌های صنعتی و موارد شبیه جوش دادن سخت کننده به بال کششی مشکلی ندارد. در این صورت کیفیت جوش هم اهمیت دارد و نباید عیب undercut داشته باشیم (و برطرف کنیم). در صورتیکه بخواهیم سخت کننده را به بال کششی جوش دهیم بعضی از توصیه‌ها می‌گوید که بال را قدری کوتاه کنیم اما این کار باعث ضرر است و باعث تمرکز تنش‌ها می‌شود. نوشتن کارشناسی در این خصوص آورده شده و توصیه می‌شود.

← ارتفاع سخت کننده را چند mm کوچکتر از ارتفاع جان در نظر بگیرید. آن را از بال فاصله بیندازید و سمت بال فشاری را جوش دهید. محل اتصال سخت کننده به بال کششی را بازبست مناسب پر کنید تا رطوبت وارد درز نشود. اگر در حالات جوشی که سخت کننده را به جان متصل می‌کند باید فاصله‌ای نزدیک از $4t_w$ و نزدیکتر از $6t_w$ از بال خاتمه داده شود.

ادامه نکته ۲ : باید توجه داشت که اگر قطعه سخت کننده بار متمرکز خارجی یا عکس العمل تکیه‌گاهی را تحمل می‌کند، باید پیچ یا جوش‌های متصل کننده آن حداقل برای بار خارجی یا عکس العمل تامین شوند.

پاسخ: چرا در بال فشاری تیر تنش برشی ایجاد می‌شود؟



هدف سخت کننده در بال فشاری به پایداری آن کمک کرده، آن را از کمانه عمود بر صفحه جان نگه می‌دارد. هدف سخت کننده در بال کششی ایجاد تمرکز تنش می‌کند که در بارهای تکراری باعث اجزای خستگی می‌گردد.

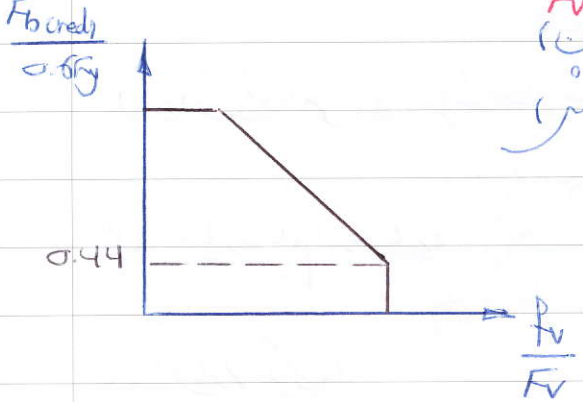
اثر متقابل تنش برشی و خمشی در جان:

در تیرهای کنسرو در کنار تکیه‌گاه‌ها، لنگر حداکثر و برش حداکثر به طور همزمان در جان تیر وارد می‌شوند. هر کدام از آن‌ها می‌توانند ظرفیت دیگری را کاهش دهند. برای این منظور تنش خمشی کاهش یافته از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$F_{bred} = \left(0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_v}\right) F_y \leq 0.6F_y$$

f_v: تنش برشی محاسبه شده (نیروی برشی تقسیم بر سطح مقطع جان)

F_v: تنش برشی مجاز (بدست آمده از رابطه عمل میدان کشش)



ب-ج) کمانش قائم جان در اثر تنش‌های فشاری مستقیم:

تنش‌های فشاری مستقیم همانند تنش‌های خمشی می‌توانند سبب ناپایداری قائم جان شوند که طی روابط گذشته باید آن را کنترل کرد. این حالات عبارتند از:

۱) له‌شدگی جان ۲) تسلیم موضعی جان ۳) کمانش قائم جان

در صورتیکه جان تیر ورق نازک باشد این سه حالت نامبرده باید از سخت کننده‌های فشاری استفاده نمایم.

سخت کننده‌های فشاری:

در محل تأثیر بارهای متمرکز سنگین و یا واکنش‌های تکیه‌گاهی که بیش از سه مقدار مقاومت تأمین کرده باز تقویت می‌شود از سخت کننده‌های فشاری استفاده می‌شود. سخت کننده‌های فشاری باید به جوار

ب) محدودیت‌های معماری

پ) ارتفاع بهینه یا اقتصادی تیر ورق

مطالعات نشان می‌دهد در صورتیکه ارتفاع جان تیر ورق طبق رابطه زیر انتخاب گردد وزن تیر ورق بهینه شده حداقل خواهد بود.

$$h_{efficient} = \sqrt[3]{\frac{3MK}{2f}} \quad (cm)$$

M: لنگر خمشی طرح

$$f = 0.6F_y$$

$$K = \left(\frac{h}{t_w}\right)_{Max} = \begin{cases} 170 * \\ 340 \end{cases}$$

ت) محدودیت عرض ورق و ارتفاع جان: تیرات مضارب صحیحی از عرض ورق در بازار باشد.

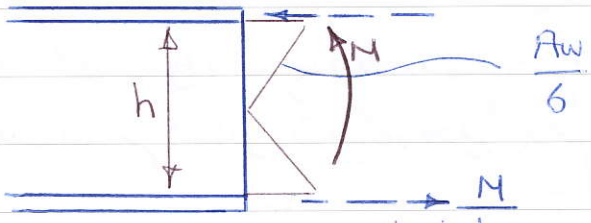
b	1200 mm	1500 mm
ضخامت	6 تا 40 mm	6 تا 15 mm

اگر 390 دقه‌ای دارند ایرادی نیست ورقه 400 را بریده برش در نظر گرفته.

۲) با انتخاب ارتفاع جان مساحت بال (A_f) از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$A_f = \frac{M}{fh} - \frac{A_w}{6}$$

(مساحت بال ← A_f، مساحت جان ← A_w)



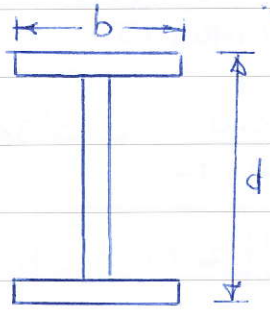
$A_w = th$

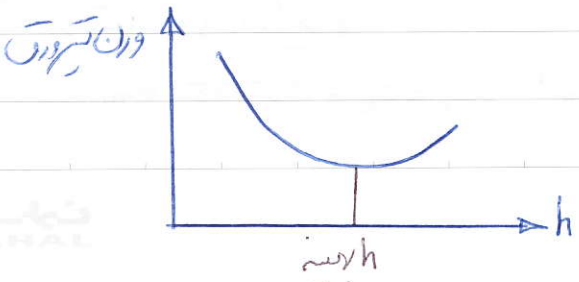
f: تنش مجاز خمشی. در هنگام کنترل مقطع پس از تعیین اولیه مقطع $f = \frac{M}{S_x}$ محاسبه کرد.

توصیه‌هایی برای عرض ورق بال (b): به منظور حفظ تناسب در انتخاب تیر ورق معیار b/d به صورت زیر توصیه می‌شود.

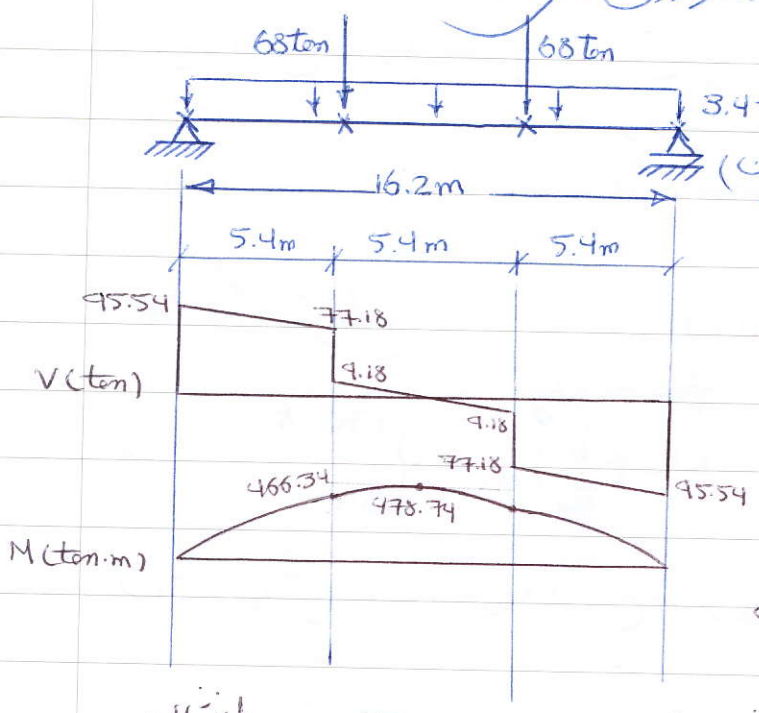
تیر ورق کم ارتفاع $b/d = 0.3$

تیر ورق با ارتفاع زیاد $b/d = 0.2$





مثال: مطلوبست طراحی تیر ورق زیر با استفاده از ورق St37.



- انتخاب ارتفاع تیرورق:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{6370}{\sqrt{F_b}} = \frac{6370}{\sqrt{0.6\times2400}} = 170$$

$$h_{min} = \sqrt{\frac{3Mk}{2F_b}} = \sqrt{\frac{3\times478.74\times10^5\times170}{2\times0.6\times2400}} = 203\ cm$$

h حداقل $= \frac{1}{20}\times1620 = 81\ cm$

از $81\ cm$ تا $203\ cm$ می‌توانیم تغییر کنیم.

$h_w = 150cm$ ← ورق فولادی که در اختیار است

$t_w = 1\ cm$

- تعیین ضخامت جان:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{150}{1} = 150 < 170 \quad o.k.$$

می‌توان برش را هم کنترل کرد تا $F_v = 0.4F_y$ شود و پیش تر کرد.

- کنترل تنش برشی:

$$f_v = \frac{95.54\times10^3}{150\times1} = 637 < 0.4F_y$$

اگر رابطه کنترل برش صدق نکند باید ضخامت جان را حداقل در یک سوم اول دهانه افزایش دهیم.

- تعیین مساحت بال:

$$A_f = \frac{M}{f.h} - \frac{A_w}{6} = \frac{478.74\times10^5}{1440\times150} - \frac{150\times1}{6} = 197\ cm^2$$

← PL 600×35 mm

PL 1500×10 mm

- کنترل $\frac{b}{d}$:

$$\frac{b}{d} = \frac{600}{1500+70} = 0.38$$

می‌پذیریم

- مشخصات هندسی مقطع:

$A = 570\ cm^2 \quad I = 2,755,715\ cm^4 \quad S_b = S_t = 35105\ cm^3$

- کنترل خمش:

$M = 478.74$ ton.m $L = 540$ cm

$C_b = 1$ $\lambda = \frac{L}{r_T} = 33 < \lambda_B$ → $F_b = 1440\ kg/cm^2$

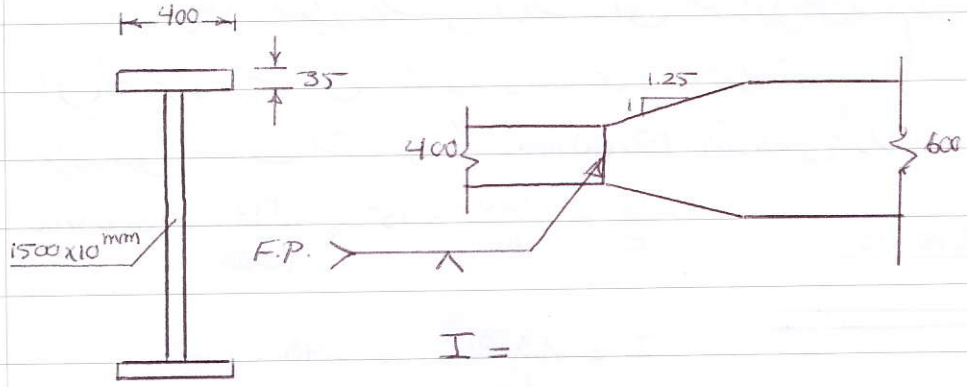
$f_b = \frac{478.74}{35105} \times 10^5 = 1364$

$DCR = f_b / F_b = 0.95$ (Demand

کاهش ابعاد ورق بال:

در تیرهای تن صلب با ترکیب شدن در نقطه A، مقدار لنگر خمشی را کاهش می دهیم. در ترورق نیز اقتصادی طرح ایجاب می نماید ابعاد ورق بال را با کاهش لنگر، کاهش دهیم. در دهانه های طولی مزرعه در بند تغییرات در ورق بال می توانیم تغییراتی در ارتفاع جان نیز داشته باشیم که منجر به ترورق های ماهیچه ای می شود.

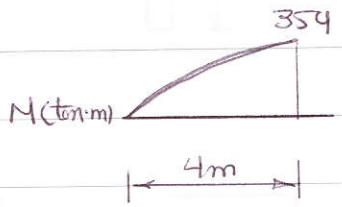
- مقطع تر در نقطه A:



$I =$

$S =$

$F_b = 1440\ kg/cm^2$



$M_{مجاز} = S \cdot F_b = 354$ ton.m

- کنترل برش:

$V = 95.74$ ton $f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{95.54 \times 10^3}{150 \times 1} = 637\ kg/cm^2$

- تن برشی مجاز در صورت عدم استفاده از سخت کننده:

$f_v = \frac{55 \times 10^5}{(h/t_w)^2} = \frac{55 \times 10^5}{150^2} = 245\ kg/cm^2 < 637$

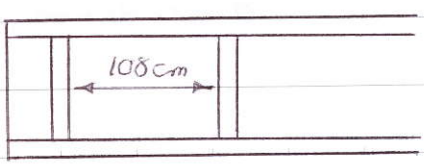
استفاده از سخت کننده الزامی است.

