بنام خدا

جزوه فولاد جهت آمادگی آزمون نظام مهندسی

۱- مقدمه ۱

۲- الزامات عمومی ۲

۲-۱- ترکیبات بار و کلیات طراحی ۴

۳- کشش ۵

۳-۱- مراحل کنترل عضو کششی ۶

۳-۱-۱- کنترل تسلیم در مقطع کل ۷

۳-۱-۲- کنترل گسیختگی کششی در محل سوراخ ۷

۳-۱-۳- سطح مقطع خالص ۸

۳-۱-۴- تاخیر برشی و سطح مقطع موثر ۱۰

۳-۱-۵- اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ و ورق ۱۷

۳-۱-۶- کنترل برش قالبی ۱۸

۳-۱-۷- کنترل لاغری (سرویس دهی) ۲۱

۴- ستونها ۲۳

۴-۱- کمانش موضعی ۲۴

۴-۲- ضریب K ۳۲

۴-۳- طول کمانش ستونها در قابها ۳۵

۴-۴- مقاومت فشاری ستونها ۳۹

۴-۴-۱- ستونهای با مقطع I شکل ($\boldsymbol{Kz \leq K}$) و باکس ۳۹

۴-۴-۲- ستونهای با مقطع I شکل متقارن و $\boldsymbol{Kz > K}$ ۴۱

۴-۴-۳- ستونهای با مقطع I شکل با یک محور تقارن ۴۳

۴-۵- ستونهای بست دار ۴۶

۵- خمش ۵۲

۵-۱- تعریف تیر ۵۲

۵-۲- لنگر تسلیم و لنگر پلاستیک ۵۳

۵-۳- نحوه منظور کردن تاثیر کمانش موضعی در روابط آیین نامه ۶۱

۵-۴- کمانش پیچشی جانبی ۶۵

۵-۵- نحوه منظور کردن تاثیر کمانش پیچشی جانبی در روابط آیین نامه ۶۶

۵-۶- تاثیر دیاگرام لنگر بر مقاومت پیچشی جانبی ۶۷

۵-۷- خمش I شکل با بال فشرده و جان فشرده (Mx) ۷۲

۵-۸- خمش I شکل با بال غیرفشرده و جان فشرده (Mx) ۷۷

۵-۹- خمش I شکل حول محور ضعیف (My) ۷۸

۵-۱۰- خمش مقطع باکس (My, Mx) ۷۹
۵-۱۱- خمش سپری (Mx) ۸۰
۵-۱۲- تاثیر سوراخ کاری در بال تیر ۸۲
۵-۱۳- محدودیت های ابعادی برای تیرورقها ۸۳
۵-۱۴- ورق تقویتی تیرها ۸۴
۶- برش ۸۵
۶-۱- نحوه منظور کردن تاثیر کمانش جان در روابط آیین نامه ۸۶
۶-۲- مقاومت برشی با استفاده از عمل میدان کششی ۹۱
۶-۳- ضوابط سخت کننده ها برای تحمل برش ۹۳
۶-۴- مقاومت برشی در راستای عمود بر محور ضعیف ۹۴
۷- پیچش ۹۵
۸- اعضای مختلط ۹۷
۸-۱- کمانش موضعی اجزای فولادی در اعضای کامپوزیت پر شده با بتن ۹۸
۸-۲- مقاومت خمشی مقاطع مختلط با برشگیر ۹۹
۸-۲-۱- تعداد برش گیرها در تیرها ۱۰۳
۸-۳- مقاومت برشی تیرهای کامپوزیت ۱۰۸
۹- الزامات تامین پایداری ۱۰۹
۹-۱-۱- اثرات P-δ و P-Δ ۱۰۹
۹-۱-۲- روش تحلیل مرتبه دوم ۱۱۰
۹-۱-۳- قاب مهار شده و مهار نشده ۱۱۰
۹-۱-۴- ملاحضات نواقص هندسی اولیه ۱۱۱
۹-۱-۵- تنظیمات سختی اعضا ۱۱۲
۹-۱-۶- روش تحلیل و طراحی ۱۱۴
۹-۱-۷- تحلیل مرتبه مرتبه اول ۱۱۷
۱۰- تیر ستونها ۱۱۹
۱۰-۱- ترکیب فشار و خمش ۱۱۹
۱۰-۲- ترکیب کشش و خمش ۱۲۰
۱۱- اتصالات ۱۲۱
۱۱-۱- جوش ۱۲۱
۱۱-۲- جوش وصله مقاطع سنگین ۱۲۳
۱۱-۳- سوراخ دسترسی جوش ۱۲۳
۱۱-۴- ابعاد جوش شیاری ۱۲۴
۱۱-۵- ابعاد جوش گوشه ۱۲۵
۱۱-۶- ابعاد جوش انگاشتانه و کام ۱۲۷

۱۱-۷- مقاومت جوش ۱۲۸
۱۱-۸- الکترود سازگار با فلز ۱۳۱
۱۲- پیچ ۱۳۲
۱۲-۱- محدودیت فواصل سوراخها ۱۳۵
۱۲-۲- مقاومت اتصالات پیچی اتکایی ۱۳۶
۱۲-۲-۱- مراحل کنترل اتصال اتکایی ۱۳۷
۱۲-۳- کنترل اتصال اصطکاکی ۱۴۲
۱۲-۴- انواع اتصال ۱۴۹
۱۳- وصله ۱۵۵
۱۴- ورق پای ستون ۱۵۸
۱۵- ناحیه اتصال ۱۶۳
۱۶- اثر بارهای متمرکز ۱۶۵
۱۷- ضوابط ویژه لرزه ای ۱۷۳
۱۷-۱- کلیات ۱۷۳
۱۷-۲- ترکیب بار لرزه ای برای ستونها ۱۷۴
۱۷-۳- مهار جانبی تیرهای لرزه ای ۱۷۴
۱۷-۴- قاب خمشی معمولی ۱۷۵
۱۷-۵- قاب خمشی متوسط ۱۷۶
۱۷-۶- قاب خمشی ویژه ۱۷۸
۱۷-۷- ورق مضاعف و ورق پیوستگی در متوسط ویژه ۱۷۹
۱۷-۸- اتصالات از پیش تایید شده گیردار ۱۸۳
۱۷-۹- بادبند همگرای معمولی ۱۹۰
۱۷-۱۰- باد بند همگرای ویژه ۱۹۱
۱۷-۱۱- بادبند برون محور ۱۹۳
۱۷-۱۲- سخت کننده های تیر پیوند ۱۹۵
۱۸- شرایط بهره برداری ۲۰۰
۱۸-۱- کنترل خیز و ارتعاش در تیرها ۲۰۰
۱۹- خلاصه روابط ۲۰۲
خمش مقاطع I شکل با بال و جان فشرده (Mx) ۲۰۵

۱-مقدمه

داوطلب گرامی ضمن آرزوی پیروزی برای شما قبل از استفاده از جزوه مطالب زیر را مطالعه بفرمایید:

- ✓ این جزوه جهت تدریس سرکلاسی و افزایش سرعت تدریس تهیه شده و بنابراین کامل نیست. برخی از مطالب توضیح داده نشده و پاسخ بسیاری از تستها ناقص است.
- ✓ این جزوه در فرصت های مناسب ویرایش و کامل خواهد شد (تاریخ ویرایش جزوه در قسمت فوقانی صفحات درج شده است).
- ✓ استفاده از جزوه با ذکر منبع آن (www.hoseinzadeh.net) بلامانع است.
- ✓ کانال تلگرام: جهت آگاهی از کلاسهای نظام مهندسی اینجانب می توانید در کانال تلگرام بنده عضو شود. در این کانال مطالب روز طراحی قرار داده می شود. همچنین آگهی تشکیل کلاسها و نیز جزوات جدید قرار داده می شود:

لینک عضویت در کانال عمومی: https://telegram.me/hoseinzadehasl

ارسال سوال از طریق کانال عمومی: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

لینک عضویت در کانال اختصاصی آزمون محاسبات: https://telegram.me/nezam_hoseinzadehasl

ارسال سوال از طریق کانال اختصاصی آزمون محاسبات: https://telegram.me/nezam_mhoseinzadehasl

- ✓ مسلما جزوه خالی از اشتباه نیست. در صورتی که به اشتباهی برخوردید، ممنون می شوم که از طریق سایت اطلاع دهید تا در ویراش بعدی اصلاح شود.
- ✓ علاوه بر این جزوه، مطالب مفید دیگر را می توانید از سایت اینجانب (www.hoseinzadeh.net) دانلود نمایید.

مسعود حسین زاده اصل

ویرایش اول: ۱۳۹۳/۴

ویرایش فعلی: ۱۳۹۵/۴

۲-الزامات عمومی

۱۰-۱-۲-۱ حالت‌های حدی

حالت‌های حدی به شرایطی اطلاق می‌شوند که اگر تمام یا بخشی از سازه به هر یک از آن حالت‌ها برسند، قادر به انجام وظایف خود نبوده و از حیز انتفاع خارج می‌شوند. مطابق این مبحث، تعیین پیکربندی، ابعاد و مشخصات اجزای سازه باید به نحوی باشد که مجموعهٔ سازه، شامل اعضا و اتصالات آن، تحت شرایط بارگذاری محتمل، به هیچ یک از حالت‌های حدی زیر نرسد.

الف- حالت‌های حدی مقاومت

حالت‌های حدی مقاومت حالت‌هایی هستند که مجموعهٔ سازه، شامل اعضا و اتصالات آن، ضمن حفظ انسجام خود، تحت اثر ترکیبات مختلف بارگذاری تا رسیدن به آن حالت‌ها (نظیر تسلیم، گسیختگی، کمانش و ...) از مقاومت کافی و شکل‌پذیری مورد نیاز برخوردار بوده و پس از رسیدن به هر یک از آنها پایداری خود را از دست می‌دهند.

ب- حالت‌های حدی بهره‌برداری

حالت‌های حدی بهره‌برداری حالت‌هایی هستند که مجموعهٔ سازه، شامل اعضا و اتصالات آن، تا رسیدن به آن حالت‌ها (نظیر قابلیت نگهداری، حفظ ظاهر، دوام، آسایش و ...) وظایف خود را به طور کامل انجام می‌دهند و پس از رسیدن به هر یک از آنها قادر به انجام وظایف خود نخواهند بود.

جدول ۱۰-۱-۲-۱ معیارهای طراحی برای تامین الزامات حالت‌های حدی مقاومت

ردیف	معیار طراحی
۱	حالت‌های حدی مقاومت از قبیل تسلیم، گسیختگی، کمانش، تشکیل مکانیزم خرابی (فروریختگی) [۱]
۲	ناپایداری کلی از قبیل ناپایداری در برابر واژگونی و یا ناپایداری به علت تغییرمکان جانبی زیاد [۱]
۳	گسیختگی به علت خستگی [۲]
۴	کنترل آب جمع‌شدگی [۳]
۵	کنترل برای اثرهای خوردگی [۴]
۶	کنترل برای شرایط آتش‌سوزی [۵]
۷	کنترل برای ترد شکنی [۱]
۸	کنترل اتصال فولاد و بتن در قطعات مختلط [۱]

[۳] *در مواردی‌که امکان شرایط آب‌جمع شدگی در بام ساختمان وجود داشته باشد، باید از وجود مقاومت کافی و پایداری سیستم سقف اطمینان حاصل شود. کنترل شرایط آب جمع شدگی باید بر اساس ترکیبات بارگذاری مربوط به شرایط آب جمع شدگی در مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان مورد بررسی قرار گیرد. در مواردی‌که سطح سقف دارای شیبی معادل ۲۰ میلی‌متر در متر یا بیشتر به طرف نقاط زهکش بوده و یا سیستم زهکشی مناسبی برای جلوگیری از جمع شدن آب پیش‌بینی شده باشد، لزومی به بررسی شرایط آب جمع‌شدگی نمی‌باشد.*

۱۰-۱-۲-۲-۳ در روش ضرایب بار و مقاومت، طراحی اعضای مختلف سازه باید چنان صورت گیرد که مقاومت طراحی (ϕR_n) بزرگتر یا مساوی مقاومت مورد نیاز (R_u) باشد. یعنی:

$$R_u \leq \phi R_n \qquad (۱۰-۱-۲-۱)$$

که در آن:

R_u = مقاومت مورد نیاز که منظور از آن همان نیروهای داخلی موجود در مقطع مورد نظر تحت اثر ترکیبات مختلف بارگذاری است. در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، نیروهای داخلی باید بر اساس تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری نظیر حالت‌های حدی مقاومت مندرج در مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان تعیین شود.

ϕ = ضریب کاهش مقاومت. مقادیر ضریب کاهش مقاومت در فصل ۱۰-۲ این مبحث ارائه شده است.

R_n = مقاومت اسمی عضو که مقادیر آن در فصل ۱۰-۲ این مبحث ارائه شده است.

۱۰-۱-۲-۳ طراحی بر اساس حالت‌های حدی بهره‌برداری

۱۰-۱-۲-۳-۱ مجموعهٔ سازه، شامل اعضا و اتصالات آن، باید از نظر قابلیت بهره‌برداری مورد کنترل و طراحی قرار گیرند. در این مبحث الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری در بخش ۱۰-۲-۱۰ ارائه شده است. ترکیبات بارگذاری نظیر حالت‌های حدی بهره‌برداری باید مطابق با ترکیبات بارگذاری ارائه شده در مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان باشد. در این حالت هیچگونه ضرایب کاهش مقاومت در نظر گرفته نمی‌شود.

۱۰-۱-۲-۳-۲ معیارهای طراحی برای تامین الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری باید مطابق جدول ۱۰-۱-۲-۲ در نظر گرفته شوند.

جدول ۱۰-۱-۲-۲ معیارهای طراحی برای تامین الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری*

ردیف	معیار طراحی
۱	کنترل تغییرشکل‌ها
۲	کنترل تغییرمکان‌های جانبی
۳	کنترل ارتعاش
۴	ملاحظات پیش‌خیز
۵	ملاحظات آثار ناشی از حرکت باد
۶	کنترل اثرات انبساط و انقباض
۷	کنترل لغزش اتصالات

* *ضوابط مربوط به کنترل این معیارهای طراحی در فصل ۱۰-۲ این مبحث ارائه شده است.*

۱۰-۱-۲-۴-۲ از نظر این مبحث، مدول الاستیسیته (ضریب ارتجاعی) مصالح فولادی (E) مساوی ۲×۱۰^{۵} مگاپاسکال در نظر گرفته می‌شود.

۲-۱- ترکیبات بار و کلیات طراحی

۱- روش LRFD (Load and Resistance Factor Design):

$$\gamma \times Q \leq \varphi \times R$$

ضریب افزایش بار × بار ≤ ضریب کاهش مقاومت × مقاومت

۶-۲-۳-۳ ترکیب بارهای حالت‌های حدی مقاومت در طراحی سایر ساختمان‌ها از جمله ساختمان‌های فولادی

در طراحی ساختمان‌های فولادی، به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان، و یا دیگر مصالح به جز بتن‌آرمه، از ترکیب بارهای این بند استفاده می‌شود. سازه‌ها و اعضای آن‌ها باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگ‌تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشند:

۱) ۱٫۴D
۲) ۱٫۲D+۱٫۶L+۰٫۵(L_r یا S یا R)
۳) ۱٫۲D+۱٫۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰٫۵(۱٫۴W)]
۴) ۱٫۲D+ ۱٫۰(۱٫۴W)+L+۰٫۵(L_r یا S یا R)
۵) ۱٫۲D+۱٫۰E+L+۰٫۲S
۶) ۰٫۹D+۱٫۰(۱٫۴W)
۷) ۰٫۹D+۱٫۰E
۸) ۱٫۲D+۰٫۵L+۰٫۵(L_r یا S)+۱٫۲T
۹) ۱٫۲D+۱٫۶L+۱٫۶(L_r یا S)+۱٫۰T

مثال:

یک عضو فولادی تحت اثر بار زنده کششی 20 ton، بار مرده 40ton قرار گرفته است. نیروی محوری ناشی از نیروی زلزله برابر 10ton می باشد. مساحت مقطع عضو چقدر باید باشد تا از نظر آیین نامه قابل قبول باشد؟

$$\left.\begin{array}{l} 1.4 \times 40 = 56\ ton \\ 1.2 \times 40 + 1.6 \times 20 = 80\ ton \\ 1.2 \times 40 + 1 \times 20 + 1 \times 10 = 78\ \text{ton} \end{array}\right\} \gamma Q = 80\ ton$$

$$\varphi R = 0.9Fy \times A = 2160 \times A$$

$$\gamma Q \leq \varphi R \rightarrow 80000 \leq 2160A \rightarrow 37\ cm^2 \leq A$$

نظارت -۹۱

۳۱- در طراحی به روش ضریب بار و مقاومت (روش حالات حدی)، منظور از عبارت مقاومت خمشی مورد نیاز یک تیر چیست؟

۱) منظور همان مقاومت خمشی طراحی عضو می‌باشد.

۲) منظور همان مقاومت خمشی واقعی عضو می‌باشد.

۳) منظور همان حداکثر لنگر خمشی بدست آمده از ترکیبات بارگذاری است.

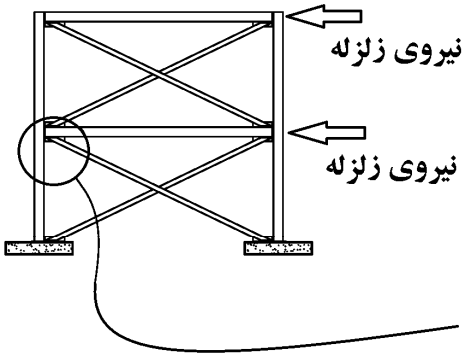
۴) منظور همان مقاومت خمشی اسمی عضو می‌باشد.

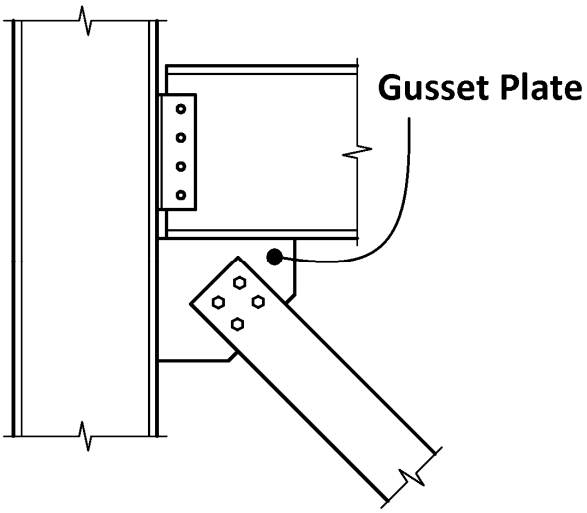
تمرین

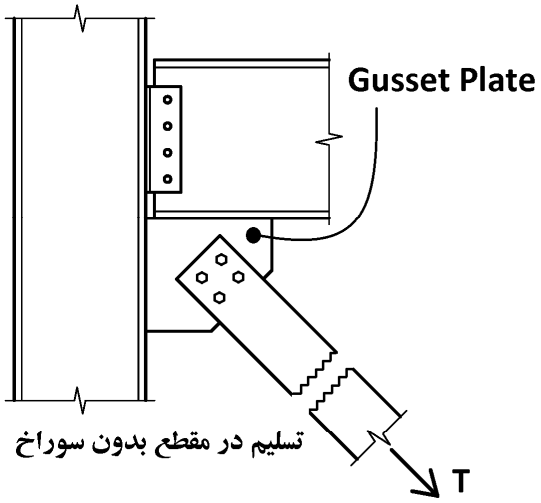
در کنترل کدامیک از موارد زیر ضرایب کاهش مقاومت در نظر گرفته نمی شود؟

۱) مقاومت برشی تیرها ۲)کنترل آب جمع شدگی ۳)کنترل برای اثرهای خوردگی ۴)کنترل لغزش اتصالات

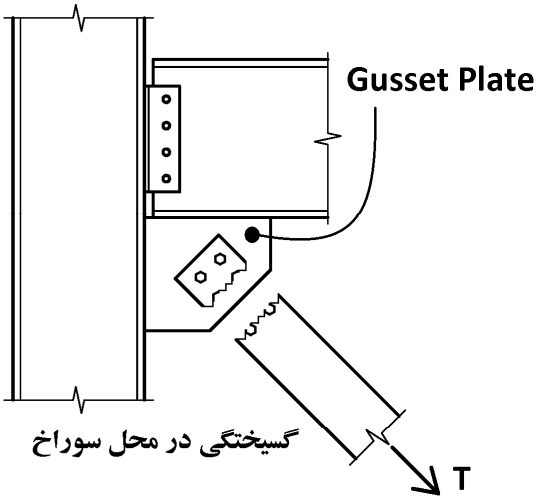
۳-کشش



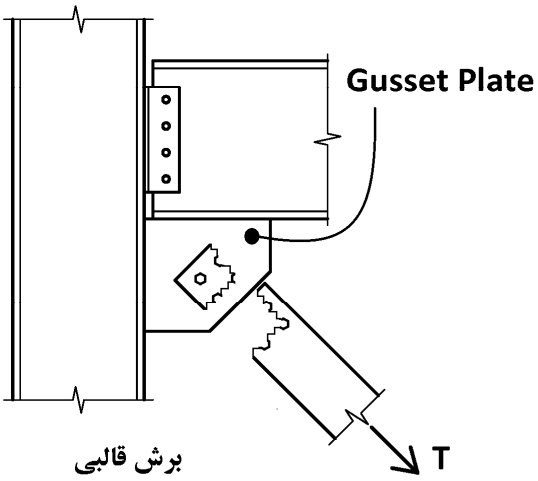




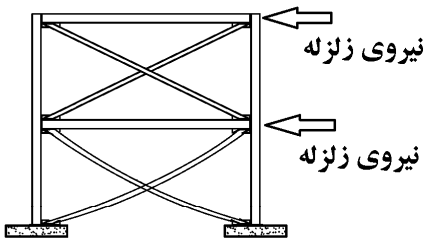
تسلیم در مقطع بدون سوراخ



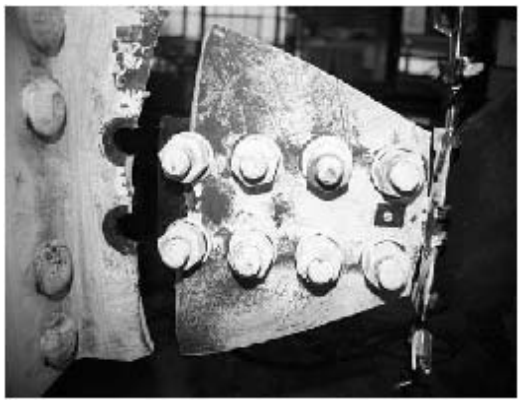
گسیختگی در محل سوراخ

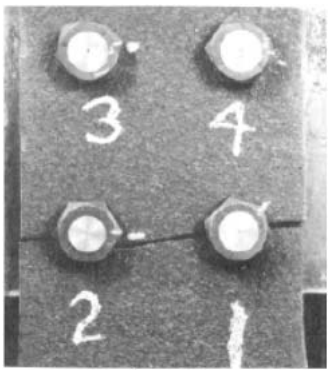


برش قالبی



بادبندهای طبقه پایین
لاغر بوده و کارایی لازم را ندارند





۳-۱- مراحل کنترل عضو کششی

در اعضای کششی ۵ مورد زیر باید کنترل شود. تمامی این موارد باید تامین شوند. ولی موردهای ۱ و ۲ بیشتر مورد سوال هستند.

۱- در مقطع کل تسلیم رخ ندهد

۲- در محل سوراخ گسیختگی رخ ندهد

۳- در محل سوراخ برش قالبی رخ ندهد.

۴- عضو کششی لاغر نباشد

۵- بولت ها (و یا جوش) گسیخته نشود

۱۰-۲-۳-۴ مقاومت کششی

مقاومت کششی طراحی ($\phi_t P_n$) در اعضای تحت کشش باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کلی (A_g) و گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو (A_n) و مقطع خالص موثر (A_e) در نظر گرفته شود.

الف) برای تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$\phi_t = ۰/۹ \quad \text{و} \quad P_n = F_y A_g \qquad (۴-۳-۲-۱۰)$$

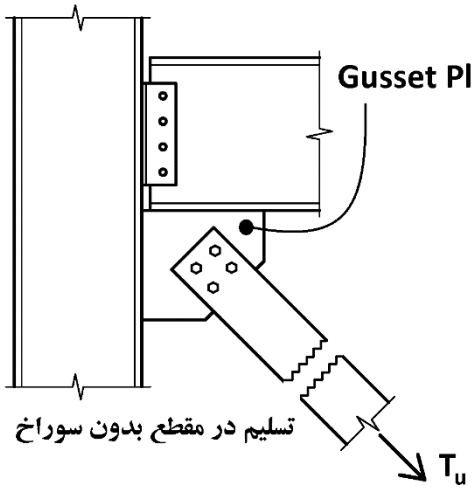
ب) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو:

$$\phi_t = ۰/۷۵ \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_n \qquad (۵-۳-۲-۱۰)$$

پ) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص موثر عضو در محل اتصال:

$$\phi_t = ۰/۷۵ \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_e \qquad (۶-۳-۲-۱۰)$$

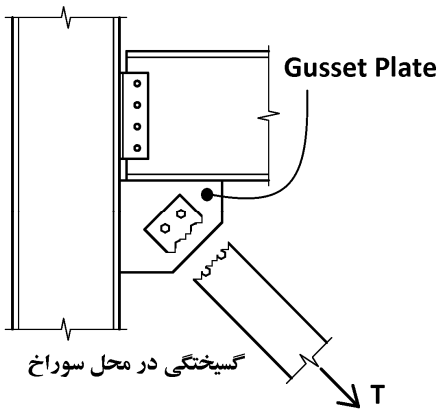
۳-۱-۱- کنترل تسلیم در مقطع کل



بر اساس روش LRFD $\gamma T < 0.9F_y \times A_g$

مساحت لازم برای بادبند: $\rightarrow A = \frac{T_u}{0.9F_y}$

۳-۱-۲- کنترل گسیختگی کششی در محل سوراخ



$\gamma T < 0.75F_uA_e$

محاسبات اسفند ۸۹

۲۳- طراحی اعضای کششی براساس روش حالات حدی، با استفاده از کدامیک ازعبارت‌های زیر صورت می‌گیرد؟

۱) $\min (F_y A_g \text{ و } F_u A_e)$

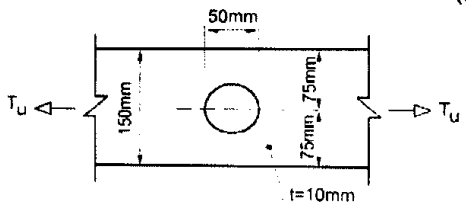
۲) $\min (F_y A_g \text{ و } 0.9 F_u A_e)$

۳) $\max (0.9F_y A_g \text{ و } 0.75 F_u A_e)$

۴) $\min (0.9F_y A_g \text{ و } 0.75 F_u A_e)$

محاسبات ۹۴

۵- حداکثر نیروی کششی نهایی قابل تحمل T_u، توسط تسمه کششی سوراخ‌دار نشان داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید طول تسمه نسبتاً زیاد بوده و فولاد مصرفی با F_y=240 MPa و F_u= 370 MPa می‌باشد.)



۱) 360 kN

۲) 320 kN

۳) 270 kN

۴) 220 kN

گزینه ۳

$A_n = 100 \times 10 = 1000\ mm^2 \rightarrow \varphi A_n F_u = 0.75 \times 1000 \times 370 = 277.5\ kN$

$A_g = 150 \times 10 = 1500\ mm^2 \rightarrow \varphi A_g F_y = 0.9 \times 1500 \times 240 = 324\ kN$

۳-۱-۳- سطح مقطع خالص

۱۰-۲-۲-۵ تعیین سطح مقطع کل و سطح مقطع خالص در اعضای سازه

الف) سطح مقطع کلی عضو (A_g) برابر با مجموع سطح مقطع اجزای تشکیل‌دهندهٔ آن و سطح مقطع هر جزء برابر با حاصل‌ضرب پهنای کلی در ضخامت آن می‌باشد. برای نیمرخ نبشی پهنای کلی عبارت است از مجموع پهناهای دو بال منهای ضخامت بال.

۱۰-۲-۳-۳ تعیین سطح مقطع خالص موثر اعضای کششی

سطح مقطع خالص موثر برای اعضای کششی به شرح زیر تعریف می‌شود:

الف) برای اتصالات و وصله‌های از نوع پیچی $A_e = UA_n$

ب) برای اتصالات و وصله‌های از نوع جوشی $A_e = UA_g$

تبصره: در ورق‌های وصله‌های پیچی در اعضای کششی:

$$A_e = A_n \leq \cdot/۸۵A_g \qquad (۱۰-۲-۳-۳)$$

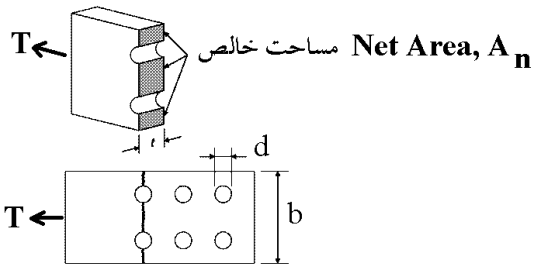
در روابط فوق:

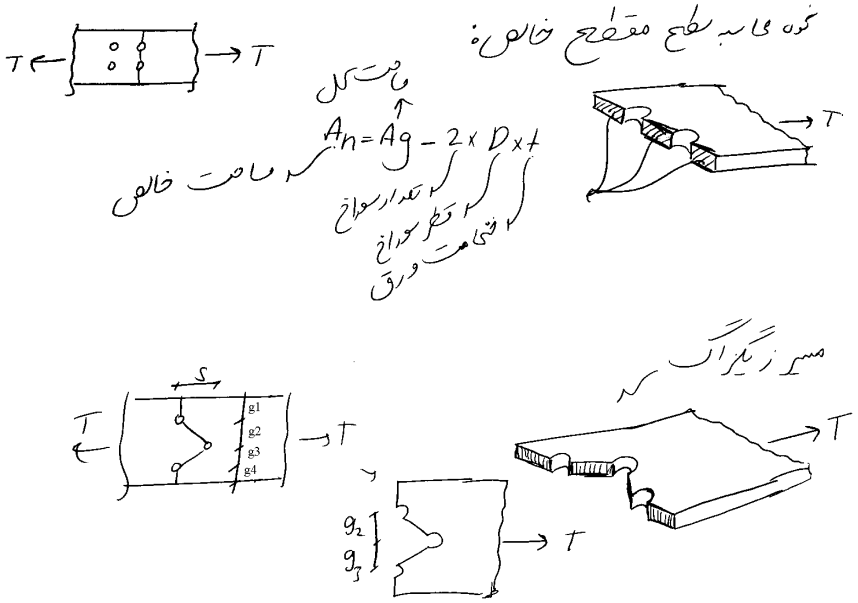
A_g= سطح مقطع کلی عضو

A_n= سطح مقطع خالص عضو

A_e= سطح مقطع خالص موثر عضو

U= ضریب تأخیر برش مطابق جدول ۱۰-۲-۳-۱. در هر حال این ضریب در مقاطع باز (نظیر مقاطع I ، L ، U ، T و ...) لازم نیست از نسبت سطح مقطع قسمت‌های اتصال‌یافته به سطح مقطع کل کمتر در نظر گرفته شود.

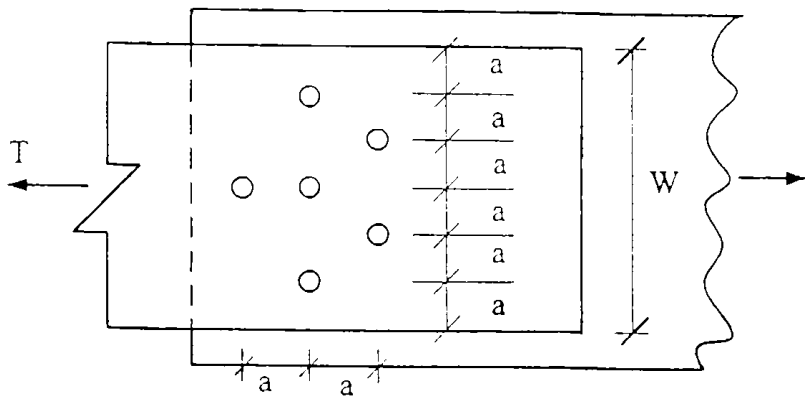




محاسبات – ۲- آذر ۸۴

۲۲- برای اتصال شکل زیر حداکثر تنش کششی ایجاد شده در ورق کدام‌یک از مقادیر زیر می‌باشد؟

$d = \frac{1}{10} w$ =قطر سوراخ، t= ضخامت ورق، w= عرض ورق، $a = \frac{w}{6}$



۱) $\frac{T}{0/9\,wt}$

۲) $\frac{T}{0/84\,wt}$

۳) $\frac{T}{0/8\,wt}$

۴) $\frac{T}{0/74\,wt}$

۳-۱-۴- تاخیر برشی و سطح مقطع موثر

۱۰-۲-۳-۳ تعیین سطح مقطع خالص موثر اعضای کششی

سطح مقطع خالص موثر برای اعضای کششی به شرح زیر تعریف می‌شود:

الف) برای اتصالات و وصله‌های از نوع پیچی $A_e = UA_n$

ب) برای اتصالات و وصله‌های از نوع جوشی $A_e = UA_g$

تبصره: در ورق‌های وصله‌های پیچی در اعضای کششی:

$$A_e = A_n \leq ۰/۸۵A_g \qquad (۱۰-۲-۳-۳)$$

در روابط فوق:

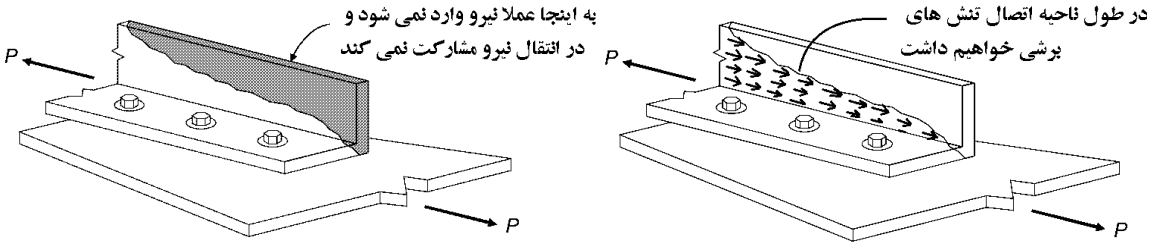
A_g= سطح مقطع کلی عضو

A_n= سطح مقطع خالص عضو

A_e= سطح مقطع خالص موثر عضو

U= ضریب تأخیر برش مطابق جدول ۱۰-۲-۳-۱. در هر حال این ضریب در مقاطع باز (نظیر مقاطع I ، L ، U ، T و ...) لازم نیست از نسبت سطح مقطع قسمت‌های اتصال‌یافته به سطح مقطع کل کمتر در نظر گرفته شود.

اگر در محل اتصال یک عضو کششی تمام اجزای مقطع در اتصال شرکت نکنند، به جای کل مقطع تنها قسمتی از آن در تحمل کشش موثر است. به قسمتی از مقطع که در انتقال نیرو مشارکت دارد سطح مقطع موثر می گویند و با Ae نشان می دهند. به پدیده انتقال نیروها از قسمت فوقانی بال به بال پایینی در شکل زیر پدیده تاخیر برشی (shear lag) گفته می شود.



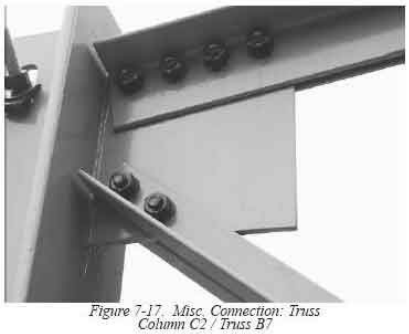
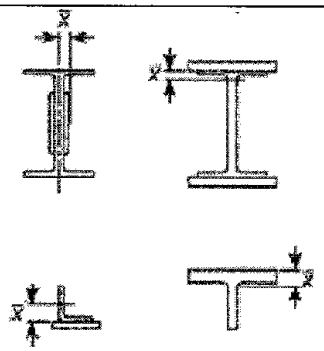
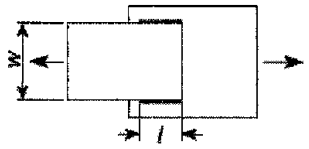
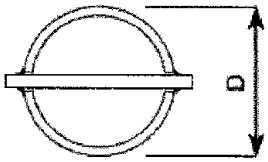
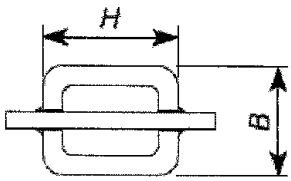
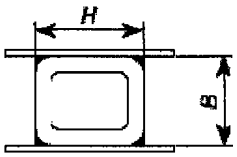


Figure 7-17. Misc. Connection: Truss Column C2 / Truss B7

Figure 7-18. Misc Connection: Truss Column C2 / Truss B7

جدول۱۰-۲-۳-۱ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اعضای کششی

حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال
۱	کلیهٔ اعضای کششی که در آنها بار به وسیله پیچ، یا جوش مستقیماً به کلیه اجزای مقطع منتقل گردد (به غیر از حالت‌های ۳، ۴، ۵ و ۶)	$U = ۱$	
۲	کلیهٔ اعضای کششی (به غیر از تسمه‌ها و مقاطع قوطی و لوله‌ای) که در آنها بار به وسیله پیچ یا جوش طولی و یا ترکیبی از جوش طولی و عرضی توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	$U = ۱ - \frac{\bar{x}}{l}$	
۳	کلیه اعضای کششی که در آنها بار فقط به وسیله جوش عرضی و توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	$U = ۱$ A_n= سطح مقطع قسمت (یا قسمتهای) اتصال یافته	
۴	تسمه‌های کششی که با جوش‌های طولی در دو لبهٔ موازی (در انتهای قطعه) متصل‌اند. در این حالت طول جوش‌ها نباید از فاصلهٔ عمودی بین آن‌ها (پهنای تسمه) کمتر باشد.	$w \le l < ۱/۵w \dots U = ۰/۷۵$ $۱/۵w \le l < ۲w \dots U = ۰/۸۷$ $l \ge ۲w \dots U = ۱/۰$	
۵	در مقاطع لوله‌ای با یک ورق اتصال هم‌محور، که در آن طول جوش‌ها نباید از قطر لوله کمتر باشد.	$D \le l < ۱/۳D \dots U = ۱ - \frac{\bar{x}}{l}$ $l \ge ۱/۳D \dots U = ۱/۰$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	
۶	در مقاطع قوطی شکل	چنانچه اتصال تنها به کمک یک ورق هم‌محور صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد. ۱	
		$l \ge H \dots U = ۱ - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^۲ + ۲BH}{۴(B+H)}$	

		چنانچه اتصال به کمک دو ورق اتصال به کمک دو ورق اتصال و در دو وجه صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد.	$l \geq H \quad ... U = ۱ - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^۲}{۴(B+H)}$	
۷	در نیمرخ‌های I نورد شده و سپری T بریده شده از آن‌ها و همچنین نیمرخ‌های دیگری نظیر بال پهن، استفاده از مقادیر بزرگتر از حالت ۲ جدول مجاز می‌باشد.	در اتصالات جوشی و پیچی در صورتی که اتصال از طریق بال‌ها برقرارشده و حداقل سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$b_f \geq \frac{۲}{۳}d \implies U = ۰/۹$ $b_f < \frac{۲}{۳}d \implies U = ۰/۸۵$	
		در اتصالات جوشی و پیچی در صورتی که اتصال از طریق جان برقرار شده و حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = ۰/۷$	
۸	در نیمرخ‌های تک‌نبشی در صورتی که توسط یک بال متصل شده باشند، استفاده از مقادیر بزرگتر از حالت ۲ جدول مجاز می‌باشد.	چنانچه حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = ۰/۸$	
		چنانچه دو یا سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = ۰/۶$	

در این جدول:

l= طول اتصال مساوی فاصله اولین و آخرین پیچ در اتصال پیچی و طول جوش در اتصال جوشی

w= پهنای ورق

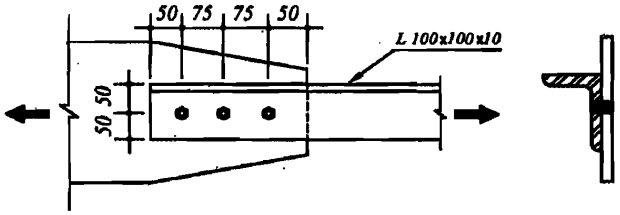
$\bar{x}$= خروج از مرکزیت اتصال

B= پهنای کلی مقاطع قوطی شکل (عمود بر صفحهٔ اتصال)

H= ارتفاع کلی مقاطع قوطی شکل (در صفحهٔ اتصال)

محاسبات ۹۴

۱۰- در محل اتصال نبشی L100×100×10 سه سوراخ با قطر اسمی 18 mm در یک بال و در راستای نیرو با جزییات شکل زیر اجرا شده است. مقدار سطح مقطع خالص مؤثر عضو در محل اتصال پیچی برحسب میلی‌مترمربع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است).
A_g=1920 mm^2 , e=28.2 mm



۱) 1030
۲) 1150
۳) 1395
۴) 1640

گزینه ۳

$$A_n = A_g - (18+2)\times 10 = 1920 - 200 = 1720\ mm^2$$

در صورت استفاده از ردیف ۲ جدول:

$$U = 1 - \frac{28.2}{75+75} = 0.812$$

در صورت استفاده از ردیف ۸ جدول:

$$U = 0.6$$

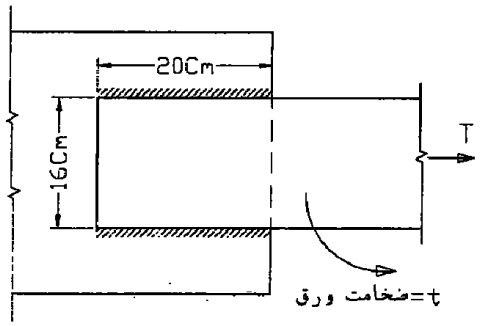
مقدار دقیق مساحت موثر برابر است با:

$$A_e = UA_n = 0.812 \times 1720 = 1396\ mm^2$$

محاسبات خرداد ۸۹

۲۰- در اتصال جوشی شکل مقابل، در طراحی به روش تنش مجاز، ضخامت ورق (t) بر اساس کنترل کدام دسته از روابط زیر محاسبه می‌شود؟

F_y = تنش تسلیم ورق (kg/cm^2) F_u = تنش کششی نهایی ورق (kg/cm^2)



۱) $t \ge \frac{T}{7.5F_u}$, $t \ge \frac{T}{8F_y}$

۲) $t \ge \frac{T}{6F_u}$, $t \ge \frac{T}{9.6F_y}$

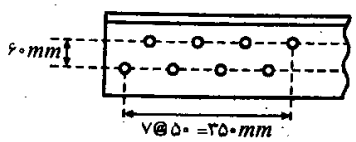
۳) $t \ge \frac{T}{8F_u}$, $t \ge \frac{T}{9.6F_y}$

۴) $t \ge \frac{T}{0.5F_u}$, $t \ge \frac{T}{0.6F_y}$

حل به روش *LRFD*:

۱۸- یک نبشی L ۱۰۰×۱۰۰×۱۲ تحت تأثیر نیروی کششی قرار دارد. این نبشی در انتها از طریق بال بزرگتر خود و توسط ۸ عدد پیچ مطابق شکل به ورق لچکی متصل است. قطر سوراخ پیچ‌ها ۲۵ میلی‌متر است. چنانچه تنش جاری‌شدن فولاد $F_y = 2400\ kg/cm^2$ و تنش نهایی آن $F_u = 3600\ kg/cm^2$ باشد، بار کششی مجاز که می‌تواند به این نبشی اعمال شود برابر است با : (نظام مهندسی)

$(A_g = 22/7\ cm^2)$



۱) ۳۵/۷۷ تن
۲) ۴۱/۳۳ تن
۳) ۴۲/۰۸ تن
۴) ۲۷/۵ تن

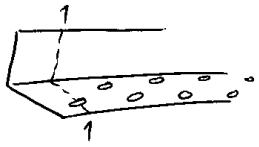
LRFD:

کنترل تسلیم در مقطع کل:

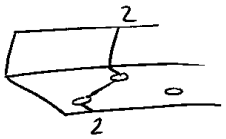
$$\gamma T = 0.9 F_y A_g = 0.9 \times 2400 \times 22.7 = 49032\ kg$$

کنترل گسیختگی در مقطع موثر:

$A_{n1} = A_g - 1 \times 2.5 \times 1.2 = 19.7\ cm^2$ (کم کردن قطر سوراخ)



$A_{n2} = A_g - 2 \times 2.5 \times 1.2 + \frac{5^2}{4 \times 6} \times 1.2 = 17.95$



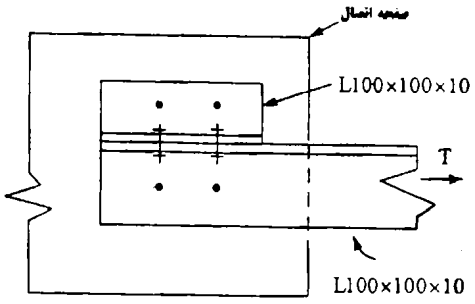
$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{2.9}{35} = 0.917$

$\gamma T = (0.917 \times 17.95) \times (0.75 \times 3600) = 44442\ kg$

$$\gamma T = Min\{49032, 44442\} = 44442\ kg$$

محاسبات – ۱- آذر ۸۴

۲۸- انتقال نیروی T از نبشی دو طرف مساوی L۱۰۰×۱۰ به صفحه اتصال با شش عدد پیچ به قطر ۲۰mm با سوراخ‌های استاندارد طبق شکل انجام می‌گیرد. سطح مقطع خالص مؤثر این نبشی چقدر است؟ سوراخ ها با مته اجرا شده‌اند.



۱) ۱۱٫۱ سانتیمتر مربع
۲) ۱۲٫۶ سانتیمتر مربع
۳) ۱۴٫۸ سانتیمتر مربع
۴) ۱۹٫۲ سانتیمتر مربع

تمرین:

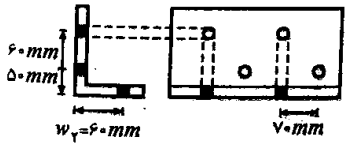
۱۹-سطح مقطع خالص نبشی زیر را بدست آورید. (ضخامت نبشی $1\,cm$، قطر سوراخ $2\,cm$ و سطح مقطع نبشی $30\,cm^2$ می‌باشد.) (نظام مهندسی)

۱) $22\,cm^2$

۲) $25\,cm^2$

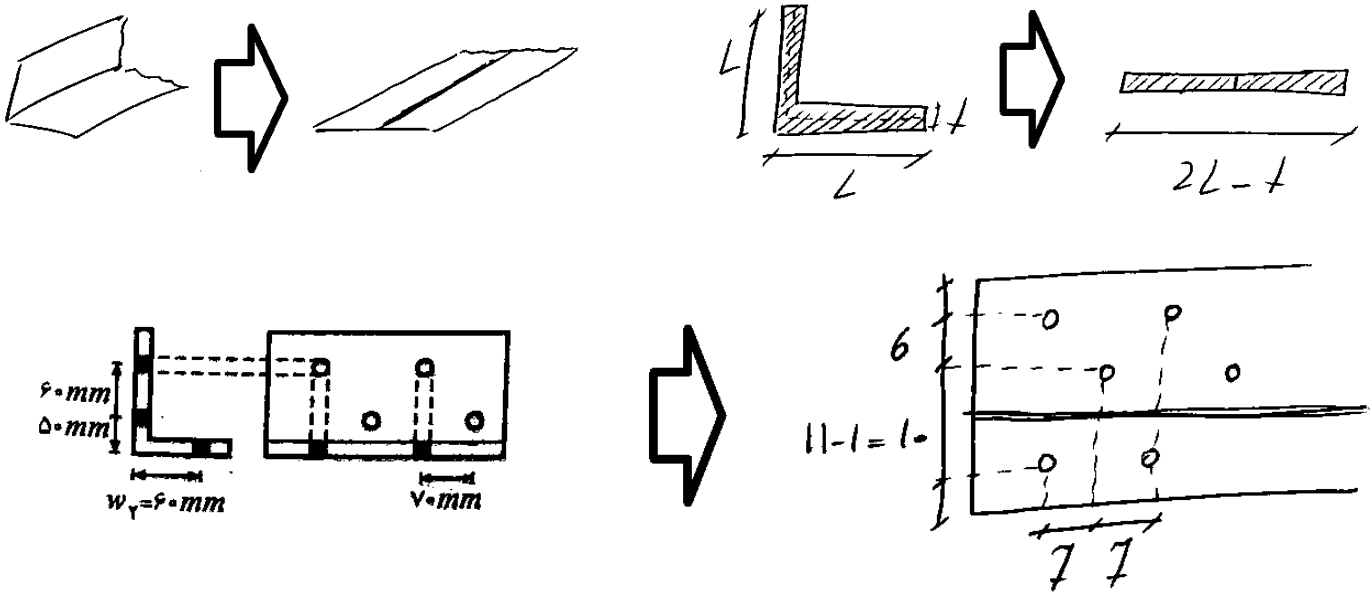
۳) $27\,cm^2$

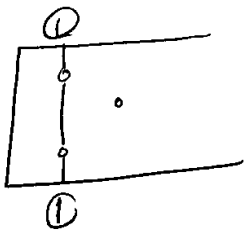
۴) $26\,cm^2$



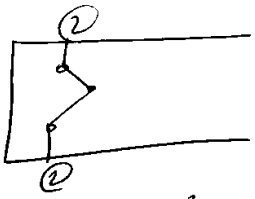
توجه شود که تاخیر برشی زمانی مطرح است که اتصال داشته باشیم.

