

# جزوه طراحی سازه های فولادی یک

بر اساس روش LRFD

مبحث دهم ویرایش ۸۷

نوتبرداری شده توسط : زهرا مرزبان

مدرس : احمد رضا جعفری

arjafari2004@gmail.com

www.jafarii.blogfa.com

تدریس شده در ترم پاییز سال تحصیلی ۹۲-۹۳ در دانشگاه دولتی ملایر

زمستان ۹۲

روند کلی آیین نامه ها در ایران از تنش مجاز به تدریج به روش حالات حدی رو به تغییر بوده است. به گونه ای که در ابتدا در ویرایش ۸۷ مبحث دهم، در کنار روش تنش مجاز، روش حالات حدی نیز به روشهای قابل قبول آیین نامه اضافه شد و بالاخره در ویرایش ۹۲ مبحث دهم، روش تنش مجاز به طور کلی حذف و روش حالات حدی جایگزین شد. بر این اساس و با توجه به نیاز دانشجویان و مهندسان عمران و کمبود منابع فارسی در این زمینه، لزوم ارائه جزوات و کتابهای جدید بر اساس این روش دیده میشود. آنچه در ادامه می آید حاصل نوتبرداریهایی انجام شده از کلاس درسی اینجانب در نیمسال اول سال تحصیلی ۹۲-۹۳ در درس طراحی سازه های فولادی یک در دانشگاه دولتی ملایر بوده است. در مورد این جزوه توجه به نکات زیر قبل از استفاده از آن اکیداً توصیه میشود:

۱- این جزوه بر اساس ضوابط مبحث دهم ویرایش ۸۷ بوده است و نه ویرایش ۹۲. به همین جهت در برخی قسمتها ممکن است مطالب بیان شده هر چند به صورت اندک تفاوتهایی با آخرین ویرایش مبحث دهم داشته باشد. البته این تفاوتها در مباحث این درس زیاد نیست و باعث ناکارآمد شدن کل مجموعه این جزوه نمیشود. عمده ترین تغییر را میتوان بحث ترکیبات بارگذاری دانست که باید بر اساس ویرایش ۹۲ مبحث ششم مقررات ملی اصلاح گردد.

۲- تدریس در این درس وخصوصاً مثالهای ارائه شده در آن عمدتاً به صورت فی البداهه بوده و ممکن است در حل مثالها و برخی مطالب تدریس شده اشتباهاتی هر چند کوچک هم وجود داشته باشد.

۳- این جزوه توسط خانم زهرا مرزبان دانشجوی رشته مهندسی عمران دانشگاه ملایر نوتبرداری شده است و تا کنون توسط اینجانب بازبینی به صورت ریز به ریز انجام نشده است و تبعاً وجود برخی ایرادات به عنوان خطای انسانی در نوتبرداری مطالب در آن طبیعی است.

۴- مطالب تدریس شده در این درس لزوماً تمامی مباحث پیش بینی شده در سرفصل درس طراحی سازه های فولادی ۱ را پوشش نخواهد داد. اما به هر حال سعی شده است مطالبی که درجه اهمیت بالاتری دارند و از لحاظ فهم مطلب برای یک دانشجوی متوسط رشته عمران مناسب است، در این جزوه گنجانده شود. همچنین سعی شده است که با انتخاب مثالها و تمرینات مناسب آمادگی لازم در دانشجو برای امتحان این درس ایجاد شود به گونه ای که به منابع دیگر جز مبحث دهم نیاز چندانی وجود نداشته باشد. محتوای این جزوه برای تدریس در سیزده جلسه ۱۳۵ دقیقه ای پیش بینی شده است و البته مناسب است که برای حل تمرینات پیش بینی شده در آن کلاس حل تمرین نیز حتی الامکان پیش بینی گردد.

مباحث تدریس شده در این جزوه شامل ۵ فصل و به شرح زیر میباشند:

- اعضای کششی

- اعضای فشاری

- اعضای خمشی

- تیرستونها

- کف ستونها

به امید خدا در آینده این جزوه بازبینی خواهد شد و در فرمتی بهتر و با رفع ایرادات احتمالی در اختیار جامعه مهندسی عمران قرار خواهد گرفت. دست آخر از تمام دوستانی که این جزوه را مطالعه مینمایند درخواست دارم که نظرات و انتقادات و اشکالات موجود در جزوه را از طریق ایمیل به بنده اطلاع دهند که تا در ویرایشهای بعدی ، اصلاحات لازم انجام گیرد.

با سپاس

احمد رضا جعفری

طراحی سازه‌های فولادی I  
به روش حالات حدی

استاد احمد رضا عقی

کتابخانه: زهرا سزایی

پانزدهم ۹۲

**\* مقدمه**  
 Allowable stress ← روش تنش مجاز  
 ← روش حالات حدی

- ✓ تفاوت این دو روش در نحوه اعمال ضریب اطمینان است
- ✓ در روش تنش مجاز ضریب اطمینان کوچکتر از یک به مقاومت مقطع ده می شود.
- ✓ در روش حالات حدی ضریب اطمینان کوچکتر از یک به مقاومت مقطع و بزرگتر از یک به بارها اعمال می شود.

**\* کلیات رنجش (1-2)**

$$\phi R_n \geq R_p$$

$\phi$  ضریب تحلیل مقاومت

$R_n$  مقاومت اسمی عضو در مقطع مورد نیاز

$R_p$  تلاش های موجود در مقطع مورد نظر از عضو با اعمال ضریب اطمینان بزرگتر از 1 در بار

**\* مقادیر ضریب تحلیل مقاومت:**

$\phi_c = 0.9$  (برای فشار محوری)

$\phi_v = 0.9$  (برای برش)

$\phi_b = 0.9$  (برای گنگرختی)

$\phi_t = 0.9$  (برای تسلیم عضو گنگی)

$\phi_s = 0.75$  (برای مقاومت اتکالی)

$\phi_e = 0.75$  (برای گسیختگی عضو گنگی)

$\phi_r = 0.9$  (برای گنگرختی)

**\* ترکیبات بارگذاری مبتنی بر  $R_p$ :**

1)  $1.4D$  4)  $0.85D + 1.2(E + W)$

2)  $1.25D + 1.5L$  5)  $1.25(D + F) + 1.5(L + H)$

3)  $D + 1.2L + 1.2(E + W)$  6)  $0.85(D) + 1.25F + 1.5H$

Sina

Subject :

Year :

Month :

1.2. L + T

2) 1.25 D + 1.25 T

اثر باد و زلزله با صورت هم زمان به ازاء اعمال نمی شود.

اثر باد و زلزله با صورت رفت و برگشت در هر جهت اصلی سازه اعمال می شود.

بار برف هوایی از بار زنده محسوب نمی شود.

کمین بار برف و بار زنده با هم مقداری کم می شود است در نظر گرفته می شود این

در مقدار با هم جمع نمی شوند.

0915 4579011

D = بار مرده

L = بار زنده

E = ناشی از اثر زلزله

W = ناشی از اثر باد

F = وزن و فشار ناشی از مایعات

H = بار ناشی از وزن و فشار خاک در اطراف

T = اثرات خود کششی ناشی از تغییرات دما یا انقباض و باد

Sina

Subject :

Year :

Month :

### \* مفصل اول \*

### \* طراحی اعضای گسیلی \*

\* محدودیت طراحی (1-3-2-10)

$$r_{min} \geq \sqrt{\frac{I_{min}}{A}}$$

طول هار شده  $\frac{L}{r} \leq 300$   
تقاطع گیر ادیون مدخل

✓ برای اعضای گسیلی که دارای پس تندی اولیه باشند به جای رابطه بالا باید رابطه زیر را کنترل نمود.  
قطر مقطع  $d \leq \frac{L}{300}$

### \* مقاطع محاسباتی در اعضای گسیلی

الف) مقطع مقطع کلی عضو گسیلی ( $A_g$ ) : مجموع مساحت ابرای تشکیل دهنده مقطع بدون کاهش مقطع متناهی که برای اتصالات سوراخ شده اند.

ب) مقطع مقطع خالص عضو گسیلی ( $A_n$ ) : مساحت باقیمانده تحت شرایطی که به خاطر اتصالات سوراخ شده در آن مساحت کلی کم می کنیم.  
مساحت مقطع  $A_n$  ، مقطع نرمی سوراخ کم می شود ( $d \cdot t$ )  
نکته 1) در محاسبه  $A_n$  ، مقطع نرمی سوراخ با منگنه یا بانج ایجاد شده باشد قطر سوراخ را 2mm بزرگتری کنیم.

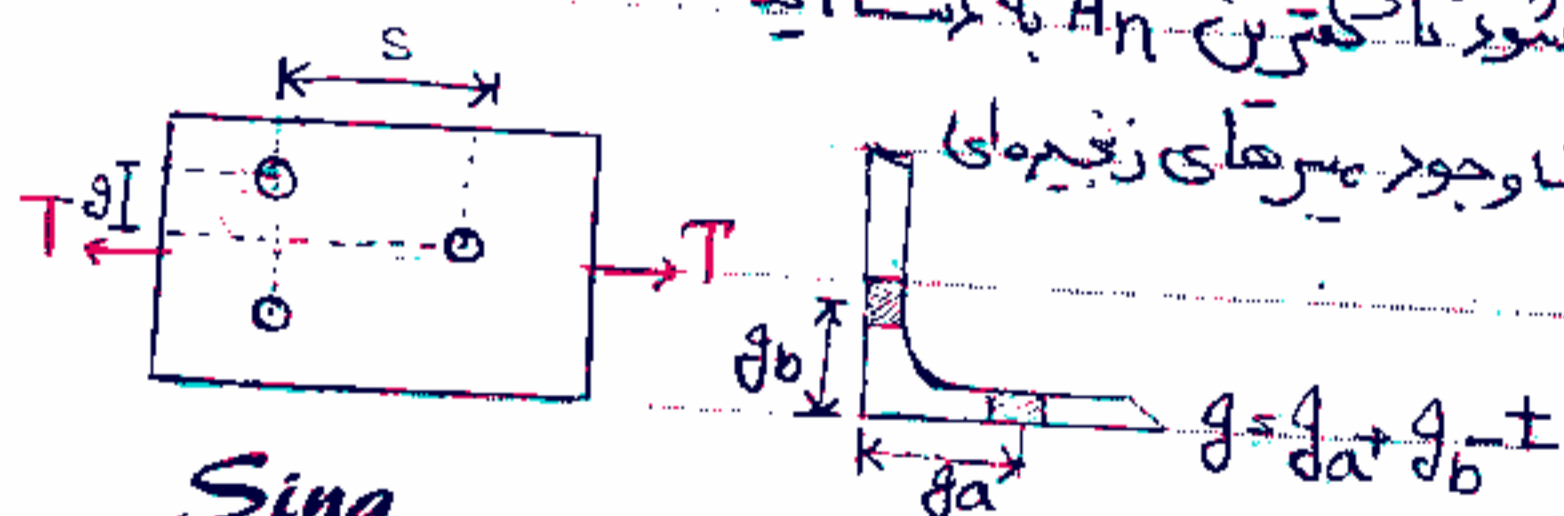
نکته 2) در صورتی که سوراخ با منگنه یا بانج ایجاد شده باشد قطر سوراخ را 2mm بزرگتری کنیم.  
نکته 3) به خاطر اثر لقی مجاز ، قطر سوراخ در سوراخ های استاندارد 2mm بزرگتری از قطر سوراخ اعتبار می بخشد.

نکته 4) برای محاسبه  $A_n$  باید بدترین حالت را در نظر گرفت؛ برای این منظور می توان از عیسی های زنجیره ای روی خطوط حائل به صورت ترکیب چند خط شکسته نیز استفاده نمود به گونه ای که این خطوط از مراکز میخ ها عبور کرده و بیشترین تعداد سوراخ ها را قطع نماید، در این حالت به ازای هر میخ حائل به مقدار  $A_n \geq \frac{S^2}{4g}$  آن عیسی را اضافه کرد.

نکته 5) باید میخ های مختلف امکان شود تا کمترین  $A_n$  به دست آید.

نکته 6) در مورد مقطع نبشی، در صورت وجود میخ های زنجیره ای

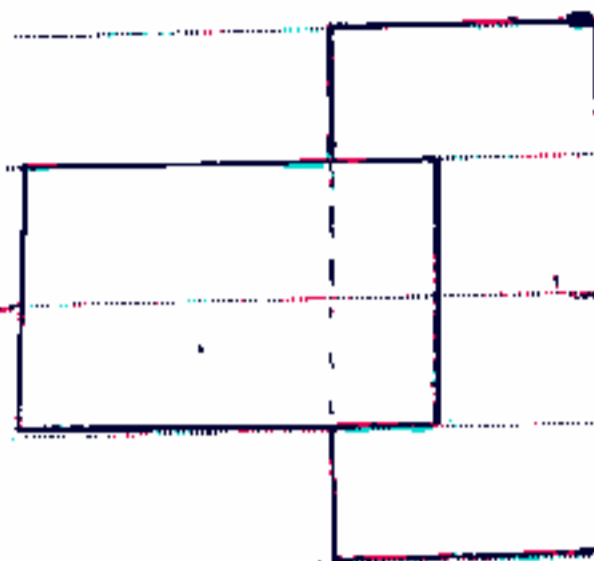
مقدار  $g$  به شرح زیر لحاظ می شود:



Subject :

Year :

Month :



ج) سطح مقطع مؤثر عضو کششی  $(A_e)$  :

اگر در اتصال دو قطعه کششی تنها بخشی از مقطع عضو

در اتصال نیرو نقش داشته باشد در این حالت ممانعت قوتی  $T$

کم نیرو را انتقال می دهد کمتر از ممانعت مقطع عضو است

این ممانعت را سطح مقطع مؤثر گویند

نکته ۱) در صورتی که بار به صورت مستقیم توسط وسایل اتصال به هر یک از اجزای شکل

دهنده ی مقطع منتقل شود سطح مقطع مؤثر  $(A_e)$  برابر سطح مقطع خالص  $(A_n)$  در

اتصال یعنی  $(A_g)$  در اتصال جوشی در نظر گرفته می شود

نکته ۲) اگر بار توسط پیچ به قسمتی از اجزای شکل دهنده ی مقطع (و نه تمام آن) منتقل شود

سطح مقطع مؤثر از رابطی زیر بدست می آید

$$A_e = U \cdot A_n$$

نسبت تأثیر  
در سطح مقطع خالص

نکته ۳) اگر بار توسط اتصال جوشی به قسمتی از اجزای شکل دهنده ی مقطع (و نه تمام آن)

منتقل شود سطح مقطع مؤثر از رابطی زیر بدست می آید

$$A_e = U \cdot A_g$$

\* برخی از ریفهای هم جدول شده اند \*

\* ضریب تأثیر برش  $(U)$  برای اتصال کششی \*

\* نکته ۴) گاهی افعالی کششی (به غیر از سیم ها و مقاطع قوطی و لوله ای) که در آن ها بار بوسیله ی

پیچ و چوب یا جوش توسط قسمتی از اجزای شکل دهنده مقطع و نه تمام آن تحمل می شود

۱- در مورد اتصالات ریمی حاصلی مرکب تا مرکز اولین و آخرین پیچ در  $U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$

راستای اعمال نیروی کششی و در مورد اتصالات جوشی طول جوش

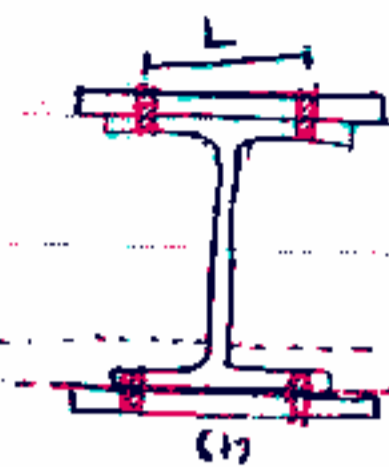
در راستای نیروی کششی می باشد

۲- برون محوری اتصال که مطابق شکل ارائه شده است

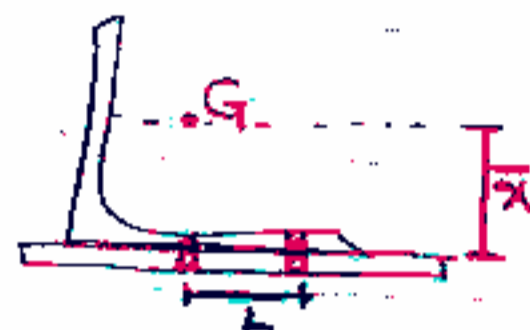
Sina

Subject :

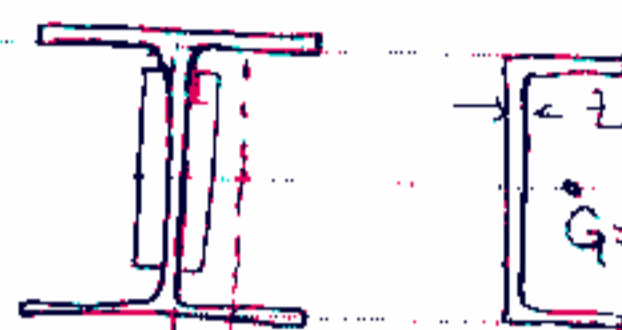
Year : Month :



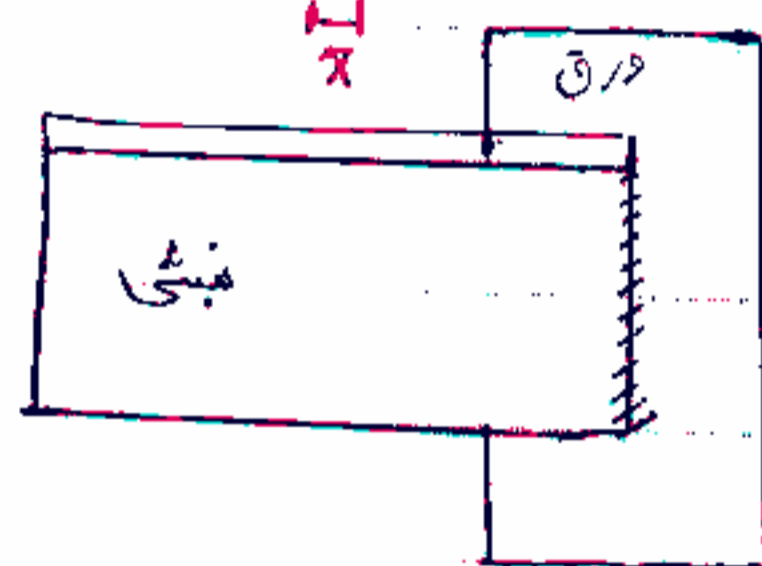
\* (1): هر یک از دو ورق با نصف مقطع را تحمل می کند.  
 محل اثر نیرو در نصف مقطع، مرکز ثقل مقطع نصف شده است.  
 پس  $\bar{x}$  در اینجا فاصله ای مقطع اتصال تا مرکز ثقل مقطع نصف شده می باشد.



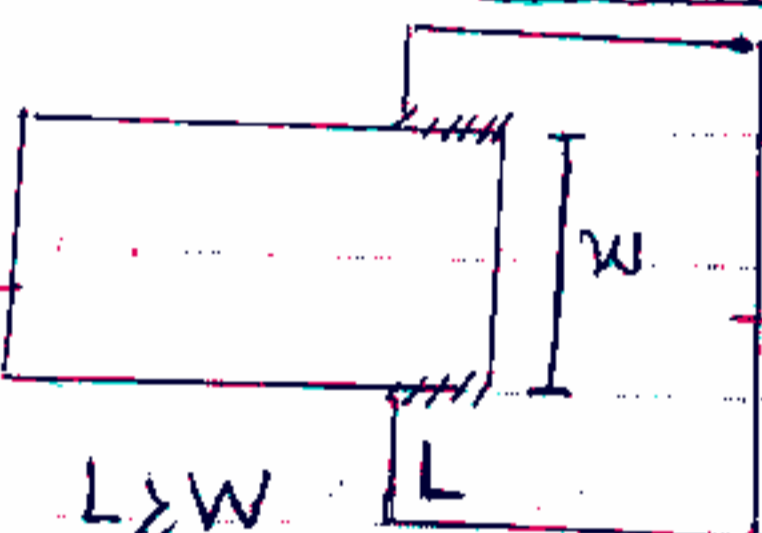
\* (2): چون نیروی ناشی از طریق یک ورق منتقل می شود، پس سهم اتصال (ورق اتصال) تمام نیروی ناشی است و معیار در تعیین  $\bar{x}$  مرکز ثقل کل ناشی است.



\* (3):  $\bar{x}$  در اینجا فاصله ای محل اتصال تا مرکز ثقل مقطع نصف شده می باشد (البته در راستای عمود بر محور  $y$ ).



\* (4): کلیه اعضای گسیخته با روش جوش عرضی در بخشی از انتهای عضو اتصال پیدا کرده است.  $U$  فرض شود.  
 که در جاهای  $A_n$  در این حالت، ضخامت جان بخشی را که مستقیماً جابج شده است، بنظر می گیریم.



در اینجا  $\leftarrow$  ضخامت جان بخشی که در اینجا ورق جابج شده است  $A_n =$   
 \* (4): قسم های گسیخته که با جوش های طولی در دو لبه ی موازی (در انتهای مقطع) متصل اند، در این حالت طول جوش ها نباید از فاصله ای عمودی بین آن ها کمتر باشد.  $L \geq W$

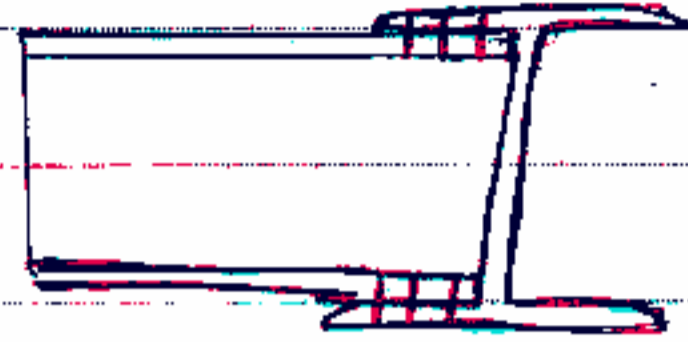
اگر از جوش انگلستانه و حکم در حد فاصل  $W \leq L < 1.5W \Rightarrow U = 0.75$   
 دولبه استفاده شده باشد.  $1.5W \leq L < 2W \Rightarrow U = 0.87$   
 $L \geq 2W \Rightarrow U = 1$

\* (7): در تیرهای I خورده شده و پیری T بریده شده از آن ها و همچنین تیرهای دیگری نظیر بال یمن، استفاده از مقدار بزرگتر از حالت 2 مجاز می باشد.

Sina

Subject :

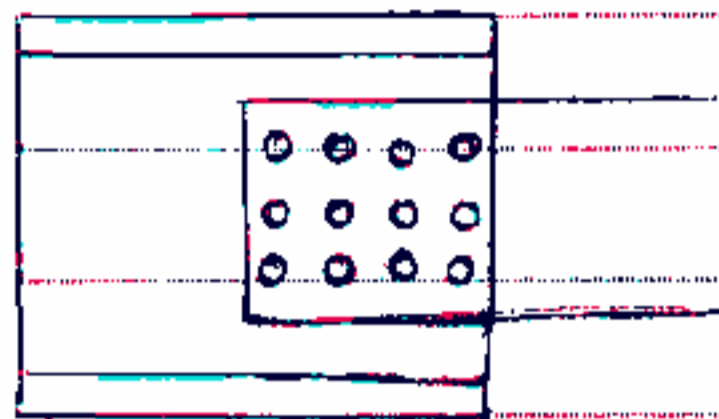
Year : Month :



الف) اتصال از طریق بال‌ها و در هر دو طرف از اتصال در راستای نیرو، حداقل سه وسیله اتصال وجود داشته.

$$u = 0.9 \quad \text{اگر } b_f \geq \frac{2}{3}d$$

$$u = 0.85 \quad \text{اگر } b_f < \frac{2}{3}d$$



ب) در صورتی که اتصال از طریق جان باشد و در هر طرف حداقل 4 اتصال موجود باشد.

$$U = 0.7$$

✓ در ریف 7 زیر مجموعی ریف 2 می باشد، در این حالت می توان مقدار U را از صفر رویش محاسبه کرد و مقدار بزرگتر را در نظر گرفت.

\* 8) در تیرهای تک بنی در صورتی توسط یک بال متصل شده باشند

الف) حداقل 4 وسیله اتصال در راستای نیرو باشد.  $U = 0.8$

ب) 2 یا 3 وسیله اتصال در افق باشد.  $U = 0.6$

\* مقاومت کششی طرح (3-3-2-3)

مقاومت کششی طرح برابر است با  $\phi_t P_n$  (باید با  $\phi_n R_n$  جایگزین شود)

$$\phi_t = 0.9 \quad \text{یا} \quad \phi_t = 0.75$$

$$\phi_t P_n = \text{Min}(\phi_t F_y A_g, \phi_t F_u A_e) \quad P_n$$

✓ علاوه بر روابط فوق عضو کششی در اتصال خود باید برای مقاومت برش قالبی بر اساس ضابطه 10-2-4-4 بررسی شود.

در اتصال اعضای کششی ممکن است با علت برش در سطحی که از وسیله اتصال و

کشش در مقطع خود بر آن خرابی اتفاق افتد مقاومت برش قالبی  $\phi R_n$  از مجموع

Sina

Subject :

Year : Month :

مقاومت برشی در سطح پارچه و مسله ای اتصال و مقاومت کششی در سطح خود بر آن  
 به صورت زیر محاسبه شود.

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$A_{gv}$  = سطح مقطع کلی تحت برش

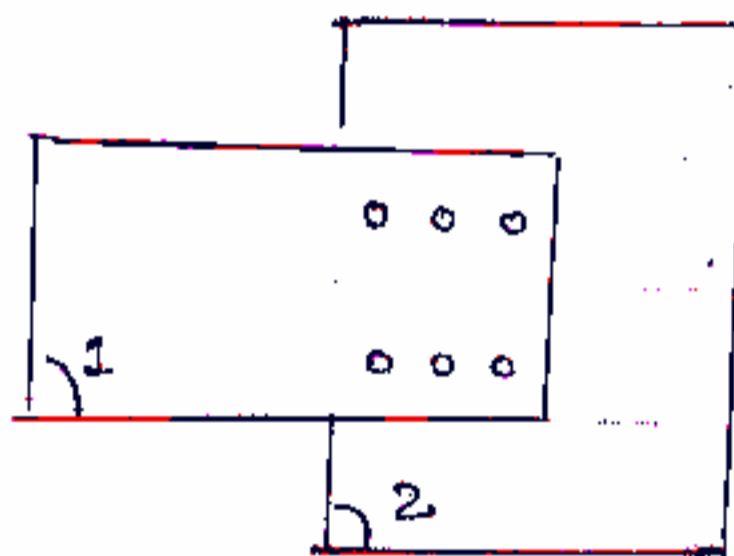
$A_{nt}$  = سطح مقطع خالص تحت کشش

$A_{nv}$  = سطح مقطع خالص تحت برش

$F_u$  = مقاومت کششی فولاد  $F_y$  = تنش تسلیم فولاد

$U_{bs}$  = ضریب توزیع تنش ← توزیع یکنواخت:  $U_{bs} = 1$

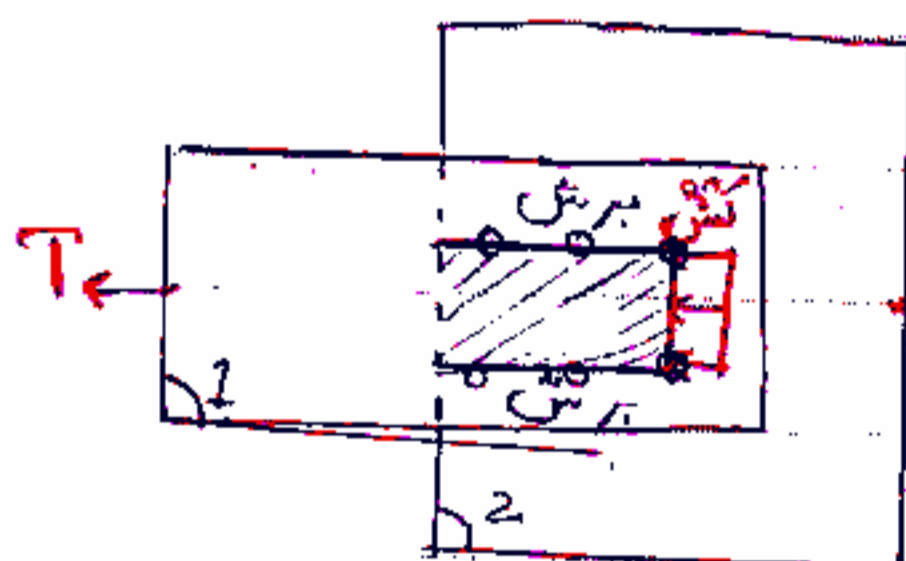
$U_{bs} = 0.5$  ← توزیع غیر یکنواخت:



حالاتی که یکی از ورق درگیری را پاره کرده و یا خود  
 می پزد. در حالت کلی باید در نظر گرفت یک بار  
 ورق (1) و ورق (2) را پاره می کنند و یک بار نیز برعکس  
 آن در هر یک از این حالات زیر مجموعه هایی نیز دارند. برای  
 هر یک از این حالات ضرایب و محاسبات باید طبق روابط انجام شود و عبرانی ترین  
 حالت تشخیص داده شود.

حالت 1، ورق (1)، ورق (2)، پاره و کند.

الف) ورق در قسمت ها مورخه پاره شود.



سطوح مورخه نیروی کششی تحت برش  $T A_{gv} + A_{nv}$

سطوح خود برش و کششی تحت کشش  $A_{nt}$

نکته: در محاسبه  $A_{gv}$  و  $A_{nv}$  جهت های مورخه شده از

$U_{bs} = 1$

سلامت کلی گسی می شود.

نکته: در شکل بالا در می های برش در محاسبه  $A_{nv}$ ، 2.5 قطر سوراخ از طول میسر گسی می شود

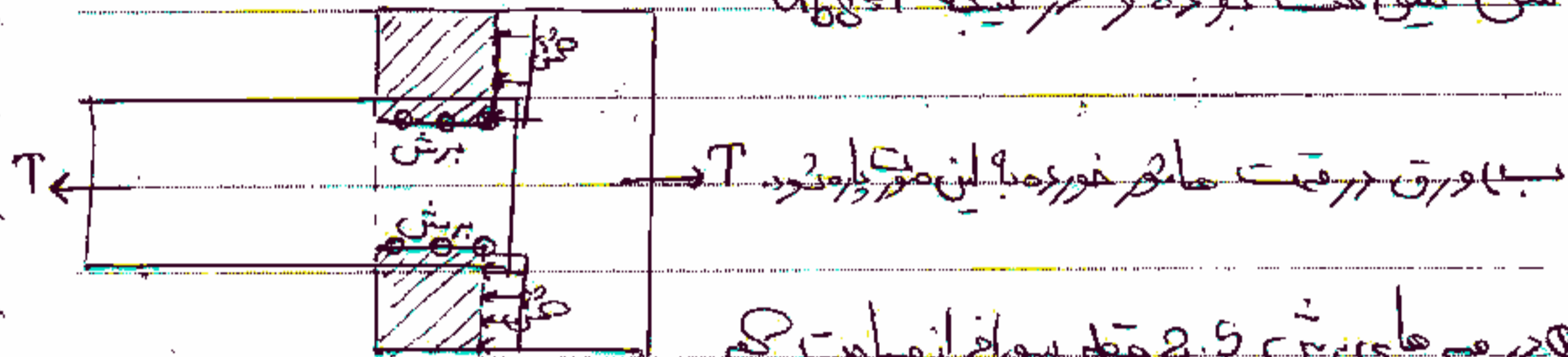
و در میسر کشش 1 قطر سوراخ گسی می شود و اگر اتصال جوشی باشد جوشی گسی می شود.

Sina

Subject :

Year : Month :

در سطح گسیل انتهای مرکز سطح در راستای نیروی گسیل بوده و پس توزیع تنش یکنواخت بوده و در سطح  $U_{bs}=1$



در می های برش 2.5 قطر سوراخ آزمایشات کم می شود اما در می گسیل 2 تا 0.5 از قطر ها کم می شود (در واقع 1 قطر سوراخ کم می شود)



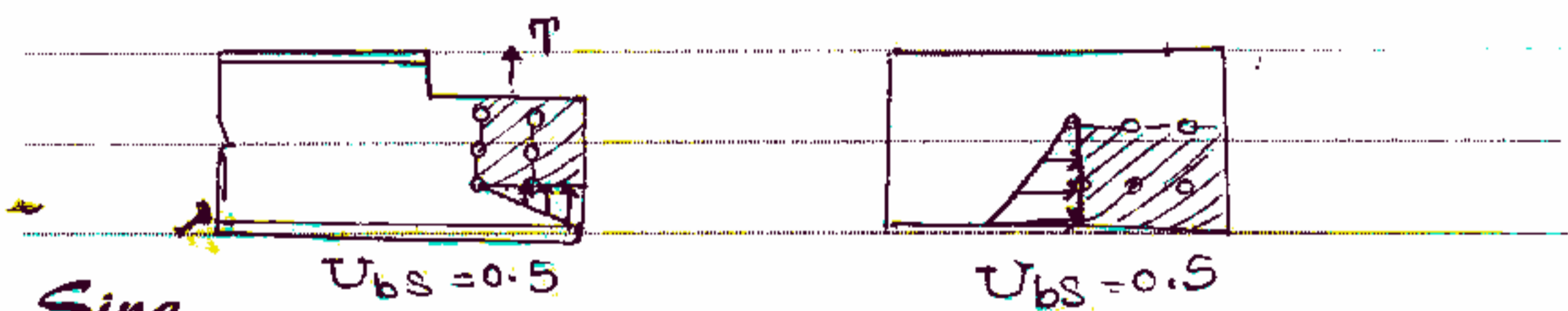
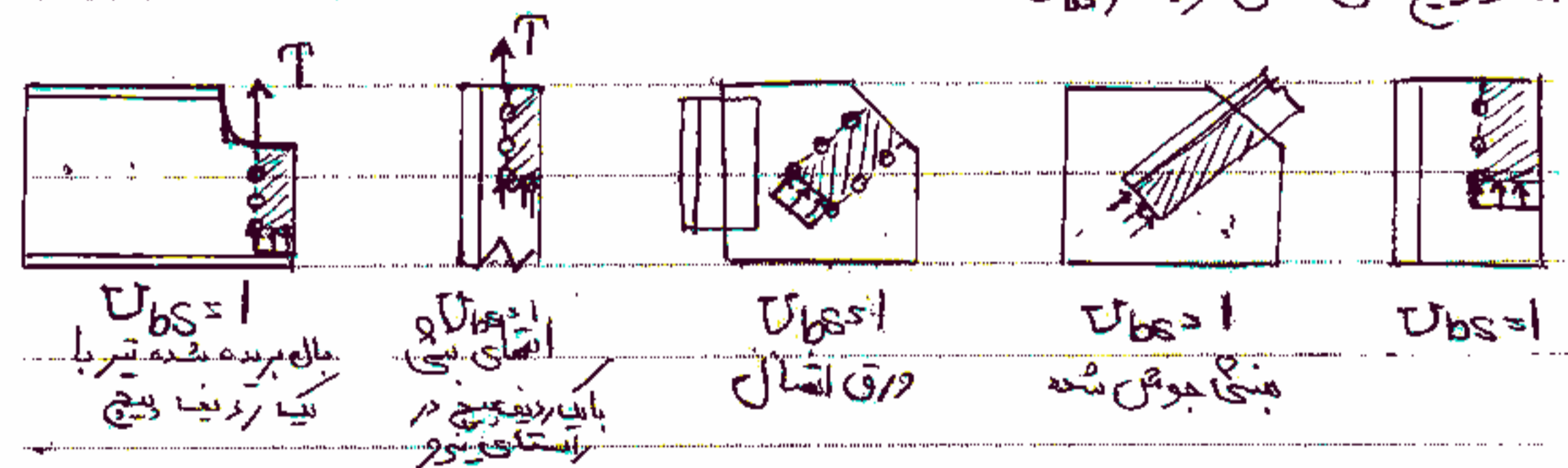
$U_{bs}=1$

$U_{bs}=1$

(الف)

(ب)

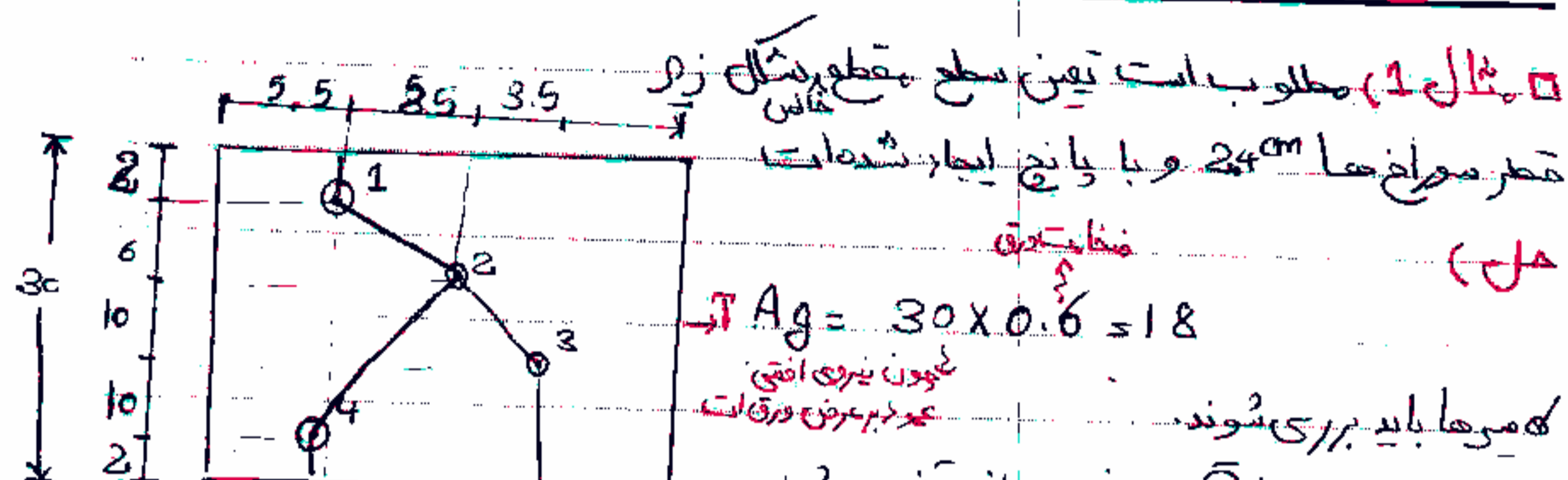
\* توزیع تنش گسیل و مقدار  $U_{bs}$ :



Sina

$U_{bs}=0.5$

$U_{bs}=0.5$



$$A_n = 18 - 2 \times (2.4 + 0.2) \times 0.6 = 14.88 \text{ cm}^2$$

می‌1 و 4:

$$A_n = 18 - 3 \left( (2.4 + 0.2) \times 0.6 + \frac{(5.5)^2}{4 \times 6} \times 0.6 + \frac{(3.5)^2}{4 \times 10} \times 0.6 \right) = 14.26 \text{ cm}^2$$

می‌1 و 2 و 3:

$$A_n = 18 - 3 \left( (2.4 + 0.2) \times 0.6 + \frac{(5.5)^2}{4 \times 6} \times 0.6 + \frac{(5.5)^2}{4 \times 10} \times 0.6 \right) = 14.53 \text{ cm}^2$$

می‌1 و 2 و 4:

**نکته:** در تعیین می‌ها باید از یک سمت تجمع و به سمت مقابل بریم، می‌ری نباید موازی

نیروی کششی باشد.

با افنامه شدن S و کم شدن و مقدار  $A_n$  زیاد می‌شود و از حالت بحرانی می‌ری آید، با افتاد

از این نکته می‌توان غیر بحرانی بودن بعضی می‌ها را در آن ها کنار گذاشت.

$$A_n = 14.26 \text{ cm}^2 = 1.23$$

می‌بحرانی 3 و 2:

**مثال 2:** در شکل زیر نیروی خالی چون  $I_{pB300}$  از طریق بال های خود به ورق انتقال

مقتل شده است. مطلوب است انتخابی ضریب  $u$  می‌برش  $u$

**حل:** برای  $u$  هر دو در  $2$  و  $7$  قابل استفاده است. زیرا اینجا از

هر دو روش استفاده می‌کنیم. و نهایتاً مقدار بزرگتر را انتخاب می‌کنیم.

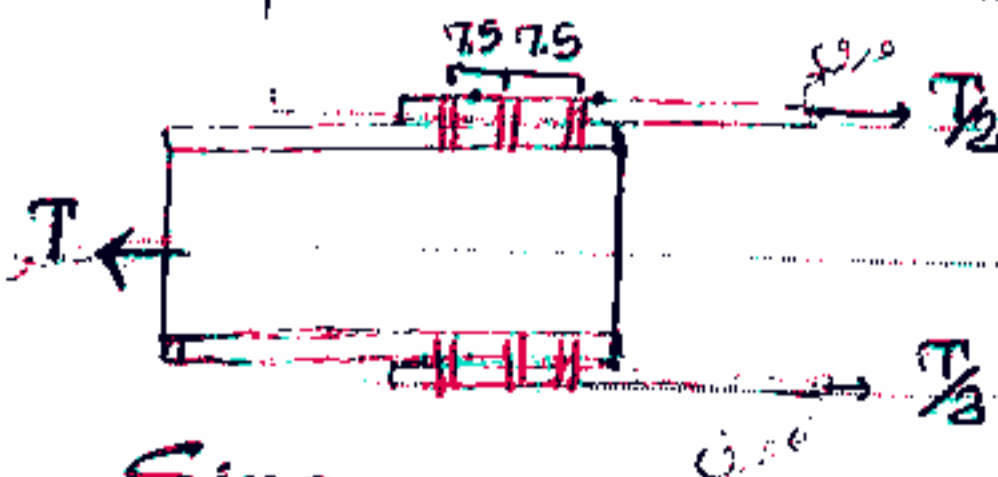
اقدام صفحات مقطع  $I_{pB300}$  از استال خارج می‌شود.

$I_{pB300}$

$$b_f > 2/3 d \rightarrow u = 0.9$$

$$b_f < 2/3 d \rightarrow u = 0.85$$

$$b_f = 30, 30 \times 2/3 = 20 \rightarrow b_f > 2/3 d \rightarrow u = 0.9$$

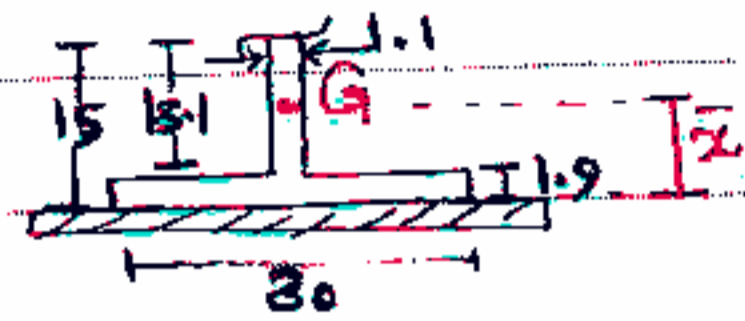


Sina

Subject :

Year : Month :

لبند 2)  $\bar{x} = ?$  و  $L = 7.5 + 7.5 = 15$  و  $U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$   
 ← هر ورق نیروی نصف I، از هر دو ورق مقطع T شکل، منتقل می کنند.  $\bar{x}$  فاصله ی مقطع انتقال تا مرکز ثقل مقطع نصف شده می باشد.



$$\bar{x} = \frac{\sum A_i \bar{x}_i}{\sum A_i} = \frac{(3.0 \times 1.9)(\frac{1.9}{2}) + (1.1 \times 1.9)(1.9 + \frac{1.1}{2})}{(3.0 \times 1.9) + (1.1 \times 1.9)}$$

$$\bar{x} = 2.47 \text{ cm} \Rightarrow U = 1 - \frac{2.47}{15} = 0.84$$

ترجیحاً مقدار بزرگتر را انتخاب می کنیم.  $U = 0.9$

مثال 3) مطلوب است تعیین ظرفیت باربری نبشی  $L 150 \times 15$  که توسط دو سوراخ به قطر 22mm مطابق شکل به سازه متصل شده اند. سوراخ ها با پانچ ایجاد شده اند نسبت بار زنده به مرده را 3 بگیریم. در اینجا منظور از ظرفیت باربری مجموع نیروهای خمشی مرده و زنده با ضریب 1 است.



ظرفیت باربری نبشی (باری که می توان تحمل کرد)

$$\phi R_n, R_n \xrightarrow{\text{در این حالت}} \phi T_n, T_n (I)$$

لکه مقاومت خالص است  
 لکه بار در حالت مرده و زنده (مقاومتی که مایه مقاومت)

$$\phi T_n = \text{Min}(\phi F_y A_g, \phi F_u A_e) \Rightarrow T_n \leq \text{Min}(\phi F_y A_g, \phi F_u A_e)$$

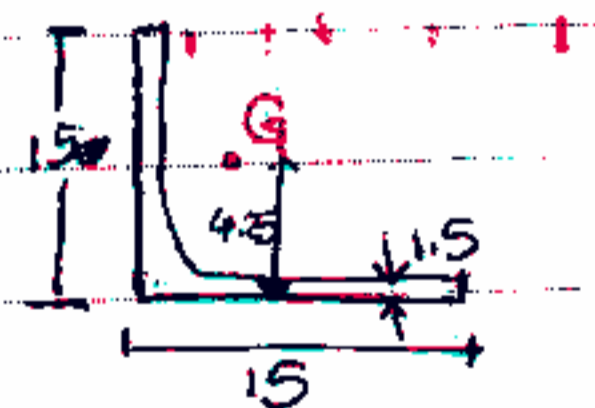
تعیین مجهولات :  $F_y = 2400$  و  $F_u = 3700$ ,  $\phi_t = 0.9$ ,  $\phi = 0.75$

$$A_g = (2 \times (1.5 \times 1.5)) - (1.5 \times 1.5) = 4.25 \approx 4.3 \text{ cm}^2$$

$$A_e = U A_n =$$

برای محاسبه ی U از ردیف 2 داریم :  $U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{4.25}{35}$

از ردیف 8 جدول داریم :  $U_1 = 0.87$  و  $U_2 = 0.8$

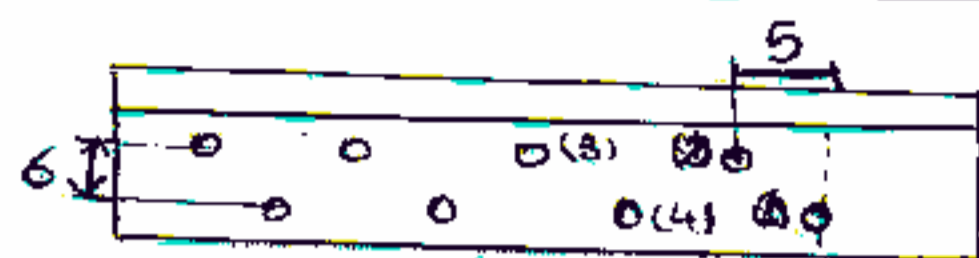


Sina

Subject :

Year :

Month :



برای محاسبی  $A_n$  داریم :

$$A_n = 43 - 1 \times (2.2 + 2 \times 0.2) \times 1.5 = 36.7 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 43 - 2 \times (2.2 + 2 \times 0.2) \times 1.5 + \frac{5^2}{4 \times 6} \times 1.5 = 36.7 \text{ cm}^2$$

\* مسیری که از 3 سوراخ رد شود نداریم. مقدار کمتر

$$A_e = U \cdot A_n = 0.87 \times 36.7 = 32.3 \text{ cm}^2$$

توضیح : مسیر 3-4 از لحاظ سطح مقطع خالص با 1-2 مشابه است، اما باید توجه نمود که در این مقطع تمام نیروی  $T$  به بشی وارد نمی شود، چون  $\frac{8}{8}$  نیرو قبلاً به وسیله های 1 و 2 منتقل شده و در اینجا  $\frac{6}{8}$  با مقطع بشی در برش 3-4 وارد می شود. در این گونه موارد جهت لحاظ کردن این مسئله سطح مقطع خالص بدست آمده را بر نسبت نیروی که به آن مقطع وارد می شود تقسیم و در کل نیرو ضرب می کنیم. به طور مثال برای مقطع 3-4 باید سطح مقطع خالص را در ضریب  $\frac{8}{6}$  ضرب کنیم. این روش تنها برای تشخیص مقطع بحرانی می باشد و به معنی زیاد شدن سطح مقطع خالص نیست.

$$T_r \leq \min(0.9 \times 2400 \times 43, 0.75 \times 3700 \times 32.3)$$

$$T_r \leq \min(92880, 89632)$$

$$T_r \leq 89632 \text{ (I)}$$

$$\begin{cases} (T_r)_1 = 1.4 T_0 \\ (T_r)_2 = 1.25 T_0 + 1.5 T_L \end{cases} \xrightarrow{T_L = 3 T_0} \begin{cases} (T_r)_1 = 1.4 T_0 \\ (T_r)_2 = 5.75 T_0 \end{cases}$$

مقدار کمتر را انتخاب می کنیم چون بحرانی تر است.

$$5.75 T_0 \leq 89632 \rightarrow T_0 \leq 15588 \text{ kg}$$

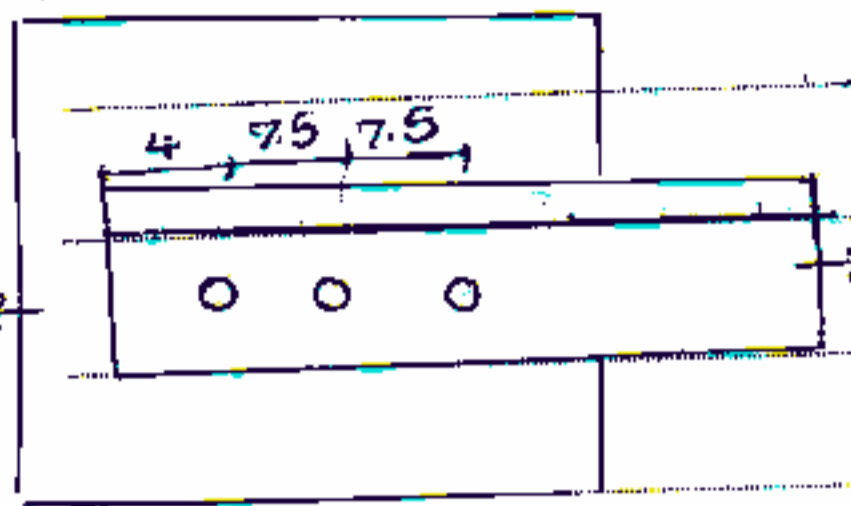
$$T_0 + T_L = T_0 + 3 T_0 = 4 T_0 = 4(15588) = 62352$$

Sina

Subject :

Year :

Month :



مثال 4) ظرفیت نهایی گسیختگی برای بار کششی محاسبه کنید  
برای محاسبه برش قالبی نیز لحاظ شود.  
سر پیچ به قطر 8.4 mm می باشد و سوراخ ها با پانچ ایجاد  
شده اند فرض کنید که در برش قالبی نهایی پاره می شود.

$$T_n \Phi > T_u \quad (I)$$

(II)

$$T_n \Phi = \text{Min}(\Phi F_y A_g, \Phi F_u A_e) \quad (III)$$

$$\frac{(I)}{(II)}, T_u < \text{Min}(\Phi F_y A_g, \Phi F_u A_e)$$

$$A_g = 19$$

$$A_e = U A_n$$



U ضریب تأثیر برش را هم می شود از بند 2 جدول محاسبه کرد و می بندد

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{2.82}{15} = 0.812$$

بند 2 جدول 1-3-2

$$U = 0.6$$

بند 8 جدول 1-3-2

$$U = 0.812$$

مقدار بزرگتر را برای نهایی بری گیریم

$$A_n = 19 - 1 \times (2.4 + 1 \times 0.2) \times 1 = 16.6 \text{ cm}^2$$

$$A_e = U A_n = (0.812)(16.6) = 13.47 \text{ cm}^2$$

$$T_u < \text{Min}(0.9 \times 2400 \times 19, 0.75 \times 3700 \times 13.47)$$

$$T_u < \text{Min}(41470, 37400) \rightarrow T_u < 37400$$

حال باید ظرفیت مقطع بر حسب برش قالبی نیز محاسبه شود



(1)

با فرض پاره شدن نهایی دو حالت می توان برای خودی را در نظر  
بندی در نظر گرفت دو حالت (2) با اینکه بال کامل و تکه ای از  
بال دوم بریده شود. اما در حالت (1) برش تکه ای از بال دوم  
گذاشته می کنند پس حالت اول کنترل تراست و ظرفیت گسیختگی  
نهایی را برای این حالت محاسبه می کنیم.



(2)

Sina

Subject :

Year : Month :

\* ظرفیت کشش نهایی مقطع برابر برش قالبی از رابطی زیر قابل محاسب است .

$$T_u \leq \phi T_n \quad \phi = 0.75 \quad (I)$$

$$T_n = U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} + \text{Min}(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} \text{ و } 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}) \quad (II)$$

$$\frac{(I)}{(II)} \rightarrow T_u \leq \phi [U_{bs} F_u A_{nt} + \text{Min}(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} \text{ و } 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv})]$$



$$U_{bs} = 1$$

\* محاسبی معمول است

چون توزیع تنش یکسان است ←

$$A_{nt} = 4 \times 1 - \frac{1}{2} (2.4 + 0.2) \times 1 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 19 \times 1 - 2.5 (2.4 + 0.2) \times 1 = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 19 \times 1 = 19$$

$$7.5 + 7.5 + 4 = 19 \text{ cm} = \text{طول برش}$$

بنگه : اگر اتصال جوشی بود  $A_{nv}$  و  $A_{gv}$  با هم برابر بودند

$$T_u \leq 0.75 [1 \times 3700 \times 2.7 + \text{Min}(0.6 \times 3700 \times 12.5 \text{ و } 0.6 \times 2400 \times 19)]$$

$$T_u \leq 28010 \text{ kg}$$

$$T_u = \text{Min}(28010 \text{ و } 37400) = 28010 \text{ kg}$$

برش قالبی حاکم است .

مثال 5) به یک قطعه کششی، نیروهای کششی مرده وزنده به ترتیب  $25^t$  و  $2^t$  وارد می شود . طول عضو  $3.6^m$  است و اتصال آن با ورق اتصال به کمک یک ردیف

4 تایی پیچ به قطر  $20^{\text{mm}}$  می باشد . سوراخ ها با پانچ ایجاد شده اند . عضو را با نشی تک طراحی نمایید . اتصال بنشی از طریق گویا از دیال آن می باشد . برای محاسبی  $u$  از ردیف

8 جدول 1-3-2-1 استفاده کنید . از گتیل برش قالبی صرف نظر کنید .

\* معیارهای طراحی اعضای کششی :

$$1) T_u \leq 0.9 F_y A_g$$

$$2) T_u \leq 0.75 F_u A_e$$

$$3) \frac{L}{r_{\min}} \leq 300$$

Sina

Subject :

Year :

Month :

$T_u$  سبکی  $T_u = 1.4 \times 25 = 35^t$   
 $(1) (T_u)_1 = 1.4 \times 0 \Rightarrow T_{u1} = 1.4 \times 25 = 35^t$   
 $(2) (T_u)_2 = 1.25D + 1.5L \Rightarrow T_{u2} = 1.25 \times 25 + 1.5 \times 2 = 34.25^t$

$T_u = 35^t$

\* حالت بحرانیتر انتخاب می شود.

معيار طرأى اعصاب كشي :  $1) 35000 \leq 0.9 \times 2400 \times A_g \Rightarrow A_g \geq 16.2 \text{ cm}^2$

$2) 35000 \leq 0.75 \times 3700 \times A_e \Rightarrow A_e \geq 12.61 \text{ cm}^2$

$3) \frac{L}{r_{min}} \leq \frac{300}{r_{min}} \leq \frac{360}{r_{min}} \leq \frac{300}{r_{min}} \Rightarrow r_{min} \geq 1.2 \text{ cm}$

\* بر اساس معيار (1) و (3) از جدول اتصال يك نمونه انتخاب می کنیم و از طريق معيار (2) آن را چك می کنیم.

$L 100 \times 10, A_g = 19.2, 16.2 \checkmark$

$r_{min} = 1.95, 1.2 \checkmark$

$A_n = 19.2 - 1 \times (2.0 + 2 \times 0.2) \times 1 = 16.8$

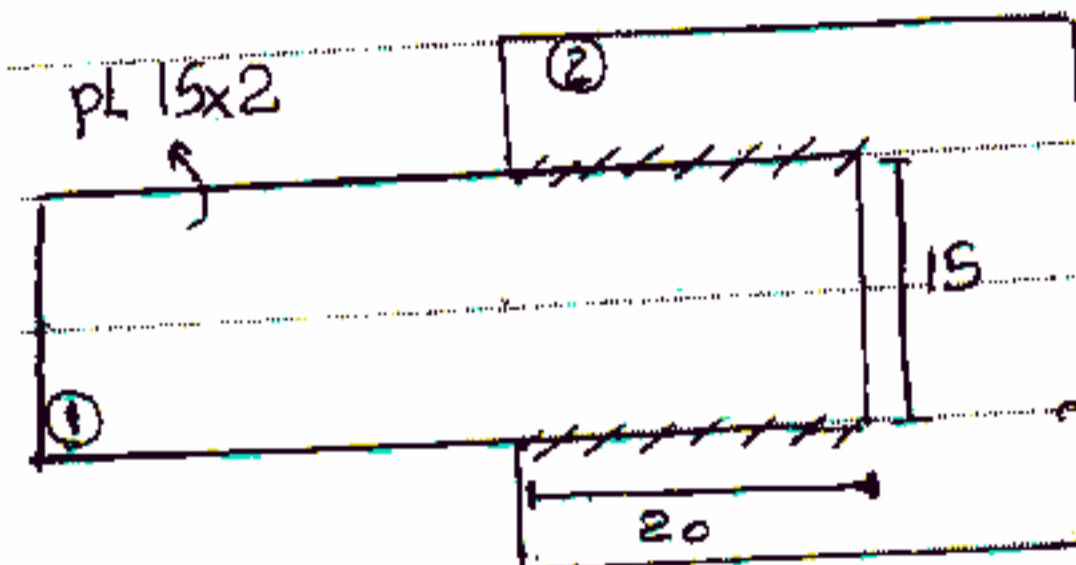
$\Rightarrow A_e = U A_n = (0.8) (16.8) = 13.44 \geq 12.61 \checkmark$

تكنه : از ردیف 8 جدول 3-10 L 3-2-10 از طریق اتصال يك بال تعداد وسيله اتصال در هر ردیف 4 :  $U = 0.8$

□ تمرین 1: برای ورق نشان داده شده مقدار ضریب تأثیر برش  $U$  را محاسبه کنید.