- فاصله بندی سخت کننده ها:

$a = \frac{5.4}{5} = 108$ cm

سخت کننده میانی

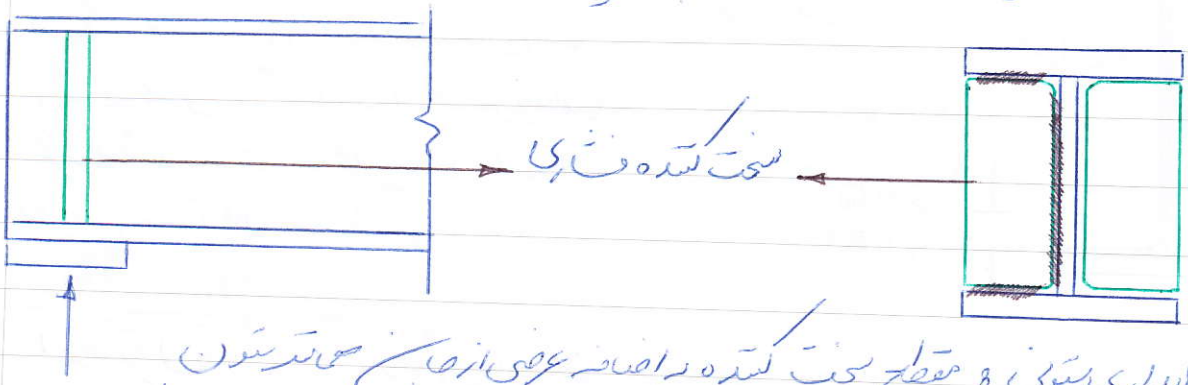
$\frac{a}{h} = \frac{108}{150} = 0.72$



در معیار پایداری ستونی :

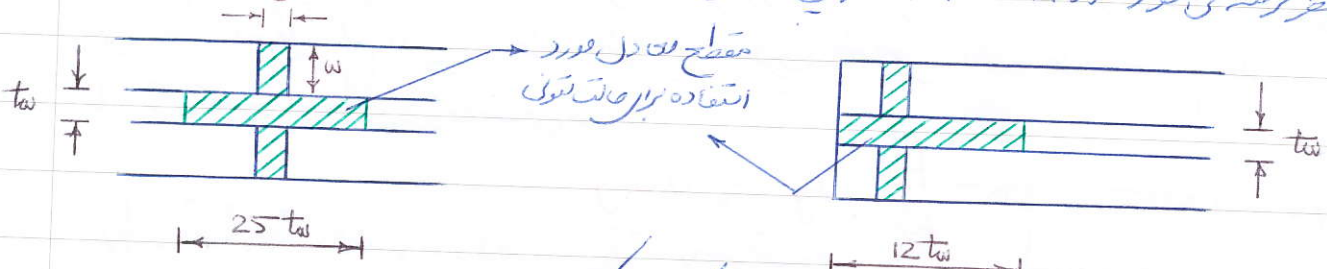
$$\text{سطح مقطع لازم } A_e = \frac{\text{بار متمرکز}}{\text{تنش فشاری مجاز ستونی } (F_a)}$$

بال موجش شوند معیارهای طراحی آن به قرار زیر است :



۱) معیار پایداری ستونی : مقطع سخت کننده به اضافه عرضی از جان همانند ستون در نظر گرفته می شود ($K=0.75$) (در بال ساری ($K=1$)

$$\lambda = 0.75\frac{h}{r}$$



$$\frac{w}{t} \leq \frac{795}{\sqrt{F_y}}$$

۲) کمانش موضعی : شرایط مقطع غیر فشرده برای جریان پلاستیک

$$F_y = 2400 \rightarrow \frac{w}{t} \leq 16.2$$

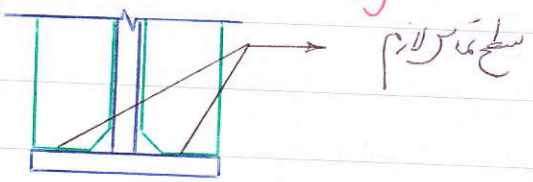
۳) معیار تسلیم در فشار :

$$\text{سطح مقطع لازم } (A_g) = \frac{\text{بار متمرکز}}{0.6F_y}$$

A_g : سطح مقطع ورق های سخت کننده در تماس

۴) معیار اسپلگی :

$$\text{سطح تماس لازم} = \frac{\text{بار متمرکز}}{0.9F_y}$$



۵) عرض سخت کننده لب به لب بال باشد .

انتخاب اولیه ابعاد ستون ورق :

توصیه براین نکته لازم است که ستون ورق بصورت ساخته شده آماده می باشد و طراح در طراحی عام اجزای آن آزادانه انتخاب دلخواهی می تواند طرح را اقتصادی یا غیر اقتصادی عامل کند توصیه هایی برای تولید طرح اقتصادی از ستون ورق بدست آورد .

گام های انتخاب اولیه ابعاد ستون ورق به قرار زیر است .

۱) انتخاب ارتفاع جان (h) : براساس چهار معیار زیر :

الف) عدد $\frac{1}{20}$ دهانه (اصلی عدد دلخواهی است)

$$k = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{0.72^2} = 14.3$$

C_v ارزیابی $= \dfrac{315\times10^4 \times 14.3}{2400\times150^2} = 0.834 > 0.8$ — بهتر است

C_v غیر ارزیابی $= \dfrac{1600}{150}\sqrt{\dfrac{14.3}{1400}} = 0.823 > 0.8$ — O.k.

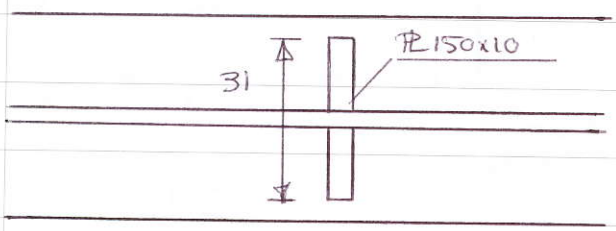
$$F_v = \frac{2400}{2.89} \times 0.823 = 683 > 637\ kg/cm^2$$

فاصله بندی سخت کننده‌ها فقط در صورتی ضرورت دارد که تنش برشی محاسبه‌ای از تنش برشی مجاز کاهش یابد.

با استفاده از عمل میدان کشش در انتهای ضلع اول می‌توانیم تنش برشی مجاز را بیشتر در نظر بگیریم (مجاز است).

این کار برای ضلع‌های 2، 3، ... قابل اجرا است.

برای ورق سخت کننده از نبشی $150\times10\ mm$ استفاده می‌شود.



$$\frac{w}{t} = \frac{150}{10} = 15 \leq \frac{795}{\sqrt{2400}} = 16.2 \quad O.k.$$

$$I = \frac{1\times31^3}{12} = 2482\ cm^4$$

$$I_{min} = \left(\frac{h}{50}\right)^4 = \left(\frac{150}{50}\right)^4 = 81 \ll I$$

— جوش اتصال سخت کننده به جان:

$$f_{vs} = h\sqrt{\left(\frac{F_y}{1400}\right)^3} = 150\sqrt{\left(\frac{2400}{1400}\right)^3} = 336\ kg/cm^2$$

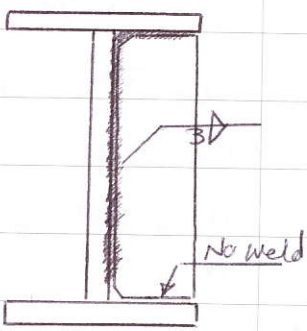
$$2\times650\times a = 336 \rightarrow a = 3mm$$

— جوش بال به جان تیر ورق:

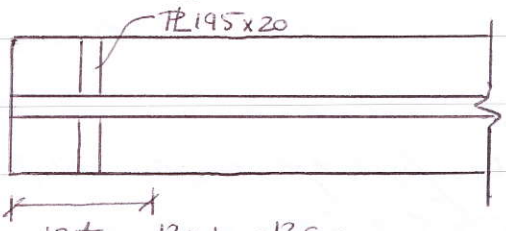
$$f_v = \frac{VQ}{I} = \frac{95.54\times10^3\times40\times3.5\times76.75}{1930894} = 532\ kg/cm^2$$

$$2\times650\ a = 532$$

$$a = 0.41\ cm \simeq 5\ mm$$



- سخت کننده فشاری کناره:



$A = 2 \times 19.5 \times 2 + 12 \times 1 = 90 cm^2$

$I = \frac{2 \times 40^3}{12} = 10667 cm^4$

$r = 10.9 cm$

$\lambda = 0.75 \times \frac{150}{10.4} = 10.3 \rightarrow F_a = 1400$

$P = 90 \times 1400 \times 10^{-3} = 126 > 96$

- کنترل تغییر شکل:

$\Delta = \frac{5}{48} \frac{L^2}{EI} M_{\frac{L}{2}} = \frac{5 \times 1620^2 \times 478.74 \times 10^3}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 275\,5715} = 2.26$

$\frac{\Delta}{L} = \frac{2.26}{1620} = \frac{1}{717}$ o.k.

$\Rightarrow$ بس خیز

1-13 / 5-13

تمرین:

حمید کاظم

فصل چهاردهم:

«اتصالات»

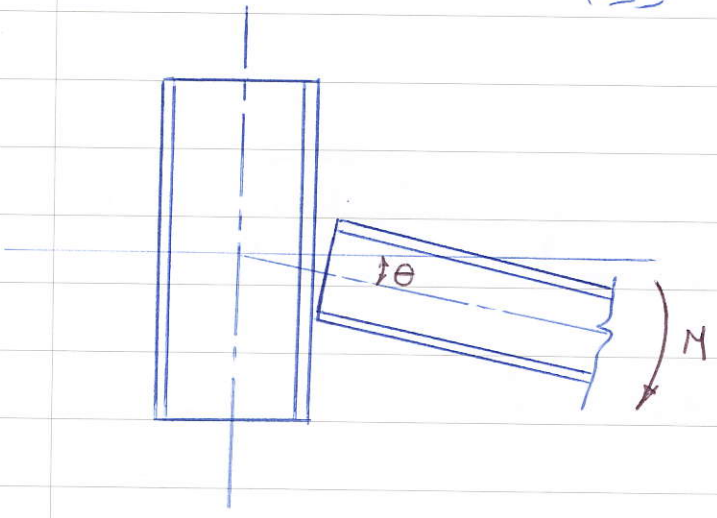
Connection

تعریف:

اعضای یک اسکلت فولادی شامل تیرها، ستون‌ها، مهاربندها، عناصر جداگرها می‌باشند که در کمک اتصالات درهم متصل می‌شوند و تشکیل قاب‌ها می‌دهند. اتصالات نقاط حساس یک قاب هستند. اتصال محلی است که نیرو از یک عضو به عضو دیگر منتقل می‌شود. در محل اتصال تغییر جهت نیرو، تمرکز نیرو، تغییر مقطع، جوشکاری و تغییر خواص فولاد و موارد متعدد وجود دارد. بنابراین از همه نظر صدمه‌پذیرترین (آسیب‌پذیرترین) است. تجربیات والتی نیز نشان‌دهنده این موضوع است. بنابراین مهندس طراح اسکلت فولادی، هرآنکه در کنار فنی و علمی دارد تأثیر در اتصالات تمرکز نماید تا رفتار اسکلت فولادی منطبق بر خواسته‌های طراح گردد. در کلیه مراحل محاسبه، طراحی، جزئیات بندی و اجرای اتصالات باید توجه خاصی مبذول گردد.

مشخصات یک اتصال:

هر اتصال دو مشخصه نیرویی و تغییر شکلی دارد. مشخصات نیرویی را با لنگر انتهایی و مشخصات تغییر شکلی را با دوران انتهایی تعریف می‌نماییم.



درجه صلبیت اتصال (R):

درکل اتصال نسبت لنگر انتهایی مقاوم M به لنگر انتهایی در حالت کاملاً گیردار، درجه صلبیت نامیده می‌شود.

$$R = \frac{M_{مقاوم}}{FEM}$$

$\theta = 0$

$FEM = M$

طراحی تیرورق ها

۱) تعیین نیروهای وارده و رسم نمودار لنگر خمشی و نیروی برشی.
(توصه شود که وزن گسترده ضوابط تیرورق لحاظ شده است یا خیر)

۲) تعیین ابعاد اولیه جان:

۲-۱) ارتفاع جان:

الف)
$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{6370}{\sqrt{F_b}} \xrightarrow{\text{فرض}} F_b = 0.6F_y \xrightarrow{F_y=2400} \frac{h}{t_w} \leq 170$$

$$\text{بیشینه } h = \sqrt[3]{\frac{3Mk}{2F_b}} \quad \text{فرض } k = \left(\frac{h}{t_w}\right)_{Max} \quad \text{فرض } F_b = 0.6F_y \quad M(kg.cm)$$

ب)
$$h_{min} = \frac{L}{20} \quad (L: \text{طول دهانه})$$
$h_{min} <$ انتخابی $h <$ بیشینه h
← با توجه به بازار

۲-۲) ضخامت جان:
$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{6370}{\sqrt{F_b}} \rightarrow t_w$$

۳) کنترل تنش برشی ورق جان:
$$f_v = \frac{V}{h.t_w} < \text{تنش برشی مجاز } (0.4F_y)$$
ممکن است طبق آیین نامه $\frac{h}{t_w} \not\leq \frac{3185}{\sqrt{F_y}}$. لازم نیست لزوماً با اعمال سخت کننده تنش را زیاد کنیم (تنش مجاز)

۴) تعیین ابعاد اولیه بال:
$$A_f = \frac{M}{F_b h} - \frac{A_w}{6} \quad \text{فرض } F_b = 0.6F_y$$
(عرض بال: $b_f = 0.2h$ یا $b_f = 0.3h$)

کنترل مقطع غیرفشرده برای بال:
$$\frac{b_f}{2t_f} < \frac{795}{\sqrt{F_y/k_c}} \quad \begin{cases} \frac{h}{t_w} > 50 \rightarrow k_c = \frac{7}{\sqrt{h/t_w}} \geq 0.4 \\ \frac{h}{t_w} < 50 \rightarrow k_c = 1 \end{cases}$$

۵) تعیین مشخصات مقطع: r_T , I , S_t , S_b , C_t , C_b , A

۶) تعیین تنش خمشی مجاز در مقطع:

۶-۱) روش یکپارچگی

۶-۲) روش ستونی

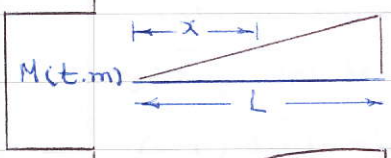
۷) کنترل کمانش جانبی و تعیین تنش خمشی در صورت لزوم:
$$\begin{cases} \frac{h}{t_w} > \frac{6370}{\sqrt{F_b}} \rightarrow F_b' = F_b\left[1 - 0.0005\frac{A_w}{A_f}\left(\frac{h}{t_w} - \frac{6370}{\sqrt{F_b}}\right)\right] \\ \frac{h}{t_w} < \frac{6370}{\sqrt{F_b}} \rightarrow F_b' = F_b \end{cases}$$

۸) کنترل تنش خمشی در مقطع

$$f_b = \frac{M}{S} < F_b'$$

۹) کاهش ابعاد ورق بال و

الف)



$x = L/2$, $\frac{A_f'}{A_f} = 1/2$

ب) تیر با بارگذاری به شکل بارگسترده یکنواخت

$x = L/3$ $\quad \frac{A_f'}{A_f} = 5/9$

ج) تیر خرپا با بار گسترده یکنواخت

$x = L/\sqrt{3}$ $\quad \frac{A_f'}{A_f} = 1/3$

۱۰) تعیین مشخصات مقطع کاهش یافته و A , w , C_b , C_t , S_c , S_b , I , r_T

۱۱) تعیین تنش خمشی مجاز در مقطع.