ابتدا بهتر است نبشی را به صورت یک ورق در نظر گیریم:





$A_{n1} = 30 - 2\times 2\times 1 = 26\,cm^2$



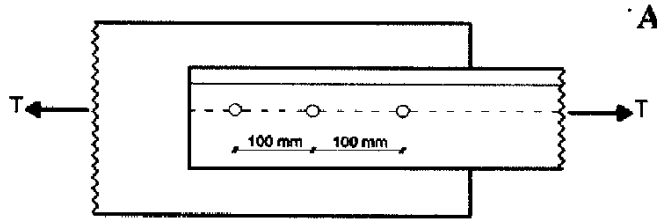
$A_{n2} = 30 - 3\times 2\times 1 + \frac{7^2}{4\times 6}\times 1 + \frac{7^2}{4\times 10}\times 1 = 27.27\,cm^2$

$$A_n = Min\{26, 27.27\} = 26\ cm^2$$

محاسبات-۹۱

۳۴-در اتصال نبشی دو طرف مساوی L120×120×12 mm به صفحه اتصال، از سه عدد سوراخ به قطر 25 میلیمتر استفاده شده است. چنانچه سوراخ‌ها با مته صورت گرفته باشد، بدون توجه به مشخصات صفحه اتصال، حداکثر نیروی کششی قابل تحمل توسط نبشی در طراحی به روش تنش مجاز برحسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

$A= 27.5\ cm^2$ و $F_u = 400\ MPa$ ، $F_y = 240\ MPa$



۱) 490

۲) 396

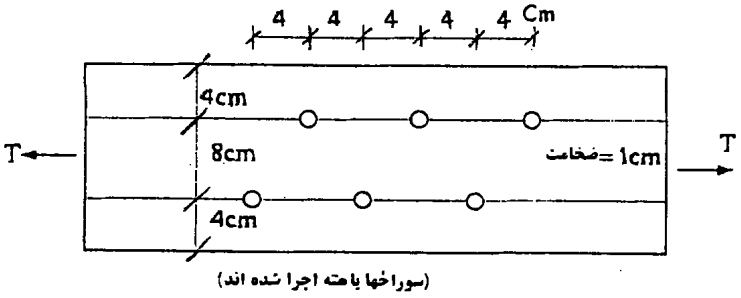
۳) 416

۴) 330

حل به روش LRFD:

محاسبات – ۳- آذر ۸۴

۲۶- ورقی با تنش تسلیم $F_y = ۲۴۰۰ kg/cm^۲$ و مقاومت کششی $F_u = ۴۰۰۰ kg/cm^۲$ تحت اثر نیروی کششی T قرار می‌گیرد. شش سوراخ ورق به قطر اسمی ۲۰ میلی‌متر هستند. مقدار مجاز نیروی کششی قابل تحمل توسط این ورق چقدر است؟



۱) ۲۸ ~ تن

۲) ۲۵ ~ تن

۳) ۲۳ ~ تن

۴) ۲۰ ~ تن

۳-۱-۵- اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ و ورق

۱۰-۲-۳-۵ اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

در طراحی اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق باید الزامات زیر تامین گردد:

الف) چنانچه در یک مقطع مرکب تحت کشش، ورق‌های متصل به یک نیمرخ فولادی یا به یک ورق دیگر توسط وسایل اتصال یا نوارهای جوش منقطع به یکدیگر متصل شوند، فاصلهٔ مرکز تا مرکز وسایل اتصال یا فاصلهٔ آزاد بین نوارهای جوش منقطع در امتداد طولی عضو نباید از مقادیر زیر بیشتر شود.

- در قطعات رنگ شده و قطعاتی که رنگ نمی‌شوند ولی احتمال زنگ زدگی و خوردگی ندارند، ۲۴ برابر ضخامت نازکترین ورق یا ۳۰۰ میلی‌متر.
- در قطعات رنگ نشده که تحت اثر زنگ زدگی و خوردگی (حاصل از عوامل جوی) قرار گیرند، ۱۴ برابر ضخامت نازکترین ورق یا ۱۸۰ میلی‌متر

ب) در اعضای کششی که از دو (یا تعداد بیشتری) نیمرخ یا ورق تشکیل می‌شوند و بین آنها به فواصلی قطعات لقمه قرارگرفته و در این نقاط به یکدیگر متصل می‌شوند، فاصلهٔ بین لقمه‌ها باید طوری اختیار شود که ضریب لاغری هریک از اجزای تشکیل دهندهٔ عضو در فاصلهٔ آزاد از ۳۰۰ تجاوز نکند.

پ) در اعضای کششی که از دو (یا تعداد بیشتری) نیمرخ در تماس با یکدیگر تشکیل می‌شوند، فاصلهٔ مرکز تا مرکز وسایل اتصال یا فاصلهٔ آزاد بین نوارهای جوش منقطع باید طوری اختیار شود که ضریب لاغری هریک از اجزای تشکیل دهندهٔ عضو در فاصلهٔ آزاد از ۳۰۰ تجاوز ننماید. بعلاوه، فاصلهٔ مرکز تا مرکز وسایل اتصال یا فاصلهٔ آزاد بین نوارهای جوش منقطع نباید از ۶۰۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

تمرین

برای دستک کششی یک بالکن از جفت نبشی 2L60x6x6 همراه با لقمه مابین نبشی ها استفاده شده است. طول دستک کششی برابر 1.5 متر می باشد. حداقل چند عدد لقمه در حدفاصل دو انتهای جفت نبشی لازم است؟ شعاع ژیراسیون حداقل و حداکثر تک نبشی برابر r-min=1.17 cm و r-max=2.29 می باشد.

۱) ۳عدد ۲)۲ عدد ۳) ۱ عدد ۴) لازم نیست

۳-۱-۶- کنترل برش قالبی

۱۰-۲-۹-۴ نواحی تأثیرپذیر اجزای اتصال‌دهنده و وسایل اتصال

الزامات این بند مربوط می‌شود به کنترل نواحی تأثیرپذیر اجزای اتصال‌دهنده و وسایل اتصال نظیر انتهای تیرهایی که قسمتی از بال فوقانی آن برداشته شده (زبانه شده) است یا در حالت‌های نظیر که ممکن است به علت برش در سطحی که از وسیلهٔ اتصال می‌گذرد و یا به علت اثر ترکیبی برش در سطح مار بر وسیلهٔ اتصال و کشش در سطح عمود بر آن خرابی اتفاق افتد.

۱۰-۲-۹-۴-۱ مقاومت کششی اعضا در مجاورت ناحیهٔ اتصال

مقاومت کششی این اعضا باید مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۳ با در نظر گرفتن اثرات اتصال تعیین شود.

۱۰-۲-۹-۴-۲ مقاومت برشی اعضا در مجاورت ناحیه اتصال

مقاومت برشی طراحی اعضا در مجاورت ناحیهٔ اتصال، ϕR_n ، باید به شرح زیر برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی روی مقطع کلی و گسیختگی برشی روی مقطع خالص تعیین شود.

الف) بر اساس تسلیم برشی روی مقطع کلی:

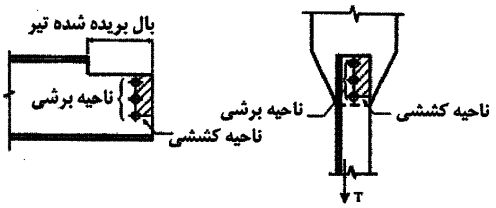
$\phi = ۱$ (۱۰-۲-۹-۱۴)

$R_n = ۰/۶F_yA_{gv}$

ب) بر اساس گسیختگی برشی روی مقطع خالص:

$\phi = ۰/۷۵$ (۱۰-۲-۹-۱۵)

$R_n = ۰/۶F_uA_{nv}$



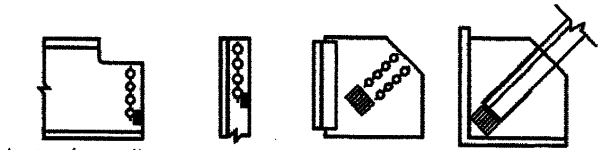
شکل ۱۰-۲-۹-۱۰- الف سطوح گسیختگی در برش قالبی

۱۰-۲-۹-۴-۳ مقاومت برش قالبی

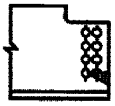
در اتصال انتهای تیرهایی که قسمتی از بال فوقانی تیر زبانه شده است، یا در اتصال اعضای کششی یا در ورق‌های اتصال انتهای خرپاها و مهاربندهای یا در حالت‌های نظیر که ممکن است به علت برش در سطحی که از وسیله اتصال می‌گذرد و یا به علت اثر ترکیبی برش در مقطع مار بر وسیله اتصال و کشش در مقطع عمود بر آن خرابی اتفاق افتد، (شکل‌های ۱۰-۲-۹-۱۰ و ۱۰-۲-۹-۱۱) مقاومت طراحی برش قالبی، ϕR_n، از مجموع مقاومت برشی در روی سطح مار بر وسیله اتصال و مقاومت کششی در سطح عمود بر آن به شرح زیر تعیین می‌گردد.

$\phi = ۰/۷۵$ (۱۰-۲-۹-۱۶)

$R_n = ۰/۶F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \le ۰/۶F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt}$



(a) حالت‌هایی که در آنها U_{bs}=۱/۰ در نظر گرفته می‌شود



بال بریده شده تیر با دو ردیف پیچ

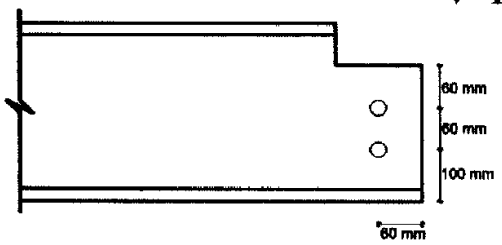
(b) حالت‌هایی که در آنها U_{bs}=۰/۵ در نظر گرفته می‌شود

شکل ۱۰-۲-۹-۱۰-ب توزیع تنش کششی در برش قالبی

محاسبات-۹۱

۳۰- برای اتصال تیرچه فولادی به تیر فولادی نشان داده شده در شکل زیر، بر اساس کنترل گسیختگی قالبی ناشی از نیروی برشی (V) در طراحی به روش تنش مجاز حداقل ضخامت جان تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

V=120 kN ، فولاد تیر F_u=400 MPa ، قطر سوراخ d=20mm



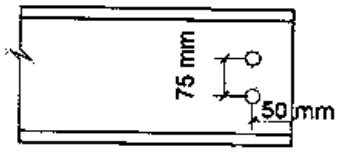
۱) 8 mm
۲) 10 mm
۳) 6 mm
۴) 12 mm

:LRFD

$$\left.\begin{array}{c} A_{nt} = (60 - 0.5 \times 20)t = 50t \\ A_{nv} = (120 - 1.5 \times 20)t = 90t \\ A_{gv} = 120t \end{array}\right\}$$

محاسبات خرداد ۹۳

۳۵-مقاومت برشی طراحی تیرآهن IPE200 در ناحیه انتها (مجاورت ناحیه اتصال) بر حسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فولاد از نوع ST37 ($F_u = 370\ MPa, F_y = 240\ MPa$) و قطر سوراخ 20 mm می‌باشد. واحدها در شکل به میلی‌متر است.



۱) 200
۲) 160
۳) 150
۴) 120

گزینه ۳

کنترل تسلیم:

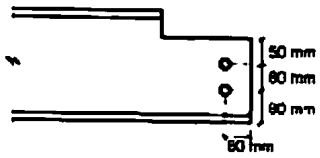
$$\varphi R_n = 1 \times 0.6 \times 240 \times 5.6 \times 200 = 161.2\ kN$$

کنترل گسیختگی:

$$\varphi R_n = 0.75 \times 0.6 \times 370 \times 5.6 \times (200 - 2 \times 20) = 149.2\ kN$$

محسبات آذر ۹۲

۴۶- مقاومت طراحی برش قالبی تیر نشان داده شده در شکل زیر در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



20 mm- قطر سوراخ

10 mm- ضخامت جان تیر

St37- نوع فولاد

$F_y = 240\ MPa$

$F_u = 370\ MPa$

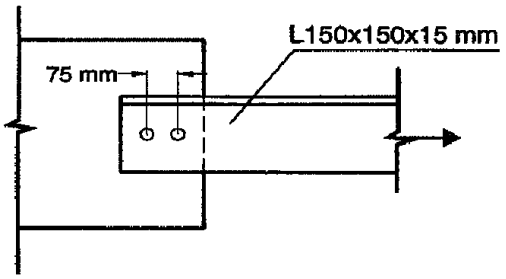
۱) 335 kN
۲) 395 kN
۳) 525 kN
۴) 295 kN

گزینه ۱

$$V = Min\begin{pmatrix} 0.75 \times [0.6 \times 370 \times (130 - 1.5 \times 20)(10) + 1 \times 370 \times (80 - 0.5 \times 20)(10)] = 360750 \\ 0.75 \times [0.6 \times 240 \times (130)(10) + 1 \times 370 \times (80 - 0.5 \times 20)(10)] = 334650 \end{pmatrix}$$

محاسبات اسفند ۸۹

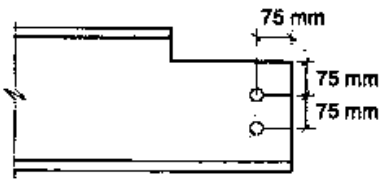
۱۸- در شکل مقابل بدون بررسی مقاومت صفحه اتصال و مقاومت پیچ‌های اتصال، نیروی کششی مجاز نبشی برحسب kN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌ها از یکدیگر 75 mm و قطر محاسباتی سوراخ برابر 24 mm می‌باشد. سطح مقطع نبشی 15×150×150 برابر $43\ cm^2$ می‌باشد.



۱) 729
۲) 619
۳) 547
۴) 473

محاسبات خرداد ۹۳

۳۸- مقاومت برشی قالبی طراحی برحسب کیلونیوتن در محل اتصال تیر مقابل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فولاد از نوع ST37 $(F_u = 370\ MPa, F_y = 240\ MPa)$، قطر سوراخ 20 mm و ضخامت جان مقطع تیر نوردشده 7.5 mm است. واحدها در شکل به میلی‌متر است.

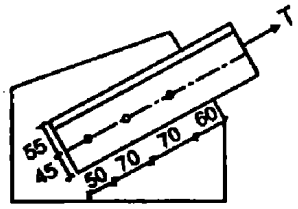


۱) 380
۲) 340
۳) 285
۴) 250

گزینه ۴

$$\varphi R_{n1} = 0.75(0.6 \times 370 \times (150 - 30) \times 7.5 + 1 \times 370 \times (75 - 10) \times 7.5) = 285\ kN$$
$$\varphi R_{n2} = 0.75(0.6 \times 240 \times 150 \times 7.5 + 1 \times 370 \times (75 - 10) \times 7.5) = 257\ kN$$

۵۱- در اتصال یک عضو کششی به ورق اتصال از سه پیچ M22 استفاده شده است. عضو کششی از نبشی 10×100×100 و سوراخ‌ها استاندارد هستند. ضخامت ورق اتصال 15میلی‌متر است. مقاومت طراحی برش قالبی بر حسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ واحدهای روی شکل بر حسب میلی متر و فولاد مصرفی از نوع ST37 با F_y=240MPa و F_u=370MPa است.



۱) 295
۲) 400
۳) 392
۴) 310

گزینه ۱

$$\varphi R_{n1} = 0.75\left(0.6 \times 370 \times (190 - 2.5 \times 26) \times 10 + 1 \times 370 \times \left(45 - \frac{26}{2}\right) \times 10\right) = 297\ kN$$

$$\varphi R_{n2} = 0.75\left(0.6 \times 240 \times 190 \times 10 + 1 \times 370 \times \left(45 - \frac{26}{2}\right) \times 10\right) = 294\ kN$$

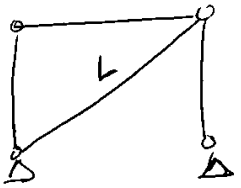
۳-۱-۷- کنترل لاغری (سرویس دهی)

$$\frac{L}{r = \sqrt{\frac{I}{Ag}}} < 300$$

شعاع ژیراسیون مقطع

λ = لاغری $= \frac{L}{r}$ ← طول عضو کشش
شعاع ژیراسیون $r = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}}$

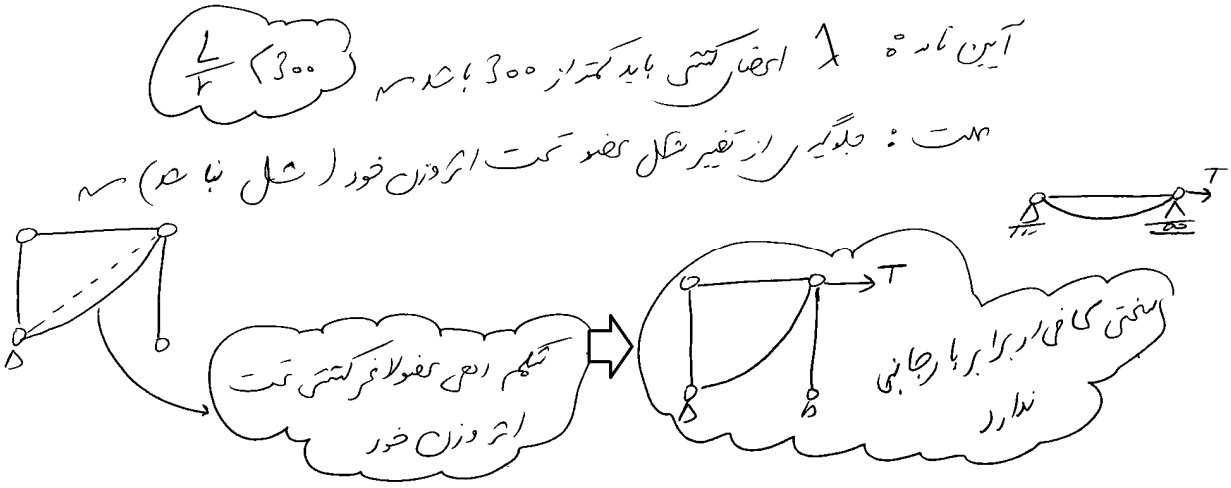
لاغری:



مثال: یک مقطع مستطیلی بطول L و مقطع آن h b می‌باشد. لاغری آن چقدر است؟

$$I_{min} = \frac{hb^3}{12}$$

$$\rightarrow r = \sqrt{\frac{hb^3}{12(b \times h)}} \simeq 0.3b \quad \Big\} \rightarrow \lambda = \frac{L}{0.3b}$$



۱۰-۲-۳-۲ محدودیت لاغری در اعضای کششی

ضریب لاغری حداکثر اعضای کششی، $(L/r)_{max}$، نباید از ۳۰۰ تجاوز نماید. برای قلاب‌ها و میله مهارهای کششی که دارای پیش‌تنیدگی اولیه به مقدار کافی باشند، به طوری که پس از ایجاد کشش اولیه عضو به حالت مستقیم درآید، رعایت محدودیت لاغری ضروری نیست.

محاسبات آذر ۹۲

۵۲- تسمه‌ای به طول آزاد 1 متر تحت اثر نیروی کششی 70 kN قرار دارد. اگر پهنای تسمه 50 mm و تنش تسلیم فولاد 240 MPa باشد، در طراحی به روش تنش مجاز، حداقل ضخامت لازم برای تسمه به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 15 mm
۲) 12 mm
۳) 10 mm
۴) 8 mm

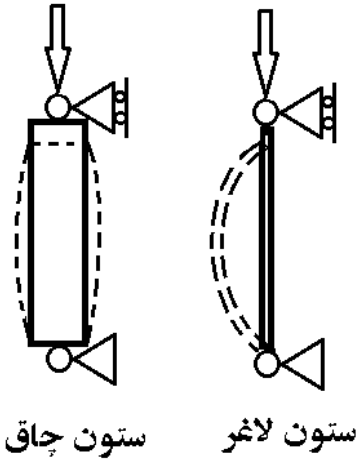
$$1.5 \times 70000 < 0.9F_y \times 50 \times t \rightarrow t > 9.7\ mm$$

کنترل لاغری:

$$\frac{L}{r} < 300 \quad \rightarrow \quad \frac{1000}{0.3t} < 300 \quad \rightarrow t > 11\ mm$$

۴-ستونها

کدامیک از این دو رابطه تعیین کننده مقاومت ستون است؟ $P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ $P = A \times F_y$

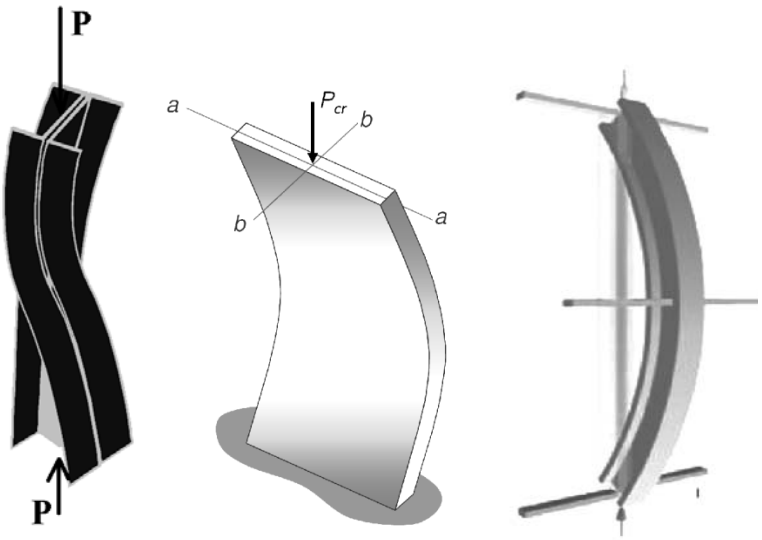


مقاومت فشاری ستون چاق از رابطه $P = A \times F_y$ بدست می آید. یعنی تا جایی نیرو تحمل می کند که "له" شود.

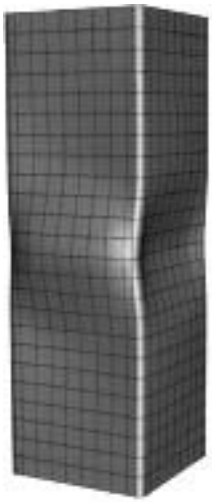
مقاومت فشاری ستون لاغر از رابطه $P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ بدست می آید. یعنی تا جایی نیرو تحمل می کند که کمانش کند.

چه پارامترهایی در مقاومت کمانشی تاثیرگذار است؟

در ستونهای زیر محور کمانش کدام است؟



۴-۱- کمانش موضعی



۱۰-۲-۲-۲ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی

۱۰-۲-۲-۲-۱ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای فشار محوری

برای فشار محوری، مقاطع فولادی به دو گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند.

- مقاطع با اجزای غیرلاغر
- مقاطع با اجزای لاغر

مقاطع با اجزای غیرلاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل دهندهٔ مقطع عضو از λ_r مشخص شده در جداول ۱۰-۲-۲-۱ و ۱۰-۲-۲-۲ تجاوز ننماید. چنانچه نسبت پهنا به ضخامت هر یک از اجزای فشاری تشکیل دهندهٔ مقطع عضو از λ_r مشخص شده در جداول ۱۰-۲-۲-۱ و ۱۰-۲-۲-۲ تجاوز نماید، در این صورت مقطع با اجزای لاغر محسوب می‌گردد.

تبصره: مطابق مقررات این مبحث، استفاده از مقاطع فولادی با اجزای لاغر در اعضایی که تحت اثر فشار محوری قرار دارند، مجاز نمی‌باشد.

۱۰-۲-۲-۲-۲ طبقه بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای خمش

برای خمش، مقاطع فولادی به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند.

- مقاطع فشرده
- مقاطع غیر فشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

الف) مقاطع فشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها اولاً بال‌ها به طور سرتاسری و پیوسته به جان یا جان‌ها متصل باشند، ثانیاً نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل دهندهٔ مقطع عضو از λ_p مشخص شده در جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ تجاوز ننماید.

ب) مقاطع غیرفشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جزء فشاری از مقطع عضو از λ_p مشخص شده در جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ تجاوز نموده ولی از λ_r مشخص شده در جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ کوچکتر باشد.

پ) مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها نسبت پهنا به ضخامت حداقل یکی از اجزای فشاری تشکیل‌دهندهٔ مقطع عضو از λ_r مشخص شده در جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ بزرگتر باشد.

تبصره: مطابق مقررات این مبحث، از به کار بردن مقاطع فولادی با اجزای فشاری لاغر در اعضایی که تحت تأثیر تنش فشاری ناشی از خمش قرار دارند، باید خودداری شود، مگر برای جان تیرورق‌ها که در این صورت الزامات بخش‌های ۱۰-۲-۵ و ۱۰-۲-۶ باید تأمین گردد.

۱۰-۲-۲-۳ پهنای آزاد اجزای تقویت نشده

مطابق الزامات این بخش، اجزای تقویت نشده به اجزایی گفته می‌شوند که فقط در یک لبه در امتدادی به موازات نیروی فشاری نگهداری شده‌اند. پهنای آزاد چنین اجزایی باید به شرح زیر تعیین گردد.

الف) برای بال‌های نیمرخ‌های I و نیمرخ‌های سپری (T)، پهنای آزاد (b) برابر نصف پهنای کل بال (b_f) است.

ب) برای ساق‌های نیمرخ‌های نبشی(L) و بال های نیمرخ‌های ناودانی (U) و نیمرخ‌های Z شکل پهنای آزاد (b) معادل کل بُعد اسمی بال است.

پ) برای مقطع ساخته شده از ورق، پهنای آزاد (b) برابر فاصله بین لبهٔ آزاد تا اولین ردیف وسایل اتصال یا خط جوش است.

ت) برای تیغهٔ (جان) نیمرخ‌های سپری (T) پهنای آزاد (d) برابر ارتفاع کلی مقطع سپری است.

۱۰-۲-۲-۴ پهنای آزاد اجزای تقویت شده

مطابق الزامات این بخش، اجزای تقویت شده به اجزایی گفته می‌شوند که در هر دو لبه در امتدادی موازی با نیروی فشاری نگهداری شده‌اند. پهنای آزاد چنین اجزایی باید به شرح زیر تعیین گردد.

الف) برای جان مقاطع نوردشده یا شکل داده شده، h عبارت است از فاصله بین نقاط شروع گردی ریشهٔ اتصال جان به بال.

ب) برای جان مقاطع ساخته شده از ورق، h عبارت است از فاصلهٔ بین نزدیکترین دو خط وسایل اتصال و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، h برابر فاصلهٔ خالص بین دو بال است. برای مقاطع با بال‌های نامساوی، h_c عبارت است از دو برابر فاصلهٔ تار خنثای الاستیک تا نزدیکترین ردیف وسایل اتصال در سمت بال فشاری و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، عبارت است از دو برابر فاصلهٔ تار خنثای الاستیک تا رویهٔ داخلی بال فشاری. همچنین برای مقاطعی با بال‌های نامساوی h_p عبارت است از دو برابر فاصلهٔ تار خنثای پلاستیک تا نزدیکترین ردیف وسایل اتصال درسمت بال فشاری و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، عبارت است از دو برابر فاصلهٔ تار خنثای پلاستیک تا رویهٔ داخلی بال فشاری.

پ) برای مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق، پهنای b و h عبارت از فاصله بین دو خط وسایل اتصال یا دو خط جوش است.

ت) برای ورق‌های پوششی (تقویتی) در بال تیرها و ورق‌های دیافراگم در مقاطع ساخته شده از ورق، پهنای b عبارت است از فاصلهٔ بین دو خط وسایل اتصال یا دو خط جوش است.

ث) برای بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS)، پهنای b عبارت است از فاصلهٔ آزاد بین جان‌ها منهای شعاع گوشه داخلی در هر طرف. برای جان‌های مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS)، h عبارت است از فاصلهٔ آزاد بین بال‌ها منهای شعاع گوشه داخلی در هر طرف. چنانچه شعاع گوشه‌ها معلوم نباشد، مقادیر b و h را می‌توان معادل بعد متناظر خارجی منهای سه برابر ضخامت در نظر گرفت.

ج) برای مقاطع توخالی دایره‌ای شکل، D عبارت است از قطر خارجی مقطع دایره‌ای

جدول ۱۰-۲-۲-۱ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر فشار محوری

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت، λ_r (لاغر/غیرلاغر)	مثال‌های نمونه
۱	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده، ورق‌های بیرون‌زده از مقاطع I شکل نورد شده، ساق‌های برجستهٔ جفت نبشی با اتصال پیوسته، بال‌های مقاطع ناودانی و بال‌های مقاطع سپری	b/t	$۰/۵۶\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [a]	
۲	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق و ورق‌ها یا ساق‌های نبشی بیرون زده از مقاطع I شکل ساخته شده از ورق	b/t	$۰/۶۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۳	ساق‌های نبشی‌های تک، ساق‌های نبشی‌های دوبل دارای جداکننده (لقمه) و سایر اجزای تقویت نشده	b/t	$۰/۴۵\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۴	تیغه (جان) مقاطع سپری	d/t	$۰/۷۵\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$۱/۴۹\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۶	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$۱/۴۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

جدول ۱۰-۲-۲-۲ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر فشار محوری

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت، λ_r (لاغر/غیرلاغر)	مثال‌های نمونه
۷	ورق‌های پوششی و ورق‌های دیافراگم در حد فاصل خطوط جوش یا پیچ	b/t	$۱/۴۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۸	سایر اجزای فشاری تقویت شده	b/t	$۱/۴۹\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۹	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	D/t	$۰/۱۱\frac{E}{F_y}$	

[b] مقدار K_c از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد.

$$۰/۳۵ \le K_c = \frac{۴}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \le ۰/۷۶$$

[c] برای خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با جان فشرده و غیرفشرده مقدار F_L از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد.

- برای $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \ge ۰/۷$: $F_L = ۰/۷F_y$
- برای $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < ۰/۷$: $F_L = \frac{S_{xt}}{S_{xc}}F_y \ge ۰/۵F_y$

که در آن:

S_{xt} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

جدول ۱۰-۲-۲-۳ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت: (غیرفشرده/فشرده) λ_p	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت: (لاغر/غیرفشرده) λ_r	مثال‌های نمونه
۱۰	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده، ناودانی‌ها و سپری‌ها	b/t	$۰/۳۸\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۱	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با یک یا دو محور تقارن	b/t	$۰/۳۸\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۰/۹۵\sqrt{\frac{K_cE}{F_L}}$ [b], [c]	
۱۲	ساق‌های نبشی‌های تک	b/t	$۰/۵۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۰/۹۱\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۳	بال‌های کلیه مقاطع I شکل و ناودانی تحت اثر خمش حول محور ضعیف	b/t	$۰/۳۸\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۴	تیغه (جان) مقاطع سپری	d/t	$۰/۸۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۰۳\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

جدول ۱۰-۲-۲-۴ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت: (غیرفشرده/فشرده) λ_p	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت: لاغر/غیرفشرده λ_r	مثال‌های نمونه
۱۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$۳/۷۶\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۵/۷۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۶	جان مقاطع I شکل با یک محور تقارن	h_c/t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{(۰/۰۷۴\frac{M_p}{M_y}-۰/۰۹)^۲} \le \lambda_r$ [d]	$۵/۷۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۷	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$۱/۱۲\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۴۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۸	ورق‌های پوششی و ورق‌های دیافراگم در حد فاصل خطوط جوش یا پیچ	b/t	$۱/۱۲\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۴۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۹	جان‌های مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS) و جعبه‌ای	h/t	$۲/۴۲\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۵/۷۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲۰	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	D/t	$۰/۳۱\frac{E}{F_y}$	$۰/۰۷\frac{E}{F_y}$	

۱۰-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای

۱۰-۳-۲ تعاریف

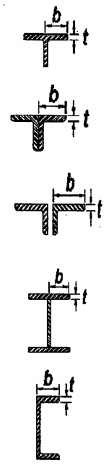
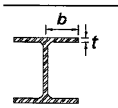
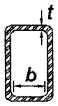
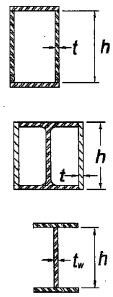
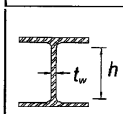
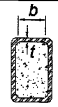
۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای کمانش موضعی

در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط که از آنها انتظار تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه می‌رود، برای مقاطع اعضا ضوابط سخت‌گیرانه‌تری در رابطه با کمانش موضعی بال‌ها و جان اعمال می‌شود. در نتیجه برای نسبت پهنا یا ارتفاع به ضخامت اجزا در اعضای تحت فشار، یا فشار و خمش رعایت اعداد کوچکتری مقرر می‌گردد. در اینگونه سیستم‌های سازه‌ای تعریف جدیدی از مقطع فشرده، موضوع بخش ۱۰-۲-۲ در فصل دوم، جانشین تعریف قبلی می‌گردد و با نام مقطع فشردهٔ لرزه‌ای معرفی می‌شود.

مقطع فشردهٔ لرزه‌ای همان تعریف مقطع فشرده بخش ۱۰-۲-۲ را دارد، با این تفاوت که در آن نسبت پهنا یا ارتفاع به ضخامت اجزای مقطع برای سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط به اعدادی که در جدول ۱۰-۳-۴-۱ عنوان شده، محدود می‌گردد.

کاربرد مقاطع فشرده در سازه‌های با شکل‌پذیری‌های مختلف در بخش‌های مربوطه آورده شده است.

جدول ۱۰-۳-۴-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

	طبقه	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت: λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت: λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	مثال‌های نمونه
اجزای با یک لبه مشکی	۱	بال‌های مقاطع I شکل نوردشده و ساخته‌شده از ورق، ناودانی‌ها، سپری‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دوبل با فاصله و ساق برجسته نبشی‌های دوبل به هم چسبیده	b/t	$0/38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0/3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۲	بال‌های مقاطع شمع‌های H شکل	b/t	کاربرد ندارد.	$0/45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۳	تیغه (جان) مقاطع سپری	b/t	$0/38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0/3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۱]	
اجزای با دو لبه مشکی	۴	بال‌های متقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS)	b/t	$0/64\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۳]	$0/55\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۳]	
		بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته‌شده از ورق	b/t			
		ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی‌شده وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌رود.	d/t			
	۵	جان مقاطع I شکل نوردشده و ساخته‌شده از ورق وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌روند.	h/t_w	$1/49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1/49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۶	جان مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان تیر یا ستون به کار می‌روند	h/t_w	برای $C_a \le 0/125$: $3/76\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-2/75C_a)$ برای $C_a > 0/125$: $1/12\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2/33-C_a) \ge 1/49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن: $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$	برای $C_a \le 0/125$: $2/45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-0/93C_a)$ برای $C_a > 0/125$: $0/77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2/93-C_a) \ge 1/49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن: $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$	
		ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند.	h/t			
		جان مقاطع I شکل قوطی شکل ساخته شده از ورق هرگاه به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند.	h/t			
	۷	جان مقاطع شمع‌های H شکل	h/t_w	کاربرد ندارد.	$0/94\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۸	جان مقاطع لوله‌ای	D/t	$0/044\frac{E}{F_y}$ [۴]	$0/038\frac{E}{F_y}$	
	۹	بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی‌شکل پرشده با بتن	b/t	$2/26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1/4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۱۰	جداره‌های مقاطع توخالی دایره‌ای شکل پرشده با بتن	D/t	$0/15\frac{E}{F_y}$	$0/076\frac{E}{F_y}$	

یادداشت:

[۱] برای مقاطع سپری محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برای اعضای با شکل‌پذیری زیاد می‌تواند تا $0/38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ افزایش یابد مشروط بر اینکه، کمانش عضو فشاری حول صفحهٔ جان‌سپری باشد و در اتصال انتهای عضو، انتقال بار محوری فقط از طریق وجه بیرونی بال سپری صورت گرفته باشد.

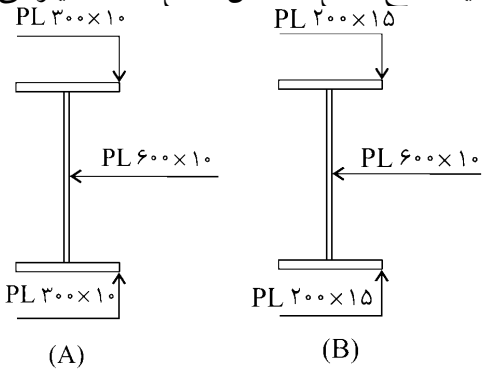
[۲] در مقاطع I شکل قوطی‌شده و مقاطع قوطی‌شکل ساخته‌شده از ورق اگر به عنوان ستون مورد استفاده قرار گیرند، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت دراعضای با شکل‌پذیری زیاد می‌تواند به $0/6\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود شود.

[۳] نسبت پهنا به ضخامت در بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و بال‌های مقاطع قوطی‌شکل ساخته شده از ورق در صورتی‌که به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار گیرند، می‌تواند به $1/12\sqrt{E/F_y}$ محدود شود.

[۴] در صورتی‌که مقاطع توخالی دایره‌ای شکل به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار گیرند، نسبت قطر به ضخامت در اعضای با شکل‌پذیری متوسط می‌تواند به $0/07E/F_y$ محدود شود.

تمرین

از بین دو مقطع A و B کدامیک برای استفاده در تیر فولادی مناسب‌تر است؟ فرض کنید سطح مقطع و اساس مقطع و ممان اینرسی هر دو مقطع یکسان است (Fy=240MPa).



۱) هر دو یکسان است.

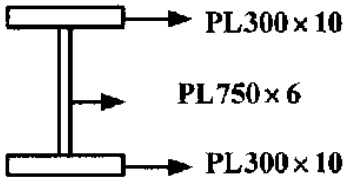
۲) مقطع A

۳) مقطع B

۴) در صورتی که تیر دارای مهار جانبی کافی باشد، هر دو مقطع یکسان هستند.

محاسبات-۹۱

۵۲- تیر ورق روبه‌رو، در کدام گروه از مقاطع فولادی می‌باشد؟



$$E = ۲\times۱۰^{۶}\ \frac{kg}{cm^{۲}}$$

$$F_y = ۲۴۰۰\ \frac{kg}{cm^{۲}}$$

۱) لاغر

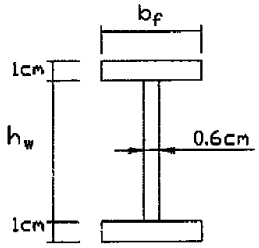
۲) فشرده

۳) غیرفشرده

۴) فشرده‌ی لرزه‌ای

محاسبات-۹۰

۲۵- در ساخت یک تیر ورق، برای اتصال بالها به جان از جوش سرتاسری استفاده شده و تیر ورق تحت خمش حول محوری قوی قرار گرفته است. برای آنکه مقطع فوق فشرده محسوب شود، حداکثر مقادیر h_w, b_f به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است.



$F_y = 240\ MPa$ و $E = 2.05\times10^{5}\ MPa$

۱) $h_w = 110\ cm$, $b_f = 10\ cm$

۲) $h_w = 110\ cm$, $b_f = 20\ cm$

۳) $h_w = 65\ cm$, $b_f = 10\ cm$

۴) $h_w = 65\ cm$, $b_f = 20\ cm$

گزینه ۴

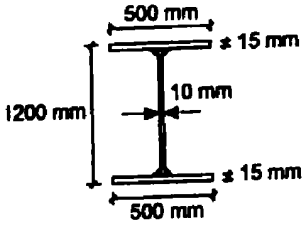
محاسبات اسفند ۸۹

۲۸- در یک تیر نورد شده فولادی I شکل با $E=2\times10^6\ kg/cm^2$ و $F_y = 2400\ kg/cm^2$ مقادیر $\frac{b_f}{t_f}$ و $\frac{h}{t_w}$ به ترتیب برابر با 20 و 70 می‌باشد. مقطع این تیر ..... می‌باشد. (b_f عرض بال، t_f ضخامت بال، h ارتفاع جان و t_w ضخامت جان می‌باشد).

۱) فشرده لرزه‌ای ۲) فشرده
۳) غیر فشرده ۴) لاغر

محاسبات ۹۳

۴۶- تیر ورق شکل زیر تحت خمش حول محور قوی قرار دارد. بال‌های این تیر ورق بطور سرتاسری و پیوسته توسط جوش گوشه با بعد 10 mm به جان متصل می‌باشند. در خصوص طبقه‌بندی مقطع تیر از منظر کمانش موضعی، کدام گزینه صحیح است؟ F_y=240MPa و واحدها در شکل به میلی‌متر می‌باشد.



۱) مقطع با بال فشرده و جان لاغر
۲) غیرفشرده (مقطع با بال و جان غیرفشرده)
۳) فشرده (مقطع با بال و جان فشرده)
۴) مقطع با اجزای لاغر (مقطع با بال غیرفشرده و جان لاغر)

گزینه ۲ صحیح است:

$$F_L = 0.7F_y \rightarrow \quad K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{1170}{10}}} = 0.36$$

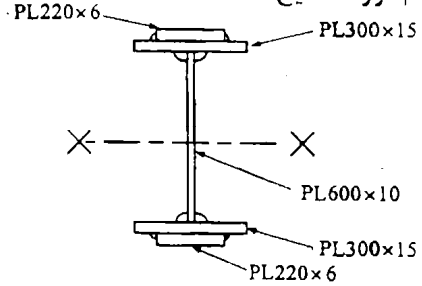
$$\left(0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.96\right) < \frac{b}{t} = \frac{245}{15} = 16.3 < \left(0.95\sqrt{\frac{K_c E}{F_L}} = 19.93\right)$$

$$\left(3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108\right) < \frac{h}{t} = \frac{1200-30}{10} = 117 < \left(5.7\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 163.72\right)$$

بال و جان تیر غیر فشرده می باشد.

محاسبات – ۱- آذر ۸۴

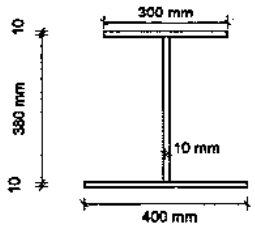
۲۶- در ساخت یک تیر ورق، برای اتصال بال‌ها به جان از جوش یکسره استفاده شده است. ورق‌های تقویتی بال‌ها نیز با جوش یکسره در دو لبه به بال تیر ورق جوش شده‌اند. تیر ورق تحت خمش حول محور x قرار دارد. کدام مورد صحیح است؟



۱) مقطع تقویت شده دارای مشخصات مقطع فشرده می‌باشد.
۲) مقطع تقویت شده دارای مشخصات مقطع غیر فشرده می‌باشد.
۳) تیر ورق‌ها به هیچ وجه نمی‌توانند جزو مقاطع فشرده باشند.
۴) تیر ورق در قسمت تقویت نشده دارای مشخصات مقطع فشرده بوده ولی در قسمت تقویت شده جزو مقاطع با عناصر لاغر است

محاسبات خرداد ۹۳

۳۱- تیر ورقی با مقطع مقابل از فولاد با ST37 ($F_u = 370\ MPa, F_y = 240\ MPa$) با اتصال جوش جان به بال ساخته شده است و تحت لنگر خمشی مثبت قرار دارد. بال فشاری این مقطع از نظر کمانش موضعی چگونه طبقه‌بندی می‌شود؟



۱) لاغر
۲) فشرده
۳) غیرفشرده
۴) با اطلاعات داده شده قابل بررسی نمی‌باشد.

گزینه ۳ :

$$Y = \frac{300 \times 10 \times 395 + 380 \times 10 \times 200 + 400 \times 10 \times 5}{300 \times 10 + 380 \times 10 + 400 \times 10} = 182\ mm$$

$$\frac{S_{xt}}{S_{xc}} = \frac{182}{400 - 182} = 0.835 \quad \rightarrow \quad F_L = 0.7F_y = 186MPa$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{380}{10}}} = 0.65$$

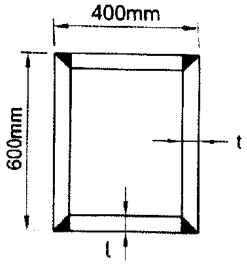
$$\lambda_r = 0.95\sqrt{\frac{0.65E}{F_L}} = 0.95\sqrt{\frac{0.65 \times 200000}{186}} = 25.11$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{200000}{240}} = 10.96$$

$$\lambda = \frac{145}{10} = 14.5$$

محاسبات ۹۴

۶- مقطع زیر برای یکی از ستون‌های یک ساختمان با سیستم باربر جانبی در هر دو امتداد از نوع قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری زیاد (ویژه) پیشنهاد شده است. براساس کنترل کمانش موضعی حداقل ضخامت قابل قبول برای ورق‌های تشکیل‌دهنده ستون کدامیک از مقادیر زیر است؟
$E = 2\times10^5$ MPa و F_y= 240 Mpa



۱) 40 mm
۲) 35 mm
۳) 25 mm
۴) 20 mm

گزینه ۲

نکته: اگر خمش تک محوره داشته باشیم، اضلاع 400mm بال مقطع محسوب شده و اضلاع 600 mm جان مقطع خواهد بود. که در این صورت ضلع ۶۰۰ باید ضوابط فشردگی جان و ضلع ۴۰۰ باید ضوابط فشردگی بال را رعایت کند.

از آنجا که در هر دو جهت قاب خمشی داریم، ستون تحت خمش دو محوره قرار دارد و چهار ضلع آن باید ضوابط "بال" ستونها را ارضا کنند.

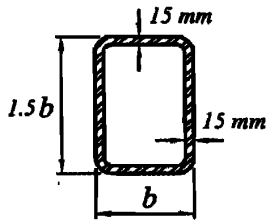
با توجه به جدول زیر، برای "ستونها" در سازهای با شکل پذیری زیاد ضخامت بال ستون باید رابطه زیر را ارضا کند تا مقطع فشرده لرزه ای محسوب شود:

$$\frac{b}{t} < 0.6\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 17.32 \quad \rightarrow \quad \frac{600 - t}{17.32} < t$$

حداقل ضخامتی که در رابطه فوق صدق می کند، t=35mm می باشد.

۵- مقطع نشان‌داده شده در شکل زیر تحت اثر نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی دو محوره نسبت به محورهای اصلی مقطع قرار دارد. حداکثر مقدار b حدوداً چقدر می‌تواند باشد تا اجزاء مقطع از منظر کمانش موضعی در برابر نیروی محوری فشاری غیرلاغر و در برابر لنگرهای خمشی فشرده باشد؟

F_y= 240 MPa , E= 2×10^5 MPa



۱) 650 میلی‌متر
۲) 530 میلی‌متر
۳) 430 میلی‌متر
۴) 350 میلی‌متر

گزینه ۴

با توجه به اینکه خمش دو محوره است، هر چهار وجه مقطع ممکن است به عنوان بال استفاده شوند و بنابراین وجه بلندتر باید کنترل شود (1.5b):

$$\frac{(1.5b-45)}{t} < \begin{Bmatrix} 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 32.33 \\ 1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 40.4 \end{Bmatrix} \quad \rightarrow \quad b < 353\ mm$$

ث) برای بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS)، پهنای b عبارت است از فاصلهٔ آزاد بین جان‌ها منهای شعاع گوشه داخلی در هر طرف. برای جان‌های مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS)، h عبارت است از فاصلهٔ آزاد بین بال‌ها منهای شعاع گوشه داخلی در هر طرف. چنانچه شعاع گوشه‌ها معلوم نباشد، مقادیر b و h را می‌توان معادل بعد متناظر خارجی منهای سه برابر ضخامت در نظر گرفت.