نیز تعیین کنید که ورق مستطالت دارد یا نه.

طبق بند 4 جدول 3-10 L 3-2-10 داریم :



PL 25x1.5

$1) W \leq L \leq 1.5W \quad U = 0.75$

$2) 1.5W \leq L \leq 2W \quad U = 0.87$

$L \geq 2W \quad U = 1$

$\rightarrow 15 \leq 20 \leq 22.5$

$\rightarrow U = 0.75$

Sina

Subject :

Year : Month :

تمرین ۲: برش برآیند برشی قالبی حل کنید. (درقصد راست و چپ)  
محدودکننده مقدار نهایی  $T_u$

الف) ظرفیت جداکننده برشی بدون در نظر گرفتن برش قالبی:

$$\begin{cases} \phi \cdot T_n > T_u \\ \phi \cdot T_n = \text{Min}(\phi \cdot f_y A_g, \phi \cdot f_u A_e) \end{cases} \rightarrow T_u \leq \text{Min}(\phi \cdot f_y A_g, \phi \cdot f_u A_e)$$

علاوه بر این

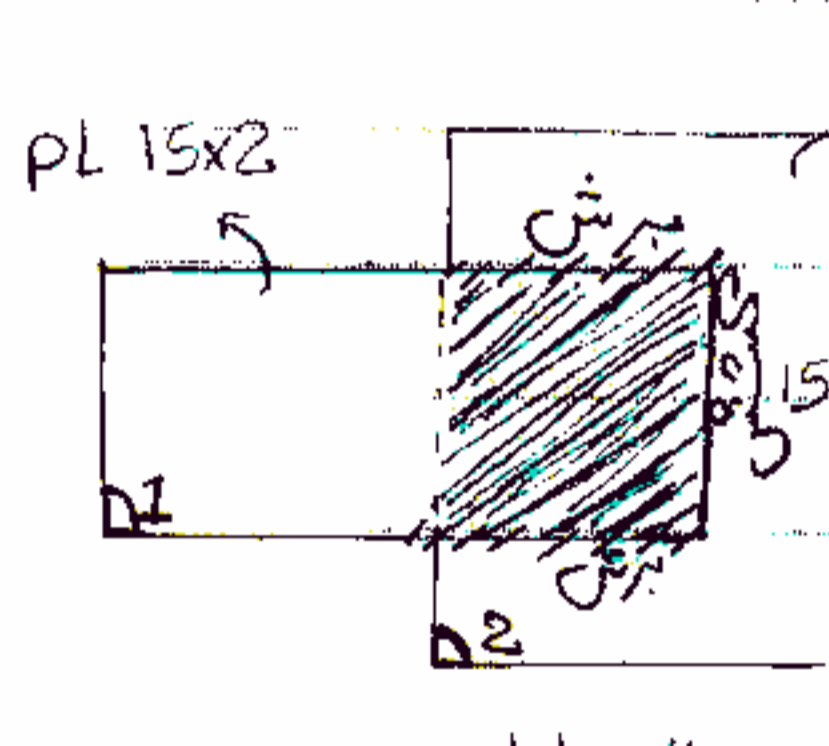
$$\begin{aligned} f_y &= 2400, f_u = 3700 \\ A_g &= 15 \times 1 = 15 \\ A_e &= (0.75)(15) = 11.25 \end{aligned}$$

$$T_u \leq \text{Min}(0.9 \times 2400 \times 15, 0.75 \times 11.25 \times 3700) = \text{Min}(32400, 31218.75)$$

$$T_u \leq 31218.75$$

ب) ظرفیت جداکننده برشی با در نظر گرفتن برش قالبی:

در حالت کلی امکان دارد برش در دو حالت باشد:



علاوه بر این

$$\begin{aligned} A_{nt} &= 15 \times 2 = 30 \text{ و } U_{bs} = 1 \\ A_{nv} &= 2(20)(15) = 80 \\ A_{gv} &= A_{nv} = 80 \end{aligned}$$

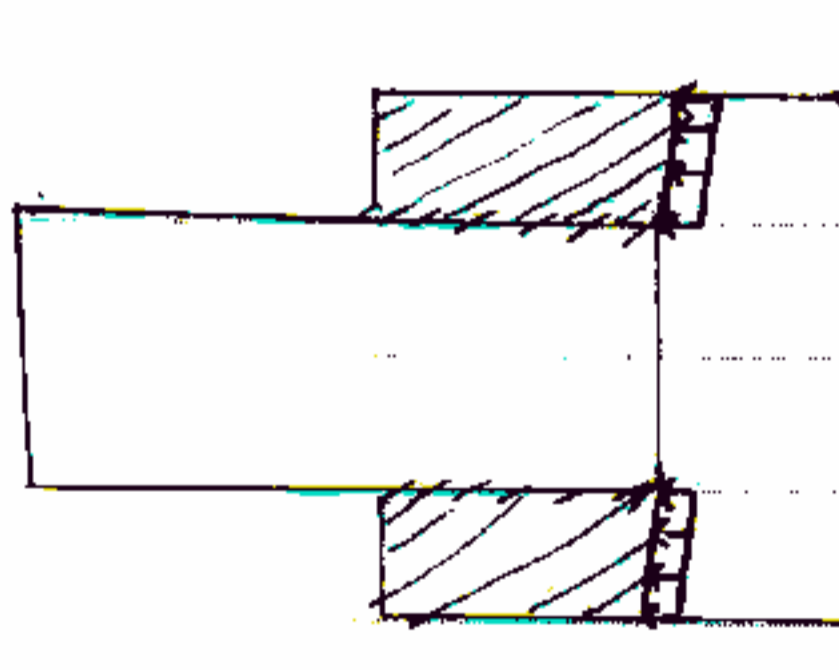
چون اتصال جوشی است.

$$T_u = \phi T_n \leq \phi [U_{bs} f_u A_{nt} + \text{min}(0.6 f_u A_{nv}, 0.6 f_y A_{gv})]$$

حالت اول

$$\rightarrow T_u \leq \phi T_n = 0.75 [1 \times 3700 \times 30 + \text{min}(0.6 \times 3700 \times 80, 0.6 \times 2400 \times 80)] =$$

$$T_u \leq 226200$$



علاوه بر این

$$\begin{aligned} A_{nt} &= 2(5)(2) = 20 \text{ و } U_{bs} = 1 \\ A_{nv} &= 2(20)(2) = 80 \\ A_{gv} &= A_{nv} \end{aligned}$$

چون اتصال جوشی است.

$$T_u \leq \phi T_n = 0.75 [1 \times 3700 \times 20 + \text{min}(0.6 \times 3700 \times 80, 0.6 \times 2400 \times 80)] = 141900$$

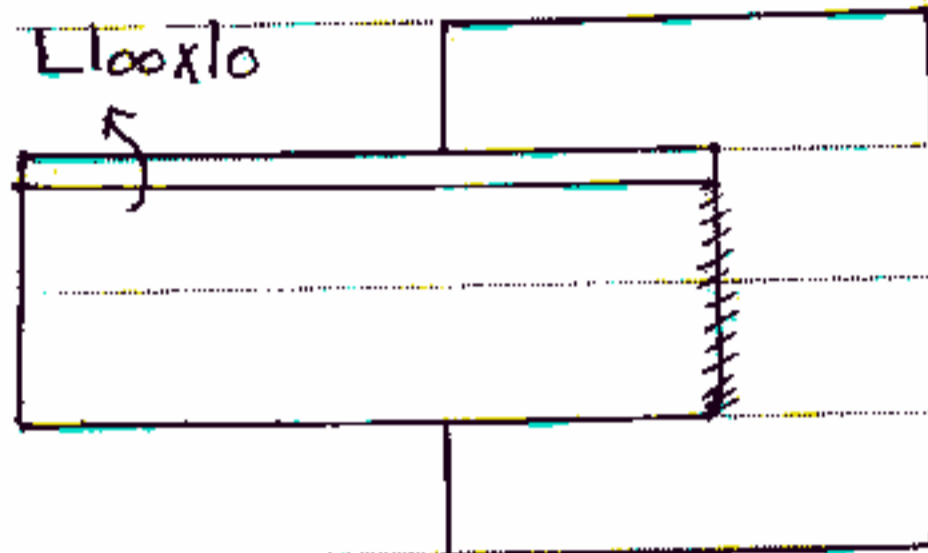
Sina حالت دوم

Subject :

Year :

Month :

تمرین 3، ظرفیت محوری نبشی شکل در حالت تعادلی چقدر است؟



\* حل : از بند 3 جدول 10-2-3-1 داریم :

$$U=1$$

$$L=100 \times 10, \text{ و } A_g =$$

$$V_u \leq \phi V_n = \min(\phi F_y A_g, \phi f_u A_e)$$

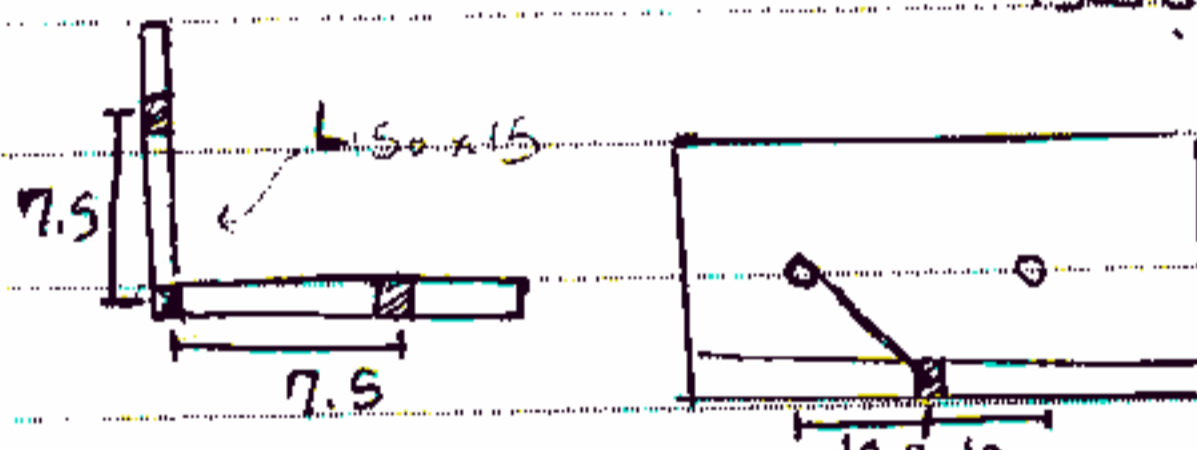
$$A_e = U A_n = 1 \times 10 = 10 \quad \text{نسبت اتصال } A_g$$

$$V_u \leq \min(0.9 \times 2400 \times 10, 0.75 \times 3700 \times 10)$$

$$V_u \leq \min(21600, 27750)$$

$$V_u \leq 21600$$

تمرین 4، ظرفیت کششی نبشی شکل زیر در حالت بدون ضریب (مردم زنده) چقدر است؟ سوراخ ها با متد ایجاد شده اند و به قطر 20mm می باشند. اتصال نبشی از طریق هر دو بال می باشد.



$$g = 7.5 + 7.5 = 15$$

$$s = 10$$

$$U=1 \quad T_u \leq \min(0.9 F_y A_g, 0.75 F_u A_e)$$

$$A_e = U A_n = (1)(39.98) = 39.78, \text{ و } A_g = 43 \text{ cm}^2, \text{ و } L = 150 \times 15$$

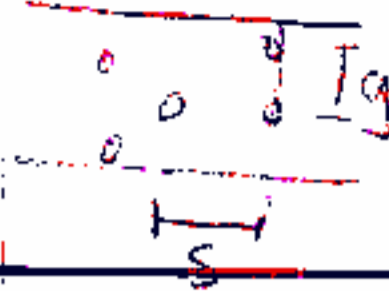
$$A_n = 43 - 1(2+0)1.5 = 40$$

$$A_n = 43 - 2(2+0)1.5 + \frac{10^2}{4 \times 13.5} \times 1.5 = 39.78 \quad \text{میل 2-1}$$

$$T_u \leq \min(0.9 \times 2400 \times 43, 0.75 \times 3700 \times 39.78)$$

$$T_u \leq (92880, 110389.5) \rightarrow T_u \leq 92880 \checkmark$$

Sina



**\* فصل دوم \***  
**\* طراحی اعضای فشاری \***

اعضای فشاری (بخش ۱۰- ۸- ۴)

ضریب  $\lambda = \frac{KL}{r}$

\* طول مؤثر گمانش و ضریب لانری

✓  $L$  = بزرگترین طول مهار شده عضو حول محور گمانش

✓  $K$  = ضریب طول مؤثر عضو

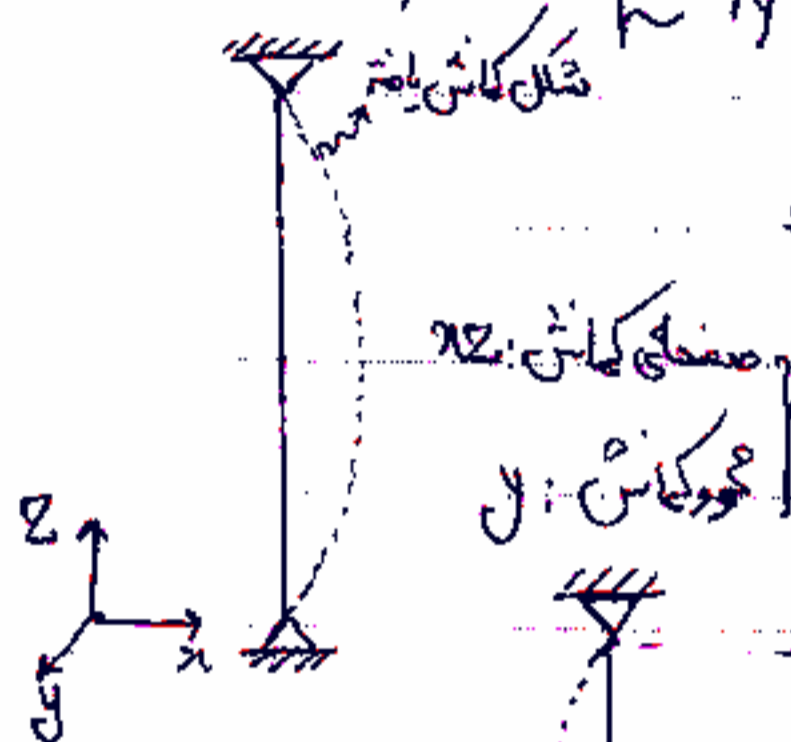
**نکته:** ضریب لانری باید حول هر دو محور اصلی عضو محاسبه شود (x و y) و معیار

برای طراحی عضو لانری  $\lambda_{max}$  است.

$\lambda_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_x$

$\lambda_y = \left(\frac{KL}{r}\right)_y$

$\lambda_{max} = \max(\lambda_x, \lambda_y)$  **معیار طراحی عضو**



**نکته:** منحنی گمانش: منحنی که عضو در آن گمانش می کند

محور گمانش: محور عبور از مرکز جرم و محوری گمانش

منحنی گمانش:  $\lambda_x$   
محور گمانش:  $\lambda_y$

**نکته:** در سازه هایی که تیر یا بادبند نقش مهار جانی ستون دارند

معمولاً در ستون ها ارتفاع آزاد ستون در هر طبقه است.

$L = \max(L_1, L_2)$

$L_x = L_y$

\* در برخی موارد ممکن است که  $L_x \neq L_y$  مثل ستون

حکمر پاسو در پلان زیر:



\* حداکثر مقدار ضریب لانری در اعضای فشاری  $\lambda \leq 200$

**نکته:** شاخص پایداری نباید از

Subject :

Year :

Month :

\* قابی ضربی  $k$  :

مقدار  $k$  وابسته به این است که عضو فشاری در مغزی گمانش عضو از یک قاب مهار بندی شده است یا یک قاب مهار بندی نشده.

✓ قاب مهار بندی شده : قابی که تیر شکل جانبی آن در برابر بارهای جانبی کم باشد.

✓ قاب مهار بندی نشده : قابی که تیر شکل جانبی آن در برابر بارهای جانبی زیاد باشد.

✓ قاب هایی که طراحی باد بند و دیوار برشی می باشند، قاب مهار بندی شده اند.

\* روش تشخیص قاب مهار بندی شده و نشده :

معیار تشخیص، شاخص پایداری می باشد.   
 مجموع نیروهای متوزعهای  $\rightarrow$  طبقه مورد نظر تحت بارهای زیاد

بند (۱۰-۸-۷-۱-۱) رابطه شاخص پایداری

$$\theta = \frac{(\sum P) \Delta H}{H L}$$

$\Delta H$  : شاخص پایداری  
طبقه نام

✓  $\sum P$  عموماً تحت ترکیب زیر استفاده می شود  $1.4D$

$$1.25D + 1.5L$$

✓  $H$  : نیرو برشی طبقه تحت ترکیب بارهای ضربی (عدداً تحت ضرب  $1.2E + 1.02L + D$ )

$$H = F_2 + F_3 + F_4$$

✓ نیروی برشی به صورت مجموعی از طبقه مورد نظر تا طبقه آخر قاب می شود مثلاً برای طبقه دوم قاب زیر داریم :

✓ نیروهای  $F_1$  تا  $F_4$  تحت بارهای ضربی هستند.  $H = F_2 + F_3 + F_4$

✓  $\Delta H$  : جابجایی نسبی طبقه تحت اثر بارهای جانبی  $H$

✓ جابجایی نسبی : جابجایی هر طبقه نسبت به طبقه پایین خود.

✓  $L$  : ارتفاع هر طبقه (از کف تا کف)

\* اگر  $\theta < 0.05$  : طبقه مورد نظر در جهت مورد نظر مهار بندی شده است.

\* اگر  $\theta > 0.05$  : طبقه مورد نظر در جهت مورد نظر مهار بندی نشده است.

نکته : شاخص پایداری نباید از ۰.۲۵ بیشتر باشد. در این صورت آن طبقه نامایم است و طراحی باید مجدداً صورت گیرد.

Sina

Subject :

Year : Month :

- \* در قاب چهار بندی شده ضریب  $K$  به طور محافظه کارانه برابر ۱ فرض می شود.
- \* در قاب چهار بندی نشده، ضریب  $K$  بزرگتر، معمولی ۱ بوده و از رابطی زیر بدست می آید.

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

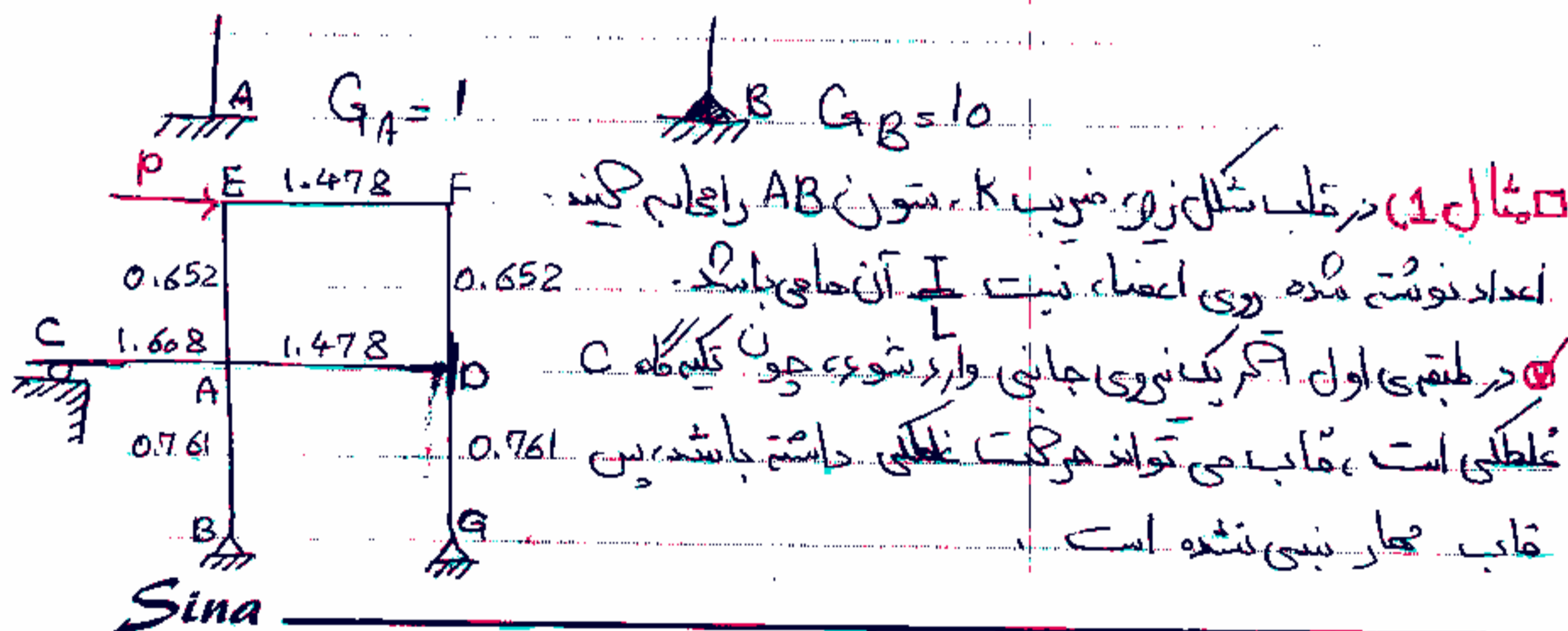
- ✓ در رابطی بالا  $G_A$  و  $G_B$  نسبت مجموع  $\frac{EI}{L}$  ستون های متصل به تکره  $A$  و  $B$  (ابتدای ستون و انتهای ستون) به مجموع  $\frac{EI}{L}$  تیرهای متصل به تکره های  $A$  و  $B$  در صغری گماش می باشد.

$$I = \text{مان اینرسی حول محور گماش}$$

$$L = \text{طول چهار نشده عضو در صغری گماش}$$

- ✓ در رابطی بالا  $\frac{EI}{L}$  تیرهای را در نظر می گیریم که در صغری گماش باشد.
- ✓ تیرهای طره ای در رابطی بالا نادیده گرفته می شوند.
- ✓ تیرهای که به ستون مورد نظر اتصالشان مفصلی است، نادیده گرفته می شوند.
- ✓ در محاسبه  $G$  نادیده گرفته می شوند.

- ✓ تیرهای که اتصالشان به ستون مورد نظر گیردار است، اما در سمت مقابل به ستون مجاور مفصلی است، در محاسبه  $G$  مقدار  $\frac{EI}{L}$  آن ها را ۰.۵ ضرب می شود.
- ✓ برای ستون های متصل به تکره گیردار یا مفصلی مقدار  $G$  به شرح زیر است.



Subject :

Year :

Month :

در آخر جای نالک، مفصل بود، در طبقه اول قاب چار بستنی شده بود.  
در طبقه دوم بدون تیرچه به نوع کنگره C چار شده است، شرط چار این است که معمر  
و این طبقه معمر در بالای طبقه جایابی معمر باشد.  
در آخر پیروی م در بالا و در تیرچه معمر و این نسبت باشد، بالایی شکل جانی معمر  
همون طبقه اول چار شده است:

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

$$G_A = \frac{\sum (\frac{EI}{L})_C}{\sum (\frac{EI}{L})_G} = \frac{0.652 + 0.761}{1.608 \times 0.5 + 1.478} = 0.62$$

$$G_B = 10 \quad (\text{کنگره مضاعف})$$

$$K_{AB} = \sqrt{\frac{(1.6 \times 0.6 \times 10) + 4(0.6 + 10) + 7.5}{10 + 0.62 + 7.5}} = 1.8$$

مخرن: م مثال قبل، ضرب K بقیه تیرچه چار می کنند.

$$K = \sqrt{\frac{1.6 G_G G_D + 4(G_G + G_D) + 7.5}{G_G + G_D + 7.5}} \quad \text{قاب چار شده:}$$



$$G_D = \frac{\sum (\frac{EI}{L})_C}{\sum (\frac{EI}{L})_G} = \frac{0.761 + 0.652}{1.478} = 0.956, \quad G_G = 10$$

$$K_{GD} = \sqrt{\frac{(1.6)(0.956)(10) + 4(0.956 + 10) + 7.5}{10 + 0.956 + 7.5}} = 3.826$$

$$G_E = \frac{\sum (\frac{EI}{L})_C}{\sum (\frac{EI}{L})_G} = \frac{0.652}{1.478} = 0.441, \quad G_A = 0.62$$

$$K_{EA} = \sqrt{\frac{(1.6)(0.441)(0.62) + 4(0.62 + 0.441) + 7.5}{0.441 + 0.62 + 7.5}} = 1.89$$

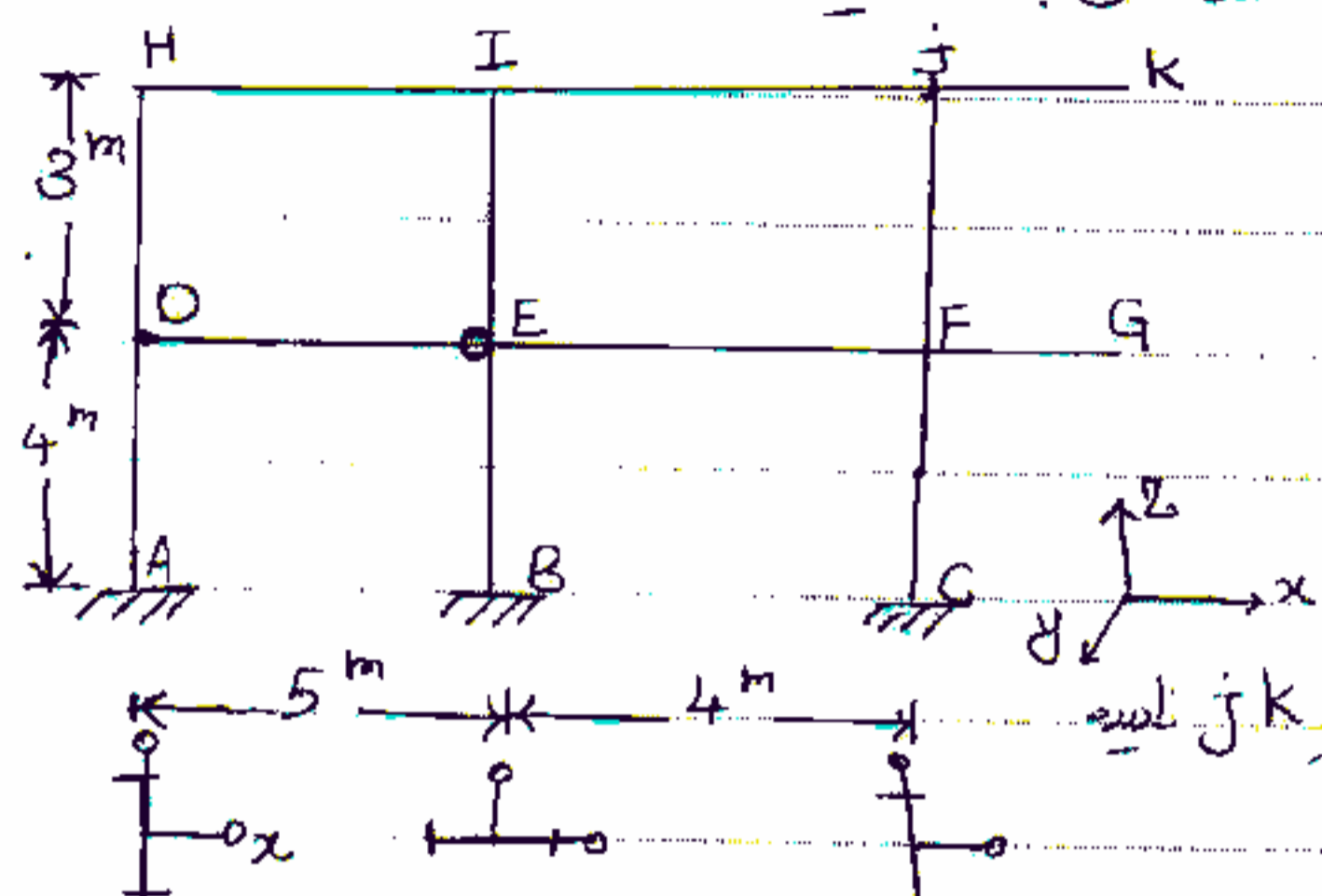
$$K_{FD} = 1.322$$

Sina

Subject :

Year : Month :

ساختار زیر در قالب شکل زیر به طول ستون‌ها را بدست آورید.



ستون‌ها: طبقه اول:  $I_p B 300$

طبقه دوم:  $I_p B 240$

$I_p E 200$

تیرها:

طراحی:

در تیرهای  $FG$  و  $JK$ ،  $\frac{EI}{L}$  و  $G$  در تیرهای  $DE$  و  $HI$  می‌شود.

در  $G$  و  $E$ ، تکیه‌تیر  $DE$  و  $HI$  است.  $E$  مفصلی است.  $G$  می‌شود.

در  $D$  و  $E$ ،  $\frac{EI}{L}$  و  $G$  در  $DE$  می‌شود.  $0.5$  ضریب می‌شود.

که مفصلی گمانش  $2Z$  و محور گمانش  $Y$  می‌باشد.

که  $I$  از جدول استال خارج می‌شود. در محاسبه  $G$ ، همان انرژی حول محور گمانش  $Y$

$I_y$  بیان است.

تکته: محور  $Y$  جدول استال لزوماً محور  $Y$  اعضا یکسان نیست. مثلاً در تیر  $BE$  محور  $Y$

موازی  $Y$  است. اما معمولاً در جدول استال محور موازی  $Y$  با  $2Z$  نمایش داده می‌شود.

پس از استال باید  $I_x$  خارج شود.

حل:

$$G_A = 1, G_D = \frac{\left(\frac{8560}{400}\right) + \left(\frac{3920}{300}\right)}{\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{142}{500}\right)}$$

ستون  $AD$ :

$$G_D = 1, G_H = \frac{\left(\frac{3920}{300}\right)}{\left(\frac{142}{500}\right)}$$

ستون  $DH$ :

$$G_B = 1, G_E = \frac{\left(\frac{2580}{400}\right) + \left(\frac{31260}{300}\right)}{\left(\frac{142}{400}\right)}$$

ستون  $BE$ :

$$G_E = 1, G_I = \frac{\left(\frac{31260}{300}\right)}{\left(\frac{142}{500}\right) + \left(\frac{142}{400}\right)}$$

ستون  $EI$ :

$$Sina$$

Subject :

Year : Month :

موتن CF

موتن CF:

\* مقاومت فشاری طرح: (بند ۱۰-۲-۴-۲)  $(\phi_c P_n)$

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

مقاومت اسمی مقطع:  $P_n$

$$\phi_c P_n = P_u$$

نیروی فشاری عضو تحت تأثیر بارهای مثبت طرح:  $P_u$

ضریب تقلیل مقاومت:  $\phi_c = 0.9$

کمتر مقاومت فشاری طرح

گمانش خفشی

گمانش و پستی

گمانش خفشی و پستی

\* مقاومت فشاری اسمی بر مبنای گمانش خفشی: (بند ۱۰-۲-۴-۱)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

مساحت مقطع کل  $A_g$

$F_{cr}$  = تنش فشاری ناشی از گمانش خفشی که از روابط زیر بدست می آید.

$$* F_{cr} = 0.658 \left( \frac{F_y}{E} \right) F_y \quad \text{برای موته: } \lambda \leq 4.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{۱}$$

$$* F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{برای موته: } \lambda > 4.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{۲}$$

$F_e$  = تنش گمانش بحرانی اولی در حالت الاستیک که طبق رابطه زیر بدست می آید.

$$* F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{mon}^2}$$

$$0.44 F_y$$

(۳-۴-۲-۱۰)

(۴-۴-۲-۱۰)

$$4.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$\lambda_{max}$

Sina

Subject :

Year :

Month :

در مقاومت فشاری امی بر مبنای کاهش پستی و گداز پستی خشی :

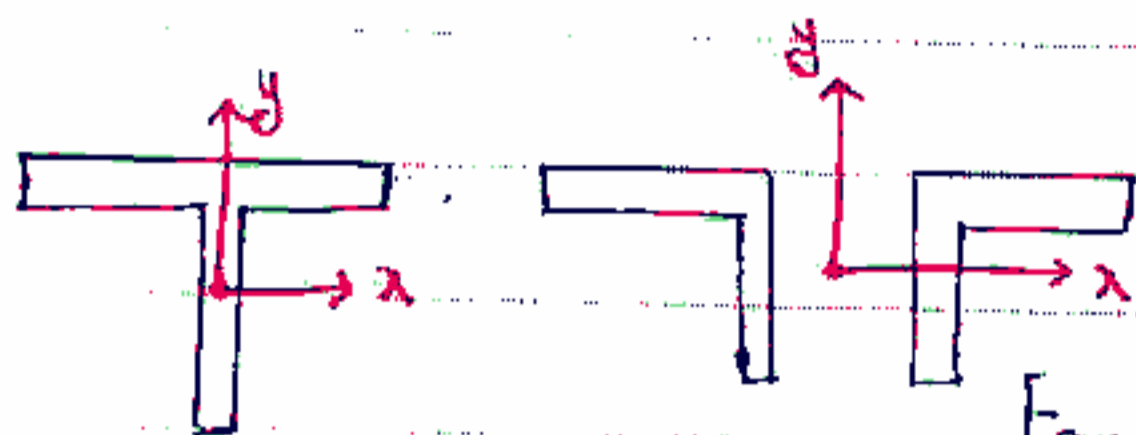
این بند برای عمده مقاطع بر منقطع پستی تک کاربرد دارد

$$P_n = F_{cr} A_g$$

حد (6.4.2-10) لازم :

$F_{cr}$  با شیب زیر محاسبه می شود :

الف) برای مقاطع بیضی و دایره ای :



$$F_{cr} = \left( \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey} + F_{ez} + H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right]$$

در رابطه با  $F_{ey}$  از یک از دو رابطه (در رابطه) 2-10-4-3-4 با جایگزینی

$$\lambda_y \rightarrow \lambda_{max} \text{ محاسبه می شود } \lambda_y = \left( \frac{K L}{r} \right)_y$$

$$F_{ez} = \frac{G \cdot J}{A_g \cdot r_o^2}$$

در رابطه با  $F_{ez}$  از یک از دو رابطه زیر بدست می آید

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

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad \text{محاسبه شعاع روتاسیون حول مرکز پرتش}$$

$x_o$  و  $y_o$  موقعیت مرکز پرتش نسبت به مرکز مقطع

مرکز پرتش نقطه ای از سطح است که اگر نیروی پرتش آن جا وارد شود مقطع دچار چرخشی نمی شود

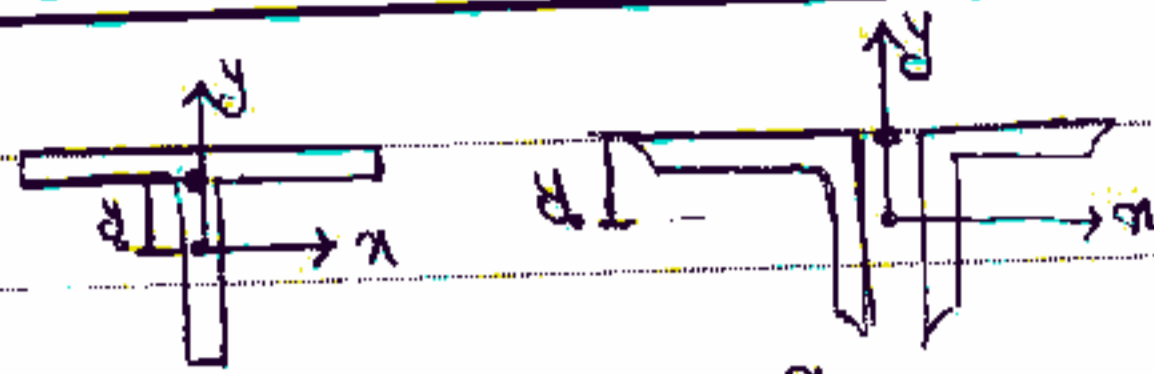
در مقاطعی که دو محور تقارن دارند (مستطیل، مربع، I، دایره، مسلولی)، مرکز پرتش روی مرکز مقطع است پس  $x_o$  و  $y_o$  صفر است

در مقاطع با یک محور تقارن مرکز پرتش روی محور تقارن است مثل دایره بیضی و بیضی

Sina

Subject :

Year : Month :



برای چرخش پستی داریم :  
(محور y، محور تقارن) :

$$\alpha_0 = 0 \quad y_0 = y_0 \quad \Rightarrow H = 1 - \frac{(x_0^2 + y_0^2)}{r_0^2}$$

$\alpha_0 = 0$  : مقطع جان و بال =  $y_0$

\* برای سطح مقطع (محوری و پستی چرخش) اساسی  $F_{cr}$  از روابط 2-10، 2-34 و 2-44 می باشد با این تفاوت که مقدار  $F_e$  در روابط فوق به جای  $F_{cr}$  می آید.

ب) 1 : مقطع با محور تقارن : (2-10، 2-44)

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L)^2} + G J \right] \times \left( \frac{1}{I_x I_y} \right)$$

$C_w = I_y (h_0^2)$  ← ثابت تابیدگی  
 برای مقطع I شکل با تقارن دوم  $C_w = I_y (h_0^2)$   
 $h_0$  = فاصله مرکز ثقل تا مرکز بال ها  
 $k_z$  = طول مؤثر برای گمانش دهی



ب) 2 : مقطع با یک محور تقارن (ناورانی) :

$$F_e = \left( \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{ey} \times F_{ez} \times H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right]$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} \quad F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$$

$$F_{ez} = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L)^2} + G J \right] \times \frac{1}{A_g r_0^2}$$

ب) 3 : مقطع با تقارن :  $F_e$  گمانش دهی روش ماکولای 2-34 و 2-44

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2 (F_e - F_{ey}) \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 - F_e^2 (F_e - F_{ex}) \left( \frac{y_0}{r_0} \right)^2 = 0$$

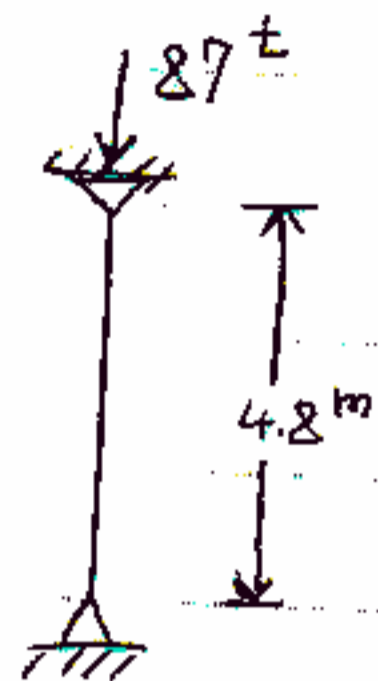
Sina

Subject :

Year :

Month :

مثال : مطلوب است طراحی ستون شکل زیر از پیرف IpB  
 بوده و طول آزاد آن 4.8m است. بار ستون نیروی محوری 87t و درجه بندی 87t  
 35t آن مرده است و جانبی زنده است. بار فوق در حالت بهره برداری می باشد (بانی 1)



$$P_u = \phi_c P_n \geq P_n \quad \text{رابطه ای اصلی در طراحی عضو فشاری}$$

$$P_n = \text{بار محوری، فشاری منی بدل} \quad \begin{cases} (P_n)_1 = 1.4D \\ (P_n)_2 = 1.25D + 1.5L \end{cases}$$

$$(P_n)_1 = (1.4)(35) = 49t$$

$$(P_n)_2 = 1.25(35) + 1.5(52) = 121.75t$$

$$P_n = \text{Max}(P_{n1}, P_{n2}) = 121.75t$$

فشار منی  $P_n$  بر مبنای گمانش خشی

بر مبنای گمانش پیچی و گمانش پیچی و خشی

طراحی را بر مبنای گمانش خشی انجام می دهیم و سپس بر اساس دو معیار دیگر مقطع را کنترل می کنیم

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$P_u = \phi_c P_n = \phi_c (F_{cr} \cdot A_g) \geq P_n \Rightarrow F_{cr} \cdot A_g \geq \frac{121.75}{0.9} \Rightarrow F_{cr} \cdot A_g \geq 135.278t$$

برای محاسبه رابطه ای بالا، ابتدا یک مقدار برای  $F_{cr}$  حدس می زنیم و بر اساس آن ابتدا  $A_g$  و سپس مقطع ستون را بدست می آوریم. باید موجود بودن مقطع ستون می توان مقدار دقیق  $F_{cr}$  را بدست آورد و با فرض اولیه مقایسه نمود و در صورت مقاومت مقطع ستون را اصلاح کرد. (1400 ~ 2000)

$$F_{cr} = 1700 \Rightarrow 1700 A_g \geq 135.278 \Rightarrow A_g \geq 79.6$$

الین مقطع با مساحت بیش از مقدار فوق انتخاب می شود

$$IpB 220, A_g = 91.1 \text{ cm}^2, r_x = 9.42 \text{ cm}, r_y = 5.59 \text{ cm} \Rightarrow 91.1 > 79.6$$

$$\lambda_x = \left( \frac{KL}{r} \right)_x = \frac{1 \times 4.8}{9.42} = 50.9$$

$$\lambda_y = \left( \frac{KL}{r} \right)_y = \frac{1 \times 4.8}{5.59} = 85.9 \Rightarrow \lambda_{max} = 85.9 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139.02$$

Sina

Subject :

Year :

Month :

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \left( \frac{F_y}{F_e} \right) \right] F_y$$

ما 2-4-3 استقامتی کم

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{max}^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{(85.9)^2} = 2809$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \left( \frac{2400}{2809} \right) \right] \times 2400 = 1678$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 1678 \times 91 = 152698 \quad \text{و} \quad P_u = \phi_c P_n \geq P_r$$

$$0.9 \times 152698 = 137428 \geq 121750 \quad \text{مناسب است}$$

اگر رابطه‌ی حقوق برقرار نبود، حدس اولیه غلط بود و در این حالت یک مقطع بزرگتر انتخاب کرده ادامه می‌دهیم. اگر در نامناسبی حقوق رابطه برقرار بود اما اختلاف ابعاد دوست‌سازی زیاد بود (بیشتر از ۵ تا ۱۵ درصد)، مقطع هر چند جوابگو است اما اقتصادی نیست در این حالت باید یک مقطع کوچکتر انتخاب کرد و دوباره محاسبات را انجام داد.

کنترل مقطع برای گمانش پشی و گمانش خمشی پشی :

با دو صورتکارن  $I_p B 220$  من



$$P_n = F_{cr} A_g$$

که  $F_{cr}$  بر اساس یکی از دو رابطه‌ی 2-4-3 یا 2-4-4 با جایگزینی  $F_e$  از رابطه‌ی 2-4-2 و دست می‌آید.

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L)^2} + G J \right] \left[ \frac{1}{I_x + I_y} \right]$$

←  $k_z$  (مضرب طول مؤثر برای گمانش پشی)

$$E_s = 2.1 \times 10^6, \quad G_s = \frac{E}{2.6} = \frac{2.1 \times 10^6}{2.6}$$

← برای مقطع I شکل :  $C_w = I_y \frac{h_o^2}{4}$

$$J = \frac{1}{3} [b t_f^3 + b_o t_w^3] \quad \text{و} \quad h_o = 22 - 2 \left( \frac{t_f}{2} \right)$$

\* در حالت کلی برای مقطع چهارنازک باز داریم :

$$b = \text{عرض تکیه ای} \quad \text{و} \quad t = \text{ضخامت تکیه ام}$$

$$J = \frac{1}{3} \sum b_i t_i^3$$

Sina

Subject :

Year :      Month :

✓ مقدارش و  $C_w$  برای مقاطع مختلف در معرفی 169 کتاب دکترا برای آورده شده.

$$I_{pB} 220 \quad C_w = (2843) \times \frac{(22 - 2 \times \frac{1.6}{2})^2}{4} = 295786 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 8091$$

$$I_y = 2843$$

$$J = \frac{1}{3} (2 \times 22 \times 1.6^3 + 20.4 \times 0.95^3) = 65.9 \text{ cm}^4$$

✓ سلبی  $F_{cr}$  بر اساس یکی از روابط 34-2-10 یا 4-4-2-10

$$\lambda_{max} = 89.9 < 4.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139.3 \Rightarrow 3-4-2-10^*$$

$$F_{cr} = [0.658 \left( \frac{F_y}{F_e} \right)] F_y = \left[ 0.658 \left( \frac{2400}{7302} \right) \right] \times 2400 = 2092 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 295786}{(1 \times 480)^2} + \frac{2.1 \times 10^6 \times 65.9}{2.6} \right] \times \frac{1}{8091 + 2843} = 7302$$

$$* P_n = F_{cr} \cdot A_g = 2092 \times 91 = 190372$$

$$* \phi_c P_n > P_n \rightarrow 0.9 \times 190372 = 171334 > 121750 \quad \checkmark$$

\* پس ستون برای گمانش پستی و گمانش فشی پستی جوایگو است.

□ تمرین: مثال قبل را بر اساس مقطع دایره نبشی طراحی نماید.

راهنمایی: در این حالت چون مقطع دایره نبشی است، در مرحله اول حساب مورد نیاز را نصف کرد و بر اساس آن سلب نبشی را از جدول مقاطع تک تعیین می کنیم. سپس بر اساس ضخامت مقطع تک مشخصات مقطع دایره را محاسبه می کنیم. در کنترل گمانش پستی و گمانش فشی از بند 2-4-2-10 و 2-4-2-12 و رابطه 7-4-2 استفاده می کنیم.

Sina

Subject :

Year :

Month :

$$P_r = 121.75^t = 121750 \text{ kg}$$

طراحی ستون بر مبنای جانچ نهی  $\phi_c P_n > P_r$  و  $P_n = F_{cr} A_g$

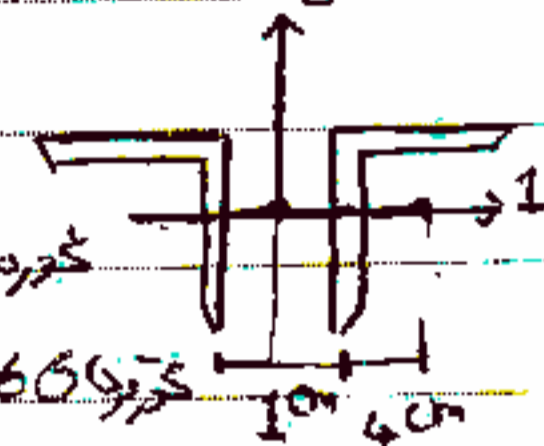
$$F_{cr} = 1800 \rightarrow 0.9 \times 1800 \times A_g > 121750 \rightarrow A_g > 75.15 \text{ cm}^2 \text{ برای } F_{cr}$$

$$\rightarrow \text{استاد } L 140 \times 140 \times 15 \text{ و } 75.15 - 97.98 \text{ منی تک}$$

$$A = 40, I_x = I_y = 723, e = 4 \text{ cm} \text{ مشخصات مقاطع}$$

$$A = 80, I_x = 2(723) = 1446 \text{ cm}^4 \text{ محور منف}$$

$$I_x = 2(723 + 40(4.9)^2) = 3066 \text{ cm}^4$$



نمودار قرار گیری مقطع بر روی نبش باید گویای باشد از انحراف ماکسیمم به حداقل برسد

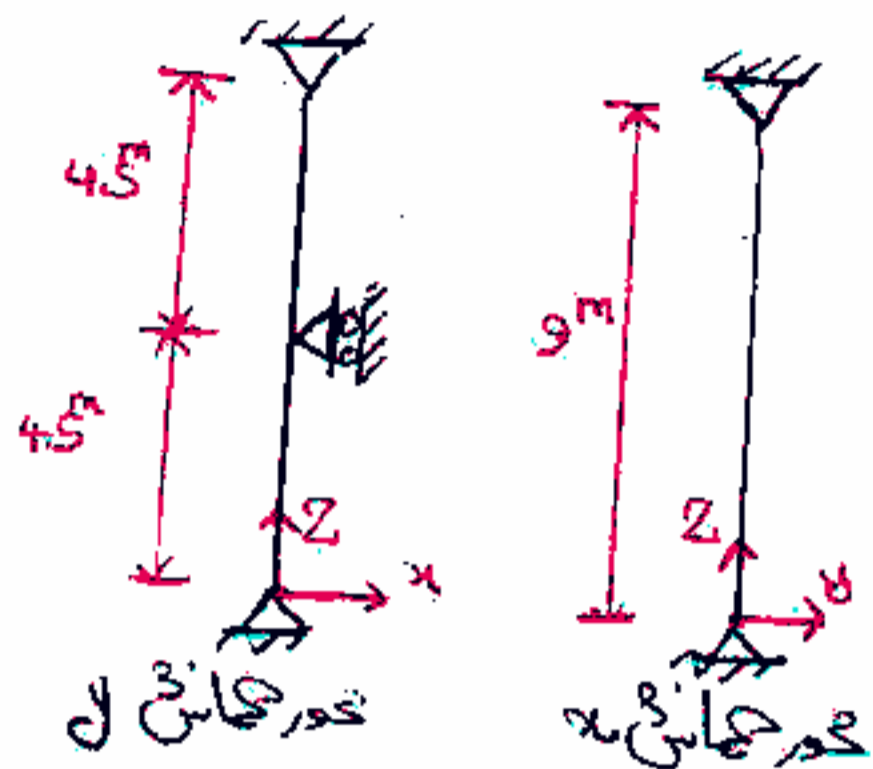
$$\lambda_x = \left( \frac{KL}{r} \right)_x = 1 \times 480$$

محور جانچ باید موازی شود ضلع بلند

$$\lambda_y = \left( \frac{KL}{r} \right)_y = 1 \times 480$$

Sina

**مثال:** برای ستون 2m شکل زیر، مقطع مناسب برای نشی در دو بال مساوی را تعیین کنید.  
به ستون بار فشاری 70% در حالت بیه بر داری وارد می شود که 30% در صد آن بار مرده و 70% در صد آن بار زنده می باشد. در وسط ستون در صفحه (y-z) یک مهار چابنی به ستون متصل است. این مهار در صفحه y-z وجود ندارد.



که تبدیل بار بیه جاری به مشی بدان (  $P_{D0} = 0.3 \times 70 = 21^t$  ,  $P_L = 49^t$  )  
 (1)  $1.4D \rightsquigarrow P_{n1} = (1.4 \times 21) = 29.4^t$   
 (2)  $1.25D + 1.5L \rightsquigarrow P_{n2} = (1.25 \times 21 + 1.5 \times 49) = 99.75^t$

$P_n = \max(P_{n1}, P_{n2}) = 99.75^t = 99750 \text{ kg}$

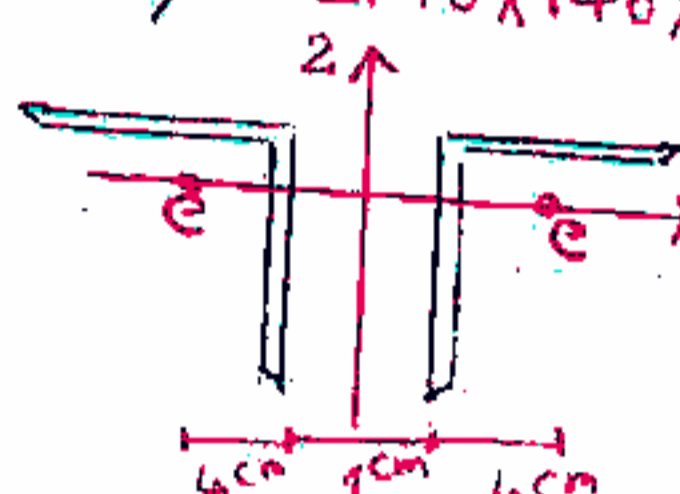
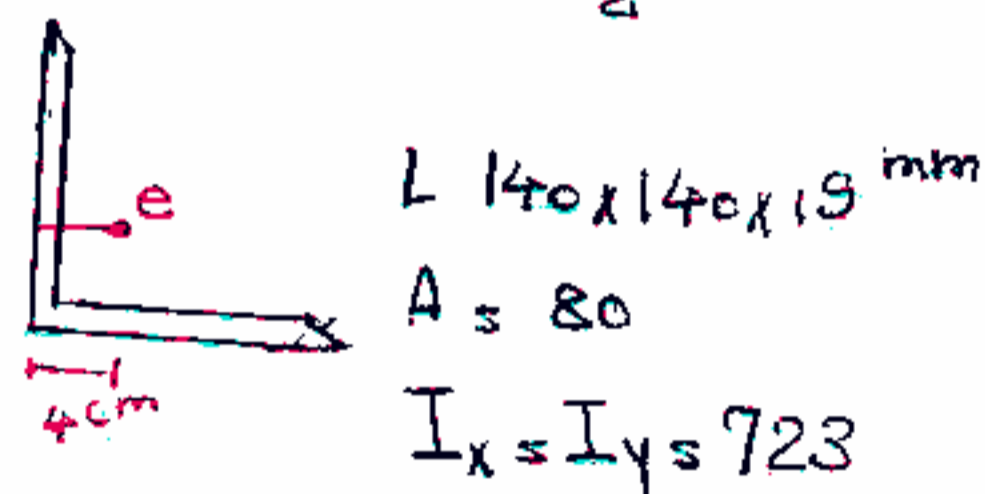
\*  $P_u = \phi_c P_n$

\*  $P_n = F_{cr} \cdot A_g$

\*  $F_{cr} = 1400 \text{ kg/cm}^2$

$0.9 \times 1400 \times A_g \geq 99750 \rightsquigarrow A_g \geq 79.12$

\* نشی تک :  $\frac{79.12}{2} = 39.6 \Rightarrow L 140 \times 140 \times 15, A_s = 40 \geq 39.6$



\* محاسبی مقاطع معادل

**نکته:** نحوه ی قرار گیری مقطع نشی باید به گونه ای باشد که اکثری ماگسیم به محافل برسد به بیان دیگر  $\lambda_x$  و  $\lambda_y$  به یکدیگر نزدیک باشند.

$\lambda_x = \left( \frac{KL}{r} \right)_x = \frac{1 \times 900}{r_x}$

$\lambda_y = \left( \frac{KL}{r} \right)_y = \frac{1 \times 450}{r_y}$

برای این منظور باید  $\lambda_y < \lambda_x$  باشد به بیان دیگر  $r_y > r_x$  بزرگتر در مخرج گسی که  $KL$  بزرگتری دارد باید قرار گیرد.

Subject

Date

چون مفلاً محور قوی و ضعیف شکل بست آن حال با 1 و 2 نام گذاری می کنیم

$$I = \sum (I_c + A_c d^2)$$

$$I_1 = 2 \times (723 + 0) = 1446 \text{ cm}^4$$

محور ضعیف

$$I_2 = 2 \times (723 + (40)(4 + \frac{1}{2})^2) = 3066$$

محور قوی

$$r_1 = \sqrt{I_1/A} = \sqrt{1446/80} = 4.25$$

$$r_2 = \sqrt{I_2/A} = \sqrt{3066/80} = 6.19$$

$$6.19 > 4.25 \Rightarrow r_x > r_y$$

$$r_x = 6.19$$

$$r_y = 4.25$$

$$\lambda_x = \frac{1 \times 900}{6.19} = 145.4$$

$$\lambda_{max} = 145.4 > 4.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139.3$$

$$\lambda_y = \frac{1 \times 450}{4.25} = 105.9$$

$$\Rightarrow 4-4-2-10 \text{ استفاده از رابطه } F_{cr} = 0.877 F_e = 0.877 \times 980.4 = 860 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{max}^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{(145.4)^2} = 980.4$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 860 \times 80 = 68800$$

$$\phi_c P_n \geq 99750 \Rightarrow 0.9 \times 68800 = 61920 < 99750$$

بر این مرحله  $F_{cr}$  را عددی تقریباً بین 1400 (محدود اولیه) و 860 (مقدار محاسب شده)

برای مقطع بست آمده قبلی فرض می کنیم

$$F_{cr} = 1100$$

$$0.9 \times 1100 \times A_g \geq 99750 \rightarrow A_g \geq 100.8 \rightarrow \frac{100.8}{2} = 50.4$$

$$\text{استاندارد } L 150 \times 150 \times 18$$

$$I_x = 2 \times (1050 + 51 \times (4.87)^2) = 4519 \text{ cm}^4$$

$$A = 51 > 50.4$$

حسابی

$$I_y = 2 \times (1050 + 0) = 2100$$

$$I_x = I_y = 1050$$

مقطع جدید

$$r_x = \sqrt{\frac{4519}{2 \times 51}} = 6.66$$

$$e = 4.37$$

$$r_y = \sqrt{\frac{2100}{2 \times 51}} = 4.54$$

$$10 \times 4.37$$

$$\lambda_{\max} = 135.1 \leq 4.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \left( \frac{F_y}{F_e} \right) \right] F_y =$$

$P_u = \phi_c P_n = 0.9 \times 10102.4 = 90992 \text{ N} \checkmark 99750 \text{ N}$  .

$$r_A = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{7622.3}{123.8}} = 7.8 \quad r_y = \sqrt{\frac{3740}{123.8}} = 5.4$$

$$F_c = \frac{70 \times 2.1 \times 10^6}{(15.3)^2} = 1557.47$$

مواکوبیت اما ..