۱۲) تعیین خمش حداکثر برای مقطع کاهش یافته و $M = S \cdot F_b$

۱۳) تعیین فاصله مناسب برای کاهش ابعاد از یک سر.

۱۴) کنترل تنش برشی.

۱۴-الف) فرض اولیه عدم استفاده از سخت کننده میانی.

$$f_v = \frac{V}{h t_w} \qquad F_v = \frac{55 \times 10^5}{(h/t_w)^2} \leq 0.4 F_y$$

اگر و

$f_v < F_v$ ⟶ استفاده از سخت کننده میانی ضروری ندارد

$f_v > F_v$ ⟶ استفاده از سخت کننده میانی الزامی است.

۱۴-ب) $f_v > F_v$ ⟵ a (فاصله سخت کننده) را با فرض تعداد حدسی تعیین می‌نمائیم.

$a = \frac{l_c}{n}$ ⟶ چک‌های زیر صورت گیرد

$$K_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \longrightarrow C_v = \begin{cases} \dfrac{315 \times 10^4 K_v}{F_y (h/t_w)^2} \leq 0.8 \\ 0.8 < \dfrac{1600}{(h/t_w)} \sqrt{\dfrac{K_v}{F_y}} < 1 \end{cases}$$

$$\Rightarrow F_v = \frac{F_y}{2.89}(C_v) \leq 0.4 F_y$$

* اگر $\frac{a}{t_w} < 60$ شد اصلاحی به سخت کننده نیست.

* $\frac{a}{h} \leq \left(\frac{260}{h/t_w}\right)^2 < 3$

اگر دوباره $f_v > F_v$ شد باید فرض a را تغییر دهیم.

۱۵) انتخاب ورق تحت کشده میانی و کنترل آن:

انتخاب $\frac{w}{t} < \frac{795}{\sqrt{F_y}}$ ← $\frac{w}{t}$ انتخاب

۱۵-۱)

۱۵-۲)

$I > \left(\frac{h}{50}\right)^4$ یا $I = a t_w^3 . J \quad \left(J = \left(\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2\right) \geq 0.5\right)$

۱۵-۳) جوش تحت کشده:

۱۵-۳-۱) اتصال به جان:

$f_{vs} = h\sqrt{\left(\frac{F_y}{1400}\right)^3} = 2 \times 650\, a$ ← (دو جوش دو طرف)

a (cm) : ساق جوش

۱۵-۳-۲) اتصال به بال (جان بریده)

$f_v = \frac{VQ}{I} = 2 \times 650\, a$

۱۶) کنترل تغییر شکل:

L(cm)

M(kg.cm) (صفحه 108 آیین نامه)

تیر ساده با بار متمرکز: $\Delta = \frac{PL^3}{48EI}$ — تیر ساده با بار یکنواخت: $\Delta = \frac{5L^2.w}{348EI}$

تیر دو سر گیردار با بار متمرکز: $\Delta = \frac{5L^2}{48EI} M_{CL}$

۱۷) تحت کشده فشاری:

در ابتدا plate را در انتها فرض می‌کنیم.

صفحه 98 — صفحه 99 آیین نامه

در ابتدا یک کنترل تسلیم موضعی با لبه‌ی جان و یکبار هم جان می‌گیریم.

صفحه 97

البته توصیه می‌شود حتماً تحت کشده فشاری تعبیه گردد.

الف) نواری از جان به طول 25 t_w + سطح مقطع صفحه تقویتی = سطح مقطع قطعات صلبی

ب) سطح مقطع قطعات انعطاف = // + 12 t_w //

t_w : ضخامت جان تیر ورق

محاسبه: A , I , r

$\lambda = 0.75 \frac{h}{r}$ ← F_a ← مجاز P

۱۸) کنترل یک تیر ساده برشی و لنگر خمشی در حالت بار متمرکز

$$f_b = \frac{M}{S} \qquad f_v = \frac{VQ}{It}$$

$$F_{b\,(red)} = \left(0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_v}\right) F_y \leq 0.6F_y$$

عمل برشی $F_v = \frac{F_y}{2.89}\left(C_v + \frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+\left(\frac{a}{h}\right)^2}}\right) \leq 0.4F_y$

باید $f_b < F_b$ گردد.

۱۹) رسم طرح نهایی ورق (تیرورق + تحت کننده‌ها + جزئیات جوش‌ها)

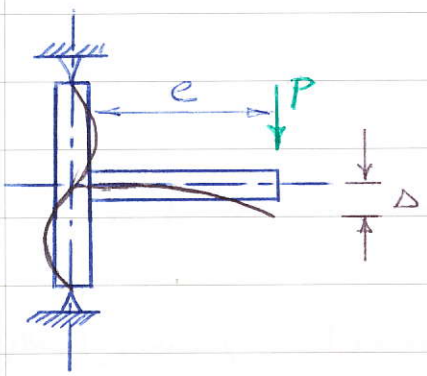
انواع اتصال :

آیین نامه های سازه های فولادی ۳ نوع اتصال را به رسمیت می شناسند

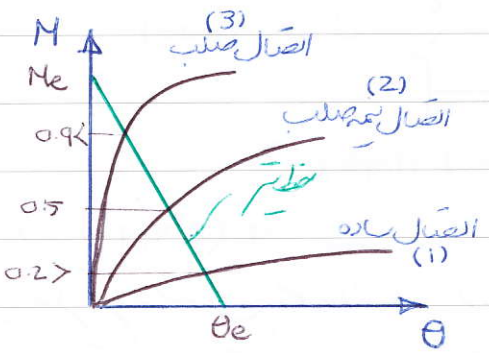
نوع اتصال	انواع اتصال	مشخصات تغییر شکلی	مشخصات نیرویی	درصد صلبیت
۱	اتصال ساده	θ آزاد	$M = 0$	$R \leq 20\%$
۲	اتصال صلب	$\theta = 0$	M درصد لنگر گیرداری	$R \geq 90\%$
۳	اتصال نیمه صلب	θ بین دو حد فوق	M بین دو حد فوق	$50 \leq R \leq 70$

نمودار $M-\theta$ برای اتصالات :

همانطور که خواص مصالح مهندسی (مهندسی مصالح) از نمودار $P-\Delta$ (تنش کرنش) بدست می آید، خواص مهندسی اتصال از نمودار $M-\theta$ تعیین می گردد. برای تعیین نمودار $M-\theta$ در آزمایشگاه نمونه ای از اتصال در حقیقی که یک در آزمایشگاه ساخته شده و یک تیر نگهدارنده نیروی P بر آن اعمال می شود. به کمک اندازه گیری ها نمودار $P-\Delta$ و از روی آن نمودار $M-\theta$ برای اتصال ساخته می شود. نمودارهای نیت به شکل زیر می باشد

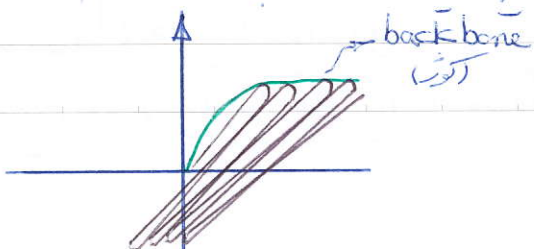


$$M = Pe \qquad \theta = \frac{\Delta}{e}$$



امروزه نوع دیاگرمی این آزمایشات که در آن نیز وضعیت رفت و برگشتی دارد برای مطالعه اتصالات تحت بار زلزله ترسیم شده است.

* منحنی سبز رنگ منحنی پوش است.



SAC ← موسسه‌ای آمریکایی که بررسی اتصالات کارهای زیادی کرده‌اند

خط تیر (Beam-Line):

با استفاده از معادلات شیب-افت برای تیری تحت بارگسترده یکنواخت می‌توان انطباق زیر را بین لنگر انتهایی و دوران انتهایی برقرار نمود.

$$Me = -\frac{2EI\theta e}{L} - \frac{qL^2}{12}$$

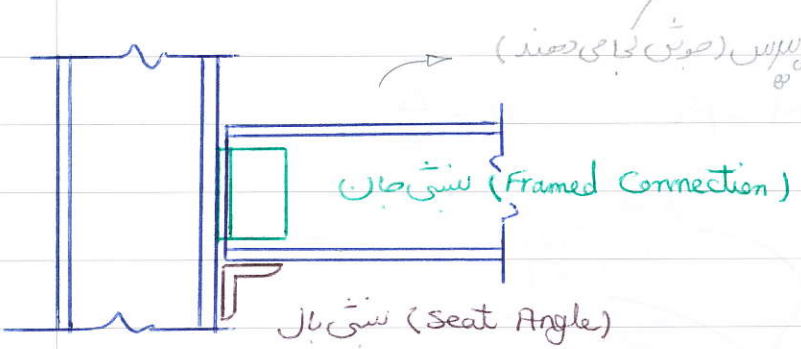
از انطباق فوق رابطه نمودار $M-\theta$ برای خط تیر ساخته می‌شود.

$\theta e = 0$ → تیر دوسر گیردار → $Me = FEM = \frac{qL^2}{12}$

$Me = 0$ → تیر دوسر ساده → $\theta e = \frac{qL^2}{12} \times \frac{L}{2EI}$

۱) اتصال ساده (Simple Connection):

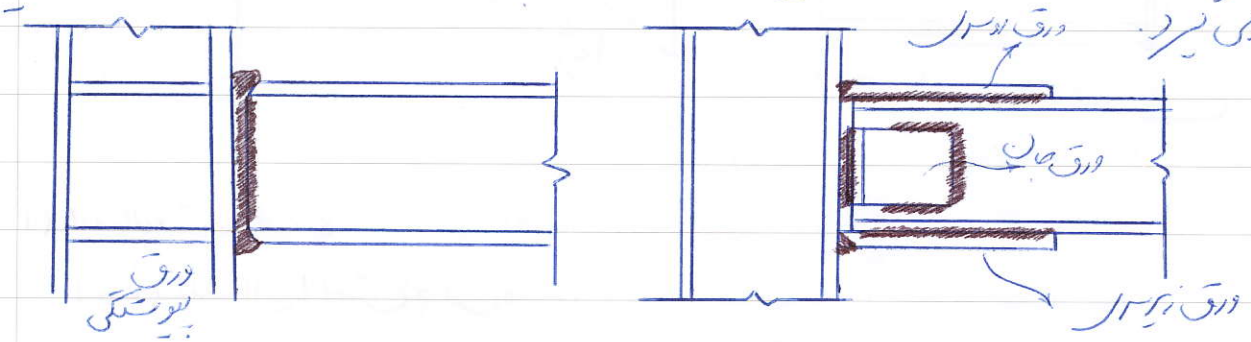
اتصال ساده اتصالی است که لنگر انتهایی تقریباً ناچیز و دوران انتهایی تقریباً آزادی دارد. در عمل سازی تکیه‌گاهی لنگر انتهایی آن را صفر می‌گیرند (اتصال مفصلی). یعنی هیچ انتقالی از نظر لنگر بین تیر و ستون وجود ندارد. رفتار تیر در مقابل بار قائم حالت تیر ساده دارد. در عمل اتصالاتی که با نبشی نشیمن یا نبشی جان ساخته می‌شوند در این رده قرار می‌گیرند.

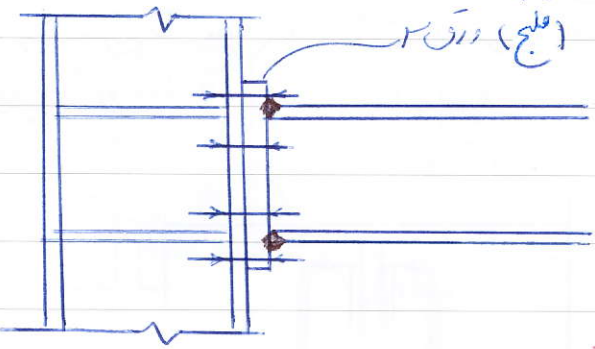


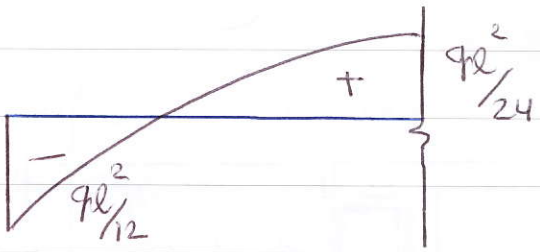
۲) اتصال صلب (Rigid Connection):

در اتصال صلب امکان انتقال لنگر تیر به ستون وجود دارد. در نتیجه اسکلتی که از این نوع اتصال در آن استفاده شده باشد سه تا شش درجه آزادی خواهد داشت. تحلیل قابل در مقابل بارهای قائم و جانبی پایدار و نامعین است. برای تحلیل آن نامیدار روش‌های تحلیل سازه‌های نامعین استفاده کرد. تمدار لنگر گیرداری تیر در مقابل بار قائم ترکیبی به حالت زیر گیردار می‌باشد که لنگر انتهایی آن حدوداً $\frac{-qL^2}{12}$ و لنگر میانی آن در حدود $+\frac{qL^2}{24}$ است.

اتصالاتی که در آن تیر به طور مستقیم و بدون جوش شده یا با استفاده از ورق کمکی به ستون پیچی و یا با استفاده از ورق فلنج (ورق سر پیچ شده) استفاده شده باشد در این رده قرار می گیرد.