۱۴- یک عضو فشاری فولادی با مقطع توخالی دایره‌ای با قطر بیرونی 475 mm موجود است. اگر داخل این عضو را با بتن پر کنیم حداقل ضخامت لازم جدار مقطع فولادی برحسب میلی‌متر برای اینکه مقطع این عضو در برابر نیروی محوری فشاری لاغر نباشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ **F_y = 240 MPa , E = 2×10^5 MPa**

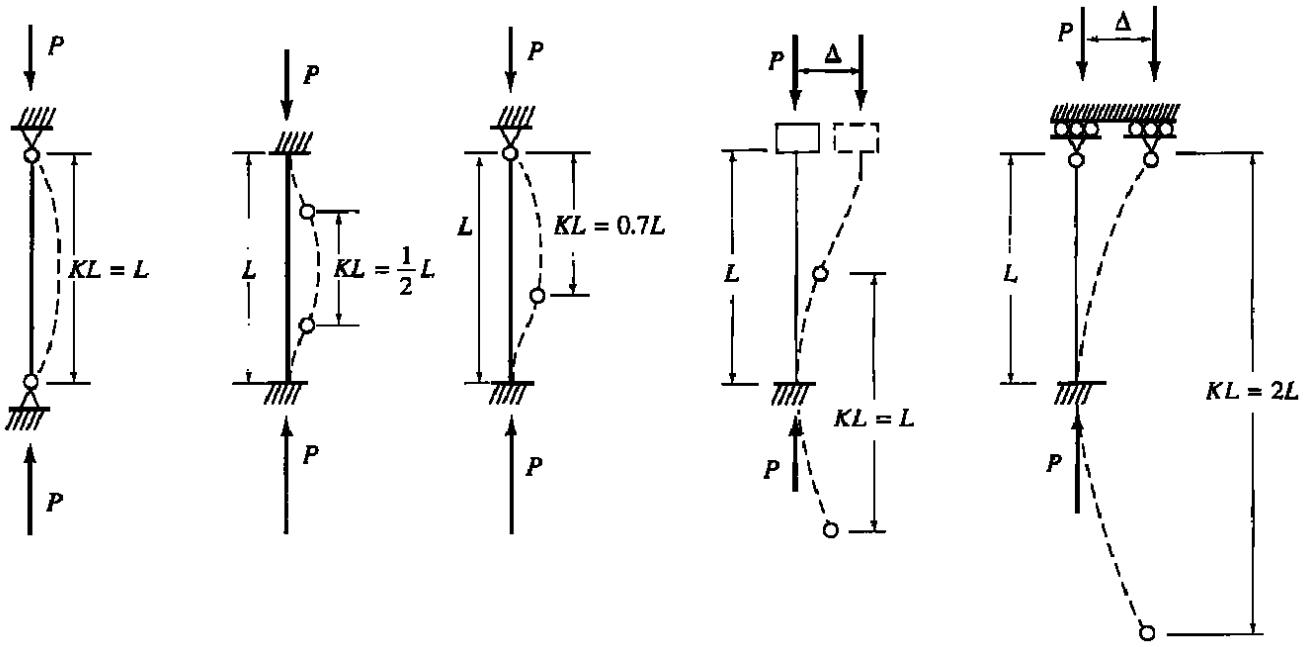
۱) 6 ۲) 5 ۳) 4 ۴) 3

گزینه ۴

$$\frac{D}{t} < \frac{0.19E}{F_y} = 158.33 \quad \rightarrow \quad \frac{475}{t} < 158.433 \quad \rightarrow t > 3\ mm$$

۴-۲- ضریب K

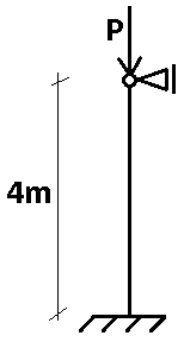
مفهوم ضریب طول موثر ستون:



	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
تئوریک	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
طراحی	0.65	0.80	1.0	1.2	2.10	2.0

مثال

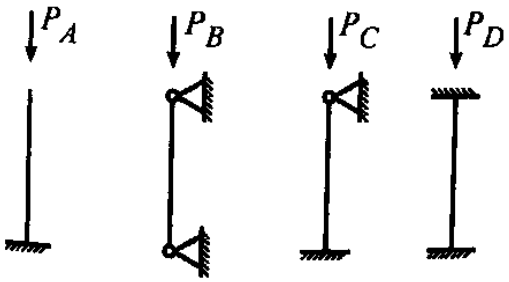
مقاومت تسلیم و مقاومت کمانش خمشی ستون با مقطع مستطیل با ابعاد 300mm × 40mm و MPa 2400=Fy؟



$$P_y = AF_y = 300 \times 40 \times 240 = 2880\ kN$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(0.7\times L)^2} = \frac{\pi^2 2\times10^5 \times \frac{300\times40^3}{12}}{(0.7\times4000)^2} = 402\ kN$$

۳۷- تناسب ظرفیت باربری ستون‌های مطابق شکل چگونه است؟ $P_A : P_B : P_C : P_D$ (آزاد ۷۹ و نظام مهندسی)

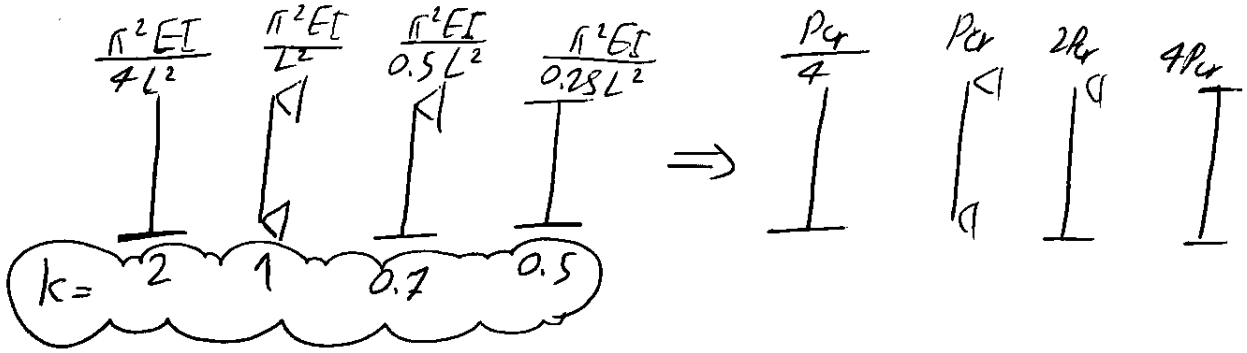


۱) ۱:۴:۸:۱۶

۲) ۱:۲:۱/۴:۴

۳) ۱:۲:۱/۴:۱۶

۴) ۱:۲:۲/۵:۴/۳



تمرین:

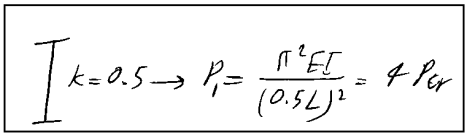
۳۹- اگر نیروی محوری بحرانی (برای حالت کمانش) ستون دو سرگیردار P_1 و ستون دو سر مفصل P_2 و ستون یک سرگیردار- یک سر آزاد P_3 باشد (برای ابعاد و جنس یکسان فلزی) داریم: (نظام مهندسی)

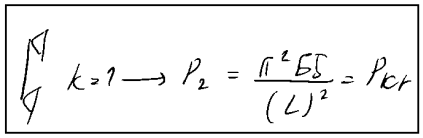
۱) $P_1 < P_2 < P_3$

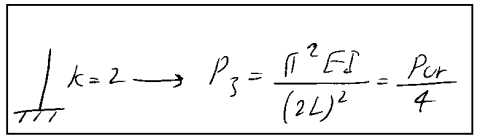
۲) $P_3 < P_1 < P_2$

۳) $P_3 < P_2 < P_1$

۴) $P_2 < P_3 < P_1$

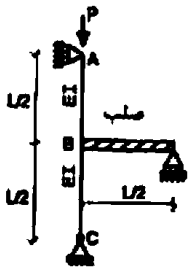






محاسبات آذر ۹۲

۵۳-در سازه نشان داده شده در شکل، ضریب طول مؤثر ستون AB به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۱) 4
۲) 1
۳) 2
۴) 0.5

گزینه ۳

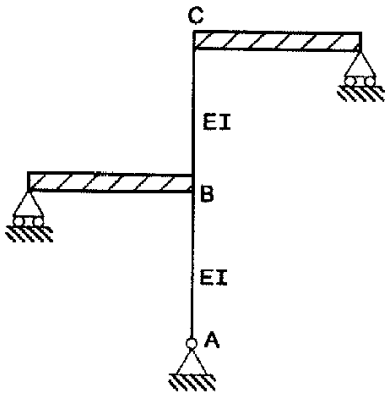
ستون AB یک ستون یک سر گیردار- یک سر مفصل می باشد و بدون مهار جانبی می باشد و ضریب طول موثر K=2 می باشد.

طول موثر ستون AB برابر است با: $L_e = K\left(\frac{L}{2}\right) = 2\left(\frac{L}{2}\right) = L$

در کلید اولیه سازمان به اشتباه گزینه ۲ به عنوان پاسخ انتخاب شده بود ولی در اصلاحیه کلید نهایی گزینه ۳ به عنوان گزینه صحیح انتخاب شده است.

محاسبات-۹۱

۲۶- در سازه شکل زیر، ضریب طول موثر ستونهای AB و BC چقدر است؟ (تیرها صلب فرض شوند).



۱) $K_{AB} = 2\ , K_{BC} = 2$
۲) $K_{AB} = 2\ , K_{BC} = 1$
۳) $K_{AB} = 1\ , K_{BC} = 2$
۴) $K_{AB} = 1\ , K_{BC} = 1$

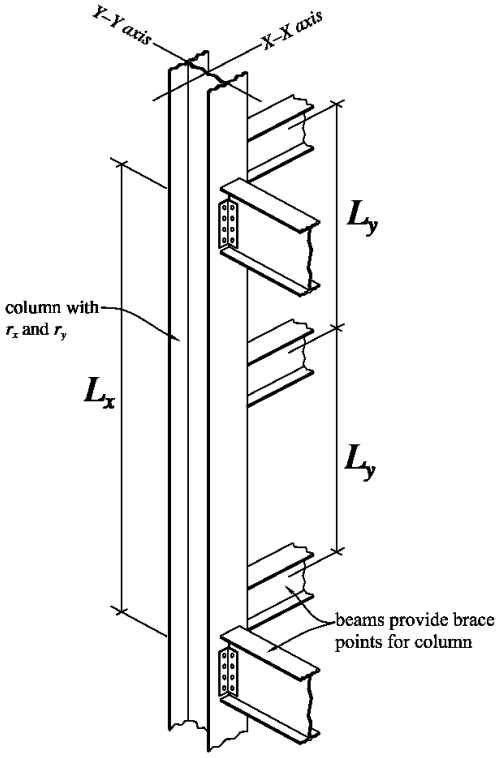
گزینه ۲

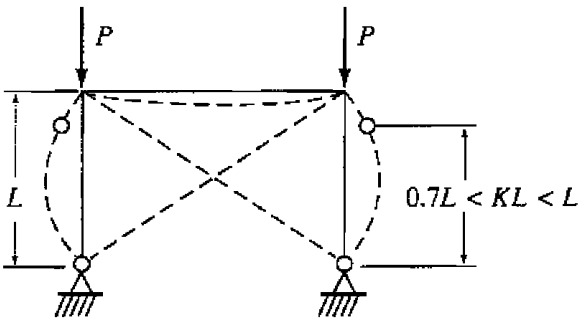
هر دو ستون مهار نشده محسوب می شوند.

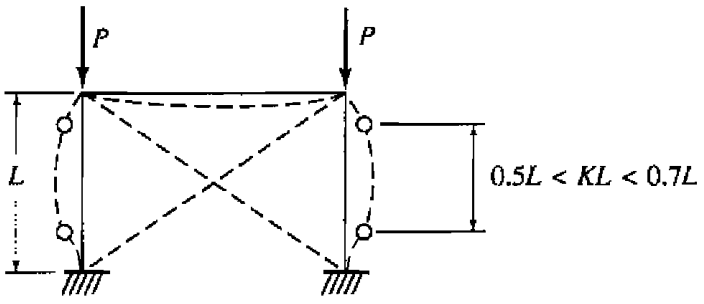
ضریب طول موثر ستون "یکسر مفصل- یکسر گیردار" مهارنشده برابر ۲ می باشد. بنابراین $K_{AB} = 2$

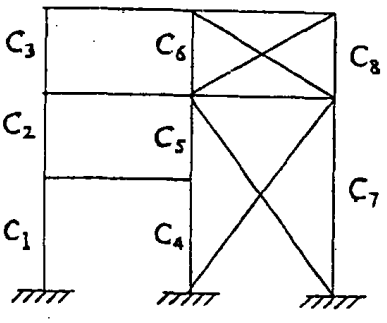
ضریب طول موثر ستون "دوسرگیردار" مهارنشده برابر ۱ می باشد. بنابراین $K_{BC} = 1$

۴-۳- طول کمانش ستونها در قابها









۲۱- در قاب مقابل کدام عبارت در خصوص طول مؤثر ستون‌ها صحیح می‌باشد؟

۱) $K_{c1} \geq 1$

۲) $K_{c3} \geq 1$

۳) $K_{cv} \geq 1$

۴) ضریب طول مؤثر کلیه ستون‌ها برابر یک می‌باشد. $K_c = 1/0$

۱۰-۲-۱-۳-۳ دسته‌بندی سیستم‌های قاب‌بندی شده و طول موثر کمانشی اعضا

در این بخش سیستم‌های قاب‌بندی شده به شرح زیر دسته‌بندی می‌شوند.

- قاب‌های مهارشده
- قاب‌های مهارنشده
- قاب‌های ثقلی

۱۰-۲-۱-۳-۱ قاب‌های مهار شده و طول موثر کمانشی اعضا

قاب‌های مهار شده به قاب‌هایی گفته می‌شوند که در آنها پایداری جانبی و مقاومت در برابر بارهای جانبی به سختی خمشی ستون‌ها وابسته نبوده و در آنها حرکت جانبی قاب با تکیه‌کردن بر مهاربندی‌های مورب، دیوارهای برشی و یا به شیوه‌های مشابه مقید می‌شود. در این گونه قاب‌ها، ضریب طول موثر (K) برای اعضای فشاری باید برابر ۱/۰ در نظر گرفته شود مگر آن‌که تحلیل دقیق مقدار کمتری را تعیین نماید. در این مبحث تعیین طول موثر کمانش اعضاء فشاری قاب‌های مهار شده بر اساس روش ارائه شده در پیوست ۱ این مبحث مجاز است.

۱۰-۲-۱-۳-۲ قاب‌های مهارنشده و طول موثر کمانشی اعضا

قاب‌های مهارنشده به قاب‌هایی گفته می‌شوند که سختی خمشی ستون‌ها در پایداری جانبی و مقاومت قاب‌ها در برابر بارهای جانبی سهیم می‌باشد. ضریب طول موثر (K) در این نوع قاب‌ها باید با استفاده از تحلیل کمانشی به دست آید و هیچ‌گاه نباید کوچکتر از ۱/۰ در نظر گرفته شود. در این مبحث می‌توان ضریب طول موثر اعضای فشاری قاب‌های مهار نشده را از رابطهٔ ۱۰-۲-۱-۱-۱ و یا بر اساس روش ارائه شده در پیوست ۱ این مبحث، تعیین نمود.

$$K = \sqrt{\frac{1/6 G_A G_B + 4(G_A+G_B)+7/5}{G_A+G_B+7/5}} \geq 1/0 \qquad (۱۰-۲-۱-۱-۱)$$

که در آن G_A و G_B پارامترهای مبین دو انتهای A و B عضو فشاری بوده و عبارتند از:

$$G_A = \frac{\sum(\frac{EI}{L})\ \text{ستون‌های متصل به گره A}}{\sum(\frac{EI}{L})\ \text{تیرهای متصل به گره A}} \qquad (۱۰-۲-۱-۲)$$

$$G_B = \frac{\sum(\frac{EI}{L})\ \text{ستون‌های متصل به گره B}}{\sum(\frac{EI}{L})\ \text{تیرهای متصل به گره B}} \qquad (۱۰-۲-۱-۳)$$

E= مدول الاستیسیته فولاد

I= ممان اینرسی تیرها و ستون‌ها حول محور عمود بر صفحهٔ کمانش

L= طول اعضا

در محاسبهٔ G_A و G_B با استفاده از روابط ۱۰-۲-۱-۲ و ۱۰-۲-۱-۳ باید ملاحظات زیر مورد توجه قرار گیرند:

(۱) برای انتهای مربوط به تکیه‌گاه گیردار ستون که ضریب G به صورت نظری صفر است، مقدار G برابر یک فرض شود.

(۲) برای انتهای مربوط به تکیه‌گاه مفصلی ستون که ضریب G به صورت نظری بی‌نهایت است، مقدار G برابر ۱۰ فرض شود.

(۳) هرگاه تیر متصل به عضو فشاری طره‌ای باشد، $\frac{EI}{L}$ آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته شود.

(۴) هرگاه انتهای نزدیک تیر متصل به عضو فشاری مفصلی باشد، $\frac{EI}{L}$ آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته شود.

(۵) هرگاه انتهای دور تیر متصل به عضو فشاری مفصلی باشد، $\frac{EI}{L}$ آن تیر باید در ضریب ۰/۵ ضرب شود.

(۶) هرگاه انتهای دور تیر متصل به عضو فشاری به تکیه‌گاه با دوران مقید لیکن انتقال جانبی آزاد متصل باشد، $\frac{EI}{L}$ آن تیر باید در ضریب $\frac{2}{3}$ ضرب شود.

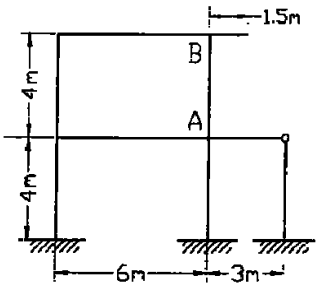
تبصره: هرگاه نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر حاصل از تحلیل مرتبهٔ دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر ناشی از تحلیل مرتبهٔ اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب B_2 در تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول تشدیدیافته، برای تمام طبقات هر نوع سیستم سازه‌ای کمتر یا مساوی ۱/۱ باشد، کلیهٔ قاب‌های آن سیستم سازه‌ای را می‌توان به عنوان قاب‌های مهارشده تلقی نموده و در نتیجه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۳-۱ ضریب طول موثر (K) برای اعضای فشاری کلیهٔ قاب‌های این نوع سیستم‌های سازه‌ای را برابر یک در نظر گرفت.

۱۰-۲-۱-۳-۳ قاب‌های ثقلی

قاب‌های ثقلی به قاب‌هایی گفته می‌شوند که سختی جانبی آنها در مقایسه با سختی جانبی سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی بسیار ناچیز بوده و فقط برای بارهای ثقلی طراحی می‌شوند. ستون‌های موجود در قاب‌های ثقلی باید بر اساس طول واقعی ستون (K=1) طراحی شوند. پایداری جانبی قاب‌های ثقلی باید از طریق قاب‌های خمشی، قاب‌های مهار بندی شده، دیوارهای برشی و یا سایر سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی، تأمین شود. آثار P-Δ ناشی از بار وارده بر ستون‌های قاب‌های ثقلی باید به سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی منتقل شده و در تعیین مقاومت‌های مورد نیاز و طراحی اعضای سیستم‌های باربر جانبی مورد توجه قرار گیرند.

محاسبات خرداد ۸۹

۱۹- در قاب شکل زیر، ضریب طول مؤثر (K) ستونAB به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟(فرض کنید EI کلیه تیرها و ستونها یکسان می‌باشد.)



۱) $K = ۱/۶۵$

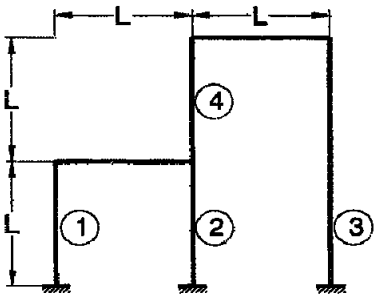
۲) $K = ۱/۸۴$

۳) $K = ۱/۳۷$

۴) $K = ۱/۴۸$

محاسبات اسفند ۸۹

۱۵- اگر درسازه فولادی نشان داده شده، ضرائب طول موثر ستونهای شماره 1 تا 3 را به ترتیب با K_1 و K_2 و K_3 نشان دهیم، کدام یک از عبارت‌های زیر صحیح خواهد بود؟ A,I,E (مدول الاستیسیته، ممان اینرسی و مساحت مقطع) برای تمامی اعضای سازه یکسان فرض شود. تمام اتصالات تیرها به ستون‌ها گیردار می‌باشند.



۱) $K_1 < K_2 < K_3$

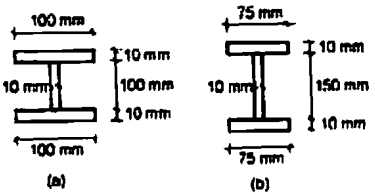
۲) $K_3 < K_1 < K_2$

۳) $K_3 < K_2 < K_1$

۴) $K_2 < K_1 < K_3$

محاسبات آذر ۹۲

۵۶- برای یک ستون دو سر ساده به طول L و بدون تکیه‌گاه جانبی در طول که فقط تحت اثر بار محوری فشاری قرار دارد، مقاطع (a) و (b) پیشنهاد شده است. درخصوص این ستون کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟



۱) با اطلاعات مسئله نمی‌توان میزان ظرفیت محوری فشاری ستونهای با مقاطع (a) و (b) را با هم مقایسه نمود.

۲) ظرفیت محوری فشاری ستون با مقطع (a) کمتر از ظرفیت محوری فشاری ستون با مقطع (b) است.

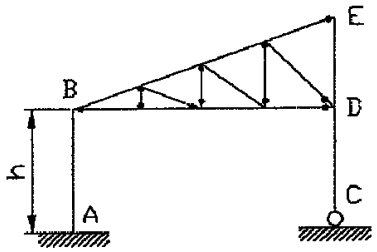
۳) ظرفیت محوری فشاری هر دو مقطع یکسان است.

۴) ظرفیت محوری فشاری ستون با مقطع (a) بیش از ظرفیت محوری فشاری ستون با مقطع (b) است

گزینه ۴

محاسبات ۹۰

۱۶- کدام مورد درخصوص طول موثر کمانش ستون AB در داخل صفحه، در سازه خرپایی شکل زیر صحیح است؟



۱) طول موثر کمانشی ستون AB حدوداً برابر 2h می‌باشد.
۲) طول موثر کمانشی ستون AB حدوداً برابر 0.5h می‌باشد.
۳) طول موثر کمانشی ستون AB حدوداً برابر ارتفاع h می‌باشد.
۴) طول موثر کمانشی ستون AB حدوداً برابر 0.7h می‌باشد.

محاسبات ۹۰

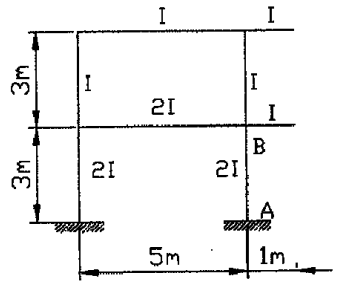
۱۷- در یک ستون با مقطع H شکل چنانچه $K_x = 2K_y$ باشد، به ازای چه نسبتی از $\frac{I_x}{I_y}$ مقاومت ستون حول هر دو محور یکسان خواهد بود؟ (K و I به ترتیب ضریب طول موثر ستون و ممان اینرسی مقطع ستون می باشند).

۱) 2
۲) 4
۳) 0.5
۴) 0.25

محاسبات ۹۰

۱۸- ضریب طول موثر ستون AB به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

۱) 1.4
۲) 1.3
۳) 1.5
۴) 1.2

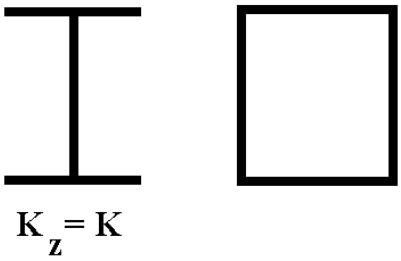


$$G = \frac{\frac{2}{3} + \frac{1}{3}}{\frac{2}{5}} = \frac{5}{2} = 2.5$$

$$K = \sqrt{\frac{1.6 \times 1 \times 2.5 + 4(1 + 2.5) + 7.5}{1 + 2.5 + 7.5}} = 1.52$$

۴-۴- مقاومت فشاری ستونها

۴-۴-۱- ستونهای با مقطع I شکل ($K_z \leq K$) و باکس



۱- محاسبه r

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

۲- محاسبه لاغری

$$\lambda = \text{Max}\left(\frac{K_x L}{r_x},\ \frac{K_y L}{r_y}\right) < 200$$

۳- محاسبه تنش کمانش خمشی

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

۴- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

$$\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \qquad \rightarrow \qquad F_{cr} = 0.877F_e$$

$$\frac{KL}{r} < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \qquad \rightarrow \qquad F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y$$

۵- محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

$$P_n = F_{cr}A_g \quad , \quad \varphi_c = 0.9$$

محاسبات خرداد ۹۳

۳۶-ضریب لاغری یک عضو فشاری با مقطع IPE220 از فولاد نوع ST37 ($F_u = 370\,MPa, F_y = 240\,MPa$)، برابر 100 فرض می‌شود. اگر ضریب لاغری این عضو نصف شود، نسبت افزایش مقاومت فشاری طراحی آن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر می‌شود؟ (فرض کنید طول آزاد مهارنشده در برابر پیچش در هر دو حالت کمتر از طول مهارنشده در برابر خمش است)

۱) 1.45 ۲) 4
۳) 1.35 ۴) 2

گزینه ۱

$$F_{e1} = \frac{\pi^2 E}{100^2} = 197.19, \quad F_{e2} = \frac{\pi^2 E}{50^2} = 788.77$$

$$\frac{P_{n2}}{P_{n1}} = \frac{0.658^{\left(\frac{240}{788.77}\right)}}{0.658^{\left(\frac{240}{197.19}\right)}} = 1.46$$

محاسبات ۹۴

۱۲- ستون قوطی نوردشده با ابعاد 5×100×100 میلی‌متر به‌صورت دو سر ساده مفروض است. اگر تنش فشاری اسمی ناشی از کمانش خمشی این ستون برابر 35 درصد تنش تسلیم باشد، طول ستون برحسب متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

مشخصات قوطی به‌صورت زیر است:

$$A_g = 18.7 \times 10^2\ mm^2,\quad r_x = r_y = 38.6\ mm,\quad F_y = 240\ MPa,\quad E = 2\times10^5\ MPa$$

۱) 6.0 ۲) 4.5 ۳) 5.0 ۴) 5.5

گزینه ۴

مراحل باید به صورت برعکس تکرار شود تا طول ستون بدست آید:

$$F_{cr} = 0.35F_y$$

با توجه به اینکه تنش کمانشی پایین است، احتمالا رابطه اول حاکم بوده است. با سعی و خطا کنترل می شود:

$$0.35F_y = 0.877F_e \quad \rightarrow \quad F_e = 95.78\ MPa$$

$$F_e = 95.78 = \frac{\pi^2 \times 200000}{\lambda^2} \quad \rightarrow \quad \lambda = 143.6 \quad \rightarrow \quad \frac{KL}{r} = 143.6 \quad \rightarrow \quad L = 5541\ mm$$

محاسبات ۹۴

۱۸- کدامیک از عبارت‌های زیر در سازه‌های فولادی صحیح است؟

۱) تنش فشاری بحرانی ستون‌های با فولادهای پرمقاومت همواره کوچک‌تر از تنش فشاری بحرانی ستون‌های با فولادهای کم‌مقاومت است.

۲) مقاومت خمشی طراحی اعضای خمشی برای تمامی مقاطع I شکل، همواره متناسب با تنش تسلیم نوع فولاد می‌باشد.

۳) تنش فشاری بحرانی ستون‌های با فولادهای پرمقاومت همواره بزرگ‌تر از تنش فشاری بحرانی ستون‌های با فولادهای کم‌مقاومت است.

۴) مقاومت خمشی طراحی اعضای خمشی برای برخی مقاطع I شکل، ممکن است متناسب با تنش تسلیم نوع فولاد نباشد.

گزینه ۴

در مقاطعی که طول مهارنشده انها زیاد است، ممکن است مقاومت مقطع مستقل از Fy باشد به طوریکه افزایش Fy تاثیری در مقاومت نداشته باشد.

۴-۴-۲- ستونهای با مقطع I شکل متقارن و $K_z > K$

۱- محاسبه r

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

۲- محاسبه لاغری

$$\lambda = \mathrm{Max}\left(\frac{K_x L}{r_x},\ \frac{K_y L}{r_y}\right) < 200$$

۳- محاسبه تنش کمانش خمشی

$$F_{e-M} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

۴- محاسبه تنش کمانش پیچشی

۴-۱- محاسبه ثابت تابیدگی:

$$C_w = \frac{\mathrm{I_y h_0^2}}{4} = \frac{\mathrm{b_f^3\ t_f\ h_0^2}}{24}$$

یادداشت: برای مقاطع I شکل با تقارن دو محوره، C_w را می‌توان مساوی $I_y h_o^2/4$ در نظر گرفت که در آن h_o فاصلهٔ مرکز به مرکز بال‌ها می‌باشد.

۴-۲- محاسبه ثابت پیچشی:

$$J = \frac{1}{3}\sum \mathrm{L\ t^3}$$

۴-۳- محاسبه تنش کمانشی پیچشی:

$$F_{e-T} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(\mathrm{K_z L})^2} + \mathrm{GJ}\right]\left(\frac{1}{\mathrm{I_x + I_y}}\right)$$

۵- محاسبه تنش کمانشی

$$F_e = Min(F_{e-T}\ ,\ F_{e-M})$$

۶- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

الف) اگر $\frac{\mathrm{KL}}{\mathrm{r}} \le ۴/۷۱\sqrt{\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{F_y}}}$ یا $\frac{\mathrm{F_y}}{\mathrm{F_e}} \le ۲/۲۵$ باشد:

$$\mathrm{F_{cr} = [۰/۶۵۸^{\frac{F_y}{Fe}}]\ F_y} \qquad (۲\text{-}۴\text{-}۲\text{-}۱۰)$$

ب) اگر $\frac{\mathrm{KL}}{\mathrm{r}} > ۴/۷۱\sqrt{\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{F_y}}}$ یا $\frac{\mathrm{F_y}}{\mathrm{F_e}} > ۲/۲۵$ باشد:

$$\mathrm{F_{cr} = ۰/۸۷۷\ F_e} \qquad (۳\text{-}۴\text{-}۲\text{-}۱۰)$$

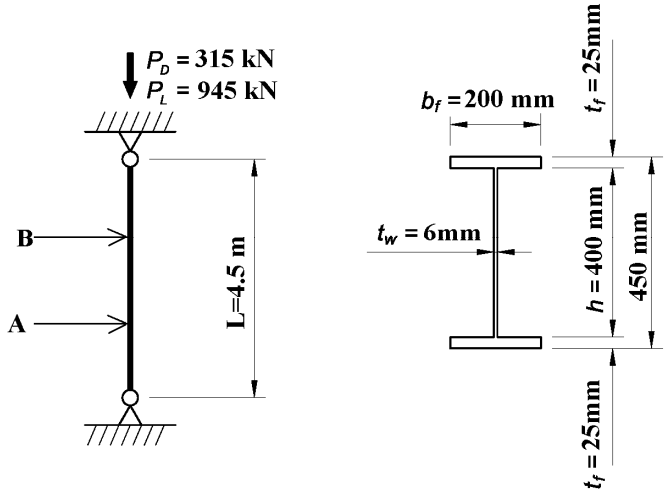
۷- محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

$$P_n = F_{cr} A_g \quad , \quad \varphi_c = 0.9$$

تمرین

آیا ستون تحت بارهای وارد شده قابل قبول است؟ ستون در نقاط A و B دارای مهار جانبی می باشد. مهارهای جانبی در این نقاط قادر به جلوگیری از کمانش پیچشی نمی باشند.

$$A = 12400\ mm^2, \quad I_x = 484.08 \times 10^6\ mm^4, \quad I_y = 33.34 \times 10^6\ mm^4$$



محاسبه مقاومت محوری اسمی بر اساس کمانش خمشی

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 51.85\ mm \qquad \lambda_y = \frac{\frac{1}{3}4500}{51.85} = 28.93 \qquad F_{e-M} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 2358\ \text{MPa}$$

محاسبه مقاومت محوری اسمی بر اساس کمانش پیچشی

$$C_w = \frac{\mathrm{I_y h_0^2}}{4} = \frac{33.34 \times 10^6 \times (400+25)^2}{4} = 1.5055 \times 10^{12}\ mm^6$$

$$J = \frac{1}{3}\sum \mathrm{L\,t^3} = \frac{1}{3}(2 \times 200 \times 25^3 + 400 \times 6^3) = 2.11 \times 10^6\ mm^4$$

$$F_{e-T} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(\mathrm{K_z L})^2} + \mathrm{GJ}\right]\left(\frac{1}{\mathrm{I_x + I_y}}\right)$$

$$= \left[\frac{\pi^2 \times 2 \times 10^5 \times 1.5055 \times 10^{12}}{(4500)^2} + \frac{2 \times 10^5}{2.6} \times 2.11 \times 10^6\right]\left(\frac{1}{484.08 \times 10^6 + 33.34 \times 10^6}\right)$$

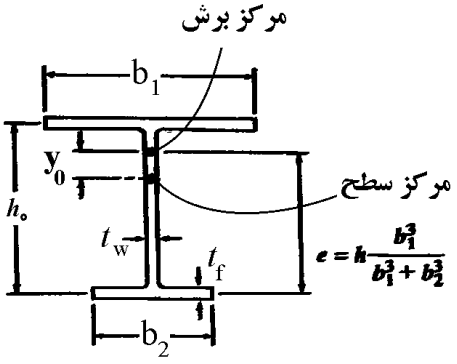
$$= 597.8\ kN$$

$$F_e = Min(F_{e-T}\ ,\ F_{e-M}) = Min(597.8, 2285) = 597.8\ MPa$$

کمانش پیچشی حاکم است:

$$\frac{F_y}{F_e} < 2.25 \qquad \rightarrow \qquad F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y = \left[0.658^{\frac{240}{597.8}}\right]F_y = 202\ MPa$$

۴-۴-۳- ستونهای با مقطع I شکل با یک محور تقارن



۱- محاسبه لاغری

$$\lambda = \mathrm{Max}\left(\frac{K_x L}{r_x},\ \frac{K_y L}{r_y}\right) < 200$$

۲- محاسبه تنش کمانش خمشی حول محور y و x

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y}\right)^2} \qquad F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x}\right)^2}$$

۳- تنش کمانش خمشی حداقل

$$F_{e-M} = Min(F_{ex}\ ,\quad F_{ey}\ )$$

۴- محاسبه تنش کمانش خمشی - پیچشی

۴-۱- محاسبه ثابت تابیدگی:

$$C_w = \frac{\mathrm{h_0^2\, t_f}}{12}\left(\frac{\mathrm{b_1^3\, b_2^3}}{\mathrm{b_1^3 + b_2^3}}\right)$$

۴-۲- محاسبه ثابت پیچشی:

$$J = \frac{1}{3}\sum \mathrm{L\, t^3}$$

۴-۳- محاسبه شعاع ژیراسیون قطبی نسبت به مرکز برش و ثابت H:

$$y_0 = \mathrm{h_0}\frac{\mathrm{b_1^3}}{\mathrm{b_1^3+b_2^3}} \qquad \bar{\mathrm{r}}_0^2 = \mathrm{y_0^2} + \frac{\mathrm{I_x+I_y}}{A_g} \qquad \mathrm{H} = 1 - \frac{\mathrm{y_0^2}}{\bar{\mathrm{r}}_0^2}$$

۴-۴- محاسبه تنش کمانش پیچشی:

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(\mathrm{K_z L})^2} + \mathrm{GJ}\right]\left(\frac{1}{\mathrm{A_g}\bar{\mathrm{r}}_0^2}\right)$$

۴-۵- محاسبه تنش کمانش خمشی - پیچشی:

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

۵- محاسبه تنش کمانشی

$$F_e = Min(F_{e-MT}\ ,\ F_{e-M}\ )$$

۶- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

$$\lambda > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \qquad \rightarrow \qquad F_{cr} = 0.877F_e$$

$$\lambda < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \qquad \rightarrow \qquad F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{Fe}}\right]F_y$$

۷- محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

$$P_n = F_{cr}A_g \quad , \quad \varphi_c = 0.9$$

محاسبات خرداد ۸۹

۲۸- در صورتی که ضریب لاغری مؤثر ستونی از یک عدد IPB۲۰۰ برابر ۱۵۰= $\frac{KL}{r}$ باشد، نسبت نیروی مجاز فشاری آن ستون ساخته شده از فولاد St۵۲ ($F_y = ۳۶۰۰ kg/cm^۲$ و $F_u = ۵۲۰۰ kg/cm^۲$) به نیروی مجاز فشاری همان ستون ساخته شده از فولاد St۳۷ ($F_y = ۲۴۰۰ kg/cm^۲$ و $F_u = ۳۷۰۰ kg/cm^۲$) چقدر است؟

۱) ۱/۴۰ ۲) ۱/۵۰
۳) ۱/۰ ۴) ۱/۳۰

گزینه ۳

حل به روش LRFD:

فولاد ST37:

$$\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136 \qquad \rightarrow \qquad F_{cr} = 0.877F_e$$

فولاد ST52:

$$\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111 \qquad \rightarrow \qquad F_{cr} = 0.877F_e$$

با توجه به اینکه Fe مستقل از Fy می باشد، تنش مقاوم هر دو ستون یکسان است.

محاسبات-۹۱

۳۸-یک ستون فولادی با مقطع مربع مستطیل توخالی (قوطی شکل) و با ضخامت بال و جان یکسان برابر 15 میلیمتر تحت اثر نیروی فشاری ضریب‌دار برابر 1800 kN قرار دارد. چنانچه ضریب لاغری حداکثر ستون برابر 100 فرض شود، در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (روش حالات حدی)، حداقل ابعاد بیرونی مقطع قوطی شکل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

F_y=240 MPa , E=200000 MPa

۱) 35×35 cm ۲) 30×30 cm
۳) 25×25 cm ۴) 20×20 cm

گزینه ۳:

نیروی ضریبدار (1800 kN) باید کمتر از مقاومت کاهش یافته باشد.

$$(\lambda = 100) \leq \left(4.71\sqrt{\frac{2\times 10^5}{240}} = 136\right) \rightarrow \quad F_{cr} = \left[0.658^{\left(\frac{240}{197}\right)}\right] \times 240 = 144 \quad \rightarrow \varphi P_n = 0.9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$\varphi P_n = 0.9 \times 144 \times A_g \geq 1800 \times 10^3 \quad \rightarrow \quad A_g \geq 13900\ mm^2$$

$$13900 = 4(15 \times b) \rightarrow \quad b = 231\ mm \quad \rightarrow USE\ \ b = 250mm$$

۲۹- ستونی دو سر مفصل به طول ۸ متر از یک نیمرخ IPB۲۰۰ تشکیل شده است. این ستون در وسط ارتفاع، در جهت عمود بر جان، تکیه‌گاه جانبی دارد. حداکثر نیروی مجاز فشاری این ستون چقدر است؟ $F_y = ۲۴۰۰ kg/cm^2$

۱) ۳۳ تن ۲) ۵۲ تن ۳) ۷۲ تن ۴) ۸۲ تن

علامت اختصاری	اندازه برحسب میلیمتر						A_{Steg}	A	G	محورهای خمش						S_y	سوراخ‌های لبه طبق DIN 997 چاپ اکتبر 1970		
										y-y			z-z						
	h	b	t_s	t_g	r	h-2c	cm^2	cm^2	kg/m	I_y cm^4	W_y cm^3	i_y cm	I_z cm^4	W_z cm^3	i_z cm	cm	d_1 mm	w_1 w_2 mm	w_3 mm
			s	t				F		J_x	W_x	i_x	J_y	W_y	i_y	S_x			
HE-B IPB	تیر I پهن با لبه‌های موازی ردیف HE-B=I PB طبق DIN 1025 قسمت دوم. چاپ نوامبر 1995 و استاندارد اروپا 53-62 مقادیر مجاز و تلرانس طبق DIN EN 10034 چاپ مارچ 1994																		
100	100	100	6	10	12	56	5.40	26.0	20.4	450	89.9	4.16	167	33.5	2.53	8.63	13	56	-
120	120	120	6.5	11	12	74	7.08	34.0	26.7	864	144	5.04	318	52.9	3.06	10.5	17	66	-
140	140	140	7	12	12	92	8.96	43.0	33.7	1510	216	5.93	550	78.5	3.58	12.3	21	76	-
160	160	160	8	13	15	104	11.8	54.3	42.6	2490	311	6.78	889	111	4.05	14.1	23	86	-
180	180	180	8.5	14	15	122	14.1	65.3	51.2	3830	426	7.66	1360	151	4.57	15.9	25	100	-
200	200	200	9	15	18	134	16.6	78.1	61.3	5700	570	8.54	2000	200	5.07	17.7	25	110	-

فرض: مهار میانی تنها از حرکت جانبی جلوگیری می کند و نمی تواند مانع از پیچش ستون در وسط شود.

$$r_y = 50.7 \qquad r_x = 85.4$$

$$\lambda = \mathrm{Max}\left(\frac{8000}{85.4},\ \frac{4000}{50.7}\right) = 93.67 < 200$$

$$F_{e-M} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 224.93\ \mathrm{MPa}$$

$$C_w = \frac{\mathrm{I_y h_0^2}}{4} = \frac{2\times 10^7 \times (200-15)^2}{4} = 1.71125\times 10^{11}$$

$$J = \frac{1}{3}\sum \mathrm{L\ t^3} = 494955$$

$$F_{e-T} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(8000)^2} + \mathrm{GJ}\right]\left(\frac{1}{\mathrm{I_x + I_y}}\right) = 526.24\mathrm{MPa}$$

$$F_e = Min(F_{e-T}\ ,\ F_{e-M}) = 224.93\mathrm{MPa}$$

$$\lambda < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \qquad \rightarrow \qquad F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y = 153.55MPa$$

$$\varphi_c P_n = 0.9 F_{cr} A_g = 1079\ kN$$

۱۰-۲-۴-۷ اعضای ساخته شده

مقاطع ساخته شده به مقاطعی گفته می‌شوند که تماماً از ورق یا از دو یا چند نیمرخ با قطعات لقمه بین آنها یا از دو یا چند نیمرخ به همراه ورق سراسری یا بست و یا از دو نیمرخ به هم متصل شده ساخته می‌شوند. مقاومت فشاری اسمی و محدودیت‌های ابعادی اینگونه مقاطع مطابق با الزامات بندهای ۱۰-۲-۴-۷-۱ و ۱۰-۲-۴-۷-۲ می‌باشد.

۱۰-۲-۴-۷-۱ مقاومت فشاری اسمی

مقاومت فشاری اسمی مقاطع ساخته شده باید بر اساس الزامات بندهای ۱۰-۲-۴-۴ و ۱۰-۲-۴-۵ و با اصلاحات لاغری ارائه شده در حالت‌های الف و ب این بند تعیین شود.

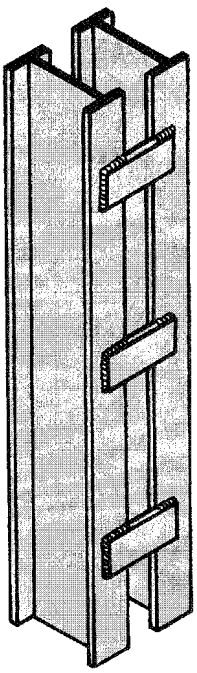
الف) در اعضای فشاری ساخته شده که در آنها اتصال قطعات متصل کنندهٔ میانی به اجزای مختلف مقطع به صورت پیچی و یا عملکرد اتکائی می‌باشد، ضریب لاغری نسبت به محور عمود بر صفحهٔ بست (محور بدون مصالح مقطع ساخته شده) باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \qquad (۱۹-۴-۲-۱۰)$$

ب) در اعضای فشاری ساخته‌شده که در آنها اتصال قطعات میانی متصل‌کننده به اجزای مختلف مقطع به صورت جوشی و یا پیچی با عملکرد اصطکاکی می‌باشد، ضریب لاغری نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته شده (محور عمود بر صفحهٔ بست در اعضای فشاری ساخته شده با بست)، باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$\frac{a}{r_i} \le ۴۰ \quad \rightarrow \quad \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \qquad (۲۰-۴-۲-۱۰)$$

$$\frac{a}{r_i} > ۴۰ \quad \rightarrow \quad \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \qquad (۲۱-۴-۲-۱۰)$$



در روابط فوق:

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ = ضریب لاغری اصلاح شدهٔ عضو فشاری ساخته شده نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده

$\left(\frac{KL}{r}\right)_o$ = ضریب لاغری مقطع ساخته شده نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده

K_i = ۰/۵ برای مقطع نبشی پشت به پشت

= ۰/۷۵ برای مقطع ناودانی پشت به پشت

= ۰/۸۶ برای سایر مقاطع

a = فاصلهٔ بین متصل‌کننده‌ها

r_i = شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از اجزا

۱۰-۲-۴-۷-۲ محدودیت‌های ابعادی

محدودیت‌های ابعادی اجزای اعضای فشاری ساخته‌شده به شرح زیر می‌باشند.

الف) هر یک از اجزای اعضای فشاری ساخته‌شده باید در فاصلهٔ a به یکدیگر متصل باشند، به نحوی‌که ضریب لاغری موثر هر یک از اجزا در فاصلهٔ a، Ka/r_i، از $\frac{۳}{۴}$ ضریب لاغری تعیین‌کننده کل عضو ساخته‌شده تجاوز نکند؛ که در آن r_i شعاع ژیراسیون حداقل هر جزء می‌باشد.

ب) اتصالات متصل‌کننده‌های میانی می‌توانند از نوع جوشی و یا پیچی با عملکرد اتکائی یا اصطکاکی باشند، لیکن اتصالات متصل‌کننده‌های انتهایی باید از نوع جوشی یا پیچی با عملکرد اصطکاکی باشند.

پ) در انتهای اعضای فشاری ساخته شده، در محل فشار مستقیم بر کف‌ستون‌ها و یا در محل سطوح صاف و تنظیم شده در درز وصله‌ها، تمامی اجزاء متصل به یکدیگر باید در فاصلهٔ ۱/۵ برابر بُعد حداکثر مقطع ساخته‌شده با پیچ‌هایی که فاصلهٔ محور به محور آنها از یکدیگر حداکثر ۴ برابر قطرشان باشد، به یکدیگر متصل شوند. اگر وسیلهٔ اتصال جوش باشد، تمامی اجزای متصل به یکدیگر باید در طولی بزرگتر یا مساوی بُعد حداکثر مقطع ساخته‌شده، با جوش پیوسته به یکدیگر متصل شوند.

ت) چنانچه عضو فشاری ساخته‌شده، از نیمرخ‌ها و ورق‌های سراسری تشکیل شده باشد در ناحیهٔ میانی، فواصل طولی محور به محور بین پیچ‌ها یا فاصلهٔ آزاد بین نوارهای جوش منقطع باید به نحوی اختیار شود که مقاومت لازم تأمین گردد. حداکثر فاصلهٔ طولی بین پیچ‌ها در ناحیهٔ میانی، برای حالتی‌که قطعات رنگ‌شده و در مقابل خوردگی حفاظت شده باشند نباید از ۲۴ برابر ضخامت نازکترین قطعهٔ متصل شونده و همچنین از ۳۰۰ میلی‌متر بیشتر شود. اگر اتصال دو ورق یا ورق و نیمرخ به وسیلهٔ جوش صورت گرفته باشد و اعضا در مقابل خوردگی حفاظت شده باشند، حداکثر فاصلهٔ خالص بین جوش‌های منقطع نباید از مقادیر زیر تجاوز کند.

(۱) $۰/۷۵\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ برابر ضخامت ورق خارجی و حداکثر ۳۰۰ میلی‌متر برای حالتی‌که اتصالات در خطوط اتصال مجاور در حالت پس و پیش نباشند (روبروی هم باشند).

(۲) $۱/۱۲\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ برابر ضخامت ورق خارجی و حداکثر ۴۵۰ میلی‌متر برای حالتی که اتصالات در خطوط اتصال مجاور به حالت پس و پیش قرار گیرند.

ث) چانچه عضو فشاری از نیمرخ‌ها و ورق‌های سوراخ‌دار تشکیل شده باشند، در صورتی‌که ضوابط زیر رعایت شده باشند، بخشی از پهنای این ورق‌ها (پهنای کلی ورق سوراخ‌دار منهای عرض سوراخ) به همراه سطح مقطع نیمرخ‌ها می‌تواند به عنوان سطح مقطع خالص جهت کمک به تأمین مقاومت موجود در نظر گرفته شود.

(۱) نسبت پهنای کلی ورق سوراخ به ضخامت آن از $۱/۴۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ کمتر باشد.

(۲) نسبت طول سوراخ (در راستای تنش) به عرض سوراخ از ۲ تجاوز نکند.

(۳) فاصله خالص بین سوراخ‌ها در راستای تنش از فاصلهٔ عرضی متصل‌کننده‌ها کمتر نباشد.

(۴) شعاع پیرامون سوراخ‌ها در تمامی نقاط حداقل ۴۰ میلی‌متر باشد.

ج) چنانچه عضو فشاری از نیمرخ‌ها و بست‌های مورب تشکیل شده باشند، ضوابط زیر باید رعایت شوند:

(۱) بست‌های مورب در انتهای عضو فشاری، باید به ورق بست انتهایی ختم شوند. در قسمت‌های میانی عضو در صورتی‌که نظم بست‌های مورب به هم خورده باشد، باید ورق‌های اتصال به تیر تعبیه گردد. طول ورق‌های بست انتهایی (در امتداد طولی عضو) باید حداقل برابر فاصله مراکز هندسی نیمرخ‌های تشکیل‌دهندهٔ عضو فشاری باشد و طول ورق‌های اتصال به تیر باید فضای کافی برای برقراری اتصال را داشته باشد.

ضخامت ورق‌های انتهایی و ورق‌های اتصال به تیر باید طوری اختیار شوند که مقاومت کافی در برابر نیروهای منتقل شده از طرف عضو فشاری به کف‌ستون و از طرف تیر و مهاربندی به ستون را دارا باشند. در هر حال ضخامت ورق‌های انتهایی و ورق‌های اتصال به تیر نباید از b/۵۰ کمتر باشد؛ که در آن b برابر پهنای ورق انتهایی و ورق اتصال در اتصالات جوشی و برابر فاصلهٔ عرضی وسایل اتصال در اتصالات پیچی می‌باشد.

پهنای ورق‌های انتهایی و ورق‌های اتصال باید حداقل برابر فاصلهٔ بین مراکز هندسی نیمرخ‌های تشکیل‌دهندهٔ عضو فشاری باشد. چنانچه اتصال این ورق‌ها به اجزای عضو فشاری از نوع پیچی باشد، فاصلهٔ عرضی (عمود بر محور طولی عضو فشاری) وسایل اتصال باید حداقل برابر فاصلهٔ بین مراکز هندسی نیمرخ‌های تشکیل‌دهنده عضو فشاری باشد.

اگر وسایل اتصال ورق‌های انتهایی و ورق‌های اتصال به تیر از نوع پیچی باشد، فاصلهٔ این وسایل از یکدیگر در امتداد طولی عضو فشاری (امتداد تنش) نباید از ۶ برابر قطر آنها تجاوز کند. در هر ورق انتهایی و ورق اتصال به تیر، باید حداقل ۳ عدد پیچ تعبیه شود. در هر حال، تعداد و قطر پیچ‌ها باید طوری اختیار شوند که مقاومت کافی در برابر نیروی منتقل‌شده از طرف عضو فشاری به کف ستون و از طرف تیر و مهاربندی به ستون را دارا باشند.

اگر وسیله اتصال ورق‌های انتهایی و ورق‌های اتصال به تیر از نوع جوشی باشد، دور تا دور این ورق‌ها باید به عضو فشاری جوش شود. ضخامت جوش به عضو فشاری باید طوری اختیار شود که مقاومت کافی در برابر نیروی منتقل شده به عضو فشاری را دارا باشد.

(۲) بست‌های مورب را می‌توان از تسمه، نبشی، ناودانی یا مقطع مناسب دیگر انتخاب کرد. همانند اجزای کلیهٔ اعضای فشاری ساخته‌شده، بست‌های مورب را باید طوری قرار داد که ضریب لاغری موثر هر یک از اجزا عضو فشاری در فاصلهٔ بین اتصال بست‌های مورب به عضو فشاری الزامات بند (الف) از محدودیت‌های ابعادی اعضای فشاری ساخته‌شده (مرکب) را تأمین نماید.

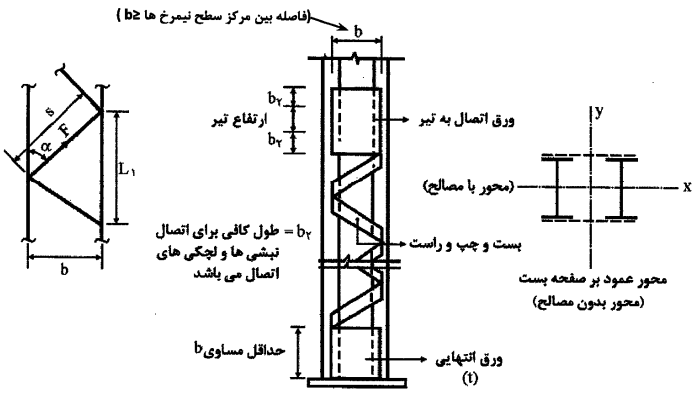
(۳) مشخصات هندسی بست‌های مورب شامل طول، مقطع و وسایل اتصال دو انتهای آنها به عضو فشاری، باید به گونه‌ای انتخاب شوند که منجر به تأمین مقاومت برشی عمود بر محور طولی عضو فشاری معادل ۲ درصد مقاومت فشاری موجود عضو فشاری و نیروی برشی ستون به موازات صفحه بست‌ها به علت نیروهای خارجی شوند.