اعقبنا حتى مضى

\* محاسبه ستار با مقطع  $2L180 \times 180 \times 8$  از فولاد میوه

\* محاسبه ستار با مقطع  $150 \times 150 \times 12$  از ورقه فولادی

$$F_{cr} = \left[ \frac{F_{cr1} + F_{cr2}}{2H} \right] \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cr1}F_{cr2}H}{(F_{cr1} + F_{cr2})^2}} \right]$$

Subject

Date

\* رابطه منتهی قبل با فرض این است که محور ل و محور عمودی باشد در حالی که در اینجا x محور عمودی می باشد پس باید به جای و را بگذاریم:

$$F_{cr} = \left[ \frac{F_{crx} + F_{cry}}{2H} \right] \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{crx} F_{cry} H}{(F_{crx} + F_{cry})^2}} \right]$$

از رابطه  $\lambda_{max} \rightarrow \lambda_u = 185.3 \rightarrow \lambda < 4.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} \approx 3.4 \times 10^6$

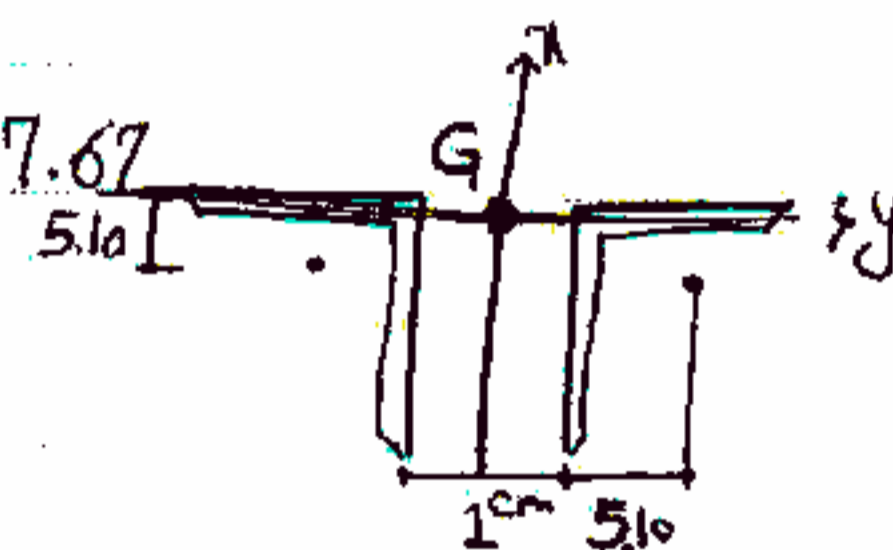
$$F_{crx} = 1259.20, \quad F_{cry} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} = \frac{2.1 \times 10^6}{2.6 \times 123.8 \times 109.45} = 7926.17$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b_i t_i^3 = \frac{1}{3} \times 2 \times (18 \times (1.8)^3 + 16.2 \times (1.8)^3) = 132.97$$

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} = \frac{76622 + 3740}{123.8} = 109.45$$

$$x_o = 5.1 - \left(\frac{1}{2}\right)(1.8) = 4.2$$

$$y_o = 0$$



$$H = 1 - \frac{(4.2)^2 + (0)^2}{109.45} = 0.84$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2}$$

$$F_{cr} = \left( \frac{1259.20 + 7926.17}{2 \times 0.84} \right) \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4(1259.20)(7926.17)(0.84)}{(1259.20 + 7926.17)^2}} \right)$$

$$F_{cr} = 5467 \times (0.2238) = 1223.62$$

$$\phi_c F_{cr} A_g > P_r$$

$$\rightarrow 0.9 \times 1223.62 \times 123.8 = 136336.019 > 99592 \quad \checkmark$$

موفق باشید و اعتمادی است

## \* مقطع یهینه برای ستون ها

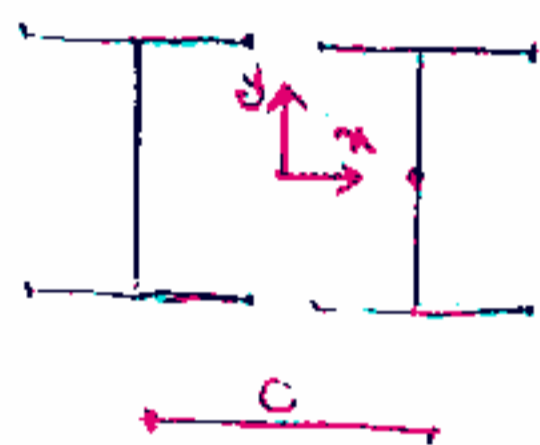
\* حالتی که  $\lambda_x = \lambda_y$  باشد، به آن ستون یهینه گفته می شود.  
اگر مقادیر  $KL$  برای همانی حول محور  $x$  و  $y$  با هم برابر باشند آنگاه:  
 $K_x = K_y$  و  $L_x = L_y \Rightarrow \lambda_x = \lambda_y \Rightarrow \frac{(KL)_x}{r_x} = \frac{(KL)_y}{r_y} \Rightarrow r_x = r_y$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \Rightarrow I_x = I_y$$

\* برای رسیدن به مقطع یهینه از مقاطع دویل  $I$  شکل استفاده می کنیم.  
برای آنکه  $I_x$  با  $I_y$  برابر شود، بین محوری دو مقطع یک فاصله باید وجود داشته باشد که به این ستون ها ستون های پایان یا متبک می گویند.



مثال: برای مقطع دویل  $IPE180$  حاصلی مرکز تا مرکز در مقطع  $C$  قدر باشد



تا ستون یهینه شود  $(KL)_x = (KL)_y$

$$IPE180 \quad \left. \begin{array}{l} I_x = 1320 \\ I_y = 101 \end{array} \right\} \text{مقطع تک} \quad A = 23.9$$

\* محاسبه ضخامت مقطع دویل  $IPe$ :

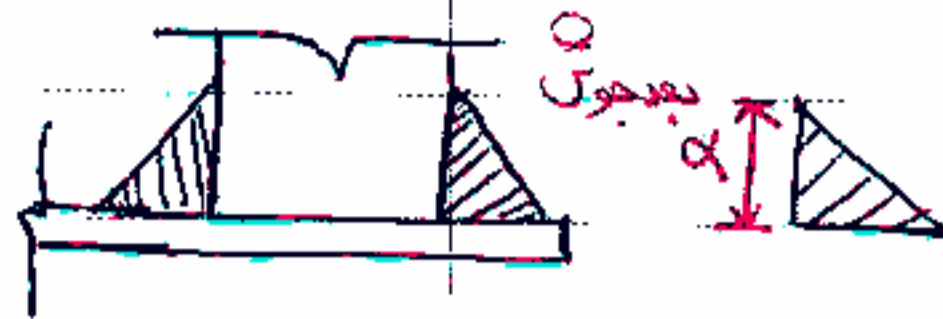
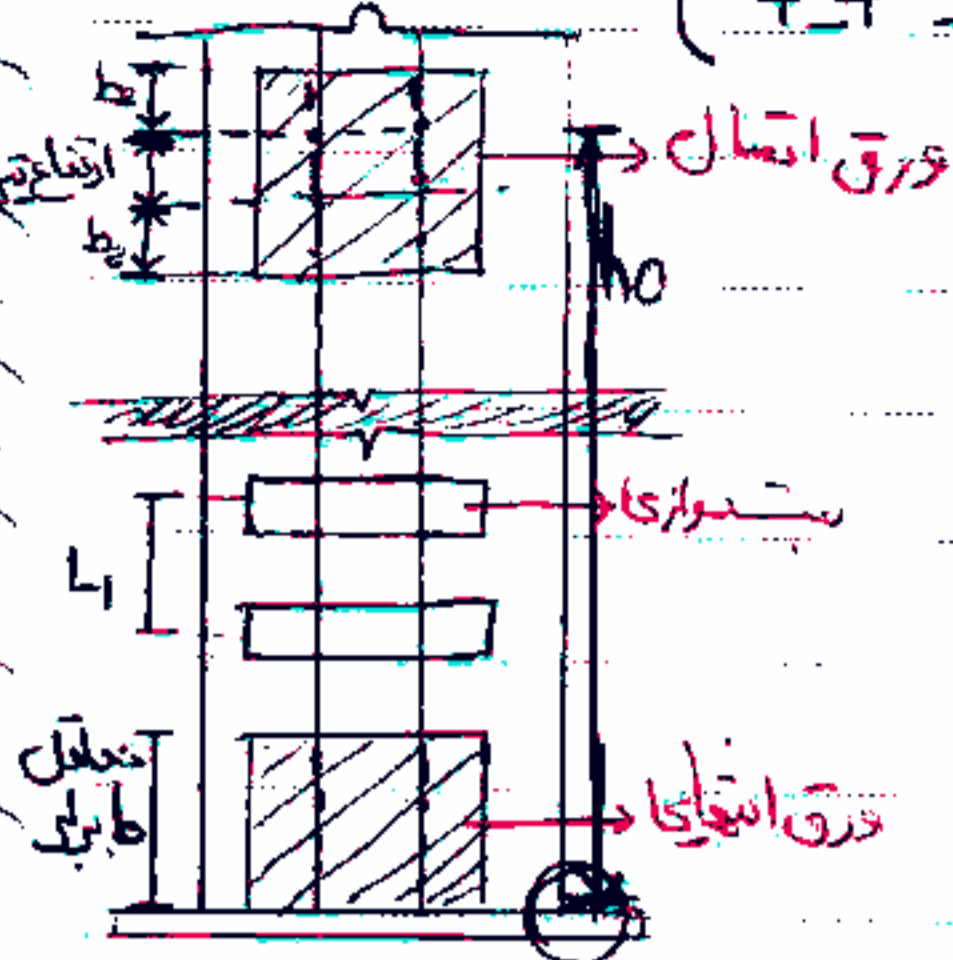
$$I_x = 2 \times (1320 + 0) = 2640$$

$$I_y = 2 \times (101 + (23.9) \left(\frac{C}{2}\right)^2) = 202 + 11.95 C^2$$

$$I_x = I_y \rightarrow 2640 = 202 + 11.95 C^2 \rightarrow C = 4.3 \text{ cm}$$

\* در مقاطع دویل پایان، یک فاصله بین دو مقطع وجود می آید برای اتصال آن ها از ورق سب استفاده می کنند، این ورق ها می توانند به صورت عمودی یا افقی باشند.

## \* اعضای خمشی یا سست‌های موزی (رید 10-2 - 4-4-4)



## \* مراحل طراحی ورق‌های سست‌موزی در ستون‌های پایانی

### \* 1 طراحی ورق‌های انتهایی

- ← عرض:  $b + (2 \sim 4)^{cm}$
- ← ارتفاع:  $b$
- ← ضخامت:  $t \geq \frac{b}{4}$
- ← بعد چویش:  $\alpha \geq 0.7t$

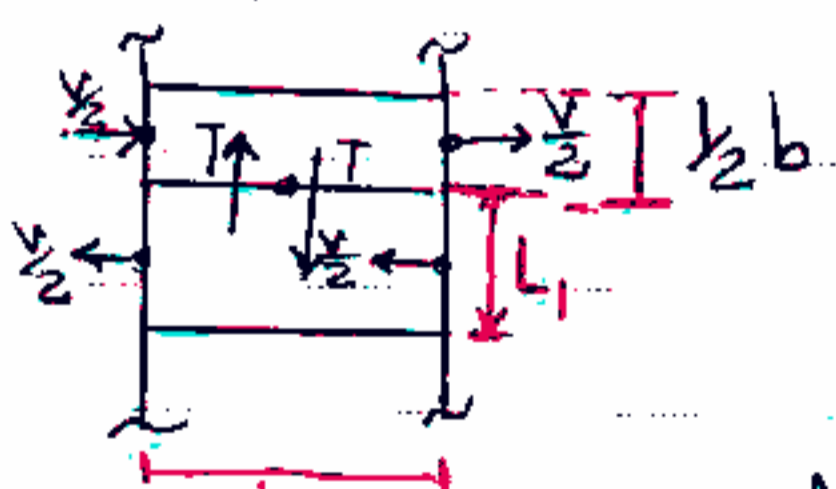
### \* 2 طراحی ورق اتصال

- ← عرض = مشابه ورق انتهایی

- ← ارتفاع = در حدی که تیر و اتصال است روی آن رسی طولی که در ورق به راحتی تیر ابر باشند
- ← ضخامت و بعد چویش نیز مشابه ورق انتهایی باشد.

### \* 3 تعیین فاصله‌ی مرکز تیر گزینست‌ها ( $L_1$ ):

- ←  $L_1 \leq h_0/3$
- ←  $L_1/r_1 \leq 0.75 \lambda_y$
- ←  $\lambda_y$  = لنگری کل ستون (دوول) حول محور لا (محور عود بر ستون‌ها)
- ←  $r_1$  شعاع زیر ایون مقطع تک حول محور ضعیف



### \* 4 تعیین ابعاد ورق سست:

- ← عرض: مشابه ورق انتهایی است

- ← ضخامت: مشابه ورق انتهایی است

- ← ارتفاع: حداقل طرز فنی می‌گیریم

ست‌ها باید در برابر نیروی برشی و لنگر خمشی به ترتیب  $M_1$  و  $T_1$

مقاوم باشند.

$$T_1 = \frac{V L_1}{2b}$$

$$M_1 = \frac{V L_1}{4}$$

$$V \leq V(x) + 0.02 p_u$$

$$p_u = \phi_c p_n$$

\* 5. بار عایق تمام ضوابط فوق می توان لحاظی مؤثر مقطع حول محور را به شرح زیر محاسبه کرد.

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \left(\frac{L_1}{r_1}\right)^2}$$

$\lambda_{ye}$  جایگزین  $\lambda_y$  در طراحی ستون می شود. یعنی طراحی مشابه ستون حلی عادی انجام می شود.

مثال: به ستون با مشخصات زیر نیروی بهر برداری  $40^t$  وارد می شود، که  $30^t$  آن مرده و مابقی زنده است. مطلوب است طراحی ستون از مقطع  $2IPE$  با بان به همراه طراحی ورق های مت افقی، ورق اتصال، و ورق انتهایی، ستون در درجهت عرضی از یک قاب مهار بندی شده است. به ستون فقط نیروی فشاری وارد می شود، طول ستون از روی کف ستون تا روی تیر متصل به ستون  $3.2^m$  است، تیر متصل به آن دارای مقطع به ارتفاع  $30^cm$  می باشد. برای اتصال آن به ستون از یک شیش به ارتفاع  $20^cm$  در پایین و یک شنگی دیگر به ارتفاع  $8^cm$  در بالای آن استفاده شده است. در طراحی مقطع کمانش خمشی را در نظر بگیرید.

$$1.40 = (1.4 \times 30) = 42$$

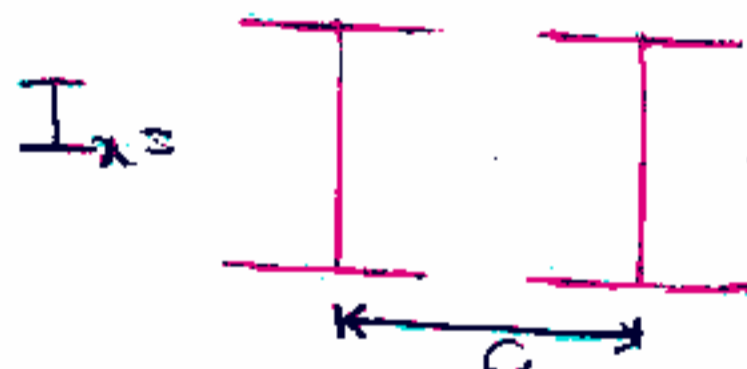
$$1.25D + 1.5L = (1.2 \times 30 + 1.5 \times 10) = 52.5 \rightarrow P_n = 52.5^t = 52500 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n \geq P_u \rightarrow P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$F_{cr} = 1500 \rightarrow 0.9 \times 1500 \times A_g \geq 52500$$

$$A_g \geq 38.9 \rightarrow \frac{38.9}{2} = 19.4 \rightarrow \text{استال } IPE160 \rightarrow A_g = 20.1$$

\* محاسبه ی مشخصات مقطع حول و ابتدا فاصله ی  $C$  را طوری بدست می آوریم که مقطع بهینه شود.



چون ستون عضو یان قاب مهار بندی شده در دو جهت است  $K_x = K_y$

$$\lambda_x = \lambda_y \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_y \rightarrow r_x = r_y \rightarrow I_x = I_y$$

$$I_x = 2(869 + 0) = 1738$$

$$I_y = 2(869 + (20.1)(\frac{C}{2})^2) = 136.6 + 10.05C^2$$

$$I_x = I_y \rightarrow 1738 = 136.6 + 10.05C^2 \rightarrow C = 12.62$$

\*  $C$  را رو به بالا روند می کنیم

Subject

Date

$$C \leq 13 \text{ cm} \rightarrow (I_x = 1738, I_y = 1835 \text{ cm}^4)$$

$$\rightarrow \begin{cases} r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 6.58 \\ r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 6.76 \end{cases}$$

$$\rightarrow L_x = L_y = 3.2 - 0.3 = 2.9 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} \lambda_x = \frac{1 \times 290}{6.58} = 44.1 \\ \lambda_y = \frac{1 \times 290}{6.76} = 42.2 \end{cases}$$

$$\rightarrow \lambda_{\max} = 44.1 \leq 4.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = (0.658) F_y$$

$$\rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{\max}^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{(44.1)^2} = 10697 \rightarrow F_{cr} = (0.658) \left( \frac{2400}{10697} \right) = 2184.2$$

$$\rightarrow 0.9 \times 2184.2 \times 2 \times 20.1 = 79027.93 > 52500 \text{ جوازگرفت ولی اقتصادی نیست}$$

$$F_{cr} = 1800 \rightarrow 0.9 \times 1800 \times A_g > 52500 \rightarrow A_g > 33.4 \rightarrow \frac{44.9}{2} = 16.2$$

$$\rightarrow I_p \in 140, A = 16.4, I_x = 541$$

$$I_y = 44.9$$

$$\lambda_x = \lambda_y \rightarrow \left( \frac{KL}{r} \right)_x = \left( \frac{KL}{r} \right)_y \rightarrow I_x = I_y$$

\* کامیابی ششگانه مقطع

$$I_x = 2 \times (541) = 1082$$

$$I_y = 2 \times (44.9 + 16.4 \left( \frac{c}{2} \right)^2) = 89.8 + 8.2 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_y \rightarrow 1082 = 89.8 + 8.2 \text{ cm}^2 \rightarrow c \leq 11$$

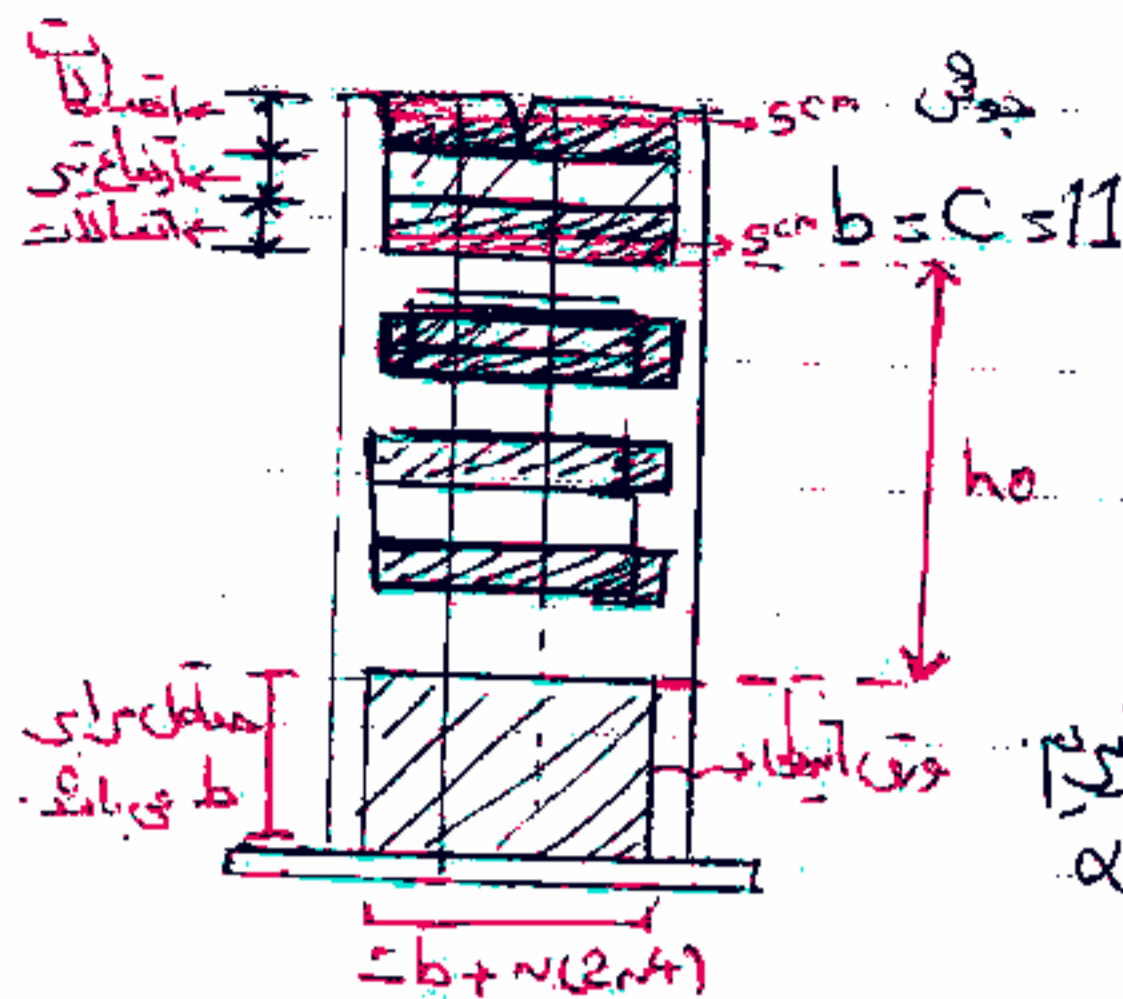


$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{1082}{2 \times 16.4}} = 5.74 \rightarrow L_x = L_y = 2.9 \text{ m} = 290 \text{ cm} \rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 50.52$$

$$\lambda_{\max} = 50.52 \leq 4.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = (0.658) \left( \frac{2400}{8112.4} \right) F_y = 2121.23$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{(50.52)^2} = 8112.4$$

$$\phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \times 2121.23 \times 2 \times 16.4 = 62618 > 52500 \text{ جوازگرفت و اقتصادی است}$$



\* با 2IPE 140 مسأله را ادامه می دهیم.

\* تعیین ابعاد ورق انتهایی:

$$\text{عرض} = 11 + 3 = 14 \text{ cm}$$

ارتفاع ورق = (مقابل باید برای طباس)  $14 \text{ cm}$

$$\text{ضخامت ورق} = 0.6 \text{ cm} \rightarrow \frac{b}{40} = \frac{11}{40} = 0.275 < 0.6$$

نکته: به دلیل مسائل اجرایی ضخامت ورق باید بیش از  $6 \text{ mm}$  (معمولاً  $8 \text{ mm}$ )

$$\text{بعد جوش} = 0.7t = 0.7 \times 0.6 = 0.42 \text{ cm} \rightarrow \alpha \geq 0.5 \text{ cm}$$

$$P_L = 14 \times 14 \times 0.6$$

\* تعیین ابعاد ورق اتصال:

عرض و ضخامت مساله ورق انتهایی می باشد. عرض =  $14 \text{ cm}$ ، ضخامت =  $0.6 \text{ cm}$   
ارتفاع =  $60 \text{ cm}$  به  $50 \text{ cm}$  (نکته: در تعیین ارتفاع کمی هم باید برای جوش گذاشت)  
 $30 + 12 + 8 = 50$

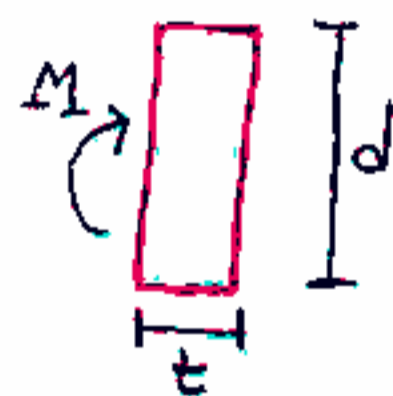
$$P_L = 14 \times 60 \times 0.6$$

\* تعیین عوامل ورق نسبت به  $\lambda_y$  و  $\lambda_x$ :  
 $\frac{L_1}{b} \leq 0.75 \lambda_y \rightarrow L_1 \leq 0.75 \times 50.52 = 62.51$   
 $\lambda_1 = 1.65$

$$L_1 < \frac{h_o}{3} \rightarrow L_1 < \frac{257}{3} = 85.7 \text{ cm} \quad h_o = 320 - 30 - 12 - 5 - 16 = 257$$

$$L_1 < 62.51$$

$$L_1 < 85.7 \rightarrow L_1 < 62.51 \rightarrow L_1 = 50 \text{ cm}$$



\* تعیین ابعاد ورق لبه:

$$\text{عرض} = 14 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$$

$$\text{ضخامت} = 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$$

ارتفاع ورق های ستراطوری در غوطه گری که مقطع برای برش و خمش

چون ستون تحت فشاری فشاری است  $V(x) = 0$

$$V = 0.02 P_u + V(x) = 0.02 \phi_c P_n = 0.02 \times 0.9 \times 2 \times 8.4 \times 2121 = 1252.36$$

$$\rightarrow T_1 = \frac{VL_1}{2b} = \frac{(1252.36)(50)}{2 \times (11)} = 2846$$

$$\rightarrow M_1 = \frac{VL_1}{4} = \frac{(1252)(50)}{4} = 15654.9$$

\* طراحی برای برش:  $\phi_v V_n > T_1$  و  $\phi_v = 0.9$  \*  $(\pm d)$

$$V_n = 1.5 \times (0.6 F_y) \times A_g$$

\* برای مقطع مستطیل نسبت تنش برشی با کسیم به تن برشی میانگین  $1.5$  است

$$\rightarrow 0.9 \times 1.5 \times 0.6 \times 2400 \times 0.6 \times d > 2846 \rightarrow d > 2.43 \text{ cm}$$

\* طراحی برای خمش:

$$\phi_v M_n > M_1 \text{ و } \phi_v = 0.9 \text{ و } M_n = M_p = Z \cdot F_y$$

$$Z = \frac{t d^2}{4} \text{ برای مقطع مستطیل}$$

$$\rightarrow 0.9 \times 0.6 \times d^2 \times \frac{1}{4} \times 2400 > 15654.5 \rightarrow d > 6.9$$

\*  $d$  حداقل باید برای  $\frac{1}{2}$  باشد  $d > (\frac{1}{2})(11) = 5.5$

$$d = \text{Max}(2.43, 5.5, 6.9) = 6.9 \rightarrow d = 10 \text{ cm}$$

$$P_L = 14 \times 10 \times 0.6$$

\* کنترل ستون بر اساس طاقی مؤثر

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \left(\frac{L_1}{n}\right)^2}$$

$$\lambda_{ye} = \sqrt{(50.52)^2 + \left(\frac{50}{1.66}\right)^2} \rightarrow \lambda_{ye} = 58.911 \rightarrow \lambda_y = 58.911$$

$$\rightarrow \lambda_{\text{man}} = \text{max}(58.911, 50.52) = 58.911$$

$$\rightarrow 58.911 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \left(\frac{F_y}{F_e}\right)\right] F_y$$

$$\rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{\text{man}}^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{(58.911)^2} = 5966.03 \rightarrow F_{cr} = 2028.3$$

$$\rightarrow \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} \times A_g = 0.8 \times 2028.3 \times 2 \times 16.4 = 59875 > 52500$$

$$59875 > 52500$$

کم مقطع جوابگو است و نیاز به تقویت ندارد

## \* تقسیم بندی مقاطع فولادی (بند ۱-۲-۲)

### \* مقاطع فشرده :

مقاطعی بوده که اتصال بال به جان آن‌ها سراسری بوده و نسبت عرض به ضخامت اینها منطبق بر منحنی مقطع از  $\lambda_p$  درج شده در جدول ۱-۲-۱۰ است. همگن باشد.  
(مقاطع مورد سده عمدتاً فشرده هستند)  
✓ ورق‌هایی که جوش اتصال بال به جان آن‌ها منقطع است غیر فشرده می‌باشند.  
✓ تیرهای لانه زنبوری را نیز در جهت اطمینان غیر فشرده فرض می‌کنند.

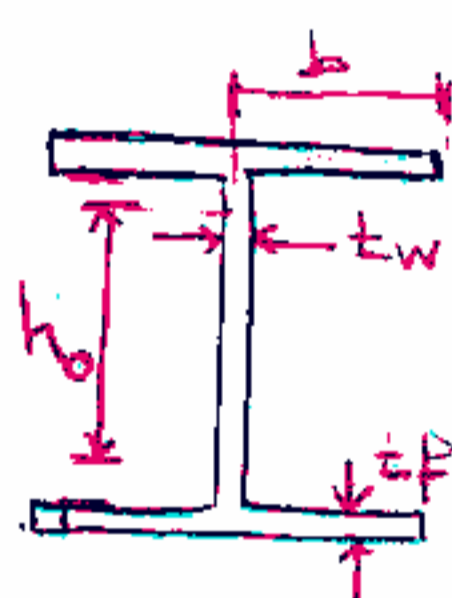
### \* مقاطع غیر فشرده :

مقاطعی هستند که شرایط مقطع فشرده را تمام یا برخی را ارا نمی‌باشند و نسبت عرض به ضخامت اینها از  $\lambda_p$  درج شده در جدول ۱-۲-۱۰ می‌باشد.

### \* مقاطع انزلی لانه :

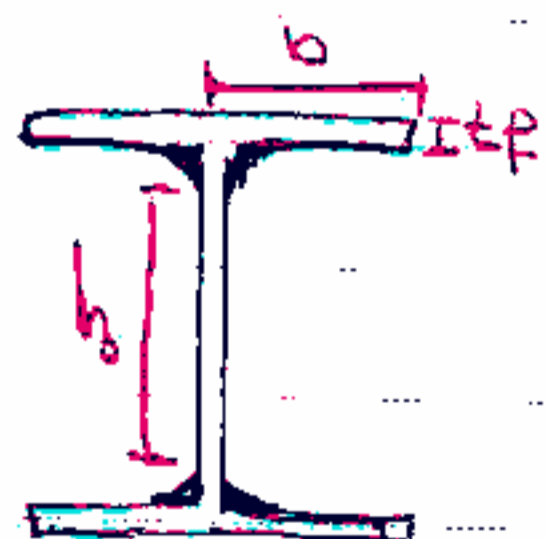
مقاطعی که به مشش و مانند غیر فشرده (بند اقرار از  $\lambda_p$  کمتر است)  
✓ استفاده از مقاطع لانه تنجاری اینها جان تیر ورق‌ها مجاز است.

### \* مقاطع I شکل مورد سده تحت تنش :



- \* بال مقطع غیر فشرده  $\lambda_p = 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{b}{t_F}$
- \* بال مقطع فشرده  $\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{b}{t_F}$
- \* جان مقطع غیر فشرده  $\lambda_p = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_W}$
- \* جان مقطع فشرده  $\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_W}$

### \* مقاطع تیر ورق I شکل (با دو محور تقارن) تحت تنش :



- \* بال مقطع غیر فشرده  $\lambda_p = 0.76 \sqrt{K_C \frac{E}{F_L}} \leq \frac{b}{t_F}$
- \* بال مقطع فشرده  $\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{b}{t_F}$
- \* جان مقطع غیر فشرده  $\lambda_p = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_W}$
- \* جان مقطع فشرده  $\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_W}$

\*  $F_L = 0.7 F_y$

\*  $0.35 \leq K_C = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_W}}} \leq 0.76$

## \* فصل سوم \*

### \* طراحی تیرها \*

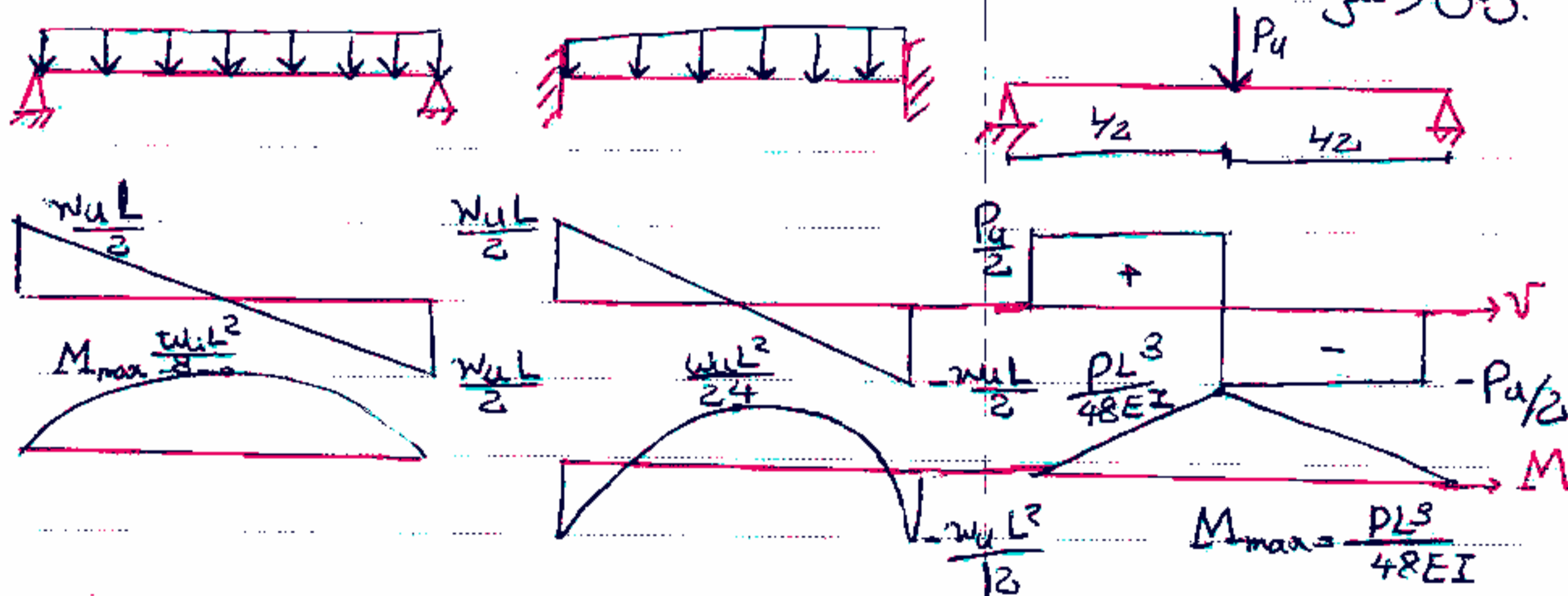
1) تیر با اتکای جانبی در بال فشاری  
2) تیر بدون اتکای جانبی در بال فشاری

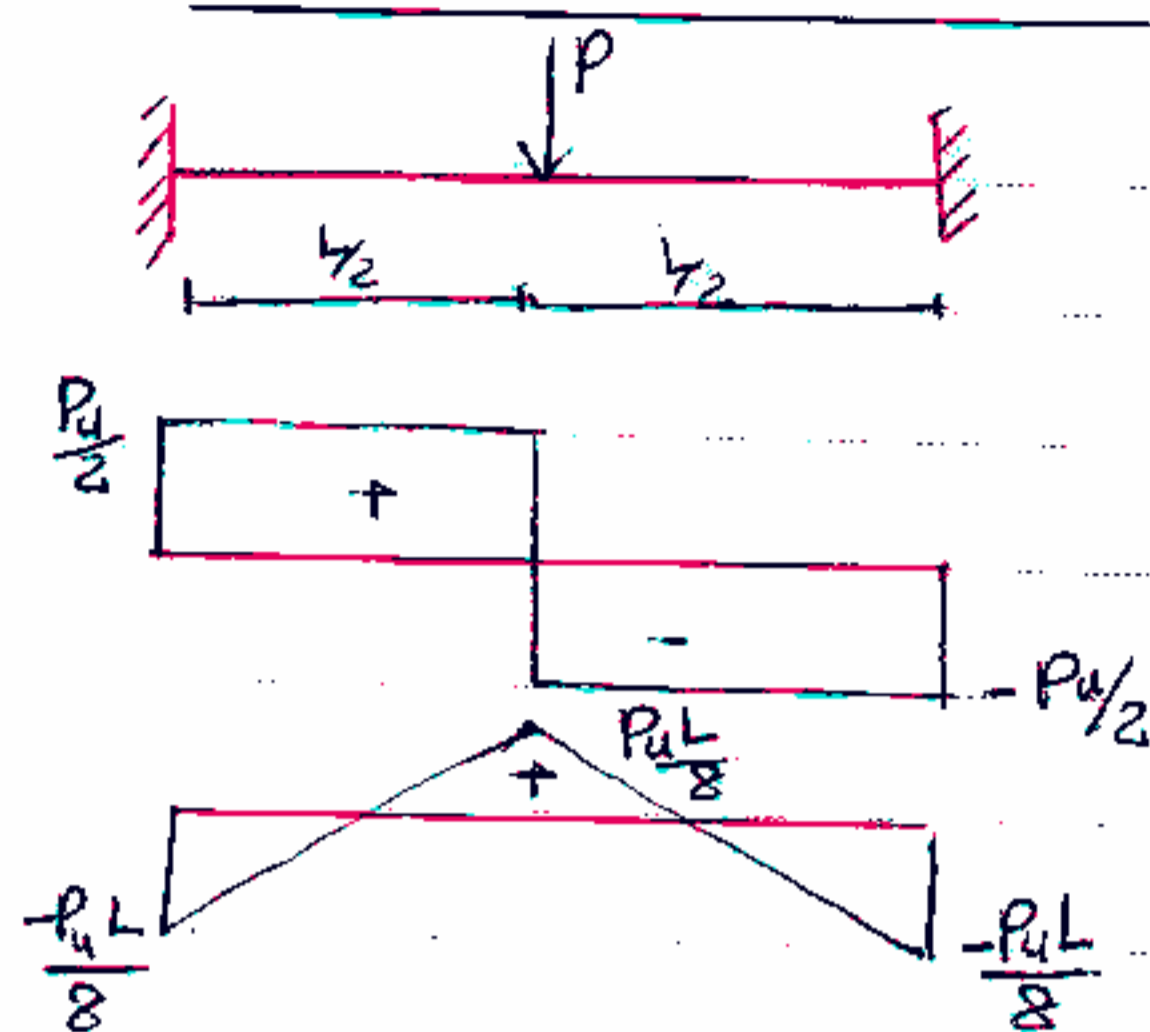
\* منظور از اتکای جانبی هر چیزی است که بتواند جلوی حرکت جانبی بال فشاری را بگیرد  
مثل تال بپشتی سقف که اگر اتصال حکافتی به بال بالایی نداشته باشد برای بال بالایی  
نقش همان جانبی را دارد یا تیرهای ضعیف تر که اگر اتصال حکافتی به بال بالایی نداشته باشد  
اصلی داشته باشند همان جانبی برای بال بالایی تر محسوب می شوند

✓ در محده موارد چون تیرهای مفصلی و تحت لنگر مثبت می باشند و لنگر مثبت بال بالایی را  
تحت فشار قرار می دهد و در بال بالایی تنگی وجود دارد که این بال را همان جانبی می گویند  
پس در اکثر موارد تیرها جزیره دستگی اول محسوب می شوند

\* طراحی تیرها با اتکای جانبی در بال فشاری:  
این تیرها برای موارد ( همیش، پرش، چین و ارتعاش طراحی می شوند

1) تیر با گرام های پرش و لنگر مثبت: به اساس بارهای متباعد و استخراج مقایسه ماگسیم  
پرش و لنگر





$$* M_u = \phi_b M_n \geq M_r$$

(2) انتخاب مقطع مناسب برای تیر براساس جیل همیش

$\phi_b = 0.9$  ضریب تطبیق

$M_r = M_n$  همیش براساس نمودار تنش بارهای ضعیف

$M_n = M_n$  مقاومت نهایی این مقطع

$M_n$  وابسته به این است که مقطع فشرده باشد یا غیر فشرده. با اتکالی جانبی باشد یا بدون اتکالی جانبی.

$$* M_n = M_p = Z \cdot F_y$$

با فرض وجود اتکالی جانبی  $M_n$  اینگونه محاسبه می شود.

برای مقاطع IPE نورده شود  $Z_x = (1.1 \text{ تا } 1.2) S_x$

تیر با جان فشرده، بال غیر فشرده (با اتکالی جانبی)

$$* M_n = [M_p - (M_p - 0.75 F_y S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_{PF}}{\lambda_{PF} - \lambda_{PF}} \right)]$$

عرف بال  $\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$

$\lambda_{PF}$  حد فشرده جانی بال غیر فشرده  $\lambda_{PF}$  حد فشرده جانی بال غیر فشرده

بال و جان غیر فشرده (با اتکالی جانبی)

$$M_n = R_{pc} \cdot M_{yc}$$

$S_{xc} = S_x$  اما این مقطع حول محور تقارن  $S_{xc} = S_x$

$$M_{yc} = F_y \cdot S_{xc}$$

$$R_{pc} = \frac{M_c}{M_{yc}}$$

$$\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw} \sqrt{F_y}$$

$$R_{pc} = \left[ \frac{M_p}{M_{yc}} - \left( \frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{pw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \leftarrow \frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw} \sqrt{F_y}$$

✓  $\lambda_{pw}$  = عدد جان لانه‌ری برای مقاطع فشرده

✓  $\lambda = \frac{h_c}{t_w}$

✓  $h_c$  = برای مقاطع متقارن نسبت به محور خشی = ارتفاع آزاد جان / دو برابر فاصله تار فنی از سطح تا محل اتصال جان به بال

✓  $\lambda_{pw}$  = عدد جان لانه‌ری جان برای مقاطع غیر فشرده

✓  $\phi_v V_n \geq V_u$

✓  $\phi_v = 0.9$

✓  $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  باشد

✓  $\phi_v = 1$

✓  $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

✓ (3\*) کنترل مقطع برای برش :

✓  $V_u = V_p$  = برش max از بارهای مریدان

✓ \* برای جان مقطع I شکل نورده شده به سلب آنکه

✓  $A_w$  = مساحت جان برای مقاطع ک

✓  $A_w = d \cdot t_w$  برای مقاطع ک

✓  $A_w = 2d \cdot t_w$  برای مقاطع دوپل

✓  $d$  = ارتفاع کل تی

✓ **نکته:** معمولاً مقطعی که براساس گام تی بدست می‌آید براساس گام سوم نیز جواب می‌دهد مگر در عضو ها و دهانه‌های کوتاه

✓ (4\*) کنترل فین در پین :

✓ کنترل فین بر اساس بارهای بهی براری انجام می‌شود

✓  $\frac{L}{360} \leq \frac{L}{360}$  **مس** فین ناشی از بارهای زنده

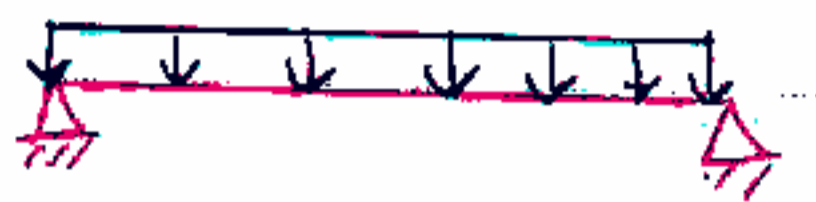
✓  $L$  = طول خطی آزاد تی

✓  $\frac{L}{240} \leq \frac{L}{240}$  **مس** فین ناشی از بارهای زنده و مرده

✓ (5\*) کنترل ارتفاع بر تی

✓ اگر در محاسبه تی تغییر می‌دهی وجود داشته باشد، فیزی به کنترل ارتفاع نیست در غیر این صورت کنترل ارتفاع به شرح زیر باید انجام بگیرد

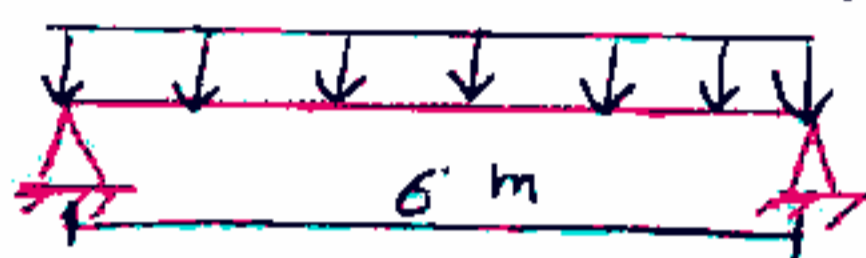
- \*  $d/L \geq 1/20$  ✓  $d$  کل ارتفاع تیر مقابل خود تیر و دال سقف
- \*  $f \geq 5 \text{ hr}$  ✓  $d$  فاصله ی زیر تیر تا روی دال سقف
- ✓  $f$  فرکانس نوسان تیر



برای تیر با این شرایط داریم:

$$f = 70 \sqrt{\frac{I \rightarrow \text{cm}^4}{p D L^4}} \geq 5$$

مثال: مطلوب است طراحی تیر زیر از مقطع IPE، تیر در تمام طول خود در بال فشاری دارای مهار جانبی است. بر روی تیر تیغه نبشی وجود ندارد.



$W_D = 8 \text{ t/m}$  ✓

$W_L = 1 \text{ t/m}$  ✓

\* گام اول: محاسبه بارهای متمرکز و ترمیم یا گرام برش و گشت

ترکیب بارها

$$1.40 = 1.4(3) = 4.2$$

$$1.25D + 1.5L = (1.25 \times 3 + 1.5 \times 1) = 5.25$$

$$P_r = \max(4.2, 5.25) = 5.25$$

Shear Force Diagram (V):

$$V_{\max} = \frac{5.25 \times 6}{2} = 15.75 \text{ t}$$

Bending Moment Diagram (M):

$$M_{\max} = \frac{5.25 \times 6^2}{8} = 23.625 \text{ t/m}$$

\* گام دوم: انتخاب مقطع خمش بر اساس مهار خشی

$\phi_b M_n \geq M_r$  ,  $\phi_b = 0.9$  ,  $M_r = 23625 \text{ okg}$  ,  $M_n = ?$

مقدار  $M_n$  وابسته به شکل مقطع، محور خشی، منحنی دگی یا غیر منحنی دگی مقطع، مهار یا عدم مهار

در بال فشرده می باشد.

طبق صورت مسئله تیر I شکل با مهار جانبی است. همچنین تیرها عمدتاً تحت محور قوی خود

در بار خشی می باشند. با توجه به آن که مقطع تیر مورد شده است می توان حدس زد که

مقطع فشرده است. برای مقطع I شکل فشرده با مهار جانبی در بال فشاری، تحت

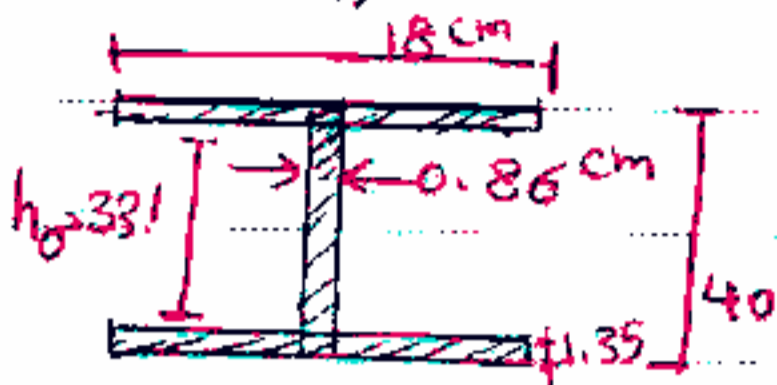
خشی حول محور قوی  $M_n$  از منحنی زیر بدست می آید.

$M_p = \sum F_y$  ,  $M_n = M_p = \sum x F_y$  و  $Z_x = 1.135 \text{ m}$

$$M_n = M_p = Z_x f_y \rightarrow 0.9 \times (1.13 S_x) \times 2400 > 23.625 \times 10^5$$

$$\rightarrow S_x > 969 \text{ cm}^3 \quad \text{است} \quad I_p E 400 \leq S_x \leq 1160 > 969 \rightarrow Z = 130.8$$

$$I_x = 23130$$



\* کنترل فشردگی:  
چون این عسبات با فرض فشردگی مقطع بوده است. حال کنترل  
می کنیم. بنیم فرض صریح است یا ضعیف برای این منظور روابط زیر برای مقطع نورده شده طبق  
مبحث ۱۰-۸-۲-۱ باید کنترل شود. اگر ضعیف نباشد باید عسبات با فرض عدم فشردگی  
اصلاح شود.

$$* \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{18}{2 \times 1.35} = 6.66 \leq 0.38 \sqrt{\frac{1.2 \times 10^6}{2400}} = 11.2 \quad \checkmark$$

$$* \frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{33.1}{0.86} = 38.5 \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{2400}} = 111$$

\* تمام سازه کنترل مقطع برای برش

$$\Phi_v V_n \geq V_u, \quad \Phi_v = 0.9 \rightarrow \text{باید برش شود}$$

$$\Phi_v = 1, \quad V_n = 0.6 F_y A_w C_v \rightarrow 224 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \geq \frac{h}{t_w} = 38.5 \quad \checkmark$$

$$A_w = d \times t_w = 40 \times 0.86 \quad C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times (40 \times 0.86) \times 1 = 49536 \text{ kg}$$

$$\Phi_v V_n = 49536 > 1576 \quad \checkmark$$

\* تمام سازه = کنترل می شود

$$* \delta_L = \frac{L}{360}$$

$$* \delta_{L+D} = \frac{L}{240}$$

$$\delta = \frac{5 W L^4}{384 E I} \quad \text{kg/cm}$$

$$W_D = \frac{3 \text{ t}}{m} = \frac{3 \times 10^3}{10^2} = 30 \text{ kg/cm}, \quad W_L = 10 \text{ kg/cm}$$

$$\delta_L = \frac{5 \times 10 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 23130} = 0.35 \text{ cm} \leq \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.67 \quad \checkmark$$

$$\delta_{L+D} = \frac{5 \times 40 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 23130} = 1.39 \leq \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2.5 \quad \checkmark$$



چون فرض بر آن بود که مقطع فشرده است، باید مقطع را از نظر فشرده‌گی بررسی کنیم تا این فرض مان

عریض بوده یا نه.  $\frac{b_f}{2t_w} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{15}{8 \times 0.71} = 10.9 \leq 11.2 \checkmark$

$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{24.9}{0.71} = 35.07 \leq 111 \checkmark$

بنابر این مقطع فشرده است و فرض مان درست است.

\* تمام موارد کنترل مقطع برای برش:  $\phi_v V_n \geq V_r$ ,  $V_r = 15750 \text{ kg}$

$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$   $\leftarrow \frac{h}{t_w} = 35.07 < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 66.26$  چون

$\phi_v = 1$ ,  $C_v = 1$

$A_w = 2 \times d \times t = 2 \times 30 \times 0.71 = 42.6$

$1 \times 0.6 \times 2400 \times 42.6 \times 1 = 61344 > 15750 \checkmark$

\*  $S_L \leq \frac{L}{360}$

\*  $S_{L+D} \leq \frac{L}{240}$

\* تمام موارد کنترل مقطع برای فشرده‌گی:  $S = \frac{5 \times W \times L^4}{384 E I}$   $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \leftarrow \frac{\text{m}}{\text{cm}^4}$

$S_L = \frac{5 \times 10 \times (600)^4}{(384) \times 16712 \times 2.1 \times 10^6} = 0.48 < 1.67 \checkmark$   $I_x = 2 \times (8356) = 16712$

$S_{L+D} = \frac{5 \times 10 \times (600)^4}{(384) \times 16712 \times 2.1 \times 10^6} = 1.92 < 2.5 \checkmark$

\*  $\frac{d}{600} \geq \frac{1}{2} \rightarrow d \geq 30 \rightarrow d = 30$

\*  $F \geq 5 \text{ hr}$

$F = 70 \sqrt{\frac{I_x (\text{cm}^4)}{P_D L^4 (\text{m}^4)}} \rightarrow F = 70 \sqrt{\frac{16712}{(3000)(6)^4}} = 4.5 < 5 \text{ hr}$

$I_p E 330 \rightarrow I_x = 11770$

$I_x = 2 \times 11770 = 23540$

$2 I_p E 330 \rightarrow F = 70 \sqrt{\frac{23540}{3000 \times (6)^4}} = 5.44 > 5 \checkmark$

\* تمام موارد کنترل ارتعاش،

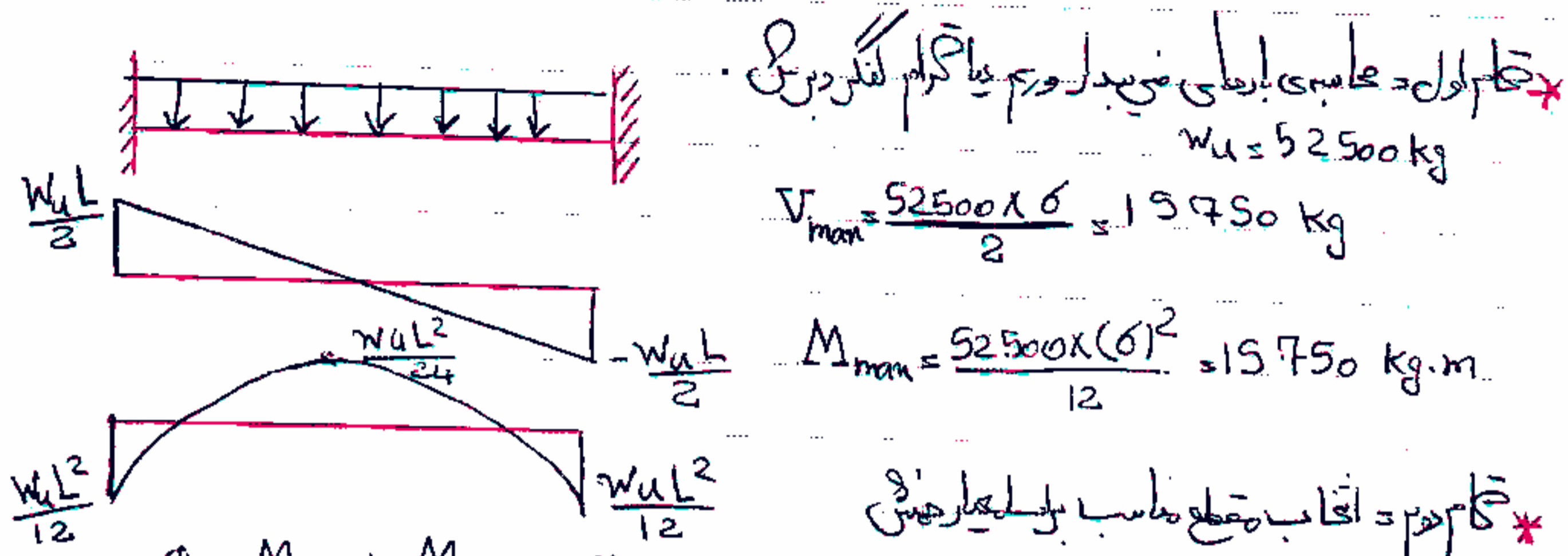
چون فاقد تغییر پذیری است باید ارتعاشی کنترل شود.

برای تیر چوبی متصل تحت بار گسترده یکپارچگی

مقطع جوابگو نیست

یک ملز آن را افزایش می‌دهیم

مثال قبل را با استفاده از مقطع تک IpE با فرض آنکه در تکیه گاه گیردار باشد دوباره حل کنید.



$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u, \quad M_n = 15750 \text{ kg.m}, \quad \phi_b = 0.9, \quad M_n = ?$$

لحوظ داشته به مقطع (مستقیم باشد یا غیر مستقیم) - فرض می کنیم مستقیم باشد.

$$M_n = Z_x F_y \rightarrow 0.9 \times Z_x \times 2400 > 15750 \rightarrow Z_x > 729.17$$

$$\rightarrow \text{استان} \rightarrow \text{IpE 330} \rightarrow \begin{cases} I_x = 11770 \\ S_x = 713 \end{cases}$$

✓ کنترل مستقیم مقطع - باید بررسی کنیم بین آیا یکتا است یا نه

$$* \frac{b_f}{2t_w} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{16}{2 \times 0.75} = 10.67 < 11.24 \quad \checkmark$$

$$* \frac{b_1}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{27.1}{0.75} = 36.13 < 111 \quad \checkmark \rightarrow \text{مقطع مستقیم است}$$

\* تمام سوم = کنترل برش:

$$F_h = 0.6 F_y A_w C_v \leftarrow \frac{h}{t_w} = \frac{27.1}{0.75} = 36.13 < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leftarrow \text{برای مقطع I شکل نور رسیده چون}$$

$$A_w = d \times t = 33 \times 0.75 = 24.75$$

$$\rightarrow \phi_v V_h > V_i \rightarrow 1 \times 0.6 \times 2400 \times 24.75 \times 1 = 35640 > 15750 \quad \checkmark$$

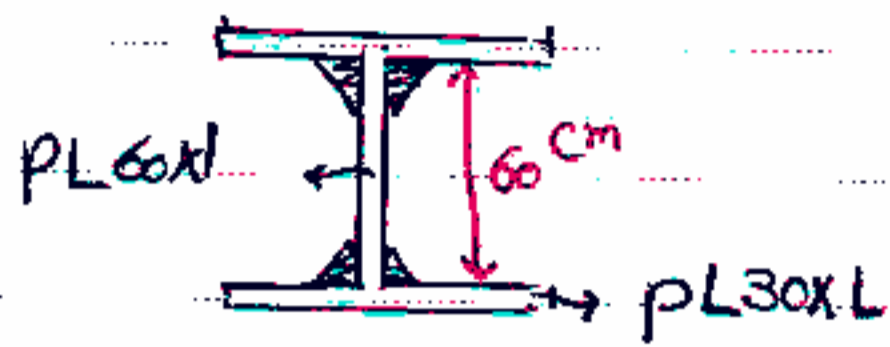
\* تمام چهارم = کنترل تغییر شکل:

$$\delta_L = \frac{w_u L^4}{384 E I} = \frac{10 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 11770} = 0.13 \rightarrow 0.13 < 1.67 \quad \checkmark$$

$$\delta_{L+D} = \frac{40 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 0.54 \rightarrow 0.54 < 2.5 \quad \checkmark$$

\* تمام پنجم = چون در طول تیر تغییر پذیری وجود دارد نیازی به کنترل ارتفاعی نیست.