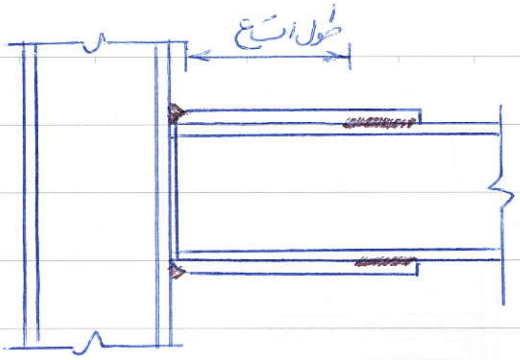
۳) اتصالات نیمه صلب (Semi-Rigid Connection):

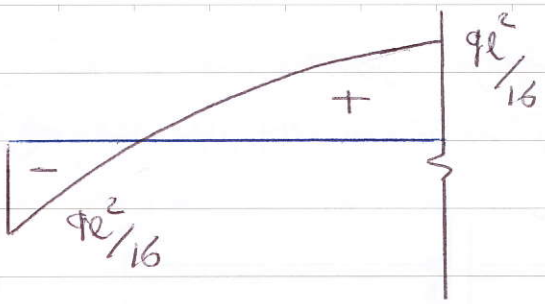
همانطور که از نامش پیداست اتصالی است که هم قابلیت دوران و هم انتقال لنگر را دارا است. در مقابل بار قائم دارای این مزیت است که اگر در حدود 75٪ باشد، لنگر طراحی تیر در ناحیه منفی و وسط برای بار قائم گسترده برابر $wL^2/16$ می شود که اقتصادی ترین حالت را فراهم می کند. حال چرا این اتصال در عمل مورد استفاده عمومی قرار ندارد، به دلایل زیر است:

۱) اشکال طراحی و اجرای دقیق اتصال که گیرداری و صلبیت تعریف شده ای را داشته باشد عملی نیست هرچند که ارزیابی تقریبی نیز صورت است.

۲) رفتار اکثر تکیه گاه های صلب شناخته شده نیست.

شکل اتصال با استفاده از ورق زیر و بالا همان اتصال ورق بالا و پایی است با این تفاوت که طول ورق بالایی و زیری عمداً جوش می شود تا قابلیت انتباع (کشیدگی) وجود داشته باشد.

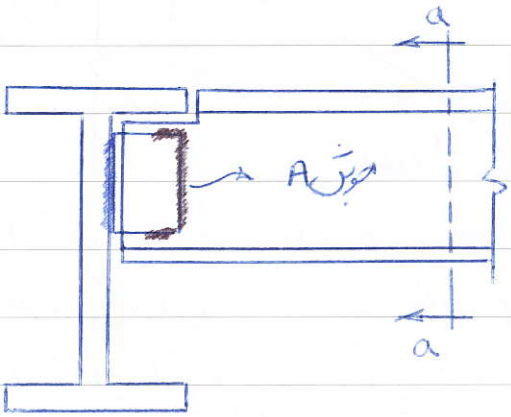


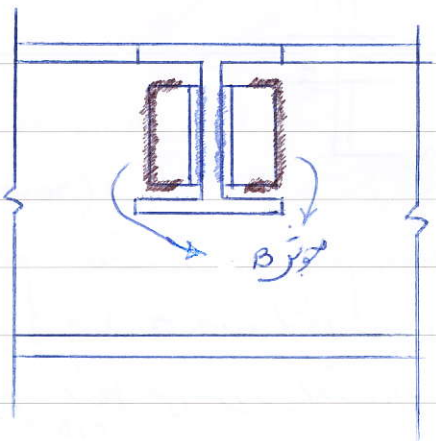


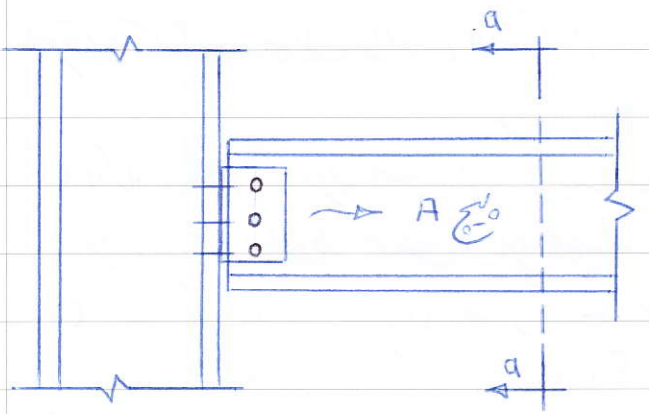
۱) اتصالات ساده:

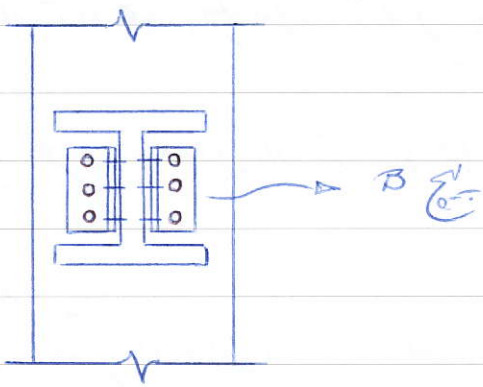
الف) اتصال با نبشی جان:

از این نوع اتصال برای اتصال ساده تیر چه به ستون یا تیر دیگر بیشتر استفاده می‌شود. در این روش تکیه‌گاه یک نبشی است که در دو طرف جان قرار گرفته و به کمک پیچ یا جوش اتصال برقرار می‌شود.



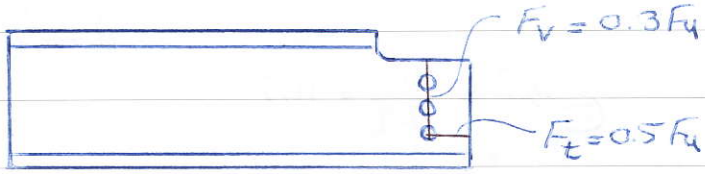






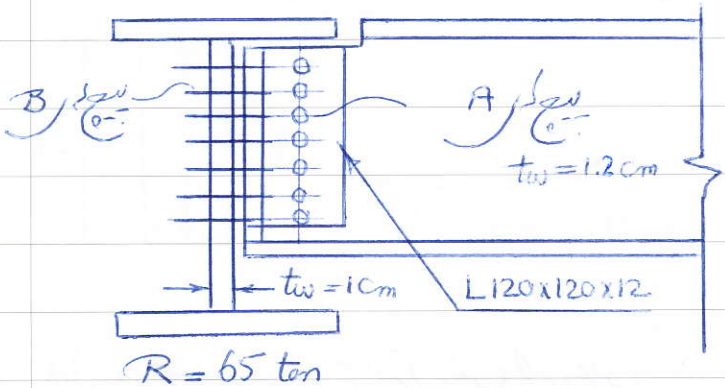
شکست برشی قالبی:

در اتصالات با نبشی جان که در آن یکی از بال‌ها زبانه شده است امکان شکست برش قالبی وجود دارد که باید بررسی شود.



مثال: در اتصال ساده IPE600 به ستون حمل از ترورق با نیروی برشی $R = 65\ ton$ از جزئیات زیر استفاده شده است. کنترل های لازم را انجام دهید.

از پیچ پرمقاومت 8.8 با $F_u = 8000\ \frac{kg}{cm^2}$ و قطر $d_b = 18mm$ استفاده شایید. پیچ ها از نوع اتکایی و صفحه برش خارج از ناصله نداده شده است. فولاد از نوع ST37 با $F_y = 2400$ ، $F_u = 3700$ (سوراخ ها استاندارد و روکش شده است)



* در طراحی اتصال با نشیمن جان و نبشی پیچ جهت نگه داشتن عضو در حین نصب استفاده می شود و پیچ ها فقط برای برش مستقیم محاسبه می شوند.

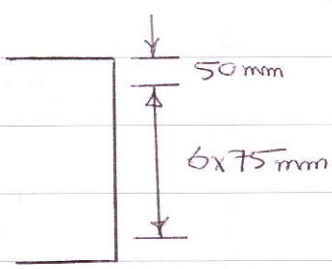
۱) پیچ های A (اتصال به جان IPE600) پیچ های برشی هستند.

$F_v = 0.28F_u = 0.28 \times 8000 = 2240\ kg/cm^2$ $\quad A_b = 2.54\ cm^2$

$R_{DS} = 2 \times 2.54 \times 2240 \times 10^{-3} = 11.38\ ton$

$R_B = 1.2F_u \cdot t_w \cdot D = 1.2 \times 3700 \times 1.2 \times 1.8 \times 10^{-3} = 9.59\ ton$

تعداد پیچ ها $= \frac{65}{9.59} = 6.78 \simeq 7$



کنترل برش قالبی:

برش مجاز $= L_n \cdot t_w \cdot 0.3F_u$

$= (6 \times 7.5 + 5 - 6.5 \times 2) \times 1.2 \times 0.3 \times 3.7 \times 10^{-3}$

$\simeq 50$

کشش مجاز $= L_n \cdot t_w (0.5F_u) = (8 - 0.5 \times 2)(1.2)\ 0.5 \times 3700 \times 10^{-3} = 15$

مقاومت کل $= 50 + 15 = 65\ ton$

(برش قالبی مربوط به IPE600 که کنترل نشده است حذف شد.)

$R_B = 1.2 \times 3.7 \times 1 \times 1.8 = 8\ ton$ — برش پیچ‌های B

$R_{ss} = 2240 \times 2.54 \times 10^{-3} = 7\ ton$ — تعداد پیچ $= \frac{65}{5.7} = 11.5$

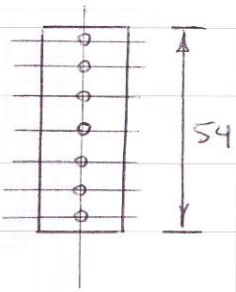
$2 \times 7 = 14$

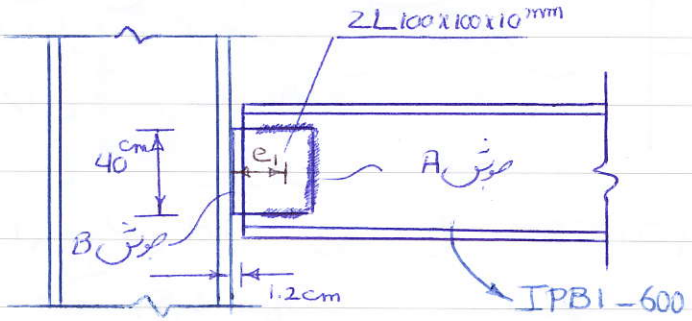
برای بشقاب‌ها از $L\ 120 \times 120 \times 12^{mm}$ و به طول 54cm استفاده می‌کنیم. انتخاب این نبشی بجای استاندارد باید کنترل برش در آن انجام گیرد.

تعداد — A_V — $0.3F_u$

$V = 2 \times 1.2(54 - 7 \times 2)\ 0.3 \times 3.7 = 106\ ton > 65\ ton$ — کنترل نبشی

برش مالکی





شکل: مطلوبیت انجام کنترل‌های لازم برای اتصال بدون (ظرفیت جوش را با فرض سه جوش 8 میلی‌متر بدست آورید)

ظرفیت جوش A, B ← E60

$\varphi = 0.75$

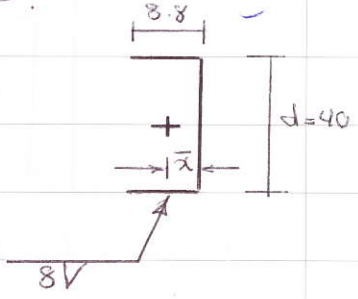
در اتصالات جوشی نبشی‌ها باید از برون محوری نیرو منظور گردد یعنی جوش فوق تحت برش مستقیم و لنگر خمشی قرار دارد. مقدار برون محوری برابر است با فاصله مرکز جوش A تا سطح تماس نبشی با تکیه‌گاه.

جوش A

$I_p = \frac{8b^3 + 6bd^2 + d^3}{12} - \frac{b^4}{2b+d} = 12724\ cm^4$

$\bar{x} = \frac{b^2}{2b+d} = 1.34$

$e_1 = 10 - 1.34 = 8.66$



برش مستقیم $f'_y = \frac{P}{2(40 + 2 \times 8.8)} = 0.0087P$

$$f''_y = \frac{T.x}{I_p} = \frac{P(8.66)(10-1.34-1.2)}{2\times 12724} = 0.0025P$$

$$f''_x = \frac{Ty}{I_p} = \frac{P\times 8.66\times 20}{2\times 12724} = 0.0068P$$

$$f_r = \sqrt{(0.0087+0.0025)^2 + (0.0068)^2} = 0.0131P \ \ kg/cm$$

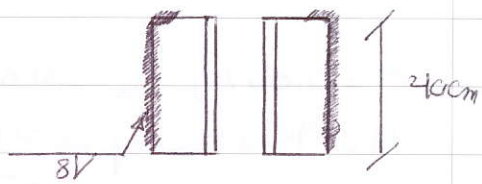
$$R_w = 650a = 650\times 0.8 = 520$$

$$f_r = 0.0131P \qquad P = \frac{520}{0.0131} = 39694 \simeq 39.7 \ ton$$

برای جوش A، نیروی P دورتر است و برای جوش B نیروی P نزدیک‌تر است.