(۴) طول کمانش برای محاسبهٔ ضریب لاغری بست‌های مورب، در بست‌های تکی برابر فاصله بین مرکز هندسی اتصالات (پیچ یا جوش) دو انتهای آنها به عضو فشاری و در بست‌های مورب ضربدری ۷۰ درصد این فاصله به حساب می‌آید.

(۵) ضریب لاغری بست‌های مورب تک نباید از ۱۴۰ و ضریب لاغری بست‌های مورب ضربدری نباید از ۲۰۰ تجاوز نماید.

(۶) زاویهٔ محور طولی بست‌ها نسبت به محور طولی عضو فشاری (α)، نباید کمتر از ۴۵ درجه برای بست‌های مورب ضربدری و ۶۰ درجه برای بست‌های مورب تکی باشد.

(۷) اگر فاصله بین مرکز هندسی اتصالات دو انتهای بست بیش از ۴۰۰ میلی‌متر باشد، ارجح است که بست‌ها به صورت ضربدری در نظر گرفته شوند و یا از نیمرخ مناسب (مانند نبشی) طراحی گردند.



شکل ۱۰-۲-۴-۳ عضو فشاری ساخته شده با بست‌های مورب

چ) چنانچه عضو فشاری ساخته شده از نیمرخ‌ها و بست‌های موازی تشکیل شده باشند، ضوابط زیر باید رعایت شوند.

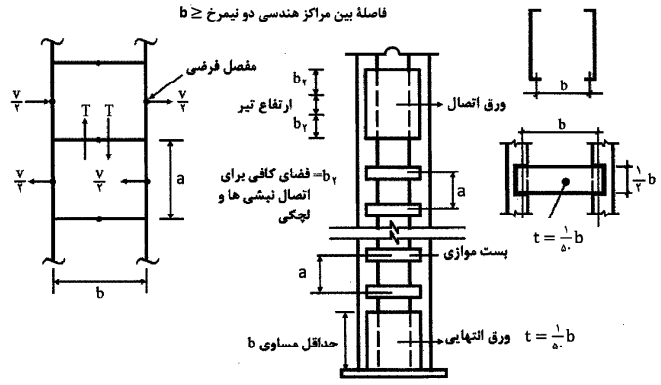
(۱) همانند اجزای کلیهٔ اعضای فشاری، فاصلهٔ بست‌ها از یکدیگر باید به اندازه‌ای باشند که ضریب لاغری موثر هر یک از اجزای عضو فشاری ساخته‌شده در فاصله بین مرکز به مرکز دو بست متوالی الزامات بند (الف) از محدودیت‌های ابعادی اعضای فشاری ساخته‌شده را تأمین نماید.

(۲) استفاده از تسمه، نبشی یا هر مقطع مناسب دیگر به عنوان بست مجاز است، مشروط بر آنکه کلیهٔ محدودیت‌های عنوان شده در موردهای (۱ تا ۵) از بند (ج) همین قسمت در آنها رعایت شده باشد.

(۳) مشخصات هندسی بست‌های موازی شامل طول، مقطع و وسایل اتصال دو انتهای آنها به عضو فشاری، باید به گونه‌ای اختیار شود که منجر به تأمین مقاومت برشی عمود بر محور طولی عضو فشاری و به موازات صفحهٔ بست‌ها معادل ۲ درصد مقاومت فشاری موجود عضو فشاری و نیروی برشی ستون به موازات صفحهٔ بست‌ها به علت نیروهای خارجی شوند.

(۴) بست‌های موازی در انتهای عضو فشاری مورب و نیز در محل اتصال تیر به ستون باید محدودیت‌های عنوان‌شده در مورد (۱) از بند (ج) در خصوص ورق‌های انتهایی و ورق‌های اتصال را تأمین نماید.

(۵) طول بست‌های میانی نباید از $\frac{b}{۲}$ کمتر باشد.



شکل ۱۰-۲-۴-۴ عضو فشاری ساخته شده با بست‌های موازی

۱۰-۳-۷ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی

قاب‌های خمشی معمولی به قاب‌هایی اطلاق می‌شوند که از آنها انتظار تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی در برابر نیروی جانبی زلزله نمی‌رود و به این علت برای طراحی اعضا و اتصالات آنها مقررات تکمیلی محدودی در نظر گرفته شده است. در طراحی و اتصالات این نوع قاب‌ها علاوه بر الزامات متعارف

۱۰-۳-۷-۱ محدودیت تیرها و ستون‌ها

تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی معمولی باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) مقاطع تیرها و ستون‌ها باید فشرده باشند.

ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز است.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار متوالی (لانه زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر و در نیمهٔ میانی طولی دهانه تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر به طور کامل فراهم گردد.

ت) در ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، ایجاد هر گونه تغییر ناگهانی در پهنای بال یا ضخامت بال مجاز نمی‌باشد. تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ صورت گیرد.

۱۰-۳-۸ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط

۱۰-۳-۸-۱ محدودیت تیرها و ستون‌ها

تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی متوسط باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴-۱ باشند.

ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز است، مشروط بر آنکه خمش در ستون حول محور با مصالح باشد.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار متوالی (لانه زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شده دو انتهای تیر و در نیمهٔ میانی طولی دهانه تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر به طورکامل فراهم گردد.

ت) در ناحیهٔ حفاظت‌شده دو انتهای تیر، ایجاد هر گونه تغییر ناگهانی در پهنای بال یا ضخامت بال مجاز نمی‌باشد. تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵صورت گیرد.

۱۰-۳-۸ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط

۱۰-۳-۹-۱ محدودیت تیرها و ستون‌ها

تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴-۱ باشند.

ب) در ستون‌ها استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز نیست. اجزای مقطع ستون باید در تمامی طول آن به صورت پیوسته به یکدیگر متصل شوند.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار متوالی (لانه زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیهٔ حفاظت شده دو انتهای تیر و در نیمهٔ میانی طولی دهانه تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر به طور کامل فراهم گردد.

ت) در ناحیهٔ حفاظت‌شده دو انتهای تیر، ایجاد هرگونه تغییر ناگهانی در پهنای بال یا ضخامت بال مجاز نمی‌باشد. تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ انجام پذیرد.

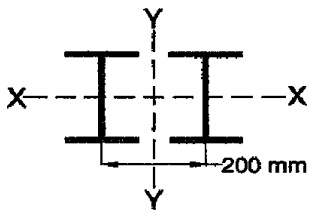
محاسبات اسفند ۸۹

۱۷-در طراحی ستونهای یک ساختمان چهار طبقه، مقطع ستون‌ها متشکل از دو نیمرخ I شکل با بست‌های موازی بوده و خمش حول محور عمود بر صفحه بست‌ها (محور بدون مصالح) می‌باشد. برای ستون با مقطع مذکور، کدامیک از عبارات زیر صحیح‌تر است.

۱) استفاده از مقطع فوق فقط برای قابهای خمشی با شکل پذیری معمولی مجاز است.
۲) استفاده از مقطع فوق در هر سه نوع از سطح شکل پذیری (معمولی – متوسط– زیاد) مجاز است.
۳) استفاده از مقطع فوق فقط برای قابهای خمشی با شکل پذیری متوسط و معمولی مجاز است.
۴) استفاده از مقطع فوق برای هیچکدام از قابهای خمشی با شکل پذیری معمولی ، متوسط و زیاد مجاز نیست.

محاسبات اسفند ۸۹

۱۹- مقطع ستونی بطول 4 متر متشکل از 2IPE180 مطابق شکل می‌باشد. در صورت استفاده از بست‌های موازی، حداکثر فاصله محور تا محور این بست‌ها چه مقدار است؟ (سطح مقطع پروفیل IPE180 به صورت تک برابر $23.9cm^2$ ، ممان اینرسی آن حول محورهای قوی و ضعیف به ترتیب برابر $1320\ cm^4$ و $101\ cm^4$ می‌باشد. همچنین ضرایب طول موثر ستون نسبت به محورهای Y،X برابر یک می‌باشد).



۱) 50 cm
۲) 60 cm
۳) 70 cm
۴) 80 cm

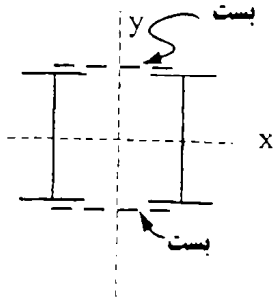
محاسبات اسفند ۸۹

۲۲- ستون مرکب فولادی از جفت تیرآهن IPE 300 به فاصله محور تا محور 25 cm از یکدیگر و با بست‌های موازی تشکیل شده است. نیروی محوری ستون 1200 کیلونیوتن، نیروی برشی در راستای محور عمود بر صفحه بست (محور بدون مصالح) برابر 50 کیلونیوتن و در راستای محور با مصالح برابر 25 کیلونیوتن است. فاصله مرکز به مرکز ورق بستهای موازی برابر 50 cm و فاصله مراکز جوش دو طرف ورق بست 25cm است. چنانچه ضخامت ورق های بست برابر 12 میلیمتر باشد، حداقل پهنای ورق‌های بست در امتداد محور طولی عضو برحسب میلیمتر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است ($F_y = 240\ MPa$)

۱) 100
۲) 150
۳) 180
۴) 200

محاسبات – ۲- آذر ۸۴

۲۱- یک ستون دو سر مفصل به طول ۴m از دو نیمرخ IPE۱۸۰ تشکیل شده است. فاصله دو نیمرخ طوری تنظیم شده که $I_x = I_y$ گردد. این دو نیمرخ با بست‌های افقی با فاصله مرکز تا مرکز ۵۰ سانتی‌متر به یکدیگر متصل شده‌اند. کدام‌یک از گزینه‌های زیر صحیح است؟



۱) کمانش ستون حول محور x رخ خواهد داد.
۲) کمانش ستون حول محور y رخ خواهد داد.
۳) وقوع کمانش ستون در جهات x و y از یک درجه احتمال برخوردار است.
۴) کمانش ستون به صورت موضعی در یکی از نیمرخ‌های ستون رخ می‌دهد.

محاسبات-۹۱

۴۸- نسبت تنش مجاز فشاری ستون با ارتفاع ۴ متر به ستونی با ارتفاع ۸ متر؛ که در قاب مهاربندی شده قرار دارند و شعاع ژیراسیون حداقل مقطع هر دو ستون در امتداد مورد نظر یکسان می‌باشد، کدام است؟ ($\lambda > C_c$)

۱) ۱ ۲) ۲ ۳) ۴ ۴) ۸

گزینه ۳

$$\frac{\lambda_2}{\lambda_1} = 2$$

$$F_a = \frac{12}{23}\frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \rightarrow \frac{F_{a1}}{F_{a2}} = \left(\frac{\lambda_2}{\lambda_1}\right)^2 = 4$$

محاسبات ۸۷

۲۰- در یک ستون مرکب فولادی با ورق سرتاسری و با مقطع $2IPE160 + 2PL150\times10$، ورق سرتاسری با جوش منقطع و به صورت روبرو به بال پروفیلها متصل شده است. حداکثر فاصله خالص بین جوشها به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) $45cm$ ۲) $30cm$
۳) $32cm$ ۴) $22cm$

محاسبات ۸۷

۲۵- مقطع یک ستون فولادی از جفت تیرآهن *IPE*160 به فاصله 15cm از یکدیگر، تشکیل شده است، نیروی محوری ستون 10300 Kg و نیروی برشی ستون 244 Kg است. در صورتیکه فاصله مرکز به مرکز ورق بست های موازی 40 cm و فاصله مراکز جوش دوطرف ورق بست 15 cm باشد. نیروی برشی وارد بر هر بست برای طراحی ورق بست چه مقدار است؟

۱) 275 Kg ۲) 244 Kg
۳) 450 Kg ۴) 600 Kg

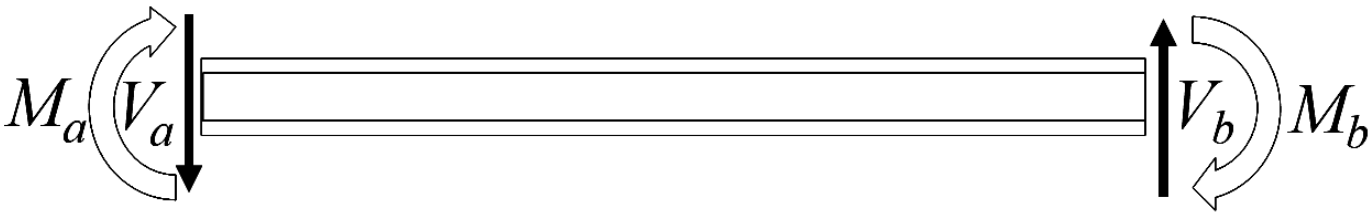
محاسبات – ۳- آذر ۸۴

۳۰- ستونی از ۲INP۲۴۰ به فاصله‌ی ۲۰ سانتی‌متر از یکدیگر و با بست‌های موازی $PL۲۵\times۱۰\times۱۰^{cm}$ با فواصل ۸۰^{cm} از هم ساخته شده است. طول ستون ۶ متر بوده و ستون متعلق به اسکلتی است که در دو جهت مهاربندی شده است. حداکثر نیروی مجاز فشاری ستون چقدر است؟ $F_y = ۲۴۰۰ kg/cm^۲$

۱) حدوداً ۸۹ تن ۲) حدوداً ۱۰۱ تن ۳) حدوداً ۱۱۳ تن ۴) حدوداً ۱۲۷ تن

۵-خمش

۵-۱- تعریف تیر

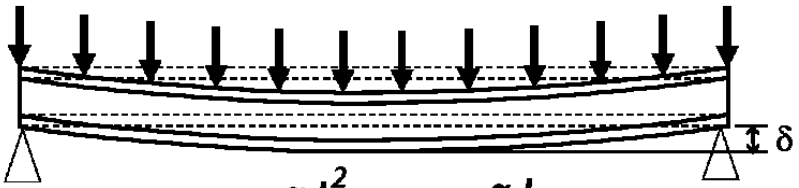


چه مواردی باید در مورد تیرها کنترل گردد؟

۱- برش تیر

۲- خمش تیر

۳- خیز تیر

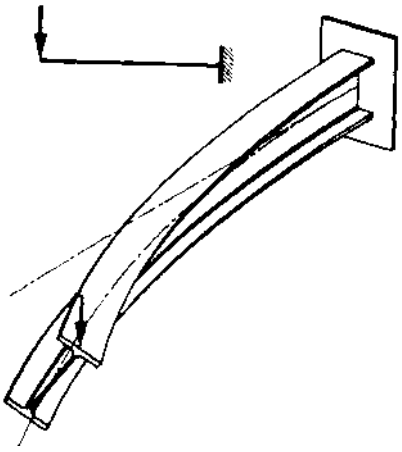


$$M = \frac{qL^2}{8} \qquad V = \frac{qL}{2}$$

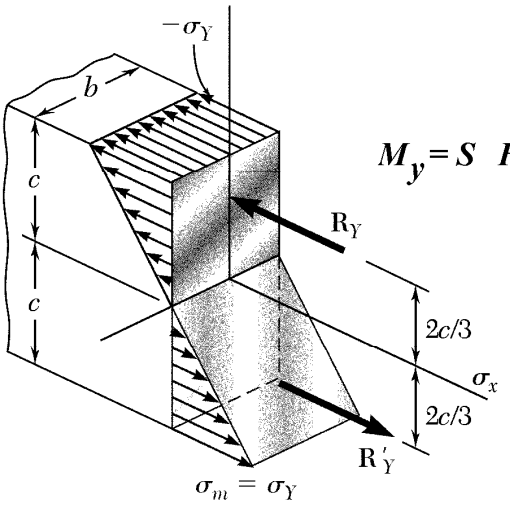
$$M_{\text{مقاوم}} = ? \qquad V_{\text{مقاوم}} = ?$$

دو عامل مهم موثر در مقاومت خمشی تیر I شکل؟

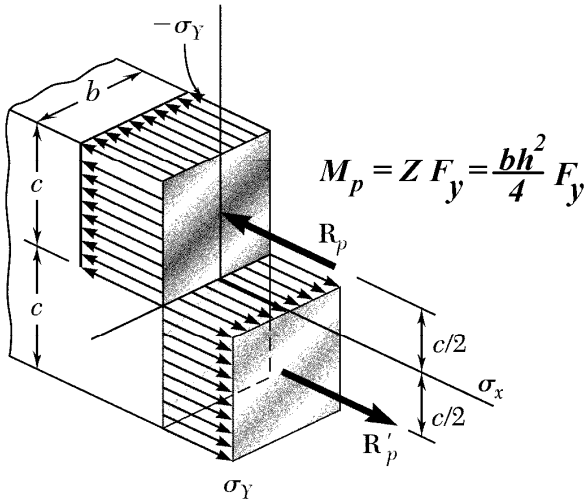
۱- کمانش موضعی ۲- کمانش پیچشی جانبی



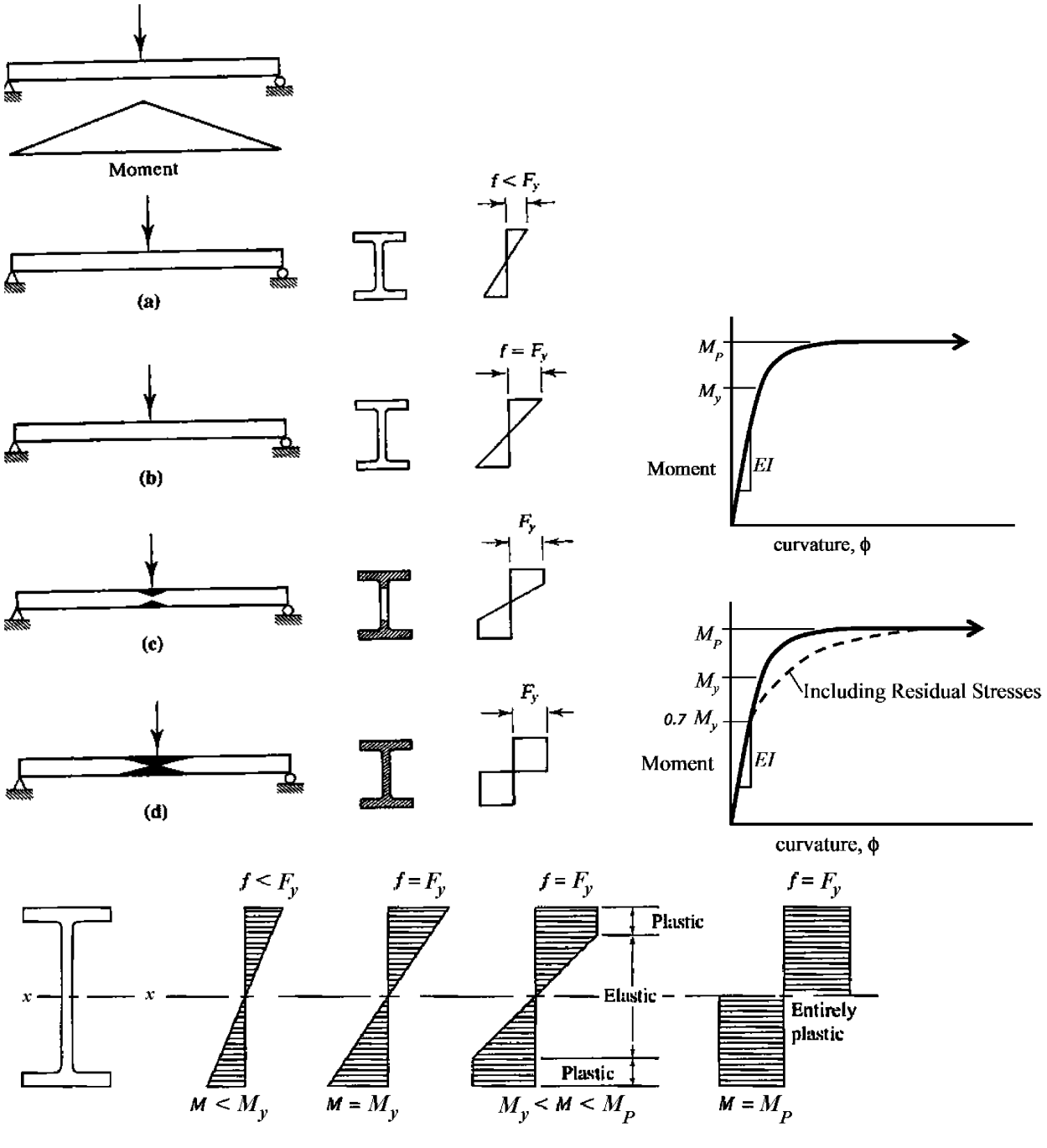
۵-۲- لنگر تسلیم و لنگر پلاستیک



$$M_y = S\ F_y = \frac{bh^2}{6} F_y$$



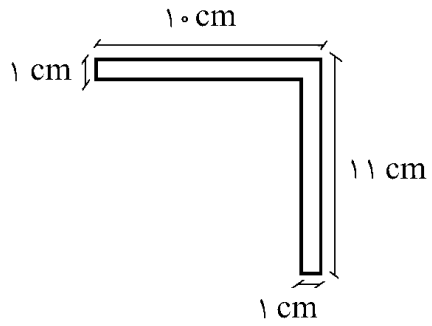
$$M_p = Z\ F_y = \frac{bh^2}{4} F_y$$



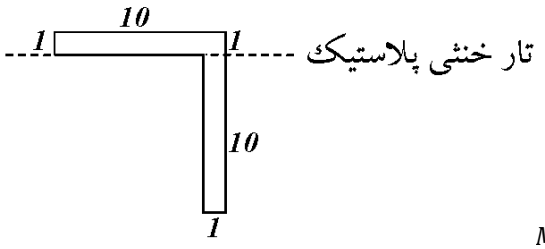
اساس الاستیک مقطع (**S**): منظور از ممان تسلیم (M_y) لنگری است که اگر به مقطع وارد شود، اولین تار بالایی و یا پایینی به تسلیم برسد. برای بدست آوردن مقدار (M_y) می توان از روابط مقاومت مصالح استفاده نمود یعنی $M_y = \frac{I}{c}F_y = SF_y$ که در آن c فاصله دورترین تار از تار خنثی و I ممان اینرسی مقطع می باشد. به S اساس الاستیک مقطع می گویند.

اساس پلاستیک مقطع (**Z**): منظور از ممان پلاستیک (M_p) لنگری است که اگر به مقطع وارد شود، کل مقطع به تسلیم برسد. برای بدست آوردن مقدار (M_p) *نمی توان* از رابطه $M_p = \frac{F_y I}{c}$ استفاده نمود و به جای آن باید از رابطه $M_p = ZF_y$ استفاده نمود که به Z اساس پلاستیک مقطع می گویند.

مثال: لنگر پلاستیک مقطع نبشی نشان داده شده چقدر است؟ $\left(F_y = 2000\frac{kg}{cm^2}\right)$



جهت محاسبه Z ابتدا تار خنثی را می‌یابیم، محل آن طوری تعیین می‌شود که مساحت مقطع در دو طرف تار خنثی برابر باشد:



$$Z = (10 \times 1) \times 0.5 + (10 \times 1) \times 5 = 55\ cm^2$$
$$M_p = ZF_y = 55 \times 2000 = 110000\ kg.m = 1.1\ t.m$$

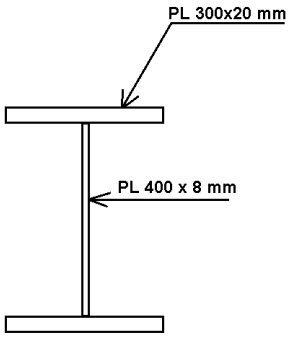
نکته: دیاگرام کرنش ها تحت خمش در همه حالات خطی فرض می شود:

مقدار ظرفیت نهایی خمشی مقطع (M_p) بیشتر از M_y است و نسبت $\frac{M_p}{M_y}$ را ضریب شکل می نامیم.

با این تعریف $S.F = \frac{M_p}{M_y} \rightarrow M_p = (F_y \cdot S) \cdot F.S$

S.F	۱٫۱۲	۱٫۱۲	۱٫۵	1.7	۱٫۱۲
	I	□	▱	⬭	○

مثال: مقادیر Sx، Sy، Zx، Zy را برای مقطع مقابل محاسبه کنید:



$$\left.\begin{aligned} S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{\left(\frac{300\times440^3}{12} - \frac{292\times400^3}{12}\right)}{220} = \frac{572266667}{220} = 2601212\ mm^3 = 2601\ cm^3 \\ Z_x = 2\times[(300\times20)\times210 + (200\times8)\times100] = 2840000\ mm^3 = 2840\ cm^3 \end{aligned}\right\} \frac{Z_x}{S_x} = 1.09$$

$$\left.\begin{aligned} S_y = \frac{I_y}{c} = \frac{\left(2\times\frac{20\times300^3}{12} + \frac{400\times8^3}{12}\right)}{150} = \frac{90017067}{150} = 600114\ mm^3 = 600\ cm^3 \\ Z_y = 2\times[2\times(150\times20)\times75 + (4\times400)\times2] = 906400\ mm^3 = 906\ cm^3 \end{aligned}\right\} \frac{Z_y}{S_y} = 1.51$$

مقاومت خمشی تسلیم My حول محور قوی برای تیر فوق؟

$$M_y = F_y S_x = 2400\times2601\ kg.cm = 62.4\ ton.m$$

مقاومت خمشی پلاستیک Mp حول محور قوی برای تیر فوق؟

$$M_P = F_y Z_x = 2400\times2840\ kg.cm = 68.16\ ton.m$$

مقاومت خمشی تسلیم My حول محور ضعیف برای تیر فوق؟

$$M_y = F_y S_y = 2400\times600\ kg.cm = 14.4\ ton.m$$

مقاومت خمشی پلاستیک Mp حول محور ضعیف برای تیر فوق؟

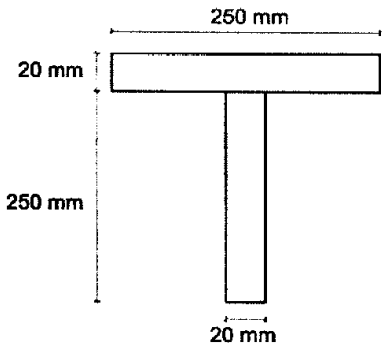
$$M_P = F_y Z_x = 2400\times906\ kg.cm = 21.74\ ton.m$$

محاسبات-۹۱

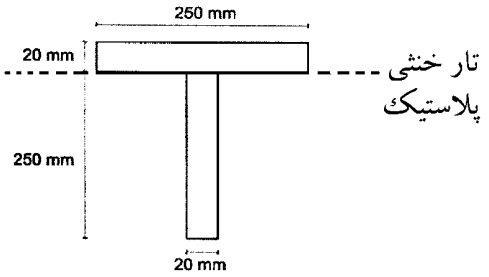
۴۰- لنگر پلاستیک مقطع نشان داده شده در شکل نسبت به محور قوی مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (برحسب kN.m)

$F_y = 350\ MPa$

۱) 350
۲) 240
۳) 1420
۴) 1040



گزینه ۲:

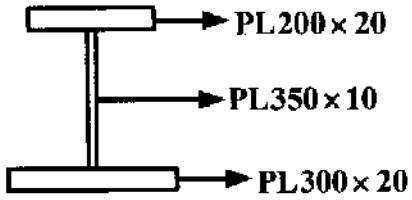


$$Z = 20 \times 250 \times 10 + 250 \times 20 \times 125 = 675000\ mm^3$$
$$M_p = ZF_y = 675000 \times 350 = 236.25 \times 10^6\ N.mm = 236.25\ kN.m$$

محاسبات-۹۱

۴۶- فاصله‌ی تار خنثی الاستیک و پلاستیک در مقطع زیر، چند mm است؟

۱) ۷۶/۲
۲) ۷۲/۶
۳) ۶۷/۲
۴) ۶۲/۷



گزینه ۲

$$300 \times 20 + (y_p - 20) \times 10 = 200 \times 20 + (370 - y_p) \times 10 \rightarrow y_p = 95\ mm$$
$$y_e = \frac{200 \times 20 \times 380 + 350 \times 10 \times 195 + 300 \times 20 \times 10}{200 \times 20 + 350 \times 10 + 300 \times 20} = 167.6$$
$$y_e - y_p = 167.6 - 95 = 72.6\ mm$$

محاسبات-۹۱

۳۳-در یک تیر ورق با مقطع I متقارن، از ورقهای PL300 × 20 mm برای بال‌ها و از ورق PL400 × 10 mm برای جان استفاده شده است. در صورتی‌که نوع فولاد St37 (Fy=240 MPa) باشد، مقدار لنگر پلاستیک مورد انتظار این مقطع بر حسب kN.m حدوداً برابر است با:

۱) 800 ۲) 700

۳) 600 ۴) 900

گزینه ۱:

$$M = ZF_{ye} = \left(2 \times 300 \times 20 \times 210 + \frac{10 \times 400^2}{4}\right)(1.15 \times 240) = 805.92 \times 10^6\ N.mm = 806\ kN.m$$

محاسبات ۹۳

۵۰- اساس مقطع پلاستیک مقطع قوطی مربع شکل فولادی با بعد خارجی یک متر و ضخامت 40mm حول قطر مقطع برحسب مترمکعب به کدام مقدار نزدیک‌تر است؟

۱) 0.018 ۲) 0.026

۳) 0.052 ۴) 0.021

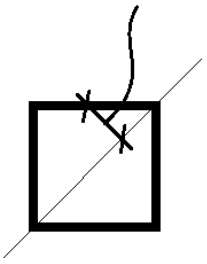
گزینه ۳

البته روی سوال باید به شرح زیر اصلاح شود:

"اساس پلاستیک مقطع قوطی..."

محاسبه تقریبی:

فاصله مرکز هر ضلع از تار خنثی برابر است با $\frac{\sqrt{2}}{4}$



$$Z = 4\left(\text{فاصله} \times \text{مساحت هر ضلع}\right) = 4\left(0.04 \times \frac{\sqrt{2}}{4}\right) = 0.56\ m^3$$

محاسبه دقیق:

اساس پلاستیک مربع توپر برابر است با:

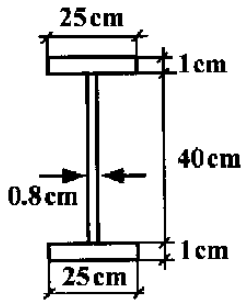
$$Z_{\text{مربع حول قطر}} = a^3 \frac{\sqrt{2}}{6}$$

$$Z_{\text{باکس حول قطر}} = 1^3 \frac{\sqrt{2}}{6} - 0.92^3 \frac{\sqrt{2}}{6} = 0.052164\ m^3$$

محاسبات-۹۱

۴۴- مقاومت خمشی اسمی M_n تیر ورق روبه‌رو، حول محور x براساس حالت حدی تسلیم کدام است؟ (لزومی به در نظر گـرفتن کمانش پیچشی ـ جانبی نمی‌باشد.) $f_y = ۲۴۰\,MPa$

۱) ۳۲۲/۸
۲) ۳۷۱/۲
۳) ۳۰۸/۲
۴) ۲۸۸/۷



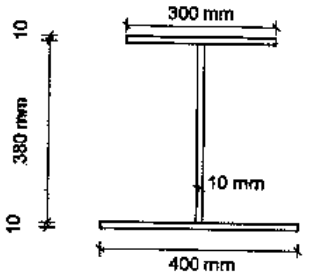
گزینه ۱

$$M = ZF_y = 2 \times (1 \times 25 \times 20.5 + 20 \times 0.8 \times 10) \times 2400 = 1345 \times 240 = 3228000\ kg.cm$$
$$= 322.8\ kN.m$$

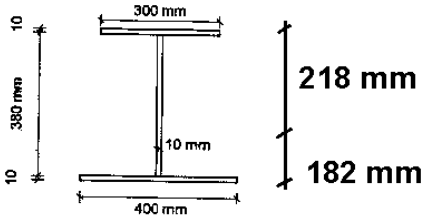
محاسبات خرداد ۹۳

۳۴- تیر ورقی با مقطع مقابل از فولاد ST37 $(F_u = 370\ MPa, F_y = 240\ MPa)$ با اتصال جوش جان به بال ساخته شده و تحت خمش مثبت قرار دارد. نسبت $\frac{M_P}{M_y}$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 1.15
۲) 1.21
۳) 1.30
۴) 1.08



گزینه ۲



یافتن محل تار خنثی الاستیک:

$$Y_e = \frac{300 \times 10 \times 395 + 380 \times 10 \times 200 + 400 \times 10 \times 5}{300 \times 10 + 380 \times 10 + 400 \times 10} = 182\ mm$$

یافتن تار خنثی پلاستیک:

$$300 \times 10 + (390 - Y_p) \times 10 = 400 \times 10 + (Y_p - 10) \times 10 \rightarrow Y_p = 150\ mm$$

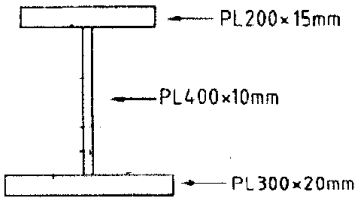
$$S = \frac{I}{218} = \frac{300 \times 10 \times (218-5)^2 + \frac{10 \times 380^3}{12} + 10 \times 380 \times 18^2 + 400 \times 10 \times (182-5)^2}{218} = 1414591 mm^3$$

$$Z = 300 \times 10 \times (250-5) + 240 \times 10 \times 120 + 140 \times 10 \times 70 + 400 \times 10 \times 145 = 1701000 mm^3$$

$$\frac{M_P}{M_y} = \frac{ZF_y}{SF_y} = \frac{Z}{S} = \frac{1701000}{1414591} = 1.2$$

محاسبات ۹۴

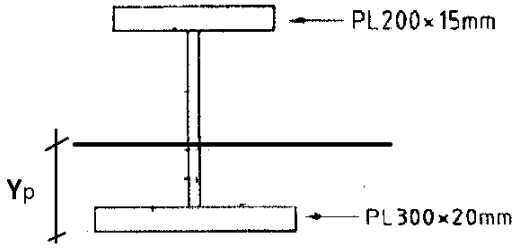
۱۶- یک تیر ورق به شکل زیر مفروض است. مقدار لنگر پلاستیک این مقطع نسبت به محور قوی بر حسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ $F_y = 240\ MPa$ و $E = 2\times10^5\ MPa$



۱) 179
۲) 404
۳) 494
۴) 809

گزینه ۳

ابتدا باید محل تار خنثی پلاستیک بدست آید. محل تار خنثی پلاستیک با مساوی قرار دادن مساحتهای دو سمت تار خنثی بدست می آید:



$$300\times20+(Y_p-20)\times10=200\times15+(420-Y_p)\times10 \quad \rightarrow \quad Y_p=70\ mm$$

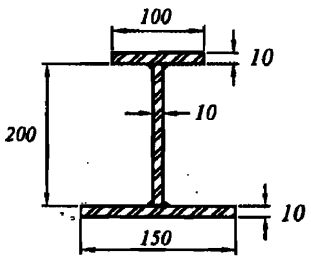
پس از یافتن Yp باید اساس پلاستیک مقطع محاسبه شود:

$$Z=300\times20\times60+50\times10\times25+200\times15\times357.5+350\times10\times175=2057500\ mm^3$$

$$M_p=ZF_y=(2057500)240=493.8\ kN.m$$

محاسبات ۹۴

۱۶- در مقطع نشان داده شده در شکل زیر، فاصله بین محورهای خنثی الاستیک و پلاستیک نسبت به محور قوی برحسب میلی‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است).



۱) 26.7
۲) 16.0
۳) 13.3
۴) 6.7

گزینه ۳

محل تار خنثی پلاستیک:

مساحت بالای تار باید با مساحت پایین تار برابر باشد:

$$150\times10+(Y_p-10)\times10=\ 100\times10+(210-Y_p)\times10 \quad \rightarrow \quad Y_p=85\ mm$$

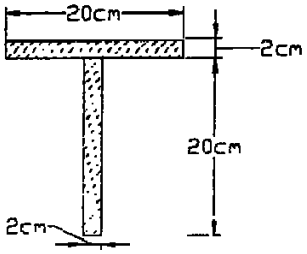
محل تار خنثی الاستیک:

$$Y_e=\frac{1000\times215+2000\times110+1500\times5}{1000+2000+1500}=98.33$$

$$Y_e-Y_p=98.33-85=13.33\ mm$$

محاسبات خرداد ۸۹

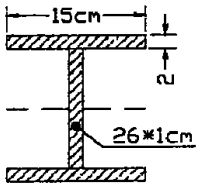
۱۶- فاصله بین تار خنثی الاستیک و پلاستیک و همچنین لنگر پلاستیک (Mp) مقطع نشان داده شده در شکل کدامیک از مقادیر زیر است؟ $F_y=۲۴۰۰\ kg/cm^2$



۱) ۴/۵ cm و ۱۰/۵۶ ton.m
۲) ۴/۵cm و ۱۱/۵۲ ton.m
۳) ۵ cm و ۹/۶۶ ton.m
۴) ۵ cm و ۱۱/۵۲ ton.m

محاسبات خرداد ۸۹

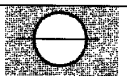
۲۳- در مقطع نشان داده شده، لنگر خمشی نظیر شروع تسلیم تقریباً چقدر است؟ $F_y=۲۴۰۰ kg/cm^2$



۱) $M \approx ۲۱$ ton.m
۲) $M \approx ۲۴$ ton.m
۳) $M \approx ۱۴$ ton.m
۴) $M \approx ۱۸$ ton.m

۵-۳- نحوه منظور کردن تاثیر کمانش موضعی در روابط آیین نامه

جدول ۱۰-۲-۵-۱ انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی

بند مربوطه	مقطع	لاغری بال	لاغری جان	حالت حدی
۱۰-۵-۲-۲		C	C	Y, LTB
۱۰-۵-۲-۳		NC	C	LTB, FLB
۱۰-۵-۲-۴		C, NC	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
۱۰-۵-۲-۵		C, NC	S	Y, LTB, FLB, TFY
۱۰-۵-۲-۶		C, NC	N/A	Y, FLB
۱۰-۵-۲-۷		C, NC	C, NC	Y, FLB, WLB
۱۰-۵-۲-۸		N/A	N/A	Y, LB
۱۰-۵-۲-۹		C, NC	N/A	Y, LTB, FLB
۱۰-۵-۲-۱۰		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
۱۰-۵-۲-۱۱		N/A	N/A	Y, LTB
۱۰-۵-۲-۱۲	مقاطع نامتقارن به غیر از نبش تک	N/A	N/A	کلیهٔ حالت‌های حدی

Y = تسلیم

LTB = کمانش پیچشی– جانبی

FLB = کمانش موضعی بال

WLB = کمانش موضعی جان

TFY = تسلیم کششی بال

LLB = کمانش موضعی ساق

LB = کمانش موضعی

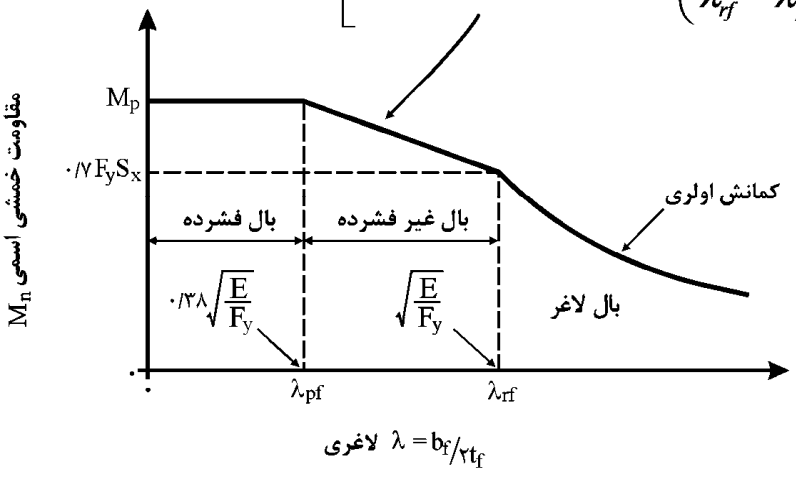
C = فشرده

NC = غیرفشرده

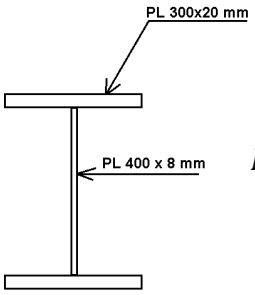
S = لاغر

N/A = کاربرد ندارد.

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



مثال: مقاومت خمشی اسمی M_n را حول محور قوی برای مقطع مقابل محاسبه کنید. **فرض کنید تیر دارای مهار جانبی است.**



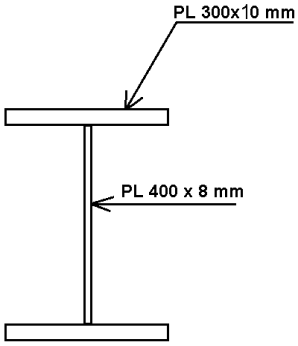
$$M_P = M_n = F_y Z_x = (240) \times \left[2 \times \left(6000 \times 210 + \frac{8 \times 400^2}{4}\right)\right] = 681.6\ kN.m$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{200000}{240}} = 10.97$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{400}{8}}} = 0.56 \qquad F_L = 0.7F_y \qquad \lambda_r = 0.95\sqrt{\frac{K_c \times 200000}{0.7 \times 240}} = 24.5$$

$$\lambda = \frac{150}{20} = 7.5$$

مثال: مقاومت خمشی اسمی M_n را حول محور قوی برای مقطع مقابل محاسبه کنید. **فرض کنیدتیر دارای مهار جانبی است.**



$$M_P = F_y Z_x = (240) \times \left[2 \times \left(3000 \times 205 + \frac{8 \times 400^2}{4}\right)\right] = 372\ kN.m$$

$$M_r = 0.7F_y S_x = (168) \times \left[\frac{\left(\frac{300 \times 420^3}{12} - \frac{292 \times 400^3}{12}\right)}{210}\right] = 235.9\ kN.m$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{200000}{240}} = 10.97$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{400}{8}}} = 0.56 \qquad F_L = 0.7F_y \qquad \lambda_r = 0.95\sqrt{\frac{K_c \times 200000}{0.7 \times 240}} = 24.5$$

$$\lambda = \frac{150}{10} = 15$$

۴۲- بر روی یک تیر دو سر ساده با شیب بسیار کم (فرض کنید افقی) به دهانه 12 m، مربوط به یک بام با پوشش سبک، بار مرده 1.8 kN/m، بار زنده 3 kN/m، باربرف 3 kN/m و بار باد 7.86 kN/m (مکش) محاسبه شده است. اگر این تیر شرایط فشردگی مقطع را داشته باشد و دارای مهار جانبی کافی برای ممانعت از کمانش پیچشی – جانبی باشد، حداقل اساس مقطع پلاستیک لازم حول محور قوی به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ مقطع تیر I شکل با تقارن دو محوره و خمش حول محور قوی است. فولاد از نوع ST37 (F_y=240MPa) فرض شود. سایر بارگذاری‌ها و ترکیب مربوط به آنها حاکم بر طرح نیست. بارها بدون ضریب می‌باشند. (براساس حالت حدی مقاومت حل شود)

۱) $785\times10^3 mm^3$ ۲) $830\times10^3 mm^3$
۳) $670\times10^3 mm^3$ ۴) $980\times10^3 mm^3$

گزینه ۱

با توجه به مکشی بودن بار باد از ترکیب بار ۶ برای بار باد استفاده می شود.

$$q_u = 1.4\, q_D = 1.4 \times 1.8 = 2.52 \frac{kN}{m}$$

$$q_u = 1.2\, q_D + 1.6 q_L + 0.5\, Max\left(q_{L_r}, q_s\right) = 1.2 \times 1.8 + 1.6 \times 0 + 0.5 \times 3 = 3.66 \frac{kN}{m}$$

$$q_u = 1.2\, q_D + 1.6 Max\left(q_{L_r}, q_s\right) + Max(q_L, 0.7 q_w)$$

$$= 1.2 \times 1.8 + 1.6 \times (3{,}3) + Max(0, 0.7 \times -7.86) = 2.16 + 4.8 + 0 = 6.96 \frac{kN}{m}$$

$$q_u = 0.9\, q_D + 1.4 q_w = -9.384 \frac{kN}{m}$$

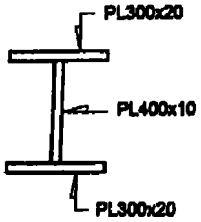
$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = 168.9 kN.m$$

$$\varphi M_n = 0.9 Z F_y = 0.9 Z \times 240$$

$$168.9 \times 10^6 < 0.9 Z \times 240 \;\rightarrow\; 782 \times 10^3 < Z$$

۳۷- در کنترل‌کننده‌ترین مقطع، (مطابق شکل) از یک تیرفولادی، براساس تحلیل سازه، لنگرهای حاصل از بارهای مرده، زنده و زلزله به ترتیب 150 kN.m، 100 kN.m و 250 kN.m است. این بارها بدون ضریب بار بوده و محاسبات زلزله براساس ویرایش سوم استاندارد 2800 انجام گرفته است. حداکثر نسبت مقاومت خمشی موردنیاز به مقاومت خمشی طراحی این مقطع به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ (فولاد مصرفی از ST37 با F_y=240MPa بوده و مقطع با دو محور تقارن، تمام شرایط فشردگی را دارد و حالت حد کمانش پیچشی – جانبی حاکم نمی‌باشد).

۱) 0.80
۲) 1.15
۳) 1
۴) 0.85



گزینه ۳

مقاومت خمشی طراحی عضو برابر است با:

$$\varphi M_n = 0.9ZF_y = 0.9\left(2 \times 300 \times 20 \times 210 + \frac{10 \times 400^2}{4}\right) \times 240 = 630.72\ kN.m$$

مقاومت خمشی مورد نیاز (لنگر خمشی ضریب دار) برابر است با:

$$M_u = 1.2D + L + 1(1.4E) = 1.2 \times 150 + 100 + 1.4 \times 250 = 630\ kN.m$$

$$\frac{630}{630.72} = 1$$

دقت شود که ترکیب بار شماره ۵ در شکل زیر بیشترین نیرو را ایجاد می کند. از طرفی نیروی زلزله در صورتی که با استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم محاسبه شود باید با ضریب 1.4 افزایش یابد و سپس در ترکیب بار استفاده شود.

البته در کاربری های خاص که بار زنده کمتر از 5 kN/m2 می باشد، در ترکیب بار ۵ به جای L می توان از 0.5L استفاده کرد که در صورت پاسخ دیگری بدست می آمد. با توجه به اینکه نوع بار زنده مشخص نشده نمی توان از ضریب 0.5 استفاده کرد.

۶-۲-۳-۳ ترکیب بارهای حالت‌های حدی مقاومت در طراحی سایر ساختمان‌ها از جمله ساختمان‌های فولادی

در طراحی ساختمان‌های فولادی، به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان، و یا دیگر مصالح به جز بتن‌آرمه، از ترکیب بارهای این بند استفاده می‌شود. سازه‌ها و اعضای آن‌ها باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگ‌تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشند:

۱) ۱٫۴D
۲) ۱٫۲D+۱٫۶L+۰٫۵(L_r یا S یا R)
۳) ۱٫۲D+۱٫۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰٫۵(۱٫۴W)]
۴) ۱٫۲D+ ۱٫۰(۱٫۴W)+L+۰٫۵(L_r یا S یا R)
۵) ۱٫۲D+۱٫۰E+L+۰٫۲S
۶) ۰٫۹D+۱٫۰(۱٫۴W)
۷) ۰٫۹D+۱٫۰E
۸) ۱٫۲D+۰٫۵L+۰٫۵(L_r یا S)+۱٫۲T
۹) ۱٫۲D+۱٫۶L+۱٫۶(L_r یا S)+۱٫۰T

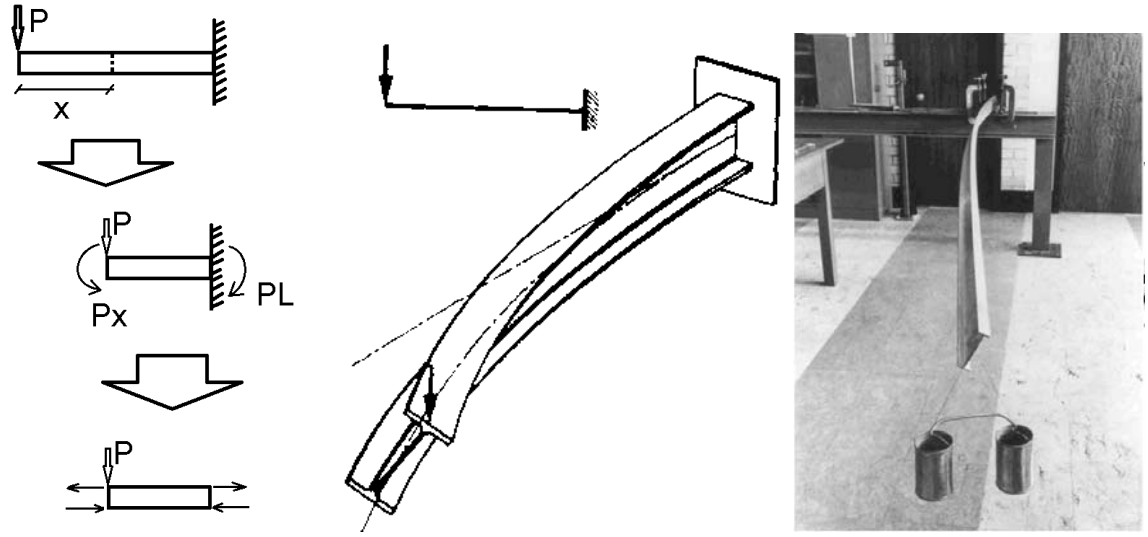
موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:

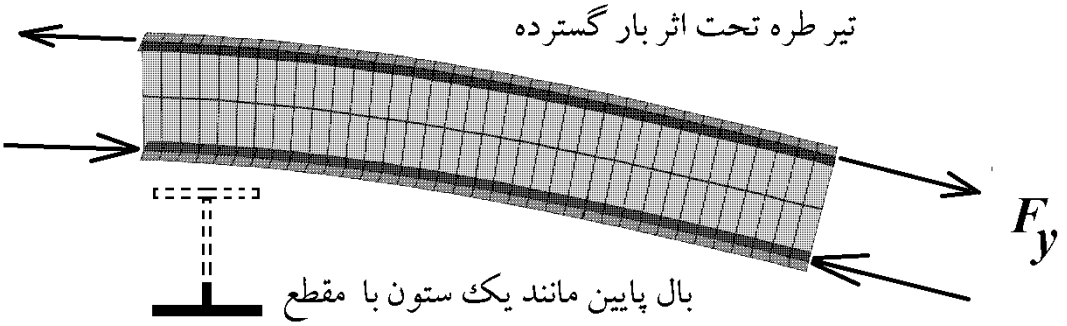
- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_o آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی را می‌توان برابر با ۰٫۵ منظور نمود.