□ مقطع شکل زیر مربوط به یک تیر با مهار جانبی سازه‌ای در بال فشاری است. ۷۰ درصد بار وارد بر تیر مرده و ۳۰ درصد آن زنده است. مجموع لنگر مرده و زنده‌ای که مقطع در حالت بهره‌برجاری می‌تواند تحمل کند بر اساس تغییرات هندسی چقدر است؟ اتصال بال به جان سراسری نفی باشد.



$$M_D = 0.7 M$$

$$M_L = 0.3 M$$

ان کنترل برش، من و ارتعاش صورت نمی‌گیرد  
\* گام اول = معادله لنگر، برش و  $M$  در بارهای منی به‌درا

✓  $M =$  لنگر قابل تحمل توسط مقطع در حالت بهره‌برجاری

$$M_{R1} = (1.4)(0.7M) = 0.98 M \quad \text{ترکیب ۱.۴D}$$

$$M_{R2} = (1.25 \times 0.7M) + 1.5 \times 0.3M = 1.325 M \quad \text{ترکیب ۱.۲۵D + ۱.۵L}$$

$$M_R = 1.325 M$$

\* گام دوم = کنترل مقطع بر اساس تغییرات

$$M_n \leq M_R \quad \text{و} \quad \phi_b M_n \geq M_R \quad \phi_b = 0.9, \quad M_R = 1.325 M$$

تقدار  $M_n$  به نوع مقطع بستگی دارد:

\* بال به جان اتصال سراسری ندارد ← باید چک کنیم بین آیا بال و جان منطبق اند

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.2 \rightarrow \text{بال ضربه است} \quad \frac{b_f}{2t_f} = \frac{30}{2 \times 1} = 15$$

$$\lambda_p = 11.2 \rightarrow \text{جان ضربه است} \quad \frac{h}{t_w} = \frac{60}{1} \leq \lambda_p = 3.96 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.1$$

مقطع ضربه نیست، حال باید بررسی کنیم که مقطع غیر ضربه است یا لانه

\* حال باید بینم بال غیر ضربه است یا لانه؟

$$\frac{b_f}{2t_f} = 15 \leq 0.76 \sqrt{k_c \frac{E}{F_y}} = 0.76 \sqrt{0.52 \times \frac{2.1 \times 10^5}{1680}} = 19.37 \quad \text{✓} \quad \text{برای بال غیر ضربه}$$

$$k_c = 0.52 \rightarrow 0.52 \leq 0.76 \rightarrow k_c = 0.52 \quad \text{✓} \quad \text{بال غیر ضربه است}$$

\* حکم این رابطه نیز هوایک نبود، بال لانه می‌شد

$$F_y \leq 0.7 F_u = 0.7 \times 2400 = 1680 \quad \text{✓} \quad \text{اتفاقی از این ای لانه گرفته - های فشاری مقبول برای}$$

جان مقطع عجان است

\* مقطع غیرقشرده (جان قشرده، پال غیرقشرده) °

برای مقطع با جان قشرده و پال غیرقشرده، به شرط وجود مهارجانی  $M_n$  از رابطه زیر حساب می شود.

$$M_n = \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pF}}{\lambda_{rF} - \lambda_{pF}} \right) \right]$$

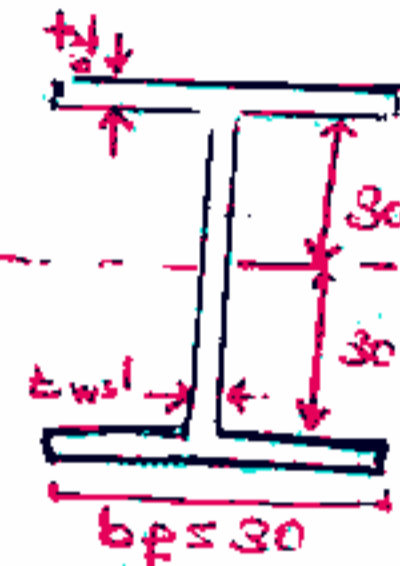
\*  $M_p = Z \cdot F_y$

\*  $S_x = \frac{I_x}{C}$

\* محاسبه  $S_x$ : (اصلی مقطع الاستیک)

$$I_x = \sum (I_i + A_i d_i^2) = \left[ \frac{1}{12} \times 1 \times 60^3 + 0 \right] + 2 \left[ \frac{1}{12} \times 30 \times 1^3 + (30 \times 1) \times \left( \frac{60+1}{2} \right)^2 \right] = 73820 \text{ cm}^4$$

$$C = \frac{60+2 \times 1}{2} = 31 \quad \Rightarrow \quad S_x = \frac{73820}{31} = 2381 \text{ cm}^3$$



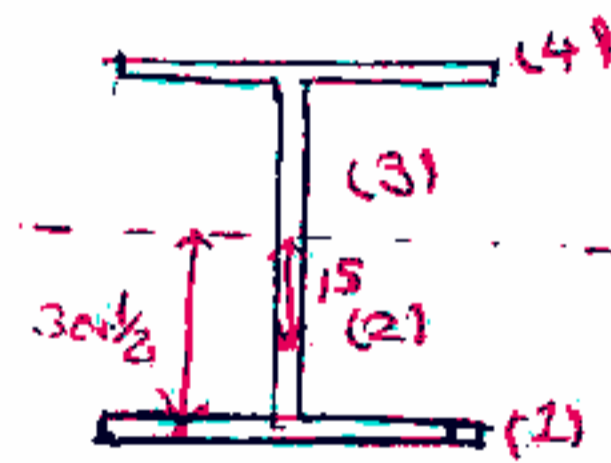
\* محاسبه  $Z_x$ : (اصلی مقطع الاستیک)

$$Z = \sum A_i y_i$$

$y_i$  = فاصله سطح هر جز از مقطع تا محور خنثی الاستیک

$A_i$  = مساحت جز  $i$  ام

نکته: صرفه فرض شده از مقطع باید به طور کامل در بالا یا پایین تارخشی باشد. محور خنثی در حالت الاستیک برای مقاطع متقارن از وسط آن عبور می کند.



محور خنثی الاستیک

$$Z = 2(30 \times 1)(30.5) + 2(30 \times 1)(15) = 2730 \text{ cm}^3$$

\*  $\lambda = \frac{b_F}{2t_F} = \frac{30}{2 \times 1} = 15$  \*  $\lambda_{pF} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.2$

\*  $\lambda_{rF} = 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 22.5$  19.37

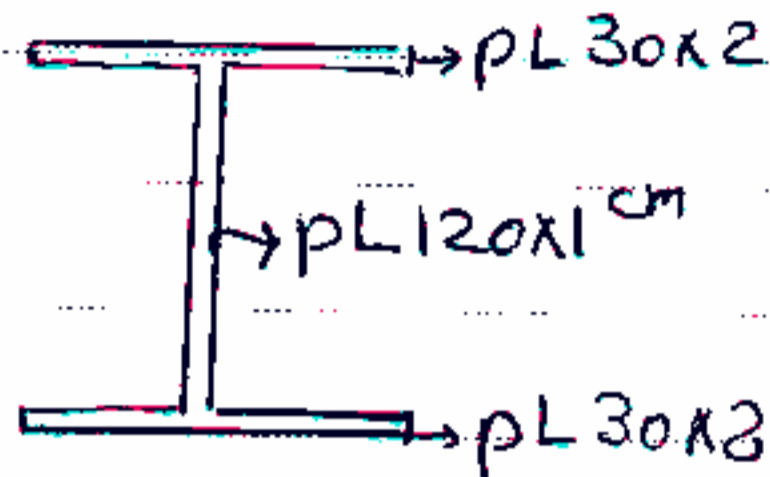
$$M_p = Z \cdot F_y = 2730 \times 2400 = 65.5 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = \left[ 65.5 \times 10^5 - (65.5 \times 10^5 - 0.7 \times 2400 \times 2381) \left( \frac{15 - 11.2}{22.5 - 11.2} \right) \right] = 56.92 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 56.92 \times 10^5 \rightarrow M_n = 1.325 M$$

$$M \leq 38.45 \times 10^5 \text{ kg.cm} = 38.45 \text{ t.m}$$

نتیجه: مثال قبل را برای حالتی حل کنید که مقطع به شکل زیر باشد.



$$M_n = 1.325 M$$

از مثال قبل داریم:

\* کنترل منحنی دگنی مقطع:

$$\lambda_{flange} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{30}{2 \times 2} = 7.5 < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.2 \quad \checkmark$$

$$\lambda_{web} = \frac{h}{t_w} = \frac{120}{1} = 120 < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111 \quad \checkmark$$

مقطع مورد نیاز به حال باید بررسی کنیم که جان غیر منفرجه می باشد یا لانی

$$\lambda_{flange} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{120}{1} = 120 < \lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 168 \quad \checkmark$$

جان غیر منفرجه می باشد.

\* مقطع غیر منفرجه (بال منفرجه) جان غیر منفرجه

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} (S_x F_y)$$

\* مقدار  $R_{pc}$  وابسته به مقدار  $\frac{h}{t_w}$  می باشد:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{120}{1} = 120 > \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111.2 \rightarrow$$

$$R_{pc} = \left[ \frac{M_p}{M_{yc}} - \left( \frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}}$$

$$* M_p = Z_x F_y \quad * M_{yc} = S_x F_y$$

\* محاسبه  $S_x$ : (اصلی مقطع الاستیک):

$$S_x = \frac{I_x}{C} \rightarrow I_x = \left[ \frac{1}{2} \times 1 \times (120)^3 + 2 \left( \frac{1}{2} \times (30) (2)^3 + (30 \times 2) (61)^2 \right) \right]$$

$$I_x = 590560 \text{ cm}^4$$

$$C = \frac{120 + 2 \times 2}{2} = 62$$

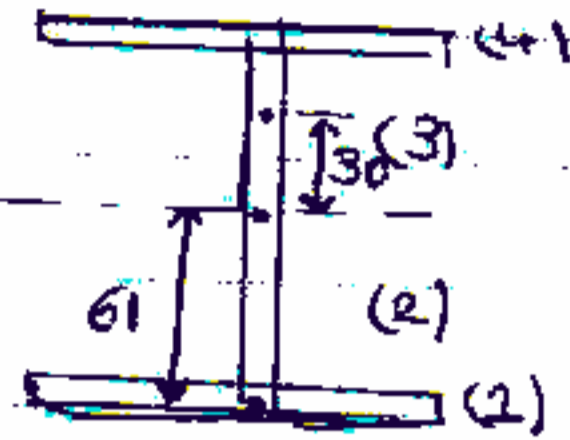
$$S_x = \frac{590560}{62} = 9523 \text{ cm}^3$$

\* محاسبی  $Z_x$ : (اساسی مقطع پلاستیک)

$$Z_x = \sum A_i y_i$$

$$Z_x = 2(30 \times 2)(61) + 2(60 \times 1)(30) = 10920 \text{ cm}^3$$

\*  $\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{120}{1} = 120$  عدد منی پلاستیک



\*  $\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111.22$  \*  $\lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 168.6$

\*  $M_{yc} = S_x F_y = 9525 \times 2400 = 228.6 \times 10^5$

\*  $M_p = Z_x F_y = 10920 \times 2400 = 262.08 \times 10^5$

\*  $R_{pc} = \left[ \frac{262.08 \times 10^5}{228.6 \times 10^5} - \left( \frac{262.08 \times 10^5}{228.6 \times 10^5} - 1 \right) \left( \frac{120 - 111}{168 - 111} \right) \right] = 1.126$

$R_{pc} = 1.126 \leq \frac{M_p}{M_{yc}} = \frac{262.08 \times 10^5}{228.6 \times 10^5} = 1.146$  ✓

$\phi_b M_n \geq M_p = 1.329 M_n \rightarrow 0.9 \times 1.126 \times 228.6 \times 10^5 \geq 1.329 M_n$

$M \leq 174.8 \times 10^5 \text{ kg-cm}$

\* نکته: اگر هم بال در هم جان غیر غشیده باشد علاوه بر محاسبات بالا باید یکبار دیگر  $M_n$  را بر اساس ط 2-5-26 صحت دهم حساب کنیم. 2 min مقدار مین  $M_n$  لحاظ می شود.

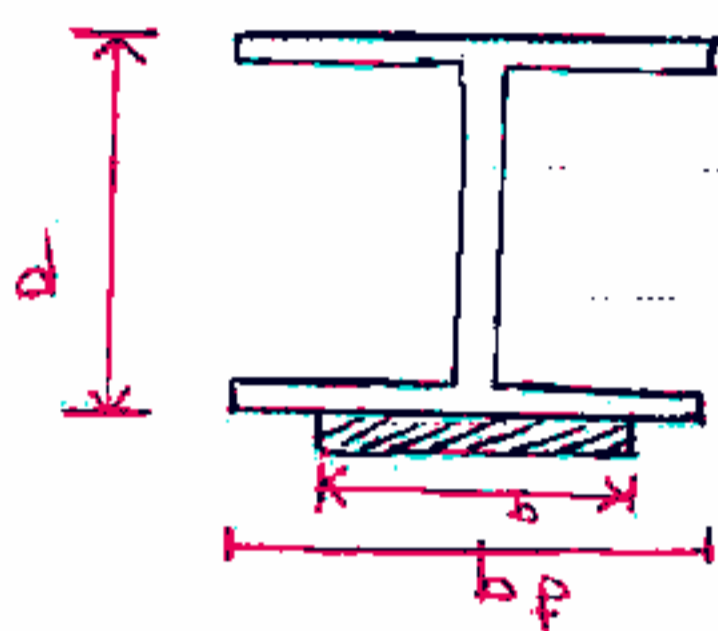
\* استفاده از مقاطع I شکل با ورق تقویت روی جوبال:

برای اقتصادی کردن طراحی بهتر است از مقاطع با ورق تقویت استفاده کنیم، برای شکل هر جوبای طراحی بر اساس گتر max، مقطع I شکل اصلی را با درمندی از گتر max طراحی کرده و مانتی ظرفیت مورد نیاز را با ورق تقویت تأمین می کنیم.

در محاسبه ضریب ایمنی از ترکیب مقطع بدون ورق تقویت چوگونگوسته ورق تقویت را حذف می‌کنیم.

**\*\* در طراحی ورق های تقویت باید به نکات زیر توجه کنیم:**

1. **\* سطح مقطع ورق تقویتی نباید از 75 درصد کل سطح مقطع بال تیر شامل ورق تقویتی بال اصلی تیر بیشتر باشد.**



$$* A_f = b_f \times t_f =$$

$$* A_{pL} = b \times t$$

$$* A_t = A_{pL} + A_f$$

$$* A_{pL} \leq 0.7 A_t$$

$$* A_{pL} \leq 2.33 A_f$$

این بیان را  
تایید

2. **\* به جهت رعایت شرط خمشی دگی یا غیر فشردگی مقطع، نسبت عرض به ضخامت ورق تقویت مطابق جدول 1-2-3-4 باید از مقادیر زیر کمتر باشد.**

$$* \frac{b}{t} \leq \lambda_r = 1.04 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$* \frac{b}{t} \leq \lambda_p = 1.02 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

3. **\* مقادیر اسلش مقطع الاستیک و پلاستیک همان انیسی تیر با ورق تقویت از روابط زیر محاسبه می‌شود.**

$$* S_t = S_b + A_{pL} \times d$$

$$* Z_t = Z_b + A_{pL} \times d$$

$$* I_t = I_b + A_{pL} \times \frac{d^2}{2}$$

که اندیس ط به مقطع بدون ورق تقویت

اندیس t به مقطع با ورق تقویت

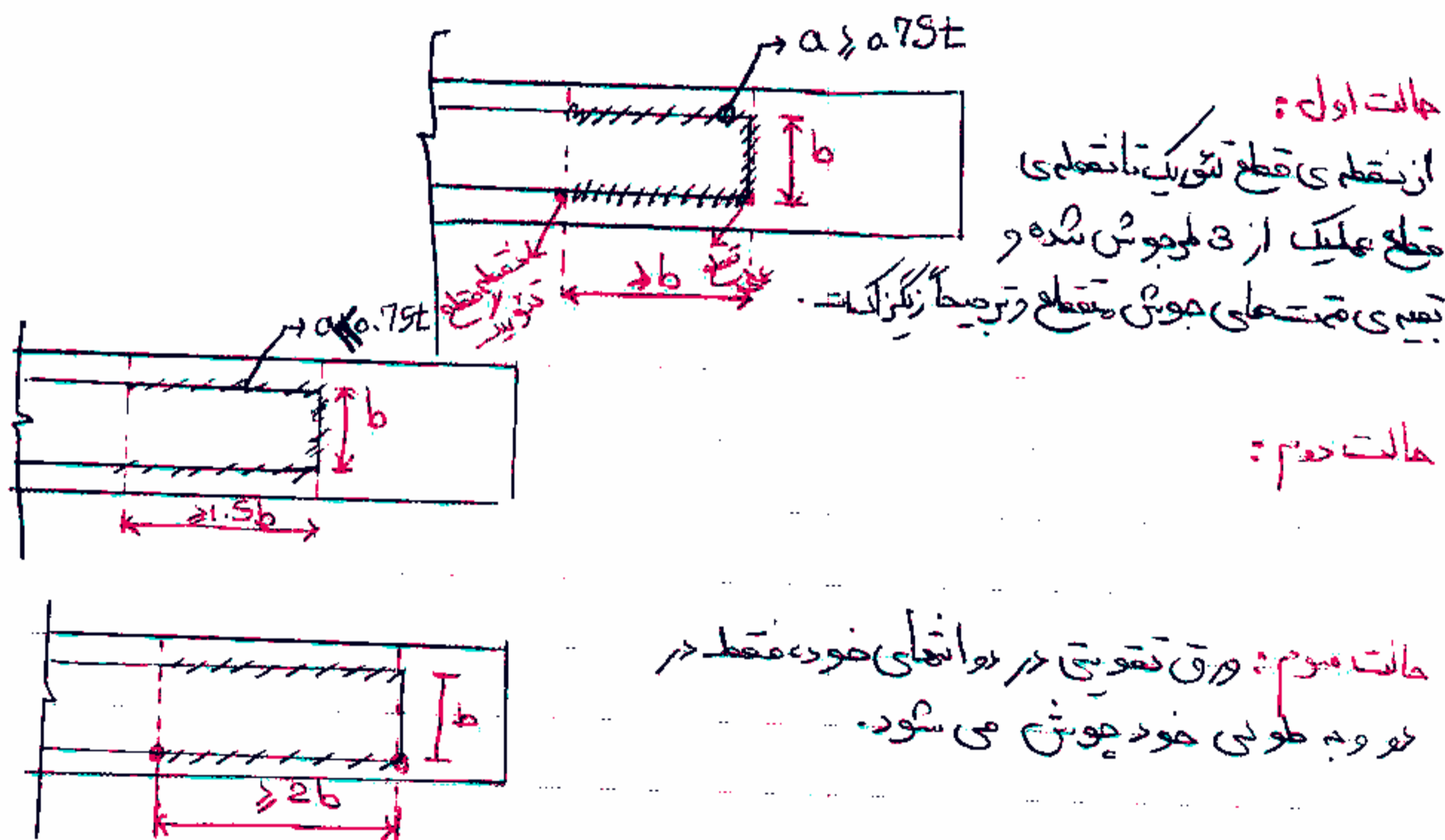
4. **\* برای تعیین طول ورق تقویت باید به شرح زیر عمل کرد.**

**I: دیاگرام لنگر خمشی تیر را رسم کنید.**

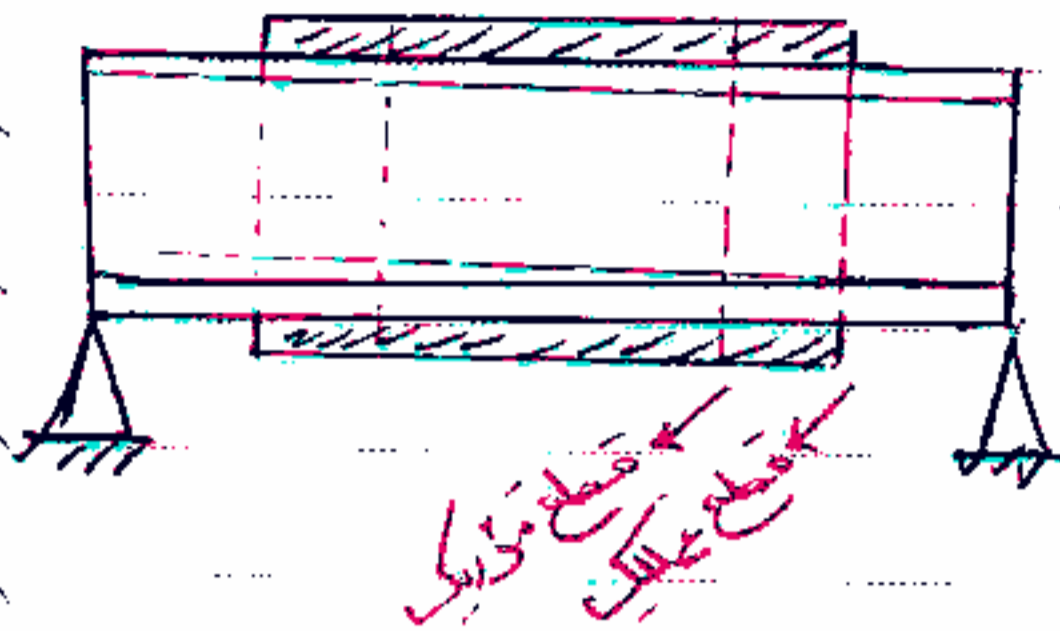
**II:** ظرفیت خمشی پس بدون ورق تقویت را محاسبه کنید.  $M_{ub} = \phi_b M_{nb} > M_{pr}$   
 $M_{nb}$  = ظرفیت خمشی اسمی پس بدون ورق تقویت  
 $M_{pr} = M_{cr}$  = درصدی از لنگر  $mom$  می باشد، کم از روی جدول  $M_{cr}$  بدست می آید.

**III:** در صورتی که لنگر مثبت وار از مقدار  $M_{ub}$  بزرگتر است نیاز به ورق تقویت داریم. در نقطه ای که  $M_{ub} = M_{pr}$  می شود این نقطه نقطه ی مقطع تئوریک ورق تقویت نامیده می شود.

**IV:** جهت اتصال ورق از ورق تقویت به بال پس باید بدان نقطه ی مقطع تئوریک ورق تقویت اندکی اضافه می داریم. در این نقطه ی مقطع عملی پس هم این طول اضافه می کنیم. نحوه ی جوش ورق به بال پس در استاندارد و بر اساس آن می باشد.



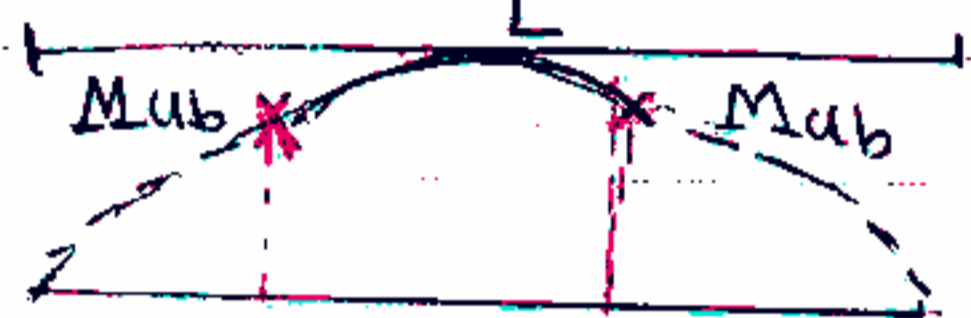
\* حالت خاص: تیر دوسی محصل با بار گسترده یکنواخت:



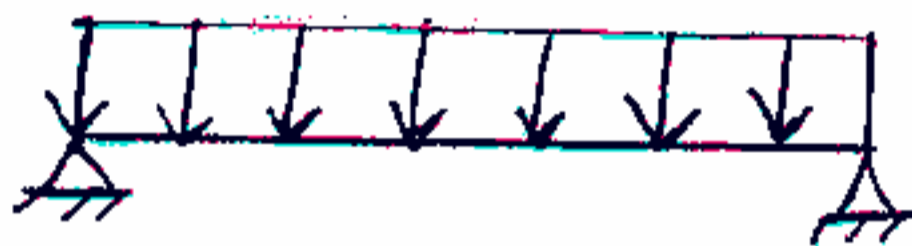
محصل تقویت درون ورق تقویت  $M_{ub}$

$$l = L \times \sqrt{1 - \left( \frac{M_{ub}}{M_{max}} \right)}$$

طول تقویت  
عرض تقویت



□ مثال: اولین محصل تیرها را با این فرض حل کنید که تیر مقطع  $IPE$  با ورق تقویت روی دو بال خود پاشد. فرض کنید تیر تنها که در مد کنگر خطی  $max$  را تحمل می کند.  
(ورق تقویتی در موازات خود، فقط در دو وجه طولی خود جوش می شود)



\*  $M_{max} = 625 \text{ t.m} = 23625 \text{ kg.m}$  کنگر  $max$  می برد



$$\phi_b M_{nb} \geq M_r = 0.6 \times 23.625 \text{ t.m}$$

$$M_{nb} \geq 15.75 \times 10^5$$

\*  $M_{nb} = M_p = Z \cdot f_y$

$Z_{x2400} > 15.75 \times 10^5 \text{ kg.cm} \rightarrow Z > 656.25 \text{ cm}$

مقطع فشرده می باشد.  $I_x = 11770$ ,  $Z_b = 804$   $IPE 330$  است

$M_{nb} = 1922600.97$  طول کنگر اسی بدون ورق تقویت

\* محاسبه یبعاد ورق تقویت بر اساس کنگر  $max$ :

\*  $\phi_b M_{nt} \geq M_r = M_{max}$

\*  $0.9 \times Z_t \times 2400 \geq 23.625 \times 10^5 \rightarrow Z_t \geq 1094$

\*  $Z_t = Z_b + A_{pL} \times d \rightarrow 804 + A_{pL} \times 33 \geq 1094 \rightarrow A_{pL} \geq 8.79$

$$* A_{pL} = b \times t \quad \text{فرض } t=1 \quad A_{pL} = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}^2 > 8.79 \quad \checkmark$$

$$\frac{b}{t} = \frac{10}{1} \leq \lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{2400}} = 33.1 \quad \checkmark$$

تکنه با جرایم و  $t$  را به ضخامت بال تی نزدیک می گیریم، در مورد  $t$ ، در ضرایبی عرض بال  
تیر نه منلی، کوکیک نه منلی نیز گنجانده، عرض تی باید با عرض ورق باید جذباتی مت  
متفاوت است

$$* A_{pL} \leq 0.7 A_t \quad \rightarrow \quad A_{pL} = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}^2$$

$$* A_{pL} \leq 2.3 A_f \quad \rightarrow \quad A_f = 16 \times 1.15 = 18.4$$

$$\rightarrow 10 \leq 2.33 \times 18.4 = 42.9 \quad \checkmark$$

کنترل:

\* تعیین طول ورق تقویتی

$$M_{ub} = \phi_b \times M_{nb}$$

$M_{nb}$  را دوباره بر اساس محاسبات  $I_{p833}$  محاسبه می کنیم.

$$M_{ub} = Z_b \times f_y = 804 \times 2400 = 1929600 \rightarrow M_{ub} = 1736640$$

$$* L = 600 \times \sqrt{\frac{1736640}{2362500}} = 308.81 \text{ cm}$$

طول دهانه طول تیر

طبق صورت مسئله جوش ورق به بال تیر در دو انتهای دهانه حالت عدم جوش  
و در نتیجه ورق در دو انتهای اندازه ی دهانه عرض ابرام می یابد.

$$* 308 + 2(2 \times 10) = 348 \quad \rightarrow \quad \text{طول عالی}$$

کنترل برشی عرض ارتعاش بتوانیم تیر انجام شود.

حل:

$$\phi_v V_n \geq V_u \quad \text{و} \quad \phi_v = 1 \quad \text{و} \quad C_v = 1$$

$$* \text{کنترل مقطع برشی برش:}$$

$$V_n = 0.6 \times f_y \times A_w \times C_v = 0.6 \times 2400 \times 24.79 \times 1 = 35640$$

$$A_w = 33 \times 0.75 = 24.75$$

\* کنترل مقطع طولی نیز:

تکنه: در کنترل فیت و ارتعاش باید همان اینی کل لحاظ شود.

$$I_t = I_b + A_{pL} \times \frac{d^2}{2}$$

$$\delta_L \leq \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.66 \quad I_L = 11770 + (10 \times 1) \frac{(33)^2}{2} = 17215$$

$$\delta_{L+D} \leq \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2.5 \quad \delta = \frac{5 \times w_{max} L^4}{384 EI}$$

$$\delta_L = \frac{5 \times 10 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 17215} = 0.467 < 1.66 \quad \checkmark$$

$$\delta_{L+D} = \frac{5 \times 40 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 17215} = 1.86 < 2.5 \quad \checkmark$$

\* کنترل مقطع برای ارتعاش:

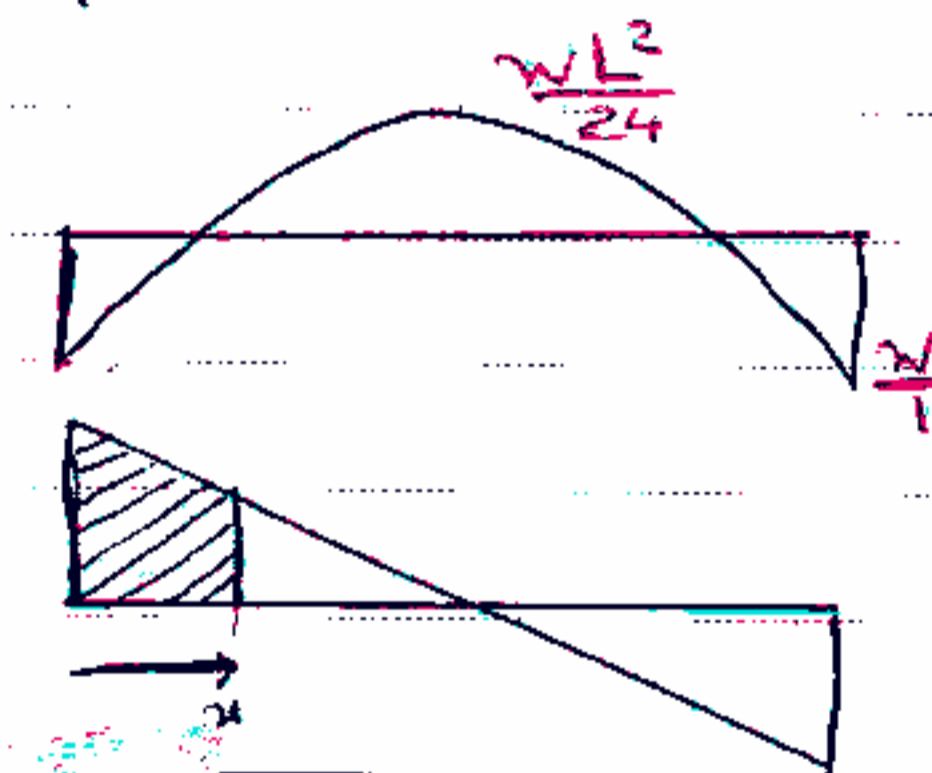
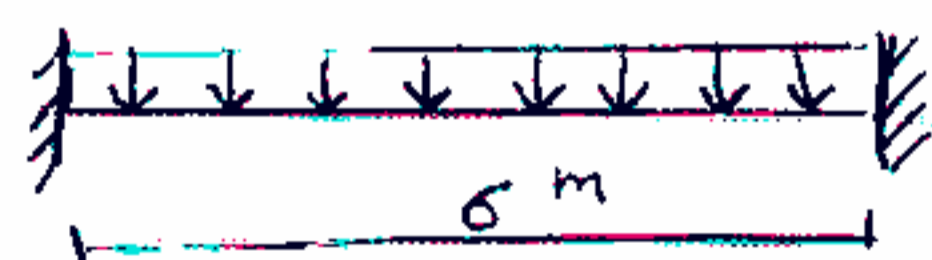
$$* \frac{d}{L} \geq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{33}{600} \geq \frac{1}{20}$$

$$* f > 5 \text{ Hz} \quad f_s = 70 \sqrt{\frac{I}{\rho_0 L^4}} = \sqrt{\frac{17215}{(3000)(6)^4}} = 4.5 < 5$$

مقطع نیاز به تقویت دارد. از  $I_p E 360$  استفاده می کنیم  $I_L = 16270 + 10 \times (33)^2 = 21715$

$$f_s = 70 \sqrt{\frac{21715}{(3000)(6)^4}} = 5.2 > 5 \quad \checkmark$$

□ مثال ۵ مثال قبل را در حالتی حل نمایید که تیر درسی گیردار باشد، در این حالت تیر بدون تقویت را بر اساس لنگر Max وسط دهانه تیر طراحی نمایید و ارتفاع ورق تقویت را بر اساس لنگر max خواستهای تیر طراحی نمایید.



که ورق تقویت در تیر گیردار در دو انتهای آن قرار می گیرد و ارتفاع ورق تقویت به شرح زیر عمل می کنید:

مثال ۵ مثال قبل  $M_{ab}$  را محاسبه می کنید. بر اساس نمودار لنگر و با کمک سطح زیر منحنی در نقطه ای را پیدا می کنیم که مقدار آن برای  $M_{ab}$  باشد.

$$* V(x) = \frac{W_u L}{2} - W_u x \quad \text{معادله ی برشی}$$

$$M_{ub} = M_{(x)} = \frac{W_u L^2}{2} \rightarrow \text{معادله ی گشتی} \quad \text{صلامت خود نقطه}$$

$$= \left( \frac{V(x) + \frac{W_u L^2}{2}}{2} \right) \rightarrow \text{صلامت درزته}$$

طول شیب یک ورق انتقال

$$* \text{گام اول: محاسبه ی گشتی } M_{max}$$

$$M_{ub} = \phi_b M_{nb} \quad M_{man} = \frac{W_u L^2}{24} = \frac{5.25 \times (6)^2}{24} = 7.875 \text{ t.m}$$

$$* \text{گام دوم: کنترل تنش:} \quad M_{ub} = \phi_b M_{nt} \quad M_{man} = \frac{W_u L^2}{12} = 15.75 \text{ t.m}$$

$$\phi_b M_{nb} > 7.875 \times 10^5 \text{ kg.cm} \rightarrow M_{nb} > 2.015 \text{ t.m} = 8.75 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

محاسبه ی  $M_{nb}$  وابسته به آن است که مقطع منفرجه باشد یا نه، ما فرض می کنیم مقطع منفرجه است و

$$M_{nb} = M_p = Z_x \times F_y \rightarrow Z_x \times 2400 > 8.75 \times 10^5$$

$$\rightarrow Z_x > 364.58 \text{ cm}^3 \quad \text{کنترل منفرجه} \rightarrow I_x = 3892 \rightarrow d = 24 \text{ cm}$$

$$* \frac{b_f}{2t_f} = \frac{120}{2 \times 9.8} = 6.12 \leq \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.2 \quad \checkmark \quad \text{ال منفرجه است}$$

$$* \frac{h}{t_w} = \frac{19}{0.62} = 30.64 \leq \lambda_p = 2.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111.22 \quad \checkmark \quad \text{جان منفرجه است}$$

$$M_{nb} = Z_x F_y = 366 \times 2400 = 878400 \text{ kg.cm} \quad \text{ظرفیت گشتی بدون ورق تقویت}$$

$$* \text{محاسبه ی ابعاد ورق تقویت}$$

$$* \phi_b M_{nt} > M_p = \frac{W_u L^2}{12} = 15.75 \text{ t.m} \rightarrow M_{nt} > 17.5 \text{ t.m}$$

$$M_{nt} = Z_t \cdot F_y = Z_t \times 2400 > 17.5 \times 10^5 \text{ kg.cm} \quad \text{بافتن منفرجه ی مقطع}$$

$$Z_t > 729.17 \text{ cm} \rightarrow Z_t = Z_b + A_{PL} \times d \rightarrow 729.17 > 366 + A_{PL} \times 4$$

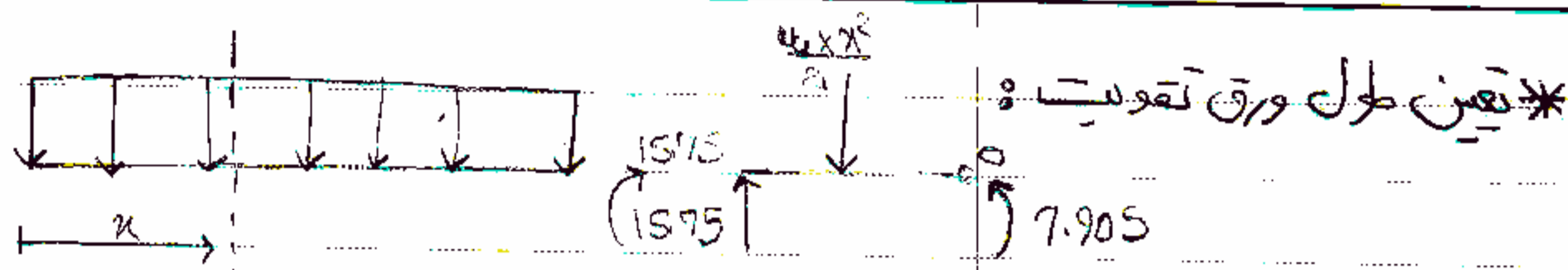
$$A_{PL} > 13.12 \quad b \times t > 15.12 \rightarrow 16 \times 1 \rightarrow b \geq 16 \text{ cm}$$

$$① \quad \checkmark A_{PL} \leq 0.7 A_t \quad \checkmark A_f = (12)(0.98) = 11.76 \quad \text{کنترل ابعاد ورق تقویت}$$

$$\checkmark A_{PL} \leq 2.33 A_f \rightarrow 16 \leq 2.33 \times 11.76 = 27.4 \quad \text{لحمه کنترل مجدد دارد}$$

$$② \quad \frac{b}{t} = \frac{16}{1} = 16 \leq \lambda_p = 1.02 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.01 \quad \checkmark$$

Subject  
Date



$$M_{ac} = \phi_c M_{nb} = \phi_c \sum P_i y_i = 0.9 \times 866 \times 2400 = 790560 \text{ kg.cm}$$

لبراین حال در مدگشیات که عابثت براساسی آن انجام می‌دهد باید مقدار ای را در معادله بیایم که مقدار لنگر آن برابر 790560 شود.

$$\sum M_{\text{left}} = -15.75 + 15.75x - (5.25)x^2 + 7.905 = 0$$

$$-2.625x^2 + 15.75x - 7.845 = 0$$

$$2.625x^2 - 15.75x + 7.845 = 0$$

$$\Delta = (15.75)^2 - 4(2.625)(7.845) = 65.65$$

$$x = \frac{15.75 \pm \sqrt{65.65}}{2(2.625)} = \begin{cases} 5.45 \\ 0.54 \text{ m} = 54 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L = 0.54 + 4(15) = 172 \text{ cm} = 1.72 \text{ m}$$

$$L = 54 + 4(16) = 118$$

\* تیرهای بدون اتکالی جانبی در بال فشاری :

\* تیر I شکل، بخش حول محور قوی (I شکل عو بال مساوی) :

\* برای این تیرها کمتر مقاوم است  $M_{max}$  یک بار با فرض وجود مهار جانبی و مطابق روابط توضیح داده شده در بخش های قبلی محاسبه می شود یک بار نیز با فرض عدم وجود مهار جانبی در این اساس ضابطه ای که انش و سنجشی چابکی بال فشاری از مقدار بست آمده مقید کننده معیار طراحی یا کنترل می خواهد بود.

\* ضریب یکنواختی لنگی :

این ضریب برای تیرهای بدون اتکالی جانبی محاسبه می شود. این ضریب در حد فاصل دو مقطع با مهار جانبی محاسبه شده و با  $C_b$  ضابطه ای داده می شود.

بر اساس مهار جانبی، تیر چند کله (رسمت) تقسیم می شود و برای هر کله این ضریب باید جداگانه محاسبه شود.

$$* C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \times R_M \leq 3$$

$$* 1 \leq C_b \leq 3$$

$$R_M = 1$$

✓  $M_{max} \leq M_{max}$  کمتر MAX در مقطع

✓  $M_A =$  قدر مطلق لنگر نهایی در نقطه ای  $\frac{1}{4}$  طول مهار شده

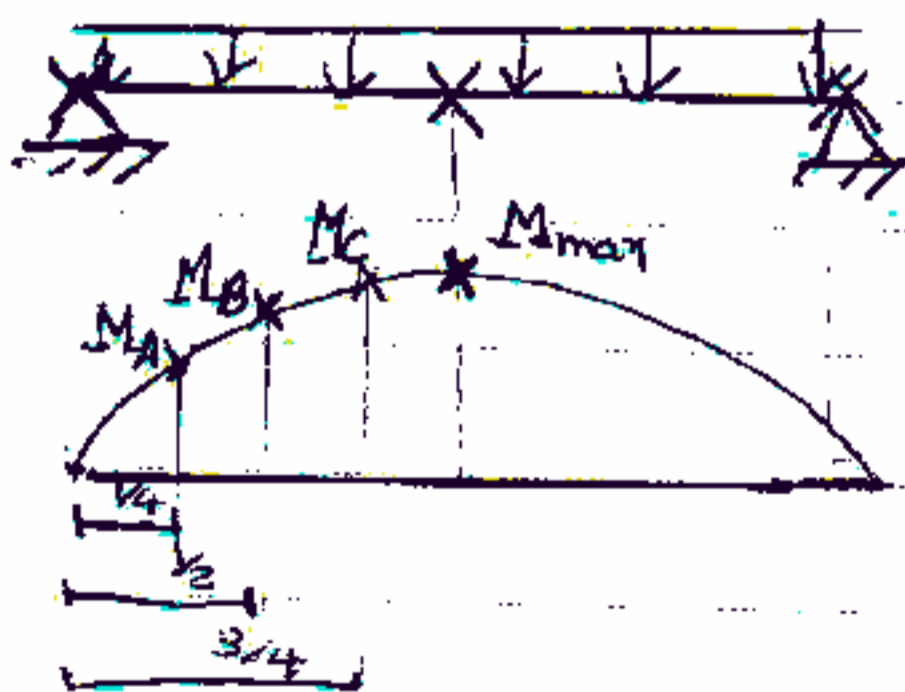
✓  $M_B =$  " " " " "  $\frac{1}{2}$  طول مهار شده

✓  $M_C =$  " " " " "  $\frac{3}{4}$  طول مهار شده

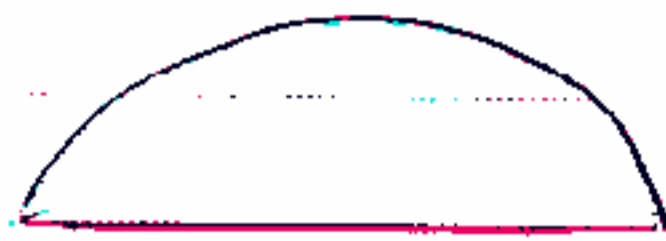
✓  $R_M =$  پارامتری عدم تقارن سه برای مقاطع با محور تقارن

\* نکته : برای تیرهای طره با اتکالی بدون مهار جانبی  $C_b = 1$

\* نکته : مقدار  $C_b$  را می توان محافظه کارانه برابر 1 فرض کرد.



\* به جای استفاده از روابط فوق برای برخی از حالات خاص می توان از جدول 2-5-2 به بحث هم کمک گرفت. (مستخرج)



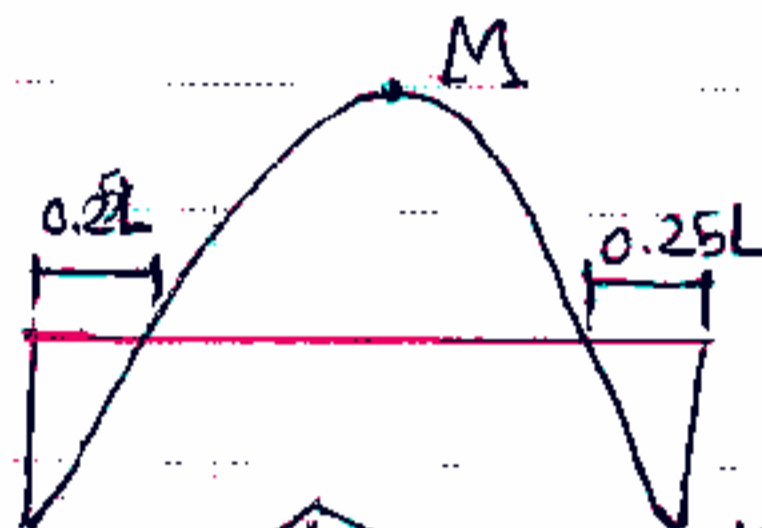
$$C_b = 1.5$$



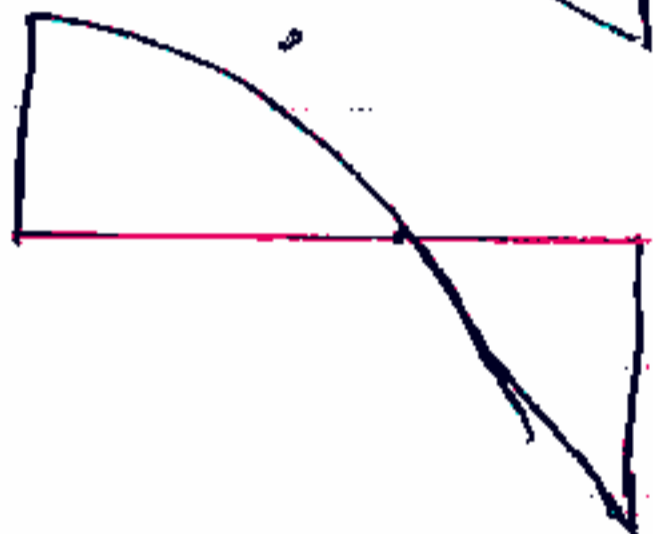
$$C_b = 1$$



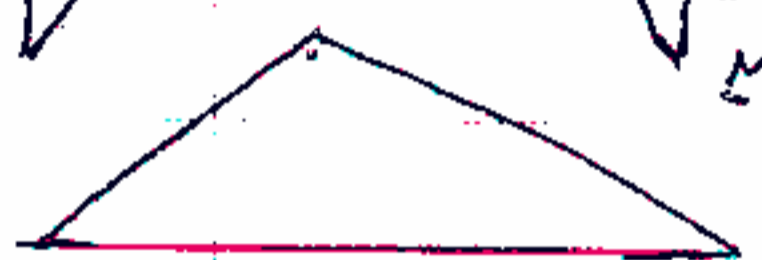
$$C_b = 2.25$$



$$C_b = 1.9$$



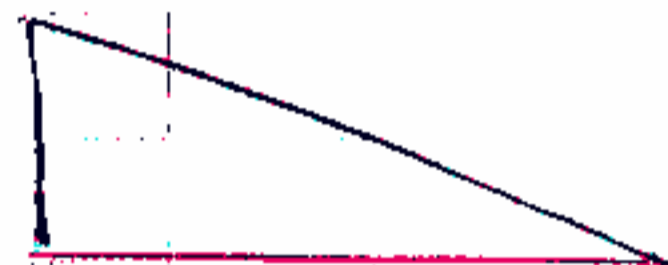
$$C_b = 1.4$$



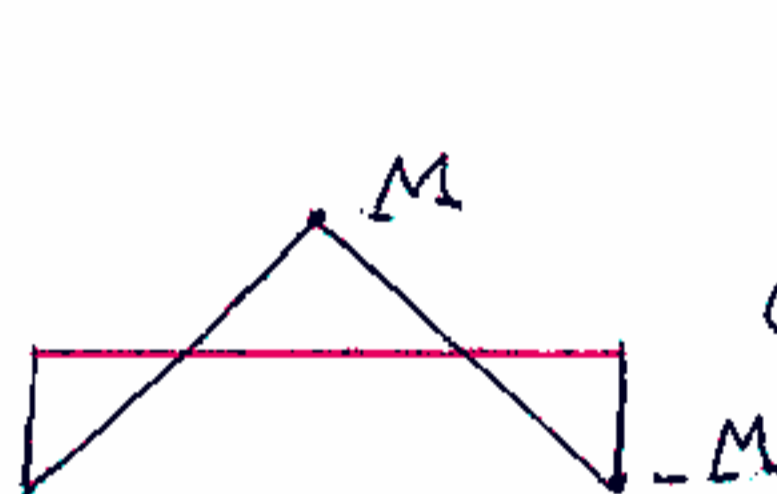
$$C_b = 1.3$$



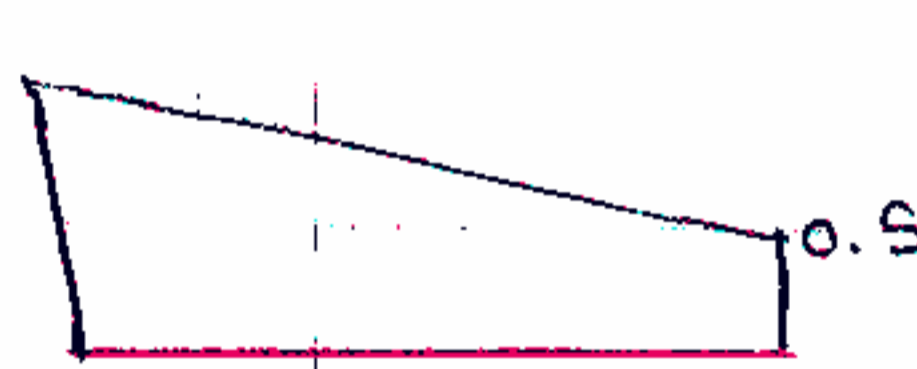
$$C_b = 1$$



$$C_b = 1.65$$



$$C_b = 1.9$$



$$C_b = 1.25$$

\* محاسبی ظرفیت ایسی همی تیرهای بدون مهار چابکی بر اساس گمانش یعنی چابی

✓ با فاصله مهارهای چابکی در تیرها

✓  $L_p$  و  $L_r$  محاسبی طول مهار شده بال فشاری تیر که در آن حالت محاسبی تسلیم حاکم است

✓  $L_p$  و  $L_r$  محاسبی طول مهار شده عضو که در حالت محاسبی گمانش یعنی چابکی غیر

ارتجاعی حاکم است

**نکته:** اگر  $L_b$  در طول تغییر باشد، محاسبی  $M_n$  برای هر تکه باید جداگانه صورت گیرد و یا اینکه تکه‌ی بحرانی تشخیص داده شود. تکه‌ی بحرانی لزوماً تکه‌ای با  $L_b$  بزرگترین است.

**نکته:**  $L_p$  و  $L_r$  به‌طور حافظه کلانه از رابطه‌ی زیر قابل محاسب می‌باشند.

$$* L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$* L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}}$$

$$* r_{ts}^2 = \frac{I_y \cdot h_o}{2 S_x}$$

$r_y$  شعاع گیراجول حول محور ضعیف

$r_{ts}$  به صورت حافظه کلانه از رابطه‌ی

زیر قابل محاسب است.

$$* r_{ts} = 0.3 b_f$$

**\*** اگر  $L_p \leq L_b$  باشد، مازای به محاسبی  $M_n$  برای سایر حالت‌ها و پهنی جانی

نی نباشد. (در شرایط حالت با مهار جانی است)

$$* M_n \leq C_b [M_p (M_p - (0.7 F_y S_x) (\frac{L_b L_p}{L_r L_p}))] \quad \leftarrow L_p \leq L_b \leq L_r$$

$$* M_n \leq F_{cr} S_x \leq M_b$$

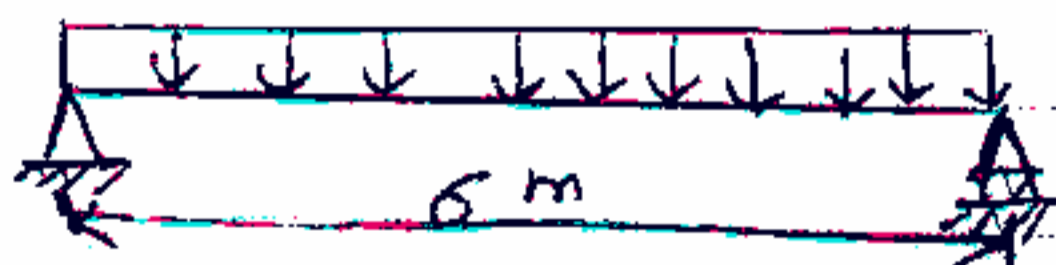
**\*** اگر  $L_r \leq L_b$

$$* F_{cr} = \frac{C_b \times \pi^2 E}{(\frac{L_b}{r_{ts}})^2}$$

**\***  $F_{cr}$  به صورت حافظه کلانه از رابطه‌ی **\*** محاسب می‌شود.

**مثال:** در مثال اول فصل پنجم اگر مهار سازه‌ی وجود نداشته باشد، حداکثر فاصله‌ی بین مهارهای جانی محدود باشد تا نیازی به محاسبی مقاومت خمشی برای سایر حالت‌ها نباشد. جانی نباشد. مقطع  $I_p E 400$

$$I_p E 400 \quad r_y = 3.95$$

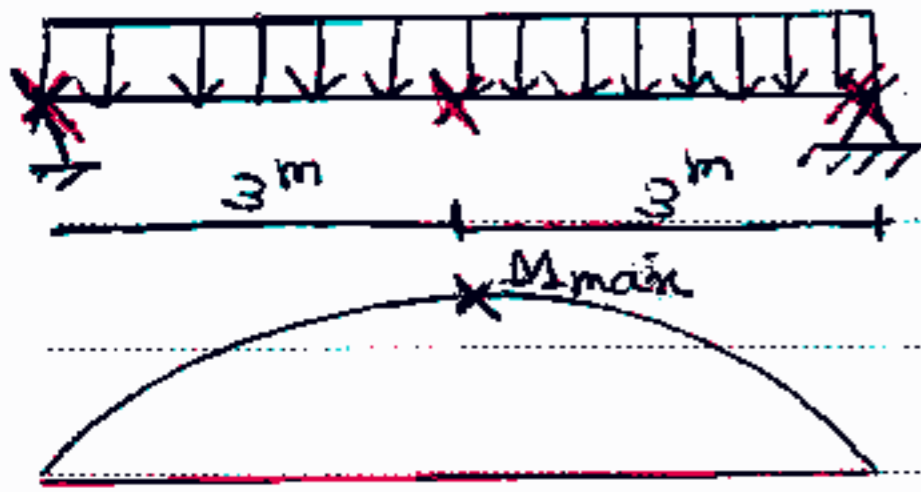


$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = (1.76)(3.95) \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 205.64$$

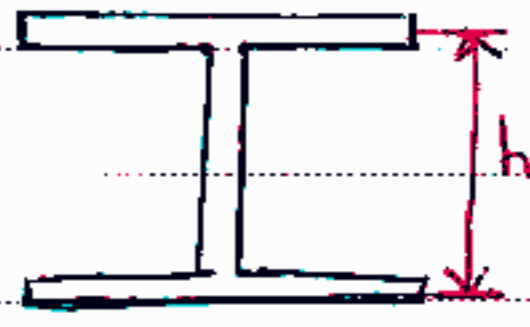
با تکرار دادن دو مهار در نقاط  $\frac{L}{3}$  و  $\frac{2L}{3}$  در تکیه‌ها، کنترل خمشی نیست



مثال ۳: در مثال قبل، اگر در ابتدا و وسط تیر دارای مهار باشد، کنترل کنید که مقطع  $I_{PE400}$  برای تیر دو آگوست یا خنثی؟



حل:  $L_b = 300 \text{ cm} > L_p = 206$   
نیاز به محاسبه  $M_n$  بر اساس مهارهای جانبی دارد.

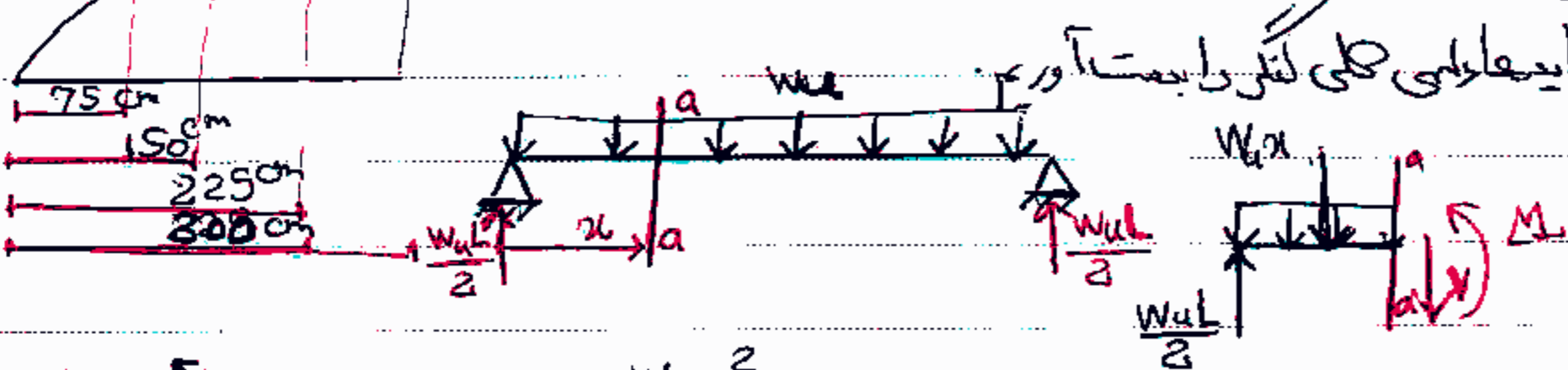
$$* L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 f_y}} \quad h_o = d - t_f = 38.65 \quad 1.35 \dagger$$


$$* r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} \rightarrow r_{ts}^2 = \frac{1318 \times 38.65}{2 \times 1160} = 21.69$$

$$L_r = \pi \times 4.69 \times \sqrt{\frac{E}{0.7 f_y}} = 521 \rightarrow L_p = 206 < L_b = 300 < L_r = 521$$

\* بنابراین  $M_n$  از رابطه زیر محاسبه می شود:  $M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7 f_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)]$

\* محاسبه  $C_b$  سه تیر به دو تکه تقسیم می شود که برای حرکت از دو تکه باید محاسبه جداگانه انجام شود. کم چون دو تکه مشابه اند نیازی به این کار نیست.



$$* \sum M_A \uparrow = 0 \rightarrow -\frac{w_u L a}{2} + \frac{w_u a^2}{2} + M(x) a = 0$$

$$* M(x) = \frac{w_u L a}{2} - \frac{w_u a^2}{2}$$

$$* C_b = \frac{12.5 \times 23.625}{2.5 \times 23.625 + 3 \times 10 + 4 \times 17.72 + 3 \times 22.15}$$

	X	M(x)
$M_A$	0.7	10.23
$M_B$	1.5	17.72
$M_C$	2.25	22.15

از مثال قبل داریم:  $M_p = 31.45 \text{ t.m}$  و  $1 < C_b = 1.3 < 3$

$$M_n = 1.3 \left[ 31.45 \times 10^5 - (31.45 \times 10^5 - (0.7 \times 2400 \times 11600) \left( \frac{300 - 206}{521 - 206} \right) \right] = 36.24$$

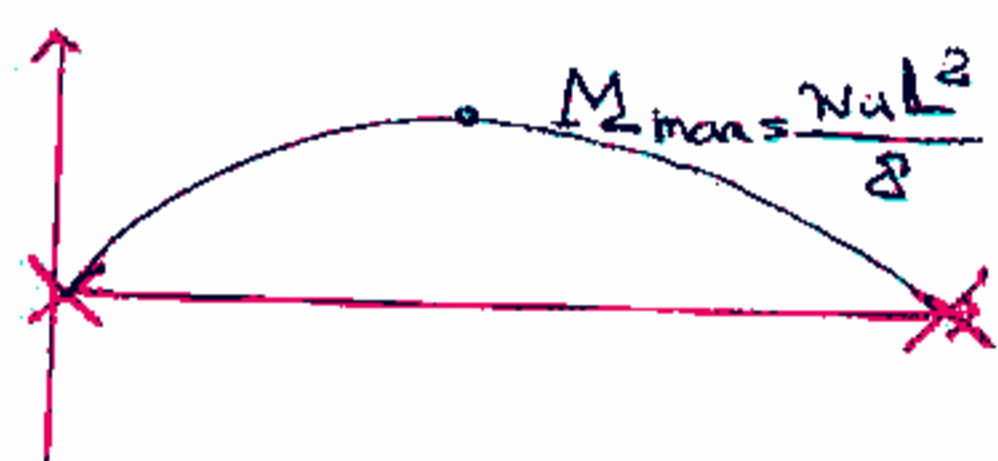
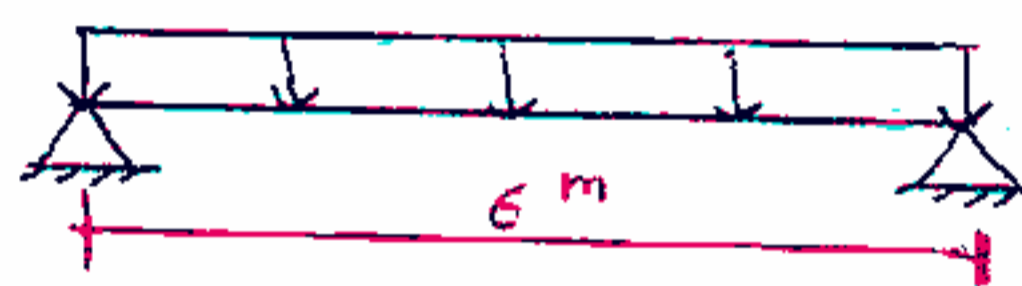
$$M_n = 36.24 < M_p = 31.45 \rightarrow M_n = M_p = 31.45$$

مقدار  $M_n$  با فرض معارجانی از مثال قبل  $M_n = 31.45$

$$M_n = \min(31.45, 31.45) = 31.45$$

$$\phi_b M_n > M_p \rightarrow 0.9 \times 31.45 = 28.3 > 23.625$$

مقطع فولادگوست  $\rightarrow$  مثال قبل را برای حالتی که  $M_n$  معارجانی فقط در ابتدا و انتهای باشد.