جوش B:

$$P = \frac{2L^2 f_r}{\sqrt{L^2 + 20.25e_i^2}} = \frac{2\times 40^2 \times 520}{\sqrt{40^2 + 20.25\times 8.66^2}} = 29.8 \ ton$$



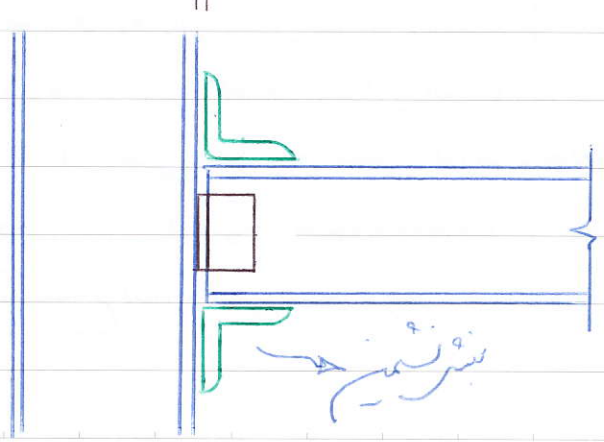
$A = 83.2 \quad S = 618.67 \quad f_v = \frac{P}{83.2}, \quad f_b = \frac{8.66P}{618.67}$

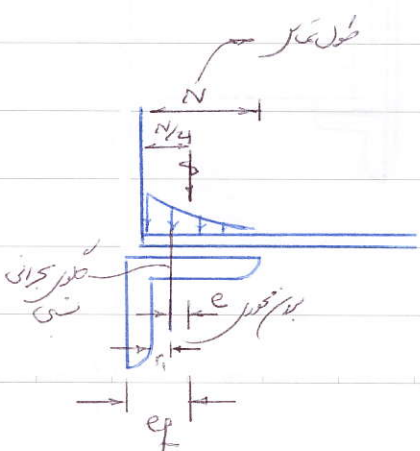
$$f_r = 0.0184P = 650a \rightarrow P = 28.26 \ ton$$

ب) اتصال ساده با نبشی لغطاف نیز

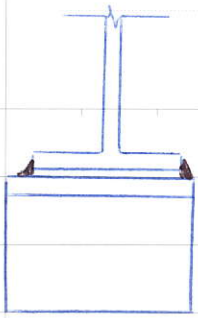
وقتی که واکنش تکیه‌گاهی کوچک باشد (در صدا صفال‌ای متعارف)، نبشی نشیمن لغطاف نیز می‌تواند به‌عنوان یک گزینه برای اتصال ساده، در نظر گرفته شود. این اتصال متشکل از یک نبشی نشیمن است که تمام واکنش تکیه‌گاهی را تحمل می‌نماید، یک نبشی کوچک نیز در جان یا بال فوقانی تیر که انتهای آن آزاد است (محاسبه‌ای ندارد). وظیفه این نبشی جلوگیری از غلتیدن و چپ شدن تیر است.

فاصله آزاد حداقل $\simeq 2cm$





طول گرانی: محل شروع شدن تنش تیر است.



طول بتنی نشیمن باید از عرض بال بزرگتر باشد تا دولبه بتنی محوش شود.

مثال: مطلوبست طراحی بتنی نشیمن برای تیر دهانه‌ای از IPE300 به دهانه 7.5 متر. طول آل از نوع ST37-3 می‌باشد.

پ۱: برای نشیمن واکنش تکیه‌گاهی یک روش است که با استفاده از ماروارده واکنش تکیه‌گاهی با استفاده از اصول استاتیک بدست آید. روش دیگر استفاده از سری برش یا واکنش نظیر ظرفیت خمشی می‌باشد. با توجه به اینکه در دهانه‌های متعارف ظرفیت خمشی حاکم است استفاده از این روش به این علت که برای خمش و برش به صورت همزمان رخ می‌دهد صحیح نبوده از اندکی ضعیف تر است. واکنش نظیر ظرفیت خمشی معمولاً با فرض بارگسترده انجام می‌شود. لیکن می‌توان با هر نوع بارگذاری نیز انجام شود.

$$M = 0.66 F_y \cdot S_x = 0.66 \times 2400 \times 557 \times 10^{-5} = 8.82 \text{ ton.m}$$

$$M = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow q = \frac{8M}{L^2} \qquad V = \frac{qL}{2} = \frac{8M}{L^2} \cdot \frac{L}{2} = \frac{4M}{L}$$

$$\Rightarrow V = R = \frac{4 \times 8.82}{7.5} = 4.7 \text{ ton}$$

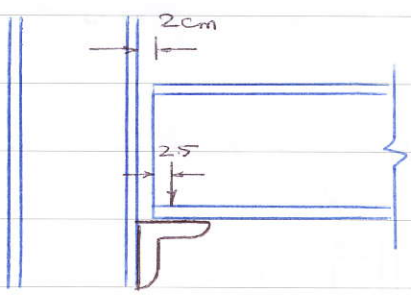
پ۲: تعیین طول تماس صداقل برمبنای تسلیم موضعی

$$N = \frac{R}{0.66 F_y \cdot t_w} - 2.5k$$

$$N = \frac{R}{0.66 F_y \cdot t_w} - 2.5k = \frac{4.7 \times 10^3}{0.66 \times 2400 \times 0.71} - 2.5 \times 2.57 < 0$$

مقدار منفی بدست آمد. بی طبق دستور آیین نامه صداقل طول تماس برابر k در نظر گرفته می‌شود.

$$\Rightarrow N = k = 2.57 \text{ cm}$$



پ۳: انتخاب اولیه نمره بتنی: اگر فاصله آزاد لوتار برابر 20mm فرض گردد و صداقل طول تماس 3cm فرض گردد صداقل لبه آزاد افقی بتنی 5cm بدست می‌آید. با توجه به تقارب انتخاب بتنی 50 برای نشیمن کفایت خواهد کرد. انتخاب اول را از بتنی L120x120x12mm شروع می‌کنیم. اگر نتایج اجازه دادن می‌توانیم نمره آن را کوچکتر کنیم.

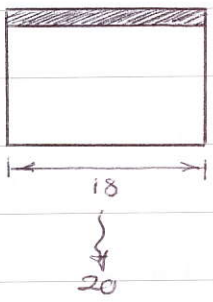
$$N = 12 - 2 = 10 \text{ cm} \qquad \frac{N}{4} = 2.5$$

پ۴: محاسبه پرچ یا کوری بار

$e_f = 2 + 2.5 = 4.5\,cm$

$e = e_f - t - r = 4.5 - 1.2 - 1.3 = 2\,cm$

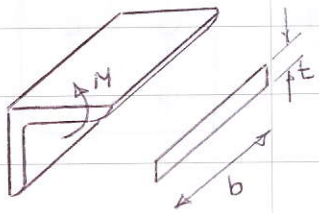
$M = 4.7 \times 2 = 9.4\ ton.cm$



f_b : کنترل ضخامت بتنی :

$S_{بال} = \frac{bt^2}{6} \rightarrow \sigma = \frac{9.4 \times 10^3}{\frac{18t^2}{6}} \leq 0.75 F_y$ (حال تحدیدی)

$t = \sqrt{\frac{6 \times 9.4 \times 10^3}{18 \times 0.75 \times fy}} = 1.32$



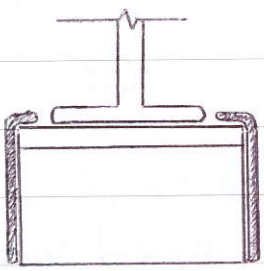
$t = \sqrt{\frac{6 \times 9.4 \times 10^3}{20 \times 0.75 \times fy}} = 1.25 \simeq 1.2$ o.k.

f_b و f_c : کنترل لهیدگی بتن :

$$R = 285\, t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right] \sqrt{\frac{F_{yw}\, t_f}{t_w}}$$

$t_w = 0.71 \quad t_f = 1.07 \quad d = 30 \quad N = 10 \rightarrow R = 13.2\ ton \gg 4.7\ ton$

f_b : اتصال بتنی نشیمن به ستون توسط جوش : جوش اتصال دهنده بتنی به ستون یک تنش مستقیم و یک تنش برشی قرار دارد. این ناحیه با توجه به طول کم و دو مقاومت را لحظه نیز برای مقاومت مورد نیاز لازم می باشد.



$$f_r = \frac{P}{2L^2}\sqrt{L^2 + 20.25\, e_I^2}$$

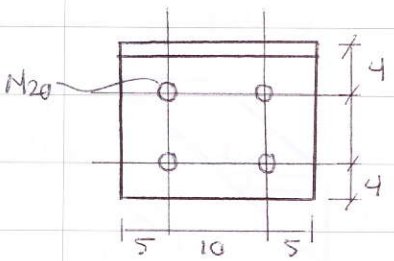
$$f_r = \frac{4.7 \times 10^3}{2 \times 12^2}\sqrt{12^2 + 20.25 \times 4.5^2} = 384\ kg/cm$$

$384 = 650\, a \rightarrow a = 0.6cm = 6\,mm$

در این جوش بتنی نشیمن به ستون را به صورت دورتادور در نظر گرفته که باعث افزایش مقاومت ظاهری می شود. برای جوش دورتادور باید این مقطع محاسبه شود تا ترکیب تنش مستقیم و برشی در آن امکان پذیر باشد.

* نقش تنش ترکیبی در جوشکاری

در ۸ pb استفاده از اتصال پیچی برای اتصال نبشی نشیمن به ستون استفاده نمائیم، این پیچ‌ها تحت تأثیر برش مستقیم و کمی خمش خواهند بود.



$A_b = 3.14\ cm^2$

$F_V = 0.2 \times 8000 = 1600\ kg/cm^2$

$R_{SS} = 1600 \times 3.14 \times 10^{-3} = 5.024\ ton$

$R_D = 1.2 \times 3.7 \times 2 \times 1.2 = 10.6 > R_{SS}$

$F_t = 0.38 \times 8000 = 3040\ kg/cm^2$ $\quad R_T = 3040 \times 3.14 \times 10^{-3} = 9.6\ ton$

تعداد پیچ‌ها از نظر برش مستقیم $n = \frac{4.7}{5.024} = 0.98$

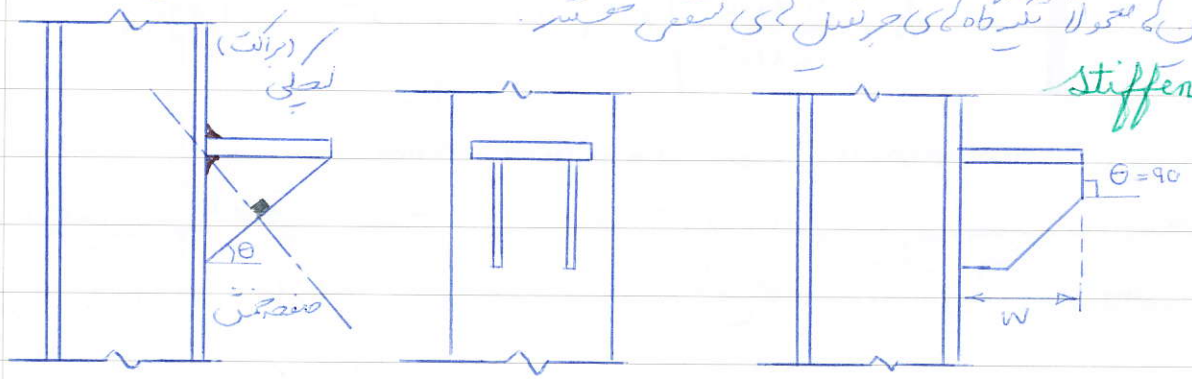
تعداد پیچ‌ها از نظر برش خمش $n = \sqrt{\frac{6M}{mR_T P}} = \sqrt{\frac{6 \times 4.7 \times 4.5 \times 10^3}{2 \times 9600 \times 7.5}} = 0.94$

$n = 0.98 + 0.94 \simeq 2$

از 4M20 مطابق شکل استفاده می‌شود.

نبشی نشیمن تحت‌شده (تقویت‌شده)

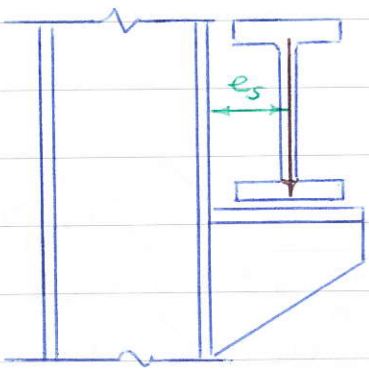
وقتی که نیروی واکنش تکیه‌گاهی بزرگ باشد، ضخامت نبشی لازم در نشیمن انعطاف‌پذیر غیرمتقارن شده و طراح مجبور به استفاده از نشیمن تقویت‌شده یا تحت‌شده است. نشیمن‌های تقویت‌شده کاربرد وسیعی در اتصال‌های نورد خصوص در اتصال‌های صلب یا جرثقیل سقفی. این نشیمن‌ها معمولاً تکیه‌گاه‌های جرثقیل‌های سقفی هستند.

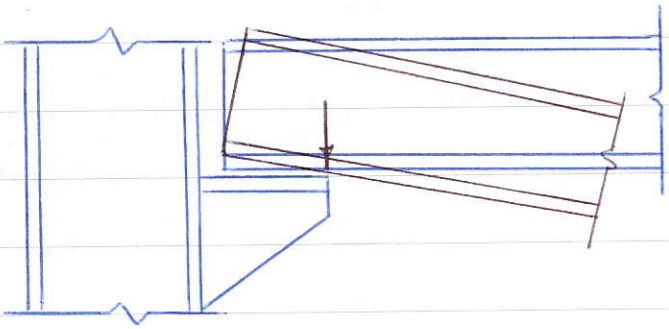


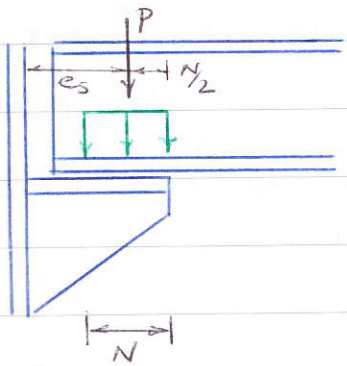
از لحاظ نحوه‌ی اعمال بار نشیمن‌های تحت‌شده به دو دسته تقسیم می‌شوند:

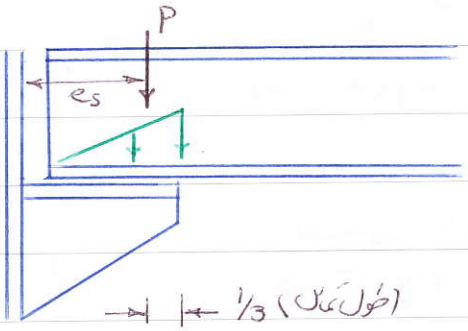
۱) تیر نقطه ای عمود بر صفحه نشیمن است در این حالت مقدار برون محوری e_s عددی کاملاً مشخص می باشد.

۲) حال تیر رو نخت کنده در یک صفحه قرار دارند در این حالت برون محوری e_s نمی‌توان به طور مشخص تعریف کرد. برخلاف نشیمن های انعطاف پذیر در این حالت محل اثر نیروی P تر تیر به لبه خارجی نشیمن است. آن را در وسط فاصله N یا از قانون مثلث تقسیم می‌کنیم.