۶-۱۱-۱۰ ترکیب بارهای شامل اثرهای زلزله طرح

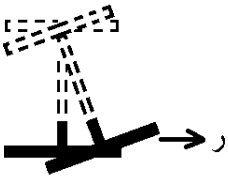
اثرات زلزله طرح در ترکیب بارهای فصل دوم استفاده می‌شود. این اثرات باید بر اساس تراز نهایی، با استفاده از ضریب رفتار نهایی ساختمان، محاسبه شوند. در صورت استفاده از ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰، لازم است نیروهای ناشی از زلزله در ضریب ۱٫۴ ضرب شده و سپس در ترکیب بارهای فصل دوم این مبحث استفاده شوند.

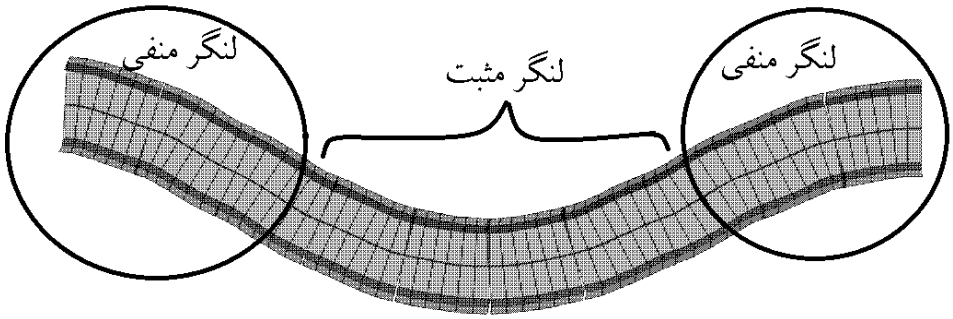
۵-۴- کمانش پیچشی جانبی



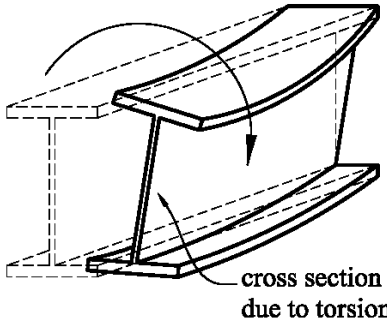


بال پایین مانند یک ستون با مقطع
تحت اثر نیروی فشاری قرار دارد





تیر دوسرگیردار تحت بار گسترده



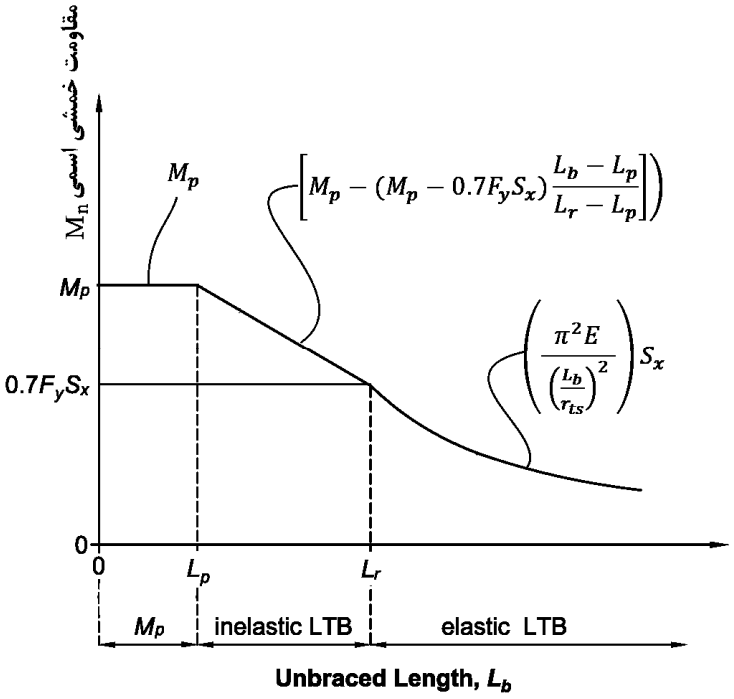
۵-۵- نحوه منظور کردن تاثیر کمانش پیچشی جانبی در روابط آیین نامه

در مقاطع I شکل با فرض:

۱- فشرده بودن مقطع

۲- Cb=1

مقاومت خمشی اسمی مقطع بر اساس نمودار زیر تعیین می شود:



۵-۶- تاثیر دیاگرام لنگر بر مقاومت پیچشی جانبی

۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۵-۱-۱ مقاومت خمشی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱۰-۲-۵-۲ و ۱۰-۲-۵-۱۲ تعیین شود.

تبصره: انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای خمشی برای مقاطع مختلف می‌تواند مطابق جدول ۱۰-۲-۵-۱ اختیار شود.

۱۰-۲-۵-۱-۲ تمامی الزامات این بخش بر این فرض استوار هستند که از پیچش مقطع حول محور طولی عضو در نقاط تکیه‌گاهی اعضای خمشی جلوگیری شده است.

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیهٔ اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی– جانبی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{۱۲/۵\,M_{max}}{۲/۵M_{max}+۳M_A+۴M_B+۳M_C} \qquad (۱۰-۵-۲-۱)$$

که در آن:

M_{max} = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهارشده

M_A = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۴}$ طول مهارنشده

M_B = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۲}$ طول مهارنشده

M_C = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۳}{۴}$ طول مهارنشده

تبصره ۱: برای تیرهای طره‌ای که انتهای آزاد آنها مهار نشده است، C_b مساوی واحد می‌باشد.

تبصره۲: برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای مضاعف ضریب اصلاح کمانش پیچشی- جانبی (C_b) باید به شرح زیر با ضریب R_m تشدید شود.

$$R_m = ۰/۵ + ۲\left(\frac{I_{y\,Top}}{I_y}\right)^۲ \qquad (۱۰-۵-۲-۲)$$

که در آن:

I_y = ممان اینرسی حول محور اصلی y

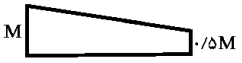
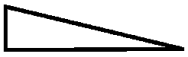
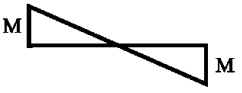
$I_{y\,Top}$ = ممان اینرسی بال فوقانی مقطع حول محور اصلی y

تبصره۳: برای اعضای خمشی با مقطع نامتقارن، C_b را می‌توان به طور محافظه‌کارانه مساوی واحد در نظر گرفت.

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضای با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای مضاعف، حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی باید برای هر دو بال کنترل شود. مقاومت خمشی موجود باید بزرگتر یا مساوی لنگر خمشی حداکثر که در بال مورد نظر فشار ایجاد می‌نماید، باشد.

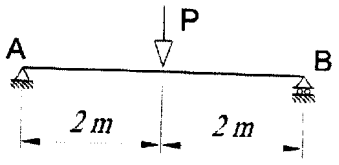
۱۰-۲-۵-۱-۴ مطابق مقررات این مبحث، از به کار بردن مقاطع فولادی با اجزای لاغر در اعضایی که تحت اثر تنش فشاری ناشی از خمش قرار دارند، باید خودداری شود. مگر برای جان مقاطع اعضای خمشی که در این صورت الزامات این بخش تعیین‌کننده خواهد بود.

۱۰-۲-۵-۱-۵ برای طراحی اعضای تحت اثر مشترک لنگر خمشی و نیروی محوری به بخش ۱۰-۲-۶ و برای اعضای با مقطع مختلط به بخش ۱۰-۲-۹ مراجعه شود.

C_b	نمودار M
1	
1.136	
1.25	
1.316	
1.667	
2.273	

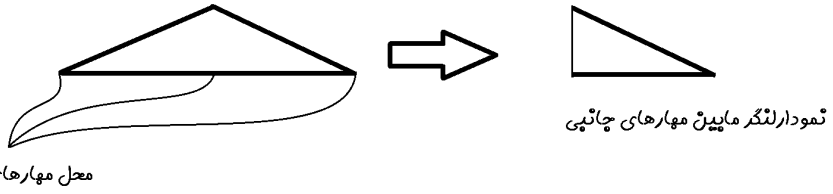
محاسبات ۹۴

۱۱- چنانچه تیر دوسر ساده AB (شکل زیر) در تکیه‌گاهها و وسط دهانه دارای مهار جانبی باشد، ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی (C_b) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (از اثر وزن تیر صرفنظر شود.)



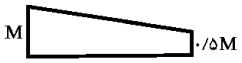
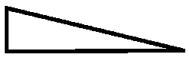
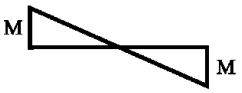
۱) 1.0
۲) 1.32
۳) 1.67
۴) 2.33

دیاگرام لنگر تحت بار فوق به صورت زیر خواهد بود:



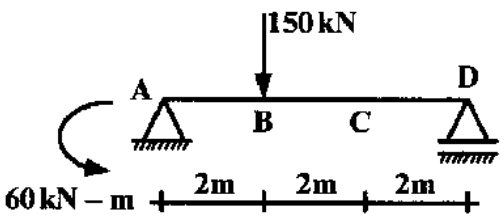
نمودار لنگر ماپیز مهارهای جانبی

محل مهارهای جانبی

C_b	نمودار M
1	
1.136	
1.25	
1.316	
1.667	
2.273	

محاسبات-۹۱

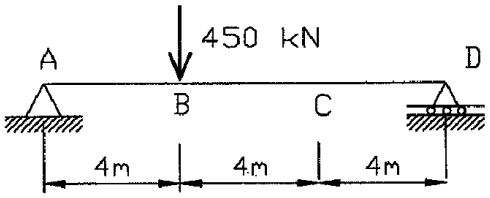
۵۰- در تیر روبه‌رو، کدام رابطه، مقایسه‌ی ضریب یکنواختی نمودار لنگر (C_b) را در قسمت‌های AB و BC و CD مشخص می‌نماید؟ (تیر ABCD بدون تکیه‌گاه جانبی می‌باشد)



۱) $(C_b)_{AB} = (C_b)_{BC} = (C_b)_{CD}$
۲) $(C_b)_{AB} > (C_b)_{CD} > (C_b)_{BC}$
۳) $(C_b)_{BC} > (C_b)_{CD} > (C_b)_{AB}$
۴) $(C_b)_{CD} > (C_b)_{AB} = (C_b)_{BC}$

محاسبات-۹۰

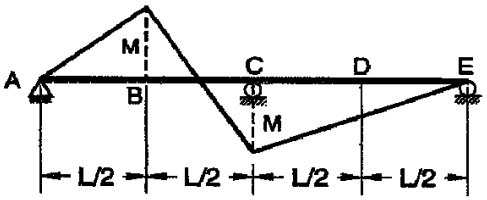
۲۲- چنانچه در تیر شکل زیر در نقاط D,C,B,A از حرکت جانبی بال فشاری جلوگیری شده باشد، ضریب یکنواختی نمودار لنگر خمشی در قسمت BC تیر در طراحی به روش تنش مجاز حدوداً چقدر است؟



۱) 2.0
۲) 2.3
۳) 1.0
۴) 1.3

محاسبات اسفند ۸۹

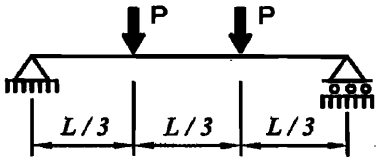
۲۷- درخصوص ضریب یکنواختی نمودار لنگر (در روش تنش مجاز) برای تیر با نمودار لنگرخمشی نشان داده شده در شکل زیر کدام گزینه صحیح نمی‌باشد؟ (تیر در تکیه گاهها و در وسط دهانه‌ها دارای اتکای جانبی بوده و مقطع تیر I شکل است).



۱) $(C_b)_{CD} = 2.30$
۲) $(C_b)_{BC} = 2.30$
۳) $(C_b)_{AB} = 1.75$
۴) $(C_b)_{DE} = 1.75$

محاسبات ۹۴

۶- چنانچه مقطع تیر فولادی نشان داده شده در شکل زیر دارای دو محور تقارن بوده و تیر در تکیه‌گاه‌ها و در وسط دهانه دارای مهار جانبی باشد، مقدار ضریب C_b به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 1.00
۲) 1.14
۳) 1.30
۴) 1.67

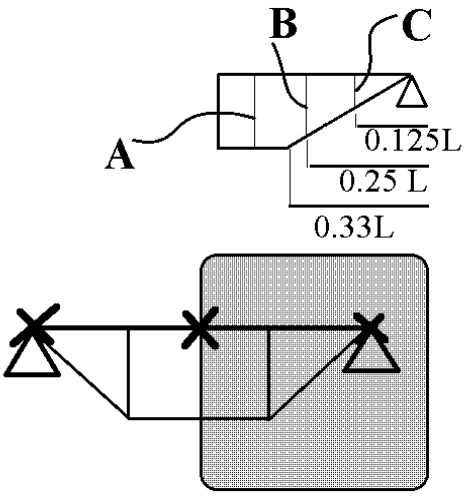
گزینه ۳

$$\left.\begin{array}{c} M_A = M \\ M_B = \dfrac{0.25}{0.333}M = 0.75M \\ M_C = \dfrac{0.125}{0.333}M = 0.375M \end{array}\right\} C_b = \frac{12.5 \times M}{2.5M + 3M + 4 \times 0.75M + 3 \times 0.375M} = 1.299$$

۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۵-۱-۱ مقاومت خمشی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱۰-۲-۵-۲ و ۱۰-۲-۵-۱۲ تعیین شود.

تبصره: انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای خمشی برای مقاطع مختلف می‌تواند مطابق جدول ۱۰-۲-۵-۱ اختیار شود.



۱۰-۲-۵-۱-۲ تمامی الزامات این بخش بر این فرض استوار هستند که از پیچش مقطع حول محور طولی عضو در نقاط تکیه‌گاهی اعضای خمشی جلوگیری شده است.

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیهٔ اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی– جانبی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{۱۲/۵\, M_{max}}{۲/۵M_{max}+۳M_A+۴M_B+۳M_C} \qquad (۱-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

M_{max} = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهارشده

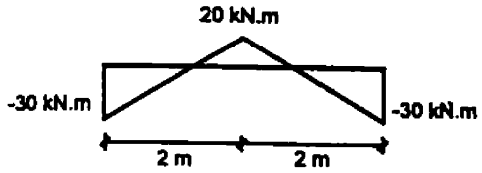
M_A = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۴}$ طول مهارنشده

M_B = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۲}$ طول مهارنشده

M_C = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۳}{۴}$ طول مهارنشده

محاسبات ۹۳

۴۳- نمودار لنگر خمشی یک تیر فولادی IPE300 بطول 4 m به صورت زیر می‌باشد. در صورتیکه تیر در تکیه‌گاهها و در وسط دهانه دارای مهار جانبی باشد، ضریب اصلاح کمانش پیچشی – جانبی (C_b) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



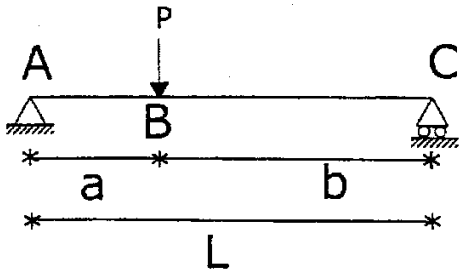
۱) 3.0
۲) 1.2
۳) 2.0
۴) 2.2

گزینه ۴

$$C_b = \frac{12.5 \times 30}{2.5 \times 30 + 3 \times 17.5 + 4 \times 5 + 3 \times 7.5} = 2.206$$

محاسبات ۸۶

۵۳- برای تیر دوسر ساده شکل زیر، چنانچه تکیه‌گاههای جانبی در نقاط A و B و C وجود داشته باشد ضریب یکنواختی نمودار لنگر (C_b) کدامیک از مقادیر زیر است؟



الف) C_b =۱

ب) C_b =۱/۷۵

ج) C_b =۲/۳

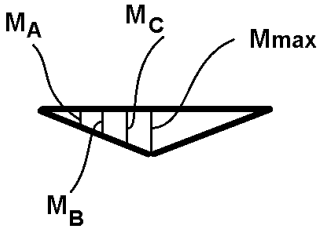
د) C_b =۰/۸۵

۳۲- مقدار C_b (ضریب اصلاح کمانش پیچشی – جانبی) محاسبه شده برای یک تیر دوسر ساده با بار متمرکز در وسط دهانه که در تکیه‌گاهها و وسط دهانه مهار شده است، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (خمش حول محور قوی و مقطع تیر دارای دو محور تقارن فرض شود.)

۱) 1.9 ۲) 1.5 ۳) 2 ۴) 1.7

گزینه ۴

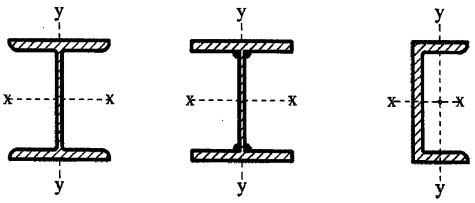
$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3\left(\frac{M_{max}}{4}\right) + 4\left(\frac{M_{max}}{2}\right) + 3\left(\frac{3M_{max}}{4}\right)} = 1.67$$



۵-۷- خمش I شکل با بال فشرده و جان فشرده (Mx)

۱۰-۲-۵-۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده تحت خمش حول محور قوی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.



(بال‌ها و جان فشرده) (بال‌ها و جان فشرده) (بال‌ها و جان فشرده)

مقاومت خمشی اسمی، M_n، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم و کمانش پیچشی- جانبی در نظر گرفته شود.

الف) حالت حدی تسلیم

$$M_n=M_p=F_yZ_x \qquad (۳-۵-۲-۱۰)$$

در رابطهٔ فوق:

M_p = لنگر پلاستیک

F_y = تنش تسلیم فولاد

Z_x = اساس مقطع پلاستیک حول محور x

ب) حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی

ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی- جانبی نمی‌باشد.

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n= C_b \left[M_p - (M_p - ۰/۷F_yS_x) \left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right) \right] \le M_p \qquad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n= F_{cr}S_x \le M_p \qquad (۵-۵-۲-۱۰)$$

در رابطه فوق:

L_b = فاصلهٔ بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییرمکان جانبی بال فشاری یا از پیچش کل مقطع جلوگیری شده است که در این بخش برای اختصار و سادگی به عنوان فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی نامگذاری می‌شود.

L_p = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر، که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی غیرارتجاعی را مشخص می‌کند.

$$L_p= ۱/۷۶\, r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۶-۵-۲-۱۰)$$

L_r = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر، که مرز بین حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی غیرارتجاعی و ارتجاعی را مشخص می‌کند.

$$L_r = ۱/۹۵r_{ts}\frac{E}{۰/۷F_y}\sqrt{\frac{Jc}{S_xh_o}+\sqrt{\left(\frac{Jc}{S_xh_o}\right)^2+۶/۷۶\left(\frac{۰/۷F_y}{E}\right)^2}} \qquad (۷-۵-۲-۱۰)$$

F_{cr} = تنش کمانش الاستیک پیچشی- جانبی مطابق رابطهٔ زیر:

$$F_{cr}=\frac{C_b\pi^2E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}\sqrt{۱+۰/۰۷۸\frac{Jc}{S_xh_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \qquad (۸-۵-۲-۱۰)$$

تبصره: در رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۸ عبارت زیر رادیکال را می‌توان به طور محافظه‌کارانه مساوی واحد در نظر گرفت.

E = مدول الاستیسیته فولاد

J = ثابت پیچشی (مساوی $\frac{۱}{۳}\Sigma(bt^3)$)

S_x = اساس مقطع الاستیک نسبت به محور x

h_o = فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌ها

r_{ts} = شعاع ژیراسیون موثر طبق رابطهٔ زیر:

$$r_{ts}^2=\frac{\sqrt{I_yC_w}}{S_x} \qquad (۹-۵-۲-۱۰)$$

c = ضریبی است طبق روابط زیر:

$c=۱$ برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن

$c=\frac{h_o}{۲}\sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$ برای مقاطع ناودانی

C_w = ثابت پیچش تابیدگی

یادداشت: برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن، $C_w=\frac{I_yh_o^2}{۴}$ بوده و لذا رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۹ برای مقاطع I شکل به صورت زیر ساده می‌شود.

$$r_{ts}^2=\frac{I_yh_o}{۲S_x} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۰)$$

همچنین r_{ts} را می‌توان به طور محافظه‌کارانه شعاع ژیراسیون مقطعی شامل بال فشاری و یک ششم جان نسبت به محور مار بر جان در نظر گرفت.

$$r_{ts}=\frac{b_f}{\sqrt{۱۲\left(۱+\frac{ht_w}{۶b_ft_f}\right)}} \qquad (۱۱-۵-۲-۱۰)$$

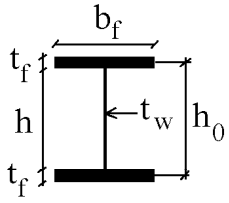
b_f و t_f = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

۱- محاسبه L_p و کنترل لزوم درنظر گیری کمانش پیچشی جانبی

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 50.8 \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

۲- محاسبه r_{ts}

یادداشت: برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن، $C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$ بوده و لذا رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۹ برای مقاطع I شکل به صورت زیر ساده می‌شود.



$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۰)$$

همچنین r_{ts} را می‌توان به طور محافظه‌کارانه شعاع ژیراسیون مقطعی شامل بال فشاری و یک ششم جان نسبت به محور مار بر جان در نظر گرفت.

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12\left(1 + \frac{h t_w}{6 b_f t_f}\right)}} \qquad (۱۱-۵-۲-۱۰)$$

b_f و t_f = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

۳- محاسبه L_r

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \qquad (۷-۵-۲-۱۰)$$

$$c = 1 \qquad J = \frac{1}{3}\sum b\, t^3$$

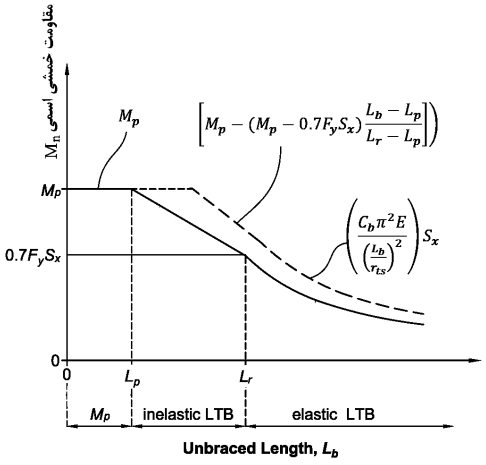
۴- محاسبه C_b

۵- محاسبه F_{cr}

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \qquad (۸-۵-۲-۱۰)$$

تبصره: در رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۸ عبارت زیر رادیکال را می‌توان به طور محافظه‌کارانه مساوی واحد در نظر گرفت.

۶- محاسبه M_n



ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی- جانبی نمی‌باشد.

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$

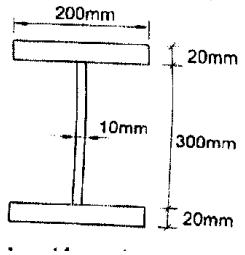
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr} S_x \le M_p \qquad (۵-۵-۲-۱۰)$$

محسبات ۹۴

۱۰- چنانچه مقطع یک تیر مطابق شکل زیر باشد، طول مهارنشده آن که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی غیرارتجاعی را مشخص می‌کند، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ $F_y = 240\ MPa$ و $E = 2\times10^5\ MPa$



۱) 3.0 m
۲) 2.5 m
۳) 2.0 m
۴) 1.5 m

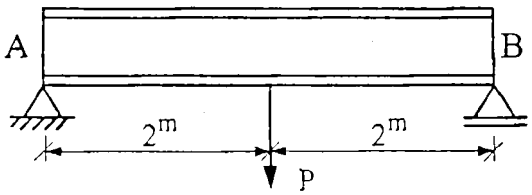
گزینه ۲

با توجه به خلاصه روابط انتهای جزوه داریم:

$$L_p = 1.76\sqrt{\frac{I_x}{A}}\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\sqrt{\frac{2\times\frac{20\times200^3}{12}+\frac{300\times10^3}{12}}{2\times20\times200+10\times300}}\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\sqrt{\frac{26691667}{11000}}\sqrt{\frac{200000}{240}} = 2502\ mm$$

۲۷- بال فشاری تیر **AB** با مقطع **IPE۲۰** فقط در نقاط **A** و **B** دارای اتکاء جانبی است و بار متمرکز **P**، بر حسب تن، در وسط تیر از بال تحتانی آویزان است. اگر از اثر وزن تیر در محاسبات صرف‌نظر شود، مقدار مجاز بار **P** برابر است با:

~~IPE۲۴($d = ۲۴^{cm}$, $t_f = ۰/۹۸^{cm}$, $b_f = ۱۲^{cm}$, $W_x = ۳۲۴^{cm^۳}$)~~ $F_y = ۲۴۰۰ kg/cm^۲$



۱) $P = ۵/۱^{t}$

۲) $P = ۴/۷^{t}$

۳) $P = ۳/۳^{t}$

۴) $P = ۱/۷^{t}$

علامت اختصاری	اندازه برحسب میلیمتر						A_{Steg}	A	G	محورهای خمش						s_y	سوراخ‌های لبه طبق DIN 997 چاپ اکتبر 1970 *)	
										y-y			z-z					
	h	b	t_s	t_g	r	h-2c	cm^2	cm^2	kg/m	I_y cm^4	W_y cm^3	i_y cm	I_z cm^4	W_z cm^3	i_z cm	cm	d_1 mm	w_1 mm
			s	t				F		J_x	W_x	i_x	J_y	W_y	i_y	s_x		
IPE	تیر I باریک با لبه‌های موازی، ردیف I PE (گرم نورد شده) طبق DIN 1025 قسمت پنجم. چاپ مارچ 1994 و استاندارد اروپا 57-19 مقادیر مجاز و تلرانس طبق DIN EN 10034. چاپ مارچ 1994																	
80	80	46	3.8	5.2	5	59	2.84	7.64	6.00	80.1	20.0	3.24	8.49	3.69	1.05	6.9	6.4	26
100	100	55	4.1	5.7	7	74	3.87	10.3	8.10	171	34.2	4.07	15.9	5.79	1.24	8.6	8.4	30
120	120	64	4.4	6.3	7	93	5.00	13.2	10.4	318	53.0	4.90	27.7	8.65	1.45	10.5	8.4	36
140	140	73	4.7	6.9	7	112	6.26	16.4	12.9	541	77.3	5.74	44.9	12.3	1.65	12.3	11	40
160	160	82	5.0	7.4	9	127	7.63	20.1	15.8	869	109	6.58	68.3	16.7	1.84	14.0	13 **)	44
180	180	91	5.3	8.0	9	146	9.12	23.9	18.8	1320	146	7.42	101	22.2	2.05	15.8	13	50
200	200	100	5.6	8.5	12	159	10.7	28.5	22.4	1940	194	8.26	142	28.5	2.24	17.6	13	56

$$L_p = 50.8\sqrt{\frac{1420000}{2850}} = 1133.93\ mm \ < [L_b = 4000\ mm] \qquad ==> Unbraced$$

$$h_0 = 200 - 8.5 = 191.5 \qquad r_{ts} = \sqrt{\frac{1420000 \times 191.5}{2 \times 194000}} = 26.47$$

$$J = \frac{1}{3}\sum b\,t^3 = \frac{1}{3}(100 \times 8.5^3 \times 2 + (200 - 8.5) \times 5.6^3) = 52151.8$$

$$L_r = 1.95 \times 26.47 \times \frac{200000}{0.7 \times 240}\sqrt{\frac{52151.8}{194000 \times 191.5} + \sqrt{\left(\frac{52151.8}{194000 \times 191.5}\right)^2 + 6.76 \times \left(\frac{0.7 \times 240}{200000}\right)^2}} = 3886\ \text{mm}$$

$$C_b = 1.3$$

$$F_{cr} = \frac{1.3 \times 3.14^2 \times 200000}{\left(\frac{4000}{26.47}\right)^2} = 117.8MPa$$

$$\varphi M_n = 0.9F_{cr}S_x = 0.9 \times 117.8 \times 194000 = 20.568\ kN.m$$

با فرض اینکه بار از نوع مرده باشد:

$$\frac{1.4PL}{4} < 20.568 \quad ==> \quad P < 58.76\ kN = 5.876\ ton$$

محاسبات ۹۳

۴۵- یک تیر خمشی با مقطع IPE270 تحت خمش یکنواخت حول محور قوی قرار دارد. در صورتیکه دهانه تیر 6 متر و فواصل تکیه‌گاه‌های جانبی بال فشاری 3 متر باشد، مقاومت خمشی اسمی این عضو به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ M_p لنگر پلاستیک بوده و $Z_x=1.12S_x$ فرض شود.

۱) $0.75\,M_p$
۲) M_p
۳) $0.9\,M_p$
۴) $0.85\,M_p$

گزینه ۴

طراح فراموش کرده است که تنش تسلیم را ارائه کند. البته با توجه به اینکه تمام مقاطع IPE موجود در ایران از نوع S240 می باشند، تنش تسلیم برابر 240MPa فرض می شود.

$$L_b = 3000\ mm \quad L_p = 50.8\sqrt{\frac{420}{45.9}} = 153.66\ cm = 1536.6\ mm \quad r_{ts} = \sqrt{\frac{4200000 \times 259.8}{2 \times 429000}} = 3.566cm = 35.66\ mm$$

$$J = \frac{2 \times 135 \times 10.2^3 + 259.8 \times 6.6^3}{3} = 120406$$

$$L_r = 1.95 \times 35.66 \times \frac{200000}{0.7 \times 240}\sqrt{\frac{120406 \times 1}{429000 \times 259.8} + \sqrt{\left(\frac{120406 \times 1}{429000 \times 259.8}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 \times 240}{2 \times 10\text{^}5}\right)^2}} = 4909\ mm$$

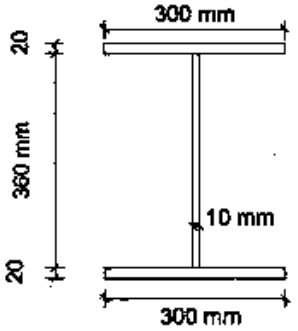
برای مقادیر فوق برای IPE270 می توان از جدول انتهای جزوه استفاده نمود.

با توجه به اینکه خمش یکنواخت داریم، Cb برابر یک خواهد بود.

$$M_n = 1\left[M_p - (M_p - 0.7S_xF_y)\frac{3000 - 1536.6}{4909 - 1536.5}\right] = \left[M_p - (M_p - 0.625M_p)\frac{3000 - 1536.6}{4909 - 1536.5}\right] = 0.837M_p$$

محاسبات خرداد ۹۳

۳۰- مقطع مقابل تحت خمش حول محور قوی است. مقدار شعاع ژیراسیون مؤثر (r_{ts}) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فولاد از نوع ST37 ($F_u = 370\ MPa, F_y = 240\ MPa$) می‌باشد.



۱) 25 mm
۲) 50 mm
۳) 85 mm
۴) 100 mm

گزینه ۳

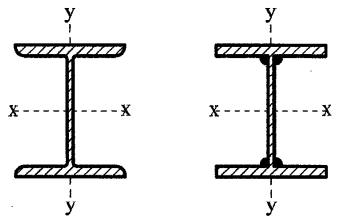
روش تقریبی:

$$r_{ts} = \frac{300}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{6} \times 0.6\right)}} = 82.5$$

۵-۸- خمش I شکل با بال غیرفشرده و جان فشرده (Mx)

۱۰-۲-۵-۳ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با دو محور تقارن با بال‌های غیرفشرده و جان فشرده حول محور قوی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با دو محور تقارن با بال‌های غیرفشرده و جان فشرده که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.



(بال‌ها غیرفشرده، جان فشرده) (بال‌ها غیرفشرده، جان فشرده)

مقاومت خمشی اسمی، M_n، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی کمانش پیچشی- جانبی و کمانش موضعی بال فشاری در نظر گرفته شود.

الف) حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی

الزامات این حالت حدی عیناً مشابه الزامات بند ۱۰-۲-۵-۲-ب می‌باشد.

ب) حالت حدی کمانش موضعی بال فشاری غیرفشرده

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_yS_x)\left(\frac{\lambda-\lambda_{pf}}{\lambda_{rf}-\lambda_{pf}}\right) \qquad (۱۰-۵-۲-۱۲)$$

که در آن:

$\lambda=\frac{b_f}{2t_f}$

$\lambda_p = \lambda_{pf}$ = حد لاغری برای بال فشرده - مطابق جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴

$\lambda_r = \lambda_{rf}$ = حد لاغری برای بال غیرفشرده - مطابق جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴

b_f و t_f = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

۱- محاسبه L_p و کنترل لزوم درنظر گیری کمانش پیچشی جانبی

۲- محاسبه r_{ts}

۳- محاسبه L_r

۴- محاسبه C_b

۵- محاسبه F_{cr}

۶- محاسبه Mn بر اساس معیار کمانشی پیچشی جانبی

ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی- جانبی نمی‌باشد.

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_yS_x)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right] \le M_p \qquad (۱۰-۵-۲-۴)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr}S_x \le M_p \qquad (۱۰-۵-۲-۵)$$

۷- محاسبه Mn بر اساس معیار کمانشی کمانش موضعی

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_yS_x)\left(\frac{\lambda-\lambda_{pf}}{\lambda_{rf}-\lambda_{pf}}\right) \qquad (۱۰-۵-۲-۱۲)$$

که در آن:

$\lambda=\frac{b_f}{2t_f}$

$\lambda_p = \lambda_{pf}$ = حد لاغری برای بال فشرده - مطابق جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴

$\lambda_r = \lambda_{rf}$ = حد لاغری برای بال غیرفشرده - مطابق جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴

b_f و t_f = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

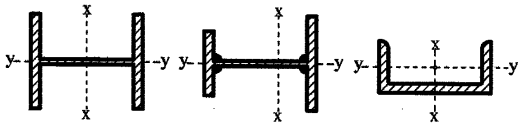
۸- محاسبه Mn بر اساس حداقل موارد فوق

$$M_n = Min\left\{M_p - (M_p - 0.7F_yS_x)\left(\frac{\lambda-\lambda_{pf}}{\lambda_{rf}-\lambda_{pf}}\right),\quad \begin{matrix} L_p < L_b \le L_r \rightarrow C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_yS_x)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right] \\ L_r < L_b \rightarrow F_{cr}S_x \le M_p \end{matrix}\right\}$$

۵-۹- خمش I شکل حول محور ضعیف (My)

۱۰-۲-۵-۶ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی حول محور ضعیف

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی که تحت اثر خمش حول محور ضعیف قرار دارند.



(بال‌ها فشرده یا غیرفشرده، جان فشرده یا غیرفشرده و یا لاغر)

مقاومت خمشی اسمی، M_n، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت حدی تسلیم و کمانش موضعی بال در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1/6\, F_y S_y \qquad (۱۰-۵-۲-۴۱)$$

که در آن:

F_y= تنش تسلیم فولاد

S_y= اساس مقطع الاستیک نسبت به محور ضعیف (محورy)

Z_y= اساس مقطع پلاستیک نسبت به محور ضعیف (محورy)

ب) کمانش موضعی بال

ب-۱) برای مقاطع با بال‌های فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال نمی‌باشد.

ب-۲) برای مقاطع با بال‌های غیرفشرده:

$$M_n = [M_p - (M_p - 0/7F_yS_y)(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}})] \qquad (۱۰-۵-۲-۴۲)$$

که در آن:

S_y= اساس مقطع الاستیک نسبت به محور ضعیف (محور y)

λ، λ_{pf} و λ_{pr} عبارتند از:

$\lambda = \frac{b}{2t_f}$

$\lambda_p = \lambda_{pf}$= حد لاغری برای بال فشرده مطابق جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴

$\lambda_r = \lambda_{rf}$= حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴

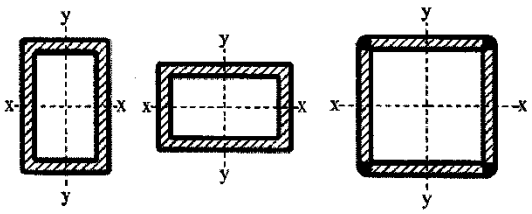
b= پهنای کلی بال برای مقاطع ناودانی و نصف پهنای کلی بال برای مقاطع I شکل

t_f= ضخامت بال

۵-۱۰- خمش مقطع باکس (My, Mx)

۱۰-۲-۵-۷ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل حول محورهای قوی و ضعیف

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل با بال‌ها و جان‌های فشرده یا غیرفشرده که تحت اثر خمش حول محورهای قوی یا ضعیف قرار دارند.



(بال‌ها فشرده یا غیرفشرده، جان‌ها فشرده یا غیرفشرده)

مقاومت خمشی اسمی، M_n، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم، کمانش موضعی بال و کمانش موضعی جان در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z \qquad (۱۰-۲-۵-۴۳)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد

Z = اساس مقطع پلاستیک نسبت به محور خمش

ب) کمانش موضعی بال

ب-۱) برای مقاطع با بال‌های فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال نمی‌باشد.

ب-۲) برای مقاطع با بال‌های غیرفشرده:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S)\left[۳/۵۷ \frac{b}{t_f}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - ۴\right] \le M_p \qquad (۱۰-۲-۵-۴۴)$$

که در آن:

S = اساس مقطع الاستیک نسبت به محور خمش

F_y = تنش تسلیم فولاد

E = مدول الاستیسیته فولاد

b = پهنای بال طبق تعریف به کار رفته در بخش ۱۰-۲-۲

t_f = ضخامت بال

پ) کمانش موضعی جان

پ-۱) برای مقاطع با جان‌های فشرده لزومی به در نظرگرفتن کمانش موضعی جان نمی‌باشد.

پ-۲) برای مقاطع با جان‌های غیرفشرده

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S)\left[۰/۳۰۵ \frac{h}{t_w}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - ۰/۷۳۸\right] \le M_p \qquad (۱۰-۲-۵-۴۵)$$

که در آن:

h = فاصله بین شروع گردی ریشهٔ جان به بال برای نیمرخ‌های نوردشده و فاصلهٔ آزاد بین دو بال برای مقاطع ساخته شده از ورق

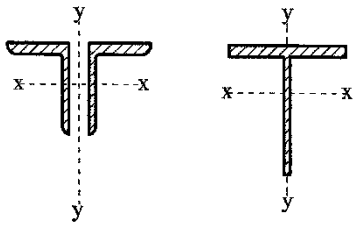
t_w = ضخامت جان

S = اساس مقطع الاستیک نسبت به محور خمش

۵-۱۱- خمش سپری (Mx)

۱۰-۲-۵-۹ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع سپری و نبشی جفت با بارگذاری در صفحهٔ تقارن

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع سپری و نبشی جفت که در صفحهٔ تقارن بارگذاری شده‌اند (خمش حول محور x). استفاده از این نوع مقاطع با اجزای لاغر مجاز نمی‌باشد.



(بال یا بال‌ها فشرده یا غیرفشرده، جان یا جان‌ها فشرده یا غیرفشرده)

مقاومت خمشی اسمی، M_n، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم، کمانش پیچشی– جانبی، کمانش موضعی بال و کمانش موضعی جان در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم

الف-۱) در صورتی‌که جان مقطع تحت کشش باشد. (بال تحت فشار باشد):

$$M_n = M_p = F_y Z_x \le 1.6 M_y \qquad (۱۰-۵-۲-۴۸)$$

الف-۲) در صورتی‌که جان تحت فشار باشد. (بال تحت کشش باشد):

$$M_n = M_p = F_y Z_x \le M_y \qquad (۱۰-۵-۲-۴۹)$$

در روابط فوق:

F_y = تنش تسلیم فولاد

Z_x = اساس مقطع پلاستیک نسبت به محور x (محور خمش)

M_y = لنگر تسلیم مقطع

ب) کمانش پیچشی- جانبی

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{EI_yGJ}}{L_b}\left(B + \sqrt{1+B^2}\right) \qquad (۱۰-۵-۲-۵۰)$$

که در آن:

$$B = \pm 2.3\left(\frac{d}{L_b}\right)\sqrt{\frac{I_y}{J}} \qquad (۱۰-۵-۲-۵۱)$$

در رابطهٔ فوق علامت مثبت برای حالتی است که بال یا بال‌ها تحت فشار و علامت منفی برای حالتی است که بال یا بال‌ها تحت کشش هستند.

I_y= ممان اینرسی حول محور تقارن y

J= ثابت پیچشی

d= ارتفاع کلی مقطع

L_b= فاصلهٔ مهارهای جانبی

پ) کمانش موضعی بال سپری‌ها

پ-۱) برای مقاطع با بال کششی و برای مقاطع با بال فشاری فشرده لزومی به در نظر گرفتن حالت حدی کمانش موضعی بال نمی‌باشد.

پ-۲) برای مقاطع با بال فشاری غیر فشرده:

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_yS_x)\frac{\lambda-\lambda_{pf}}{\lambda_{rf}-\lambda_{pf}} \le 1.6M_y \qquad (۱۰-۵-۲-۵۲)$$

که در آن:

F_y= تنش تسلیم فولاد

S_{xc}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

M_y= لنگر تسلیم مقطع

M_p= لنگر پلاستیک مقطع

λ ، λ_{pf} و λ_{pr} عبارتند از:

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$= حد لاغری برای بال فشرده مطابق جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴

$\lambda_{rf} = \lambda_r$= حد لاغری برای بال غیرفشرده - مطابق جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴

ت) کمانش موضعی جان سپری‌ها

حالت حدی کمانش موضعی جان سپری‌ها برای سپری‌هایی که بال آنها تحت کشش است، مورد استفاده قرار می‌گیرد و از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$M_n = F_{cr}S_x \qquad (۱۰-۵-۲-۵۳)$$

که در آن:

- برای $\frac{d}{t_w} \le 0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = F_y \qquad (۱۰-۵-۲-۵۴)$$

- برای $0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t_w} < 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

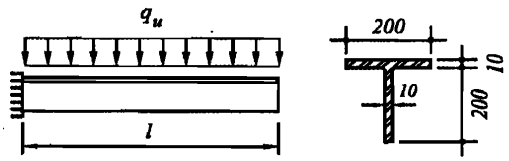
$$F_{cr} = [2.55 - 1.84\frac{d}{t_w}\sqrt{\frac{F_y}{E}}]F_y \qquad (۱۰-۵-۲-۵۵)$$

- برای $\frac{d}{t_w} > 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2} \qquad (۱۰-۵-۲-۵۶)$$

۷- چنانچه تیر طره‌ای با مقطع سپری شکل زیر از تکیه‌گاه جانبی کافی برخوردار باشد، براساس حالت حدی تسلیم، مقاومت خمشی اسمی تیر برحسب کیلونیوتن‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است).

F_y= 240 MPa , E= 2×10^5 MPa



۱) 27.9
۲) 44.6
۳) 50.4
۴) 73.9

گزینه ۱

$$y_p = 200\ mm$$

$$y_e = \frac{200 \times 10 \times 100 + 200 \times 10 \times 205}{4000} = 152.5$$

$$I = \frac{10 \times 200^3}{12} + 10 \times 200 \times (152.5 - 100)^2 + \frac{10\text{^}3 \times 200}{12} + 10 \times 200 \times (205 - 152.5)^2 = 17708333\ mm^3$$

در شکل فوق جان تحت فشار خواهد بود و بنابراین باید از قسمت الف-۲ محاسبه شود:

$$M_n = Min\begin{Bmatrix} ZF_y = (200 \times 10 \times 5 + 200 \times 10 \times 100) \times 240 = 50400000\ N.mm = 50.4kN.m \\ M_y = SF_y = \frac{I}{y}F_y = \frac{17708333}{152.5}240 = 27868852\ N.mm = 27.869\ kN.m \end{Bmatrix} = 27.9\ kN.m$$

۵-۱۲- تاثیر سوراخ کاری در بال تیر

۱۰-۲-۵-۱۳ تناسبات ابعادی مقطع اعضای خمشی

الف) اعضای با مقاطع دارای بال کششی سوراخ‌دار

این بند مربوط است به اعضای با مقاطع نوردشده و ساخته‌شده از ورق که مقطع آنها دارای سوراخ بوده و مقاومت خمشی اسمی آنها بر مبنای سطح مقطع کلی محاسبه شده است.

در این‌گونه اعضا در صورت وجود سوراخ در بال یا بال‌ها، در محاسبه مقاومت خمشی اسمی (M_n) در محدوده سوراخ باید محدودیت‌های گسیختگی بال کششی در نظر گرفته شود.

در صورت برقراری رابطهٔ زیر، هیچ گونه محدودیتی در محاسبهٔ مقاومت خمشی اسمی به‌خاطر وجود سوراخ در بال کششی در نظر گرفته نمی‌شود.

$$F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg} \qquad (۱۰-۲-۵-۷۶)$$

که در آن:

A_{fg} = سطح مقطع کلی بال کششی

A_{fn} = سطح مقطع خالص بال کششی که بر اساس الزامات بخش (۱۰-۲-۳) محاسبه می‌شود.

F_u = تنش کششی نهایی فولاد

F_y = تنش تسلیم فولاد

Y_t = ضریب تاثیر سوراخ که برای شرایط $\frac{F_y}{F_u} \leq ۰/۸$ برابر یک و برای شرایط $\frac{F_y}{F_u} > ۰/۸$ برابر ۱/۱ است.

درصورت عدم برقراری رابطه ۱۰-۲-۵-۷۶، در محاسبه مقاومت خمشی اسمی در محدودهٔ سوراخ باید محدودیت زیر به‌خاطر گسیختگی بال کششی در نظر گرفته شود.

$$M_n \leq \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x \qquad (۱۰-۲-۵-۷۷)$$

که در آن:

S_x = اساس مقطع الاستیک

۱۰-۲-۷-۵ گسیختگی بال‌های دارای سوراخ تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی

در محل سوراخ پیچ‌ها در بال‌های تحت اثر تنش کششی ناشی از اثر توأم نیروی محوری و لنگرخمشی حول محور قوی مقاومت گسیختگی کششی بال باید از طریق رابطهٔ زیر کنترل گردد.

$$\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{P_u}{P_c} \leq ۱/۰ \qquad (۱۰-۲-۷-۱۷)$$

که در آن:

P_u = مقاومت محوری مورد نیاز

$P_c = \phi_t P_n$ = مقاومت محوری طراحی بر اساس حالت حدی گسیختگی کششی سطح مقطع خالص

M_{ux} = مقاومت خمشی مورد نیاز

$M_{cx} = \phi_b M_{nx}$ = مقاومت خمشی طراحی با رعایت الزامات بند ۱۰-۲-۵-۱۳-الف

ϕ_t = ضریب کاهش مقاومت برای گسیختگی کششی برابر ۰/۷۵

ϕ_b = ضریب کاهش مقاومت برای خمش مساوی ۰/۹

محاسبات خرداد ۹۳

۳۷- تیر IPE300 با مهار جانبی کافی بال فشاری، در محل اتصال خمشی با ستون در هر یک از بال‌های بالا وپائین دارای دو سوراخ (در هر طرف جان یک سوراخ) با قطر 20 mm می‌باشد. دو سوراخ بال پائین و دو سوراخ بال بالا همگی در یک مقطع عرضی از تیر قرار دارند و فواصل آنها از لبه‌ها به درستی تنظیم شده است. در صورتیکه فولاد از نوع ST37 ($F_u = 370\ MPa, F_y = 240\ MPa$) باشد مقدار مقاومت خمشی اسمی مقطع بر حسب kN.m در محدوده سوراخ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 170 ۲) 150 ۳) 135 ۴) 110

گزینه ۲

$$F_u A_{fn} = 370 \times 10.7(150 - 40) = 435.5\ kN$$
$$Y_t F_y A_{fg} = 240 \times 10.7(150) = 385.2\ kN$$

بنابراین سوراخها تاثیری بر مقاومت خمشی ندارند و با توجه به فشرده بودن مقطع و نیز وجود مهار جانبی کافی:

$$M_n = ZF_y \cong 1.12SF_y = 1.12 \times 557000 \times 240 = 149.7\ kN.m$$

۵-۱۳- محدودیت های ابعادی برای تیرورقها

۱۰-۲-۵-۱۳ تناسبات ابعادی مقطع اعضای خمشی

ب) اعضای با مقطع I شکل

مقطع اعضای با مقطع I شکل که دارای یک محور تقارن هستند، باید محدودیت زیر را ارضاء نمایند.

$$۰/۱ < \frac{I_{yc}}{I_y} < ۰/۹ \qquad (۱۰-۲-۵-۷۸)$$

که در آن:

I_y = ممان اینرسی مقطع کل حول محور y

I_{yc} = ممان اینرسی بال فشاری حول محور y در حالت انحنای ساده و ممان اینرسی بال کوچکتر حول محور y درحالت انحنای مضاعف

در اعضای با مقطع I شکل با جان لاغر باید محدودیت‌های زیر نیز رعایت شوند.

برای $\frac{a}{h} \leq ۱/۵$:

$$(\frac{h}{t_w})_{max} = ۱۲\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۱۰-۲-۵-۷۹)$$

برای $\frac{a}{h} > ۱/۵$

$$(\frac{h}{t_w})_{max} = ۰/۴\frac{E}{F_y} \qquad (۱۰-۲-۵-۸۰)$$

که در آن:

a = فاصلهٔ آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی

h = فاصلهٔ بین شروع گردی ریشهٔ جان به بال برای نیمرخ‌های نوردشده و فاصلهٔ آزاد بین دو بال برای مقاطع ساخته‌شده از ورق

t_w = ضخامت جان

E = مدول الاستیسیته فولاد

F_y = تنش تسلیم فولاد

در اعضای بدون سخت‌کننده‌های عرضی نسبت $\frac{h}{t_w}$ نباید از ۲۶۰ تجاوز نماید. همچنین نسبت سطح مقطع جان به سطح مقطع بال فشاری نباید از ۱۰ تجاوز نماید.