$L_b = 600 \text{ cm} > L_p = 206$   
نیاز به محاسبه  $M_n$  بر اساس معیار جانبی داریم -

$$L_r = 521$$

$$L_b > L_r \rightarrow M_n = F_{cr} S_x$$

$$* F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} = \frac{1.15 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{\left( \frac{600}{4.69} \right)^2} = 1434.60$$

$$C_b = 1.15, L_b = 600, r_{ts} = 4.69$$

$$S_x \leq 1160 \rightarrow M_n = 1434.60 \times 1160 = 1664146 \text{ kg.cm}$$

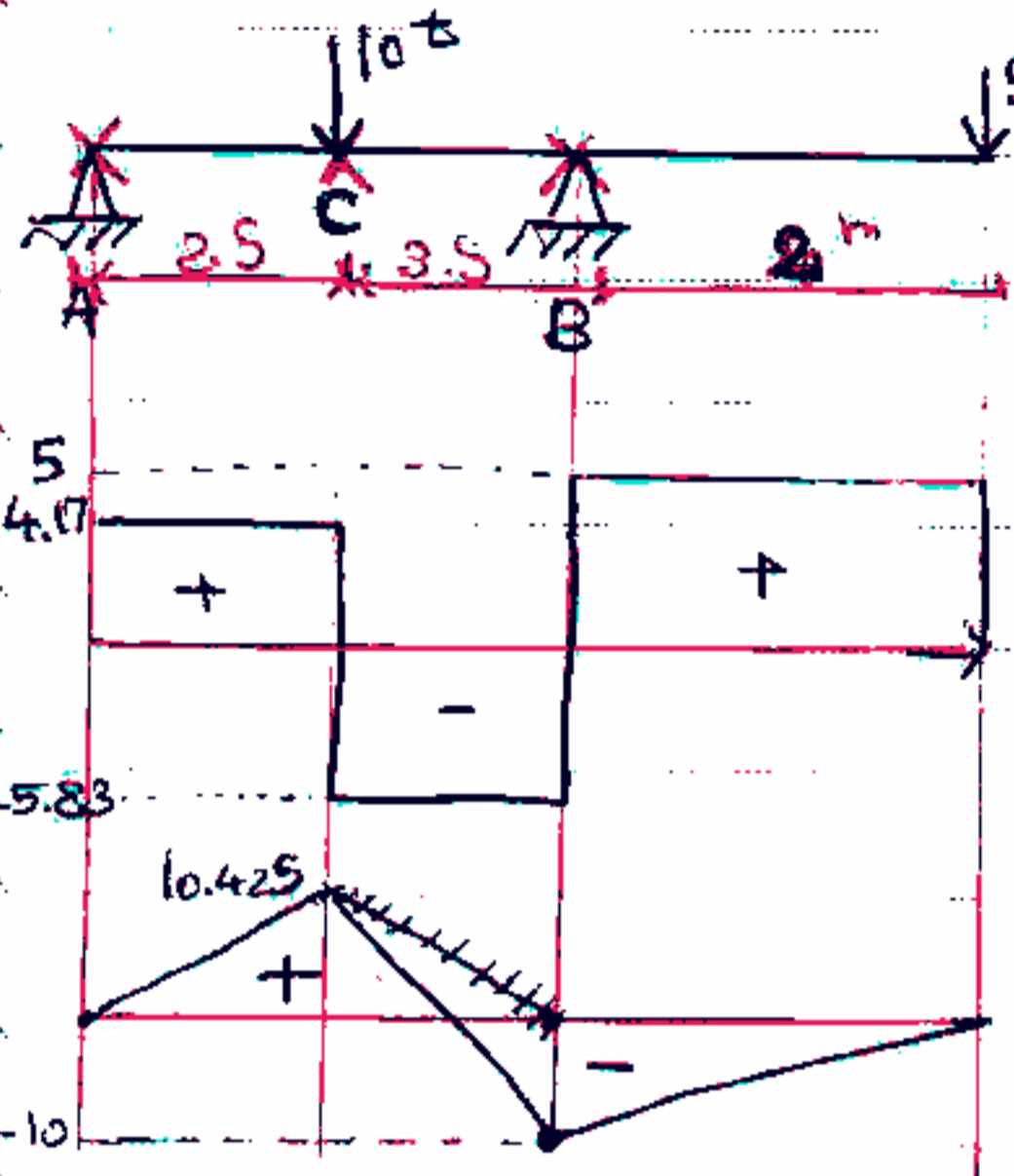
$$\rightarrow M_n = \min(1664146, 31.45 \times 10^5) = 16.64146 \times 10^5 \text{ t.m}$$

$$\rightarrow \phi_b M_n > M_p \rightarrow 0.9 \times 16.64146 \times 10^5 = 14.97731 \times 10^5$$

$$\phi_b M_n = 14.97731 < 23.625 \times 10^5$$

مقطع فولادگوست باید تقریب شود

**مثال:** برای تعیین بارهای وارده شده در شکل زیر، مطلوب است انتخاب مقطع IPE مناسب. بارهای متناوب در آن وارده شده. هر حالت فنی بزرگترین باشد. تیر در محل تکیه گاه در محل بار متمرکز  $10^t$  قرار می‌گیرد.



$$\sum M_A^+ = 0 \quad -10 \times (2.5) + F_B \times 6 - 5 \times 6 \times 3 = 0$$

$$R_B = \frac{40 + 25}{6} = 10.83^t$$

$$\sum Y^+ = 0 \quad A_y - 10 + 10.83 - 5 = 0$$

$$R_A = 4.17$$

\* تیر یا گرام لنگر می‌باشد:

$$\phi_b M_n \geq M_r \quad \phi_b = 0.9 \quad M_r = 10.425 \text{ tm}$$

\* باید یک حدس اولیه برای  $M_n$  داشته باشیم.

$$M_n = M_p = Z \cdot F_y$$

با فرض فنی در مقطع

ابتدائین می‌کنیم تیر در حال فنی خود بررسی می‌داریم. در این حالت با فرض فنی بودن مقطع فواید داریم:

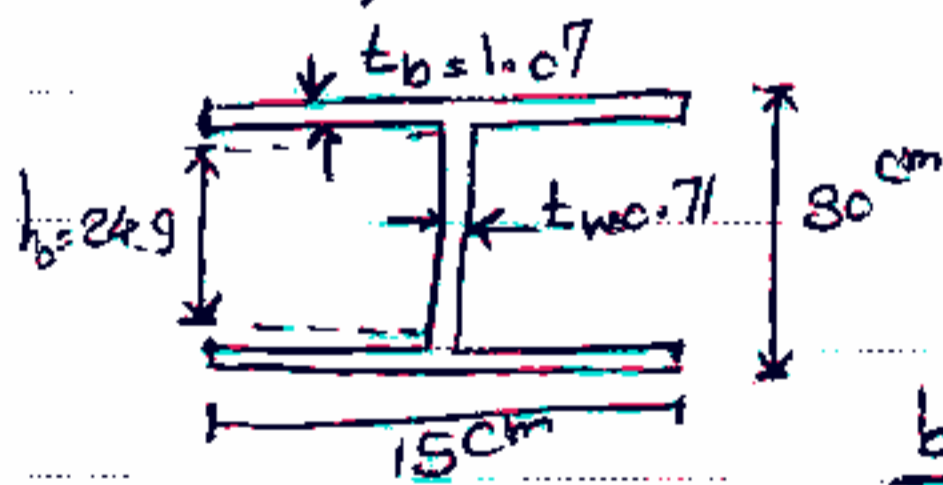
$$M_n = Z \cdot F_y$$

چون تیر در واقع معار می‌تواند، بنابراین مقدار  $M_n$  باید از مقدار بالا کمتر فنی شود، مثلاً برای حدس اولیه می‌توانیم از  $M_n = 0.9 Z \cdot F_y$  استفاده کنیم.

$$M_n = 0.9 Z \cdot F_y$$

$$M_n = (0.9)(Z)(2400) \Rightarrow \phi_b M_n = 0.9 \times 0.9 \times Z \times 2400 \geq 10.425 \times 10^5$$

$$\Rightarrow Z \geq 538 \text{ cm}^3 \quad \text{استاندارد} \rightarrow \text{IPE 300} \quad Z = 628 \quad S_x = 557$$



$$I_x = 8356 \quad I_y = 604 \quad r_y = 3.35$$

کنترل فشردگی مقطع:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{15}{2 \times 1.07} = 7.0 \leq \lambda_p = 0.938 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.2 \quad \checkmark$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{24.9}{0.71} = 35.07 \leq \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111 \quad \checkmark$$

## \* کنترل کفایت مهار چابنی در بال فشاری :

نکته : قطعات طره ، اگر در انتها مهار نداشته باشند طول مهار نشده را باید 2 برابر محاسبه کرد پس اینبار برای قطعه ی BD باید طول مهار شده را  $\frac{4m}{2}$  در نظر بگیریم.

$$* L_b = \max(2.5, 3.5, 4) = 4$$

$$* L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = (1.76)(3.35) \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{240}} = 174.4$$

مهار چابنی گمانی تأمین شده است ، میان کنترل گشت و پیچشی جانی است پس  $L_b > L_p$  در این حالت  $M_n$  باید در دو حالت محاسبه شود (بازین وجود مهار سرتاسری و عدم وجود مهار) و  $\phi$  این مقدار در نظر گرفته شود

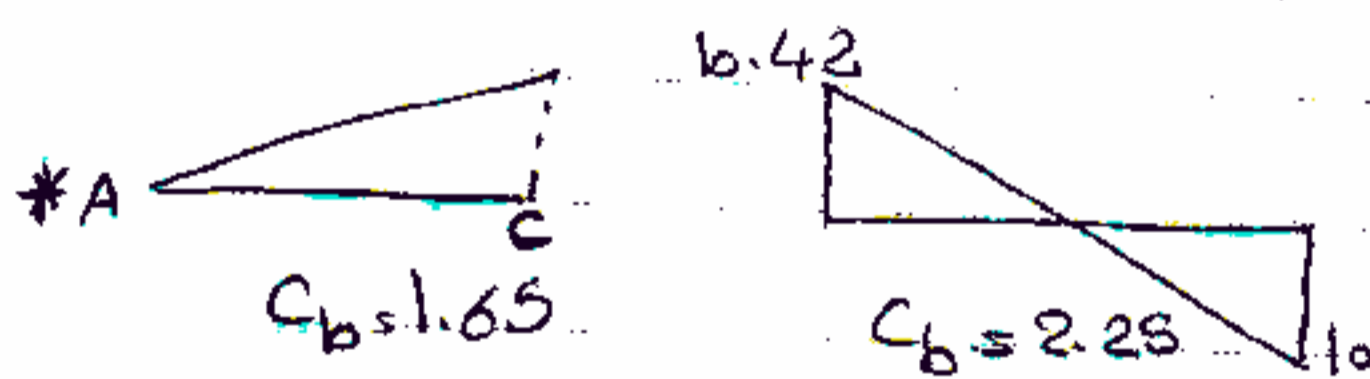
$$* \text{حالت اول :} \quad M_n = M_p = Z_x F_y = 628 \times 2400 = 15.07 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

\* حالت دوم :

1. محاسبی  $C_b$

بر اساس موقعیت مهار چابنی ، در تکیه AC و CB و BD تقیم شود ، مقادیر ضعیف و همچنین مقدار  $C_b$  برای هر یک از این 3 تکیه جداگانه باید محاسبه شود.

نکته : اگر تکیه CB مهار داشت ، ضرایب AC ،  $C_b$  برابر 1.65 می شد . به عنوان تکیه ی  $C_b$  قطعه ی CB صورتی محاسبه شود با مقدار فوق بنامه شود.



نکته : طره با انتهای مهار شده  $C_b = 1$

$$* L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}} = \pi (3.96) \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{0.7 \times 2400}} = 440$$

$$* r_{ts} = \frac{I_y h_o}{2 S_x} = \frac{604 \times 28.98}{2 \times 557} = 15.68$$

Subject

Date

AC:

\* محاسبه  $M_n$  بر روی هر قطعه جدا جدا باید انجام شود:

$$* L_p = 174.4 < L_b = 250 < L_r = 440$$

$$* M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

$$* M_n = 1.65 \left[ 15.07 \times 10^5 - (15.07 \times 10^5 - 0.7 \times 2400 \times 557) \left( \frac{250 - 174.4}{440 - 174.4} \right) \right] = 22.18 \times 10^5$$

$$* M_n < M_p \rightarrow 22.18 \times 10^5 / 15.07 \times 10^5 \rightarrow M_n = 15.07 \times 10^5$$

CB:

$$L_p = 174.4 < L_b = 350 < L_r = 440$$

$$M_n = 2.25 \left[ 15.07 \times 10^5 - (15.07 \times 10^5 - 0.7 \times 2400 \times 557) \left( \frac{350 - 174.4}{440 - 174.4} \right) \right]$$

$$M_n = 25.41 \times 10^5 < M_p = 15.07 \times 10^5 \rightarrow M_n = 15.07 \times 10^5$$

BD:

$$L_p = 174.4 < L_b = 400 < L_r = 440$$

$$M_n = 1 \left[ 15.07 \times 10^5 - (15.07 \times 10^5 - 0.7 \times 2400 \times 557) \left( \frac{400 - 174.4}{440 - 174.4} \right) \right]$$

$$M_n = 10.22 \times 10^5 < 15.07 \times 10^5 \rightarrow M_n = 10.22 \times 10^5$$

\* کنترل گسترده مقاطع مختلف نیست:

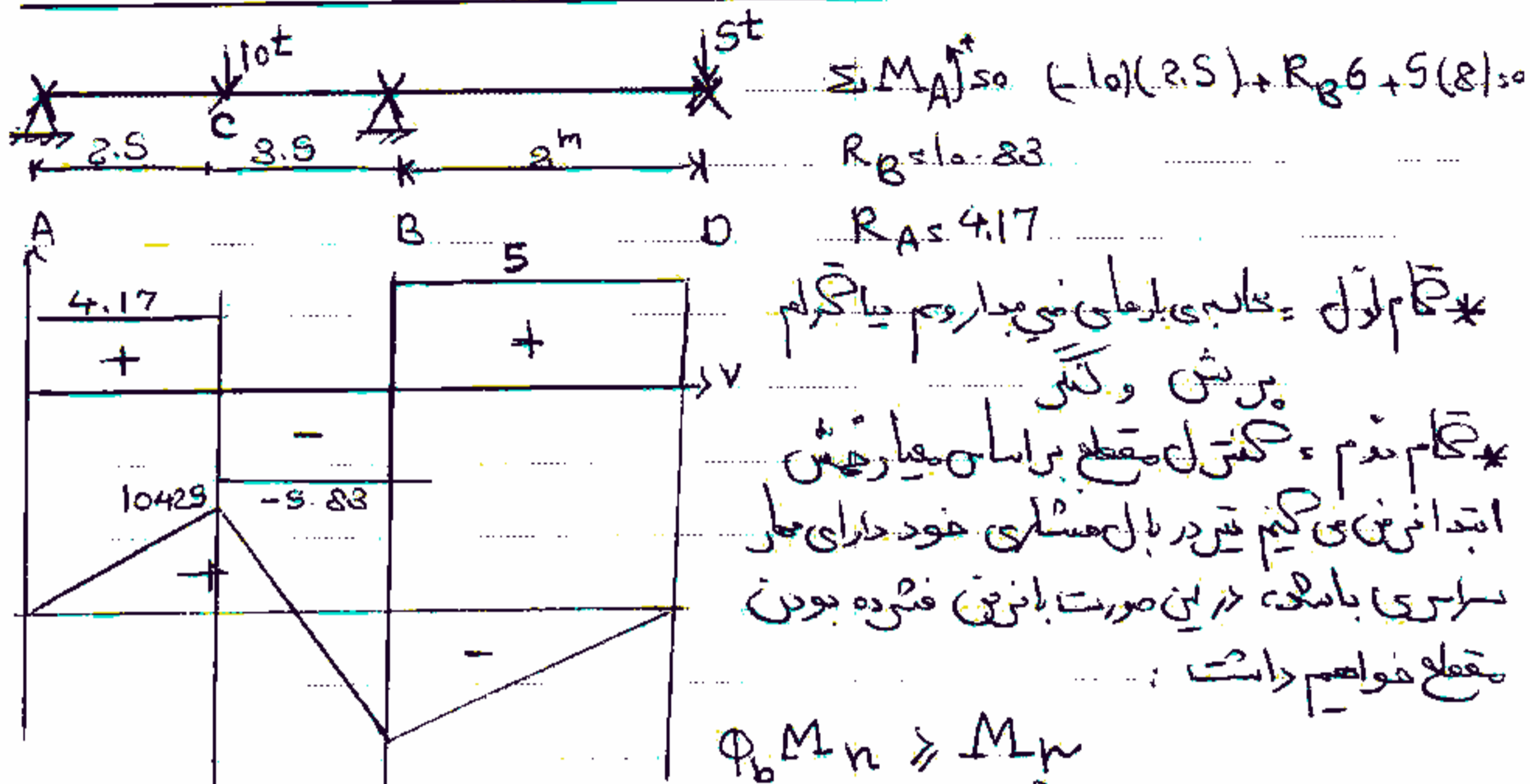
نکته: در حرکت  $M_n$  و  $M_{min}$  خود را بدست آورده برای همان تکه است و  $M_{max}$  نیز همان تکه در همان تکه می باشد.

$$AC: M_n = \min(15.07 \times 10^5, 15.07 \times 10^5) = 15.07 \times 10^5$$

$$M_p = 10.42 \times 10^5 \rightarrow \phi_b M_n = 0.9 \times 15.07 \times 10^5 = 1356300 > 10.42 \times 10^5 \checkmark$$



Subject  
Date



چون منی در واقع محل منبری ندارد، با منی مقدار  $M_n$  باید از مقدار بالایی کم کنیم، یک مقدار  
 اقل منی  $M_n$  خواهم داشت:  $0.9 M_n$

$$M_n = 0.9 Z_x F_y$$

$$0.9 M_n = 0.9 \times 0.9 \times Z_x \times 2400 \geq 10.42 \times 10^5$$

$$\Rightarrow Z_x \geq 536 \text{ cm}^3 \Rightarrow I_p \geq 300 \quad \left\{ \begin{array}{l} Z_x = 628 \\ I_x = 8256 \\ I_y = 604 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} S_x = 557 \\ r_y = 3.25 \end{array} \right.$$

حال باید مقطع را از لحاظ منی بررسی کنیم:

$$\Rightarrow \frac{b_f}{2t_f} = \frac{15}{2 \times 10.7} = 0.7 \leq \lambda_p = 0.28 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.2 \quad \checkmark$$

$$\Rightarrow \frac{h}{t_w} = \frac{24.9}{0.711} = 35.07 \leq \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111 \quad \checkmark$$

\* کنترل کفایت عیار منی در بال منبری

$$L_b = \max(0, 2) = 6 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 (3.25) \left( \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) = 174.4$$

عیار منی به اندازه کافی تأمین شده و باید کنترل منی منی باشد

OK



Subject

Date

BD:

$$L_p = 174.4 < L_b = 200 < L_r = 440$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

$$M_n = 1.65 \left[ 15.07 \times 10^5 - (15.07 \times 10^5 - 0.7 \times 2400 \times 557) \left( \frac{200 - 174.4}{440 - 174.4} \right) \right]$$

$$M_n = 23.79 \times 10^5 < 15.07 \times 10^5 \rightarrow M_n = 15.07 \times 10^5$$

\* کنترل گزیده مقاطع مختلف

$$A/E: M_n = \min(8.338 \times 10^5, 15.07 \times 10^5) = 8.33 \times 10^5$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 8.338 \times 10^5 = 7.50 \times 10^5 > 10.42$$

له مقطع موجود است.

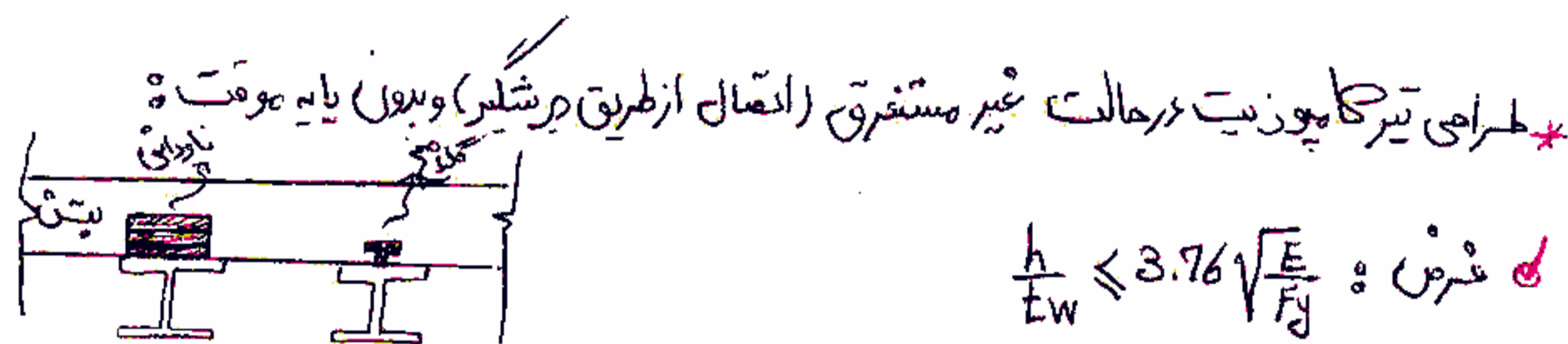
$$BD: M_n = \min(15.07 \times 10^5, 15.07 \times 10^5) = 15.07 \times 10^5$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 15.07 \times 10^5 = 13.5 \times 10^5 > 10.425 \times 10^5$$

## \* فصل چهارم \*

### \* طراحی تیرهای کامپوزیت \*

- \* انواع تیرهای کامپوزیت:
  - تیر مستغرق در دال بتنی
  - اتصال تیر به دال با استفاده از پرشگیر
- \* انواع تیرهای کامپوزیت:
  - با پایه موقت در صحن اجرا
  - از نظر نحوه اجرای پایه موقت در صحن اجرا
- \* پرشگیرها:
  - گل میخ
  - ناودان



$$h \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w}$$

\* مراحل طراحی تیرهای کامپوزیت (مشترک شده):

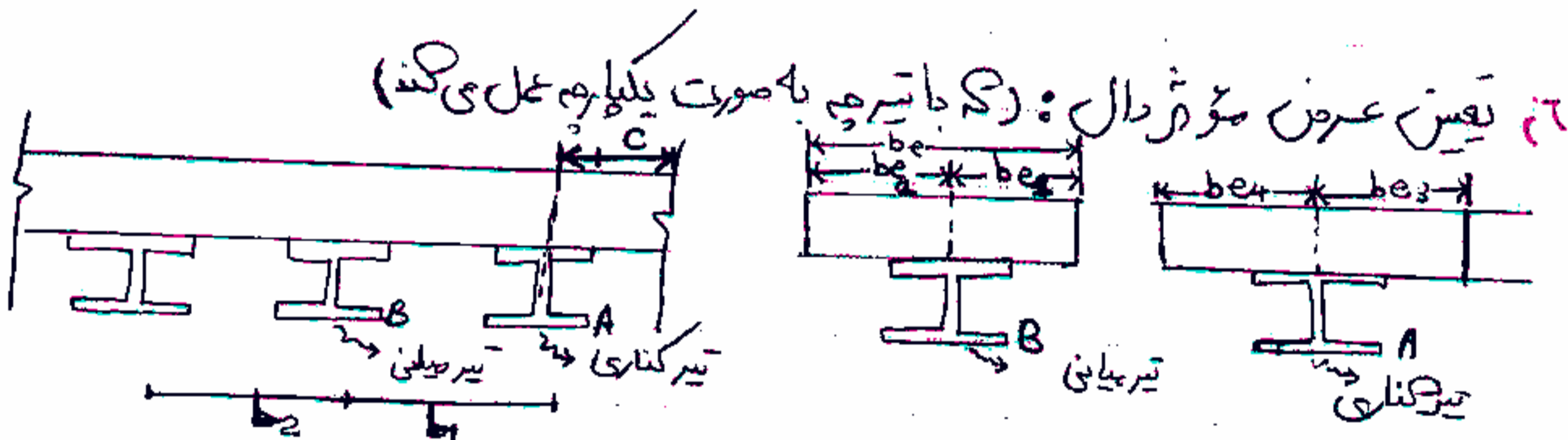
۱. عرض اولیه برای ضخامت دال بتنی  $t_c \geq 8 \text{ cm}$  توصیه می‌شود  $t_c \leq 10 \text{ cm}$

۲. بارگذاری مرده و زنده روی تیر:
- تکلیف مهم:** در این جا بارگذاری بار مرده دو گروه است. بار مرده گروه ۱: شامل بارهایی است که قبلاً رسیدن بتن به مقاومت اولیه به سازه اعمال می‌شود مثل (وزن تیر، وزن دال بتنی) و بار مرده گروه ۲: شامل بارهای مرده ای که بعد از رسیدن بتن به مقاومت اولیه سازه اعمال می‌شود (مثل: وزن سقف سازی و دیوارها) در هر دو بارگذاری در حالت ضربی باید باشد.

۳. جیس مقطع اولیه برای تیر؛  
برای این منظور باید برای کمتر اسمی مقاوم تیر یک جیس اولیه داشته باشیم، اگر مقطع فشرده باشد و عضو تحت فشار مثبت باشد با فرض مهار جانی کامل برای بال فشاری به دلیل عملکرد کامپوزیت می توان در فرض اولیه نسبت به حالت غیر کامپوزیت حدود 30 درصد گنجی مقاوم را بالاتر فرض کرد.  
نکته: برای کمتر مثبت، بال فشاری به دلیل اتصال به دال بتنی همیشه مهار شده است.

۴. چون در مین ساخت از پایه بوقت استفاده نشده است، تیر به تنهایی باید بتواند بارهای مرده ۱ و ۲ و درصدی از بارهای زنده را به تنهایی بدون عملکرد مرکب تحمل کند.  
درصد از بارهای زنده که معمولاً اعمال می شود، عموماً 20 درصد می باشد.

۵. کنترل تیر برای برش؛  
فرض می شود تمام برش به تیر فولادی می رسد و از مقاومت بتن در تحمل برش صرف نظر می شود. کنترل برش مشابه تیرهای عادی است.



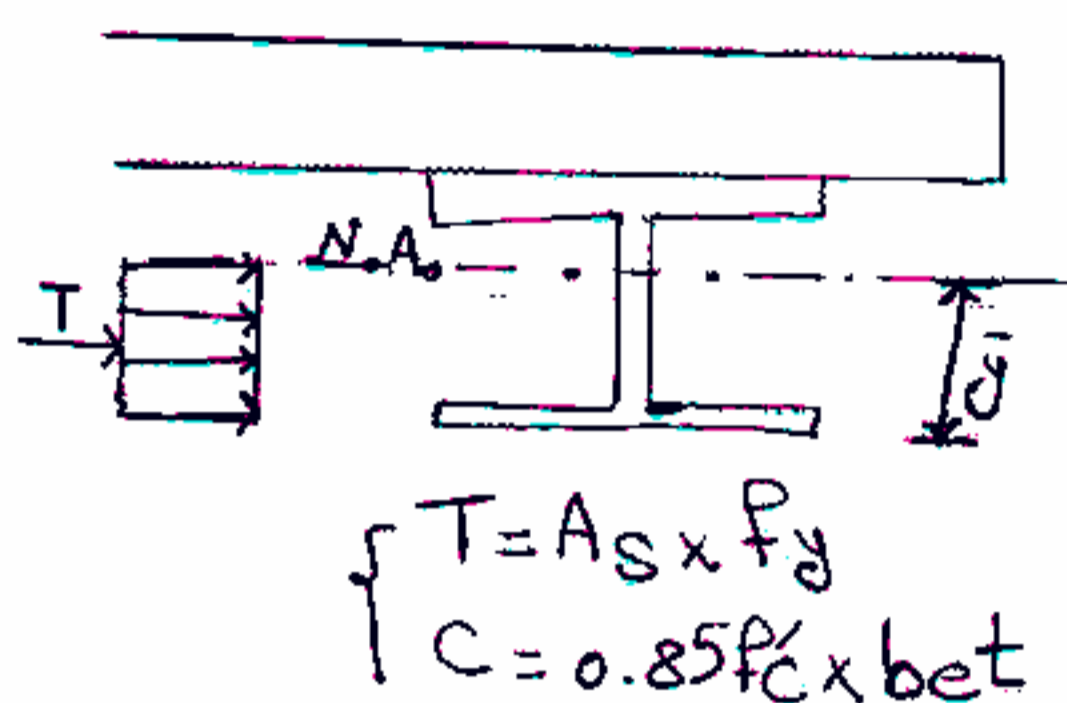
- I. دهانه ی محور تا محور تیر  $(\frac{L}{8})$
- II. فاصله ی مرکز تیر تا مرکز تیر مجاور  $(\frac{L_1}{2})$  یا  $(\frac{L_2}{2})$
- III. در مورد تیرهای کناری فاصله ی محور تیر تا لبه ی خارجی دال C

\* عرض مؤثر از AX تیر، از دو بیت و پورا است تیر،  $\min$  مقادیر بالا است.

$$be_1 = \min(\frac{L}{8}, \frac{L_1}{2}) \quad be_3 = \min(\frac{L}{8}, C) \quad be = be_1 + be_3$$

$$be_2 = \min(\frac{L}{8}, \frac{L_2}{2}) \quad be_4 = \min(\frac{L}{8}, \frac{L_1}{2}) \quad be = be_3 + be_4$$

۷ محاسبه موقعیت محور خنثی :  
برای این منظور از روش پلاستیک استفاده می شود. به این گونه که فرض می شود تمام قسمت های فولاد تحت تنش یکپواخت  $F_y$  و تمام بتن در بخش فشاری خود تحت تنش یکپواخت  $0.85 F_c$  می باشد. موقعیت تار خنثی باید به گونه ای تعیین شود که نیروهای فشار و کشی با هم خنثی شوند.



۸ باید به گونه ای انتخاب شود که نیروهای فشاری و کشی با هم خنثی شوند.  
برای تعیین  $e_t$  به شکل زیر عمل می کنیم :  
ابتدا تعیین می کنیم که محور خنثی داخل فولاد است یا بتن  
با فرض اینکه محور خنثی در مرز دو مقطع باشد داریم :

- اگر  $T > C$  محور خنثی داخل فولاد است
- اگر  $T < C$  محور خنثی داخل بتن است
- اگر  $T = C$  محور خنثی در مرز دو مقطع است

\* اگر محور خنثی داخل فولاد باشد، محور خنثی را با روابط ریاضی به گونه ای محاسبه می کنیم که  $T = C$  و اگر داخل بتن باشد مقدار  $T$  همان مقدار  $T$  مرحله ی قبل است اما تار خنثی را در بتن آنقدر بالا می بریم که  $C$  به مقدار  $T$  برسد، در این حالت فقط ضخامت قسمت فشاری را در نظر می گیریم (از نیروی کشی در سطح بتن صرف نظر می کنیم)

۹ محاسبه گشتاور مقاوم اسمی مقطع :  
برای این منظور در دیگراهم آزاد تنش مقطع در عرصه تنش ها را به نیروی قهر که تبدیل می کنیم و سپس گشتاور ناشی از نیروهای قهر را نسبت به محور خنثی محاسبه می کنیم، مجموع این گشتاورها برابر  $M_n$  خواهد بود. در عمده موارد  $S$  نیروی قهر که داریم. رابطه ی  $M_n \leq \phi_b M_n$  را چک می کنیم. اگر جوابگو نبود باید مقطع را دوباره طراحی کنیم.

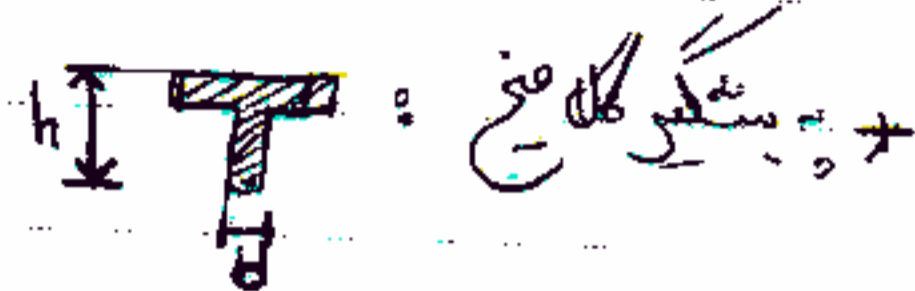
۱. طراحی پرشگیرها:  
پرشگیرها عمدتاً از جنس فولاد ساخته می‌شوند. پرشگیر باید به حدی انتخاب و ابعاد شود که در طول عمر  
عمر درستی و دال بتی را تضمین کند. در صورتی که پرشگیرها باید محدودیت‌های زیر را مراعات شود.

$t_c$  = ضخامت دال

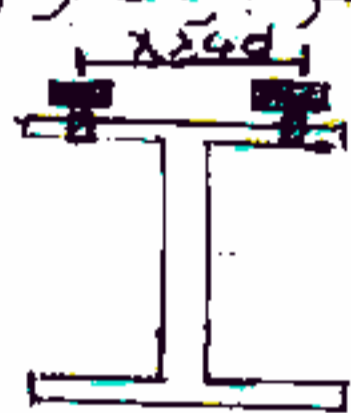
$$h \geq 4d$$

$$h \leq t_c - 2.5 \text{ cm}$$

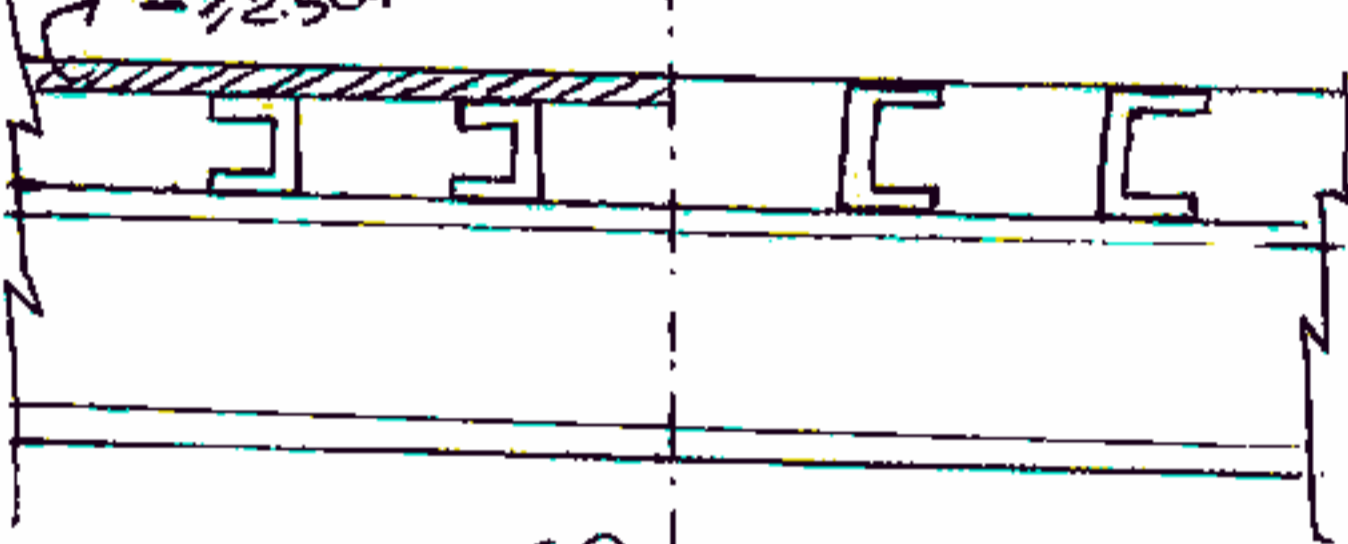
$$d \leq 2.5 t_f$$



فصلی که پرشگیرها در طول عمر باید حداقل که برای قطر باشد  $(\geq 8d)$  و حداقل باید ۸ و این  
ضخامت دال بتی باشد.  $(\geq 8t_c)$   
در اکثر پروژه‌ها بر روی تیر بتی قرار یک ردیف فولاد می‌گذاشته‌اند، فاصله عرض  
آن‌ها حداقل باید  $4d$  باشد.



پوشش بتی درای



\* پرشگیر ناودانی:



که پرشگیرها باید بین نقطه‌ای که در محاسبه و نقطه‌ای که در محاسبه به صورت کلی‌تاً به تعدادی تأمین شوند  
که بتوانند نیروی برشی زیر را تأمین کنند.  
که با فرض فشار مثبت:

$$V_n = \min(0.85 F_c' \cdot A_c, f_y \cdot A_s)$$

$$A_c = t_c \times b_e$$

$$A_s = \text{مساحت مقطع فولاد}$$

$$V_n = \text{نیروی برشی موجود بین نقطه‌ای که در محاسبه و نقطه‌ای که در محاسبه}$$

\* نیروی برشی قبل از تحمل تمام بارهای از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$\phi_n = 0.5 A_s c \sqrt{F_c' E_c} \leq A_s c F_u$$

$$A_s c = \frac{A_s^2}{4} \quad \text{مساحت مقطع فولاد} \quad E_c \approx 15000 \sqrt{F_c'} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_u = \text{تنش نهایی کششی فولاد} \quad \phi_n =$$

\* ناودانی:  $Q_n = 0.3(t_f + t_w) L_c \sqrt{F_c E_c}$

✓  $t_f$  = ضخامت بال ناودانی      ✓  $L_c$  = عرض ناودانی

✓  $t_w$  = ضخامت جان ناودانی

\* تعداد پرشگیرها بین نقطه‌ی لنگر جداکننده لنگر منفی از رابطی زیر بدست می‌آید.

$n = \frac{V_n}{Q_n}$

✓ برای تیر دوسرهمصل با بار گسترده یکنواخت، که لنگر  $max$  وسط تیر است

تعداد پرشگیر در کل تیر  $2n$  می‌باشد.

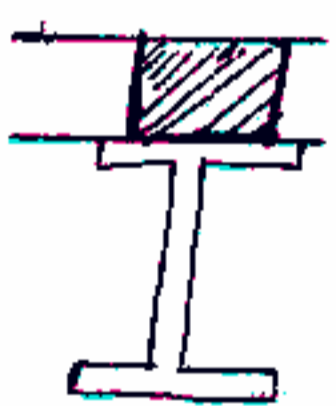
### ۱. کنترل خم در تیر

مشابه تیرهای عادی است، یعنی  $\delta$  (انحراف) خم ناشی از بار مرده گروه ۱ و بار مرده گروه ۲ و زنده باید به معرفت جداگانه محاسبه شود. در محاسبه‌ی خم ناشی از بار مرده گروه ۱ با فرض عدم وجود پایه‌ی موقت در زیر تیرها، قبل از رسیدن بتن به مقاومت اولیه، باید تسلا همان اثری  $I$  تیر فولادی محاسبه شود.

در محاسبه‌ی خم ناشی از بار مرده گروه ۲ و بار زنده باید ضخیمات مقطع مرکب لحاظ شود. در این حالت باید دال بتنی در عرض موزن خود، به مقطع معادل فولادی تبدیل شود.

\*  $n = \frac{E_s}{E_c}$  ضریب تبدیل دال بتنی به فولادی

✓  $E_s = 2.1 \times 10^5$       ✓  $E_c = 15100 \sqrt{F_c}$



✓ به دلیل وجود خزش در بتن، ناشی از بارهای دائمی در محاسبه‌ی خم ناشی از بارهای

مرده گروه ۲، بنابر توصیه مطابق رابطی بالا ضریب تبدیل را به جای  $n$

$2n$  در نظر می‌گیریم. برای بارهای مرده گروه ۲  $be = \frac{be}{2n}$  و برای بارهای زنده  $be/n$

✓ تار فنی مقطع را در حرکت از دو حالت بالا برای بارهای مرده گروه ۲ و بارهای زنده از رابطی ذیل محاسبه می‌کنیم. سپس بر اساس حرکت از دو حالت خود، همان اثری مقطع مرکب

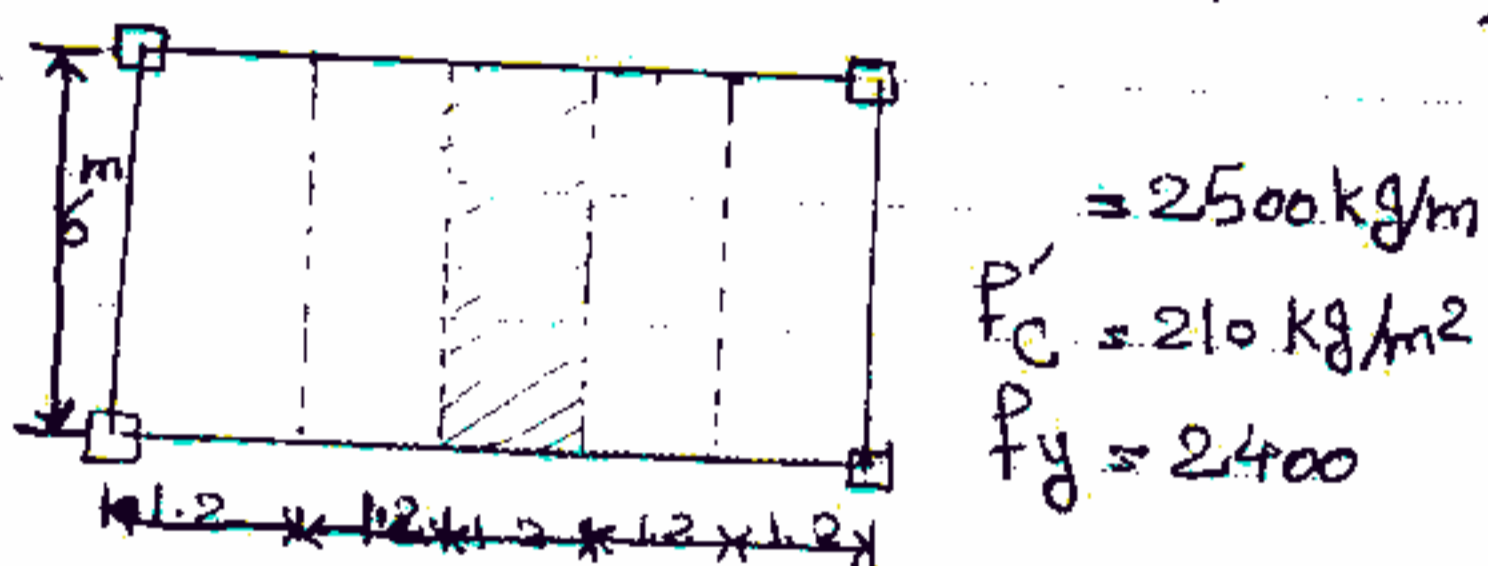
✓  $\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$

✓  $I_{xx} = \sum (I_i + A_i d_i^2)$  محاسبه اینرسی مقطع مرکب

نکته: تار فنی این حالت، با تار فنی پلاستیک برابر نیست.

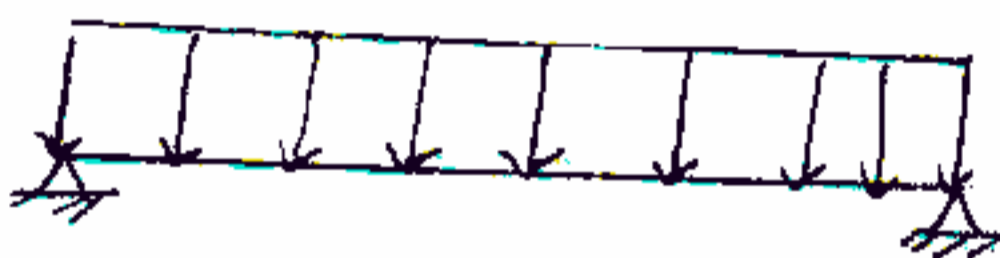
۱۱) کنترل ارتعاش :  
مشابه مقاطع عادی می باشد و بر اساس مکان انرژی مقطع مرکب با ضریب تبدیل با انعام می شود و مجموع بار مرده تکرره یک و دو باید در محاسبه  $P_0$  وارد شود.

مثال : در همان شکل زیر بار زنده  $200 \text{ kg/m}^2$  بار مرده ناشی از کف سازی و سقف بندی و سوار در مشابیه ( بار مرده تکرره ۲) برابر  $250 \text{ kg/m}^2$  می باشد. مطلوب است طراحی یکپای از تیرهای میانی، تیرها در وسط صغفل می باشد.



۱) تعیین ضخامت دال :  
۲) بارگذاری تیرها :

\* عرض بارگیر از هر طرف نصف فاصله تا تیر مجاور یعنی  $60 \text{ cm}$  می باشد پس عرض بارگیر در طول  $1.2 \text{ m}$  است.  
نکته : اگر تیر مورد بررسی تیر کناری بود عرض بارگیر  $60 \text{ cm}$  می شد.  
چون عرض بارگیر در طول تیر ریزی یکسان است و وزن سقف نیز یکسان است بنابراین بار گسترده تیر نیز به صورت یکسانیت می باشد.  
← وزن تیر  $20 \text{ kg/m}$  مدیس زده می شود.



$$W_{D1} = 0.1 \times 2.1 \times 2500 + 20 = 320 \text{ kg/m} \quad \text{بار مرده تکرره 1}$$

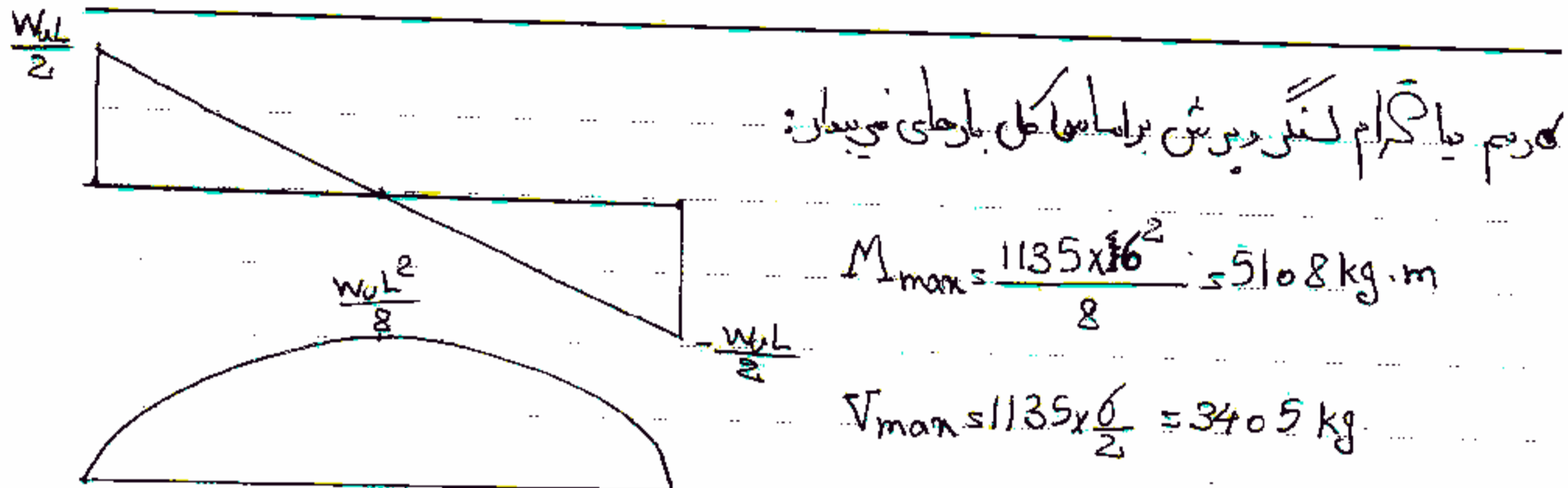
$$W_{D2} = 250 \times 1.2 = 300 \text{ kg/m} \quad \text{بار مرده تکرره 2}$$

$$W_L = 200 \times 1.2 = 240 \text{ kg/m} \quad \text{بار زنده}$$

$$\text{سه بارگذاری (ترکیب بارها) : } 1.4 D \rightarrow 1.4(320 + 300) = 868 \text{ kg/m} \quad 1) 1.4 D$$

$$2) 1.25 D + 1.5 L \rightarrow 1.25(300 + 320) + 1.5 \times 240 = 1135 \text{ kg/m}$$

حالت دوم بحرانی تر است



۳) انتخاب مقطع تیر بر اساس معیار خمش:

در اینجا با مقطع را خازیم، در نتیجه نمی‌توانیم  $M_n$  را محاسبه کنیم، بنابراین  $M_n$  باید حدس زده شود. چون در مقطع کامپوزیت بال بالامت خمش مثبت فشاری است و مهار جانبی سرامی دارد، با فرض استفاده از مقطع نورد شده، تیر را فشرده می‌توان فرض کرد و همچنین با توجه به عکس در کامپوزیت که مقاومت تیر را افزایش می‌دهد، باید  $M_n$  را مقدار بزرگتری نسبت به  $M_p$  فرض کنیم، مثلاً برای اینجا آن را  $1.3 M_p$  حدس می‌زنیم.

$$\rightarrow M_n = 1.3 M_p = 1.3 Z_x f_y \quad \text{و} \quad \phi_b M_n \geq M_u, \quad M_u = 510800 \text{ kg.cm}$$

$$0.9 \times 1.3 \times Z_x \times 2400 \geq 510800 \rightarrow Z_x \geq 182 \text{ cm} \quad \text{انتخاب} \rightarrow I_x = 1948$$

$$\text{انتخاب} \rightarrow Z_x \geq 182 \rightarrow Z = 220, \quad I_{PE200}$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 20 \text{ cm} \\ b_f = 10 \text{ cm} \\ t_f = 0.85 \text{ cm} \\ t_w = 0.56 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

۴) بدون مقطع نورد شده می‌باشد، نیازی به کنترل خمشی رنگی مقطع نمی‌باشد.

۴) کنترل برش در تیر: برای مقطع  $I_{PE}$  نورد شده اگر  $\frac{h}{t_w} \leq 28 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 66.96$

$$\phi_v V_n \geq V_r, \quad \phi_v = 1, \quad V_n = 0.6 F_y A_w C_v, \quad C_v = 1$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 0.6 \times 2400 \times 20 \times 0.56 \times 1 = 16128 \geq 3405$$

۵) تعیین عرض مؤثر حال:

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{600}{8}, \frac{120}{2}\right) = 60$$

$$b_e = 60 + 60 = 120 \text{ cm}$$

✓ کنترل مقطع فولادی تیرهای بار مرده گزیده یک با توجه به عدم استفاده از پایه موقت:  
فرض کنید علاوه بر بار مرده گزیده یک، معمر مد بار زنده نیز اعمال شود.

$$M_r = \left[ (1.25 W_D + 1.5 (0.2 W_L)) \right] \times \frac{L^2}{8}$$

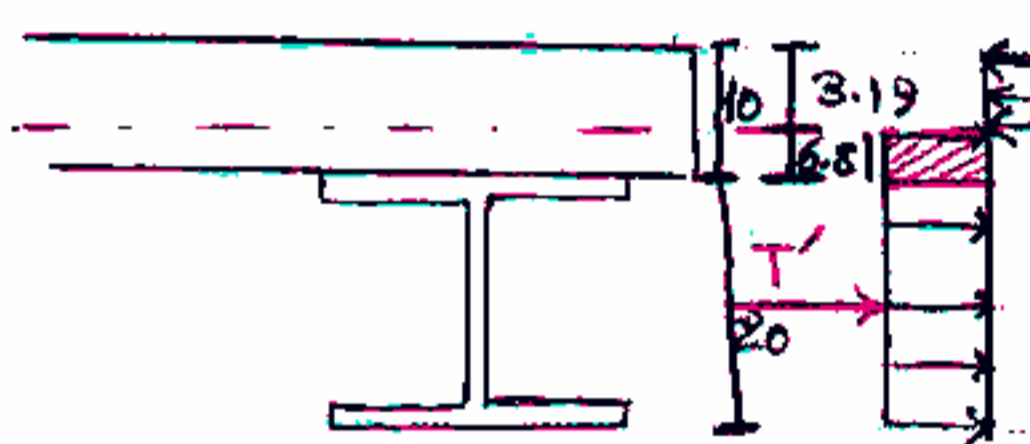
$$M_r = \left[ 1.25 \times 320 + 0.2 \times 240 \times 1.5 \right] \times \frac{6^2}{8} = 2124 \text{ kg.m}$$

$$\phi_b M_n \geq M_r$$

✓ در اینجا  $M_n$  باید بر اساس تیر فولادی مناسب شود. با توجه به فشردگی مقطع و با فرض مهار جانبی در بال فشاری مقطع می توان  $M_n$  را برای  $M_p$  فرض کرد.

$$\phi_b M_n \geq M_r$$

$$M_n = M_p \Rightarrow 0.9 \times 220 \times 2400 = 475200 \gg 212400 \text{ kg.cm}$$



✓ محاسبه موقعیت محور خنثی پلاستیک

$$C = 0.85 F'_c x b_e x t_c = 0.85 \times 210 \times 120 \times 10 = 214200$$

$$T = F_y \times A_s = 28.5 \times 2400 = 68400$$

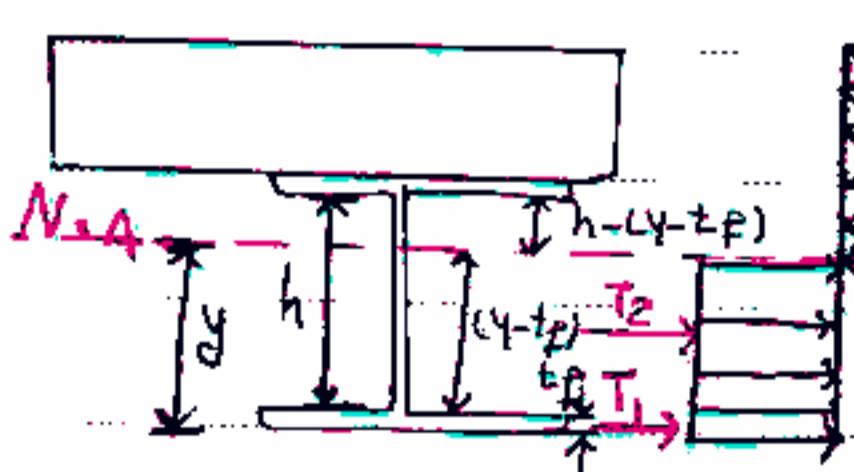
$T < C$  پس محور خنثی داخل بتن است.

$$\sum F_x = 0 \rightarrow T' = C' \Rightarrow T' = A_s F_y = 28.5 \times 2400 = 68400 \quad (I)$$

$$C' = 0.85 F'_c b_e x = 0.85 \times 210 \times 120 \times y \quad (II)$$

$$I, II \rightarrow 68400 = 0.85 \times 210 \times 120 \times y \rightarrow y = 3.19 \text{ cm}$$

✓ از تنش کششی در بتن ها و در خورده (منطقه) حذف می کنیم.



نکته: ✓ تیر محور خنثی داخل جان قرار می گرفت. به شرح زیر عملی کردیم:

تیر I شکل به 4 تکه تقسیم می شود. دو بال و دو جان و نیروی

معادل حرکت محاسبه می شد. با فرض آن که محور خنثی در جان است

نیروی معادل دو بال معلومی و معلوم اطراف تکه ای جان به

مورد استوار ابقری خواهد بود. با نوشتن معادله تعادل  $\sum F_x = 0$  موقعیت تیر خنثی بدست می آید.

$$\begin{aligned} T_1 &= C_2 \quad \text{نیروی موجود در دیال} \\ C_1 &= 0.85 F_c' \times b \times t_c \quad \text{نیروی مسلای در دیال} \\ T_2 &= F_y \times t_w (y - t_f) \\ C_3 &= F_y \times t_w (h - y + t_f) \end{aligned}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow T_1 + T_2 - C_1 - C_2 - C_3 = 0 \rightarrow y =$$

۸) محاسبه ی لنگر معلوم مقطع :

برای این منظور، در دیاگرام آزاد مقطع بت، محور خنثی و الاستیک مجموع لنگرها را بدست می آوریم:

$$M_n = 68400 [(10 + 6.81) + (\frac{3.19}{2})] = 12.59 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_p$$

$$0.9 \times (12.59 \times 10^5) = 11.33 \times 10^5 > 5.108 \times 10^5$$

پس مقطع جوابگو است اما امتحانی نیست.

۹) برای پرشگیرها و پرشگیرهای می توانند از نوع گل میخ یا ناردانی باشند. در ابتدای فرض می کنیم از نوع گل میخ باشند. فرض می کنیم که گل میخ ها از فولاد STC 37 باشند.  $(F_u = 3700)$  قطر گل میخ ها را  $16 \text{ mm}$  و طول آن ها را  $65 \text{ mm}$  فرض می کنیم.