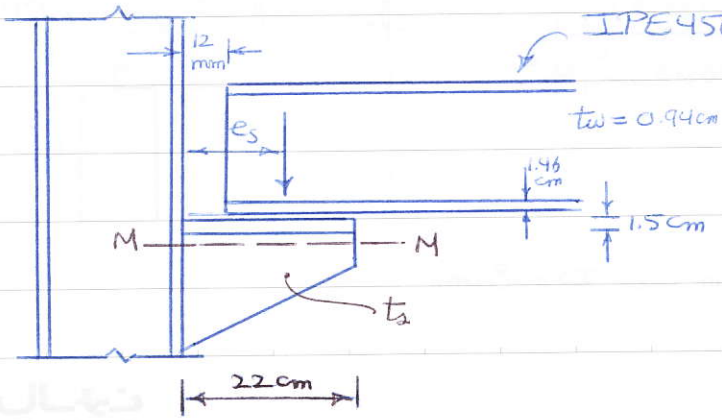


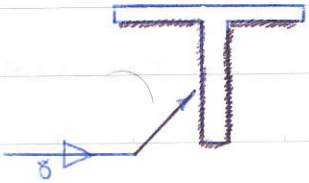






مثال: نشیمن تقویت شده‌ای با اتصال جوشی را طوری طراحی نمایید که تیر IPE450 را با واکنش برشی 40 ton کنترل نماید. از فولاد ST-37 با تنش تسلیم $2400 \frac{kg}{cm^2}$ استفاده کنید. الکترود E60 ، $\varphi = 0.75$





ب ۱: تعیین طول لازم برای سخت‌کننده‌های عرضی

$$N = \frac{R}{0.66 F_y t_w} - 2.5k = \frac{40\times10^3}{0.66\times2400\times0.94} - 2.5\times3.56 = 17.96\ cm$$

$$W(\text{طول لازم}) = 17.96 + 1.2 = 19.16\ cm \simeq 22\ cm$$

ب ۲: کنترل لهیدگی

$$N = 22 - 1.2 = 20.8$$

$$R = 285\times0.94^2\left[1+3\left(\frac{20.8}{45}\right)\left(\frac{0.94}{1.6}\right)^{1.3}\right]\sqrt{2400\times\frac{1.46}{0.94}\times10^{-3}} = 26.4 < 40$$

نیاز به تقویت کننده فشاری داریم.

ب ۳: تعیین ضخامت لازم

انتخاب ۱:

انتخاب ۲: تابع عرض به ضخامت

$$t_s \geq t_w = 0.94\ cm$$

$$t_s \geq \frac{w}{\frac{795}{\sqrt{F_y}}} = \frac{22}{16.2} = 1.35\ cm$$

انتخاب ۳: لهیدگی

$$t_s \geq \frac{R}{0.9F_y(w-1.2)} \rightarrow t_s \geq \frac{40\times10^3}{0.9\times2400\,(22-1.2)} = 0.89\ cm$$

انتخاب ۴: کنترل تنش ترکیبی در مقطع MN برای ترکیب P و $P e_s$

$$t_s \geq \frac{P(6e_s - 2w)}{0.9F_y w^2 \sin\theta}$$

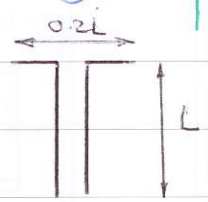
$$e_s = 22 - \frac{17.96}{2} = 13.02$$

$$t_s \geq \frac{40\times10^3\,(6\times13.02 - 2\times22)}{0.9\times2400\times22^2} = 1.31$$

$$\Rightarrow \text{انتخاب } t_s = 20\ mm$$

ب ۴: جوش اتصال به ستون

$$f_r = \frac{R}{2.4L^2}\sqrt{16e_s^2 + L^2} = \frac{40\times10^3}{2.4\times55^2}\sqrt{16\times13.02^2 + 55^2}$$



$$= 417\ kg/cm$$

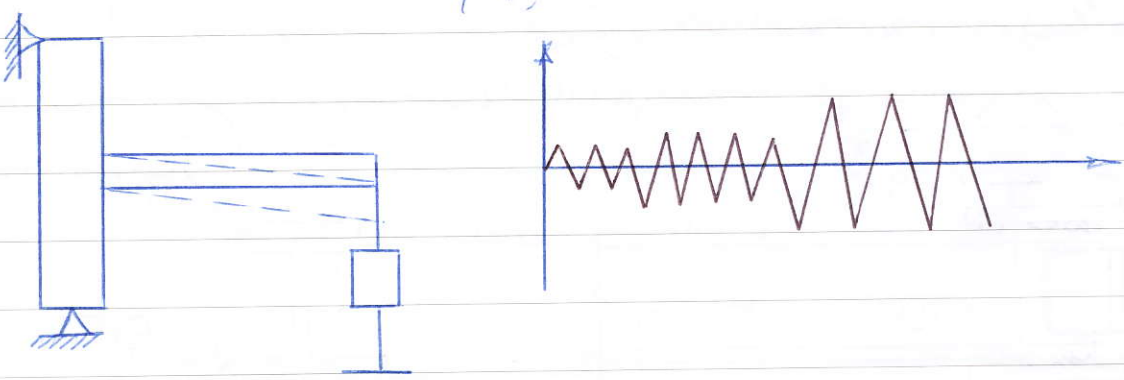
$$650D = 417 \rightarrow D = 0.64\ cm \rightarrow D = 8\ mm$$

اتصالات صلب تیر به ستون

طبق تعاریف گذشته اتصالی را صلب می‌نامیم که درجه صلبیت آن بیش از 90% باشد. وقتی اتصال تیر به ستون در حالت صلب طراحی گردد قابلیت انتقال لنگر از تیر به ستون ایجاد می‌گردد. در نتیجه قاب می‌تواند علاوه بر بارهای ثقلی نیروهای جانبی نیز تحمل نماید که زلزله یک نمونه از نیروهای جانبی است. قاب حاصل از قاب خمشی نامیده می‌شود. طبق استاندارد طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها در مقابل زلزله، طراحی عناصر مقاوم در مقابل نیروهای جانبی است. با توجه به طبیعت دینامیکی آثار نیروهای جانبی زلزله، طراحی عناصر مقاوم در مقابل آن نیاز به تحلیل‌های پیچیده‌ای دارد. بارهای لرزه‌ای و شکست ناشی از آن‌ها را به طور تحقیقاتی فراوانی در حال حاضر در خصوص در محل اتصال تیر به ستون.

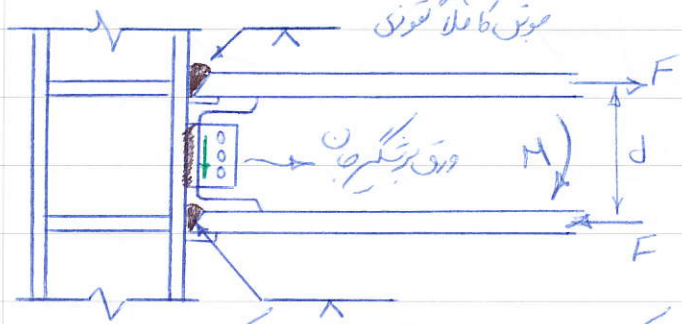
اتصال محل تمرکز تنش، تغییر جهت نیرو، تغییرات موضعی شدید در فولاد در محدوده جوش، انواع ترک‌ها و عیب جوش می‌باشد. بنابراین بدان علتی نمی‌توانیم با سبک نظری به مقاوم بودن اتصال در مقابل نیروهای لرزه‌ای بنگریم. نتیجه آن بحث است که اتصال صلب تیر به ستون در مقابل نیروهای لرزه‌ای بسیار بسیار پرتر است. نتایج حاصل از بارگذاری‌های گذشته نیز این موضوع را می‌باشد. در کشورهای منطقه مثل آمریکا و ژاپن و در سانحه‌های که در سال‌های اصول مهندسی طراحی و ساخته شده‌اند شکست اتصال صلب تیر به ستون را برای تجارب فراوانی به ارمغان آورده است. در حال حاضر اتصالات صلب تیر به ستون از نظر اجرایی طراحی مورد تجدید نظر کامل قرار گرفته است و عیوب اتصالات تا اندازه‌ای زیادی رفع شده است.

این شرط در حال حاضر آن‌چنان نامه‌ای وجود دارد که هر اتصال ابتدایی علاوه بر داشتن روش‌های ثبت شده طراحی باید آزمایش این شکل نمونه سازی شده نیز باشد.



انواع اتصالات صلب تیر به ستون:

۱) **اتصال مستقیم تیر به ستون:** در کارهای بسیار متداول است. در ضمان های فولادی در ایران کمتر استفاده می شود مگر آنکه اتصال درصق داشته باشیم. از نظر اقتصادی نیاز به مصرف ورق اضافی ندارد ولی وقت ساخت باید بسیار بالا باشد. تصویر یک ضول تیر پرچی شده با نگرانی صدور صدمه مالی تیر در محل اتصال دوستون جرا می کند.

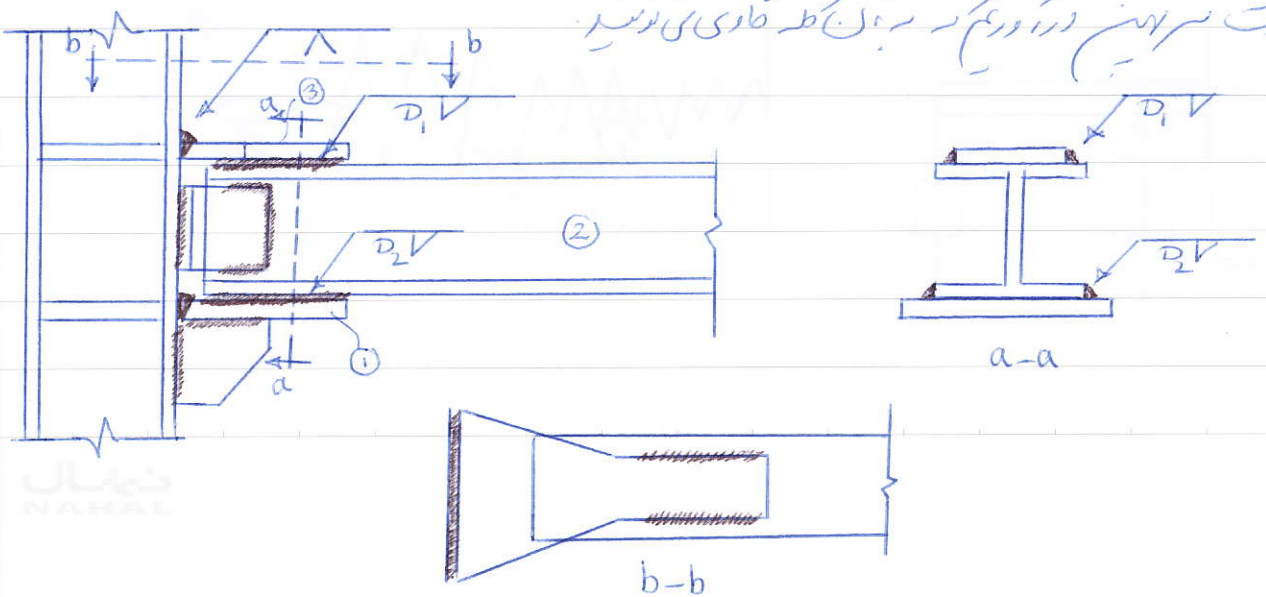


$$F = \frac{M}{d}$$

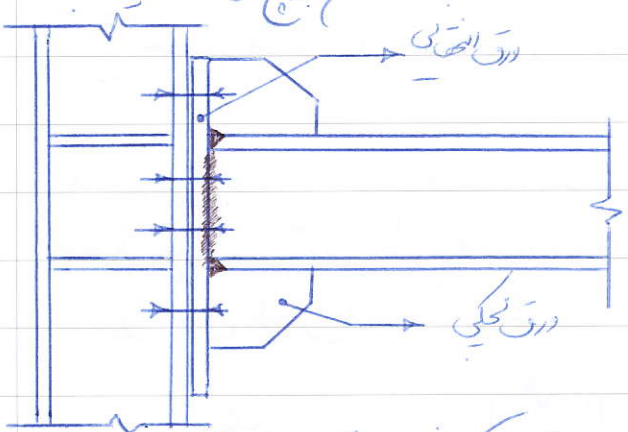
این اتصالات در هنگام زلزله صدمه زیاد می بینند. برای ترمیم آن ها و دادن جزئیات ترمیمی آزمایشات زیادی صورت گرفته. امروز شکل اصلاح شده آن که محدوداً مورد استفاده قرار می گیرد.

۲) **اتصالات صلب با ورق پرسری و روسری:** در ایران بسیار متداول است. بازدهت مقاوم قابل اجرا است. ورق پرسری در کارخانه به ستون جوش می شود. بنابراین کیفیت بسیار مطلوب دارد. ورق روسری باید در کارگاه جوش شود اما شرایط بسیار مطلوبی برای جوشکاری دارد و می توان وقت خوبی در صورت کنترل داشت. امروزه بهترین با افزودن لکلی به اتصال شکل بسیار مطلوبی به آن می دهند که امروزه توسط این ناحیه گیرداری می شود.

عرض ورق پرسری از بال تیر بزرگتر و عرض ورق روسری از بال تیر کوچکتر است تا جوش های گوشه d_1 و d_2 در وضعیت تخت و کنترل قابل اجرا باشد. ورق روسری را ممکن است به صورت سرهمی درآورد که به آن کله غازی می گویند.



۳) اتصال با ورق انتهایی یا فلنجی: در این نوع اتصال در کارخانه تحت شرایط مطلوب ورق انتهایی به انتهای تیر جوش داده می‌شود. سپس این ورق انتهایی مثلی نیز برای تقویت اتصال می‌شود. ورق انتهایی دارای سوراخ‌هایی مناسب است که در کارگاه به ستون پیچ می‌شود. بنابراین وقت عمل بالایی دارد.