۵-۱۴- ورق تقویتی تیرها

پیچی

۱۰-۲-۵-۱۳ تناسبات ابعادی مقطع اعضای خمشی

پ) ملاحظات ورق‌های تقویتی در بال مقاطع اعضای خمشی

پ-۱) تقویت بال‌ها

بال مقاطع تیرهای نوردشده و تیرهای ساخته‌شده از ورق را می‌توان به کمک ورق‌های تقویتی بال، تقویت نمود. در مواردی‌که اتصال ورق تقویتی بال به بال مقاطع تیرها از نوع پیچشی باشد، در هر بال مجموع سطح مقطع‌های ورق‌های تقویتی نباید از ۷۰ درصد سطح مقطع کل بال (شامل ورق‌های تقویتی) تجاوز نماید.

پ-۲) اتصال بال به جان

پیچ‌های پر مقاومت و جوش‌های اتصال‌دهندهٔ بال به جان و ورق‌های تقویتی به بال باید برمبنای برش افقی ناشی از تغییرات لنگر خمشی تیر طراحی شوند. توزیع طولی پیچ‌ها و جوش‌های منقطع باید متناسب با شدت برش باشد، لیکن فاصلهٔ آنها نباید از حداقل مقادیر ۲۴t، ۳۰۰mm یا $۰/۷۵\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ تجاوز نماید (t ضخامت ورق جان یا بال، هرکدام که کوچکترند، می‌باشد).

این پیچ‌ها و جوش‌ها باید برای انتقال هر نیرویی که مستقیماً از طریق بال به جان منتقل می‌شود، طراحی گردند. مگر اینکه این نیرو به طریقی دیگر به جان انتقال یابد.

پ-۳) قطع ورق‌های تقویتی بال‌ها

ورق‌های تقویتی که در تمام طول دهانه ادامه ندارند، باید بعد از نقطهٔ قطع محاسباتی به طول مشخصی ادامه یافته و در این طول پیچ‌های پرمقاومت اصطکاکی یا جوش گوشه به بال متصل شوند. این طول، طول گیرایی نامیده می‌شود.

اتصال ورق در طول گیرایی باید برای انتقال برش افقی ناشی از مقاومت خمشی سهم ورق تقویتی از مقاومت خمشی تیر در نقطه قطع محاسباتی ورق (مساحت ورق تقویتی × تنش تسلیم فولاد) کافی باشد.

حداقل طول گیرایی (a) که از انتهای ورق اندازه‌گیری می‌شود، باید به شرح زیر در نظر گرفته شود.

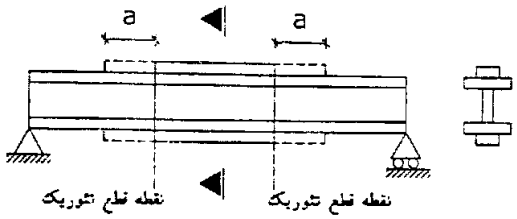
(۱) برابر پهنای ورق تقویتی، درحالتی که جوش اتصال ورق تقویتی به تیر در طول a، پیوسته و بعد ساق آن حداقل سه چهارم ضخامت ورق تقویتی باشد و در دو لبهٔ کناری ورق تقویتی و در لبهٔ انتهای ورق اجرا شود.

(۲) یک و نیم برابر پهنای ورق تقویتی، در حالتی‌که بُعد جوش پیوسته به طول a در دو لبهٔ کناری ورق و در انتهای آن کمتر از سه چهارم ضخامت ورق تقویتی باشد.

(۳) دو برابر پهنای ورق تقویتی، در حالتی‌که جوش پیوسته به طول a فقط در دو لبهٔ کناری ورق وجود دارد و در لبهٔ انتهایی جوش اجرا نمی‌شود.

محاسبات ۸۶

۵۴- در مورد قطع ورقهای تقویتی در اعضای خمشی کدامیک از موارد زیر صحیح می‌باشد؟



الف) اضافه طول a بعد از نقطه قطع تئوریک محاسباتی نبوده و فقط براساس حداقل آئین‌نامه‌ای تعیین می‌شود.

ب) اضافه طول a بعد از نقطه قطع تئوریک برای نیروی حاصل از خمش سهم ورق تقویتی در محل لنگر حداکثر محاسبه شده و مقدار بدست آمده با مقادیر حداقل آئین‌نامه‌ای کنترل می‌گردد.

ج) اضافه طولa بعد از نقطه قطع تئوریک برای نیروی حاصل از خمش ورق تقویتی در نقطه تئوریک قطع ورق محاسبه شده و مقدار بدست آمده با مقادیر حداقل آئین‌نامه‌ای کنترل می‌گردد.

د) اضافه طول a بعد از نقطه قطع تئوریک به سطح بال تیر بستگی دارد و مساحت ورق تقویتی نباید از ۷۰درصد سطح بال بزرگتر اختیار شود.

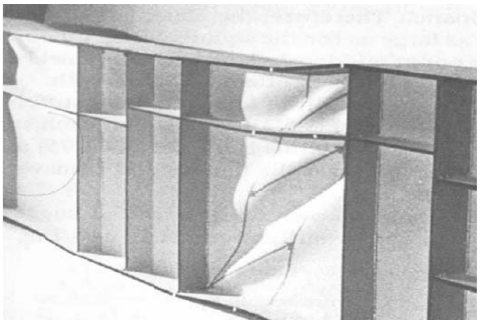
۶-برش

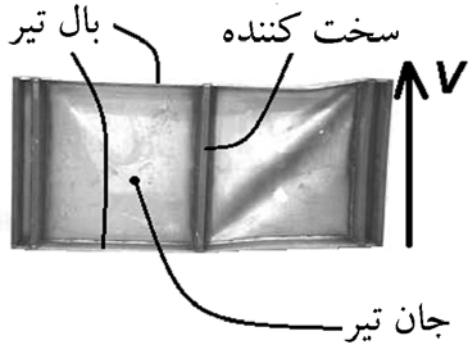
مقاومت برشی تیر مانند مقاومت محوری ستونها بستگی به لاغری جان دارد. بنابراین دو نوع مقاومت برشی داریم:

۱- مقاومت برشی بر اساس تسلیم فولاد

۲- مقاومت برشی بر اساس کمانش جان

در شکل زیر کدام نوع خرابی برشی اتفاق افتاده است؟





۱۰-۲-۶ الزامات طراحی اعضا برای برش

این بخش به الزامات طراحی اعضای با مقطع دارای تقارن یک محوره یا دو محوره تحت اثر برش در صفحهٔ جان، اعضای با مقطع نبشی تک، اعضای با مقطع توخالی نظیر مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل و اعضای با مقطع دارای تقارن یک محوره یا دو محوره تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف می‌پردازد.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد.

- ۱۰-۲-۶-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی
- ۱۰-۲-۶-۳ مقاومت برشی اعضا با توجه به عمل میدان کششی
- ۱۰-۲-۶-۴ مقاومت برشی اعضای با مقطع نبشی تک
- ۱۰-۲-۶-۵ مقاومت برشی اعضای با مقطع قوطی شکل
- ۱۰-۲-۶-۶ مقاومت برشی اعضای با مقطع لوله‌ای
- ۱۰-۲-۶-۷ مقاومت برشی اعضایی که تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع قرار دارند.
- ۱۰-۲-۶-۸ تیرها و شاه‌تیرهای دارای بازشو در جان مقطع

۱۰-۲-۶-۱ الزامات عمومی

مقاومت برشی طراحی مساوی $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن:

ϕ_v = ضریب کاهش مقاومت برشی می‌باشد و برای کلیهٔ الزامات این بخش برابر ۰/۹ بوده به جز در مورد بند ۱۰-۲-۶-۲-۱-الف که مقدار آن باید برابر یک در نظر گرفته شود.

V_n= مقاومت برشی اسمی اعضا می‌باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های تسلیم برشی و کمانش برشی مطابق الزامات بندهای ۱۰-۲-۶-۲ تا ۱۰-۲-۶-۷ در نظر گرفته شود.

۶-۱- نحوه منظور کردن تاثیر کمانش جان در روابط آیین نامه

۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع نوردشده یا ساخته شده از ورق دارای تقارن یک محوره یا دو محوره که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند. مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع ناودانی که تحت اثر برش در صفحهٔ جان قرار دارند نیز باید بر اساس الزامات این بند محاسبه شوند.

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی(V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت‌نشده (بدون سخت‌کننده) و سخت‌شده (با سخت‌کننده) بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \qquad (۱-۶-۲-۱۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

A_w = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصلضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)

C_v = ضریب برشی جان به شرح زیر:

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با $\frac{h}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$C_v=1$ و $\phi_v=1$ (۲-۶-۲-۱۰)

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله‌ای، ضریب برشی جان به شرح زیر است:

ب-۱) برای $\frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_v = 1 \qquad (۳-۶-۲-۱۰)$$

ب-۲) برای $1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_v = \frac{1.1\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \qquad (۴-۶-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{(h/t_w)^2 F_y} \qquad (۵-۶-۲-۱۰)$$

در روابط فوق k_v ضریب کمانش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱. برای جان‌های سخت‌نشده (بدون سخت‌کنندهٔ عرضی) با $\frac{h}{t_w} < 260$ ، $k_v=5$ می‌باشد. به استثنای جان مقاطع سپری که برای آن $k_v=1.2$ است.

۲. برای جان‌های سخت‌شده (دارای سخت‌کنندهٔ عرضی):

$$\begin{cases} k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} & \frac{a}{h} \le \left\{3 \text{ و } \left[\frac{260}{h/t_w}\right]^2\right\} \\ k_v = 5 & \frac{a}{h} > \left\{3 \text{ یا } \left[\frac{260}{h/t_w}\right]^2\right\} \end{cases}$$

در روابط فوق:

t_w = ضخامت جان مقطع

a = فاصلهٔ آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان

h= برای تیرهای نوردشده مساوی فاصلهٔ آزاد بین دو بال منهای شعاع‌های گردی محل اتصال جان به بال

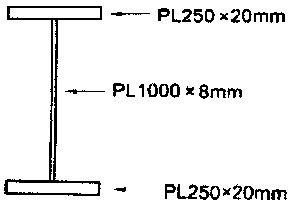
= برای مقاطع ساخته‌شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌ها جوشی باشد مساوی فاصلهٔ آزاد بین دو بال

= برای مقاطع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌های پیچی باشد مساوی فاصله بین خطوط پیچ

= برای مقاطع سپری مساوی عمق کلی مقطع

محسابات ۹۴

۹- در یک تیر ورق با مقطع نشان داده شده در شکل زیر مقدار C_v لازم برای تأمین مقاومت برشی مورد نیاز برابر 0.6 به‌دست آمده است، حداکثر فاصله مجاز سخت‌کننده‌های عرضی در چشمه‌های ابتدایی و انتهایی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ F_y= 240 MPa و $E = 2\times10^5$ MPa



۱) 1400 میلی‌متر

۲) 2800 میلی‌متر

۳) 700 میلی‌متر

۴) 2100 میلی‌متر

گزینه ۱

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1000}{8} = 125$$

مقدار Cv "لازم" داده شده است. باید بر اساس روابط آیین نامه ای مقدار Cv را محاسبه و برابر 0.6 قرار دهیم.

با توجه به اینکه مقدار h/t بالا می باشد، رابطه ب-۳ حاکم خواهد بود:

$$C_v = \frac{1.51\, k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \quad \rightarrow \quad 0.6 = \frac{1.51\, k_v \times 200000}{(125)^2 \times 240} \quad \rightarrow \quad k_v = 7.45$$

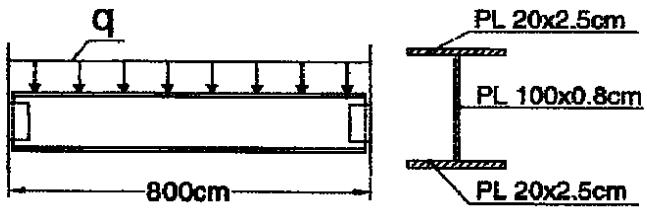
بنابراین برای اینکه مقدار Cv برابر 0.6 بدست آید، باید مقدار Kv برابر 7.45 باشد.

مقدار Kv بستگی به فواصل سخت کننده ها دارد:

$$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad \rightarrow \quad 7.45 = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{1000}\right)^2} \quad \rightarrow \quad a = 1428\, mm$$

محاسبات اسفند ۸۹

۲۵- ظرفیت مجاز برشی تیر دو سر ساده بدون سخت کنندهٔ عرضی با مقطع زیر برحسب کیلونیوتن، به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌تر می‌باشد؟ (F_y= 240 MPa)



۱) 770 ۲) 360
۳) 280 ۴) 560

محاسبات-۹۱

۳۵-برای تیر دو سرگیردار به طول دهانه L تحت‌اثر بار یکنواخت با مقطع غیرفشرده ولی دارای تکیه‌گاه جانبی کافی، چنانچه مدول الاستیک مقطع برابر S و سطح مقطع جان تیر (حاصل ضرب ارتفاع کلی مقطع در ضخامت جان) برابر A_w و $\frac{h}{t_w} < 50$ باشد، در طراحی به روش تنش مجاز به ازای کدامیک از روابط زیر تاثیر معیارهای طراحی خمش و برش دقیقاً با هم برابر است؟

۱) $A_w = 3\frac{S}{L}$ ۲) $A_w = 12\frac{S}{L}$
۳) $A_w = 6\frac{S}{L}$ ۴) $A_w = 9\frac{S}{L}$

حل به روش LRFD:

اگر تیر تحت اثر خمش ضعیف باشد، می گوییم معیار خمش حاکم است و اگر تیر تحت برش ضعیف باشد (مثلا جان تیر خیلی نازک باشد) می گوییم که معیار برش حاکم است.

منظور از این سوال این است هر دو معیار همزمان حاکم باشد. در این حالت، همزمان باید روابط زیر حاکم باشند:

برش موجود (ناشی از بارگذاری) = مقاومت برشی مجاز مقطع

خمشی موجود (ناشی از بارگذاری) = مقاومت خمشی مجاز مقطع

$$\frac{q_u L}{2} = 0.9 \times 0.6 F_y A_w$$

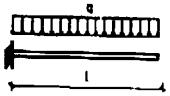
$$\frac{q_u L^2}{12} = 0.9 \times F_y \times 0.7 S$$

برای حذف Fy از دو رابطه بالا، می توان آنها را بر هم تقسیم کرد:

$$\frac{\frac{qL}{2}}{0.9 \times 0.6 A_w} = \frac{\frac{qL^2}{12}}{0.9 \times 0.7 S} \quad \rightarrow \quad A_w = \frac{7S}{L}$$

محسبات آذر ۹۲

۵۵- در یک تیر طره‌ای به طول دهانه L تحت اثر بار یکنواخت q با مقطع غیرفشرده ولی دارای تکیه‌گاه جانبی کافی، چنانچه مدول الاستیک مقطع برابر S و سطح مقطع جان (حاصل‌ضرب ارتفاع کلی مقطع در ضخامت جان) برابر A_w و $\frac{h}{t_w} < 50$ باشد، در طراحی به روش تنش مجاز به ازای کدامیک از روابط زیر تأثیر معیارهای طراحی خمش و برش دقیقاً با هم برابر است؟



۱) $L = 2\frac{S}{A_w}$

۲) $L = 3\frac{S}{A_w}$

۳) $L = \frac{2}{3}\frac{S}{A_w}$

۴) $L = \frac{3}{2}\frac{S}{A_w}$

حل به روش LRFD:

فرض شود مقدار بار ضریب دار برابر $q_u = 1.4q$ می باشد.

با توجه به غیر فشرده بودن، مقاومت خمشی اسمی مقطع برابر $0.7S \times F_y$ خواهد بود:

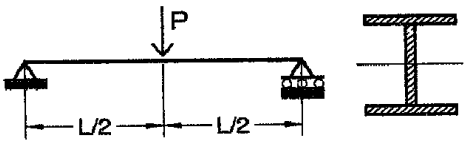
کنترل خمش: $\left(\frac{1.4qL^2}{2}\right) < 0.9\left(0.7S \times F_y\right)$

کنترل برش: $1.4qL < 0.9 \times 0.6F_yA_w$

تقسیم این دو بر هم: $\frac{\left(\frac{1.4qL^2}{2}\right)}{0.9\left(0.7S \times F_y\right)} = \frac{1.4qL}{0.9 \times 0.6F_yA_w} \rightarrow L = \frac{2.33S}{A_w}$

محاسبات اسفند ۸۹

۶۰- در صورتیکه تنش مجاز خمشی برای تیر فولادی نشان داده شده در شکل، برابر $0.6F_y$ و تنش مجاز برشی برابر $0.4F_y$ باشد، به ازای کدامیک از روابط زیر نیروی برشی و لنگرخمشی به طور همزمان حاکم بر طراحی می‌باشند؟ (A_w = سطح مقطع جان و S= مدول الاستیک مقطع)



۱) $L = \frac{S}{A_w}$

۲) $L = \frac{2S}{A_w}$

۳) $L = \frac{3S}{A_w}$

۴) $L = \frac{4S}{A_w}$

محاسبات-۹۰

۲۴- یک تیر ورق I شکل با بالهای 200×15 میلیمتر و جان 600×10 میلیمتر مفروض است. چنانچه تیر ورق مذکور فاقد سخت کننده‌های عرضی باشد، مقاومت برشی اسمی (V_n) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ($F_y = 240$ MPa)

۱) 860 kN

۲) 910 kN

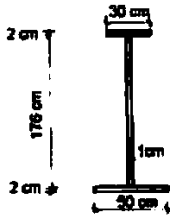
۳) 770 kN

۴) 1440 kN

محاسبات آذر ۹۲

۵۰- تیرورق مقابل در یک دهانه ساده 8 متری استفاده شده است. در صورتیکه هیچ سخت‌کننده‌ای در جان تیرورق غیر از محل تکیه‌گاهها قرار داده نشده باشد، در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، مقاومت طراحی برشی مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ F_y=240 MPa

۱) 2280 kN
۲) 540 kN
۳) 485 kN
۴) 740 kN



طبق ویرایش جدید:

$$\left.\begin{matrix} K_V = 5 \\ \frac{h}{t_w} = 176 > 1.37\sqrt{5 \times \frac{E}{F_y}} \end{matrix}\right\} C_V = \frac{1.51 \times 200000 \times 5}{176^2 \times 240} = 0.203$$

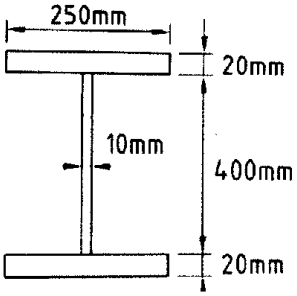
$$\varphi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 1800 \times 10 \times 0.203 = 473558N = 474kN$$

محاسبات ۹۴

۱۲- مقطع یک تیر دو سر ساده دارای تکیه‌گاه جانبی پیوسته و به طول 5 متر، تحت بارگسترده‌ی یکنواخت در صفحه جان (خمش حول محور قوی) مطابق شکل زیر است. براساس مقاومت خمشی و برشی طراحی تیر، اتصال این تیر حداقل برای چه مقدار عکس‌العمل تکیه‌گاهی نهایی باید طراحی شود تا اتصال زودتر از تیر خراب نشود؟ (نزدیک‌ترین جواب مدنظر است)

F_y= 240 MPa
E = 2×10^5 MPa

۱) 435 kN
۲) 235 kN
۳) 335 kN
۴) 635 kN



گزینه ۱

حداکثر باری که می توان بر اساس مقاومت خمشی و برشی تیر وارد کرد برابر است با:

بر اساس معیار خمش تیر:

$$Z = \frac{250 \times 440^2}{4} - \frac{240 \times 400^2}{4} = 2500000\ mm^3$$

$$\frac{q_u L^2}{8} < 0.9ZF_y \quad \rightarrow \quad q_u < \frac{0.9 \times 2500000 \times 240 \times 8}{5000^2} = 172.8\frac{N}{mm} = 172.8\frac{kN}{m}$$

بر اساس معیار برش تیر:

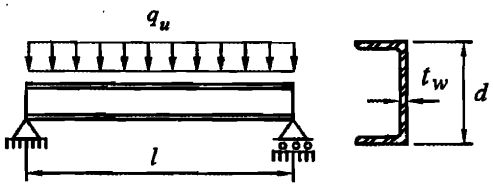
$$\frac{q_u L}{2} < 0.9A_w(0.6F_y) \quad \rightarrow \quad q_u < 2\frac{0.9 \times 4000 \times 0.6 \times 240}{5000} = 207.36\frac{kN}{m}$$

معیار خمش حاکم می باشد و تحت بار 172.8 برش در اتصال انتهای تیر برابر است با:

$$\frac{q_u L}{2} = \frac{172.8 \times 5000}{2} = 432\ KN$$

۹- در تیر دوسر ساده مطابق شکل زیر با طول l و عمق مقطع d و ضخامت جان t_w و اساس مقطع پلاستیک نسبت به محور قوی برابر Z_x، به ازای چه مقدار طول l، مغیارهای حالت‌های حدی تسلیم خمشی و تسلیم برشی به‌طور هم‌زمان حاکم بر طراحی تیر می‌شوند؟ فرض کنید تیر در سرتاسر طول خود دارای مهار جانبی پیچشی بوده و عمق مقطع تیر کوچک‌تر از 300 میلی‌متر و ضخامت جان آن بزرگ‌تر از 5 میلی‌متر است. همچنین بال‌های مقطع را فشرده فرض کنید.

F_y= 240 MPa , E= 2×10^5 MPa



۱) $l = 6 \times \frac{Z_x}{dt_w}$

۲) $l = \frac{20}{3} \times \frac{Z_x}{dt_w}$

۳) $l = 3 \times \frac{Z_x}{dt_w}$

۴) $l = \frac{10}{3} \times \frac{Z_x}{dt_w}$

گزینه ۲

$$\left(\frac{h}{t_w} < \frac{300}{5} = 60\right) < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \rightarrow \quad C_v = 1$$

$$\left.\begin{matrix} \left(M_u = \frac{q_u L^2}{8}\right) < \left(\varphi M_n = 0.9ZF_y\right) \\ \left(V_u = \frac{q_u L}{2}\right) < \left(\varphi V_n = 0.9 \times 0.6F_y A_w C_v\right) \end{matrix}\right\} \frac{\left(\frac{q_u L^2}{8}\right)}{\left(\frac{q_u L}{2}\right)} = \frac{\left(0.9ZF_y\right)}{\left(0.9 \times 0.6F_y A_w C_v\right)}$$

$$\rightarrow \quad \frac{L}{4} = \frac{Z}{0.6A_w C_v} \qquad \rightarrow \quad L = \frac{4Z}{0.6(dt_w) \times 1} = \frac{20}{3}\frac{Z}{dt_w}$$

۶-۲- مقاومت برشی با استفاده از عمل میدان کششی

۱۰-۲-۶-۳ مقاومت برشی اعضا با توجه به عمل میدان کششی

در مواردی که قطعات سخت‌کننده عرضی مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲-۲ در جان تیر تعبیه شود، می‌توان برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضا از عمل میدان کششی استفاده نمود.

۱۰-۲-۶-۳-۱ محدودیت‌های استفاده از عمل میدان کششی

به طور کلی استفاده از عمل میدان کششی برای حالت‌های زیر مجاز نمی‌باشد.

الف) در چشمه‌های دو انتهای تمامی اعضای دارای سخت‌کننده‌های عرضی

ب) در اعضایی که در آن $\frac{a}{h} > 3$ یا $\frac{a}{h} > [260/(h/t_w)]^2$ می‌باشد

پ) در اعضایی که $[2A_w/(A_{fc}/A_{ft})] < 2.5$ می‌باشد

ت) در اعضایی که $(h/b_{fc}) > 6$ یا $(h/b_{ft}) > 6$ می‌باشد

$[2A_w/(A_{fc} + A_{ft})]$

که در آن:

a، h و t_w در بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ تعریف شده‌اند.

A_{fc} و A_{ft} = به ترتیب سطح مقطع بال فشاری و کششی

b_{fc} و b_{ft} = به ترتیب پهنای بال فشاری و کششی

۱۰-۲-۶-۳-۲ مقاومت برشی اسمی با توجه به عمل میدان کششی

در صورت مجاز بودن استفاده از عمل میدان کششی، مقاومت برشی اسمی (V_n) باید به شرح زیر بر اساس حالت حدی تسلیم میدان کششی در نظر گرفته شود.

الف) برای $h/t_w \le 1.1\sqrt{k_v E/F_y}$:

$$V_n = 0.6 F_y A_w \qquad (۱۰-۶-۲-۹)$$

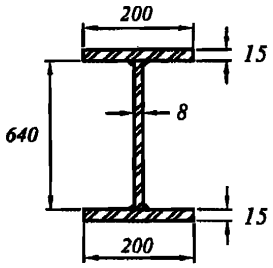
ب) برای $h/t_w > 1.1\sqrt{k_v E/F_y}$:

$$V_n = 0.6 F_y A_w \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}}\right] \qquad (۱۰-۶-۲-۱۰)$$

که در آن A_w،F_y،E،C_v،k_v،t_w،h در بندهای قبلی تعریف شده‌اند.

۱۱- یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده و مقطع ساخته شده (شکل زیر) دارای سخت‌کننده‌های عرضی در محل تکیه‌گاه‌ها و نیز سخت‌کننده‌های عرضی میانی به فواصل آزاد 1600 میلی‌متر مفروض است. اتصال جان به بال‌ها جوشی می‌باشد. مقاومت برشی طراحی چشمه انتهای تیر برحسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است).

F_y= 240 MPa , E= 2×10^5 MPa



۱) 664
۲) 695
۳) 738
۴) 772

گزینه ۱

در چشمه های انتهایی نمی توان از عمل میدان کششی استفاده کرد:

$$\frac{a}{h}=\frac{1600}{640}=2.5 \quad \rightarrow \quad K_V=5+\frac{5}{(2.5)^2}=5.8$$

$$\left(1.1\sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}=84\right)<\left(\frac{h}{t_w}<\frac{640}{8}=80\right)<\left(1.37\sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}=95.24\right)$$

$$\rightarrow \quad C_v=\frac{1.1\sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}=0.956$$

$$\varphi V_n=0.9\times0.6F_yA_wC_v=0.9\times0.6\times240\times670\times8\times0.956=664042\ N=664\ kN$$

۶-۳- ضوابط سخت کننده ها برای تحمل برش

این قسمت اشتباه ترجمه شده است و قائدتا باید در چاپ های بعدی مبحث دهم اصلاح شود

۱۰-۲-۶-۲-۲ سخت‌کننده‌های عرضی

در مواردی‌که $h/t_w \le 2/46\sqrt{E/F_y}$ بوده و نیز در مواردی‌که مقاومت برشی مورد نیاز کوچکتر یا مساوی مقاومت برشی موجود (V_n) طبق بند ۱۰-۲-۶-۲-۱-ب به ازای $k_v=5$ باشد، نیازی به تعبیهٔ سخت‌کننده‌های عرضی در جان مقاطع نمی‌باشد. در صورت عدم تحقق یکی از شرایط مذکور باید از سخت‌کننده‌های عرضی با رعایت محدودیت‌های زیر استفاده شود.

الف) ممان اینرسی (I_{st}) در قطعات سخت‌کننده جفت نسبت به محور مرکزی جان و ممان اینرسی (I_{st}) در قطعات سخت‌کننده تک نسبت به محل تماس سخت‌کننده با ورق جان باید محدودیت زیر را تأمین نمایند.

$$I_{st} = bt_w^3 j \qquad (۱۰-۲-۶-۷)$$

که در آن:

$$j = \frac{2/5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2 \ge 0/5 \qquad (۱۰-۲-۶-۸)$$

a، t_w و h در بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ تعریف شده‌اند.

b = کوچکترین مقدار a و h

شکل ۱۰-۲-۶-۱ مقطع سخت‌کننده‌های عرضی

ب) در صورتی‌که به عمل تماسی مستقیم بین قطعهٔ سخت‌کننده و بال تیر، برای انتقال بارهای متمرکز یا عکس‌العمل تکیه‌گاهی، نیاز نباشد، می‌توان سخت‌کنندهٔ عرضی را به بال کششی جوش نداده و یا حتی می‌توان قطعهٔ سخت‌کننده را نرسیده به بال کششی قطع کرد. در صورت عدم جوشکاری سخت‌کننده به بال کششی، جوش‌هایی که قطعه سخت‌کننده را به جان تیر متصل می‌کنند باید در فاصله‌ای نه کمتر از ۴ برابر و نه بیشتر از ۶ برابر ضخامت جان از بر جوش اتصال سخت‌کننده به جان و بال کششی ختم شوند.

پ) سخت‌کننده‌های عرضی باید به بال فشاری متصل گردند تا از بلندشدن بال در اثر پیچش جلوگیری به عمل آید.

ت) فاصلهٔ مرکز به مرکز پیچ‌هایی که سخت‌کننده‌ها را به جان تیر متصل می‌کنند، نباید از ۳۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. چنانچه برای اتصال سخت‌کننده‌ها به جان تیر از جوش‌های گوشه منقطع استفاده شود، نباید فاصله آزاد بین جوش‌های منقطع از ۱۶ برابر ضخامت جان یا ۲۵۰ میلی‌متر، هر کدام کوچکتر است، تجاوز نماید.

- نویسندگان مبحث دهم با افزودن جمله فوق به متن اصلی (AISC360-10) خواسته اند توضیح تکمیلی ارائه دهند. منتها اصل متن زیر سوال رفته است. برای مثال اگر یک تیرورق با نسبت $\frac{h}{t_w}$ برابر 80 داشته باشیم. با فرض Fy=240 MPa طبق مبحث دهم تامین سخت کننده الزامی خواهد بود. درحالیکه طبق متن اصلی (آیین نامه آمریکا) چنین الزامی وجود ندارد.
- روابط و شکلها نیز اشتباه ترجمه شده اند. رابطه ۱۰-۲-۶-۷ باید به صورت زیر اصلاح شود:

$$I_{st} > (bt_w^3 j = Min(a,h) \times t_w^3 j) \qquad (۱۰-۲-۶-۷)$$

Transverse Stiffeners

Transverse stiffeners are not required where $h/t_w \le 2.46\sqrt{E/F_y}$, or where the available shear strength provided in accordance with Section G2.1 for $k_v = 5$ is greater than the *required shear strength*.

The moment of inertia, I_{st}, of transverse stiffeners used to develop the available web shear strength, as provided in Section G2.1, about an axis in the web center for stiffener pairs or about the face in contact with the web plate for single stiffeners, shall meet the following requirement

$$I_{st} \ge bt_w^3 j \qquad \text{(G2-7)}$$

where

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \ge 0.5 \qquad \text{(G2-8)}$$

and b is the smaller of the dimensions a and h

Transverse stiffeners are permitted to be stopped short of the tension flange, provided *bearing* is not needed to transmit a concentrated *load* or reaction. The weld by which transverse stiffeners are attached to the web shall be terminated not less than four times nor more than six times the web thickness from the near toe to the web-to-flange weld. When single stiffeners are used, they shall be attached to the compression flange, if it consists of a rectangular plate, to resist any uplift tendency due to torsion in the flange.

Bolts connecting stiffeners to the girder web shall be spaced not more than 12 in. (305 mm) on center. If intermittent *fillet welds* are used, the clear distance between welds shall not be more than 16 times the web thickness nor more than 10 in. (250 mm).

$$I_{st} = \frac{(2b_s + t_w)^3 \times t_s}{12} \qquad I_{st} = \frac{1}{3} b_s^3 t_s$$

۱۰-۲-۶-۳-۳ سخت‌کننده‌های عرضی

در صورت استفاده از عمل میدان کششی، سخت‌کننده‌های عرضی علاوه بر تأمین الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲-۲ باید محدودیت زیر را نیز تأمین نمایند.

الف)

$$(b/t)_{st} \le ۰/۵۶\sqrt{\frac{E}{F_{yst}}} \qquad (۱۰-۶-۲-۱۱)$$

ب)

$$I_{st} \ge I_{st۱}+(I_{st۲}-I_{st۱})\left[\frac{V_u-V_{c۱}}{V_{c۲}-V_{c۱}}\right] \qquad (۱۰-۶-۲-۱۲)$$

که در آن:

$(b/t)_{st}$ = نسبت پهنا به ضخامت سخت‌کننده

F_{yst} = تنش تسلیم فولاد سخت‌کننده

I_{st} = ممان اینرسی در قطعات سخت‌کننده جفت نسبت به محور مرکزی جان و ممان اینرسی در قطعات سخت‌کننده تک نسبت به محل تماس سخت‌کننده با ورق جان

$I_{st۱}$ = حداقل ممان اینرسی مورد نیاز بدون توجه به عمل میدان کششی مطابق رابطهٔ زیر:

$$I_{st۱}= bt_w^۳j \qquad (۱۰-۶-۲-۱۳)$$

که در آن، t_w،b و j در بند ۱۰-۲-۶-۲-۲ تعریف شده‌اند.

$I_{st۲}$ = حداقل ممان اینرسی مورد نیاز با توجه به عمل میدان کششی مطابق رابطهٔ زیر:

$$I_{st۲} = \frac{h^۴\rho_{st}^{۱/۳}}{۴۰}\left[\frac{F_{yw}}{E}\right]^{۱/۵} \qquad (۱۰-۶-۲-۱۴)$$

h = مطابق تعاریف ارائه شده در بند ۱۰-۲-۶-۲-ب

V_u = بزرگترین مقاومت برشی مورد نیاز در چشمه‌های مجاور

$V_{c۱}$ = کوچکترین مقاومت برشی موجود در چشمه‌های مجاور بدون توجه به عمل میدان کششی

$V_{c۲}$ = کوچکترین مقاومت برشی موجود در چشمه‌های مجاور با توجه به عمل میدان کششی

ρ_{st} = بزرگترین مقدار F_{yw}/F_{yst} و ۱

F_{yw} = تنش تسلیم فولاد جان

۶-۴- مقاومت برشی در راستای عمود بر محور ضعیف

۱۰-۲-۶-۷ مقاومت برشی اعضایی که تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع قرار دارند.

در صورتی‌که این نوع اعضا تحت اثر پیچش قرار نداشته باشند، مقاومت برشی اسمی (V_n) هر یک از اجزای مقاومت‌کننده در برابر برش باید از طریق رابطهٔ ۱۰-۲-۶-۱ و بر اساس الزامات بند ۱۰-۲-۶-۱-۲-ب با $A_w=b_ft_f$ و $h/t_w=b/t_f$ و $k_v= ۱/۲$ تعیین شود. که در آن:

t_f = ضخامت جزء مقاوم در مقابل برش

b_f = پهنای جزء مقاوم در مقابل برش

b = نصف پهنای کلی بال برای مقاطع I شکل و پهنای کلی بال برای مقاطع ناودانی شکل

محاسبات خرداد ۹۳

۳۴-مقاومت برشی اسمی مقطع IPE300 تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر می‌باشد؟ مقطع تحت اثر پیچش قرار نداشته و فولاد از نوع ST37 می‌باشد. $(F_u = 370\ MPa\ ,F_y = 240\ MPa)$

۱) 231 kN　　۲) 306 kN

۳) 462 kN　　۴) 768 kN

گزینه ۳

با توجه به فشرده بودن مقطع *IPE300*، نسبت *b/t* در بال کم بوده و طبق ب-۱) مقدار *Cv=1* خواهد بود:

$$V_n = 0.6F_y(2 \times 150 \times 10.7) \times 1 = 462\ kN$$

دقت شود که به جای Aw مساحت دو بال تیر قرار گرفته است.

۷-پیچش

۱۰-۲-۷ الزامات طراحی اعضا برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی و ترکیب لنگر پیچشی با سایر نیروها

این بخش به الزامات طراحی اعضا تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی حول یکی از محورها یا هر دو محور با یا بدون لنگر پیچشی و نیز اعضای تحت اثر پیچش خالص می‌پردازد.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد.

- ۱۰-۲-۷-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۷-۲ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی
- ۱۰-۲-۷-۳ اعضای با مقطع نامتقارن و سایر اعضا تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی
- ۱۰-۲-۷-۴ اعضای تحت اثر لنگر پیچشی و ترکیب پیچش، خمش، برش و با یا بدون نیروی محوری
- ۱۰-۲-۷-۵ گسیختگی بال‌های دارای سوراخ تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی

۱۰-۲-۷-۴ اعضای تحت اثر لنگر پیچشی و ترکیب پیچش، خمش، برش با یا بدون نیروی محوری

۱۰-۲-۷-۴-۱ مقاومت پیچشی مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل

مقاومت پیچشی طراحی اعضای با مقطع لوله‌ای و قوطی شکل مساوی $\phi_T T_n$ می‌باشد که در آن ϕ_T ضریب کاهش مقاومت برای پیچش برابر ۰/۹ و T_n مقاومت پیچشی اسمی می‌باشد که بر اساس حالت‌های حدی تسلیم پیچشی و کمانش پیچشی با استفاده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$T_n = F_{cr} C \qquad (۱۰-۷-۲-۸)$$

که در آن C ثابت پیچشی مقطع و F_{cr} تنش کمانشی مقطع می‌باشند و به شرح زیر تعیین می‌شوند.

الف) مقاطع لوله‌ای

برای مقاطع لوله‌ای، F_{cr} باید برابر بزرگترین مقدار محاسبه شده از روابط زیر تعیین شود. ولی در هر حال نباید از $0.6 F_y$ بزرگتر در نظر گرفته شود.

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D}\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}}} \qquad (۱۰-۷-۲-۸)$$

و

$$F_{cr} = \frac{0.6E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \qquad (۱۰-۷-۲-۹)$$

C= ثابت پیچشی مقطع که برای مقاطع لوله‌ای به طور محافظه‌کارانه از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود.

$$C = \frac{\pi (D-t)^2 t}{2} \qquad (۱۰-۷-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

L = طول عضو

D = قطر خارجی مقطع

t = ضخامت جدار لوله

ب) مقاطع قوطی شکل

برای مقاطع قوطی شکل، F_{cr} بر حسب مورد از روابط زیر به دست می‌آید.

- برای $\frac{h}{t} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = 0.6\, F_y \qquad (۱۰-۷-۲-۱۱)$$

- برای $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \le 3.07\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = \frac{0.6 F_y (2.45\sqrt{E/Fy})}{\left(\frac{h}{t}\right)} \qquad (۱۰-۷-۲-۱۲)$$

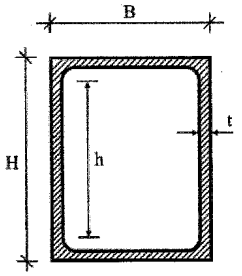
- برای $3.07\sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \le 260$:

$$F_{cr} = \frac{0.458\pi^2 E}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \qquad (۱۰-۷-۲-۱۱)$$

C= ثابت پیچشی مقطع که برای مقاطع قوطی شکل به طور محافظه‌کارانه از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود.

$$C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5\,(4-\pi)\,t^3 \qquad (۱۰-۷-۲-۱۲)$$

پارامترهای به کار رفته در روابط فوق مطابق شکل زیر است.

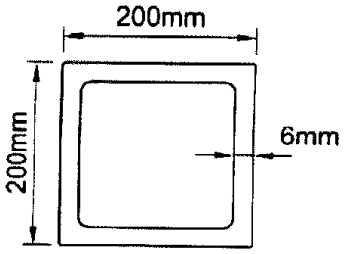


H - ضلع بزرگ

شکل ۱۰-۲-۷-۱ مقطع قوطی شکل

محاسبات ۹۴

۷- مقاومت پیچشی طراحی تیر با مقطع نشان‌داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (طول تیر برابر 5 متر و ضخامت جدار مقطع یکنواخت فرض شود. فولاد مصرفی با $E = 2\times10^5$ MPa ، $F_y = 240$ MPa)



۱) 48 kN.m

۲) 58 kN.m

۳) 68 kN.m

۴) 78 kN.m

گزینه ۲

۱۰-۲-۷-۴ اعضای تحت اثر لنگر پیچشی و ترکیب پیچش، خمش، برش با یا بدون نیروی محوری

۱۰-۲-۷-۴-۱ مقاومت پیچشی مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل

مقاومت پیچشی طراحی اعضای با مقطع لوله‌ای و قوطی شکل مساوی $\phi_T T_n$ می‌باشد که در آن ϕ_T ضریب کاهش مقاومت برای پیچش برابر ۰/۹ و T_n مقاومت پیچشی اسمی می‌باشد که بر اساس حالت‌های حدی تسلیم پیچشی و کمانش پیچشی با استفاده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$T_n = F_{cr} C \qquad (۸-۷-۲-۱۰)$$

برای مقاطع قوطی شکل، F_{cr} بر حسب مورد از روابط زیر به دست می‌آید.

- برای $\frac{h}{t} \le ۲/۴۵\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = ۰/۶\, F_y \qquad (۱۱-۷-۲-۱۰)$$

- برای $۲/۴۵\sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \le ۳/۰۷\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = \frac{۰/۶F_y(۲/۴۵\sqrt{E/Fy})}{(\frac{h}{t})} \qquad (۱۲-۷-۲-۱۰)$$

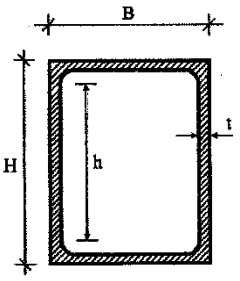
- برای $۳/۰۷\sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \le ۲۶۰$:

$$F_{cr} = \frac{۰/۴۵۸\pi^2 E}{(\frac{h}{t})^2} \qquad (۱۱-۷-۲-۱۰)$$

C= ثابت پیچشی مقطع که برای مقاطع قوطی شکل به طور محافظه‌کارانه از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود.

$$C = ۲(B-t)(H-t)t - ۴/۵\,(۴-\pi)\,t^۳ \qquad (۱۲-۷-۲-۱۰)$$

پارامترهای به کار رفته در روابط فوق مطابق شکل زیر است.



H - ضلع بزرگ

شکل ۱۰-۲-۷-۱ مقطع قوطی شکل

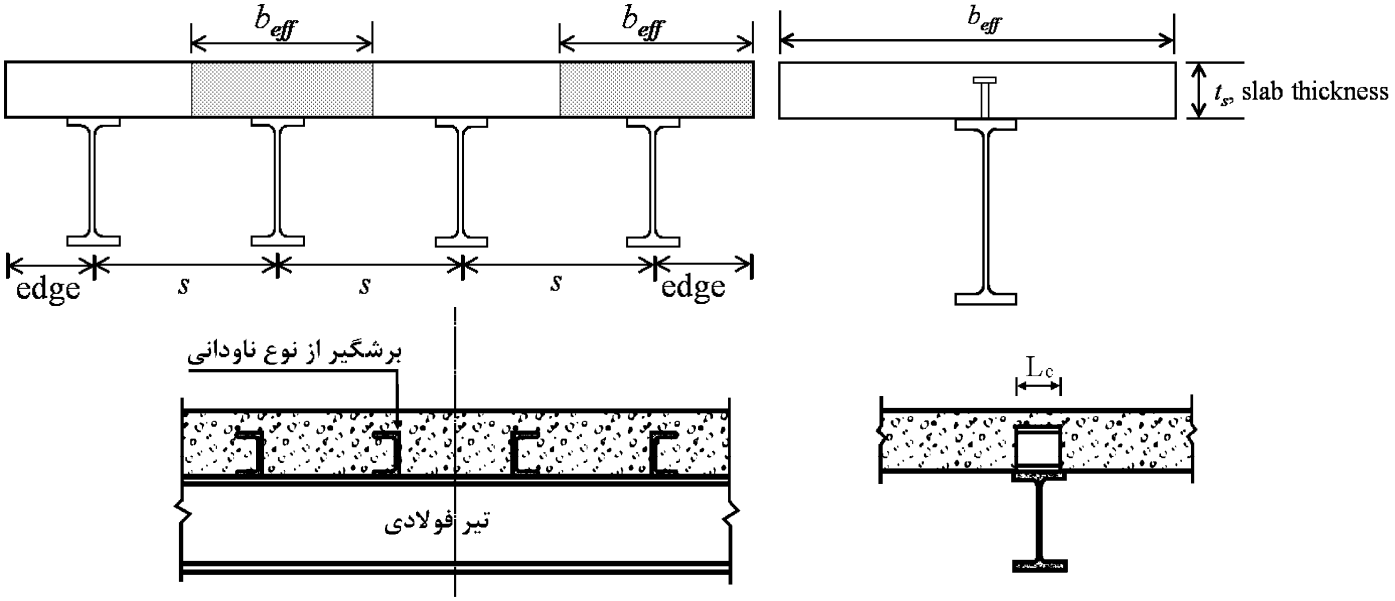
$$\left(\frac{h}{t} = \frac{200-12}{6} = 31.33\right) < \left(2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70\right)$$

$$F_{cr} = 0.6F_y = 144$$

$$C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3 = 2(200-6)(200-6)6 - 4.5(4-\pi)6^3 = 450796\ mm^3$$

$$\varphi T_n = 0.9 \times F_{cr} C = 0.9 \times 144 \times 450796 = 58.42\ kN.m$$

۸-اعضای مختلط



۸-۲-۱۰ الزامات طراحی اعضای با مقطع مختلط

۸-۲-۱-۸-۱-۱۰ مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط

در این بخش مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط بر اساس یکی از روش‌های زیر تعیین می‌گردد.

- روش توزیع پلاستیک تنش
- روش سازگاری کرنش

تبصره: در تعیین مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط باید از مقاومت کششی بتن صرفنظر شود.

الف) روش توزیع پلاستیک تنش

در این روش مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط بر اساس مفروضات زیر محاسبه می‌شود.

۱. تنش در اجزای فولادی (هم در ناحیه فشاری و هم در ناحیه کششی) به تنش یکنواخت F_y می‌رسد.

۲. تنش در ناحیه فشاری اجزای بتنی به تنش یکنواخت $0/85f'_c$ می‌رسند.

که در آن:

f'_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونهٔ استوانه‌ای بتن

F_y = تنش تسلیم اجزای فولادی مقطع مختلط

تبصره: در تعیین مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط پرشده با بتن، به خاطر محصور بودن بتن در داخل مقطع فولادی، به جای تنش یکنواخت $0/85f'_c$ در ناحیهٔ فشاری اجزای بتنی مقطع مختلط، می‌توان از تنش یکنواخت f'_c ۰/۹۵ استفاده نمود.

ب) روش سازگاری کرنش

در این روش مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط با این فرض صورت می‌گیرد که، تغییرات کرنش در مقطع مختلط به صورت خطی بوده به طوری که مقدار حداکثر کرنش در ناحیه فشاری اجزای بتنی برابر ۰/۰۰۳ باشد. روابط تنش–کرنش مصالح فولاد و بتن باید بر اساس نتایج آزمایش تعیین گردد یا باید برای تعیین آنها از نتایج منتشرشده برای مصالح مشابه در آئین‌نامه‌های معتبر استفاده شود.

روش سازگاری کرنش در تعیین مقاومت اسمی اعضای با مقطع نامنظم و نیز در حالت‌هایی که اجزای فولادی مقطع مختلط دارای رفتار الاستوپلاستیک نیستند، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۸-۲-۱-۸-۲-۱۰ محدودیت‌های مصالح در اعضای با مقطع مختلط

بتن، میلگرد و مقاطع فولادی اعضای با مقطع مختلط باید دارای شرایط زیر باشند. مگر آنکه استفاده از مصالح با شرایط مغایر با شرایط زیر توسط آزمایش یا تحلیل توجیه شده باشد.

۱. مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن (f'_c) برای بتن‌های با وزن مخصوص معمولی نباید از ۲۰MPa کمتر و از ۷۰MPa بیشتر و برای بتن‌های سبک نباید از ۲۰MPa کمتر و از ۴۰MPa بیشتر باشد. مصالح بتن پرمقاومت را می‌توان برای محاسبات مربوط به سختی اعضا مورد استفاده قرار داد، لیکن برای محاسبات مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط نمی‌توان به آن تکیه کرد، مگر این‌که نتایج آزمایش یا تحلیل استفاده از آن را توجیه نماید.

۲. تنش تسلیم میلگردها و مقاطع فولادی اعضای با مقطع مختلط نباید از ۵۰۰MPa تجاوز نماید.

۸-۱- کمانش موضعی اجزای فولادی در اعضای کامپوزیت پر شده با بتن

۱۰-۲-۸-۱-۳ طبقه‌بندی مقاطع مختلط پرشده با بتن از منظر کمانش موضعی

برای فشار محوری و خمش مقاطع مختلط پرشده با بتن به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند.

- مقاطع فشرده
- مقاطع غیرفشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

برای فشار محوری، مقاطع فشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها نسبت پهنا به ضخامت اجزای تشکیل‌دهندهٔ مقطع فولادی از λ_p مشخص شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ تجاوز ننماید. مقاطع غیرفشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جز از مقطع فولادی از λ_p مشخص شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ تجاوز نموده ولی از λ_r مشخص شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ کوچکتر باشد و مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها نسبت پهنا به ضخامت یکی از اجزای تشکیل‌دهندهٔ مقاطع فولادی از λ_r مشخص شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ بزرگتر باشد. مقدار حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برای فشار محوری در جدول ۱۰-۲-۸-۱ ارائه شده است.

برای خمش، مقاطع فشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها نسبت پهنا به ضخامت اجزای تشکیل‌دهندهٔ مقطع فولادی از λ_p مشخص شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ تجاوز ننماید. مقاطع غیرفشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جز از مقطع فولادی از λ_p مشخص شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ تجاوز نموده و لی از λ_r مشخص شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ کوچکتر باشد. مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها نسبت پهنا به ضخامت یکی از اجزای تشکیل‌دهنده مقطع فولادی از λ_r مشخص شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ بزرگتر باشد. مقدار حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برای خمش در جدول ۱۰-۲-۸-۲ ارائه شده است.