نکته: طول گل میخ حداقل باید 4 برابر قطر آن باشد. ضمن آنکه طول آن باید به گونه ای باشد که حداقل  $25 \text{ mm}$  پوشش بتن روی آن تأمین شود. قطر گل میخ نباید از 2.5 برابر ضخامت

$$16 \times 4 < 65 \quad (1) \quad \checkmark$$

$$16 < 2.5 \times 2.5 \quad (2) \quad \checkmark$$

$$16 < (2.5)(0.85) \quad (3) \quad \checkmark$$

$$100 - 64 = 36 > 25 \quad (2) \quad \checkmark$$

$$Q = 0.5 A_{sc} \sqrt{F_c' E_c} \leq A_{sc} F_u$$

$$Q = 0.5 \times 2.14 \times \sqrt{210 \times 2.19 \times 10^5} = 9173 \text{ kg}$$

\* محاسبه ی مقاومت یکا بر یکس (گل میخ)

$$A_{sc} = \pi \times (1.65)^2 = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 15100 \sqrt{F_c'} = 15100 \sqrt{210} = 2.19 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

\* محاسبه ی نیروی برشی کم باید بین نقطه ی کمتر Max و نقطه ی کمتر و بین حال و بال بالایی تر منتقل شود.

$$V_n \leq \min(f_y A_s, 0.85 f_c A_c) \quad , A_s = 28.5$$

$$V_n \leq \min(2400 \times 28.5, 0.85 \times 210 \times 120 \times 10) \quad , A_c = b \times t = 120 \times 10$$

$$V_n \leq \min(68400, 214200) = 68400$$

\* محاسبه ی تعداد برشگرها بین نقطه ی کمتر Max و نقطه ی کمتر ( ) :

$$h = \frac{V_n}{Q_n} = \frac{68400}{7173} = 9.5 \approx 10$$

چون موقعیت کمتر Max در وسط تیر و کمتر در انتها است. این تعداد

برای نصف تیر است. برای کل تیر تعداد برشگرها 2 برابر می شود.

$$h = 2 \times 10 = 20$$

\* محاسبه ی عوامل شکل میخ ها :  $\alpha = \frac{600}{20} = 30 \text{ cm}$   $\rightarrow$  حاصلی بن موکل میخ

و مقدار فوق (30) باید از 6 برابر قطر گل میخ بیشتر و از 8 برابر ضخامت بال بزرگتر

$$30 < 8 \times 10 = 80 \quad 30 < 6 \times 10.6 = 63.6$$

اگر حاصلی فوق از حداکثر بیشتر باشد آن را به حداکثر همان کاهش می دهیم و اگر از حداقل

کمتر باشد دیگر گل میخ ها در یک ردیف جایگزین نیستند. در این حالت گل میخ ها را در چند

ردیف می چینیم (اول در دو ردیف امتحان می کنیم اگر جایگزین نبود 3 ردیف و بالاتر ...)

و در عرض عوامل آن ها را در تعداد ردیف ها ضرب می کنیم. تعداد ردیف ها باید به گونه ای باشد

که عوامل از حداقل همان بیشتر شود. در این حالت باید کنترل شود که حاصلی مرکز به مرکز

شکل میخ ها در راستای عرض از 4 برابر قطر گل میخ کمتر نباشد. ضمن اینکه باید کمتر شود

که عرض بال تیر برای جابجایی این برشگرها مناسب باشد.

\* طراحی برشگر به صورت ناوردانی :

برشگر را ناوردانی که تعیین می کنیم. طول ناوردانی را اندکی کمتر از عرض بال بال تیر در نظر

می گیریم  $UNP_{60}$

\* کنترل برشگر :  $100 - 60 = 40 > 2.5 \times 60$

\* تعیین مقاومت برشگر :  $Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_c E_c}$

در طول ناوردانی  $L_c = 60 \text{ cm}$

در ارتفاع  $t_f = 0.6 \text{ cm}$

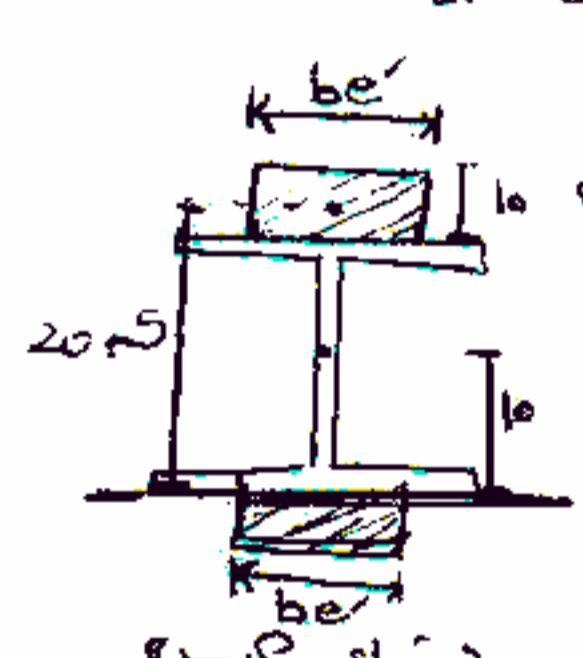
در ابعاد  $t_w = 0.6 \text{ cm}$

\* محاسبه نیروی برشی که باید بین نقطه‌ی لنگر  $M_{max}$  و لنگر در دال و بال بالایی شش متبل شود.  
 $Q_n = 0.3 (0.6 \times 0.5 + 0.6) \times 8 \sqrt{120 \times 2.19 \times 10^5} = 14648.2$   
 و در این جا بعد مورد بررسی می‌باشد که برای 8 شاخه متنی باشد.

\* محاسبه تعداد برشهای ها:  
 $n_s = \frac{V_n}{Q_n} = \frac{68400}{14648} = 4.67 \approx 5$   
 حرکت تیرها  $2 \times 5 = 10$  برشی که در فواصل  $60 \text{ cm}$  بکاری رود  $\frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$   
 بتای با حداکثر عیان:  $80 \text{ cm} = 8 \times 10 \leq 60$  اگر جواب تعداد باید نامطلوبی بریم و جدا کنیم.

۱۶ کنترل خمشی:  
 خمربندی از بار مرده گروه 1:  
 $W_{D1} = 320 \text{ kg/m} = 3.2 \text{ kg/cm}$   
 $\delta_{D1} = \frac{5 w L^4}{384 E I_s} = \frac{5 \times 3.2 \times (600)^4}{384 \times (2.1 \times 10^6) (1943)} = 1.32$   
 همان اینی مقطع فولاد است  $I_s$

کنترل محاسبه خمربندی از بار مرده گروه 2 و با زنده لازم است از همان اینی مقطع مرکب استفاده کنیم. بنابراین داریم:

$$\sum I_{tr} = \sum (I_i + A_i d_i^2) = \underbrace{(I_s + A_s d_s^2)}_{\text{فولاد}} + \underbrace{(I_c + A_c d_c^2)}_{\text{بتن}}$$


نسبت تبدیل  $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{15000 \sqrt{f'_c}} = \frac{2.1 \times 10^6}{2.19 \times 10^5} = 9.6$   
 برای یک پدیده خمشی  $n \rightarrow 2n \rightarrow be' = \frac{be}{2n} = \frac{120}{2 \times 9.6} = 6.25$   
 (مقطع مرکب)  
 $\bar{y} = \frac{\sum A_i \bar{y}_i}{\sum A_i} = \frac{(28.5 \times 10) + (10 \times 6.25)(20 + 5)}{28.5 + (10 \times 6.25)} = 20.3 > 20$

محدود خشی داخل بتن می افتد. پس  $20 > \bar{y}$   
 چون بخشی از بتن تحت کشش می افتد و باید از محاسبات هدف شود. بنابراین باید محاسبات را اصلاح کنیم. به عنوان یک راه حل مرسوم مؤثر را اندکی کاهش می دهیم تا مورد خشی دقیقاً در مرز بین بتن و فولاد قرار گیرد.

Subject

Date

$$\rightarrow \begin{cases} be's? \\ \bar{y} = 20 \end{cases} \rightarrow 20 = \frac{28.5 \times 10 + be' \times 25}{28.5 + 10be'} \rightarrow be' = 5.7 \text{ cm}$$

$$\rightarrow I_{tr} = \underbrace{(1943 + (28.5 \times 10^2))}_{\text{عقود}} + \underbrace{\left( \frac{5.7 \times 10^3}{12} + (5.7 \times 10)(5^2) \right)}_{\text{بش}} = 6693 \text{ cm}^4$$

$$W_{p2} = 300 \text{ kg/m}^2 \rightarrow W_{p2} = 3 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{میزبانی از بار مرده گروه 2:}$$

$$\delta_{D2} = \frac{5 \times 3 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 6693} = 0.36 \text{ cm}$$

$$be' = \frac{be}{n} = \frac{120}{9.6} = 12.5 \quad \text{میزبانی از بار مرده گروه 2:}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(28.5 \times 10) + (12.5 \times 10 \times 25)}{(28.5 + 125)} = 22.2$$

حالت قبل عرض مؤثر را کاهش داده و ضابطه  $\bar{y} = 20$  در داخل بتن قرار می گیرد

$\bar{y} = 20$  عرض می کنیم  $be' = 5.7$  می شود:

$$\delta_L = \frac{5 \times 2 \times 4 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 6693} = 0.29 \text{ cm}$$

$$(1): \delta_L \leq \frac{L}{360} \rightarrow 0.29 < \frac{600}{360} = 1.67 \quad \checkmark \quad \text{کنترل میز:}$$

$$(2): \delta_t \leq \frac{L}{240} \rightarrow \delta_{D1} + \delta_{D2} + \delta_L = \frac{1.32 + 0.36 + 0.29}{1.97} < \frac{600}{240} = 2.5 \quad \checkmark$$

(1) کنترل ارتعاش:

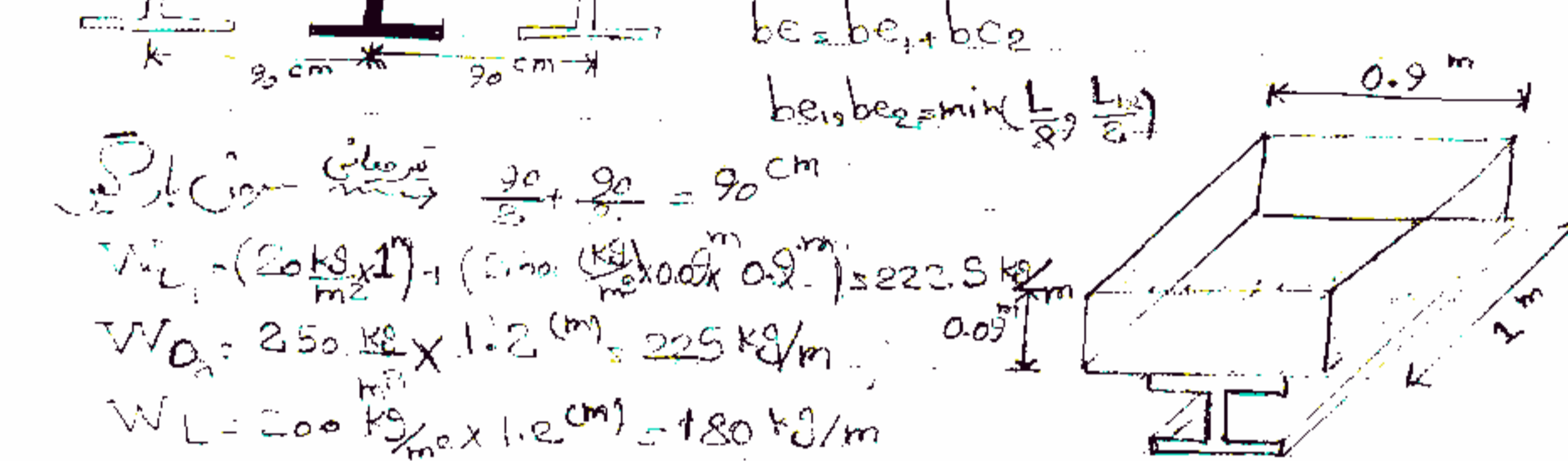
$$\frac{d}{L} > \frac{1}{20} \rightarrow \frac{30}{600} = \frac{1}{20} > \frac{1}{20} \quad \checkmark \quad \text{د = فاصله از زین بتن تا ری مال}$$

$$* f_r, 5HR \rightarrow f_r = 70 \sqrt{\frac{I_{cm^4}}{P_0 L^4}} \rightarrow f_r = 70 \sqrt{\frac{6693}{(620)(6)^4}} = 6.38 > 5 \quad \checkmark$$

$$P_0 = P_{D1} + P_{D2} = 300 \text{ (kg/m}^2) + 320 \text{ (kg/m}^2) = 620 \text{ (kg/m}^2)$$

□ تمرین: مثال قبل را برای حالتی حل کنید که ضخامت دال 9 cm و باید ضخامت دال مورد نیاز را تعیین کنید. (از کنترل ارتفاعش صرف نظر کنید)

تعیین ضخامت دال بتنی:  $t = 9 \text{ cm}$   
 برای گذاری روی شیارها



تقریباً  $\frac{90}{8} + \frac{90}{8} = 90 \text{ cm}$

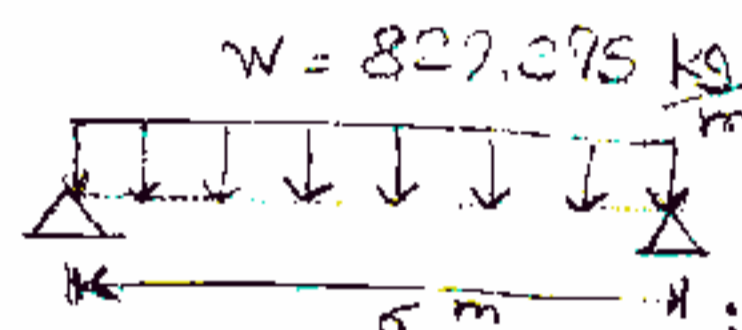
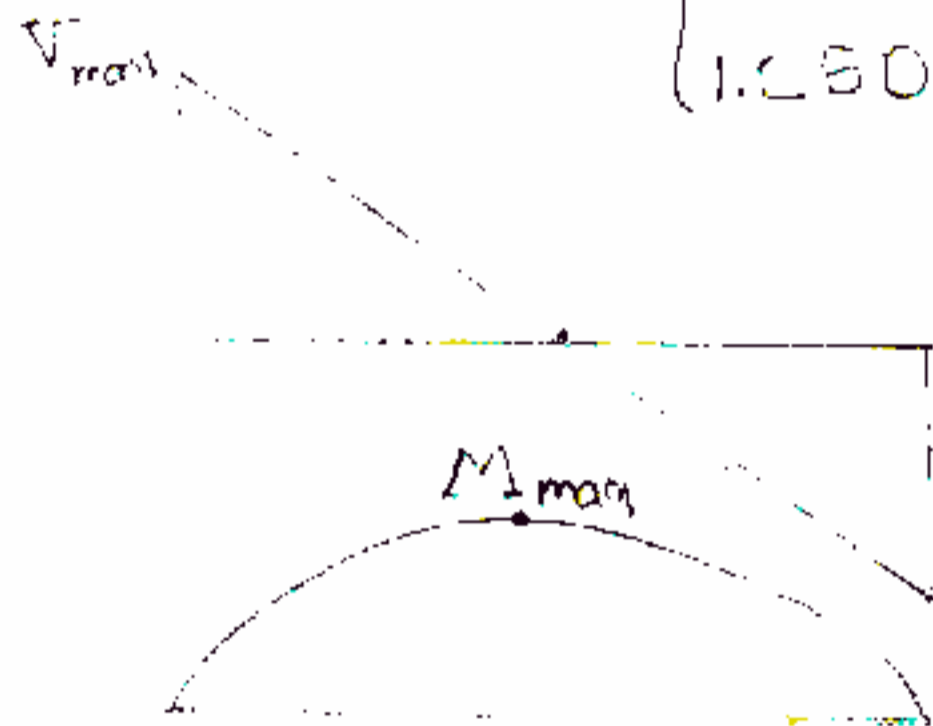
$V_{DL} = (20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1 \text{ m}) + (2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.09 \text{ m} \times 0.9 \text{ m}) = 222.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

$V_{DD} = 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1.2 \text{ m} = 225 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

$W_L = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1.2 \text{ m} = 180 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

$1.4 D = 1.4 (222.5 + 225) = 626.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

$1.2 D + 1.6 L = 1.2 (222.5 + 225) + 1.6 (180) = 829.375 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$



$V_{\text{max}} = \frac{W \times L}{2} = \frac{829.375 \times 6}{2} = 2488.125 \text{ kg}$

$M_{\text{max}} = \frac{W L^2}{8} = \frac{829.375 \times (6)^2}{8} = 3732.1875 \text{ kg.m}$

3) انتخاب مقطع براساس معیار خمش:

$M_n = 1.5 M_p = 1.5 Z_y F_y$  و  $\phi_b M_n \geq M_p$  و  $M_p = 3732.18 \times 10^3 \text{ kg.cm}$

$0.9 \times 1.3 \times Z_y \times 2400 \geq 3732.1875 \times 10^3 \rightarrow Z_y \geq 132 \text{ cm}^3$

استاندارد  $I_P \geq 180 \rightarrow \phi_p = 91 \text{ mm}$  و  $t_w = 5$  و  $t_f = 8$

$A = 23.9$  و  $Z_y = 166.4 \text{ cm}^3$

$I_x = 1317$  و  $I_y = 10.1$

مقطع مورد نیاز است  
 کنترل خمشی مقطع

$$\phi_v V_n \geq V_u$$

برگشت به پیش:

$$i_F \frac{h}{t_w} = \frac{4.6}{0.53} \leq 275 + \left( 224 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) = 66.26 \quad \text{بلای مقطع I کلا مورد توجه داریم.}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \leq \phi_v V_n \quad \text{خواهم داشت}$$

$$A_w = d \times t_w = 18 \times 0.53 = 9.54$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 0.6 \times 2400 \times 9.54 \times 1 = 12737.6 \geq 2488.125 \quad \checkmark$$

$$r_{ce} = b_s = \min \left( \frac{600}{8}, \frac{90}{4} \right) = 45 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{تعیین عرض مؤثر دال}$$

$$c = 45 + 45 = 90 \text{ cm}$$

برگشتن مقطع فولاد به تمام بلای بار مرده و زنده را در برده و از ارزشه با توجه عدم اتصال از پایه و رفته

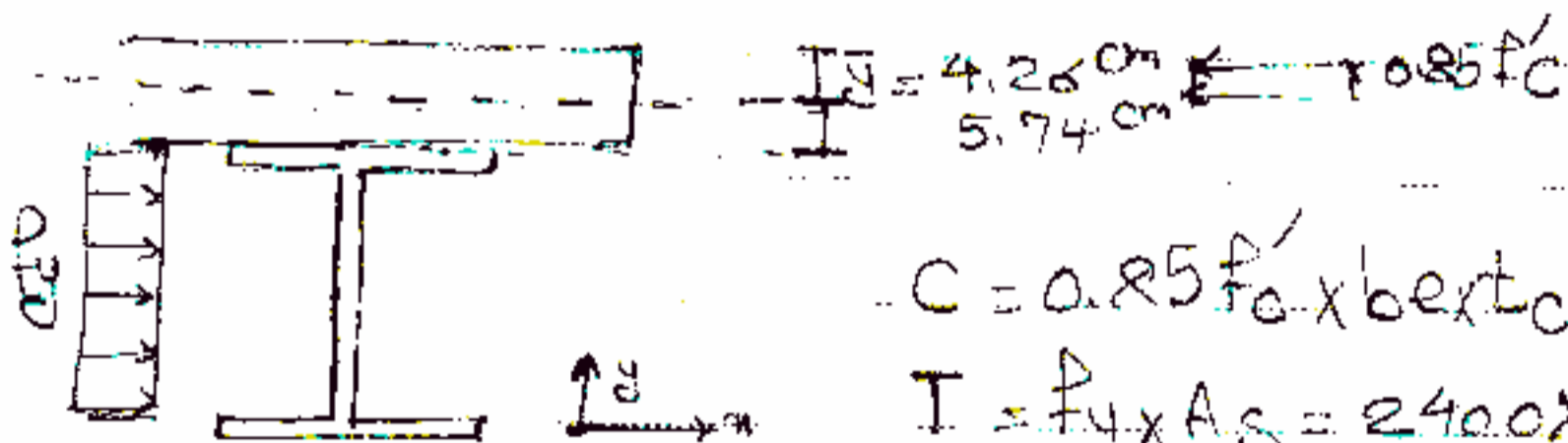
$$M_{pr} = (1.25 W_{D1} + 1.5 (0.2) W_L) \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{pr} = (1.25(220) + 1.5(0.2 \times 240)) \times \frac{(6)^2}{8} = 2124 \text{ kg.m}$$

$$\phi_c M_{pr} \geq M_u \quad \text{مورد اول}$$

در این جا  $M_u$  با این بارها و این تکیه‌بندی تمام شده و با توجه به این که تکیه‌بندی خنثی خود بارها چهار تکیه‌بندی (دال بتنی) است و فاصله بین تکیه‌بندی ها 6 متر است.

$$M_u = M_{pr} = \sum F_y \times 6 \quad \text{مورد دوم} \quad 0.9 \times (166 + 1 \times 2400) = 3594.24 \geq 212400 \text{ kg.cm} \quad \checkmark$$



7- در نهایت صورتی پلاستیک:

$$C = 0.85 f_c' \times b \times t_c = 0.85 \times 210 \times 90 \times 9 = 144585$$

$$T = F_y \times A_s = 2400 \times 235 = 57360$$

مورد سومی داخل بتن قرار دارد  $T < C$  مورد دوم

$$\sum F_x = 0 \rightarrow C = T \quad \text{مورد اول} \quad 68400 = 0.85 \times 210 \times 90 \times \bar{y} \quad \bar{y} = 4.26 \text{ cm}$$

$$\bar{y} = 18 + 5.74 = 23.74$$

8) جانبی گسیل مقاومت مقطع  
برای این منظور دریا گرام از این مقطع نسبت به محور خنثی و الاستیک مجموع گشتاورها بدست می آوریم

$$M_{Ln} = 56400 (9 + 5.74) + 56900 (4.26) = 951468 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b M_{Ln} > M_{Lr} \text{ و } M_{Lr} = 373218$$

$$0.9 \times 951468 > 373218 \quad \checkmark$$

مقطع مورد استفاده از این اعتبار است

9. طراحی پی شلنگ (گل میخ ها)

قطر گل میخ ها را  $15 \text{ mm}$  و طول آن ها را  $65 \text{ mm}$  فرض می کنیم.

$$1) 16 \times 4 > 64 \quad \checkmark$$

$$2) 1.6 < (2.5)(0.8) = 2 \quad \checkmark$$

$$3) 90 - 65 > 25 \quad \checkmark$$

$$\phi_{Ln} = 0.5 A_{sc} \sqrt{F_c E_c} \leq A_{sc} F_u$$

\* شلنگ پی مقاومت یک برده گیس

$$Q = 0.5 \times (2.14) \sqrt{210 \times 2.19 \times 10^5} = 7172 \leq 2.14 \times 3200$$

$$A_{sc} = \frac{M_{Ln}}{E_c \times 15100 \sqrt{F_c}} = \frac{951468}{2.19 \times 10^5 \times 15100 \sqrt{210}} = 8.14 \text{ cm}^2$$

\* شلنگ پی نیروی برشی کم باید پی گس Mem نقطه ای گس بین آن ردال باشد  
تیر متصل شود

$$V_{n \text{ min}} = (f_y A_s, 0.85 f_c' A_c)$$

$$V_{n \text{ min}} = (2400 \times 22.9, 0.85 \times 210 \times 90 \times 9)$$

$$V_{n \text{ min}} = (56400, 144585) \leq 56400$$

$$n = \frac{V_n}{Q_n} = \frac{56400}{7172} = 7.86 \text{ و } n \geq 8$$

\* از این تعداد پی شلنگ ها

چون موقعیت گس Mem در وسط تیر و گس در دو انتهای تیر است پس تعداد 8 و تیر پی شود

$$2 \times n = 2 \times 8 = 16$$

$$\alpha = \frac{600}{16} = 37.5$$

$$0.169 \times 1.6 < 37.5 < 8 \times 9 = 72 \text{ cm}$$

\* کنترل نامناسب پی گل میخ ها

Subject

Date

$$W_D = 220 \text{ kg/m} = 2.2 \text{ kg/cm}$$

$$\delta_D = \frac{5 W L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 2.2 \times (600)^4}{384 \times (2.1 \times 10^6) (1217)} = 1.9 \text{ cm}$$

ان کنترل منی

در این عایق منی ناشی از بار مرده گروه ۳ و بار زنده - لحاظ است از همان انی - مقطع مرکب استفاده

$$\sum I_{tr} = \sum (I_i + A_i d_i^2) = (I_s + A d^2) + (I_c + A_c d^2)$$



$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{21 \times 10^6}{19 \times 10^5} = 9.6$$

$$b e' = \frac{b e}{2n} = \frac{90}{2 \times 9.6} = 4.69$$

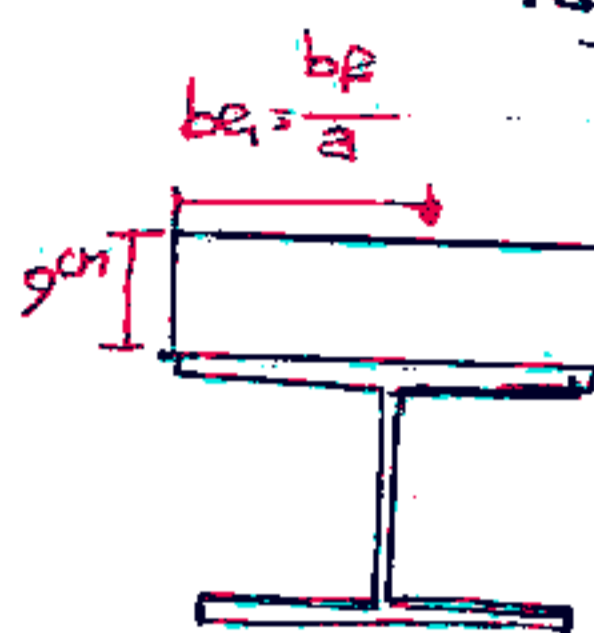
$$\bar{y} = \frac{\sum A_i \bar{y}_i}{\sum A_i} = \frac{(23.9)(9) + (9 \times 4.69)(18 + 4.5)}{(23.9 + 9 \times 4.69)} = \frac{1151.6625}{66.11} = 17.42 > 18$$

مرفعی داخل بتن با مقدار  $\bar{y} > 18$

Subject

Date

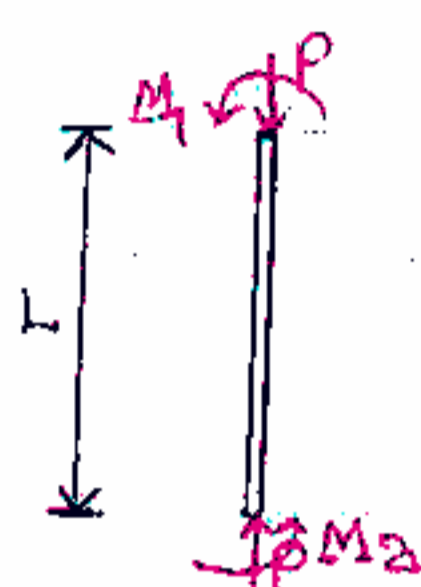
تمرین: با فرض ضوابط زیرین، تبدیل و تغییر ضریب همکاری را در شکل زیر طراحی نمایید.  
ارتفاعی را برای این لحاظ کنید، مفرق کنید تا لبه‌ی بالاج ابعاد دارند.



## \* فصل پنجم \*

### \* تیر ستون ها \*

تیر و ستون بند 7.2.1  
\* اعضای که به طور عمده در تحت اثر نیروهای عمودی و گستره خمشی هستند مانند ستون ها در قاب های خمشی - تیر ستون های سوله  
\* وجود گستره خمشی در تیر ستون ها، آثاری در آن ها ایجاد می کند که به آثار مرتبه دوم معروف اند.



اثر  $P \cdot \Delta$  به جایابی نسبی در انتها  
اثر  $P \cdot \delta$  به خاطر انحنای عضو

\* وجود  $\Delta$  و  $\delta$  باعث می شود که در عضو یک گستره ثانویه که حاصل ضرب  $P \times \Delta$  و  $P \times \delta$  ایجاد شود.

گستره های ثانویه با گستره های اولیه جمع می شوند.  
گستره های ثانویه خود باعث اضافه شدن  $\delta$  و  $\Delta$  می شود و دوباره  $\Delta$  های اضافه، گستره های اضافه تولید می کنند. راین سیکل به همین شکل تکرار می شود تا وقتی که اثرات ثانویه نسبت به اثرات اولیه قابل صرف نظر گردد. روش های مختلفی برای لحاظ کردن اثرات گستره ثانویه وجود دارد. یکی از مهم ترین روش ها، روش تسدید گستره های خمشی است.

\* روش تسدید گستره های خمشی در بند 7.2.1-7.3-7.4 :

در این روش، گستره اولیه با یک ضریب بزرگتر از 1، تسدید می شود. روش محاسبه ضریب تسدید وابسته به این است که عضو در صحنه خمشی جزئی از یک قاب مهار بندی شده است یا یک قاب مهار بندی نشده.

iP:  $\theta_i = \frac{(\sum p) \Delta H}{H \cdot L} \leq 0.05$  قلاب هار بندگی شده است.

IP:  $\theta_i = \frac{(\sum p) \Delta H}{H \cdot L} > 0.05$  قلاب هار بندگی نشده است.



$\sum p$  = مجموع نیروهای محوری ستون ها تحت ترکیب بارهای مریبار مرده وزنده

$\Delta H$  = تغییر مکان جانبی طبقه در اثر برش H

H = نیروی برشی طبقه

L = ارتفاع سیمی طبقات

\*  $M_p = B_1 * M_2$  تشدید لنگر در قلاب های هار بندگی شده :

$M_p$  = لنگر تشدید یافته

$B_1$  = ضریب تشدید

$M_2$  = لنگر خمشی حداکثر انتهای عضو قبل از تشدید

$$B_1 = \frac{C_m}{(1 - \frac{\alpha p}{P_{e1}})} \geq 1$$

$\alpha = 1$

$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(k_1 L)^2}$   $P$  = نیروی محوری ستون در حالت مریبار  $I$  = عین اینی مقطع  $k_1$  = ضریب طول موثر در خمش  $L$  = طول هار بندگی شده

$C_m$  = ضریب هم مکانی لنگر خمشی مراکز

\* اگر عضو بدون بارگذاری جانبی در طول خود در صغری خمش باشد:

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

$\frac{M_1}{M_2}$  نسبت لنگر حداکثر در دو انتهای عضو

افسانه

اعمالی مختلف



\* اگر در منبری همیش، به عضو در طول آن بار جانبی وارد شود، مقدار  $C_m$  را باید از تحلیل دقیق محاسبه کرد یا به طور محافظه کارانه برابر 1 فرض کرد.



نکته: ضریب  $B_1$  برای لحاظ کردن اثر  $P-\delta$  است. در قاب مهاربندی شده از اثر  $P-\Delta$  صرف نظر می کنیم.

\* تشدید گنگ در قاب مهاربندی نشده:  
گنگهای طرده به دو اشکال عضو، در بخش تقسیم می شوند. بخشی که ناشی از بارهای ثقلی می باشد (بارهای مرده و زنده) و بخشی دیگر که ناشی از بارهای جانبی (بار باد و زلزله) می باشد. بخش اول برای اثر  $P-\delta$  (کوچک) و با ضریب  $B_1$  و بخش دوم برای اثر  $P-\Delta$  (بزرگ) و با ضریب  $B_2$  تشدید می شود. گنگ تشدید یافته ی عضو جمع دو گنگ تشدید یافته ی فوق است.

$$* M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

$M_r$  = گنگ تشدید یافته ی (مقاومت خمشی مورد نیاز)

$M_{nt}$  = گنگ خمشی حداکثر قبل از تشدید ناشی از بار ثقلی ضربدار

$M_{lt}$  = گنگ خمشی حداکثر ناشی از بارهای جانبی قبل از تشدید بارهای جانبی ضربدار

$B_1$  = ضریب حالت قاب مهاربندی شده محاسبه می شود.

$B_2$  = ضریب تشدید مربوط به اثر  $P-\Delta$  ناشی از بارهای جانبی

$$* B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \quad \alpha = 1$$

$P_{nt}$  = بار محوری ناشی از بارهای ثقلی ضربدار

$P_{nL}$  = بار محوری ناشی از بارهای جانبی ضربدار

$P = P_{nt} + P_{nL}$  = کل بار محوری ضربدار

$\sum P_{e2}$  = جمع بار گمانی بحرانی طبقه براساس گمانی تنوع اول محور خنثی

\*  $\sum P_{e2}$  می تواند به یکی از دو شکل زیر محاسبه شود:

I) برای اسکله ی سیستم های سازه ای :

$$\sum P_{e2} = \frac{R_M (\sum H) L}{\Delta H}$$

II) برای سیستم قاب خمشی :

$$\sum P_{e2} = \sum \frac{\pi^2 E I}{(K_2 L)^2}$$

✓  $L$  = طول مهار بندی نشده عضو

✓  $I$  = ممان اینرسی عضو حول محور خمش

✓  $K_2$  = ضریب طول همگانش در خمش

\* نکته:  $K_2 > 1$

$K_1 \leq 1$  مساوی به صورت محافظه کارانه  $K_2 = 1$  فرض می شود

$R_M = \begin{cases} 1 & \text{برای قاب مهار بندی شده} \\ 0.85 & \text{برای قاب خمشی و تحملی ترکیبی} \end{cases}$

\*

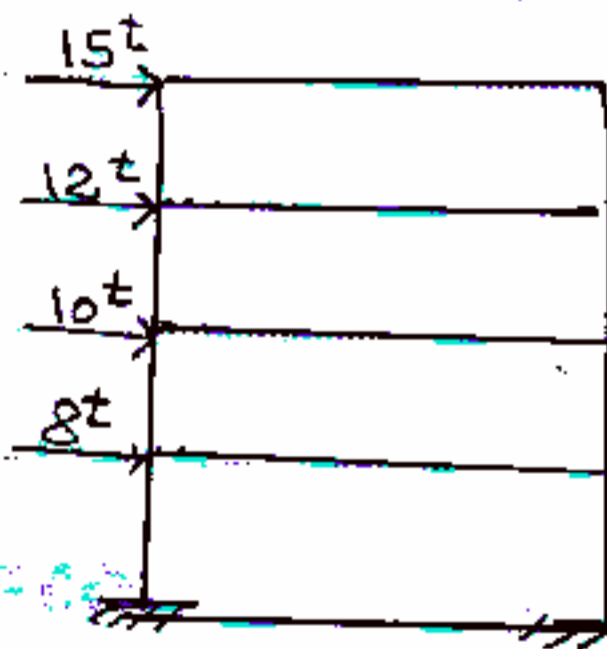
\* نکته: طراحی اعضا وقتی که فقط تحت بارهای نقلی باشند:

در طراحی این اعضاء در تراز طبقات باید یک نیروی جانبی به میزان  $Y_i = 0.002$  درصد یک از عرصیت به صورت مجزا اعمال شود.

$Y_i$  = مجموع بارهای نقلی وارد بر طبقه ی مورد نظر به صورت ضریب دار می باشد.

\* نکته: در صورت رعایت شرایط بند ۱۵ - ۲ - ۷ - ۶ - ۱ می توان از تسهیل کنگرها صرف نظر کرد.

□ مثال: در یک ساختمان ۴ طبقه می خواهیم بررسی کنیم طبقه ی دوم آن در جهت  $X$  مهار بندی شده است یا نه. محتمات مورد نظر به شرح زیر است:



طبقه سوم

طبقه دوم

طبقه اول

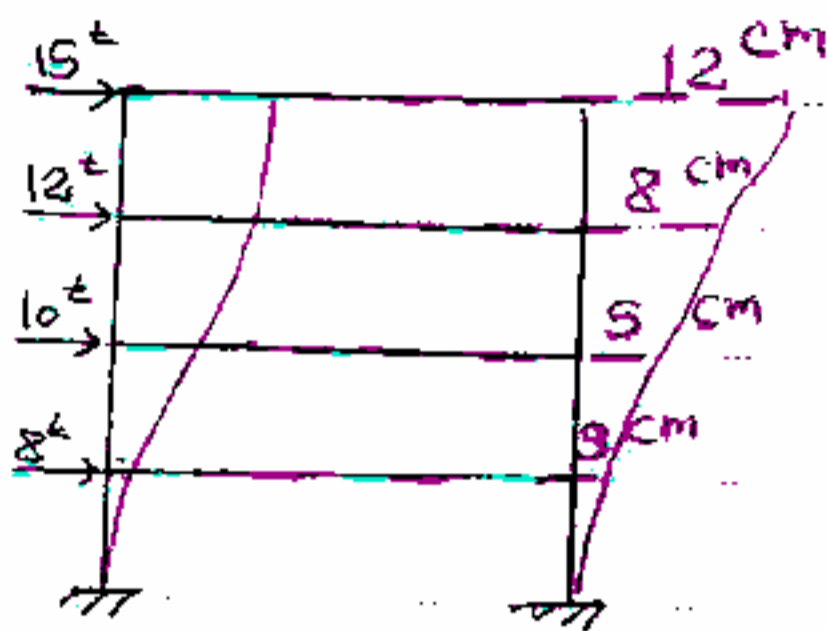
ارتفاع طبقات:  $3.5m$

بارهای جانبی وارد بر طبقات بدون ضریب می باشند

مجموع بارهای عمودی بدون ضریب بتون حلال طبقه ی دوم:

\*  $P_0 = 200t$

\*  $P_L = 60t$



$$\theta_i = \frac{\sum P \times \Delta H}{H \cdot L}$$

حل:

$$\sum P = 1.25(200t) + 1.5(60t) = 340t$$

$$L = 3.5m = 350cm$$

$$H = 15 + 12 + 10 = 37t$$

نکته: H می تواند ضریب دار یا بدون ضریب باشد اما  $\Delta H$  نیز دقیقاً باید بر اساس H به دست آید.

$$\Delta H = 5 - 3 = 2cm \quad \rightarrow \quad \text{جابجایی افقی}$$

قاب پایدار و مهاربندی نشده چه  $0.052 < 0.25$  و  $0.052 > 0.05$  ،  $\theta_i = \frac{(340) \times 2}{(37) \times 350}$

مثال: مثال قبل را برای طبقه سوم حل کنید. مجموع بارهای مرده و زنده طبقه ی را

150t و 40t فرض کنید.

$$\theta_i = \frac{\sum P \times \Delta H}{H \times L} \quad , \quad \sum P = 1.25(150) + 1.5(40) = 247.5t$$

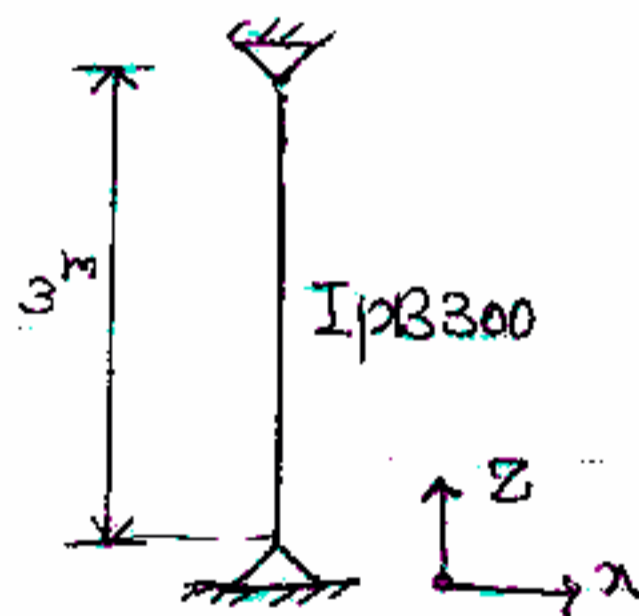
$$L = 3.5m = 350cm$$

$$\theta_i = \frac{247.5 \times 3}{350 \times 27} = 0.078 \quad H = 15 + 12 = 27t \quad , \quad \Delta H = 8 - 5 = 3cm$$

قاب پایدار و مهاربندی نشده است. چه  $\theta_i = 0.078 > 0.05$

مثال: ستون شکل زیر بر صفحه ی Z-X ، منبجی از یک قاب مهاربندی شده است. مقطع

ستون Ip3300 می باشد. کنتر نشدنی یافته را محاسبه کنید.



	P	کنتر بالایی ستون	کنتر پایینی ستون
بار مرده	20t	3t-m	2t-m
بار زنده	8t	1t-m	15t-m

$$1) 1.4D = 28t$$

$$2) 1.25D + 1.5L = 37t$$

حل: ترکیب بارها

$$M_{top} = 1.4 \times 3 = 4.8 \quad \text{کنترناسی از}$$

$$M_{top} = 1.25(3) + (1.5 \times 1) = 5.25$$

$$M_{Bot} = 1.4 \times 2 = 2.8 \quad \text{بار مرده}$$

$$M_{Bot} = 1.25 \times 2 + 1.5 \times 1.5 = 4.75$$

$$M_p = B_1 * M_2$$

$$M_2 = \max(5.25, 4.75) = 5.25$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P}{P_{e1}}} > 1 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$\rho = 37^\circ$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

$$K_1 = 1 \quad \text{استال و } L = 3 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} I_x = 25170 \\ I_y = 8563 \end{array} \right.$$



$$I = 8563$$

نکته: ستون در محورها x-z است. پس محور گشتش خود بر آن محور است. محور موازی جان ستون است پس I باید حول محور موازی جان از جدول استال قارچ شود.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 8563}{(1 \times 300)^2} = 1971.98 \times 10^3 \text{ kg}$$

چون در طول ستون هیچ گونه بار جانبی وارد نمی شود  $C_m$  را از رابطه زیر محاسبه می کنیم.

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$



$$\frac{M_1}{M_2} > 0 \Rightarrow C_m = 0.6 - 0.4 \left( \frac{4.75}{5.25} \right) = 0.24 < 0.4$$

$$\Rightarrow C_m = 0.4$$

$$\Rightarrow B_1 = \frac{0.4}{1 - \frac{1 \times 37}{1971.98}} = 0.407 < 1 \Rightarrow B_1 = 1$$

$$\Rightarrow B_1 = 1$$

نیاز به شدید ندارد

$$\Rightarrow M_p = B_1 * M_2 = 1 \times 5.25 = 5.25 \text{ t-m}$$

مثال، در مثال قبل می‌توانیم جان ستون را در منبری 2- لا بررسی کنیم. در این ستون صفحه، ستون جزئی از یک قاب مهاربندی نشده است و مقدار  $K$  آن با فرض عدم مهار جانبی برای 1.5 بدست آمده است. ستون جزئی از یک طبقه است که در آن 20 ستون وجود دارد که 15 ستون  $IpB300$  و 5 ستون آن  $IpB340$  می‌باشد:

ملاحظات بارهای وارده به شرح زیر است:

✓ برای ستون‌های  $IpB340$  بارهای وارده را

25٪ بیش از مقدار جدول فوق

فرض کنید

✓ ضریب  $K$  ستون‌ها:  $K=1.5$  برای  $IpB300$

$K=1.25$  برای  $IpB340$

	$p$	کنترل‌های ستون	کنترل‌های ستون
مرده	$20^t$	$2.5^{t-m}$	$3^{t-m}$
زنده	$8^t$	$+1^{t-m}$	$1.25^{t-m}$
زنده	$5^t$	$-2^{t-m}$	$-3^{t-m}$

✓ تحلیل را فقط تحت بارهای ترکیب بار شامل زلزله انجام دهید.

حل:

$$p = D + 1.2L + 1.2E \rightarrow p = 20 + (1.2 \times 8) + (1.2 \times 5) = 35.6^t$$

$$M_p = B_1 M_{nt} + B_2 M_{nl}$$

$$M_{nt} = M_D + 1.2 M_L \rightarrow M_{nt} = \text{کنش ناشی از بارهای متمرکز و یکنواختی منبسط}$$

$$M_{nt} = \int (I): 2 \cdot 9 + (1.2)(1) = 3.7 \quad \text{بالای ستون} \quad M_1$$

$$(II): 3 + (1.2)(1.25) = 4.5 \quad \text{پایین ستون} \quad M_2 \rightarrow M_{nt} = M_2 = 4.5$$

$$M_{nl} = \int (I): 1.2 \times (-2) = -2.4 \quad \text{بالای ستون}$$

$$(II): 1.2 \times (-3) = -3.6 \quad \text{پایین ستون}$$

$$\rightarrow M_{nl} = M_{n1} = 3.6$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha p}{P_e}} > 1$$

فاکتور جان‌ها باشد

افزاینده  
مقاومت

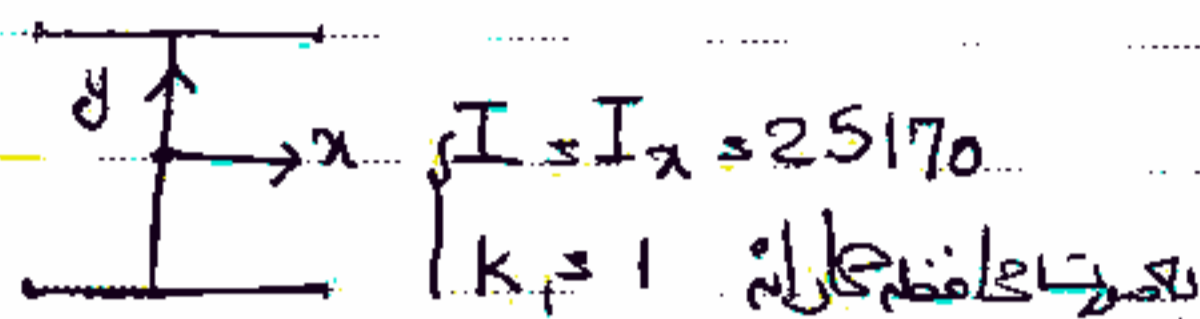
$$C_m = 0.6 - 0.4 \times \frac{3.7}{4.5} = 0.27 < 0.4 \rightarrow C_m = 0.4, \alpha = 1$$

$$p = p_D + 1.2 p_L + 1.2 p_E = 35.6^t$$

و تاب در منفردی Z-y می باشد، محور گمانش 2 می باشد که موازی باال است پس I مورد محاسبه در اینجا  $I_x = 25170$  می باشد و  $K_1 = 1$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 25170}{(1 \times 300)^2} = 5796.4 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$P_{e1} = 5796.4 \text{ t}$$



$$\rightarrow \beta_1 = \frac{0.4}{1 - \frac{1 \times 35.6}{5796.4}} = 0.408 > 1 \rightarrow \beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_n}{\sum P_{e2}}} > 1 \quad \alpha = 1 \quad \checkmark \text{ محاسبه } \beta_2$$

$$\sum P_{nt} = \text{مجموع بار محوری ستون اصلی طبقه نهمی از بار انتقالی ضریب بار}$$

$$\sum P_{nt} = 15(20 + (1.2 \times 8)) + 5 \times 1.25(20 + (1.2 \times 8)) = 629 \text{ t}$$

و  $\sum P_{e2}$  با یکی از دو رابطه زیر محاسبه می شود:

$$(I): \sum P_{e2} = R_{Mx} \frac{\sum H \times L}{\Delta H}$$

و استفاده از یکی دو رابطه بستگی به اطلاعات مسئله دارد که در اینجا باید از رابطه دوم استفاده کنیم.

$$(II): \sum P_{e2} = \frac{\sum \pi^2 EI}{(K_2 L)^2}$$

$$\sum P_{e2} = 15 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 25170}{(1.5 \times 300)^2} + 5 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 36660}{(1.25 \times 300)^2} = 65659 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$I_{pB340} : (I_x = 36660 \text{ cm}^4, I_y = 9690 \text{ cm}^4) \rightarrow I = I_x = 36660 \text{ cm}^4$$

$$M_p = \beta_1 * M_{nt} + \beta_2 * M_{nc} \rightarrow (1 \times 4.9) + (1.01 \times (-3.61)) = 0.86 \text{ t-m}$$

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{629}{65659}} = 1.01 > 1 \quad \checkmark$$

تقریباً: مثال قبل را برای حالتی حل نمایید که ستون  $I_{PB} 200$  با ستون  $I_{PB} 220$  و 5 ستون با  $I_{PB} 220$  باشد، لنگرهای ناشی از بارهای مرده و زنده پایین ستون را با علامت منفی لحاظ کنید.

لنگرهای ستون	لنگرهای بین ستون	P	
2.5	-3	20 <sup>t</sup>	مرده
1	-1.25	8 <sup>t</sup>	زنده
-2	-3	5 <sup>t</sup>	زلزله

$$P_{\text{مجموع}} = P_D + 1.2 P_L + 1.2 P_E = 20 + (1.2 \times 8) + (1.2 \times 5) = 35.6^t$$

$$M_{\text{مجموع}} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{nL}$$

$$* M_{nt} = M_D + 1.2 M_L \quad \text{بالای ستون: } M_{nt} = 20 + 1.2(8) = +3.7$$

$$\text{پایین ستون: } M_{nt} = -2 + 1.2(-1.25) = -4.5 \rightarrow M_{nt} = -4.5^t \text{ m}$$

$$* M_{nL} = 1.2 M_E \quad \text{بالای ستون: } M_{nL} = (1.2)(-2) = -2.4$$

$$\text{پایین ستون: } M_{nL} = (1.2)(-3) = -3.6 \rightarrow M_{nL} = -3.6^t \text{ m}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P}{P_{e1}}} \rightarrow \alpha = 1, C_m = 0.4 \rightarrow B_1 = \frac{0.4}{1 - \frac{35.6}{1311.328}} = 0.411 \rightarrow B_1 \text{ از } 1 \text{ کمتر}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_n}{\sum P_{e2}}} \quad \alpha = 1, \sum P_n = 629^t, \sum P_{e2} = 11696.406$$

$$\sum P_n = 15(20 + 1.2(8)) + 5 \times 1.25(20 + 1.2(8)) = 629^t$$

$$\sum P_{e2} = \sum \frac{\pi^2 EI}{(k_2 L)^2} = 15 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 5700}{(1.5 \times 300)^2} + 5 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 8090}{(1.25 \times 300)^2}$$

$$\sum P_{e2} = 11696.406 \rightarrow B_2 = \frac{1}{1 - \frac{629}{11696.4}} = 1.05 > 1 \quad \checkmark$$

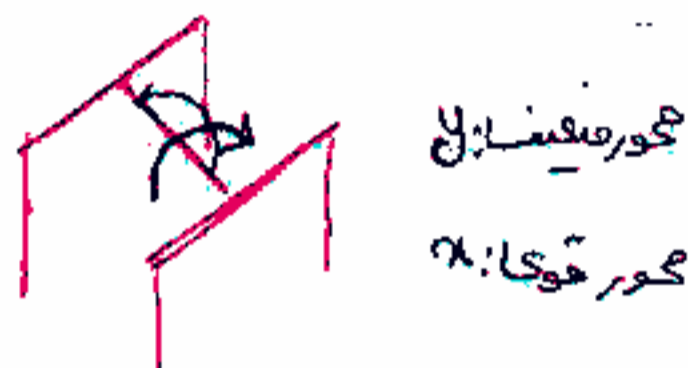
$$M_{\text{مجموع}} = B_1 * M_{nt} + B_2 * M_{nL} = (1)(-4.5) + (1.05)(-3.6) = -8.29^t$$

ترکیب فشار و خمش

ترکیب کشش و خمش

\* شیرستون ها

\* ترکیب فشار و خمش برای مقاطع دارای محور تقارن (بند 2-10-2-7) اثر توأم فشار محوری و خمش حول یک یا هر دو محور  $x$  و  $y$  در اعضای با مقطع دارای دو محور تقارن و یک محور تقارن با محدودیت  $(0.9 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 1.0)$  حکم در آن  $I_y$  همان اینرسی حول  $I_{yc}$  همان اینرسی حول فشاری حول محور ضعیف تر می باشد.



الف) اگر  $\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.2$ ، آنگاه:

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1 \quad *$$

ب) اگر  $\frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.2$ ، آنگاه:

$$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left[ \frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1 \quad *$$

✓  $P_r$  = مقاومت فشاری مورد نیاز

✓  $P_n$  = مقاومت فشاری اسمی مقطع

✓  $\phi_c$  = ضریب مقاومت در فشار،  $\phi_c = 0.9$

✓  $M_{rx}$  = مقاومت خمشی مورد نیاز (تشدید یافته) در حول محور  $x$  (محور قوی) و ضریب دار

✓  $M_{ry}$  = مقاومت خمشی مورد نیاز (تشدید یافته) در حول محور  $y$  (محور ضعیف) و ضریب دار

✓  $M_{nx}$  = مقاومت خمشی اسمی مقطع حول محور  $x$  (محور قوی) طبق بخش 5-2-10

✓  $M_{ny}$  = مقاومت خمشی اسمی مقطع حول محور  $y$  (محور ضعیف) طبق بخش 5-2-10

✓  $\phi_b$  = ضریب مقاومت برای خمش،  $\phi_b = 0.9$

\* نکته: اگر عضو تحت گشت محوره باشد ( $M_{rx}$  یا  $M_{ry}$  برای با صفت باشد یا مقدار آن قابل صرف نظر باشد) می توان از روابط (۱۵-۲-۷-۴) استفاده نمود بشرط آن که مقطع دارای دو محور تقارن باشد (روابط \* در صفحه قبل)

\* ترکیب نیروی محوری گشتی و گشت همشی در مقطع با حداقل یک محور تقارن (بند ۱۵-۲-۷-۳)

الف) اگر  $\frac{P_r}{\phi_t P_n} \leq 0.5$  آن گاه:  $\frac{P_r}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1$

ب) اگر  $\frac{P_r}{\phi_t P_n} > 0.5$  آن گاه:  $\frac{P_r}{2\phi_t P_n} + \left[ \frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1$

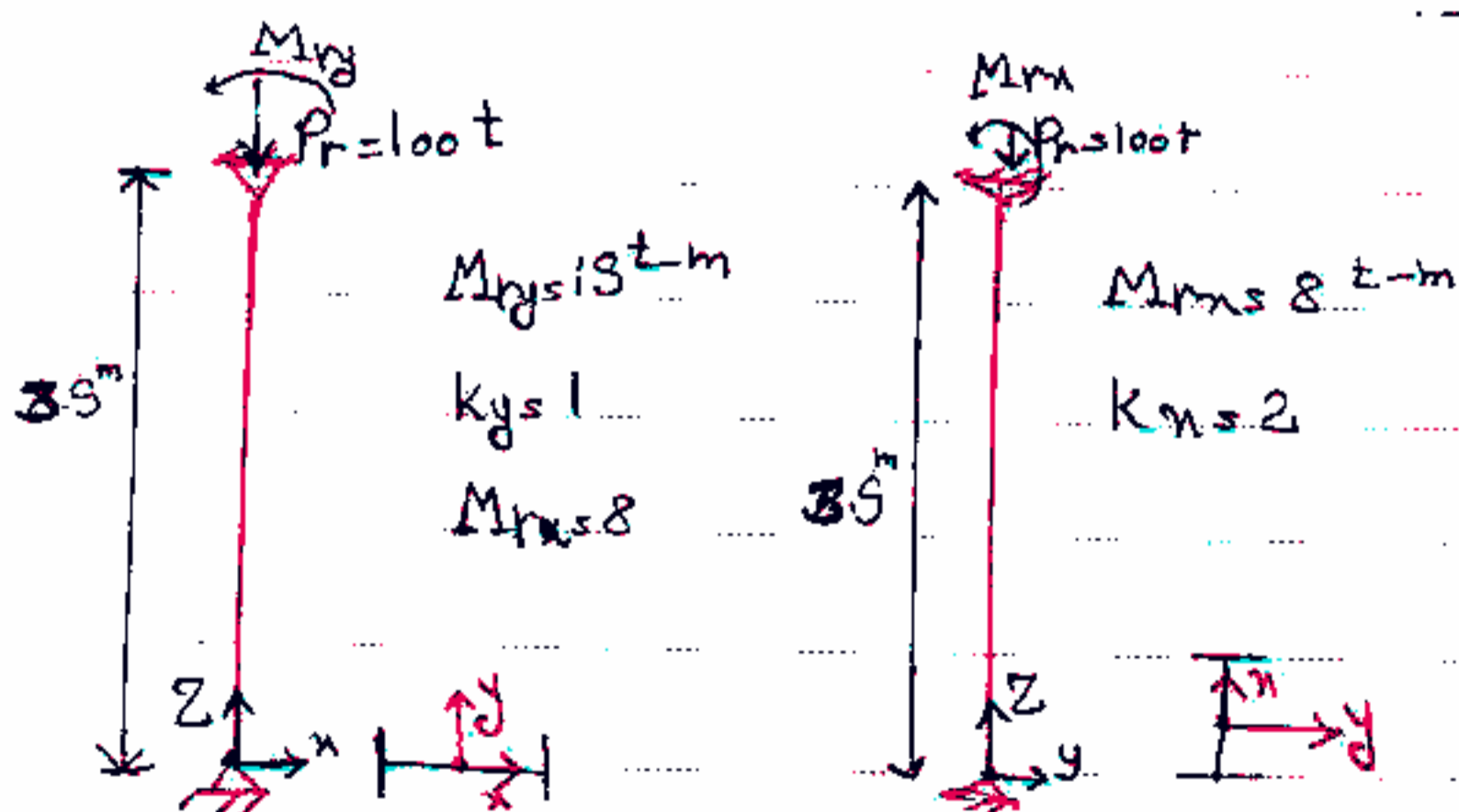
✓  $P_r$  = مقاومت گشتی مورد نیاز (در حالت مشیبدار)

✓  $P_n$  = مقاومت گشتی اسمی عضو (بخش ۱۵-۲-۳)


✓  $\phi_t$  = ضریب مقاومت در گشتش

\* برای اعضای که شامل دو بند فوق نباشند برای کنترل عضو تحت اثر هم زمان نیروی محوری و گشت همشی باید به بند ۱۵-۲-۷-۳ مراجعه کرد.