۴) اتصال (رضی): نقطه ضعف اتصال صلب کل اتصال آن به ستون است. در این نقطه مشکلات زیر وجود دارد:

(Column Tree)

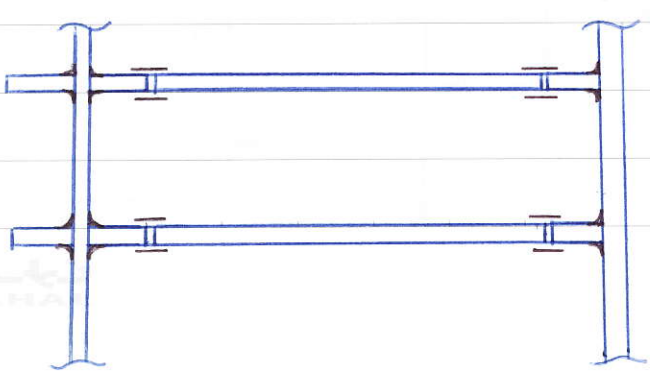
الف) تغییرات مکانیکی فولاد در اثر حرارت جوشکاری

ب) وجود تنش‌های متمرکز

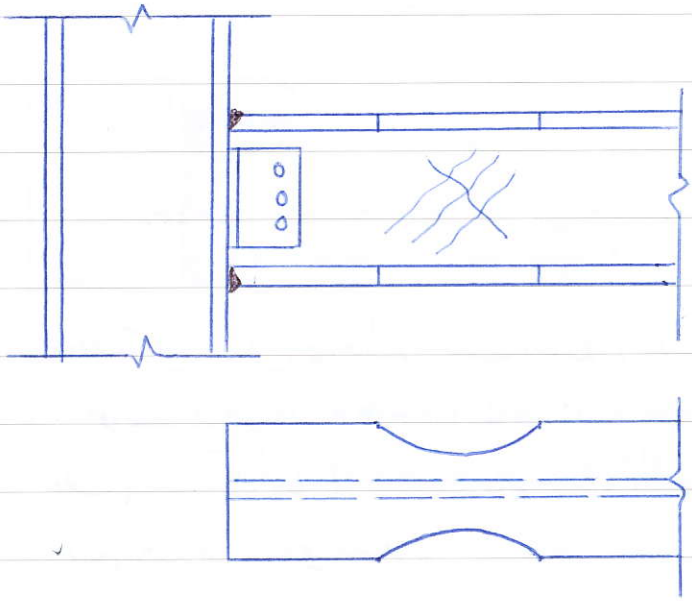
ج) تاثیرهایی که در اثر عملیات جوشکاری و عبور مقدار زیادی فلز مذاب از آن به وجود آمده است.

فلسفه طراحی امروزی به این صورت است که این ناحیه باید کنترل شده توسط نیرو باشد. یعنی باید آنقدر قوی باشد تا در مقابل نیروهای وارده کاملاً مقاومت کند. آزمایشات اخیر نشان داده‌اند که اگر فاصله‌ای حدود ۱ تا ۱.۵ برابر ارتفاع تیر از بر ستون رعایت شود، در اثر زلزله‌ای که پیش‌بینی می‌شود اتصال در محل مشترک تیر و ستون به خوبی انجام یافته و نقطه گرانی از ستون دور می‌شود. یکی از این راه‌حل‌ها اتصال رضی است.

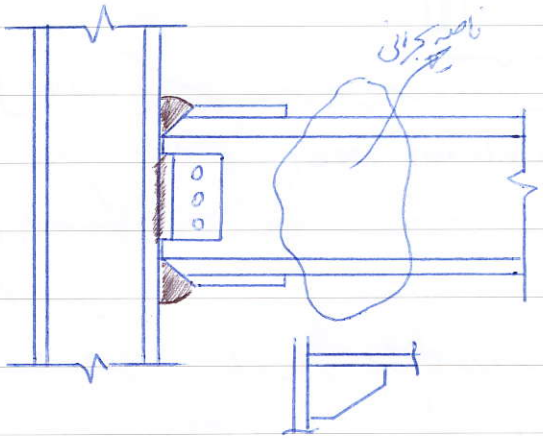
در این طول کوچک انتهای (حدود 2 برابر ارتفاع) به ستون جوش می‌شود (در کارخانه) و در کارگاه قسمت مرکزی تیر آزاد، خواه‌ناخواه به وسیله پیچ جوش می‌شود. محل این وصله کارگاهی دور از نقاط گرانی قرار دارد و می‌تواند با کنترل کار کارگاهی انجام شود.



۵) اتصال (RBS) مقطع کاهش یافته : در این نوع اتصال با تکنیکی برخلاف عنوان شده در فاصله‌ای حدود 2 برابر ارتفاع تیر از بر ستون، تیر را مقداری ضعیف می‌کنند (بار بر بال)، در نتیجه محل تجمع تنش اتصال تیر به ستون از بر ستون فاصله می‌گیرد. مقطع تضعیف شده در تیرهای شاهد تبدیل به مفصل پلاستیک می‌شود.

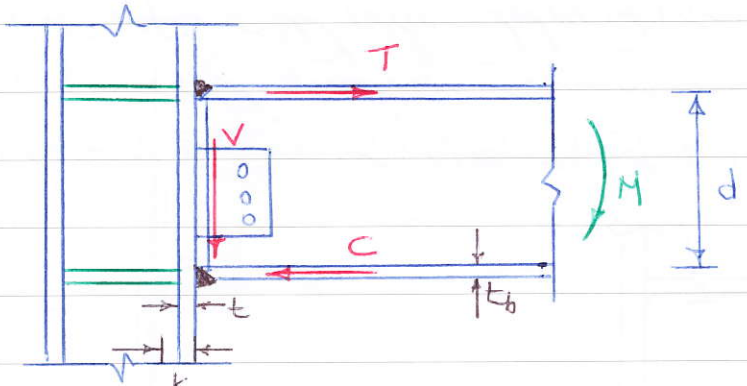


فلنجه فوقانی را می‌توان با تقویت ناحیه اتصال نیز تقویت کرد یعنی استفاده از ورق لچکی یا ورق اضافه ضخامت.



مکانیزم انتقال نیرو در اتصال صلب :

در اتصال صلب تیر به ستون (در انتهای تیر لنگر انتهایی و برش انتهایی وجود دارد) باید بطور صحیح به ستون انتقال یابد. برش انتهایی را توسط ورق جان گیر صل انتقال می‌دهند و لنگر انتهایی تبدیل به یک زوج نیرو در بال فوقانی و تحتانی می‌گردد که بصورت نیروهای فشاری و کششی به ستون منتقل می‌گردد.



$$T = C = \frac{M}{d}$$

ورق های پوشش‌گی:

نیروهای کششی T و فشاری C به صورت متمرکز می‌توانند جان ستون را تحت تأثیر قرار داده، در قسمتی فشاری آن را به کمک و در قسمتی کششی آن را تقویت کنند. روابط زیر برای طراحی ورق‌های پوشش‌گی وجود دارد.

فشاری: A_f: مساحت بال فشاری تیر، t_b: ضخامت بال تیر فشاری

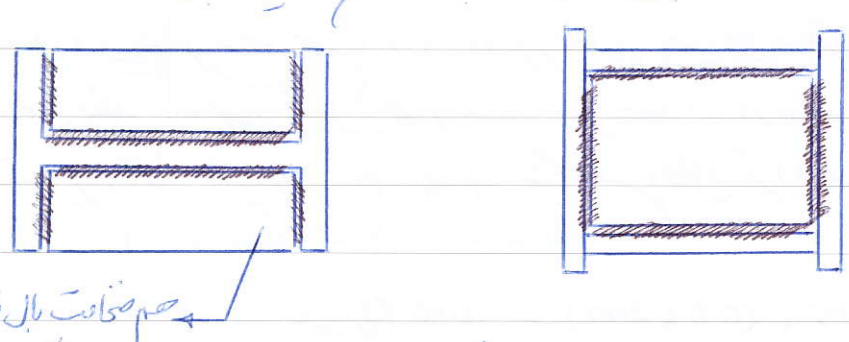
$$t \geq \frac{A_f}{t_b + 5k}$$

k: فاصله سطح خارجی بال تا انحنای داخلی در مقطع ستون

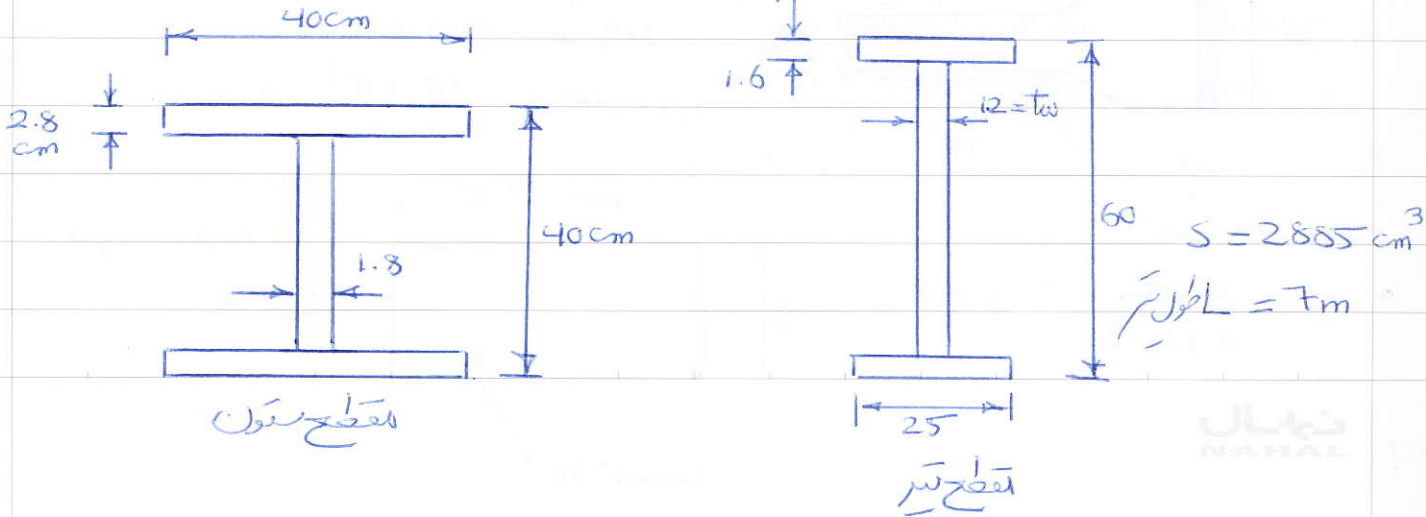
کششی: A_f: مساحت بال کششی تیر، t: ضخامت بال ستون

$$t \geq 0.4\sqrt{A_f}$$

با توجه به رفتار غیرارتجاعی تیر و ستون در حال حاضر حین زلزله‌های گذشته دیده شده است، این باید تقویت شود. در حالت مابین در مقابل بال کششی و فشاری ورق پوشش‌گی قرار داده شود. ضخامت ورق پوشش‌گی برابر ضخامت بال تیر و عرض آن معمولاً تا لبه ستون است. در ستون‌های صفحه‌ای ورق پوشش‌گی یک ورق مربع مستطیل کامل است که به طور کامل در داخل ستون محاط شده توسط جوش در اطراف ستون محکم جوش می‌شود.



مثال: مطلوبست طراحی اتصال صلب تیر به ستون با مشخصات نشان داده شده در شکل. (الکترود E60، فولاد ST37، ضریب بازرسی جوش $\varphi = 0.75$)

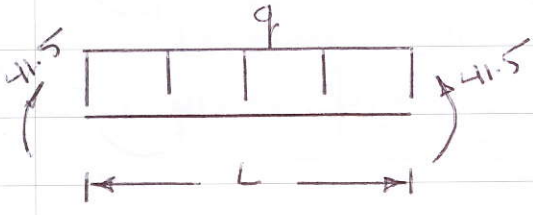


نیروهای داخلی در محل اتصال	لنگر	برش	بار
	21 ton.m	13.8t	D+L
	40 ton.m	18.75t	0.75(D+L+EQ)

مقداری است که اتصال در برابر این نیروهای داخلی نباید در برابر این ظرفیت مجاز خراجی گردد.

$M_{مجاز} = 2805 \times 0.6 \times 2400 \times 10^{-5} = 41.5 \ t.m$

برای برش نیز از نیروی برشی نظیر لنگر حتی مجاز استفاده می‌شود.



$$V = \frac{2M}{L} + \frac{qL}{2} \qquad L=7$$

$$\Rightarrow V = \frac{2 \times 41.2}{7} + 13.8 = 25.66$$

طراحی ورق روسری:

$$T = \frac{41.5}{0.60} = 69.17$$

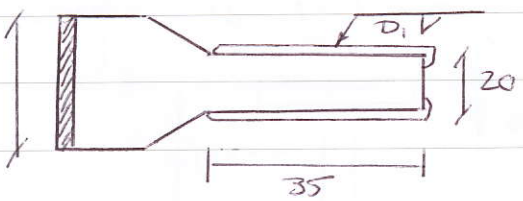
$$F_t = 0.6 \times 2400 = 1440$$

$$b = 20cm < 25cm \rightarrow t = \frac{69.17 \times 10^3}{20 \times 1440} = 2.4cm \rightarrow 2.5cm$$

اتصال ورق روسری به ستون: ورق روسری با جوش شیاری به ستون متصل می‌شود. تنش مجاز جوش شیاری با نفوذ کامل برابر است با فلز مبنا اما با توجه به بازرسی بعدی و عدم انجام آزمایش‌های RT و آن با ضریب $\phi = 0.75$ به کار گرفته می‌شود بنابراین تنش مجاز جوش شیاری برابر است با

تنش مجاز جوش شیاری $= 0.75 \times (0.6 \times 2400) = 1080 \ kg/cm^2$

$$\text{بعد جوش گوشه} = \frac{69.17 \times 10^3}{1080 \times 2.5} = 25.62 \simeq 26$$



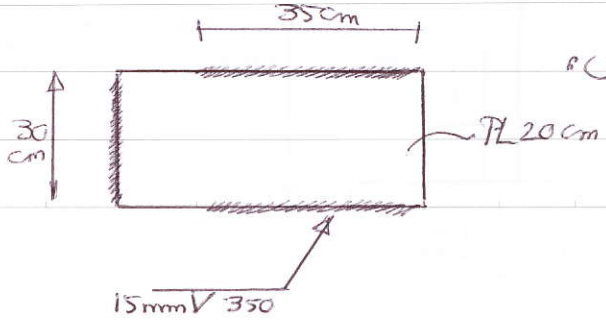
$D_1 = 0.7t = 15mm$

$$\text{نیروی جوش} = 650 \times 1.5$$

$$\text{طول جوش} = \frac{69.17 \times 10^3}{650 \times 1.5} \simeq 70cm$$

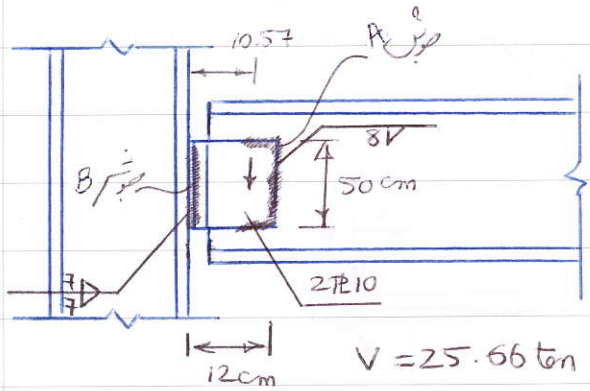
$b = 30cm$

$$t = \frac{69.17 \times 10^3}{1080 \times 30} \simeq 2cm$$



ورق کتفی:

ورق پرشگیر ها



$$f_v = \frac{25.66 \times 10^3}{50} = 513.2$$

$$f_t = \frac{25.66 \times 10^3 \times 10.57}{50^2/6} = 651$$

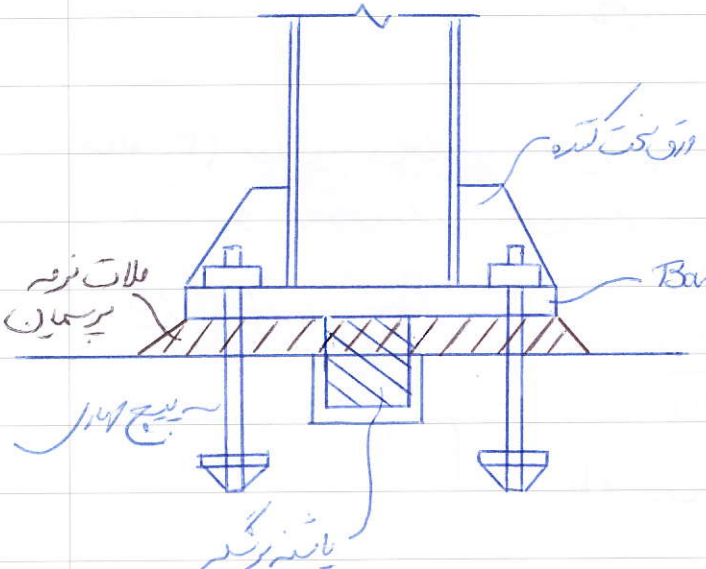
$$f_r = \sqrt{513.2^2 + 651^2} = 829$$

$$2 \times 650 D = 829 \rightarrow D = 1.27/2 \Rightarrow 2 \times 7V$$

اتصالات پای ستون، کف ستون (Base Plate)

ستون در انتهای خود نیروی متمرکز بزرگی دارد. این نیرو باید به نحو مناسبی در روی شالوده گسترده گردد. برای این کار از ورق پای ستون یا کف ستون استفاده می نمایند. جزئیات متداول پای ستون دارای اجزای زیر است

۱) ورق کف ستون
۲) سخت کننده ها
۳) پیچ لنگر مهاری کف ستون به شالوده



طبقه بندی کف ستون ها

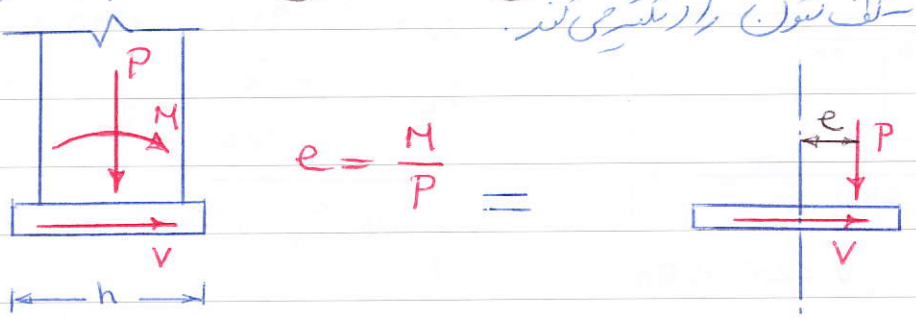
از اتصال ستون به کف ستون را در حالت کلی بررسی نمائیم سه نیروی زیر در محل اتصال ستون به کف ستون وجود خواهد داشت.

۱) نیروی محوری ۲) لنگر خمشی ۳) نیروی برشی

پایه پرشگیر

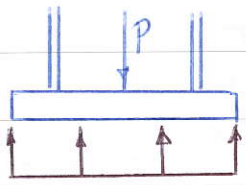
نیروی برشی غالبا توسط پیچ های مهاری به صورت برش مستقیم تحمل می گردد و وارد شالوده می شود

کف ستون را بی‌نهایت صلب فرض می‌کنیم. اما دو نیروی محوری P و لنگر خمشی M از فونداسیون بر کف ستون وارد می‌شود و این دو، رفتار کف ستون را تعیین می‌کنند.



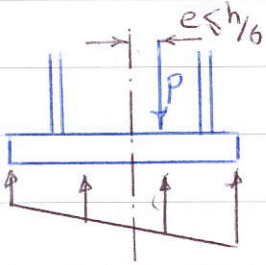
$$e = \frac{M}{P}$$

حالت ۱) پای ستون مفصلی است.
(بیچ را دور تا فشار بتن مفصلی می‌شود)



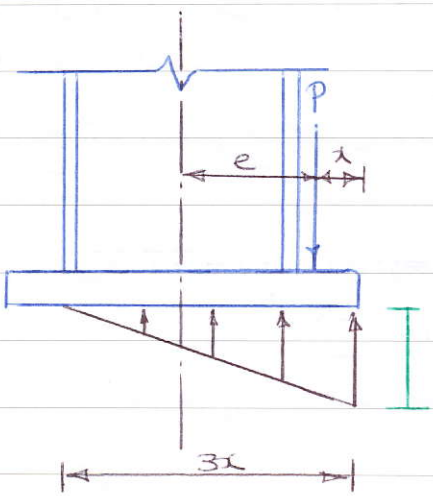
$$\sigma = \frac{P}{A}$$

حالت ۲) برون محوری بسیار کوچک. $(e \leq h/6)$



$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{bh^2/6}$$

حالت ۳) برون محوری کوچک $(h/6 \leq e \leq h/2)$
منطقه ایجاد شده وجود دارد، لکن کشش زیادی در بیچ نداریم.

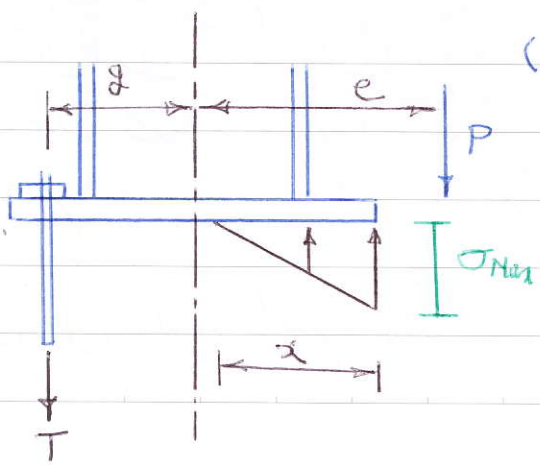


$$\sigma_{Max} = \frac{P}{\frac{1}{2}b(3x)}$$

و بیچ‌ها را برای کشش نداریم

b عرض کف ستون

حالت ۴) برون محوری بزرگ $(e \geq h/2)$
(در این حالت صفحه تبدیل به تیری می‌شود که ستون مسلح می‌شود تنش فشاری از کف ستون کف فشار است. حال تنش ناصیف‌های مقطع بتن مسلح و بیچ‌ها کف خالف کف کشش هستند حساب شد)



آرماتور حلزونی مسلح. اگر بیش کشش وجود نداشته باشد ستون نایبریده شده و آزمون می‌گردد. برای تعیین ارتفاع تار خنثی و نیروی کشش بتن از روابط تنش مسلح ترک‌خورده استفاده می‌شود.

$$x^3 + k_1 x^2 + k_2 x + k_3 = 0$$

b عرض ورق یک ستون

$$k_1 = 3(e - h/2) \qquad n = \frac{E_s}{E_c} = 10$$

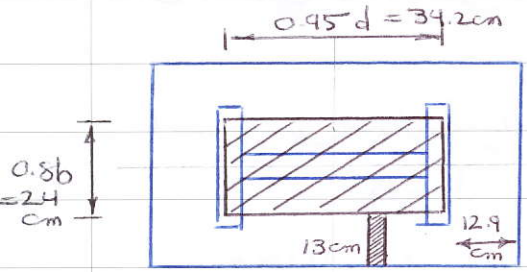
$$T = -P\left[\frac{h/2 - x/3 - e}{h/2 - x/3 + y}\right] k_2 \qquad k_2 = \frac{6nA_s}{b}(g+e)$$

نیروی کشش بتن

$$k_3 = -k_2\left(h/2 + g\right)$$

$$f_c = \frac{2(P+T)}{xb} \leqslant F_p$$

مثال (حالت اول $(e=0)$) ستونی از نیمرخ IPB360 برای بار 225 ton از بار مرده و زنده تحمل می‌کند. مقاومت مشخصه استوانه‌ای بتن برابر $250\ kg/cm^2$ است. مطلوبست طراحی ورق و ضخامت ورق کف ستون.



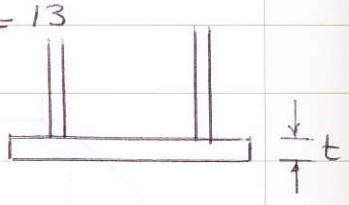
$$F_p = 0.3 f'_c = 0.3 \times 250 = 75\ kg/cm^2$$ تنش مجاز

$$A = \frac{P}{F_p} = \frac{225 \times 10^3}{75} = 3000\ cm^2$$

ابعاد $= 50 \times 60$

$$f_p = \frac{225 \times 10^3}{50 \times 60} = 75\ kg/cm^2$$ موجود O.K.

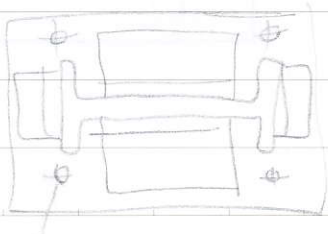
طول بازو $= 13$



$$M = f_p \cdot \frac{e^2}{2} = 75 \times \frac{13^2}{2} \qquad S = \frac{bt^2}{6} = \frac{1 \times t^2}{6}$$

$$\sigma = 0.75 F_y$$

$$t = \sqrt{\frac{6M}{0.75 F_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 13^2/2 \times 75}{0.75 \times 2400}} = 45\ mm$$



طراحی حالت 2 و 3 :

در حالت های 2 و 3 طراحی کف ستون مثل حالت 1 است. با این تفاوت که تنش کششی مثبت در جهت اطمینان به صورت یکنواخت با مقدار حداکثر در نظر گرفته می شود و بر اساس آن لنگر طره، حاصله، ضخامت ورق تعیین می گردد. پیچ های مهاری که کار اصلی هستند.

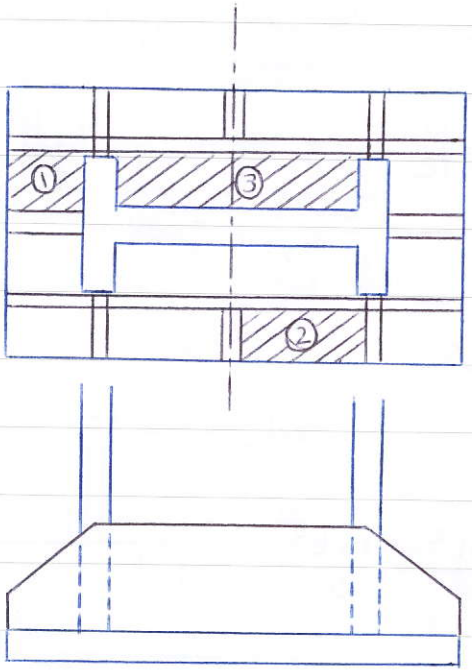
استفاده از ورق سخت کننده زیر ستون :

ملاحظه می شود با فرض طره آزاد ضخامت ورق کف ستون سنگین می شود. برای کاهش ضخامت ورق می توان از ورق سخت کننده استفاده نمود. سخت کننده ها در روی طره ای عمدتاً بصورت مستطیل بصورت چهار لبه پیوسته، سه لبه پیوسته و یک لبه آزاد و دو لبه آزاد می باشد. لنگر خمشی مربوط به این مستطیل ها کمتر از طره ای هستند در نتیجه مقدار لنگر طراحی کاهش می یابد و در نتیجه ضخامت ورق کف ستون کاهش می یابد که از جهات اقتصادی است.

در ضخامت ورق کف ستون صرفه جویی می شود ولی وزن ورق سخت کننده اضافه می گردد.

لنگرهای مربوط به نواحی مستطیل در جدول کتاب موجود است. (ص 732)

مثال: مثال قبل را با ورق سخت کننده طراحی کنید.



ناحیه ۱) ورق سه طرف تکیه دار:

$a_1 = 12 \qquad d_1 = 15$

$\frac{a_1}{d_1} = 0.8 \rightarrow \alpha_3 = 0.097$

$M = 0.097 \times 75 \times 15^2 = 1637 \text{ kg.cm}$

ناحیه ۲) سه طرف تکیه دار

$a_1 = 10 \qquad d_1 = 18$

$M = 1662$

ناصیه ۳) چهار طرف گیردار

$a_1 = 31.5 \qquad b_1 = 14.35$

$\frac{a}{d} = \frac{31.15}{14.37} = 2.19 > 2$

$\alpha_1 = 0.125 \qquad \alpha_2 = 0.037$

$M_a = 0.125 \times 75 \times 14.37^2 = 1936$

$M_b = 0.037 \times 7 \times 14.37^2 = 573$

$0.75 F_y \frac{t^2}{6} = 1936 \rightarrow t = 2.5\,cm$

نهال NAHAL

2_14/ 4_14/ 9_14/ 10_14/ 17_14/ 22_14/ 24_14 تمرین ۸

تشکر :

در انتها لازم میدانم از آقای نوید ذوالقدری (کارشناس عمران دانشگاه صنعتی امیر کبیر- دانشجوی کارشناسی ارشد دانشگاه صنعتی شریف) که بنده را در تهیه این فایل کمک نموده اند کمال تشکر را داشته باشم .

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

hamid_kazem041@yahoo.com

www.engclubs.net

a site for all Engineers