جدول ۱۰-۲-۸-۱ نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع مختلط پر شده با بتن در اعضای تحت اثر فشار محوری

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		حداکثر نسبت مجاز	مقاطع فولادی نمونه
			λ_p (غیرفشرده/فشرده)	λ_r (لاغر/غیرفشرده)		
۱	بال‌ها و جان‌های مقاطع توخالی مستطیلی نورد شده و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t و h/t	$۲/۲۶\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۳\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۵\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲	مقاطع تو خالی دایره‌ای شکل	D/t	$۰/۱۵\frac{E}{F_y}$	$۰/۱۹\frac{E}{F_y}$	$۰/۳۱\frac{E}{F_y}$	

جدول ۱۰-۲-۸-۲ نسبت های پهنا به ضخامت اجزای مقطع مختلط پر شده با بتن در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		حداکثر نسبت مجاز	مقاطع فولادی نمونه
			λ_p (غیرفشرده/فشرده)	λ_r (لاغر/غیرفشرده)		
۱	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی نورد شده و مقاطع جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$۲/۲۶\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۳\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۵\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲	جان‌های مقاطع تو خالی مستطیلی نوردشده و مقاطع جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	h/t	$۳\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۵/۷\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۵/۷\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۳	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	D/t	$۰/۰۹\frac{E}{F_y}$	$۰/۳۱\frac{E}{F_y}$	$۰/۳۱\frac{E}{F_y}$	

۸-۲- مقاومت خمشی مقاطع مختلط با برشگیر

۱۰-۲-۸-۳ اعضای خمشی با مقطع مختلط

اعضای خمشی با مقطع مختلط به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند.

الف) اعضای خمشی با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن به همراه برشگیر

ب) اعضای خمشی با مقطع مختلط محاط در بتن

پ) اعضای خمشی با مقطع مختلط پرشده با بتن

۱۰-۲-۸-۳-۱ عرض موثر و حداقل ضخامت دال بتنی

عرض موثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به صورت مختلط عمل می‌نماید، نباید از کوچکترین مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود.

۱. یک هشتم دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)

۲. نصف فاصلهٔ محور تیر تا محور تیر مجاور

۳. فاصله محور تیر تا لبهٔ دال

تبصره: حداقل ضخامت دال بتنی ۸۰ میلی‌متر مقرر می‌گردد.

۱۰-۲-۸-۳-۲ مقاومت در حین اجرا

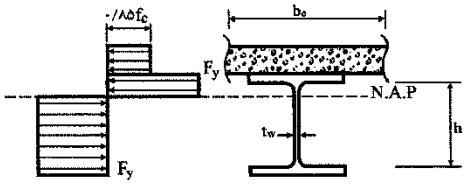
در صورتی‌که در اعضای خمشی با مقطع مختلط، در هنگام بتن‌ریزی دال بتنی از پایهٔ موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، عضو فولادی تا قبل از رسیدن بتن به ۷۵ درصد مقاومت مشخصهٔ f'_c، باید به تنهایی دارای مقاومت کافی برای تحمل وزن خود، وزن بتن تر و بارهای حین اجرا (نظیر بار ناشی از قالب‌بندی) باشد. مقاومت خمشی عضو فولادی تنها، باید طبق الزامات بخش ۱۰-۲-۵ تعیین گردد.

۱۰-۲-۸-۳-۳ مقاومت خمشی مقاطع مختلط دارای برشگیر

الف) مقاومت خمشی مثبت

مقاومت خمشی مثبت طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی مثبت اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی تسلیم به شرح زیر تعیین شود.

۱. در صورتی‌که $\frac{h}{t_w} \le 3/76\sqrt{E/F_y}$ باشد، M_n باید بر اساس توزیع پلاستیک تنش بر روی مقطع مختلط تعیین شود.



شکل ۱۰-۲-۸-۲ توزیع پلاستیک تنش در مقطع مختلط

۲. در صورتی‌که $\frac{h}{t_w} > 3/76\sqrt{E/F_y}$ باشد M_n باید بر اساس روی هم گذاری تنش‌های الاستیک با فرض مقطع تبدیل‌یافته و با در نظر گرفتن اثر پایه‌های موقت برای حالت حدی تسلیم در تارهای انتهایی مقطع مختلط (M_y) تعیین گردد. به عبارت دیگر:

$$M_n = \min(M_{n1} \text{ و } M_{n2}) \qquad (۱۰-۲-۸-۱۸)$$

در روابط فوق:

M_{n1} = لنگر خمشی نظیر تنش F_y در دورترین تار فولادی مقطع تبدیل یافته

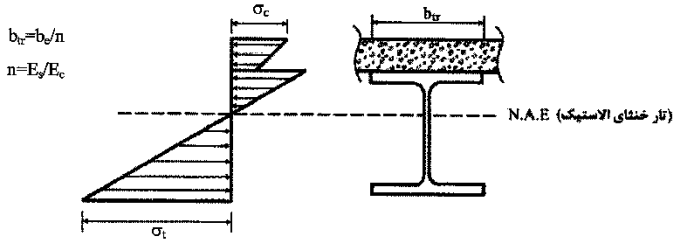
M_{n2} = لنگر خمشی نظیر تنش $0/7f'_c$ در دورترین تار دال بتنی در مقطع تبدیل یافته

F_y = تنش تسلیم فولاد

f'_c = مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

t_w = ضخامت جان تیر فولادی

h= فاصله بین شروع گردی ریشهٔ جان به بال برای نیمرخ‌های نوردشده و فاصلهٔ آزاد بین دو بال برای مقاطع فولادی ساخته شده از ورق



شکل ۱۰-۲-۸-۳ توزیع الاستیک تنش در مقطع مختلط تبدیل‌یافته

ب) مقاومت خمشی منفی

مقاومت خمشی منفی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی منفی اسمی می‌باشد که باید بر اساس مقطع فولادی تنها مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۵ تعیین شود.

به عنوان روش جایگزین، مقاومت خمشی منفی اسمی را می‌توان بر اساس توزیع پلاستیک تنش بر روی مقطع مختلط با منظورکردن اثر آرماتورهای طولی تعیین نمود، مشروط بر اینکه:

۱. مقطع فولادی فشرده و دارای اتکای جانبی کافی مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۵ باشد.

۲. در ناحیهٔ لنگر منفی، دال بتنی به کمک برشگیرهای کافی به تیر فولادی وصل شده باشد.

۳. در محدودهٔ عرض موثر دال بتنی، آرماتورهای موازی با محور تیر به طور کامل الزامات مربوط به چسبندگی و طول مهاری را مطابق مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان برآورده نمایند.

۱۰-۲-۸-۳-۳ مقاومت خمشی مقاطع مختلط دارای برشگیر

پ)مقاومت خمشی مقاطع مختلط به همراه ورق‌های فولادی شکل داده شده

مقاومت خمشی طراحی مقاطع مختلط متشکل از دال بتنی بر روی ورق‌های فولادی شکل داد، شده و متصل به مقطع فولادی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید بر اساس الزامات بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ و با رعایت الزامات زیر تعیین گردد.

پ-۱) ملاحظات و محدودیت‌ها

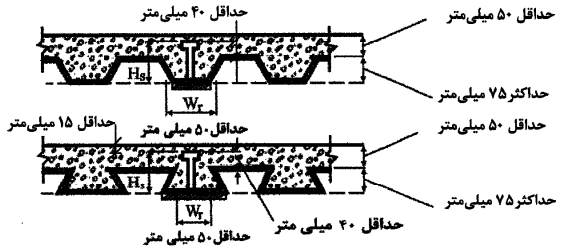
۱. ارتفاع اسمی ورق‌های فولادی شکل داده شده (h_r) نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر باشد. پهنای متوسط کنگره‌های پرشده با بتن نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد، لیکن در محاسبات نباید بزرگتر از حداقل پهنای آزاد (خالص) در نزدیکی سطح فوقانی ورق فولادی شکل داده شده در نظر گرفته شود.

۲. دال بتنی باید به وسیله گل‌میخ‌های برشگیر با قطر حداکثر ۲۰ میلی‌متر به مقطع فولادی متصل شوند. گل‌میخ‌ها باید از طریق ورق فولادی شکل داده شده یا به طور مستقیم به مقطع فولادی جوش شوند. در هر حال گل‌میخ‌ها باید روی بال مقطع فولادی ذوب شوند. پس از نصب، ارتفاع گل‌میخ‌ها که از بالای ورق فولادی شکل داده شده اندازه‌گیری می‌شود، نباید از ۴۰ میلی‌متر کمتر باشد. پوشش بتن روی گل‌میخ‌ها نباید کمتر از ۱۵ میلی‌متر باشد.

۳. ضخامت دال بتنی در قسمت فوقانی ورق فولادی شکل داده شده نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد.

۴. ورق‌های فولادی شکل داده شده باید در فواصلی حداکثر ۴۵۰ میلی‌متر به مقطع فولادی و سایر اعضای تکیه‌گاهی مهار شوند. این مهارها می‌توانند گل‌میخ‌های برشگیر، ترکیبی از گل‌میخ‌ها و جوش‌های نقطه‌ای یا هر راهکار ارائه شده توسط مهندس طراح باشد.

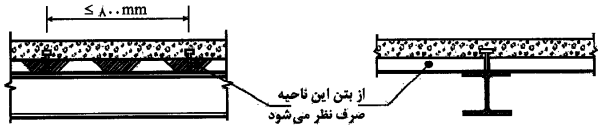
حالت حدی کمانش خمشی با توجه به لاغری ستون به شرح زیر تعیین شود.



شکل ۱۰-۲-۸-۴ ملاحظات و محدودیت‌های ورق‌های فولادی شکل داده شده

پ-۲) ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها عمود بر محور تیر می‌باشد.

در تعیین مشخصات هندسی مقطع مختلط و نیز در محاسبهٔ A_c باید از بتن موجود در زیر سطح فوقانی ورق فولادی شکل داده شده صرف نظر شود (شکل ۱۰-۲-۸-۵).

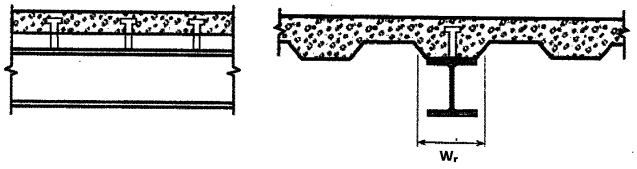


شکل ۱۰-۲-۸-۵ ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آن‌ها عمود بر محور تیر می‌باشد

پ-۳) ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها موازی با محور تیر می‌باشد

در تعیین مشخصات هندسی مقطع مختلط و نیز در محاسبه A_c می‌توان از بتن موجود در زیر سطح فوقانی ورق فولادی شکل‌داده شده استفاده نمود. همچنین، ورق‌های فولادی شکل داده شده را می‌توان در روی تیر فولادی تکیه‌گاهی از هم جدا کرد تا در روی بال مقطع فولادی یک ماهیچهٔ بتنی تشکیل شود.

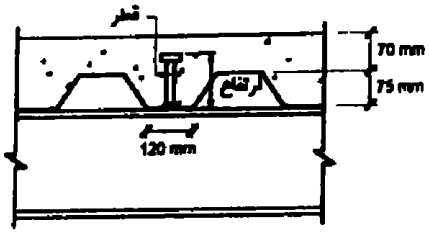
چنانچه ارتفاع اسمی ورق‌های فولادی شکل داده شده (h_r) ۴۰ میلی‌متر یا بزرگتر باشد، پهنای متوسط کنگره‌های پر شده با بتن در روی تیر تکیه‌گاهی نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر برای حالت یک گل‌میخ در پهنا باشد. این پهنای حداقل برای هر گل‌میخ اضافی، به اندازه ۴ برابر قطر گل‌میخ باید افزایش یابد.



شکل ۱۰-۲-۸-۶ ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها موازی با محور تیر می‌باشد

محاسبات ۹۳

۴۱- در شکل زیر بخشی از یک سقف مرکب با ورق‌های فولادی شکل داده شده، نشان داده شده است. استفاده از کدام گل‌میخ در این سقف قابل قبول است؟



۱) قطر 16 mm و ارتفاع 75 mm
۲) قطر 19 mm و ارتفاع 120 mm
۳) قطر 16 mm و ارتفاع 100 mm
۴) قطر 22 mm و ارتفاع 120 mm

گزینه ۲

ارتفاع گلمیخ حداقل باید 115mm باشد.

قطر گلیمیخ حداکثر می تواند 20 mm باشد.

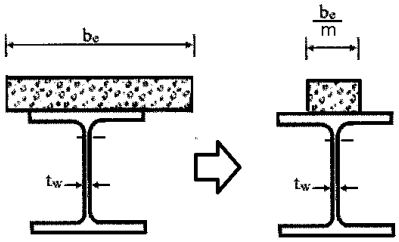
۱۴- در یک سقف مختلط با بتن از رده C25 و تیرآهن‌های IPE 200 (با سطح مقطع $2850\ mm^2$) از فولاد با تنش تسلیم 240 MPa، ضخامت دال 80 mm و عرض مؤثر دال بتنی هر تیر یک متر می‌باشد. مقاومت خمشی اسمی (M_n) مثبت هر تیر مختلط حدوداً چند kN.m می‌باشد؟

۱) 132 ۲) 112 ۳) 96 ۴) 84

گزینه ۲

با توجه به اینکه IPE200 یک مقطع فشرده می باشد، نسبت h/t آن پایین بوده و مقاومت خمشی پلاستیک مقطع منظور خواهد شد (حالت از آیین نامه که در زیر آمده است).

ابتدا باید محل تارخنثی پلاستیک بدست آید. برای این منظور باید بتن معادل سازی شود:



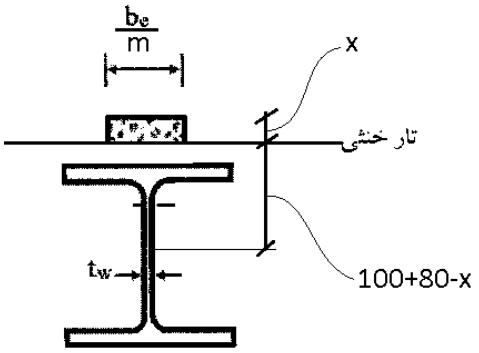
در شکل مقابل m نسبت تبدیل بتن به فولاد می باشد که برابر است با:

$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c'} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.29$$

بنابراین مساحت بتن معادل برابر است با:

$$\frac{1000}{11.29} \times 80 = 7085\ mm^2$$

که بیشتر از مساحت فولاد می باشد. بنابراین تار خنثی در داخل بتن قرار می گیرد (تار خنثی پلاستیک چنان خواهد بود که مساحت بالا و پایین تار خنثی برابر باشد):



$$x \times \frac{1000}{11.29} = 2850 \quad \rightarrow x = 32.17\ mm$$

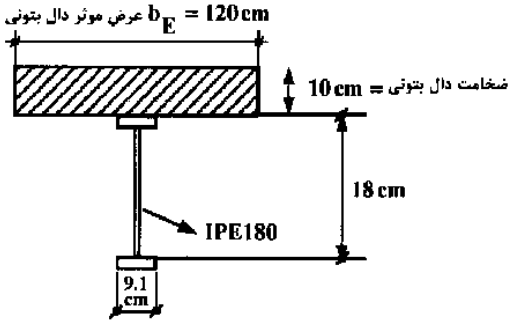
$$M_n = AF_y\left(100 + 80 - \frac{x}{2}\right) = 112117860\ N.mm = 112\ kN.m$$

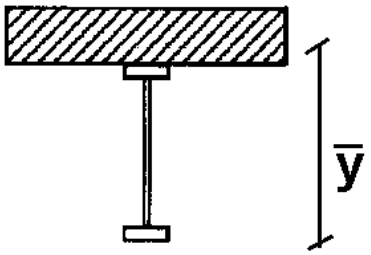
محاسبات-۹۱

۴۹- اساس مقطع تیر مختلط روبه‌رو (در محاسبات تنش) نسبت به تار پایینی مقطع برحسب cm^3 کدام است؟

$I_{x_{IPE180}} = ۱۳۲۰ cm^4$ و $A_{IPE180} = ۲۳/۹ cm^2$ و $n = \frac{Es}{Ec} = ۸$

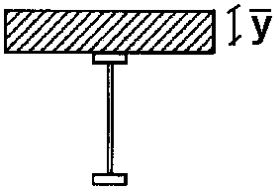
۱) ۳۱۳/۶
۲) ۳۴۸/۱
۳) ۷۳۴/۹
۴) ۹۵۵/۳





$$\bar{y} = \frac{\frac{120}{8}\times 10\times(18+5)+23.9\times 9}{\frac{120}{8}\times 10+23.9} = 21.08$$

بنابراین تارخنثی در داخل بتن قرار می گیرد و قسمتی از بتن تحت کشش خواهد بود. بنابراین ارتفاع تار خنثی باید مجددا با حذف بتن کششی محاسبه شود:



$$\frac{\frac{120}{8}\times \bar{y}^2}{2} = 23.9\times(9+10-\bar{y}) \rightarrow \bar{y} = 6.35cm$$

$$I = 1320 + 23.9\times(9+10-6.35)^2 + \frac{\frac{120}{8}\times 6.35^3}{3} = 6424$$

$$S = \frac{I}{(18+10-\bar{y})} = \frac{6424}{21.65} = 296.7$$

پاسخ در گزینه ها نیست.

ظاهرا طراح از بتن کششی صرفنظر نکرده است. با فرض اینکه از بتن کششی صرف نظر نشود:

$$I = 1320 + 23.9\times(21.08-9)^2 + \frac{\frac{120}{8}\times 10^3}{12} + \frac{120}{8}\times 10\times(23-21.08)^2 = 6610$$

$$S = \frac{I}{(18+10-\bar{y})} = \frac{6610}{21.08} = 313.6$$

با فرض اینکه از بتن کششی صرف نظر نشود، گزینه ۱ صحیح است.

تمرین

در سوال بالا مرکز پلاستیک مقطع را بدست آورید.

۸-۲-۱- تعداد برش گیرها در تیرها

۱۰-۲-۸-۳-۳ مقاومت خمشی مقاطع مختلط دارای برشگیر

ت) انتقال بار بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-۱) نواحی لنگر خمشی مثبت

۱. مقاومت برش افقی مورد نیاز

برای عملکرد مختلط کامل، برش افقی مورد نیاز باید به شرح زیر برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی خردشدگی بتن و تسلیم کششی مقطع فولادی در نظر گرفته شود.

- خردشدگی بتن

$$V_{hu} = ۰/۸۵\, f'_c A_c \qquad (۱۹-۸-۲-۱۰)$$

- تسلیم کششی مقطع فولادی

$$V_{hu} = F_y A_s \qquad (۲۰-۸-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

f'_c= مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

A_c= سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض موثر

A_s= مساحت مقطع فولادی

F_y= تنش تسلیم فولاد مقطع فولادی

۲. مقاومت برش افقی اسمی

مقاومت برش افقی اسمی اعضای با مقطع مختلط متکی بر دال بتنی و دارای برشگیر باید مطابق رابطهٔ زیر بر اساس مقاومت برشی برشگیرها تعیین گردد.

$$V_{hn} = \Sigma Q_n \qquad (۲۱-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

ΣQ_n= مجموع مقاومت‌های برشی اسمی برشگیرها در حد فاصل نقاط لنگر خمشی مثبت حداکثر و لنگر صفر مطابق مقررات بند ۱۰-۲-۸-۷.

۳. تعداد، فاصله و مشخصات برشگیرها بایستی از طریق برقراری رابطهٔ زیر و بدون احتساب ضریب کاهش مقاومت تعیین گردد.

$$V_{hn} \geq V_{hu} \qquad (۲۲-۸-۲-۱۰)$$

ت-۲) نواحی لنگر خمشی منفی

۱. مقاومت برش افقی مورد نیاز

در تیرهای پیوسته که در آن میلگردهای طولی در نواحی لنگر خمشی منفی به صورت مختلط با مقطع فولادی عمل می‌نمایند، برای عملکرد مختلط کامل، مقاومت برش افقی مورد نیاز باید بر اساس حالت حدی تسلیم آرماتورهای طولی از رابطهٔ زیر تعیین گردد.

$$V_{hu} = F_{yr} A_{sr} \qquad (۲۳-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_{sr}= سطح مقطع کل میلگردهای طولی واقع در عرض موثر در روی تکیه‌گاه داخلی

F_{yr}= تنش تسلیم آرماتورهای طولی

۲. مقاومت برش افقی اسمی

مقاومت برش افقی اسمی اعضای با مقطع مختلط متکی بر دال بتنی و دارای برشگیر در نواحی لنگر منفی باید مطابق رابطهٔ زیر بر اساس مقاومت برشی برشگیرها تعیین گردد.

$$V_{hn} = \Sigma Q_n \qquad (۲۴-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

ΣQ_n= مجموع مقاومت‌های برشی اسمی برشگیر در حد فاصل نقاط لنگر خمشی منفی حداکثر و لنگر صفر مطابق مقررات بند ۱۰-۲-۸-۷

۳. تعداد، فاصله و مشخصات برشگیرها بایستی از طریق برقراری رابطهٔ زیر و بدون احتساب ضریب کاهش مقاومت تعیین گردد.

$$V_{hn} \geq V_{hu} \qquad (۲۵-۸-۲-۱۰)$$

ضوابط برشگیرها در تیرها:

۱۰-۲-۸-۷ برشگیرها

۱۰-۲-۸-۷-۱ الزامات عمومی

برشگیرهای مورد نیاز در هریک از طرفین نقطهٔ لنگر حداکثر مثبت یا منفی را می‌توان بین آن نقطه و نقاط مجاوری که دارای لنگر صفر هستند، به‌طور یکنواخت توزیع کرد. لیکن مقدار برشگیر موجود بین هر بار متمرکز و نزدیکترین نقطهٔ دارای لنگر صفر، باید جهت حصول لنگر حداکثر مورد نیاز در نقطه اعمال بار کافی باشد.

قطر گل‌میخ نباید از ۲/۵ برابر ضخامت فلز پایه که به آن جوش می‌شود، تجاوز نماید، مگر اینکه گل‌میخ درست در امتداد جان مقطع فولادی قرار گرفته باشد.

۱۰-۲-۸-۷-۲ برشگیرهای تیرهای با مقطع مختلط

برشگیرها باید یا از نوع گل‌میخ‌های کلاهک‌دار که طول آنها بعد از نصب، حداقل ۴ برابر قطرشان است یا از نوع ناودانی‌های گرم نوردشده باشند، برشگیرها باید در دال‌هایی مدفون شوند که سنگدانه‌های آنها برای بتن معمولی منطبق بر الزامات مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان باشند. استفاده از سایر اجزای فولادی به عنوان برشگیر تنها در صورتی مجاز است که مقاومت برشی اسمی آنها از طریق آزمایشگاه ذیصلاح تائید شده باشد.

الف) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$Q_n = 0.5 A_{sa}\sqrt{f_c E_c} \le R_g R_p A_{sa} F_u \qquad (۱۰-۸-۲-۳۳)$$

که در آن:

A_{sa}= سطح مقطع گل‌میخ

E_c= مدول الاستیسیته بتن

f_c= مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

F_u= تنش کششی نهایی حداقل مصالح گل‌میخ

R_g و R_p = ضرایب اصلاحی طبق جدول ۱۰-۲-۸-۱

جدول ۱۰-۲-۸-۱ مقادیر R_g و R_p

حالت			R_g	R_p
۱. مقاطع مختلط بدون استفاده از ورق‌های فولادی شکل‌داده‌شده			۱	۰/۷۵
۲. مقاطع مختلط با استفاده از ورق‌های فولادی شکل‌داده‌شده	کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی	$w_r/h_r \ge 1/5$	۱	۰/۷۵
		$w_r/h_r < 1/5$	۰/۸۵	۰/۷۵
	کنگره‌ها عمود بر محور تیرفولادی	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی ۱	۱	۰/۶
		تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی۲	۰/۸۵	۰/۶
		تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی یا بزرگتر از ۳	۰/۷	۰/۶

ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5 t_w) L_a \sqrt{f_c E_c} \qquad (۱۰-۸-۲-۳۴)$$

که در آن:

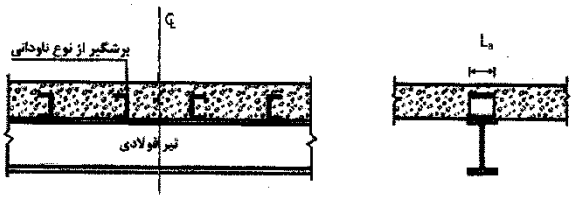
t_f= ضخامت متوسط بال ناودانی

t_w= ضخامت جان ناودانی

L_a= طول ناودانی

f_c= مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

E_c = مدول الاستیسیته بتن



شکل ۱۰-۲-۸-۷ برشگیرهای از نوع ناودانی

پ) جزئیات‌بندی

به استثنای برشگیرهای نصب شده در داخل کنگرهٔ ورق‌های فولادی شکل داده شده، برشگیرها باید حداقل ۲۵ میلی‌متر پوشش جانبی از بتن داشته باشند. حداقل فاصله گل‌میخ تا لبهٔ بتن در امتداد برش افقی برای بتن‌های با وزن مخصوص معمولی باید ۲۰ میلی‌متر و برای بتن‌های سبک ۲۵ میلی‌متر باشد.

حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز بین برشگیرهای از نوع گل‌میخ مساوی ۶ برابر قطر آنها در امتداد محور طولی تیر و ۴ برابر قطر آن‌ها در امتداد عمود بر محور طولی تیر با مقطع مختلط می‌باشد، مگر در داخل کنگره‌های ورق‌های فولادی شکل داده شده که حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز در هر امتداد را می‌توان ۴ برابر قطر گل‌میخ انتخاب کرد. حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز بین برشگیرها نباید از ۸ برابر ضخامت کل دال بتنی یا ۸۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

تیرها

ضوابط برشگیرها در ستونها:

۱۰-۲-۸-۷ برشگیرها

۱۰-۲-۸-۷-۱ الزامات عمومی

برشگیرهای مورد نیاز در هریک از طرفین نقطهٔ لنگر حداکثر مثبت یا منفی را می‌توان بین آن نقطه و نقاط مجاوری که دارای لنگر صفر هستند، به‌طور یکنواخت توزیع کرد. لیکن مقدار برشگیر موجود بین هر بار متمرکز و نزدیکترین نقطهٔ دارای لنگر صفر، باید جهت حصول لنگر حداکثر مورد نیاز در نقطه اعمال بار کافی باشد.

قطر گل‌میخ نباید از ۲/۵ برابر ضخامت فلز پایه که به آن جوش می‌شود، تجاوز نماید، مگر اینکه گل‌میخ درست در امتداد جان مقطع فولادی قرار گرفته باشد.

۱۰-۲-۸-۷-۳ برشگیرها در ستون‌ها و تیرستون‌های با مقطع مختلط

مشخصات برشگیرها در ستون‌های با مقطع مختلط باید با رعایت محدودیت‌های ذکرشده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۸-۷-۴ مقاومت برشی طراحی گل‌میخ‌ها

در مواردی‌که گسیختگی قالبی بتن در برش به عنوان یک حالت حدی محسوب نشود، مقاومت برشی طراحی گل‌میخ‌ها مساوی $\phi_v Q_{nv}$ می‌باشد که در آن ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برشی گل‌میخ برابر ۰/۶۵ و Q_{nv} مقاومت برشی اسمی گل‌میخ می‌باشد که باید از رابطهٔ زیر تعیین گردد.

$$Q_{nv}=F_u A_{sa} \qquad (۱۰-۲-۸-۳۴)$$

که در آن:

F_u = تنش کششی نهایی حداقل مصالح گل‌میخ

A_{sa} = سطح مقطع گل‌میخ

جدول ۱۰-۲-۸-۲ حداقل نسبت ارتفاع گل‌میخ به قطر آن در ستون‌ها و تیرستون‌ها

نوع بار وارد بر گل میخ	بتن با وزن مخصوص معمولی	بتن سبک
برش	$h/d \geq ۵$	$h/d \geq ۷$
کشش	$h/d \geq ۸$	$h/d \geq ۱۰$
برش و کشش به طور همزمان	$h/d \geq ۸$	کاربرد ندارد
h = ارتفاع گل‌میخ d = قطر گل‌میخ		

۱۰-۲-۸-۷-۵ مقاومت کششی طراحی گل‌میخ‌ها

در مواردی‌که فاصله مرکز گل‌میخ تا لبهٔ آزاد بتن در امتداد عمود بر ارتفاع گل‌میخ بزرگتر از ۱/۵ برابر ارتفاع گل‌میخ و فاصلهٔ مرکز تا مرکز گل‌میخ‌ها بزرگتر یا مساوی ۳ برابر ارتفاع گل‌میخ باشد، مقاومت کششی طراحی گل‌میخ‌ها مساوی $\phi_t Q_{nt}$ می‌باشد که در آن ϕ_t ضریب کاهش مقاومت کششی گل‌میخ برابر ۰/۷۵ و Q_{nt} مقاومت کششی اسمی گل‌میخ می‌باشد، که باید از رابطهٔ زیر تعیین گردد.

$$Q_{nt}=F_u A_{sa} \qquad (۱۰-۲-۸-۳۵)$$

که در آن، F_u و A_{sa} همان تعاریف بکار رفته در بند ۱۰-۲-۸-۷-۴ می‌باشند.

تبصره: در مواردی‌که فاصلهٔ مرکز گل‌میخ تا لبهٔ آزاد بتن در امتداد عمود بر ارتفاع گل‌میخ کوچکتر از ۱/۵ برابر ارتفاع گل‌میخ یا فاصلهٔ مرکز تا مرکز گل‌میخ‌ها کوچکتر از ۳ برابر ارتفاع گل‌میخ باشد، مقاومت کششی طراحی گل‌میخ‌ها باید براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان تعیین گردد.

۱۰-۲-۸-۷-۶ اثر همزمان برش و کشش در گل‌میخ‌ها

در مواردی‌که گسیختگی قالبی بتن در برش به عنوان یک حالت حدی محسوب نشود و نیز فاصلهٔ مرکز گل‌میخ تا لبهٔ آزاد بتن در امتداد عمود بر ارتفاع گل‌میخ بزرگتر از ۱/۵ برابر ارتفاع گل‌میخ و فاصلهٔ مرکز تا مرکز گل‌میخ‌ها بزرگتر یا مساوی ۳ برابر ارتفاع گل‌میخ باشد، اثر توأم برش و کشش در گل‌میخ باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

$$\left[\frac{Q_{ut}}{\phi_t Q_{nt}}\right]^{\frac{5}{3}}+\left[\frac{Q_{uv}}{\phi_v Q_{nv}}\right]^{\frac{5}{3}}\leq ۱/۰ \qquad (۱۰-۲-۸-۳۵)$$

که در آن:

Q_{ut} = مقاومت کششی مورد نیاز گل‌میخ

ϕ_t = ضریب کاهش مقاومت کششی گل‌میخ مساوی ۰/۷۵

Q_{nt} = مقاومت کششی اسمی گل‌میخ

Q_{uv} = مقاومت برشی مورد نیاز گل‌میخ

ϕ_v = ضریب کاهش مقاومت برشی گل‌میخ مساوی ۰/۶۵

Q_{nv} = مقاومت برشی اسمی گل‌میخ

۱۰-۲-۸-۷-۷ مقاومت برشی طراحی برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت برشی طراحی برشگیرهای از نوع ناودانی مساوی $\phi_v Q_n$ می‌باشد که در آن ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برشی ناودانی برابر ۰/۷۵ و Q_n مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی می‌باشد که باید براساس رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۳۴ تعیین گردد.

۱۰-۲-۸-۷-۸ جزئیات‌بندی برشگیرها در اعضای با مقطع مختلط

۱. برشگیرها باید حداقل ۲۵ میلی‌متر پوشش جانبی از بتن داشته باشند.

۲. حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز گل‌میخ در هر امتداد ۴ برابر قطر گل‌میخ می‌باشد.

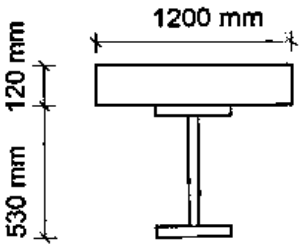
۳. حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز گل‌میخ‌ها ۳۰ برابر قطر گل‌میخ می‌باشد.

۴. حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز برشگیرهای از نوع ناودانی ۵۰۰ میلی‌متر می‌باشد.

محاسبات خرداد ۹۳

۲۸- یک تیر دوسر ساده با مقطع مختلط خمشی، تشکیل شده است از یک تیر ورق I شکل با جان PL 500 × 10 mm و بال‌های PL 200× 15 mm . ضخامت دال 120 mm و عرض مؤثرآن در هر طرف تیر 600 mm است. میلگرد دال S340، رده بتن C25 و فولاد تیر ورق ST37 ($F_u = 370\ MPa, F_y = 240\ MPa$) فرض می‌شود. برای عملکرد مختلط کامل این تیر، مقاومت برشی افقی موردنیاز به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 3060 kN
۲) 2640 kN
۳) 1530 kN
۴) 1320 kN



گزینه ۲

$$\left.\begin{array}{l} V_{hu} = 0.85 \times 25 \times 1200 \times 120 = 3060\ kN \\ V_{hu} = 240 \times (500 \times 10 + 2 \times 200 \times 15) = 2640\ kN \end{array}\right\} V_{hu} = 2640\ kN$$

محاسبات-۹۰

۱۹- در یک تیر مختلط دو سر ساده به طول 4 متر و با بار گسترده یکنواخت، برش افقی کل که باید بین نقطه حداکثر لنگر خمشی و نقطه لنگر خمشی صفر حمل گردد، برابر 400 kN محاسبه شده است. در صورت استفاده از ناودانی نمره 60 به طول 5 سانتیمتر و با فواصل مساوی از یکدیگر به عنوان برشگیر،در طراحی به روش تنش مجاز فاصله ناودانی ها از یکدیگر چقدر باید باشد؟ رده بتن برابر C20 فرض شود.

۱) 20 سانتیمتر
۲) 30 سانتیمتر
۳) 15 سانتیمتر
۴) 25 سانتیمتر

:LRFD

با فرض اینکه 400kN بار نهایی ضریب دار باشد:

$$E_c = \left(3300\sqrt{20} + 6900\right)\left(\frac{25}{23}\right)^{1.5} = 22580MPa$$

$$n = \frac{400000}{0.3(6+3)50\sqrt{20 \times 22580}} = 4.409 ==> 5$$

$$n = \frac{2m}{5} = 40\ cm$$

محاسبات ۹۴

۱۵- یک تیر دو سر ساده با مقطع و عملکرد مختلط با دهانه 6 متر موجود است. اگر ضخامت دال بتنی 100 mm، تیرچه فولادی IPE 200 (A = 2850 mm²) به فاصله 2 متر و عرض مؤثر دال بتنی هر تیرچه 1.5 m باشد و در صورتی‌که از ناودانی UNP 60 به طول 60 میلی‌متر با فواصل مساوی از یکدیگر به عنوان برش‌گیر استفاده شود، حداکثر فاصله ناودانی‌ها (بر حسب میلی‌متر) حدوداً چقدر است؟ (رده بتن C30 با Ec = 30000 MPa ، فولاد با Fy=240 MPa ، ضخامت جان ناودانی برابر tw=6 mm و ضخامت بال ناودانی برابر tf = 6 mm بوده و تیر بارگسترده یکنواخت را تحمل می‌کند).

۱) 200 ۲) 800 ۳) 400 ۴) 600

گزینه ۴

نیروی وارد بر برشگیرها (در نصف طول تیر) برابر است با:

$$Min(0.85f_cA_c, F_yA_s) = Min(0.85 \times 30 \times 100 \times 1500, 240 \times 2850) = Min(3825000, 684000) = 684\ kN$$

مقاومت طراحی هر برشگیر برابر است با:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_cE_c} = 0.3(6 + 0.5 \times 6)60\sqrt{30 \times 30000} = 153686.7\ N = 153.6\ kN$$

بنابراین تعداد برشگیرهای لازم در نیمه تیر برابر $\frac{684}{153.6} = 4.45$ می باشد و در کل تیر به اندازه ۱۰ برشگیر لازم خواهد بود که با توجه به اینکه کل طول تیر ۶ متر می باشد، فواصل آنها از هم برابر $\frac{6000\ mm}{10} = 600\ mm$ خواهد بود.

محسبات آذر ۹۲

۴۹- یک تیر دوسر ساده با مقطع مختلط و با عملکرد مختلط کامل شامل دال بتنی به ضخامت 120 میلی‌متر و تیرهای فولادی IPE220 ($A=33.4\ cm^2$) به فواصل 2.5 متر و طول 6 متر مفروض است. در طراحی به روش تنش مجاز، برشگیرهای واقع در حدفاصل نقطه حداکثر لنگر خمشی و تکیه‌گاه باید حدوداً برای چه نیروی برشی افقی طراحی شوند؟ فرض کنید بتن از رده C25 و فولاد از نوع St37 است.

۱) 3200 kN ۲) 1915 kN
۳) 800 kN ۴) 400 kN

حل به روش LRFD:

$$\left.\begin{aligned} V_h &= 0.85 \times 25 \times \left(\frac{6000}{8} \times 120\right) = 1912.5kN \\ V_h &= 240 \times 3340 = 801.6\ kN \end{aligned}\right\} V_h = 801.6\ kN$$

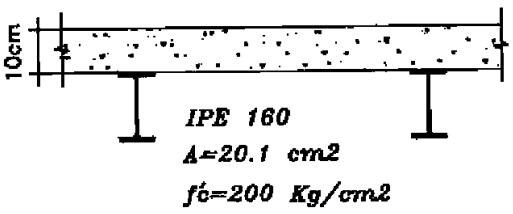
محسبات اسفند ۸۹

۱۶- در یک تیر مختلط، برش افقی کل بین نقطه حداکثر لنگر خمشی و نقطه لنگر صفر برابر 450 kN محاسبه شده است. در صورت استفاده از هشت عدد ناودانی نمره 80 به عنوان برشگیر در محدوده فوق، طول هر ناودانی برحسب میلی‌متر حداقل چقدر باید باشد؟ بتن برابر رده C25 فرض شود.

۱) 50 ۲) 60
۳) 70 ۴) 80

محاسبات ۸۷

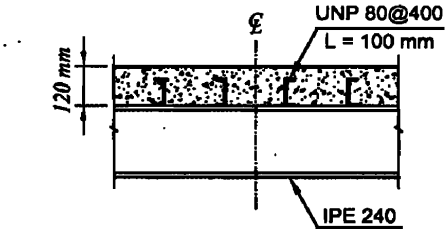
۲۳- در تیر مختلط مقابل، عرض مؤثر هر تیر 1.5m می باشد. در صورتیکه از گل میخ تک به قطر 20mm استفاده شود، فاصله گل میخ ها از یکدیگر چقدر باید باشد؟ تیرهای فولادی با تکیه گاه ساده و طول تیر 5 m می باشد. ($f_c' = 200\ Kg/cm^2$ ، ضخامت دال بتنی 10 cm و مساحت مقطع تیر فولادی $20.1\ cm^2$ می باشد)



۱) 20 cm
۲) 30 cm
۳) 50 cm
۴) 80 cm

محاسبات ۹۴

۱۵- مقاومت برشی افقی اسمی (V_{hn}) تیر با مقطع مختلط نشان داده شده که متکی بر دال بتنی می‌باشد، بر حسب کیلونیوتن به کدام مقدار زیر نزدیک‌تر است؟ تیر مختلط به صورت تیر دو سر ساده به طول 6 متر بوده و تحت بار گسترده یکنواخت قرار دارد. همچنین تعداد کل ناودانی‌ها در طول تیر 16 عدد می‌باشد. ناودانی‌ها دارای طول 100 mm، ضخامت جان 6 mm و ضخامت بال 8 mm می‌باشد. بتن دال دارای f_c= 25 MPa و E_c= 25000 MPa است. فاصله ناودانی‌ها از یکدیگر 400 میلی‌متر است.



۱) 2609
۲) 2087
۳) 1304
۴) 521

وزارت راه و شهرسازی
بهمن ۹۴
حفاظت آزمونها

گزینه ۲

مقاومت هر ناودانی برابر است با:

$$Q_n = 0.3\left(t_f + 0.5t_w\right)L_n\sqrt{f_cE_c} = 0.3(8 + 0.5 \times 6) \times 100\sqrt{25 \times 25000} = 260888\ N = 261\ kN$$

تعداد ناودانی ها در حدفاصل لنگر حداکثر (وسط تیر) تا لنگر صفر (ابتدای تیر) برابر ۸ عدد می باشد:

$$V_{hn} = 8 \times 261 = 2088\ kN$$

۸-۳- مقاومت برشی تیرهای کامپوزیت

۱۰-۲-۸-۴ برش در مقاطع مختلط

الف) مقاطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن

مقاومت برشی طراحی مقاطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن مساوی $\phi_v V_n$ می‌باشد که باید بر اساس یکی از روش‌های زیر تعیین شود.

۱. بر اساس مقاومت برشی طراحی مقطع فولادی تنها مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۶

۲. بر اساس مقاومت برشی طراحی بخش بتن مسلح (مقاومت برشی بتن بعلاوه مقاومت برشی خاموت‌های اصلی) مطابق الزامات مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان

۳. بر اساس مقاومت برشی اسمی مقطع فولادی مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۶ بعلاوه مقاومت برشی اسمی خاموت‌های عرضی مطابق الزامات مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان با ضریب کاهش مقاومت برابر ϕ_v= ۰/۷۵ برای ترکیب مقاومت برشی اسمی مقطع فولادی و خاموت‌های عرضی.

ب)مقاطع مختلط متکی بر دال بتنی و دارای برشگیر

مقاومت برشی طراحی مقاطع مختلط متکی بر دال بتنی و دارای برشگیر باید بر اساس مقاومت برشی طراحی مقطع فولادی تنها مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۶ تعیین گردد.

۹-الزامات تامین پایداری

۱۰-۲-۱-۱ الزامات عمومی

تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن از الزامات تحلیل و طراحی است. مطابق الزامات این بخش، پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن در صورتی تأمین می‌شود که آثار ذکر شده در زیر به نحو مؤثری در تحلیل و طراحی آنها لحاظ شده باشد.

(۱) تغییرشکل‌های محوری، خمشی و برشی اعضای سازه و تغییرشکل‌های سایر اجزا (نظیر اتصالات) که در جابجایی سازه موثرند.

(۲) آثار مرتبه دوم (شامل آثار P-δ و P-Δ)

(۳) نواقص هندسی (شامی کجی و ناشاقولی)

(۴) کاهش سختی اعضا ناشی از رفتار غیر الاستیک عمدتاً در اثر تنش‌های پسماند

(۵) عدم اطمینان در برآورد سختی و مقاومت

۹-۱-۱- اثرات P-δ و P-Δ

۱۰-۲-۱-۲ آثار مرتبه دوم P-δ و P-Δ

الف) آثار مرتبه دوم P-δ: آثار P-δ به آثار اضافی بارها به علت وجود انحنا در عضو مربوط می‌شود. این آثار سبب ایجاد لنگرهای خمشی اضافی می‌شوند که به علت عدم انطباق مرکز سطح مقطع بر خطی که دو انتهای بخشی از طول عضو را به هم وصل می‌کند، به‌وجود می‌آیند.

ب) آثار مرتبه دوم P-Δ: آثار P-Δ به آثار اضافی بارها به علت تغییرمکان جانبی نسبی اعضا مربوط می‌شود و سبب ایجاد نیروهای اضافی داخلی می‌شوند که در مقاطع اعضا به علت برون‌محوری ناشی از تغییرمکان جانبی یک انتهای عضو نسبت به انتهای دیگر آن به‌وجود می‌ایند. تغییرمکان جانبی نسبی دو انتهای عضو ممکن است به‌علت بارهای قائم یا بارهای جانبی یا ترکیبی از آنها باشد.

۹-۱-۲- روش تحلیل مرتبه دوم

۱۰-۲-۱-۴ روش‌های تحلیل مرتبه دوم

بجز در مواردی‌که در بخش ۱۰-۲-۱-۵-۳ مجاز دانسته شده است، مقاومت‌های مورد نیاز باید از طریق تحلیل‌های مرتبه دوم و با رعایت الزامات بخش ۱۰-۲-۱-۵ محاسبه شوند. در این مبحث استفاده از روش‌های تحلیلی زیر به عنوان روش‌های تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است.

الف- تحلیل الاستیک مرتبهٔ دوم: تحلیل الاستیک مرتبهٔ دوم به تحلیل‌هایی گفته می‌شود که در آنها روش تحلیل سیستم سازه‌ای الاستیک بوده لیکن در حین تحلیل آثار مرتبهٔ دوم (شامل آثار P-δ و P-Δ) در آن لحاظ می‌گردد.

ب- تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول تشدید یافته: در این مبحث استفاده از روش تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول تشدید یافته به عنوان یک روش تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است. الزامات این نوع روش تحلیل مرتبه دوم در پیوست ۲ این مبحث ارائه شده است.

تبصره: در هر کدام از روش‌های تحلیلی مرتبهٔ دوم ذکر شده در بند ۱۰-۲-۱-۴ با ارضاء محدودیت‌های زیر می‌توان از اثر P-δ صرفنظر نمود مشروط بر اینکه لنگرهای خمشی بدست آمده از روش‌های تحلیلی مذکور در اعضای تحت اثر توأم نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی با ضریب B_1 (مطابق پیوست ۲) تشدید شده باشند.

(۱) بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل شوند.

(۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبهٔ دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبهٔ اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب B_2 در تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول تشدید یافته در تمام طبقات در راستای مورد نظر کوچکتر یا مساوی ۱/۷ باشد.

(۳) حداکثر یک سوم بارهای ثقلی کل سازه توسط ستون‌های قاب‌های خمشی تحمل گردد.

پیوست ۲

تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدیدیافته

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \qquad (پ-۲-۱)$$

$$P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt} \qquad (پ-۲-۲)$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1-(P_u/P_{e1})} \qquad (پ-۲-۳)$$

C_m= ضریبی است که به شرح زیر در حالتی‌که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده است، تعیین میگردد.

(۱) برای تیر ستون‌های فاقد هر نوع بار جانبی در بین دو انتهای آنها در صفحهٔ خمش:

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} \qquad (پ-۲-۴)$$

که در آن M_1 و M_2 لنگرهای خمشی مرتبه اول دو انتهای ناحیه مهار نشده عضو مورد نظر در صفحهٔ خمش بوده و $|M_1| \le |M_2|$ می‌باشد. در رابطه پ-۲-۴ در صورتی که انحنای عضو به علت لنگرهای M_1 و M_2 ساده باشد نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ منفی و در صورتی‌که انحنای عضو به علت لنگرهای M_1 و M_2 مضاعف باشد، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ مثبت است.

(۲) برای تیر ستون هایی که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای آنها در صفحهٔ خمش قرار دارند مقدار C_m را می‌توان به طور محافظه کارانه برابر یک فرض نمود مگر آن که تحلیل دقیق مقدار کمتری را تعیین نماید.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (EI)^*}{(K_1 L)^2} \qquad (پ-۲-۵)$$

که در آن:

$(EI)^*$ =
- صلبیت خمشی کاهش یافته عضو برای حالتی‌که برای تأمین الزامات طراحی از روش تحلیل مستقیم استفاده شده باشد ($EI^* = 0.8\tau_b EI$ که در آن τ_b در بخش ۱۰-۲-۱-۵ تعریف شده است)
- صلبیت خمشی کاهش نیافته (EI) برای حالتی‌که برای تأمین الزامات طراحی از روش طول موثر و یا روش تحلیل مرتبه اول استفاده شده باشد.

$$B_2 = \frac{1}{\left[1-\frac{P_{story}}{P_{e\,story}}\right]} \ge 1.0 \qquad (پ-۲-۶)$$

۹-۱-۳- قاب مهار شده و مهار نشده

تبصره: هرگاه نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر حاصل از تحلیل مرتبهٔ دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر ناشی از تحلیل مرتبهٔ اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب B_2 در تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول تشدیدیافته، برای تمام طبقات هر نوع سیستم سازه‌ای کمتر یا مساوی ۱/۱ باشد، کلیهٔ قاب‌های آن سیستم سازه‌ای را می‌توان به عنوان قاب‌های مهارشده تلقی نموده و در نتیجه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۳-۱ ضریب طول موثر (K) برای اعضای فشاری کلیهٔ قاب‌های این نوع سیستم‌های سازه‌ای را برابر یک در نظر گرفت.

۹-۱-۴- ملاحظات نواقص هندسی اولیه

۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ ملاحظات نواقص هندسی اولیه

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق مدل کردن این نواقص در تحلیل مرتبهٔ دوم سازه انجام پذیرد. در سازه‌هایی که بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، به جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدل‌سازی می‌توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال نمود.

$$N_i = ۰/۰۰۲Y_i \qquad (۴-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

N_i=بار جانبی فرضی در طبقهٔ i

Y_i= بار ثقلی ضریبدار در طبقهٔ i ام متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

یادداشت‌ها: *در هنگام اعمال بار جانبی فرضی (N_i) به طبقات ساختمان توجه به نکات زیر ضروری است.*

(۱) توزیع بار جانبی فرضی در کف هر طبقه باید مشابه توزیع بارهای ثقلی در کف همان طبقه در نظر گرفته شود.

(۲) بار جانبی فرضی(N_i) باید به کلیهٔ ترکیبات بارگذاری اضافه شود. در مواردی‌که نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه اول (و یا بطور تقریب مقدار ضریب تشدید B_2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته) با احتساب سختی کاهش یافتهٔ اعضا (مطابق تنظیمات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲) در کلیهٔ طبقات کوچکتر یا مساوی ۱/۷ باشد، می‌توان بارهای جانبی فرضی (N_i) را فقط در ترکیبات بارگذاری ثقلی منظور نموده و از اثر آنها در ترکیبات بارگذاری شامل بارهای جانبی صرفنظر نمود.

(۳) بارهای جانبی فرضی باید در راستایی به سازه اعمال شود که بیشترین اثر ناپایداری را داشته باشد.

(۴) ضریب بار جانبی فرضی (۰/۰۰۲) براساس حداکثر ناشاقولی مجاز ستون‌ها در هر طبقه برابر $\frac{۱}{۵۰۰}$ ارتفاع طبقه محاسبه شده است. در مواردی‌که میزان ناشاقولی از مقدار حداکثر ($\frac{۱}{۵۰۰}$ ارتفاع طبقه) کمتر باشد، ضریب بار جانبی فرضی می‌تواند متناسب با آن کاهش یابد.