مثال: به ستونی با مقطع IPB300 و مشخصات زیر نیروی محوری فشاری و گشت های خمشی شدید یا قوی مشیبدار به شرح زیر وارد می شود. کنترل کنید که ستون برای تحمل این بارها مناسب می باشد یا خیر؟



Subject  
Date

Ip B 300:  مثال  $Z_x = 1868, V_x = 13, A = 149.1$  (ج)  
 $S_x = 1680, r_y = 7.98, S_y = 8563$

مقطع دارای 2 محور تقارن + ترکیب فشار و کشش  
 $\frac{P_r}{\phi_c P_n} = ?$  و  $P_r = 100 \text{ t}$ ,  $\phi_c = 0.9$ ,  $P_n = ?$

تکانه میوه  $\alpha$  و  $\alpha$  در مقطع با اتصال جابجاسده در حالت اول را جایا وارد می کنیم  
 $\lambda_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{2 \times 3.5 \times 10^2}{7.98} = 92.3$   
 $\lambda_y = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 350}{13} = 26.9$   
 $\lambda_{max} = 92.3 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 138.3 \text{ OK}$

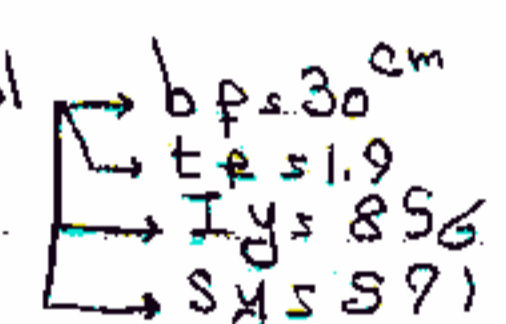
$\rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \left(\frac{F_y}{E}\right)\right] \times F_y$  و  $F_y = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{max}^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{(92.3)^2} = 24.33$

$\rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \left(\frac{2400}{24.33}\right)\right] \times 2400 = 1588$

$\rightarrow P_n = F_{cr} \cdot A_g = 1588 \times 149.1 = 236771$

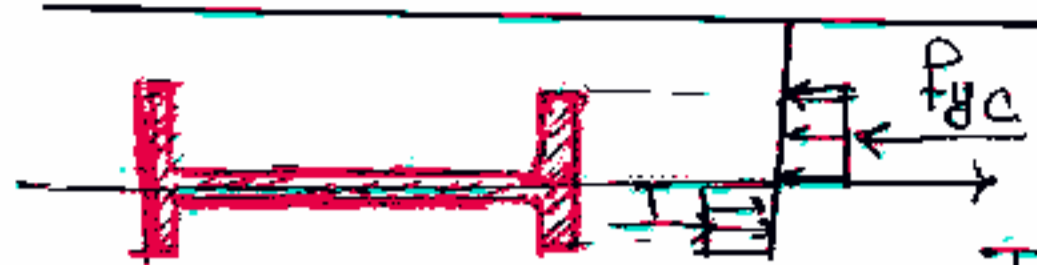
$\rightarrow \frac{P_r}{\phi_c P_n} = \frac{100000}{0.9 \times 236771} = 0.47 > 0.2$

$\rightarrow \frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1$ ,  $M_{rx} = 8 \text{ t-m}$ ,  $M_{ry} = 5 \text{ t-m}$

$M_{rx}, M_{ry} = ?$  مثال   $S_y = M_{ny}$  استاتیکی  
 $\alpha$  و  $\alpha$  در مقطع

$M_{ny} = Z_y \cdot F_y = 1868 \times 2400 = 44.83 \times 10^5 \text{ kg-m} = 44.83 \text{ t-m}$

$M_{nx} = M_{px} = Z_x F_y = 1.6 F_y S_x =$   
 $\alpha$  و  $\alpha$  در مقطع  
 $\alpha$  و  $\alpha$  در مقطع



✓ به دلیل کوچک بودن ابعاد صرفاً نظری کنیم

$$T = C = (b_f \times t_f) F_y$$

$$M_{px} = \sum x F_y = T_x \frac{b_f}{2} = \frac{b_f^2 t_f F_y}{2}$$

$$\rightarrow Z = \frac{b_f^2 t_f}{2} = \frac{(30)^2 \times 1.9}{2} = 835$$

$$\rightarrow M_{mx} = 835 \times 2400 = 20.52 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$M_{mx} = 20.52 \times 10^5 \leq 1.6 \times 571 \times 2400 = 21.93 \times 10^5$$

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right] = 0.47 + \frac{8}{9} \left[ \frac{8}{0.9 \times 20.52} + \frac{19}{0.9 \times 44.83} \right]$$

$$= 1.18 > 1 \rightarrow \text{مقطع جوابگو نیست}$$

□ مثال: در مثال قبل اگر بار عمودی ضربدار ستون به جای 100 تن برای 40 تن باشد مسئله را دوباره حل کنید.

$$P_r = 40 \text{ تن}, \frac{P_r}{\phi_c P_n} = \frac{40}{0.9 \times 236.7} = 0.19 < 0.8$$

$$\rightarrow \frac{P_r}{8 \phi_c P_n} + \left[ \frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1$$

$$\rightarrow \frac{0.19}{2} + \left[ \frac{8}{0.9 \times 20.52} + \frac{19}{0.9 \times 44.83} \right] = 0.9 \leq 1 \rightarrow \text{مقطع جوابگو و اطمینانی است}$$

تکته: اگر مقدار عبارت بالا بین 0.8 تا 0.9 باشد، مقطع هم جوابگو است هم اطمینانی.

□ مثال: سال قبل را برای حالتی حل نمایید که بار عمودی ضربدار ستون، 100 تن کششی باشد. ترکیب کشش و فشرش (بند 8-7-3) کششی و  $P_r = 100 \text{ تن}$

$$\frac{P_r}{\phi_t P_n} = ? \rightarrow \phi_t P_n = \min[\phi_t F_y A_g, \phi_t F_u A_e]$$

نکته: با فرض آنکه تمام مقاطع عضو در انتقال نیرو نقش داشته باشند و با توجه به آنکه سوراخ‌ها در مقطع نیست:

$$A_e = A_n = A_g = 149.1$$

$$\phi_t P_n = \min [0.9 \times 2400 \times 149.1, 0.75 \times 3700 \times 149.1]$$

$$\Rightarrow \min [322056, 413752] = 322056$$

$$\Rightarrow \frac{P_n}{\phi_t P_n} = \frac{1009000}{322056} = 0.31 > 0.2$$

$$\Rightarrow \frac{P_n}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{rx}}{\phi_b M_{rx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ry}} \right] = 0.31 + \frac{8}{9} \left[ \frac{8}{0.9 \times 20.52} + \frac{19}{0.9 \times 44.83} \right] = 1.02 \leq 1$$

با اندکی انحاف قابل قبول است.

□ مثال: مثال قبل را برای حالتی که نیروی محوری ستون  $50^t$  و گشتی باشد.

ترکیب گشتش و تنش (3.7-2.10) پس گشتی و  $P_n = 50^t$

$$\frac{P_n}{\phi_t P_n} = \frac{50000}{322056} = 0.15 < 0.2 \Rightarrow \phi_t P_n = \min [0.9 \times 2400 \times 149.1, 0.75 \times 3700 \times 149.1] = 322056$$

$$\Rightarrow \frac{50000}{322056} = 0.15 < 0.2 \Rightarrow \frac{P_n}{\phi_t P_n} + \left[ \frac{M_{rx}}{\phi_b M_{rx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ry}} \right]$$

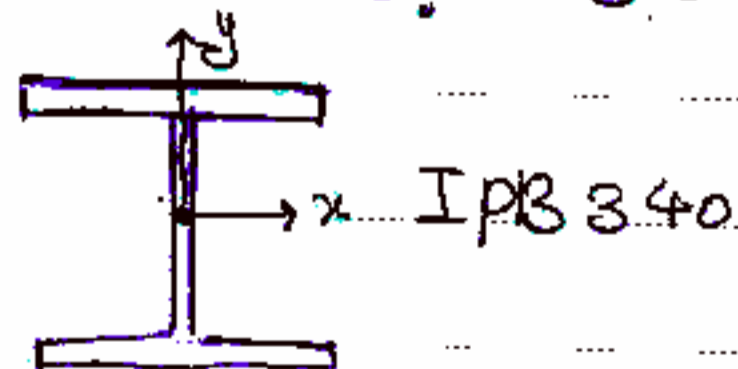
$$\Rightarrow \frac{50000}{322056} + \left[ \frac{8}{0.9 \times 20.52} + \frac{19}{0.9 \times 44.83} \right] = 0.87 < 1 \Rightarrow \text{قابل قبول است}$$

□ مثال: جانز من آنکه در مثال های قبل بار محوری ضریب بار شدیدی یافته ستون  $100^t$  و

فشاری با سگ و مقطع ستون  $I_p 340$  باشد و شکل قرارگیری آن مطابق شکل زیر

باشد و بال های ستون برابر گشتش جانبی - پیوسته و حرکت جانبی فقط در دو

انتها بسته شده باشند مسئله را حل کنید.



حل مثال:

$$\phi_c P_n \leq P_n$$

عبارتی برای چکایش نمیشود

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$\lambda_x = \left( \frac{kL}{r} \right)_x = \left( \frac{2 \times 350}{14.6} \right) = 47.95$$

$$\lambda_y = \left( \frac{kL}{r} \right)_y = \left( \frac{1 \times 350}{7.53} \right) = 46.5 \rightarrow \lambda_{max} = \lambda_x = 47.95$$



$$\rightarrow \lambda_{max} = 47.95 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 129 \rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658^{\left( \frac{F_y}{E} \right)} \right] F_y$$

$$\rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658^{2.66} \right] 2400 = 788.8$$

$$\rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{max}^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5}{(47.95)^2} = 900.53$$

$$\rightarrow P_n = (788.8)(110.8) = 184720.6$$

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(k_y L)^2} + G_j \right] \left( \frac{1}{I_x I_y} \right) \quad \text{جای } P_n \text{ در مرکز است}$$

$$C_w = \frac{I_y k_o^2}{4} = \frac{9690 \times (34 - 2.15)^2}{4}$$

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5}{(1 \times 350)^2} + (217.11) \right] \left( \frac{1}{I_x I_y} \right) \quad \text{و } C_w = 9829,754.04$$

$$\text{و } G = \frac{E \cdot \theta}{2.6} = \frac{2.1 \times 10^6}{2.6} = 807,692.3$$

$$j = \frac{1}{2} \left[ 2 \times 30 \times (2.15)^3 + (21.85)(1.2)^3 \right] = 217.11$$

$$I_x = 36660 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 9690 \text{ cm}^4$$

**نکات کلی:** در محاسبه ی  $P_m$  هم کاهش خمشی و هم کاهش پیچشی و کاهش پیچشی-خمشی باید لحاظ شود. مقطع با وجود تور تقارن  $Fe$  در کاهش پیچشی و کاهش پیچشی-خمشی باید از رابطه ی ۱۰-۸-۴ و در محاسبه ی  $M_{red}$  (مقاومت خمشی اسی حول محور قوی) یک بار محاسبه بر اساس چهار جانبی انجام می شود یک بار بر اساس عدم مهار جانبی  $min$  و در حالت مهار دو محاسبه است. البته چون مقطع فشرده است حالت دوم مجزائی قریب است.

در محاسبه ی  $M_{red}$  (مقاومت خمشی اسی حول محور ضعیف) تفاوتی با مثال کلی قبل وجود ندارد.  
 $K_{ed}$  و  $L_{ed350}$  و  $L_{ed350}$

$$I_{pE} 340 \text{ و } P_m = 100 \text{ t}$$

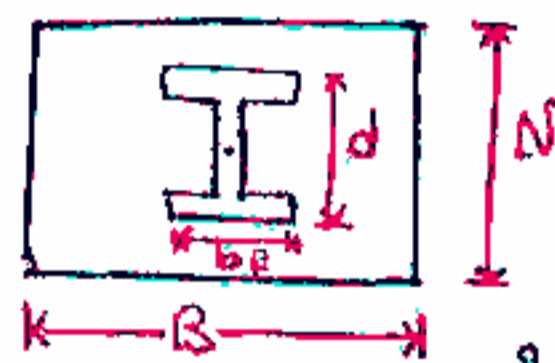
## \* فصل ششم \*

### \* طراحی کف ستون ها \*

✓ کف ستون ها وظیفه انتقال بار از ستون ها به پی را بر عهده دارند. برای کف ستون  
 حالات مختلفی ممکن است پیش آید. مثلاً ستون می تواند تنها تحت بار محوری باشد یا بصورت  
 هم زمان تحت بار محوری و لنگر خمشی تک محوره یا دو محوره قرار گیرد.

✓ از لحاظ موقعیت قرار گیری ستون، ستون نیز می تواند در وسط صنف قرار گیرد یا نسبت  
 به مرکز صنف، نسبت در یک یا دو جهت خروج از مرکزیت داشته باشد.

### \* طراحی کف ستون ها (ستون تنها تحت بار محوری ست و در مرکز صنف قرار دارد)



### \* مراحل طراحی کف ستون

۱. بار محوری ضریب دار ستون را محاسبه می کنیم.
۲. بر اساس رابطه زیر، ابعاد صنف ستون را تعیین می کنیم.

$$* Q_c P_p \geq P_n$$

✓  $P_n$  = بار محوری ضریب دار ستون

✓  $P_p$  = مقاومت اسمی اتکالی ستون

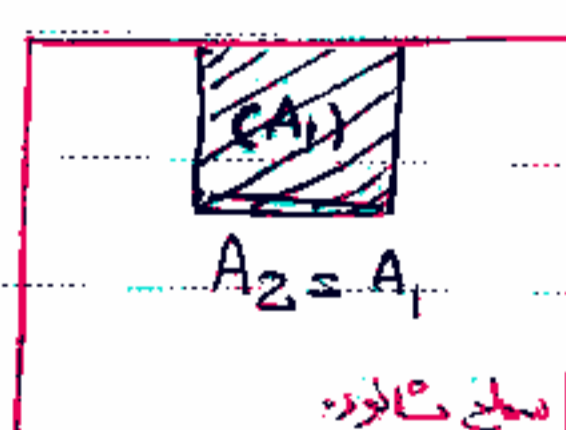
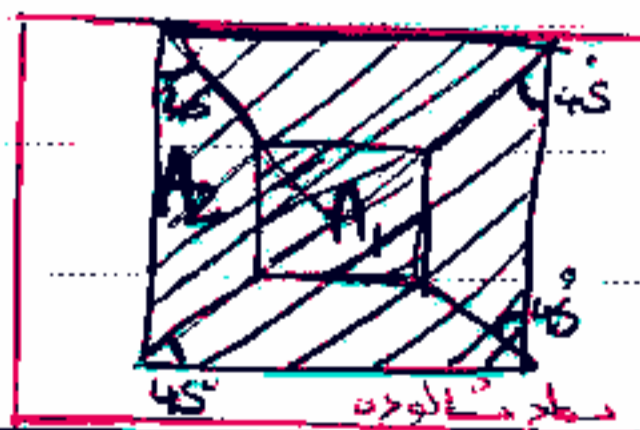
$$Q_c = 0.6$$

✓  $f_c$  = مقاومت فشاری بتن

✓  $A_1$  = سطح ورق کف ستون در تماس با ستانلوده

✓  $A_2$  = حداکثر سطحی از ستانلوده هم مرکز و مشابه با ورق کف ستون هم در تالان و عمق ستانلوده

سطابق شکل محدود می باشد.

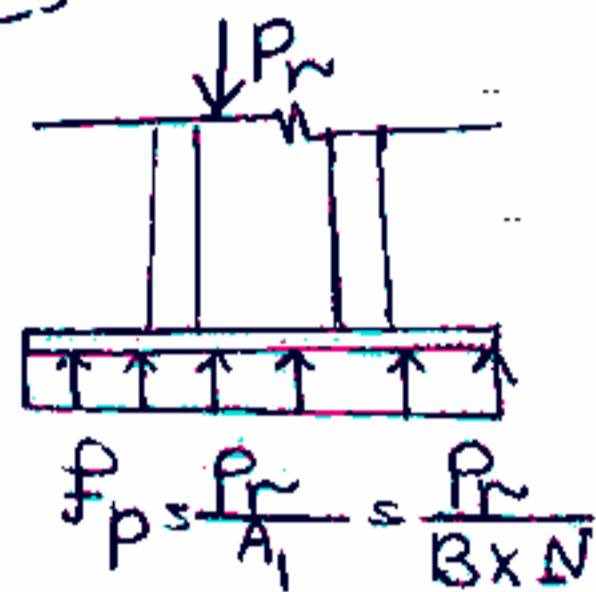


کف ستون  
خماری

✓ در این حالات با توجه با آن که ستون در وسط صفا قرار دارد و فاقد گنگی خمشی می باشد توزیع تنش زوپی یکنواخت است.

✓ در محاسبات بالاء ابعاد کف ستون هر دو مجهول اند که باید یکی فرض شود و دیگری محاسبه شود. اگر کف ستون مربعی شکل باشد و یا مستطیلی با نسبت ابعاد معلوم مجهولات به یکی کاهش می یابد.

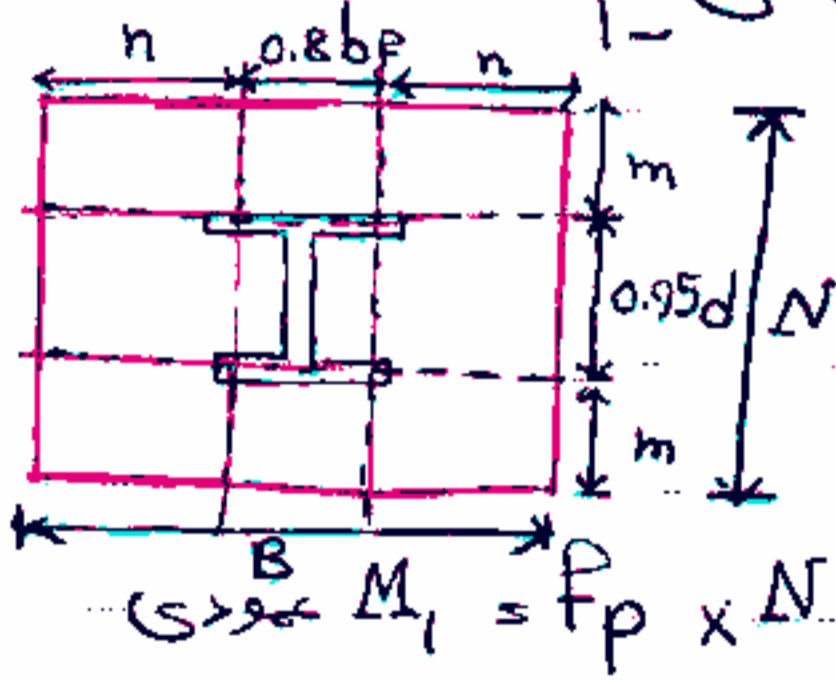
✓ ابعادی که با این روش بدست می آید باید نسبت به ابعاد ستون به دلیل مسائل اجرایی بررسی گردد. نظر گرفته شود به گونه ای که ستون و اتصالات آن در محسین Bolt ها در داخل آن به راحتی جا شوند.



### ۳- تعیین ضخامت کف ستون

در تعیین ضخامت کف ستون، اگر بررسی کف ستون تحت کشنده وجود نداشته باشد، مقطع

بحرانی برای کنترل خمش در ستون را مطابق شکل زیر فرض می کنیم.



✓ خط چین ها مقاطع بحرانی برای کنترل خمش می باشند.

✓ فرض می شود مقطع هایی از کف ستون که بین مقاطع بحرانی

و لبه ی صفا ستون قرار دارند مانند یک شی طره عمل می کنند.

که این شی طره تحت بار گسشی  $f_p$  قرار دارد.

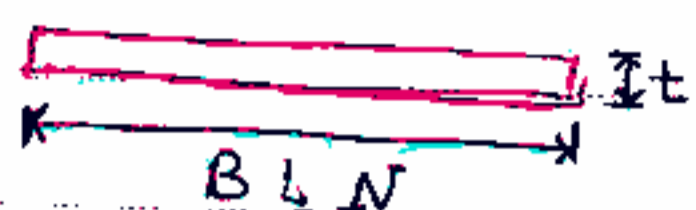
\* لنگر در مقاطع بحرانی

$$M_1 = f_p \times N \times \frac{h^2}{2}$$

$$M_2 = f_p \times B \times \frac{m^2}{2}$$

$$\phi_b M_n \geq M_p \text{ و } \phi_b = 0.9 \text{ و } M_p = (M_1 + M_2)$$

$$M_n = M_p = Z f_y$$



از روابط بالا ضخامت کف ستون به شرح زیر محاسب می شود:

$$Z = \begin{cases} \frac{B t^2}{4} \rightarrow t \geq 1.5 n \sqrt{\frac{F_p}{F_y}} \\ \frac{N t^2}{4} \rightarrow t \geq 1.5 m \sqrt{\frac{F_p}{F_y}} \end{cases}$$

\* در تعیین ضخامت کف ستون از یک روش دیگر نیز استفاده می شود، تحت عنوان روش خطوط تسلیم. در این روش مقادیر  $n$  و  $m$  با مقدار تجربی  $\lambda \cdot n'$  جایگزین می شوند.

$$* n' = \frac{1}{4} \sqrt{d b_f}$$

$$* \lambda = \frac{2 \sqrt{\alpha}}{1 + \sqrt{1 - \alpha}}$$

$$* X = \frac{4 d b_f}{(d + b_f)^2} \times \frac{P_u}{Q_c P_p} \leq 1$$

$Q_c$  ضریب کاهش و برابر 0.6

$P_u$  بار محوری فشرده ستون

\* مقدار ضخامت منفه ستون  $\max$  3 حالت با لحاظ نظر گرفته می شود.

$$* t = 1.5 \sqrt{\frac{F_p}{F_y}} \times \max(n, m, \lambda n')$$

تعیین تعداد و قطر بولت ها:

بولت ها می توانند قطعاتی رزوه شده از آراخورهای  $A_3$  یا  $A_2$  باشند، استفاده از بولت ها جهت جلوگیری از لغزش صخره ستون روی پی و انتقال نیروهای برشی و گسشی وارد بر کف ستون می باشد. اگر کف ستون تحت فشاری فشاری باشد، از چهار بولت با قطر معادل 8 یا 20 میلی متر استفاده می شود. در غیر این صورت تعداد و قطر بولت ها به شرح زیر محاسب می شود.

$$* \text{تنش برشی مجاز} \quad F_v = \frac{V_n}{A_b} \leq Q F_{nv} \quad \text{تنش برشی موجود}$$

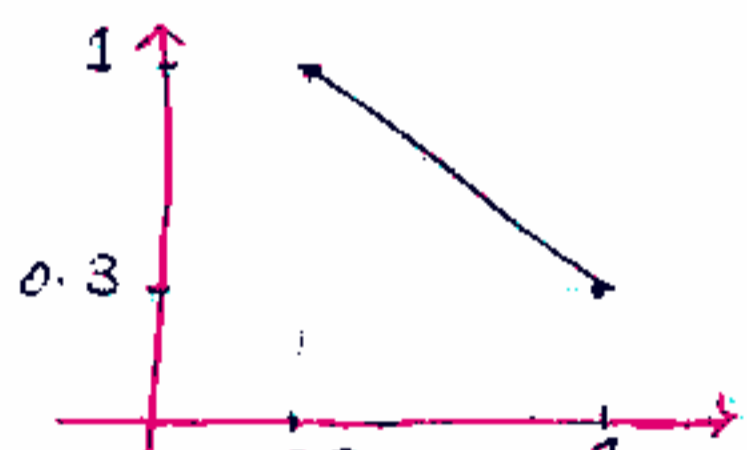
$$* \text{تنش کششی مجاز} \quad F_t = \frac{T_u}{A_b} \leq Q F_{nt} \quad \text{تنش کششی موجود}$$

- ✓  $V_h$  = نیروی برشی ضربدار کف ستون  
 ✓  $T_u$  = نیروی گسشی ضربدار کف ستون  
 ✓  $A_b$  = سطح مقطع بولت ها  
 ✓  $\phi = 0.75$  ضریب تطیل

- \* مقادیر  $F_{nt}$  و  $F_{nv}$  :  
 + اگر فقط گسش یا فقط برش داشته باشیم :  
 \*  $F_{nv} = \begin{cases} 0.4 F_u & \text{سطح برش از جهت برش داشته شده می گذرد} \\ 0.5 F_u & \text{سطح برش " " " نمی گذرد} \end{cases}$   
 \* سطح برش : محل اتصال کف ستون به پی است. زیر سقف ستون قرار دارد.  
 \*  $F_{nt} = 0.75 F_u$

- ✓  $F_u$  = تنش گسشی بولت ها  
 + اگر از هم زمان گسش و برش را داشته باشیم :  
 مقدار  $F'_{nt} = F_{nt} (1.3 - \frac{F_v}{\phi F_{nv}}) \leq F_{nt}$   
 مقدار  $F'_{nv} = F_{nv} (1.3 - \frac{F_t}{\phi F_{nt}}) \leq F_{nv}$  ✓  $\phi = 0.75$

- \*  $F_{nt}$  و  $F_{nv}$  همان مقادیر مجاز است قبل می باشند (بدون احتساب از هم زمان گسش و برش)  
 \* روابط فوق بصورت شعاعاری نیز قابل نمایشی اند.



- مثال : یک کف ستون بارهای عمودی فشاری مرده و زنده بدون ضریب  $20^*$  و  $40^*$  وارد می شود. مقطع ستون  $I_p 3200$  است. اگر خمشی منفی است. نیروی برشی منفی است. ستون وسط سقف ستون قرار دارد و کف ستون نیز وسط پی قرار دارد. پی به صورت نواری به عرض  $1^m$  و طول  $10^m$  می باشد. مقاومت فشاری بتن  $250 kg/cm^2$  می باشد. مطلوب است طراحی کف ستون.

حل:

$$\begin{cases} 1) 1.4D \rightarrow P_{u1} = 1.4 \times 40 = 56^t \\ 2) 1.25D + 1.5L \rightarrow P_{u2} = 1.25 \times 40 + 1.5 \times 20 = 80^t \end{cases}$$

$$\rightarrow P_u = \max(P_{u1}, P_{u2}) = 80^t$$

2. تعیین ابعاد صفحه ستون:

$$\Phi_c P_p \geq P_n \quad \text{و} \quad \Phi_c = 0.6, \quad P_n = 80^t, \quad P_p = 0.85 f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f_c A_1$$

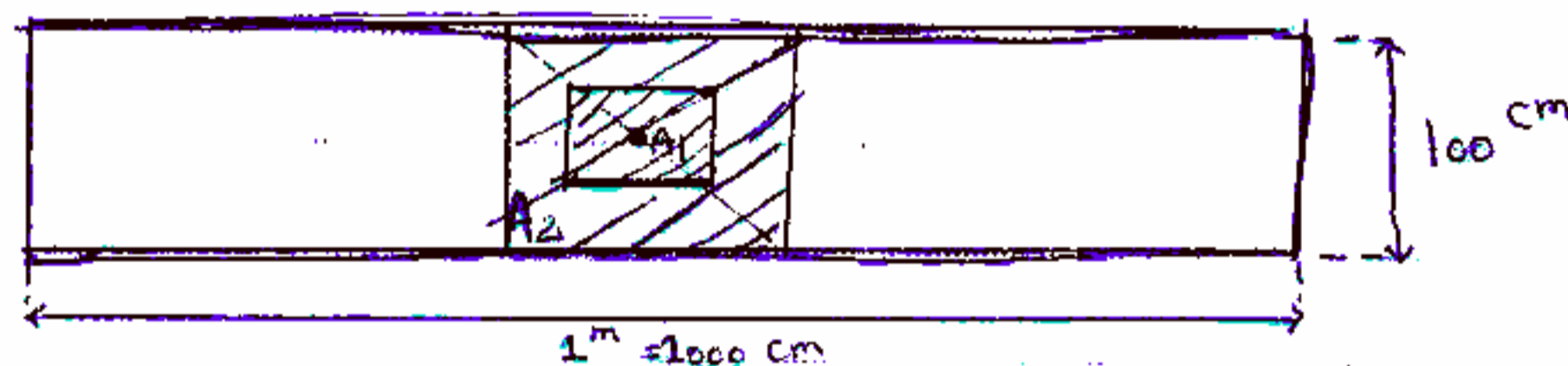
 $A_1, A_2$  (?)

چون هر رابطه‌ای بالا در جدول وجود دارد  $(A_2, A_1)$  پس مقابله نیست. ابتدای حدس اولیه برای  $P_p$  می‌زنیم. بعد از بدست آمدن ابعاد کف ستون، کنترل می‌کنیم آیا هواگوست یا نه.

\* برای کف ستون میانی  $\rightarrow 1.7 f_c A_1$   
 \* حدس اولیه  
 \* برای کف ستون کناری  $\rightarrow 0.85 f_c A_1$

$$\rightarrow 0.6 \times 1.7 f_c A_1 = 0.6 \times 250 \times \frac{B_{x1.7}^2}{\text{cm}^2} \geq 80,000 \quad B \geq 17.71$$

که مقدار فوق از ابعاد ستون کوچکتر است و اجزای نیست و با توجه به آن که  $A_1 = B \times B = B^2$  و ستون  $IPB200$  است، کف ستون را  $30 \times 30$  فرض می‌کنیم (۰.۵ تا ۲ برابر عرض ستون)



$$P_p = 0.85 \times 250 \times (30)^2 \times \sqrt{\frac{(100)^2}{(30)^2}} = 637500 \quad \text{و} \quad 1.7 \times 250 \times (30)^2 = 382500$$

$$\rightarrow P_p = 382500$$

$$\rightarrow \Phi_c P_p \geq P_n \rightarrow 0.6 \times 382500 \geq 80,000 \rightarrow 229500 \geq 80,000 \quad \checkmark$$

۳- تعیین مقاطع گفنستون

Ip 13200 <sup>مثال</sup> (b<sub>f</sub>=20, d=20)

$$* n = \frac{30 - 0.8(20)}{2} = 7 \quad * m = \frac{30 - 0.95(20)}{2} = 5.5$$

$$* n' \lambda = (5)(0.66) = 3.3$$

$$n' = \frac{1}{4} \sqrt{d b_f} = \frac{1}{4} \sqrt{20 \times 20} = 5 \checkmark$$

$$X = \frac{4 d b_f}{(d + b_f)^2} \times \frac{P_u}{\phi P_p} \leq 1 \checkmark \quad X = \frac{(4)(20 \times 20)}{(20 + 20)^2} \times \frac{80,000}{0.6 \times 382,500} = 0.35 \leq 1 \checkmark$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{x}}{1 + \sqrt{1 - x}} = \frac{2\sqrt{0.35}}{1 + \sqrt{1 - 0.35}} = 0.66 \leq 1 \checkmark$$

$$t = (1.5) \sqrt{\frac{F_p}{F_y}} \times \text{Max}(n, m, n') \quad , \quad F_p = \frac{P_u}{A_1} = \frac{(80,000)}{(20)^2} = 88.9$$

$$t = (1.5) \sqrt{\frac{88.9}{2400}} \times \text{Max}(7, 5.5, 3.3) = 2.09$$

۴- تعیین تعداد ورقهای بولت ها:

چون فاقد برش و گسش می باشد از حداقل تعداد بولت ها یعنی ۴ بولت و قطر ۱۸ یا ۲۰ میلیمتر استفاده می کنیم.

□ مثال: در مثال قبل اگر علاوه بر بارهای مرده وزنه ی مرده شده بر اثر بار زلزله در ستون یک نیروی محوری  $P_u^*$  و یک نیروی برشی  $V_u^*$  نیز وجود داشته باشد مطلوب است طراحی بولت ها از آرماند AIII و تنش کششی  $F_u = 6000 \text{ kg/cm}^2$ .

۱) ۱.۴۰

سطح برش از جهت درگاه بگود عبور می کند.

۲) ۱.۲۵D ± ۱.۵L برای نیروی برشی، با توجه به آنکه حالت مرده وزنه نیروی برشی ندارند. هر یک از

۳) ۰D ± ۱.۲L ± ۱.۲E در حالت ۳ و ۴ می توانند جبرانی باشند. اما برای نیروی کششی چون

۴) ۰.۸۵D ± ۱.۲E بارزنده ایجاد نیروی فشاری می کنند و نیروی کششی می تواند حالت دوم

\*  $T_r = -0.85 \times 40 + 1.2 \times 60 = 38^t$  جبرانی نیست و حالت چهارم جبرانی است.

\*  $V_r = 1.2 \times 20 = 24^t$  طراحی برای حالت چهارم انجام می شود.

✓ برای این جا اگر زمان گشتن و پرش وجود دارد مقادیر  $F_{nt}$  و  $F_{nv}$  باید به شی  
زیر اصلاح شود:

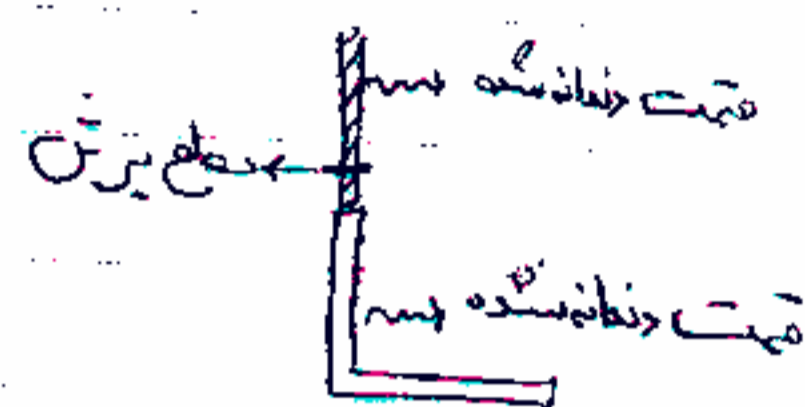
$$* \phi_t R_{nt} = \phi F_{nt} A_b \geq T_n$$

$$* \phi_t R_{nv} = \phi F_{nv} A_b \geq V_n$$

✓ اگر زمان گشتن و پرش:

$$* F'_{nt} = F_{nt} \left( 1.3 - \frac{P_v}{\phi F_{nv}} \right) \leq F_{nt}$$

$$* F'_{nv} = F_{nv} \left( 1.3 - \frac{P_t}{\phi F_{nt}} \right) \leq F_{nv}$$



$$F_{nt} = 0.75 F_u = 0.75 \times 6000 = 4500$$

$$F_{nv} = 0.4 F_u = 0.4 \times 6000 = 2400$$

$$* F_t = \frac{T_n}{A_b} \text{ و } F_v = \frac{V_n}{A_b} \text{ هر دو محول اند}$$

\* چون بولت ما نا محمول اند به تبع آن  $F_t$  و  $F_v$  و در نتیجه  $F_{nt}$  و  $F_{nv}$  نیز محمول اند  
به همین علت مجبوریم به صورت بی و خطا تقاضایی برای  $F_{nt}$  و  $F_{nv}$  حدی نرم و بر اساس  
این تقاضا می کنیم بولت ها را طراحی کنیم پس از محاسبه شدن بولت ها می توان فرض  
اولیه را کنترل نمود و در صورت لزوم محاسبات را اصلاح نمود و می تواند بی و خطا را تا  
جایی ادامه دارد که تقاضای دقیق به فرضیات اولیه به تعداد قابل قبولی نزدیک شوند

$$* F'_{nt} = 0.8 F_{nt} = 0.8 (4500) = 3600$$

$$* F'_{nv} = 0.8 F_{nv} = 0.8 (2400) = 1920$$

$$\phi F'_{nt} A_b \geq T_n \rightarrow 0.75 \times 3600 \times A_b \geq 38000 \rightarrow A_b \geq 14.07 \text{ (I)}$$

$$\phi F'_{nv} A_b \geq V_u \rightarrow 0.75 \times 1920 \times A_b \geq 24000 \rightarrow A_b \geq 16.7 \text{ (II)}$$

\* حالت دوم بحرانی تر است

$$A_b = n \times \frac{\pi d_b^2}{4} \geq 16.7$$

در اینجا تعداد  $(n)$  و قطر بولت ها  $(d_b)$  محمول است میکی را باید فرض کرد و دیگری را به دست  
آوریم. حداقل تعداد بولت ها ۴ است و حداقل قطر  $18 \text{ mm}$  تعداد بولت ها معمولاً عددی زوج می باشد.

\* از لحاظ اجرایی بهتر است قطر بولت‌ها بیشتر از  $36\text{ mm}$  اختیار نشود. در صورت لزوم می‌توان تعداد را افزایش داده و در عوض قطر بولت‌ها را کاهش داده. تعداد بولت‌ها نیز معاکر خاصی ندارد، اما باید ابعاد مفصل ستون به گونه‌ای باشد که بولت‌ها داخل آن جا شود. به گونه‌ای که فاصله‌ی محور تا محور بولت‌ها از  $3d_b$  کمتر نشود. فاصله‌ی مرکز بولت‌ها تا لبه‌ی کف ستون از  $2$  تا  $2.25d_b$  باید در نظر گرفته شود.

\* قطرهای مرسوم بولت‌ها:  $d_b = 18, 20, 22, 24, 25, 28, 32, 36$

✓  $n \geq 4$  فرض می‌کنیم و  $d_b$  را محاسبه می‌کنیم.  $d_b = 24\text{ mm}$  به  $d_b \geq 20.3$

✓ اگر قطر بدست آمده برای بولت غیر اجرایی بود تعداد را افزایش داده و قطر بولت را محاسبه می‌دهیم.

✓ محاسبه با بولت آمدن قطر بولت‌ها، مقادیر دقیق  $F'_{nt}$  و  $F'_{nv}$  را محاسبه کرده و براساس آن محاسبات بالا را کنترل می‌کنیم.

$$* A_b = n \times \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{4 \times \pi \times (2.4)^2}{4} = 18.1 \text{ cm}^2$$

$$* F_t = \frac{T_r}{A_b} = \frac{38000}{18.1} = 2099 \quad * F_v = \frac{V_r}{A_b} = \frac{2400}{18.1} = 1326$$

$$F'_{nt} = 4500 \left( 1.2 - \frac{1326}{0.75 \times 2400} \right) = 2535 < 4500 \quad \checkmark$$

$$F'_{nv} = 2400 \left( 1.3 - \frac{2099}{0.75 \times 4500} \right) = 1627 < 2400 \quad \checkmark$$

	$F'_{nt}$	$F'_{nv}$
مقادیر فرض شده	3600	1920
مقادیر بدست آمده	2535	1627

\* مقادیر فرض شده بیشتر از مقادیر حقوق است و ممکن است قطر بدست آمده برای بولت‌ها حکم باشد. مقادیر مرحله‌ی دوم اکثریت به فرض اولیه نیز کمتر باشند. طراحی دسته‌بندی

Subject

Date

انجام شده و باید قطر را کم کنیم و اگر کوچکتر باشد طولی دسته پایین انجام شده  
و باید قطر را افزایش دهیم.

$$* \phi F_{nt}' A_b = 0.75 \times 2535 \times 18.1 = 34412 \checkmark T_r = 38000$$

$$* \phi F_{nv} A_b = 0.75 \times 1627 \times 18.1 = 22086 \checkmark V_r = 24000$$

\* چون فاصله ی مقادیر موجود با مقادیر مجاز نسبتاً کم است (در حدود ۱۵٪) به نظر می رسد با افزایش  
یک ساین در قطر بولت ها یا افزایش ساین و تعداد آن ها جوابگو باشد.  
\* از ۴ بولت به قطر ۲۵mm استفاده کرده و محاسبات را تکرار می کنیم.

$$* A_b = n \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{4 \times \pi \times (2.5)^2}{4} = 19.625$$

$$* F_t = \frac{T_r}{A_b} = \frac{38000}{19.63} = 1935.8 \approx 1936$$

$$* F_v = \frac{V_r}{A_b} = \frac{24000}{19.63} = 12.23 \times 10^{-2} \approx 1223$$

$$* F_{nt}' = 4500 \left( 1.3 - \frac{12.23 \times 10^2}{0.75 \times 2400} \right) = 2793 < 4500 \checkmark$$

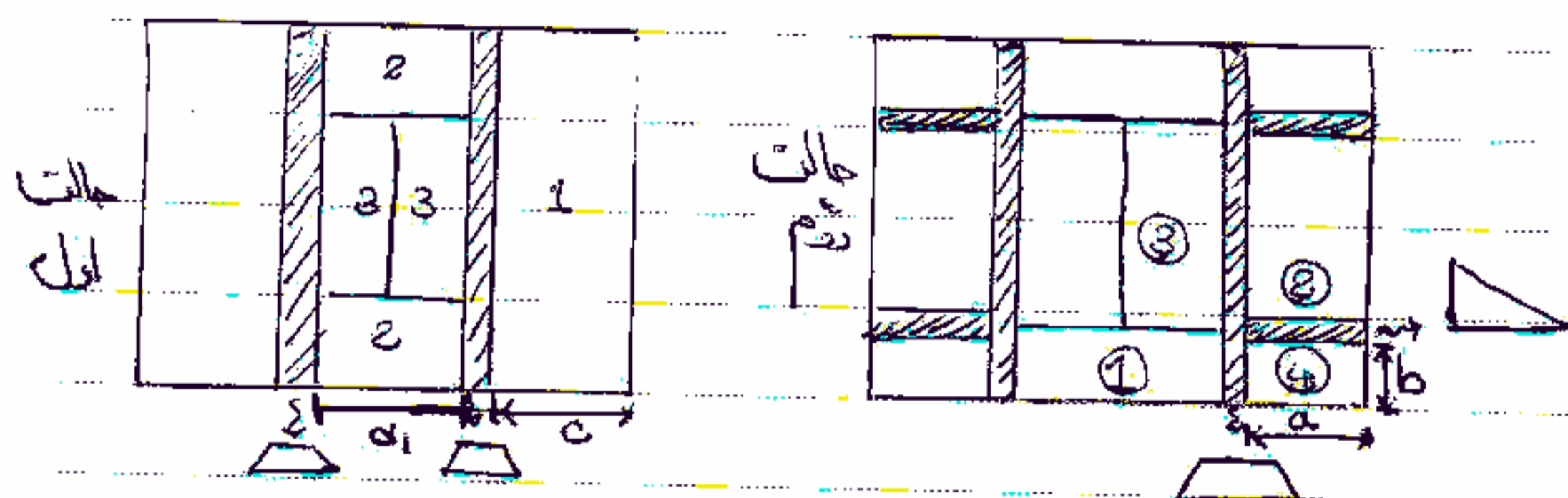
$$* F_{nv}' = 2400 \left( 1.3 - \frac{1936}{0.75 \times 4500} \right) = 1743 < 2400 \checkmark$$

$$* \phi F_{nt}' A_b = 0.75 \times 2793 \times 19.63 = 41120 \checkmark T_r = 38000 \checkmark$$

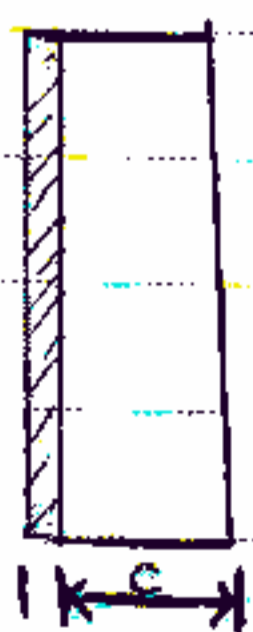
$$* \phi F_{nv}' A_b = 0.75 \times 1743 \times 19.63 = 25661 \checkmark V_r = 2400 \checkmark$$

\* استفاده از سخت کننده ها در کف ستون ها به سخت کننده ورقه ای است که معمولاً به شکل مثلث یا ذوزنقه و یا مستطیل عمود بر صفحه ستون و به ستون و صفحه متصل است. استفاده از سخت کننده باعث کاهش ضخامت کف ستون و همچنین ایجاد گیرایی بیشتر در کف ستون می شود.

✓ آنالیز و طراحی کف ستون های حاوی سخت کننده، تقریباً مشابه کف ستون های عادی است.   
 ✓ جز در مورد تعیین ضخامت کف ستون،   
 ✓ سخت کننده ها به شکل های مختلفی می توانند بر روی کف ستون اجرا شوند، در زیر دو نمونه ترمیم شده است.



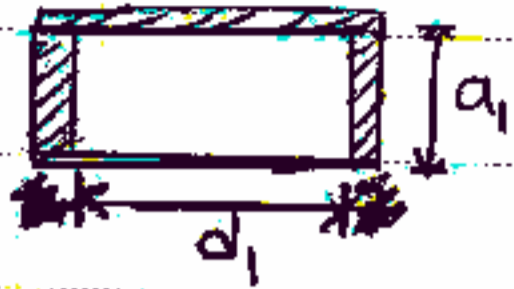
\* سخت کننده به همراه جان و بال ستون و کف ستون را به مینو نامیه تقسیم می کنند که مینو نامیه محور به سخت کننده ستون و بال به کف ستون می باشد. افزایش ستون و سخت کننده برای هر یک از این موارد می تواند نقش اتصال گیر را ایفا کند. به این ترتیب هر نامیه می تواند در یک وجه، در دو وجه، سه وجه و یا چهار وجه خود گیر را باشد. با توجه به تنش زو کف ستون در مینو نامیه می توان گفت MAX ایجاد شده در عرض وامد کف ستون را محاسبه کرد.   
 این تنش در مینو نامیه با حالتی که سخت کننده وجود ندارد در مینو نامیه قابل ملاحظه ای کمتر است. MAX تنش عادی در مینو نامیه مختلف می تواند تعیین ضخامت کف ستون قرار می گیرد.



$$* M_{max} = \frac{F_p \times c^2}{2}$$

$$* F_p = \frac{P_r}{A_1}$$

\*  $F_p$  = تنش ناشی از بارهای فنی بار وارد بر کف ستون

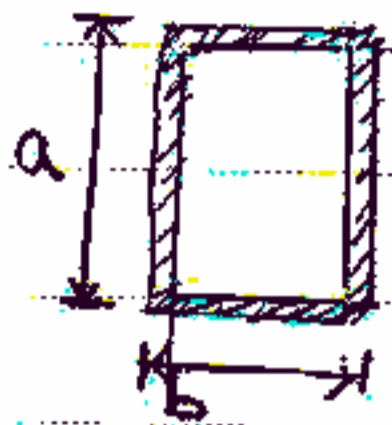


\* نامی 2، 3 طرف گیردار است

$$M_{max} = \alpha_2 f_p a_1^2$$

\*  $\alpha_2$  وابسته به نسبت  $\frac{a_2}{a_1}$  است و از جدول زیر بدست می آید

$\frac{a_2}{a_1}$	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.2	1.4	2	> 2
$\alpha_2$	0.06	0.074	0.088	0.097	0.107	0.112	0.120	0.126	0.132	0.133



$$M_{max} = \alpha_1 f_p b^2$$

\* نامی 3، 4 طرف گیردار

\*  $\alpha_1$  وابسته به نسبت  $\frac{a}{b}$  است و از جدول زیر استخراج می شود

$\frac{a}{b}$	1	1.1	1.2	1.4	1.5	1.6	1.8	1.9	2	> 2
$\alpha_1$	0.048	0.055	0.062	0.075	0.081	0.086	0.094	0.098	0.099	0.1

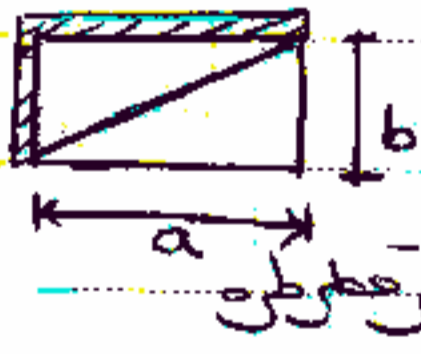
در صورتی که در حالت عدم تقوای 1 و 2، 3 طرف گیردارند و نامی 3، 4 طرف گیردار است و نامی 4، 4 طرف گیردار می باشد. تقوای 1 تا 3 مطابق حالت قبل می باشد.

\* برای نامی 4، در حالت دوم:

تکس MAX: شرح زیر محاسبه می شود. قطر نامی رسم می شود و مرکز آن در وسطی به لب های آن را نامی نسبت به قطر نامی و مانند یک طنز عمل می کند.

نیروی طرزی این جهت طرح از رابطه زیر محاسبه می شود:

تفصیلی عمل این نیرو تا قطر نامی برابر با ارتفاع وارده و پس می باشد، در نتیجه اندر max برای عرض واحد برابر خواهد بود با  $\frac{1}{2}$  ضرب



$$* c = \sqrt{a^2 + b^2}$$

$$= \frac{f_p a b}{2}$$

$$* M_{max} = \frac{1}{c} \left( \frac{f_p a b}{2} \right) \left( \frac{ab}{3c} \right) = \frac{f_p a^2 b^2}{6 c^2} = \frac{f_p a^2 b^2}{6 (a^2 + b^2)}$$

\* پس از محاسبی لنگر  $M_{max}$  برای تمامی نواحی بین آن‌ها بزرگترین مقدار را اختیار می‌کنیم. با توجه به آن که این لنگر به عرض واحد صفر ستون وارد می‌شود می‌توان به شرح زیر ضخامت صخر ستون را محاسبه کرد.



$$* \phi_b M_n \geq M_{pu}, \quad M_{pu} = M_{max}$$

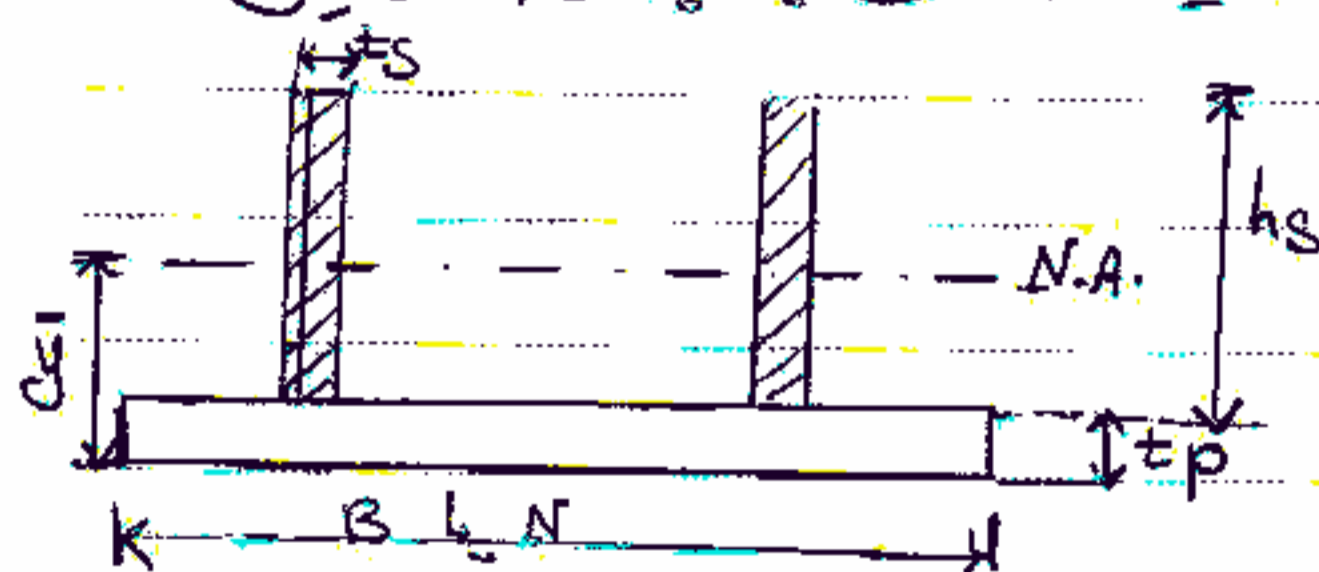
$$* M_n = Z \cdot f_y, \quad Z = \frac{1 \times t^2}{4} \quad (\text{اساس مقطع مستطیل})$$

$$* \frac{0.9 \times t^2 \times f_y}{4} \geq M_{max} \text{ و } t \geq 2.117 \sqrt{\frac{M_{max} \text{ (kgf.cm)}}{f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}}}$$

\* کنترل تنش در مقطع پیرامونی لپه‌ی ستون:

برای این منظور در لبه‌های نئون مقاطع پیرامونی در وضعیت اصلی را ترسیم می‌کنیم و فاصله آن دو صخر ستون که بین لپه‌ی صخر ستون تا مقطع پیرامونی قرار می‌گیرد همانند یک تیر طره عمل می‌کند. از روابط تیرهای طره لنگر  $M_{max}$  در مقطع پیرامونی را بدست می‌آوریم سپس با یک عرض عرضی در مقطع پیرامونی را که شامل سخت کننده و صخر ستون می‌باشد را رسم می‌کنیم.

بر اساس روابط تیرها این مقطع باید برای تحمل لنگر وارده چوبالگو باشد. برای این منظور باید موقعیت محور خنثی الاستیک، مکان تقاطع اینرسی و اساس مقطع نسبت به بالای مقطع را محاسبه کنیم و طبق رابطی زیر کنترل کنیم که مقطع چوبالگو می‌باشد یا خیر.



$$* \phi_b M_n \geq M_{pu}$$

$$* M_{pu} = M_{max}, \quad \phi_b = 0.9$$

$$* M_n = S_{top} \times f_y$$

$$* \bar{y} = \frac{\sum A_i \bar{y}_i}{\sum A_i} \quad * I_{N.A.} = \sum (I_i + A_i d_i^2) \quad * S_{top} = \frac{I_{N.A.}}{(h_s + t_p - \bar{y})}$$

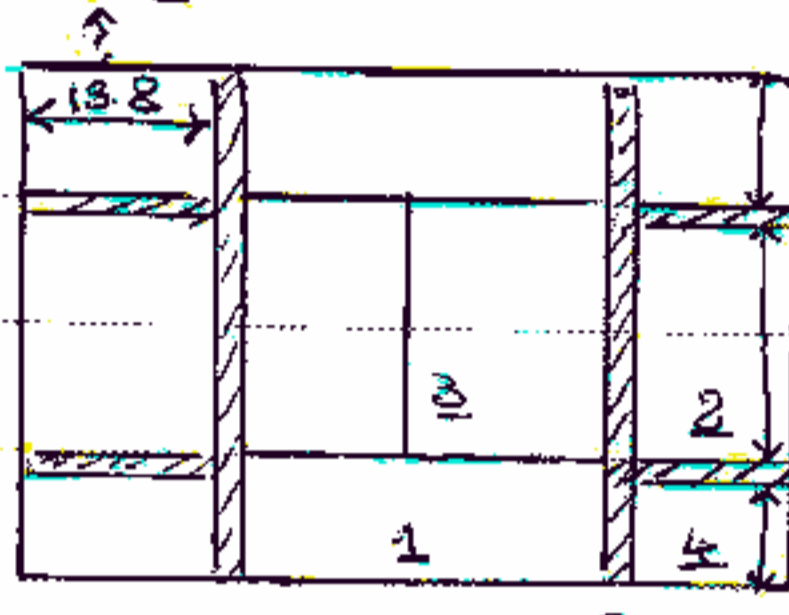
\* جهت رعایت شواهد مقاطع غیر مستطیل باید:

$$\left( \frac{h_s + t_p}{t_s} \right) \leq 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

که مطابق جان مقطع سیري تحت فشار است

مثال: برای یک کف ستون با ضخامت زیر مطلوب است تعیین ضخامت کف ستون

$$(60 - 30 - 2 \times 1.2) = 13.8$$



و کمتر از ابعاد سخت کننده ها:

با محوری متباعدان  $\pm 150$ ، ستون وسط کف اتومبیل

فاقد لنگ خمشی می باشد

ابعاد کف ستون  $60 \times 60$

ابعاد سخت کننده ها  $25 \text{ cm}$  ارتفاع

ضخامت  $1.2 \text{ cm}$

$$f_p = \frac{P_n}{A_1} = \frac{150 \times 10^3}{60 \times 60} = 41.7 \text{ kg/cm}^2$$

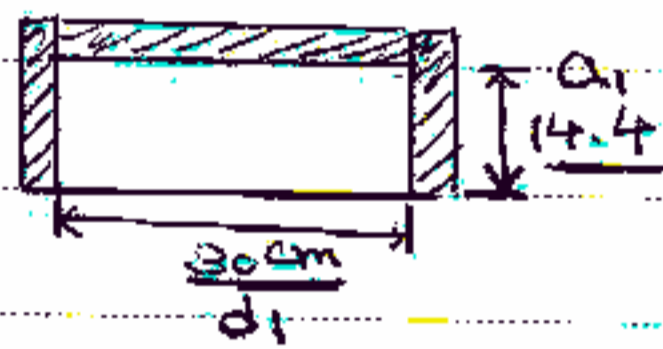
\* محاسبه  $f_p$

$$I_p B 300 \text{ مثلاً } b_f = 30 \text{ cm و } d = 30 \text{ cm}$$

صفحه ستون به  $144$  تقسیم شده است

\* در محاسبه ابعاد تقاضا می توان طول آزاد را لحاظ کرد. ضخامت سخت کننده ها و بال ها و جان های

ستون را از ابعاد کم کنیم



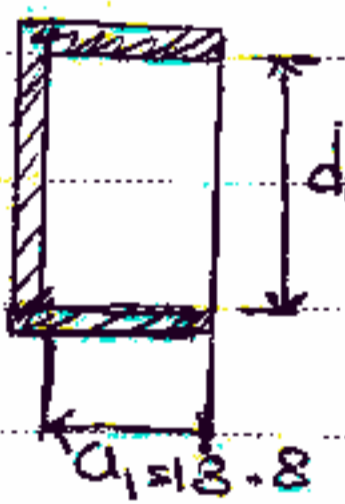
$$M_{max} = \alpha_2 f_p a_1$$

$$\alpha_1 = \frac{a_1}{d_1} = \frac{14.4}{30} = 0.48 \approx 0.5$$

$$\alpha_2 = 0.06$$

$$M_{max} = (0.06)(41.7)(14.4)^2 = 159 \text{ kgf-cm}$$

\*  $L$  می 2، 3 طرف گیردار

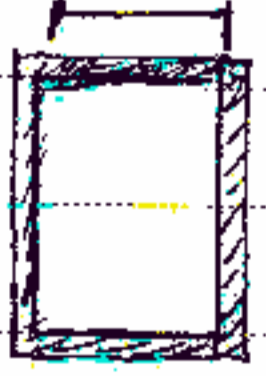


$$\alpha_1 = \frac{a_1}{d_1} = \frac{13.8}{28.8} = 0.48 \approx 0.5$$

$$\alpha_2 = 0.06$$

$$M_{max} = (0.06)(41.7)(13.8)^2 = 476 \text{ kgf-cm}$$

\*  $L$  می 3، 4 طرف گیردار



$$\alpha_1 = \frac{a_1}{d_1} = \frac{29.72}{14.97} = 2.03 \approx 2$$

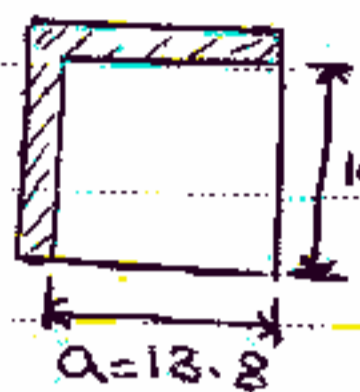
$$\alpha_2 = 0.06$$

$$M_{max} = (0.06)(41.7)(29.72)^2 = 476 \text{ kgf-cm}$$

در این جا از بعد افقی نصف ضخامت جان و از بعد عمودی عرض بال را

کم می کنیم

جدول  $\alpha_1 = 1 \rightarrow M_{max} = 0.1 \times 41.7 \times (14.5)^2 = 885.22$

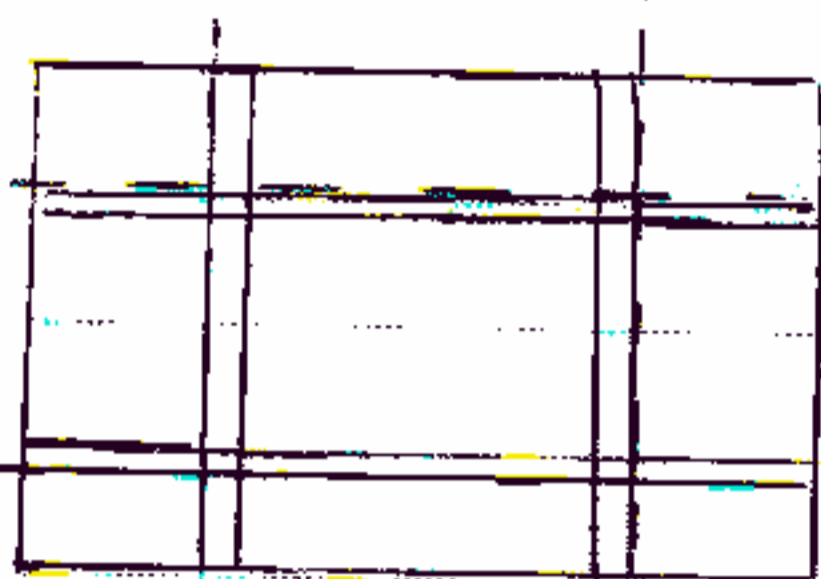


$M_{max} = \frac{f_p \times \alpha^2 b^2}{6(a^2 + b^2)}$

$M_{max} = \frac{(41.7)(13.8)^2(14.4)^2}{6(13.8^2 + 14.4^2)} = 690$

$M_{max} = \max(159, 476, 885.22, 690) = 885.22 \text{ kgf.cm}$

$\pm 2.11 \sqrt{\frac{M_{max}}{f_y}} = 2.11 \sqrt{\frac{885.22}{2400}} = 1.25 \sim \pm 1.5 \text{ cm}$



\* کنترل تنش در لبه های بزرگ : لبه بزرگ افقی

معماری لنگر در مقطع بزرگ ناشی از فشار لبه بزرگ افقی

زیر کف ستون مطابق تیر طره محاسبه می شود

عرض کف ستون را به سازهات مقطع بزرگ انتخاب می کنیم

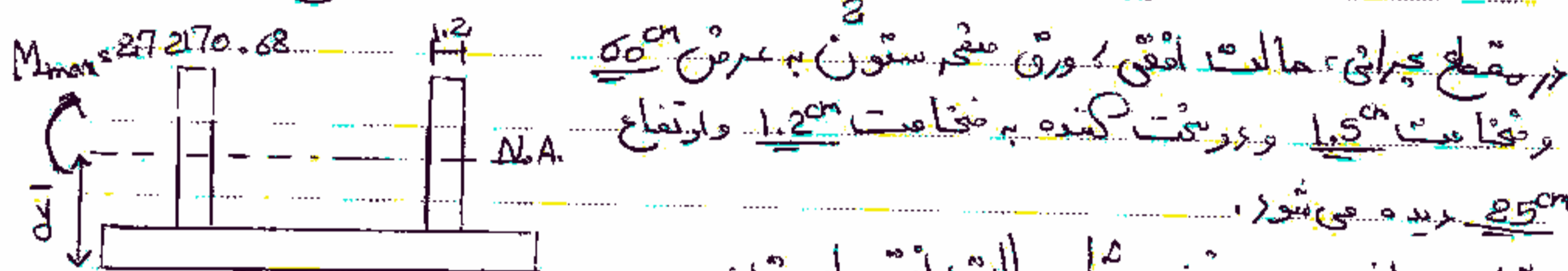
لبه بزرگ تمام  
لبه بزرگ تمام

$M_{max} = \frac{q L^2}{2} = \frac{(f_p \times \text{عرض کف ستون}) (L^2)}{2}$

$L =$  فاصله بین دو ستون تا لبه ی کف ستون

برای مقطع بزرگ افقی  $M_{max} = \frac{(41.7 \times 60)(14.4)^2}{2} = 272170.688$

برای مقطع بزرگ عمودی  $M_{max} = \frac{(41.7 \times 60)(13.8)^2}{2} = 238246$



در مقطع بزرگ حالت افقی و ورق سیم ستون به عرض 50cm و ارتفاع 1.2m و ارتفاع 1.2m

در مقطع بزرگ عمودی و ورق سیم ستون به عرض 50cm و ارتفاع 1.2m

مقطع بزرگ عمودی نیز مشابه حالت افقی است

چون دو حالت مشابه است کافیست یکی از دو حالت را بررسی کنیم و حالتی را بررسی می کنیم

حالتی max آن بیشترین است (آخر مشابه بود صرف در حالت باید بررسی شود یا باید تشخیص دهیم کدام بزرگ تر است)

Subject  
Date

$$* \bar{y} = \frac{\sum A_i \bar{y}_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \times 1.5 \times 0.75) + (2 \times 25 \times 1.2) \left( \frac{25}{2} + 1.5 \right)}{(60 \times 1.5) + (2 \times 1.2 \times 25)} = \frac{907.5}{150} = 6.05$$

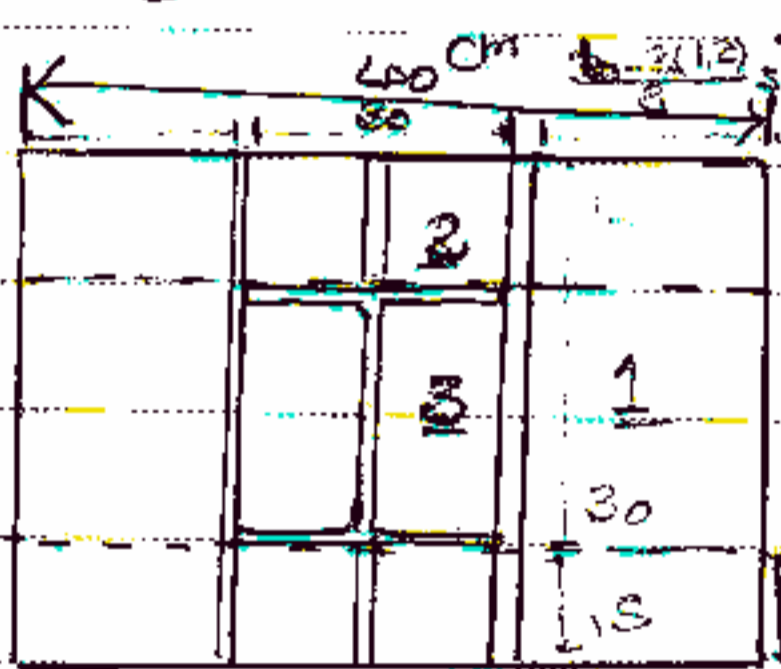
$$* I_{N.A.} = \sum (I_i + A_i d_i^2) = \left[ \frac{1}{12} \times 60 \times (1.5)^3 + 60 \times 1.5 \times \left( 6.05 - \frac{1.5}{2} \right)^2 \right] + 2 \left[ \frac{1}{12} \times 1.2 \times (25)^3 + (1.2)(25) \left( \frac{25}{2} \right)^2 \right]$$

$$S_{top} = \frac{I_{N.A.}}{h_s + t_p - \bar{y}} = \frac{9462 \text{ cm}^4}{(25 + 1.5 - 6.05) \text{ cm}} = 470 \text{ cm}^3$$

$$\phi_b M_n \geq M_r \rightarrow M_n = S_{top} \times f_y$$

$$0.9 \times 4.70 \times 2400 = 10152 = 1015200 \text{ kgf-cm} \rightarrow M_n = M_{max} = 281475$$

$$* \text{کنترل نسبت ارتفاع به ضخامت سخت کننده ها: } \frac{h_s + t_p}{t_s} = \frac{25 + 1.5}{1.2} = 22.08 \leq 0.75 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 22.18$$



□ مثال قبل را برای ترکیب این دو حالت زیر دوباره حل کنید.  
گف ستون در وسط یکی پی به ابعاد  $2 \times 2 \text{ متر}$  دارد.  $f_c = 210$

گام اول: بارهای مرئی بار  $P_r = 150^t$

گام دوم: کنترل کفایت ورق گف ستون

$$\phi_c P_p \geq P_r \rightarrow$$

$$P_p \geq \frac{150^t}{0.8} = 250^t = 250,000 \text{ kg}$$

$$P_p = 0.85 f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f_c A_1$$

$$= 0.85 \times 210 \times (60 \times 40) \times \sqrt{\frac{(200 \times 280)}{(60 \times 40)}} \leq 1.7 f_c A_1$$

$$= 1,748,935 \leq 85,6800 \rightarrow P_p = 856800$$



$$f_p = \frac{Pr}{A_1} = \frac{150 \times 10^3}{60 \times 40} = 62.5 \text{ kg/cm}^2$$

گام دوم: ضایعی فکام شگفتیون  
ضایعی  $f_p$ :

$$M_{max} = f_p \times c^2 = 62.5 \times (2.9)^2 = 262.81 \text{ kg.cm}$$

$$\alpha_1 = \frac{15}{14.4} = 1.04 \Rightarrow \alpha_2 = 0.112$$

$$M_{max} = (0.112) \times (62.5) \times (15)^2 = 1575$$

$$\alpha = \frac{29.72}{14.57} = 2.03 \approx 2$$

$$M_{max} = 0.1 \times 62.5 \times (14.57)^2 = 1326.78$$

$$\rightarrow M_{max} = \max(262.81, 1575, 1326.78) = 1575 \text{ kgf.cm}$$

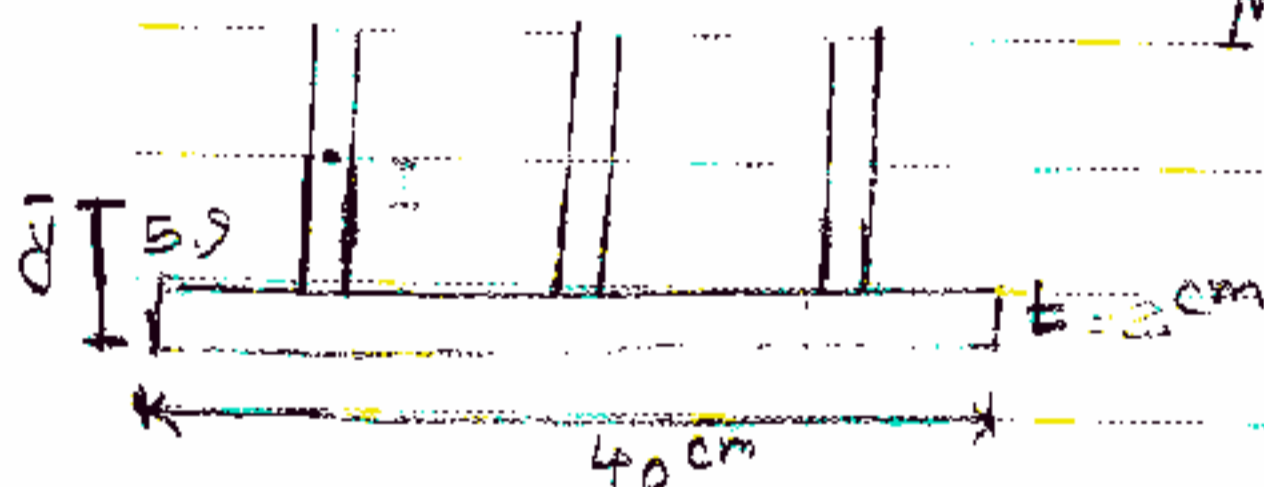
$$t \geq 2.11 \sqrt{\frac{M_{max}}{f_y}} = 2.11 \sqrt{\frac{1575}{2400}} = 1.7 \text{ cm} \rightarrow t \geq 1.7 \text{ cm}$$

\* کنترل ضایعی در لبهای جبرانی

فقط مقطع برای افقی وجود دارد چون مقطع جبرانی عمودی هیچ گشتاوی را ایجاد نمی کند.

$$M_{max} = \frac{(62.5)(40)(15)^2}{2} = 562500$$

مقطع جبرانی افقی



$$\bar{y} = \frac{\sum A_i \bar{y}_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \times 3)(11) + (3 \times 25 \times 1.2)(\frac{25}{2} + 2)}{(60 \times 3) + (3 \times 25 \times 1.2)} = \frac{1245}{210} = 5.9$$

$$I_{NA} = \sum (I_i + A_i d_i^2) = \left[ \frac{(60)(2)^3}{12} + (120)(5.9-1)^2 \right] + 2 \times \left[ \frac{(1.2)(25)^3}{12} + 2(1.2 \times 25) \right]$$

$$\left[ \frac{(25-5.9+1)^2}{2} \right] = 12807.1$$

$$S_{top} = \frac{I_{NA}}{h + t_p - \bar{y}} = \frac{12807.1}{25 + 1.2 - 5.9} = 630.9$$

Subject  
Date

$$\phi_b M_n \geq M_p, M_n = S_{top} \times F_y = 630.9 \times 2400 = 1514139.6$$

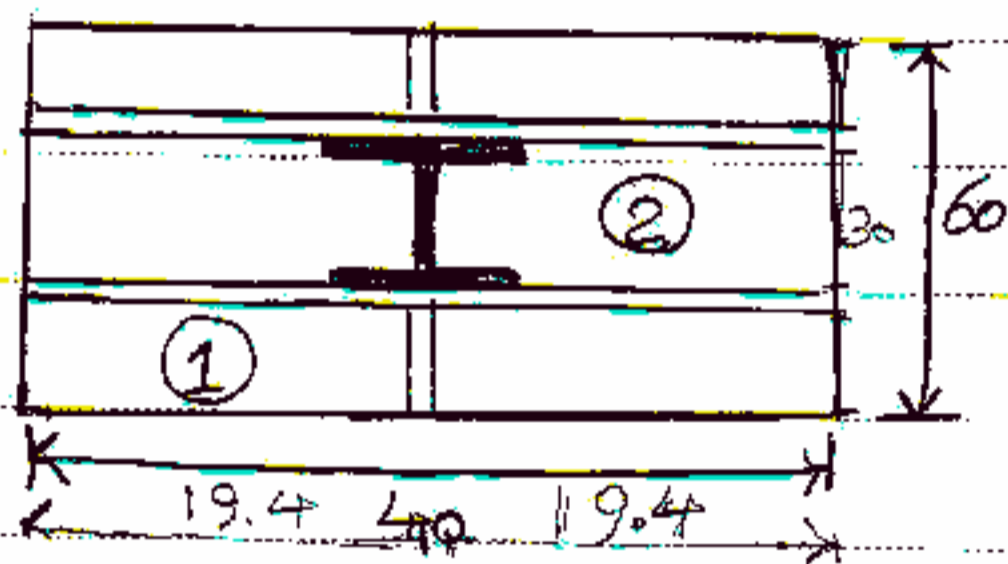
$$\Rightarrow 0.9 \times 1514139.6 = 1362725.64 > 562500 \quad \checkmark$$

\* کنترل نسبت ارتفاع به ضخامت تخت کننده ها

$$\frac{h_e + t_p}{t_s} = \frac{25+2}{1.5} = 22.5 < 0.75 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 22.18 \quad \checkmark$$

بنابراین نسبت ارتفاع تخت کننده ها هم در حد مجاز است.

در این تیرین تعداد بولت ها هم چنین است از بولت با ضخامت 18mm استفاده می کنیم.



$$F_p = \frac{P_u}{A_t} = \frac{150 \times 10^3}{40 \times 60} = 62.5$$

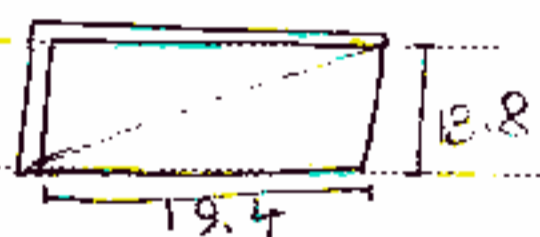
\* در حالتی

که ضایعی کفایت ستون

$$49.3 \pm 3302.5 \mid 280.62$$

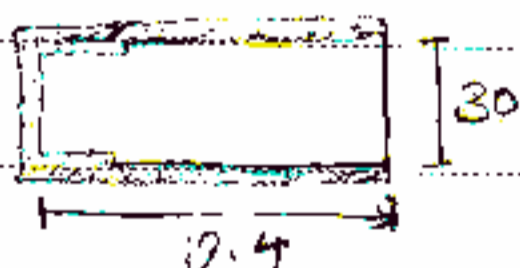
در حالتی ضخامت کف ستون

عمیق از تخت کننده استفاده شده است و ستون به دو ناحیه تقسیم شده است.



$$C = \sqrt{(13.8)^2 + (19.4)^2} = 23.4$$

$$M_{max} = \frac{F_p a^2 b^2}{6(a^2 + b^2)} = \frac{62.5 (13.8)^2 (19.4)^2}{6(13.8^2 + 19.4^2)} = \frac{4419624.9}{3400.8} = 1317.23$$



$$\alpha_2 = \frac{a_1}{a_2} = \frac{19.4}{30} = 0.64$$

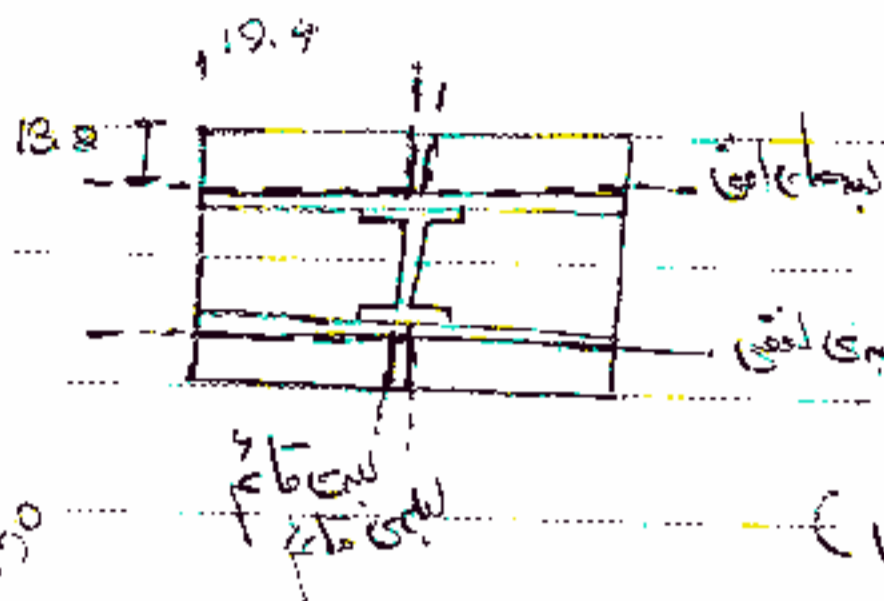
$$M_{max} = \alpha_2 F_p a_1^2 = (0.64)(62.5)(19.4)^2 = 1740.665$$

$$M_{max} = \max(1317.23, 1740.665) = 1740.665$$

$$\Rightarrow t \geq 2.11 \sqrt{\frac{M_{max}}{F_y}} = 2.11 \times \sqrt{\frac{1740.665}{2400}} = 1.79 \quad t \geq 2 \text{ cm}$$

Subject

Date



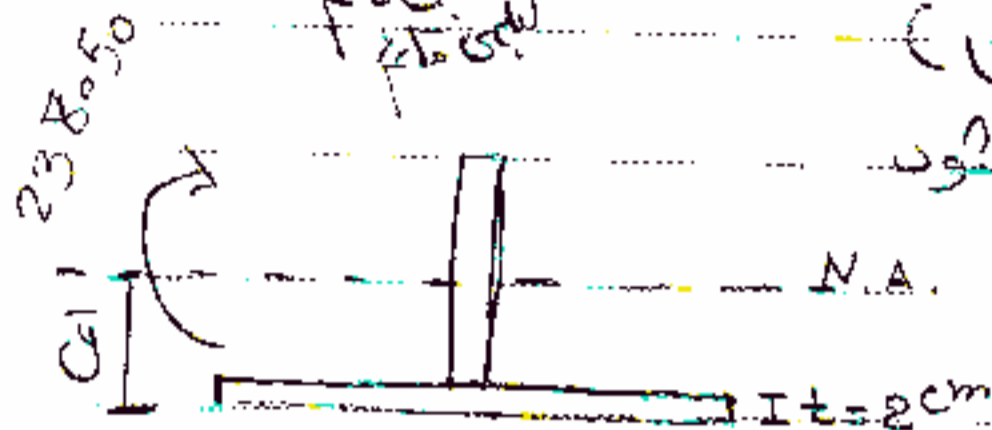
کنترل تنش در لبه های مجرای ۱

$$M_{max} = (625 \times 60) (19.4)^2 = 705675$$

$$M_{max} = (625 \times 40) (13.8)^2 = 238050$$

چون مقطع مجرای افقی و قائم یکسان است و در حالت پایداری شود

\* مقطع مجرای افقی:



$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(2 \times 40)(1) + (1.2 \times 25)(\frac{25}{2})}{(80 + 30)} = \frac{455}{110} = 4.14$$

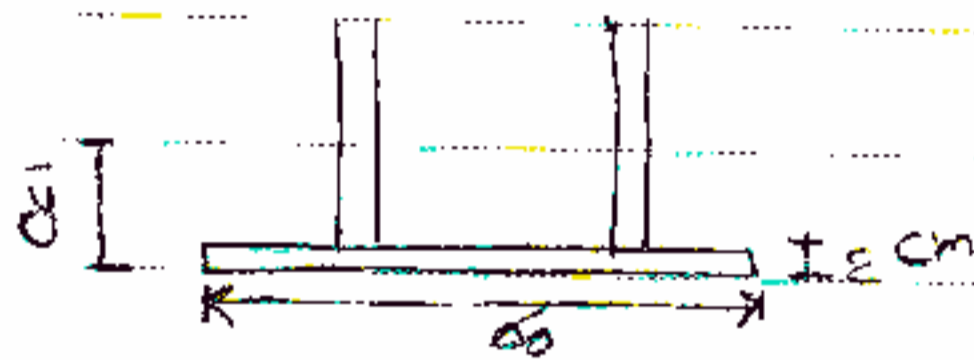
$$I_{N.A.} = \sum (I_i + A_i d_i^2) = \frac{(40)(2)^3}{12} + (80)(4.14 - 1)^2 + \frac{(1.2)(25)^3}{12} + (1.2 \times 25)(\frac{25}{2} - 4.14 + 2)^2$$

$$I_{N.A.} = 2688.74$$

$$S_{top} = \frac{I_{N.A.}}{h_s + t_p - \bar{y}} = \frac{2688.74}{2.5 + 2 - 4.14} = 117.62, M_n = S_{top} \times f_y = 117.62 \times 2400 = 282282$$

$$\phi_b M_n > M_p \rightarrow 0.9 \times 282282 = 254054 > 238050 \quad \checkmark$$

\* مقطع مجرای عمودی:



$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \times 2)(1) + (1.2 \times 25)(2)(12.5)}{(120 + 30 \times 2)} = 4.833$$

$$I_{N.A.} = \sum (I_i + A_i d_i^2) = \frac{(60)(2)^3}{12} + (120)(4.833 - 1)^2 + \frac{2(1.2)(25)^3}{12} + 2((1.2)(25)(12.5 - 2.48))$$

$$I_{N.A.} = 10535.804$$

$$S_{top} = \frac{I_{N.A.}}{h_s + t_p - \bar{y}} = \frac{10535}{2.5 + 2 - 4.83} = 475.22 \text{ cm}^3, M_n = 1140547.12$$

$$\phi_b M_n > M_p \rightarrow 0.9 \times 1140547.12 = 1026492 > 705675 \quad \checkmark$$

$$\frac{27}{4.5} = 6$$

100%

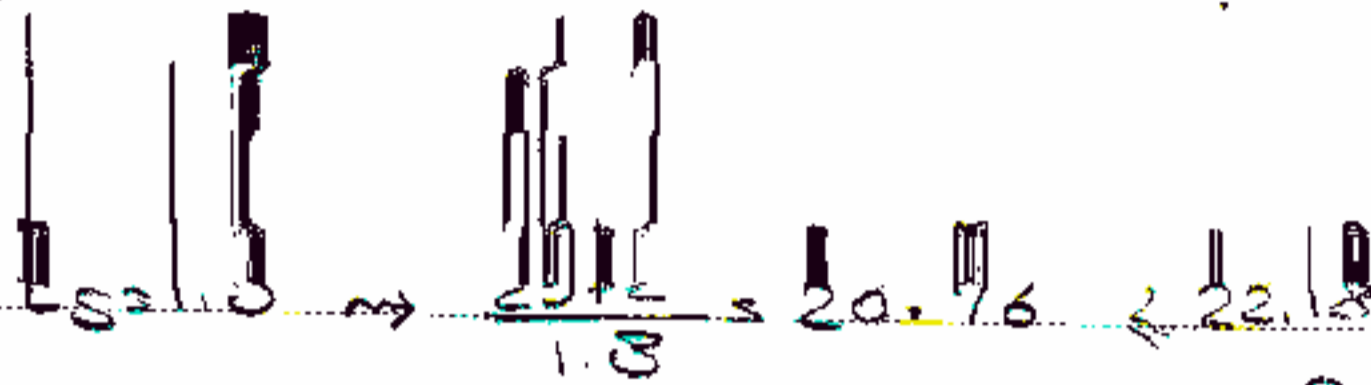
Subject

Date

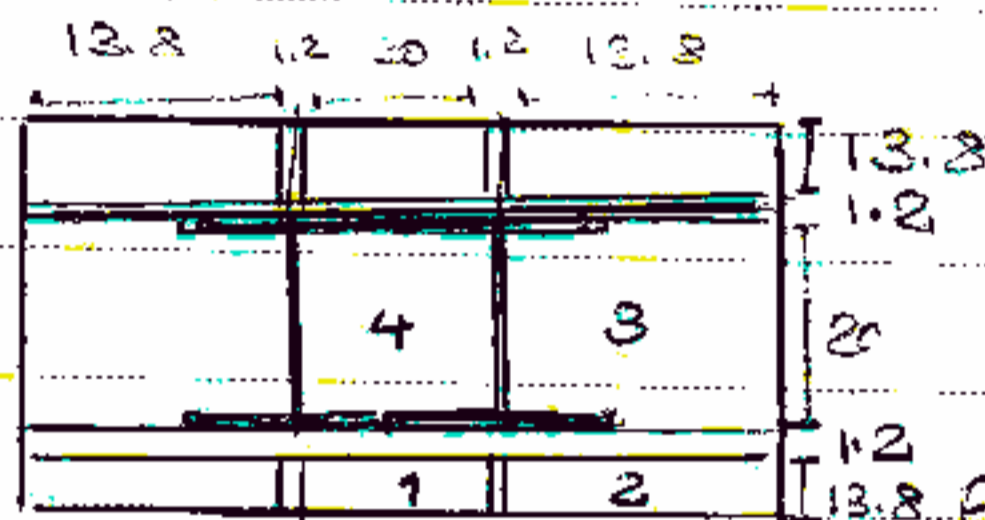
\* کنترل نسبت ارتفاع به ضخامت تخت کشته ها.

$$\frac{h_s + t_p}{t_s} = \frac{25 + 2}{1.2} = 22.5 \leq 22.18$$

لم و انگوشت می توانیم ضخامت تخت کشته ها را افزایش دهیم، یا از ارتفاع آن ها بکاهیم به شرط آن که در بخش ها تکیه باشند یعنی است ضخامت تخت کشته ها را کاهش دهیم



که حال باید تمام مراحل قبل را دوباره طی کنیم.

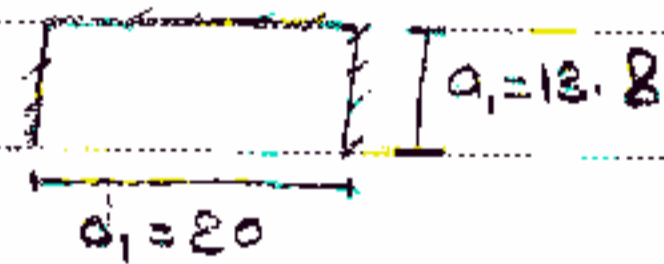


مهمترین و بحرین قبل را برای این حالت حل کنید  
کف ستون 50x50

ستون 2IpE200 به هم چسبیده

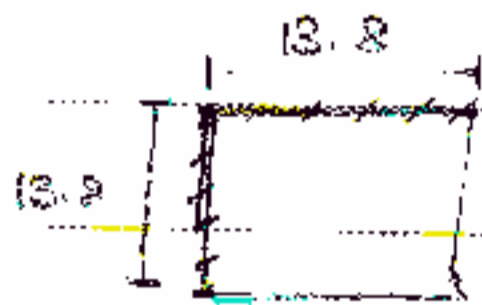
$$f_p = \frac{P_r}{A} = \frac{150,000}{50 \times 50} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

\* تمام اول: یعنی بار عمودی منبسط  $P_r = 150^+ = 150,000$   
\* تمام دوم: تخت کشته ها منفرجه است و با 4 ناحیه تقسیم کرده اند. باید گفت هر ناحیه 1 ناحیه شود



$$\alpha_1 = \frac{a_1}{a_2} = \frac{13.8}{20} = 0.69 \text{ (مردار)} \quad \alpha_2 = 0.088$$

$$M_{max} = f_p \times \alpha_2 \times a_1^2 = 1005.5232$$

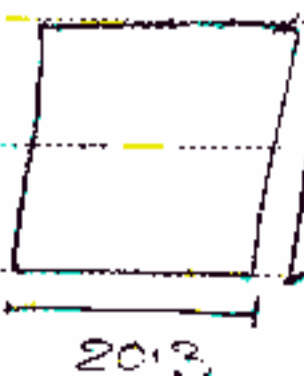


$$M_{max} = \frac{f_p a^2 b^2}{6(a^2 + b^2)} = \frac{(60)(13.8)^4}{12(13.8)^2} = 952.2$$



$$\alpha_2 = \frac{a_1}{a_2} = \frac{13.8}{20} \rightarrow \alpha_1 = 0.088$$

$$M_{max} = f_p \times \alpha_2 \times a_1^2 = 1005.5$$



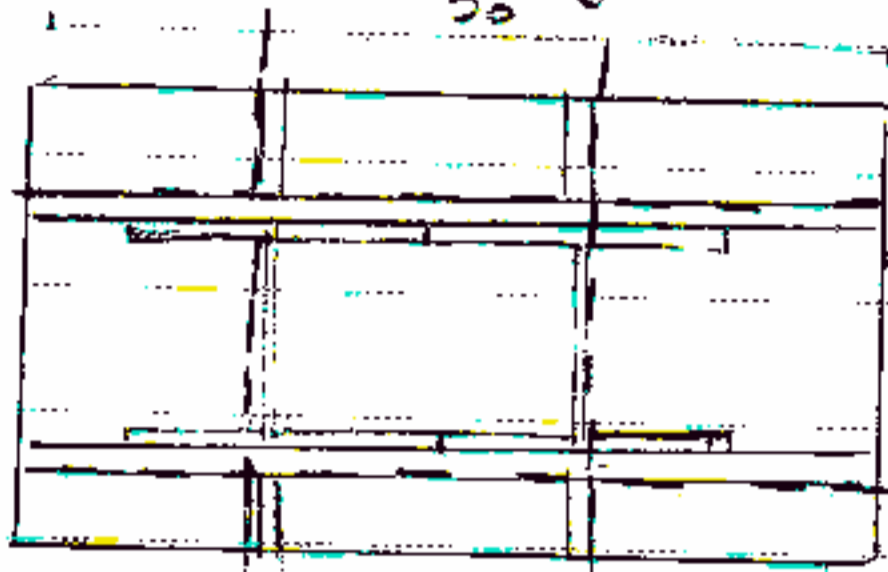
$$\alpha_1 = \frac{a_1}{a_2} = \frac{20.3}{17} = 1.19 \text{ (مردار)} \quad \alpha_2 = 0.062$$

$$M_{max} = f_p \times \alpha_1 \times b^2 = (60)(0.062)(17)^2 = 1075.08 \text{ kgf}$$

$$M_{max} = \max(1005.5, 952.2, 1005.5, 1075.08) = 1075.08$$

$$\Rightarrow t \geq 2.11 \sqrt{\frac{M_{max}}{F_y}} = 2.11 \sqrt{\frac{107508}{2400}} = 1.41 \Rightarrow t = 1.5 \text{ cm}$$

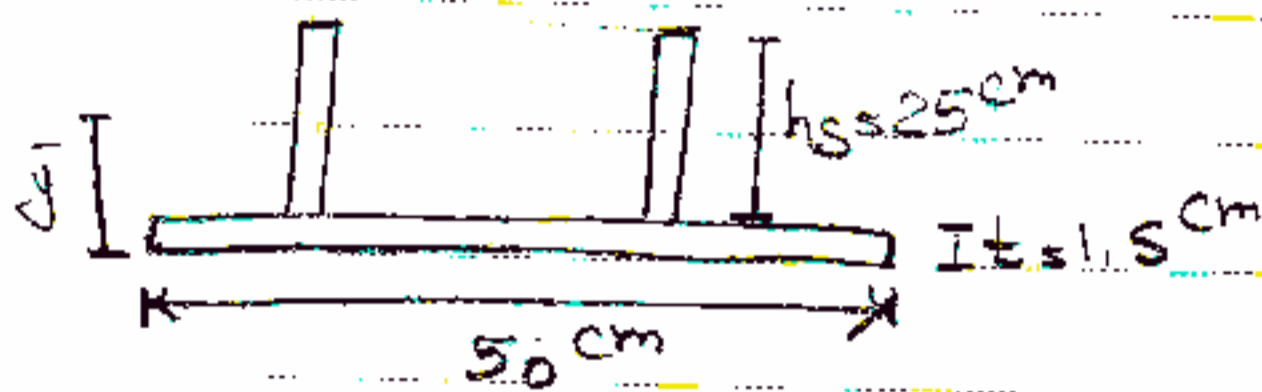
\* کنترل کسر در لبه های مجری



$$M_{max} = \frac{(60 \times 50)(13.8)^2}{2} = 285660$$

$$M_{max} = \frac{(60 \times 50)(13.8)^2}{2} = 285660$$

چون عرض مقطع مجری مشابه یکدیگرند، کافی است یکی از آن دو را بررسی کنیم.



$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(50 \times 1.5)(0.75) + (2)(1.2 \times 25)(12.5)}{(50 \times 1.5) + (1.2 \times 25)} = \frac{806.25}{105} = 7.68 \text{ cm}$$

$$I = \frac{(50)(1.5)^3}{12} + (50 \times 1.5)(7.68 - 0.75)^2 + \frac{(2)(1.2)(25)^3}{12} + (2)(1.2 \times 25)(12.5 + 1.575)^2$$

$$\Rightarrow I = 9137.47 \Rightarrow \epsilon_{top} = \frac{I \times \Delta \epsilon}{h_s + t_p - \bar{y}} = \frac{9137.47}{25 + 1.5 - 4.68} = 418.8 \text{ cm}^4$$

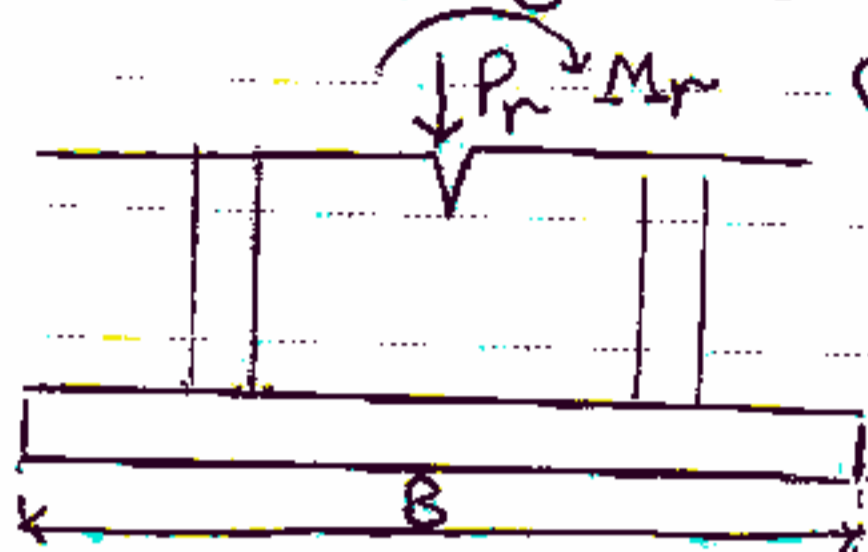
$$M_n = \epsilon_{top} \times F_y = 1005037.95 \rightarrow \phi_b M_n > M_u$$

$$0.9 \times 1005037 = 904534 > 285660 \checkmark$$

\* کنترل نسبت ضخامت به ارتفاع تحت بار کششی

$$\frac{h_s + t_p}{\epsilon_s} \leq 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.75 \sqrt{\frac{21005}{2400}} = 22.18 \rightarrow 22.08 \leq 22.18$$

\* طراحی کف ستون برای ترکیب نیروی محوری فشاری و گشتاوری تک محوره



در حالتی که به ستون گشتاوری وارد می شود و یا آنکه ستون در وسط صفحه ستون قرار ندارد، توزیع تنش بر زیر سطح ستون دیگر یکدست نیست و تنش بر زیر سطح ستون به صورت متغیر خواهد بود.  
برای توزیع تنش زیر سطح ستون حالت زیر وجود دارد.

$$* e = \frac{M_r}{P_r}$$

\* حالت (1):  $e < \frac{B}{6}$

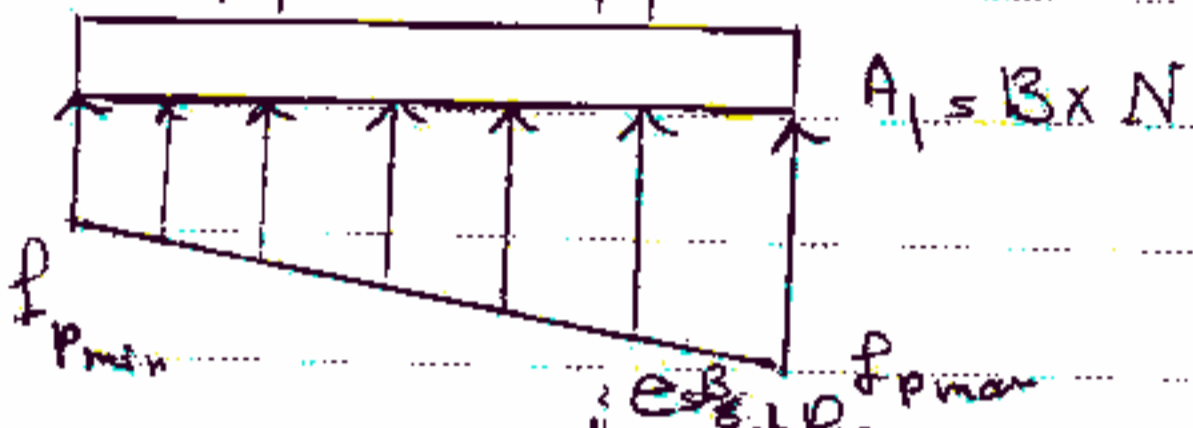
توزیع تنش زیر کف ستون به صورت ذوزنقه خواهد بود.

$$f_{p_{max/min}} = \frac{P_r}{A_1} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

که  $B$  بعد مواری  $e$  بعد محوری محور گشتاوری

که  $e = e$  بر محور گشتاوری

در این حالت بولت ها تحت کشش نمی باشند.

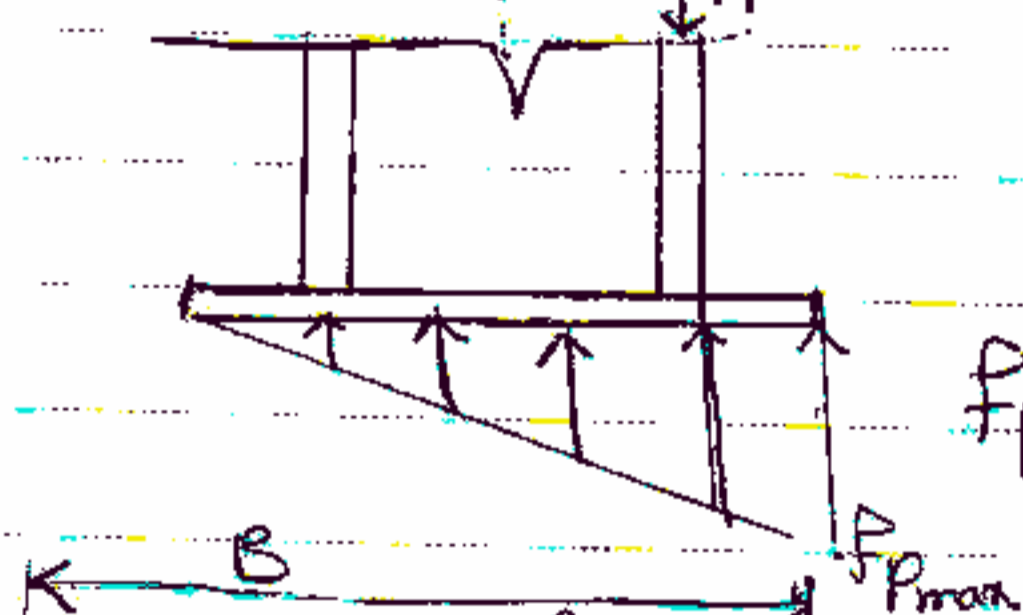


حالت (2):  $e \leq \frac{B}{6}$

توزیع تنش کاملاً فولاد بود.

در این حالت نیز بولت ها به کشش نمی افتند.

$$f_{p_{max/min}} = \frac{P_r}{2 A_1}$$



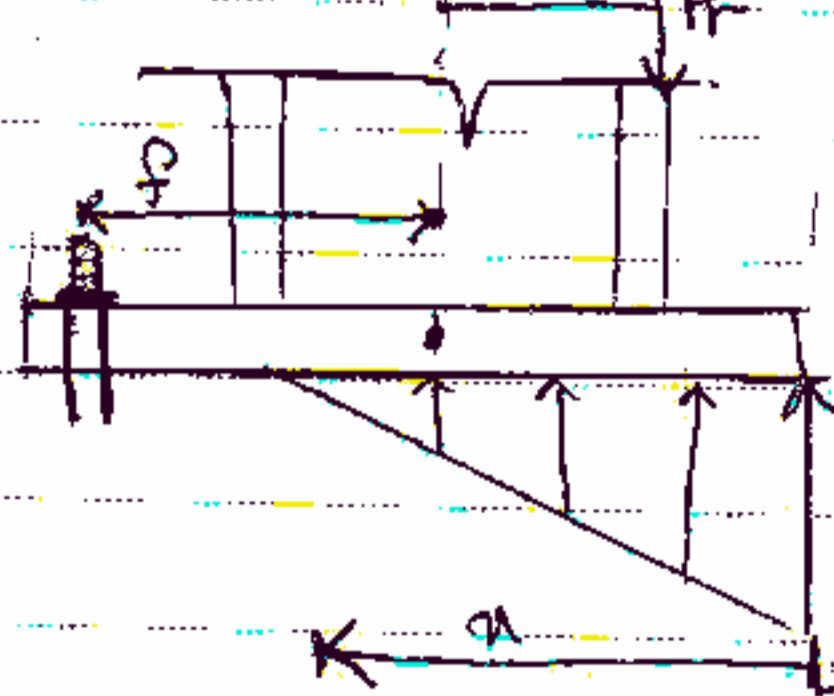
حالت (3):  $B > \frac{B}{6}$

در این حالت بخشی از کف ستون تحت فشار خواهد بود و بخش دیگر فاقد تنش فشاری است. در این حالت بولت ها تحت کشش می باشند.

که  $X$  طول فشاری کف ستون به موازات

$a$  ریشه معادله درجه دوم زیر است:

$$* \gamma^3 + a_1 \gamma^2 + a_2 \gamma + a_3 = 0$$



Subject

Date

$$a_1 = 3(e - \frac{B}{2})$$

$$a_2 = \frac{6nA_s}{N} (f + e)$$

$$a_3 = -a_2 (\frac{B}{2} + f)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$E_s = 2.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$$

\* سطح مقطع بخشی از بولت ها که در سمت کششی ستون قرار گرفته اند  $A_s$  در صورت میدان متعارف بولت های  $A_s$  سطح مقطع نصف بولت ها خواهد بود.  
برای حل عبارتی درجه دوم می توان از روش نیوتون استفاده کرد.

$$* X_{n+1} = X_n - \frac{f(X_n)}{f'(X_n)}$$

$$* f(X_n) = X^3 + a_1 X^2 + a_2 X + a_3$$

$$* X < B \Rightarrow X = \frac{B}{2}$$

$$* f_p = \frac{2p_r(e+f)}{X \cdot N (\frac{B}{2} + f - \frac{X}{3})}$$

$$* T = p_r \left[ \frac{(p + \frac{X}{3} - \frac{B}{2})}{(\frac{B}{2} + f - \frac{X}{3})} \right]$$

$T$  = نیروی کششی بولت ها سمت کششی ستون

\* باید یقین حاصلات مشابه کف ستون های علی است، در این مورد باید به نکات زیر توجه شود

۱- در کنترل کفایت ابعاد کف ستون چون تنش در آن وجود ندارد یا برون مرکزیت ستون نیست به بعد ستون، تنفس است، کنترل کفایت به شکل زیر انجام می شود

$$f_{p_{max}} \leq \phi_c f_p$$

$$f_p \leq 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c$$

$f_p$  = تنش میان اتکالی

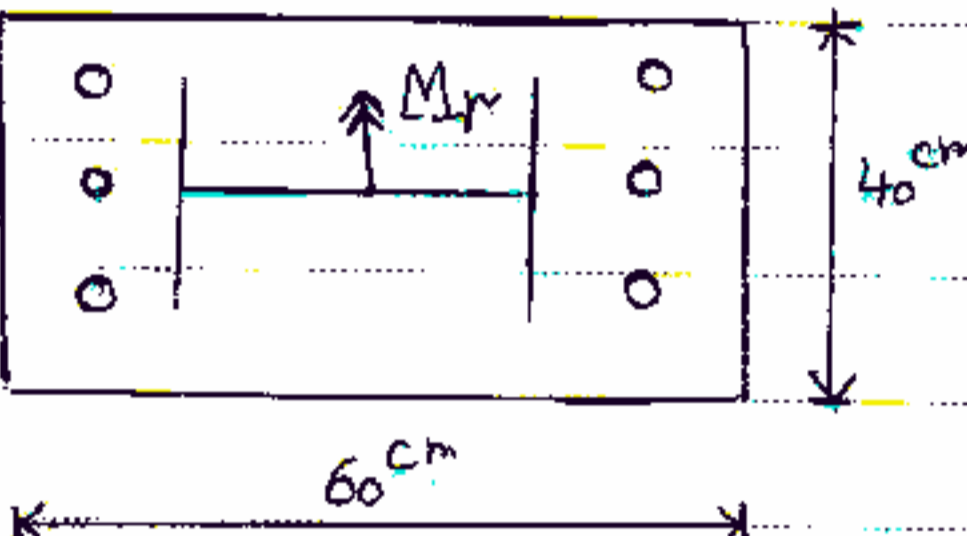
$f'_c$  = مقاومت فشاری بتن (kg/cm<sup>2</sup>)

۲. در تعیین ضخامت گفامون برای تعیین گفامشی max باید براساس توزیع غیر یکنواخت و به صورت دقیق محاسبه کرد. باید در محاسبه میانگین ارزش max زیر گفامتون یا تنش max در برنامه گفامتون استفاده کرد.

۳. در کنترل برش و گش در عوانتهای برش را براساس سطح مقطع محاسبه بولتهای و گش را براساس سطح مقطع مابقی از بولتهای که در نامی گش قرار دارند کنترل نمایید.

مثال: برای گفامتون یا ضخامت زیر مطلوب است کنترل گفامیت ایجاد گفامتون.

مقون  $I_p \geq 300$   
بولتهای: 25 ک 6 و نوع A III  $F_u \leq 6000 \frac{kg}{cm^2}$   
 $F_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$   
 $P_r \leq 100 T$   $M_r \leq 8 T.m$   $V_r \leq 10 T$

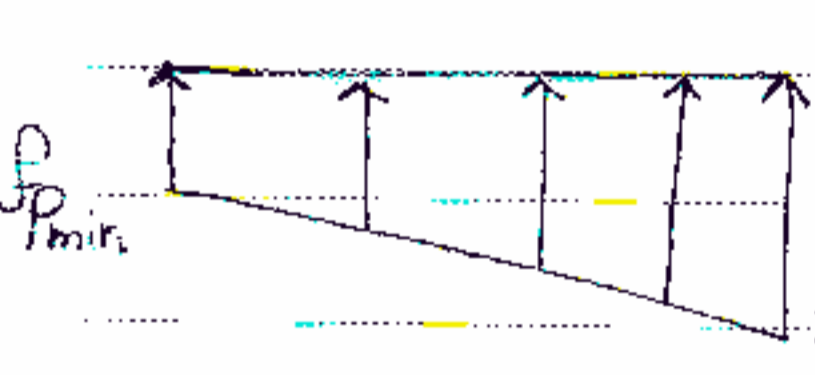


گفامتون بر لبه پای قرار دارد (تنش حول محم عمودی می باشد)

\* محاسبه  $e$   
با توجه به جهت گش  $e$  عمود بر راستای گش واقعی است. همچنین جهت راست فشاری و جهت چپ کششی است.  $e$  جهت فشاری قرار می گیرد.

$$e = \frac{M}{P_r} = \frac{8000}{100,000} = 0.08 m = 8 cm$$

حالت 2: توزیع تنش درون تقاطع  $\left( \frac{e}{s} \leq \frac{60}{10} = 6 \right)$   $e = 8 cm < 6$



$$f_{p \text{ min max}} = \frac{P_r}{A_c} \left[ 1 + \frac{6e}{s} \right] = \frac{100,000}{60 \times 40} \left[ 1 + \frac{6(8)}{60} \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{p \text{ max}} = 7.5 \frac{kg}{cm^2} \\ f_{p \text{ min}} = 8.33 \frac{kg}{cm^2} \end{array} \right.$$

چون حالت 1 می باشد بولتهای به گشش نمی افتند.  
\* کنترل گفامیت ایجاد گفامستون

Subject  
Date

\* کنترل کفایت گنبدتون

$$* f_{pmax} \leq \phi_c f_p$$

$$* f_p \leq 0.85 f'_c \Rightarrow 75 \leq 0.6 \times 0.85 \times 250 = 127.5 \checkmark$$

$$* \phi_c = 0.6$$



\* تعیین ضرایب گنبدتون  
در جهت المان عایقات با  
مدرستی گیرد  
 $f_{pmax} = 75 \text{ kg/cm}^2$

گنبدتون به 4 ناحیه تقسیم می شود

ناحیه 1، دو طرف گیردار

$$M_{max} = \frac{f_p \times d \times b^2}{8(a^2 + b^2)} = \frac{75 \times 3.8^2 \times (16.2)^2}{8(3.8^2 + 16.2^2)} = 171.08$$

ناحیه 2، 3 طرف گیردار

ناحیه 2، 3 طرف گیردار

$$\frac{a_1}{d_1} = \frac{16.2}{3.8} = 0.54 \Rightarrow \alpha_1 = 0.06$$

$$M_{max} = \alpha_1 f_p a_1^2 = (0.06)(75)(16.2)^2 = 1180.98$$

ناحیه 3، 4 طرف گیردار

ناحیه 3، 4 طرف گیردار

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{27.6}{14.45} = 1.9 \Rightarrow \alpha_1 = 0.098$$

$$M_{max} = \alpha_1 f_p b_1^2 = (0.098)(75)(14.45)^2 = 1534.7$$

ناحیه 4، 3 طرف گیردار

ناحیه 4، 3 طرف گیردار

$$\frac{a_1}{d_1} = \frac{3.8}{27.6} = 0.138 \Rightarrow \alpha_2 = 0.06$$

$$M_{max} = \alpha_2 f_p a_1^2 = (0.06)(75)(3.8)^2 = 64.74$$

$$M_{max} = \max(1180.98, 1534.7, 171.08) = 1534.7 \text{ kg}$$

کنترل تنش در لبه های گیرانی

$$t \geq 2.11 \sqrt{\frac{M_{max}}{f_y}} = 2.11 \sqrt{\frac{1534.7}{2400}} = 1.68 \Rightarrow t = 2 \text{ cm}$$

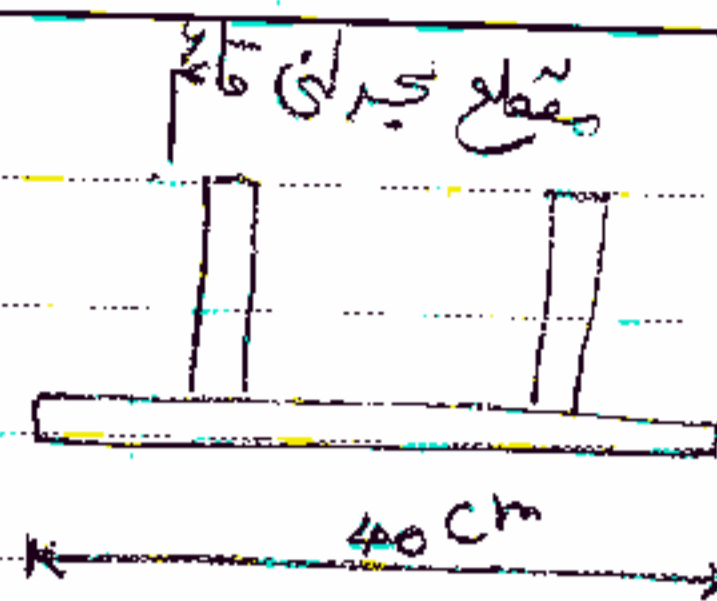
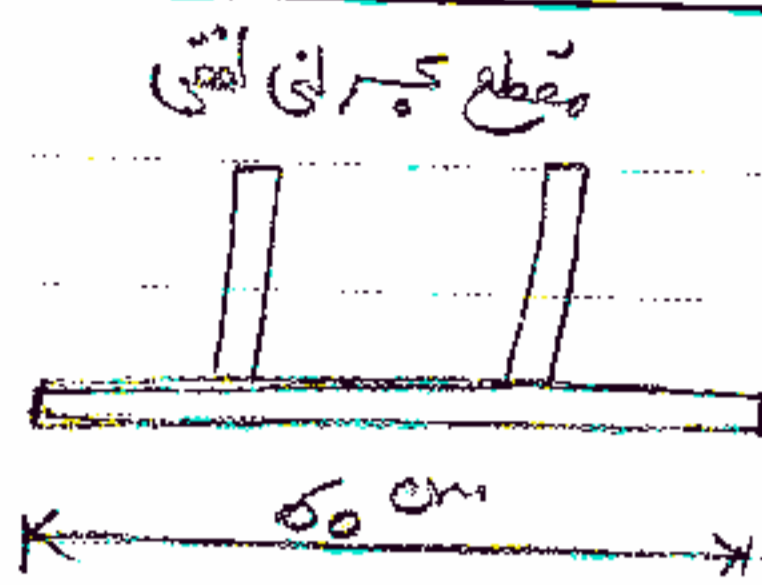
کنترل تنش در لبه های گیرانی

افقی

$$M = \frac{(75 \times 60)(3.8)^2}{8} = 32490$$

عمودی

$$M = \frac{(75 \times 40)(16.2)^2}{8} = 393660$$



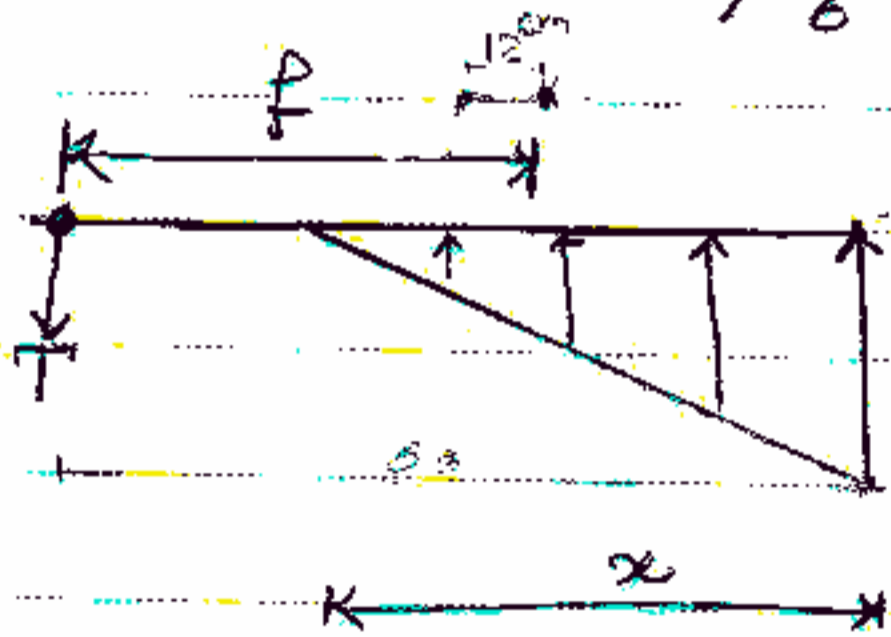
مثال در مثال قبل را برای حالتی حل کنید که گشتش ۱۲ م باشد

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{12000}{100000} = 0.12$$

\* عایقی  $e$

توزیع نیروی برشی به شکل ۳ می باشد

$$e = 0.12, \quad \frac{B}{6} = \frac{60}{6} = 10$$



\* عایقی  $e$  بر اساس مادلای در پیوسته:

$$f = \frac{60}{2} - 6 = 24$$

$$X^3 + a_1 X^2 + a_2 X + a_3 = 0$$

\*  $a_1 = 3(e - \frac{B}{2}) = 3(12 - \frac{60}{2}) = -54$

\*  $a_2 = \frac{6n A_s}{40} (f + e) = \frac{6 \times 8.8 \times 14.7}{40} (24 + 12) = 699$

\*  $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{15100 \sqrt{250}} = 8.8$

\*  $A_s = \frac{3 \times \pi \times (2.5)^2}{4} = 14.7 \text{ cm}^2$

\* به بولت بست پیچ کما سولفت کسر اند

Subject  
Date

$$* a_3 = -a_2 \left( \frac{B}{2} + f \right) = -699 \left( \frac{60}{2} + 24 \right) = -37746$$

$$* X^3 - 54X^2 + 699X - 37746 = 0$$

$$* X = 54 \text{ cm}$$

$$* \frac{P}{P_{nom}} = \frac{2P(e+f)}{X + N \left( \frac{B}{2} + f - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \times 100,000 \times (12 + 24)}{54 + 40 \left( \frac{60}{2} + 24 - \frac{54}{3} \right)} = 92.6$$

$$* \frac{P}{P_{nom}} \leq \phi \frac{P}{P_{nom}} \Rightarrow \frac{P}{P_{nom}} = 92.6 \leq 127.5$$

$$\phi_c = 0.6, \phi_p = 0.85 \phi'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \text{گفتن } \phi_p = 0.85 \phi'_c$$

$$T = P_n \times \frac{\left( e + \frac{x}{3} - \frac{B}{2} \right)}{\left( \frac{B}{2} + f - \frac{x}{3} \right)} = 100,000 \times \frac{\left( 12 + \frac{54}{3} - \frac{60}{2} \right)}{\left( \frac{60}{2} + 24 - \frac{54}{3} \right)}$$

دترین: همین محاسبات کردن و عنوان کردن شروع می شود. نت گفته ها به دقت انجام شود.

دترین: مثال قبل را برای حالتی که گسترش  $15 \pm m$  باشد.

$T \neq 0$  در کشش پولات ها کشش گسترش و ریش داریم. کشش و ریش در پولات ها وجود دارد. برای کشش ضعف پولات ها.



$$f_{pmax} x^3 + a_1 x^2 + a_2 x + a_3 = 0$$

$$a_1 = 3(e - \frac{B}{2}) = 3(15 - \frac{60}{2}) = -45$$