تبصره: کاربرد ملاحظات نواقص هندسی اولیه فقط برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغیی مکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کف‌ها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید ملاحظات نواقص هندسی اولیه مورد استفاده قرار گیرد.

۹-۱-۵- تنظیمات سختی اعضا

۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ تنظیمات سختی اعضاء

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز در تحلیل مرتبه دوم باید به شرح زیر از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

(۱) ضریب کاهش ۰/۸ برای کلیهٔ سختی‌هایی که در پایداری سازه موثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیهٔ سختی‌های تمامی اعضاء (حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند) نیز مجاز است.

(۲) علاوه بر ضریب کاهش ۰/۸ یک ضریب کاهش اضافی τ_β نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه موثر هستند.

$$(EI)^* = ۰/۸\tau_b EI \qquad (۴-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

$(EI)^*$ = صلبیت خمشی کاهش یافته عضو

E = مدول الاستیسیته فولاد

I = ممان اینرسی مقطع عضو حول محور خمش

τ_b = ضریب کاهش اضافی سختی خمشی طبق رابطه ۱۰-۲-۱-۶

$$\tau_b = \begin{cases} ۱/۰ & \frac{P_u}{P_y} \le ۰/۵ \\ ۴\frac{P_u}{P_y}\left(۱ - \frac{P_u}{P_y}\right) & \frac{P_u}{P_y} > ۰/۵ \end{cases} \qquad (۶-۱-۲-۱۰)$$

در رابطهٔ ۱۰-۲-۱-۶ P_u مقاومت محوری فشاری مورد نیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y=A_gF_y$) می‌باشد.

(۳) به جای استفاده از τ_β متغیر در رابطه ۱۰-۲-۱-۶ برای کاهش اضافی سختی خمشی اعضاء می‌توان مقدار τ_β را برای کلیهٔ نسبت‌های $\frac{P_u}{P_y}$ برابر یک فرض کرد مشروط بر اینکه یک بار جانبی اضافی برابر $۰/۰۰۱Y_i$ به کلیهٔ طبقات اعمال شود. این بار جانبی اضافی باید در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه در نظر گرفته شود. مورد (۲) از یادداشت بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ شامل این بار جانبی اضافی نمی‌شود.

(۴) چنانچه در یک سیستم سازه‌ای برای تأمین پایداری آن از اعضایی با مصالح دیگری به جز فولاد استفاده شده باشد و مقررات سازه‌ای مربوط به نوع مصالح ضریب کاهش سختی کوچکتری (کاهش سختی بیشتری) را الزام کرده باشد، برای آن نوع اعضاء باید ضریب کاهش سختی کوچکتر مورد استفاده قرار گیرد.

تبصره: در روش تحلیل مستقیم کاربرد سختی کاهش‌یافته فقط در تحلیل مرتبه دوم و برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضاء و کف‌ها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

تمرین

کدامیک از ترکیب بارهای زیر جزوه ترکیب بارهای ثقلی طراحی یک سازه فولادی می تواند مورد استفاده قرار گیرد؟

NDX=0.002D بار جانبی فرضی جهت منظور کردن اثار نواقص هندسی اولیه می باشد که در راستای X وارد می شود.

NDY=0.002D بار جانبی فرضی جهت منظور کردن اثار نواقص هندسی اولیه می باشد که در راستای Y وارد می شود.

NLX=0.002L بار جانبی فرضی جهت منظور کردن اثار نواقص هندسی اولیه می باشد که در راستای X وارد می شود.

NLY=0.002L بار جانبی فرضی جهت منظور کردن اثار نواقص هندسی اولیه می باشد که در راستای Y وارد می شود.

D و L بارهای مرده و زنده (بدون ضریب بار) می باشند.

۱) 1.4D+1.4NDX+1.4NDY
۲) 1.4D+NDX+NDY
۳) 1.2D+1.6L+1.2NDX+1.6NLX
۴) 1.2D+1.6L+1.2NDX+1.6NLX+1.2NDY+1.6NDY

تمرین

کدامیک از موارد زیر در مورد نحوه منظور کردن اثار نواقص هندسی اولیه در ستونهای فولادی صحیح است؟

۱) بارهای جانبی فرضی باید در تمامی شرایط به تمامی ترکیبات بارگذاری اضافه شود.
۲) بارهای جانبی فرضی در تمامی شرایط تنها به ترکیبات بارگذاری ثقلی اضافه شود.
۳) در صورتی که ضریب B2 در تمامی طبقات کمتر از 1.7 باشد می توان اثر بارهای جانبی فرضی را تنها در بارهای ثقلی منظور کرد.
۴) بارهای جانبی فرضی در تمامی شرایط از رابطه Ni=0.002 Yi محاسبه می شود.

تمرین

در یک سازه یک طبقه ارتفاع طبقه برابر 3m می باشد. بار ثقلی ضریب دار طبقه برابر 300KN می باشد. برای منظور کردن اثار نواقص هندسی اولیه بارهای فرضی جانبی منظور شده است. لنگر ناشی از بارهای فرضی در پای ستونها چقدر خواهد بود. از روش طول موثر برای تحلیل استفاده شده است.

۱) 900 KN.m
۲) 1.8 KN.m
۳) 0.6 KN.m
۴) 3.6 KN.m

تمرین

در یک قاب خمشی از روش تحلیل مستقیم برای محاسبه نیروها استفاده شده است. بار محوری وارد بر یکی از ستونها تحت اثر بار مرده برابر P_dead=600 kN، تحت اثر بار زنده برابر P_live=400 kN و تحت اثر زلزله برابر P_E=300kN می باشد. سطح مقطع ستون برابر Ag=9000 mm2 می باشد. صلبیت خمشی کاهش یافته عضو برای تنظیم سختی عضو برای این ستون چقدر است؟ (Fy=240MPa).

۱) *0.9EI* ۲) *0.72EI* ۳) *0.8EI* ۴) *0.64EI*

۹-۱-۶- روش تحلیل و طراحی

۱۰-۲-۱-۵ الزامات تحلیل و طراحی

به طور کلی برای تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن، به‌کار بردن هر روش تحلیل و طراحی علمی و منطقی که آثار ذکر شده در بند ۱۰-۲-۱-۱ به نحو موثری در آن لحاظ شده باشد، مجاز است. روش‌های تحلیل و طراحی ارائه شده در زیر با محدودیت‌ها و الزامات ذکر شده به عنوان روش‌های قابل قبول تحلیل و طراحی محسوب می‌گردند.

(۱) روش تحلیل مستقیم

(۲) روش طول موثر

(۳) روش تحلیل مرتبه اول

۱۰-۲-۱-۵-۱ محدودیت‌ها و الزامات روش تحلیل مستقیم

برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء و طراحی آنها و تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم محدودیت‌ها و الزامات زیر باید تأمین گردند.

الف- محدودیت‌ها

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم هیچگونه محدودیتی وجود ندارد.

ب- الزامات

(۱) تحلیل سازه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴ از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد.

(۲) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

(۳) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ تحلیل مرتبه دوم براساس سختی کاهش یافته اعضا صورت گیرد.

(۴) مقاومت طراحی کلیهٔ اعضاء محوری فشاری (مطابق بخش ۱۰-۲-۴) برای انواع سیستم‌های قاب‌بندی شدهٔ ذکر شده در بند ۱۰-۲-۱-۳ با فرض عدم انتقال جانبی (K=۱) تعیین شود.

تحلیل مستقیم
- محدودیت: ندارد
- روش تحلیل مرتبه دوم:
  - تحلیل الاستیک مرتبه دوم
  - تحلیل مرتبه اول تشدید یافته
- آثار نواقص هندسی اولیه: طبق بند $10-2-1-5-1-1$
- تنظیمات سختی اعضا: طبق بند $19-2-1-5-1-2$
- ضریب K ستونها: در تمامی سازه ها $K=1$

تمرین

در تحلیل وطراحی یک سازه ۵ طبقه از روش تحلیل مستقیم استفاده شده است. سازه در هر دو جهت قاب خمشی بوده و بدون مهار جانبی محسوب می شود. ضریب طول موثر ستونها (K) که در محاسبات استفاده می شود، در چه محدوده ای خواهند بود؟

۱) $K<1$

۲) $K=1$

۳) $1<K$

۴) مقدار K برای ستونهای مختلف مقادیر متفاوتی داشته و هر سه گزینه می تواند صحیح باشد.

۱۰-۲-۱-۵-۲ محدودیت‌ها و الزامات روش طول موثر

برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء و طراحی آنها در تحلیل و طراحی به روش طول موثر محدودیت‌ها و الزامات زیر باید تأمین گردند.

الف- محدودیت‌ها

(۱) بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل شود.

(۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب تشدید B_2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، در کلیهٔ طبقات کوچکتر یا مساوی ۱/۵ باشد.

ب- الزامات

(۱) تحلیل سازه باید مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۴ از نوع تحلیل مرتبه دوم و بدون در نظر گرفتن هرگونه کاهش سختی باشد.

(۲) اثر نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) مطابق ملاحظات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

(۳) مقاومت طراحی کلیهٔ اعضاء محوری فشاری (P_c) بر اساس ضریب طول موثر (K) تعیین شود. ضریب طول موثر اعضا (K) متناسب با نوع سیستم قاب‌بندی شده باید بر اساس الزامات بندهای ۱۰-۲-۱-۳-۱ الی ۱۰-۲-۱-۳-۳ تعیین گردد.

تبصره: در صورتی‌که برای تحلیل مرتبه دوم از روش الاستیک مرتبه اول تشدید یافته استفاده گردیده و در سیستم سازه‌ای مورد مطالعه برخی از قاب‌ها بصورت ثقلی طراحی شده باشند، آثار P-Δ ناشی از بار وارده بر ستون‌های قاب‌های ثقلی باید به اعضای سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی منتقل شده و در محاسبات مقاومت‌های طراحی اعضای فشاری سیستم‌های باربر جانبی مورد توجه قرار گیرند. در سیستم‌های سازه‌ای دارای قاب‌های مهار شده (نظیر قاب‌های مهاربندی شده و یا قاب‌های دارای دیوار برشی) این آثار قابل توجه نبوده و در طراحی اعضاء فشاری قاب‌های مهارشده می‌توان از آن چشم‌پوشی کرد. لیکن در سیستم‌های سازه‌ای از نوع قاب خمشی که در آن برخی از قاب‌ها فقط دارای عملکرد ثقلی هستند، تأثیر انتقال آثار P-Δ ناشی از بارهای وارده بر ستون‌های قاب‌های ثقلی به ستون‌های قاب‌های خمشی قابل ملاحظه بوده و باید در طراحی اعضاء فشاری قاب‌های خمشی لحاظ شوند. برای در نظر گرفتن تأثیر انتقال آثار P-Δ قاب‌های ثقلی به اعضاء فشاری قاب‌های خمشی کافی است ضریب طول موثر اعضاء فشاری قاب‌های خمشی به شرح زیر با ضریب η_K تشدید شود.

$$\eta_k = \sqrt{1 + \frac{\sum P_{leaning}}{\sum P_{stability}}} \qquad (۷-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

η_K = ضریب تشدید طول موثر

$\sum P_{leaning}$ = مجموع بارهای قائم ستون‌های غیر باربر جانبی

$\sum P_{stability}$ = مجموع بارهای قائم ستون‌های باربر جانبی

- طول موثر
  - محدودیت
    - نحوه تحمل بارهای ثقلی $(2-5-1-2-10)$
    - محدودیت ضریب تشدید B_2 $(2-5-1-2-10)$
  - روش تحلیل مرتبه دوم
    - تحلیل الاستیک مرتبه دوم
    - تحلیل مرتبه اول تشدید یافته
  - آثار نواقص هندسی اولیه
    - طبق بند $10-2-1-5-1-1$
  - تنظیمات سختی اعضا
    - ندارد
  - ضریب K ستونها
    - طبق بند $10-2-1-3$

تمرین

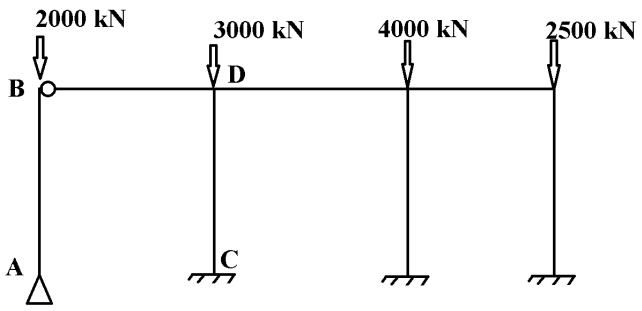
در قاب خمشی شکل زیر برای تحلیل سازه از روش طول موثر استفاده شده است. ضریب طول موثر ستون AB چقدر باید منظور شود. بارهای وارد شده، مجموع بارهای مرده و زنده را نشان می دهد. کدام گزینه در رابطه با ستون AB صحیح است؟

۱) ستون بدون مهار جانبی بوده و بنابراین با توجه به دوسر مفصل بودن آن ناپایدار محسوب شده و ساخت چنین سازه ای غیر مجاز است.

۲) این ستون تنها باربر ثقلی بوده و با فرض ضریب طول موثر برابر K=1 مقاومت محوری آن قابل محاسبه است و در صورتی که مقاومت کافی داشته باشد، استفاده از این سیستم مجاز خواهد بود.

۳) گرچه ستون ناپایدار است ولی تیر BD می تواند بار محوری وارد بر نقطه B را به صورت یک تیر طره تحمل کند و اگر تیر BD و بقیه ستونها مقاومت کافی داشته باشد، استفاده از این سیستم مجاز است.

۴) در این سازه نمی توان از روش طول موثر استفاده کرد و باید از روش تحلیل مستقیم استفاده کرد.



تمرین

در سوال قبل برای منظور کردن اثر $P-\Delta$ ستون BA می توان ضریب طول موثر ستونهای باربر جانبی را افزایش داد. درصد افزایش ضریب طول موثر ستونهای باربر جانبی در این سازه چقدر است؟

۱) ۱۰ درصد ۲) ۱۵درصد ۳) ۲۰ درصد ۴) ۲۵ درصد

۹-۱-۷- تحلیل مرتبه مرتبه اول

۱۰-۲-۱-۵-۳ محدودیت‌ها و الزامات روش تحلیل مرتبه اول

برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضا و طراحی آنها در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مرتبه اول محدودیت‌ها و الزامات زیر باید تأمین گردند.

الف- محدودیت‌ها

(۱) بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم متحمل شود.

(۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب تشدید B_2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی ۱/۵ باشد.

(۳) مقاومت محوری فشاری مورد نیاز (P_u) تمامی اعضایی که سختی خمشی آنها در پایداری جانبی سازه موثرند از $0/5P_y$ تجاوز ننماید. P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y=A_gF_y$) می‌باشد.

ب- الزامات

(۱) مقاومت مورد نیاز اعضا بر اساس تحلیل مرتبه اول تشدید نیافته تعیین می‌گردد.

(۲) به کلیهٔ ترکیبات بارگذاری یک بار جانبی اضافی (N_i) در تراز هر طبقه به شرح زیر اضافه شود.

$$N_i = ۲/۱\eta_N Y_i \geq ۰/۰۰۴۲Y_i \qquad (۱۰-۱-۲-۸)$$

$$\eta_N = Max\ (\frac{\Delta_i}{L_i}) \qquad (۱۰-۱-۲-۹)$$

که در آن:

Y_i= بارهای ثقلی ضریبدار در تراز طبقه i اُم متناسب با ضرائب به‌کار رفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

Δ_i= تغییرمکان جانبی نسبی طبقه i اُم در ترکیبات مختلف بارگذاری بر پایهٔ تحلیل مرتبه اول. در مواردی‌که Δ_i برای قاب‌های مختلف در پلان طبقه متفاوت باشد، این مقدار باید برابر متوسط وزنی تغییرمکان جانبی نسبی قاب‌های مختلف (که نسبت به بارهای قائم قاب‌های مختلف سنجیده می‌شود) و یا به طور محافظه‌کارانه برابر تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر طبقه در نظر گرفته شود.

L_i= ارتفاع طبقه i ام

(۳) لنگر خمشی اعضای دارای نیروی محوری فشاری با ضریب تشدید B_1 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته تشدید شوند.

(۴) مقاومت طراحی کلیهٔ اعضای محوری فشاری (P_c) برای انواع سیستم‌های قاب‌بندی شده در بند ۱۰-۲-۱-۳ با فرض عدم انتقال جانبی (K=۱) تعیین شود.

تبصره: با توجه به اینکه در روش تحلیل مرتبه اول آثار P-Δ نیز در بار جانبی اضافی (N_i) لحاظ شده است، لذا تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، خیز تیرها و ارتعاش اعضا و کف‌ها باید در حضور بار جانبی اضافی (N_i) مورد کنترل قرار گیرند.

- تحلیل مرتبه اول
  - محدودیت
    - نحوه تحمل بارهای ثقلی $(3-5-1-2-10)$
    - محدودیت ضریب تشدید B_2 $(3-5-1-2-10)$
    - محدودیت در Pu ستونها $(3-5-1-2-10)$
  - روش تحلیل
    - تحلیل مرتبه اول تشدید نیافته
  - آثار نواقص هندسی اولیه
    - طبق بند $10-2-1-5-3$
  - تنظیمات سختی اعضا
    - ندارد
  - ضریب K ستونها
    - در تمامی سازه ها $K=1$

تمرین

در کدامیک از روشهای تحلیل زیر در سازه های فولادی، ضریب طول موثر ستونها در یک قاب خمشی (بدون مهار جانبی) برابر K=1 منظور می شود؟

۱) روش تحلیل مستقیم و نیز روش تحلیل مرتبه اول

۲) روش تحلیل مستقیم

۳) روش تحلیل مرتبه اول

۴) در تمامی روشها ضریب طول موثر در سازه های بدون مهار جانبی بزرگتر از یک منظور می شود.

تمرین

در یک سازه با قاب خمشی از روش تحلیل مستقیم برای تحلیل و طراحی استفاده شده است. مقدار τ_B برای تمامی نسبتهای $\frac{P_U}{P_y}$ ثابت و برابر یک فرض شده است. مقدار بار فرضی جانبی کل که باید به طبقات اعمال شود برابر کدام گزینه می باشد؟ (Yi بار ثقلی ضریب دار در طبقه می باشد).

۱) $0.001Yi$
۲) $0.002Yi$
۳) $0.003Yi$
۴) با توجه به استفاده از روش تحلیل مستقیم، نیازی به اعمال چنین باری نیست.

تمرین

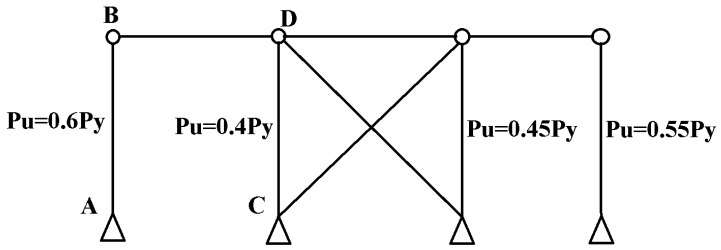
کدام گزینه در مورد روش تحلیل مرتبه اول صحیح است؟

۱) در این روش هیچکدام از نیروها داخلی در ستونها تشدید نمی شوند
۲) در این روش تنها نیروی محوری ستونها تشدید می شوند.
۳) در این روش تنها لنگر خمشی ستونها تشدید می شوند.
۴) در این روش هر دو نیروی محوری و خمشی باید تشدید شوند.

تمرین

مقاومت محوری فشاری مورد نیاز ستونها در یک قاب ساده بادبندی شده به صورت زیر بدست آمده است. کدام گزینه صحیح است؟ با توجه به وجود بادبند، ضریب B2 کمتر از 1.5 فرض شود. بارهای ثقلی نیز عمدتا توسط ستونها تحمل می شود.

۱) در تحلیل این قاب نمی توان از روش تحلیل مرتبه اول استفاده کرد.
۲) در تحلیل این قاب می توان از روش تحلیل مرتبه اول استفاده کرد.
۳) تنها در ستونهای اطراف بادبند می توان از روش تحلیل مرتبه اول استفاده کرد.
۴) بسته به سختی بادبندها هر سه گزینه می تواند صحیح باشد.



۱۰-تیر ستونها

۱۰-۱- ترکیب فشار و خمش

۱۰-۲-۷ الزامات طراحی اعضا برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی و ترکیب لنگر پیچشی با سایر نیروها

۱۰-۲-۷-۲ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی

۱۰-۲-۷-۲-۱ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر همزمان لنگر خمشی و نیروی محوری فشاری

اثر توأم لنگر خمشی و نیروی محوری فشاری حول یک یا هر دو محور x و y در اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن با محدودیت ۰/۹ ≤ (I_{yc}/I_y) ≤ ۰/۱ که در آن I_y ممان اینرسی مقطع کل و I_{yc} ممان اینرسی بال فشاری حول محور ضعیف y می‌باشد، به شرح زیر تعیین می‌گردد:

الف) برای $\frac{P_u}{P_c} \geq$ ۰/۲ :

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{۸}{۹}\left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq ۱/۰ \qquad (۱-۷-۲-۱۰)$$

ب) برای $\frac{P_u}{P_c} <$ ۰/۲ :

$$\frac{P_u}{۲P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq ۱/۰ \qquad (۲-۷-۲-۱۰)$$

که در آن:

P_u = مقاومت فشاری مورد نیاز

$\phi_c P_n = P_c$ = مقاومت فشاری طراحی

ϕ_c = ضریب کاهش مقاومت در فشار مساوی ۰/۹

M_{ux} = مقاومت خمشی مورد نیاز نسبت به محور قوی x

M_{uy} = مقاومت خمشی مورد نیاز نسبت به محور ضعیف y

$\phi_b M_{nx} = M_{cx}$ = مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور قوی x

$\phi_b M_{ny} = M_{cy}$ = مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور ضعیف y

ϕ_b = ضریب کاهش مقاومت برای خمش مساوی ۰/۹

۱۰-۲- ترکیب کشش و خمش

۱۰-۲-۷ الزامات طراحی اعضا برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی و ترکیب لنگر پیچشی با سایر نیروها

۱۰-۲-۷-۲ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی

۱۰-۲-۷-۲-۲ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر همزمان لنگر خمشی و نیروی محوری کششی

اثر توأم لنگر خمشی و نیروی محوری کششی حول یک یا هر دو محور x و y در اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن با محدودیت ۰/۹ ≤ (I_{ye}/I_y) ≤ ۱/۰ که در آن I_y ممان اینرسی مقطع کل و I_{ye} ممان اینرسی بال فشاری حول محور ضعیف y می باشد، به شرح زیر تعیین می‌گردد.

الف) $\frac{P_u}{P_t} \geq$ ۰/۲ :

$$\frac{P_u}{P_t} + \frac{۸}{۹}\left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq ۱/۰ \qquad (۱۰-۲-۷-۳)$$

ب) $\frac{P_u}{P_t} <$ ۰/۲ :

$$\frac{P_u}{۲P_t} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq ۱/۰ \qquad (۱۰-۲-۷-۴)$$

که در آن:

P_u = مقاومت کششی مورد نیاز

$\phi_t P_n = P_t$ = مقاومت کششی طراحی

ϕ_t = ضریب کاهش مقاومت در کشش (مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۳)

M_{ux} = مقاومت خمشی مورد نیاز نسبت به محور قوی x

M_{uy} = مقاومت خمشی مورد نیاز نسبت به محور ضعیف y

$\phi_b M_{nx} = M_{cx}$ = مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور قوی x

$M_{ny} \phi_b = M_{cy}$ = مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور ضعیف y

ϕ_b = ضریب کاهش مقاومت برای خمش مساوی ۰/۹

تبصره: برای اعضای دارای دو محور تقارن تحت اثر همزمان لنگر خمشی و نیروی محوری کششی، ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی (C_b) در بخش ۱۰-۲-۵ می‌تواند با ضریب $\sqrt{۱ + \frac{P_u}{P_{ey}}}$ افزایش یابد که در آن P_{ey} از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد.

$$P_{ey} = \frac{\pi^۲ E I_y}{L_b^۲} \qquad (۱۰-۲-۷-۵)$$

که در آن:

E = مدول الاستیسیته فولاد

I_y = ممان اینرسی حول محور ضعیف y

L_b = فاصلهٔ مهارهای جانبی در طول عضو

محاسبات خرداد ۸۹

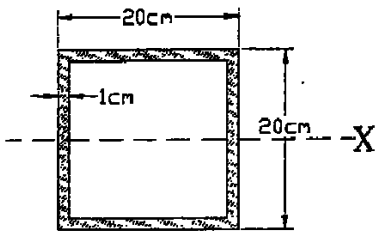
۲۵- مقطع نشان داده شده در شکل تحت اثر توأم لنگر خمشی و نیروی محوری کششی قرار دارد. چنانچه لنگر خمشی وارده بر مقطع حول محور x برابر ٤ ton-m باشد حداکثر نیروی کششی مجاز قابل تحمل توسط مقطع حدوداً چقدر است؟ F_y=۲٤۰۰kg/cm^۲ و $F_{bx} = ۰/٦ F_y$

۱) ۳۳ ton

۲) ۶۳ ton

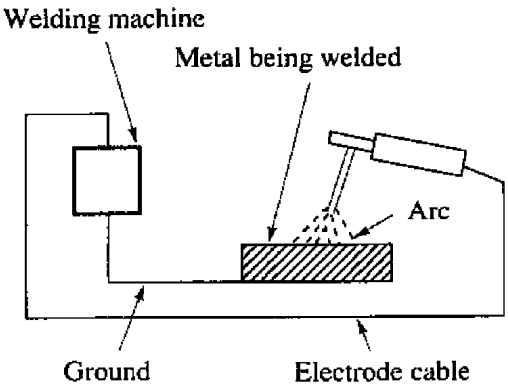
۳) ۵۳ ton

۴) ۴۳ ton

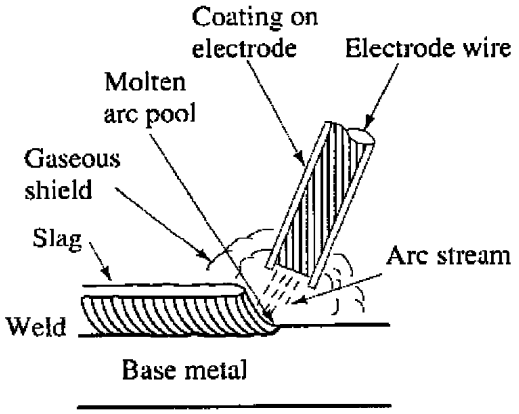


۱۱-اتصالات

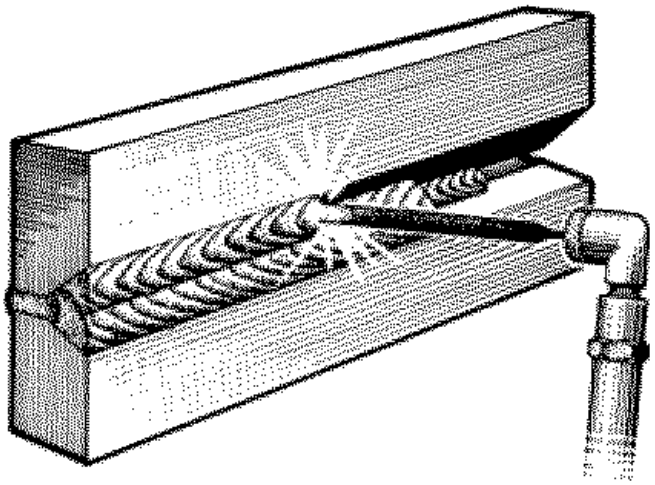
۱۱-۱- جوش



(a) Arc welding circuit



(b) Shielded arc welding



الکترود E60XX

مقاومت کششی برحسب ksi ← ($F_a = 60\,ksi = (60\times 70)\,kg/cm^2$)

وضعیت جوش کاری، نوع منبع الکتریسیته، جنس روکش الکترود

انواع جوش

- شیاری
  - با نفوذ کامل
  - با نفوذ ناقص
- گوشه
- انگشتانه
- کاسه

← نیاز به آماده سازی لبه ورق دارد (گرانتر است)

← مقاومت جوش حداقل باید برابر مقاومت فلز پایه باشد

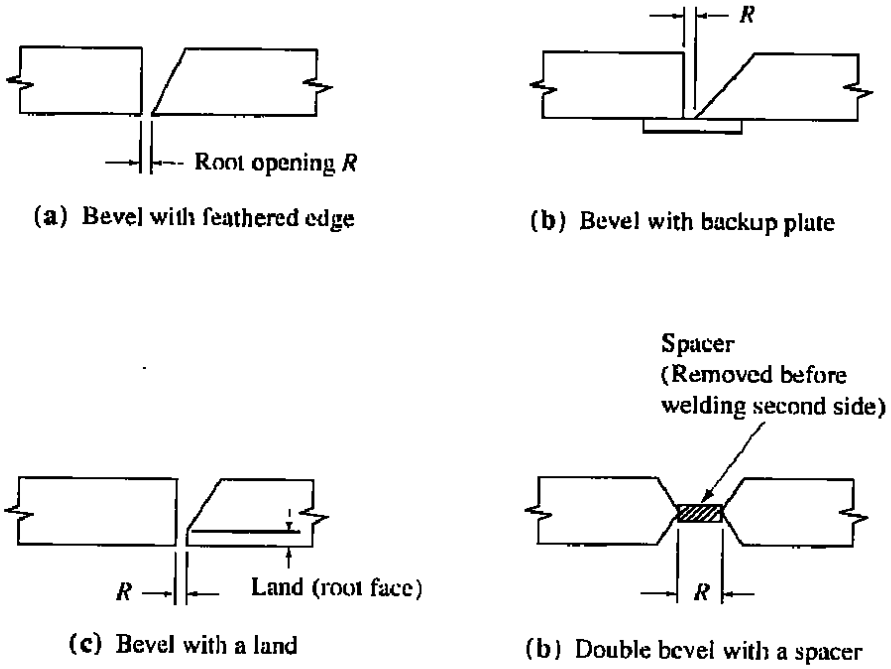
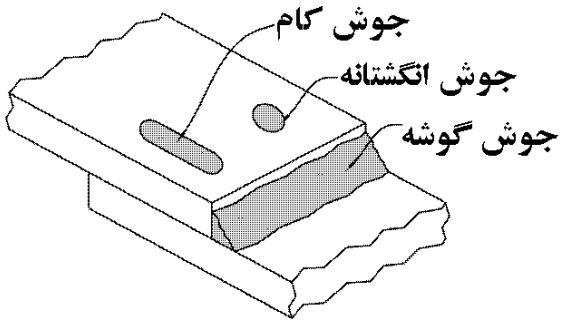


Figure 5.7.2 Typical edge preparations for groove welds.

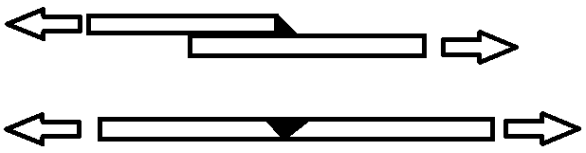
ترکیب جوش گوشه با جوش انگشتانه و کام



✓ جوش گوشه اقتصادی ترین است و بیشترین کاربرد را دارد
برخلاف شیاری نیاز به حفت دقیق کار ندارد
✓ انگشتانه و کام وقتی به کار می روند که { اندازه اتصال کم باشد / امکان کاهش اتصال باشد }

در اعضایی که تحت بارگذاری متناوب قرار می گیرند موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

- از ایجاد گوشه های تیز و زدگی جلوگیری شود (به علت تمرکز تنش)
- از حداقل جوش استفاده شود (خال جوش زده نشود)
- از خروج از مرکزیت تا حدامکان جلوگیری شود:



۱۱-۲- جوش وصله مقاطع سنگین

۱۰-۲-۹ الزامات طراحی اتصالات

۱۰-۲-۹-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۹-۱-۵ وصله‌ها در مقاطع سنگین

۱۰-۲-۹-۱-۵ وصله‌ها در مقاطع سنگین

الزامات این بند به نیمرخ‌های حجیم و سنگین و نیمرخ‌های مرکبی که از ورق‌های ضخیم‌تر از ۴۰میلی‌متر ساخته می‌شوند، مربوط می‌شود.

در وصلهٔ این‌گونه اعضا چنانچه از جوش نفوذی لب به لب استفاده شود، باید برای جلوگیری از اثر انقباض ناشی از سردشدن و شکست ناشی از تردی در جوش و مصالح مجاور آن، احتیاط‌های لازم به عمل آید. استفاده از پیش‌گرمایش و پس‌گرمایش و یا استفاده از الکترودهای کم هیدروژن دراین خصوص الزامی است.

اگر جوش وصلهٔ این‌گونه اعضا نقش انتقال تنش‌های کششی ناشی از نیروی کششی یا لنگر خمشی را داشته باشد، لازم است محدودیت‌های مربوط به طاقت مصالح روی نمونه زخم‌دار با انجام آزمایش شارپی بررسی گردد.

در اینگونه مقاطع باید جزئیات سوراخ‌های دسترسی جوشکاری در محل اتصال طبق بند ۱۰-۲-۹-۱-۶، جوش مناسب طبق بند ۱۰-۲-۹-۲-، گرم‌کردن قبل از جوشکاری طبق بند ۱۰-۲-۹-۲-۸ و محدودیت‌های مربوط به برش با شعله و آماده‌کردن سطوح و نکات مربوط به بررسی جوش‌ها طبق الزامات فصل ۱۰-۴ رعایت شود. در اتصالات کششی مقاطع سنگین باید بعد از جوشکاری، تسمهٔ پشت بند جوش را (در صورت موجود بودن) از جای خود برداشت و جوش‌ها را با سنگ‌زدن صاف و یکنواخت کرد و در صورت لزوم از جوش پشت استفاده نمود.

برای وصلهٔ مقاطع سنگین ارجح است از جزئیاتی استفاده شود که انقباض جوش در آن بزرگ نباشد.

۱۰-۲-۹-۲-۸ پیش گرمایش فولادهای ساختمانی

برای نیمرخ‌های نورد شدهٔ سنگین و قطعات ساخته‌شده با جوش، باید قبل از انجام جوش، پیش گرمایش تا دمای لازم صورت گیرد. حداقل دمای پیش گرمایش مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۵ می‌باشد.

جدول ۱۰-۲-۹-۵ حداقل دمای پیش گرمایش

ضخامت (mm)	دمای پیش گرمایش در فرآیند غیر کم هیدروژن (درجه سلسیوس)	دمای پیش گرمایش در فرآیند کم هیدروژن (درجه سلسیوس)
$t \le ۲۰$	*۲۰	*۱۰
$۲۰ < t \le ۴۰$	۶۵	*۲۰
$۴۰ < t \le ۶۵$	۱۱۰	۶۵
$t > ۶۵$	۱۵۰	۱۱۰

* *این دما در حد لمس‌کردن ورق قابل حس است و در سایر موارد باید از روش‌های دماسنجی سطحی (مثلاً گچ‌های حساس به دما) استفاده شود.*

۱۱-۳- سوراخ دسترسی جوش

۱۰-۲-۹ الزامات طراحی اتصالات

۱۰-۲-۹-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۹-۱-۵ وصله‌ها در مقاطع سنگین

۱۰-۲-۹-۱-۶ سوراخ‌های دسترسی برای جوشکاری و برش بال‌های تیر در محل اتصال

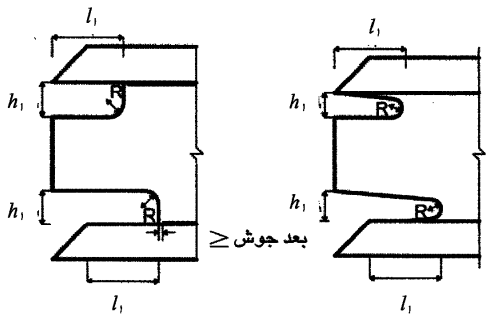
کلیهٔ سوراخ‌هایی که به منظور دسترسی و تسهیل جوشکاری تعبیه می‌شود (مثل سوراخ دسترسی در جان به منظور جوش لب به لب بال)، برای قرار دادن مصالح جوش در موضع مورد نظر، باید دید کامل و فراخی کافی را داشته باشد. این سوراخ‌ها و نیز قسمت‌های برش دادهٔ بال در انتهای تیرها باید به صورتی کاملاً یکنواخت، با انحنای ملایم و بدون گوشه‌های تیز، تعبیه شود.

طول سوراخ‌های دسترسی (l_1) برای جوشکاری که از محل ریشهٔ جوش مربوطه اندازه‌گیری می‌شود، نباید کمتر از ۴۰ میلی‌متر و از ۱/۵ برابر ضخامت ورقی گردد که سوراخ دسترسی در آن ایجاد می‌شود. ارتفاع سوراخ دسترسی (h_1) نباید از ۲۰ میلی‌متر و از ضخامت ورقی که سوراخ دسترسی در آن ایجاد می‌شود کوچکتر و از ۵۰ میلی‌متر بزرگتر در نظر گرفته شود. شعاع قوس‌های سوراخ دسترسی جوش نباید کمتر از ۱۰ میلی‌متر اختیار شود.

در مقاطع نوردشده و ساخته‌شده از ورق که در آنها ایجاد سوراخ دسترسی پس از اتمام جوشکاری بال‌ها به جان صورت می‌گیرد، لبهٔ جان باید از سطح بال تا سطح تو رفتگی سوراخ دسترسی به صورت شیب‌دار، کاملاً یکنواخت و بدون گوشه‌های تیز باشد.

در مقاطع ساخته‌شده از ورق که در آنها ایجاد سوراخ دسترسی قبل از تکمیل جوشکاری بال‌ها به جان صورت می‌گیرد، انتهای سوراخ دسترسی می‌تواند عمود بر بال باشد مشروط بر آنکه انتهای جوش به اندازهٔ بعد جوش از سوراخ دسترسی فاصله داشته باشد.

در نیمرخ‌های سنگین و مقاطع ساخته‌شده از ورق که از ورق‌هایی به ضخامت بیش از ۴۰ میلی‌متر ساخته می‌شوند، لبه‌های برش دادهٔ تیر یا سوراخ‌های دسترسی که توسط شعله بریده شده باشند را باید با سنگ زدن به صورت فلز صاف و براق درآورد. اگر قسمت‌های منحنی بریده شده در محل سوراخ دسترسی توسط عمل متەکردن یا برقوزدن صورت گرفته باشد، به سنگ‌زدن و صاف‌کردن احتیاجی ندارد.



شکل ۱۰-۲-۹-۱

الف) مقاطع نوردشده و ساخته‌شده از ورق که در آنها ایجاد سوراخ دسترسی پس از اتمام جوشکاری بال‌ها به جان صورت می‌گیرد.

ب) مقاطع ساخته‌شده از ورق که در آنها ایجاد سوراخ دسترسی قبل از تکمیل جوشکاری بال‌ها به جان صورت می‌گیرد.

۱۱-۴- ابعاد جوش شیاری

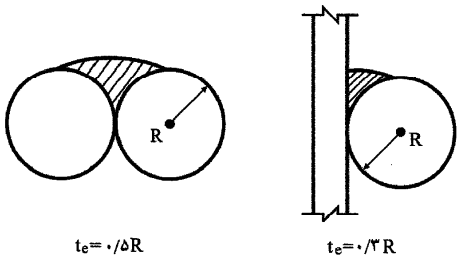
۱۰-۲-۹ الزامات طراحی اتصالات

۱۰-۲-۹-۲ جوش‌ها

۱۰-۲-۹-۲-۱ جوش‌های شیاری

الف) سطح مقطع موثر: سطح مقطع موثر در جوش‌های شیاری عبارت است از: حاصل‌ضرب طول موثر در ضخامت موثر جوش. طول موثر جوش برابر با طول جوش‌شده و ضخامت موثر جوش شیاری با نفوذ کامل برابر با ضخامت قطعهٔ نازکتر در اتصال لب به لب و ضخامت قطعهٔ جوش شده در اتصال کنج و سپری در نظر گرفته می‌شود. ضخامت موثر در جوش شیاری با نفوذ نسبی برابر با عمق شیار جوش منهای ۳ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود. استفاده از جوش شیاری با نفوذ نسبی در وضعیتی که بارگذاری متناوب (اثر خستگی) وجود داشته باشد مجاز نیست.

ضخامت موثر جوش شیاری که بین دو لبهٔ گرد (مثل شیار بین دو میلگرد) و یا بین یک لبهٔ گرد و لبهٔ تخت (مثل میلگرد در مجاورت ورق) داده می‌شود، مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲ می‌باشد.



شکل ۱۰-۲-۹-۲ ضخامت موثر جوش‌های شیاری لب گرد

ب) محدودیت: ضخامت موثر در جوش‌های شیاری با نفوذ نسبی نباید از مقادیر مندرج در جدول ۱۰-۲-۹-۱ کمتر شود. حداقل ضخامت موثر با توجه به ضخامت قطعه نازکتر تعیین می‌شود. ضخامت جوش نباید از ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده تجاوز کند.

جدول ۱۰-۲-۹-۱ حداقل ضخامت موثر جوش شیاری با نفوذ نسبی

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل ضخامت موثر
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰ تا ۴۰ میلی‌متر	۸ میلی‌متر
بیش از ۴۰ تا ۶۰ میلی‌متر	۱۰ میلی‌متر
بیش از ۶۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر	۱۳ میلی‌متر
بیش از ۱۵۰ میلی‌متر	۱۶ میلی‌متر

- *در صورتی‌که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یک عبور تعیین نمود باید از پیش گرمایش و یا فرآیندهای کم‌هیدروژن استفاده کرد.*
- *برای قطعات با ضخامت بزرگتر از ۴۰ میلی‌متر، پیش‌گرمایش و دستورالعمل جوشکاری باید با مطالعهٔ خاص مورد بررسی قرار گیرد.*

۱۱-۵- ابعاد جوش گوشه

۱۰-۲-۹ الزامات طراحی اتصالات

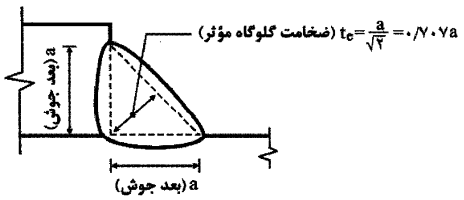
۱۰-۲-۹-۲ جوش‌ها

۱۰-۲-۹-۲-۲ جوش‌های گوشه

الف) سطح مقطع موثر: سطح مقطع موثر در جوش‌های گوشه برابر با حاصل‌ضرب طول موثر در ضخامت گلوگاه موثر در نظر گرفته می‌شود.

طول موثر جوش گوشه (به جز جوش‌هایی که در سوراخ و شکاف قرار می‌گیرد) برابر با طول کلی نوار جوش شامل قسمت‌های برگشت خورده می‌باشد.

بعد جوش گوشه (a) اندازه ساق مقطع جوش می‌باشد. طبق شکل ۱۰-۲-۹-۳ ضخامت گلوگاه موثر (t_e) در جوش گوشه برابر کوتاهترین فاصله بین ریشهٔ مقطع جوش تا سطح خارجی آن و به عبارت دیگر برابر ارتفاع وارد بر وتر مثلث مقطع جوش به حساب می‌آید.



شکل ۱۰-۲-۹-۳ ضخامت گلوگاه موثر جوش‌های گوشه

برای جوش‌های گوشه در سوراخ و شکاف، طول موثر برابر با طول محوری (میانتاری) که از مقطع گلوگاه جوش می‌گذرد، در نظر گرفته می‌شود.

ب) محدودیت‌ها:

۱- حداقل بُعد جوش‌های گوشه نباید از بُعد مورد نیاز برای انتقال بارهای محاسبه شده و اندازه‌های نشان داده شده در جدول ۱۰-۲-۹-۲ کوچکتر انتخاب شود. حداقل بُعد جوش تابع ضخامت قطعهٔ نازکتر می‌باشد و از طرفی نباید بُعد جوش از ضخامت نازکترین قطعهٔ متصل شونده تجاوز نماید.

۲- حداکثر بُعد جوش‌های گوشه در لبهٔ قطعات متصل شونده برای قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه منهای ۲ میلی‌متر و برای قطعات با ضخامت بیش از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه می‌باشد.

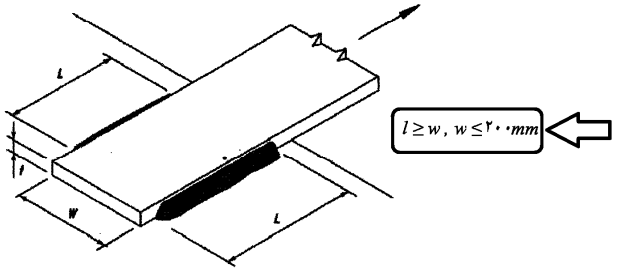
جدول ۱۰-۲-۹-۲ حداقل بُعد جوش گوشه

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بُعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰	۸ میلی‌متر

- در صورتی‌که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یکبار عبور تأمین نمود، باید از پیش گرمایش و یا فرآیندهای کم هیدروژن استفاده کرد.
- در سازهٔ تحت بار دینامیکی حداقل اندازه جوش ۵ میلی‌متر می‌باشد

۳- طول موثر جوش‌های گوشه‌ای که برای تحمل تنش‌ها محاسبه شده‌اند نباید از ۴ برابر بُعد جوش کمتر باشد. به عبارت دیگر، بُعد جوش نباید از $\frac{۱}{۴}$ طول آن تجاوز نماید.

۴- در اتصال‌های انتهای تسمه‌های کششی اگر از جوش گوشه فقط در لبه‌های طولی و موازی امتداد نیرو استفاده شود، طول جوش هر طرف نباید از فاصلهٔ عمودی بین آنها (تقریباً پهنای تسمه) کمتر باشد و این فاصله نباید از ۲۰۰ میلی‌متر تجاوز کند (شکل ۱۰-۲-۹-۴). برای تأثیر طول جوش در سطح مقطع موثر اعضای کششی به جدول ۱۰-۲-۳-۱ مراجعه شود.



شکل ۱۰-۲-۹-۴ جوش گوشه در انتهای تسمه‌های کششی

۵- در اتصال انتهایی اعضای محوری، طول موثر جوشی که به صورت طولی بارگذاری شده است نباید از ۱۰۰ برابر بعد جوش (a) تجاوز نماید. در صورت نیاز به طول جوش بیش از ۱۰۰ برابر بعد ساق جوش، طول موثر جوش باید با ضریب (β) کاهش داده شود.

$L_e=\beta L$

$\beta=۱/۲ - ۰/۰۰۲ (L/a) \leq ۱/۰$ (۱-۹-۲-۱۰)

که در آن:

L_e= طول موثر جوش

L= طول واقعی جوشی که از قسمت انتهایی جوش به صورت طولی بارگذاری شده است.

a= بُعد ساق جوش

β= ضریب کاهش طول واقعی (اسمی) جوش

برای L/a بزرگتر از ۳۰۰ طول موثر جوش باید برابر a۱۸۰ در نظر گرفته شود.

۶- جوش‌های گوشه منقطع برای انتقال تنش‌های محاسبه شده هنگامی مجاز است که نیروی منتقله از مقاومتی که با جوش پیوسته (سرتاسری) و با حداقل بعد جوش تأمین می‌شود، کمتر باشد. استفاده از این نوع جوش در اتصال جان و بال تیر ورق‌ها، اتصال ورق‌های تقویتی بال، اتصال قطعات سخت‌کننده به جان تیر ورق و برای اتصال اجزای اعضای ساخته‌شده از ورق مجاز می‌باشد. طول موثر قطعات جوش منقطع نباید از ۴ برابر بُعد جوش و از ۴۰ میلی‌متر کمتر باشد. فاصلهٔ آزاد بین قطعات جوش نباید از ۱۶ برابر ضخامت نازکترین قطعهٔ متصل شونده وقتی که در فشار است و از ۲۴ برابر این ضخامت وقتی که در کشش است، بیشتر شود. دراین خصوص به الزامات بندهای ۱۰-۲-۳-۵ و ۱۰-۲-۴-۷-۲ نیز مراجعه شود.

محاسبات ۹۴

۸- برای اتصال انتهایی یک تسمه کششی که به صورت محوری بارگذاری شده است. در امتداد طول تسمه از دو ردیف جوش گوشه هریک به طول 750 میلی‌متر و بعد 5 میلی‌متر استفاده شده است. طول مؤثر هر ردیف جوش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 750 میلی‌متر
۲) 725 میلی‌متر
۳) 675 میلی‌متر
۴) 535 میلی‌متر

گزینه ۳

با توجه به محدودیت ۵ از مبحث ۱۰ که در ادامه امده است، طول موثر برابر خواهد بود با:

$$L_e = \beta L = \left(1.2 - 0.002\frac{750}{5}\right)750 = 675\ mm$$

۱۰-۲-۹ الزامات طراحی اتصالات

۱۰-۲-۹-۲ جوش‌ها

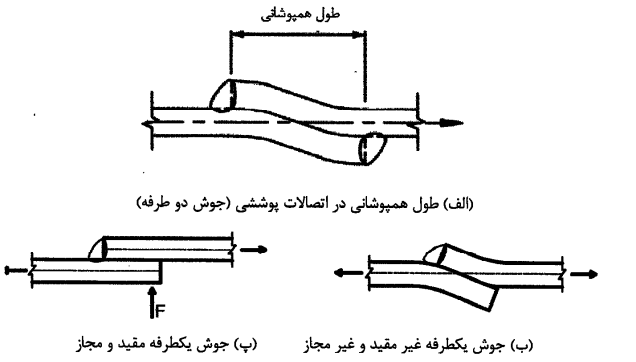
۱۰-۲-۹-۲-۲ جوش‌های گوشه

۷- در اتصالات پوششی (رویهم) دو قطعه، طول همپوشانی نباید از ۵ برابر ضخامت قطعهٔ نازکتر کمتر باشد و در هیچ حالتی از ۲۵ میلی‌متر کمتر نشود. در اتصالات پوششی که ورق و تسمه‌های تحت اثر تنش‌های محوری را به یکدیگر متصل می‌کند، باید ضلع انتهایی هریک از قسمت‌های متصل شونده، توسط جوش گوشه اتصال یابند (جوش دو طرفه). در وضعیتی که اتصال به اندازه کافی مقید شده باشد یا تغییرشکل خمشی آنقدر محدود باشد که از باز شدن اتصال تحت اثر بار حداکثر جلوگیری شود، می‌توان از جوش یکطرفه استفاده کرد (شکل ۱۰-۲-۹-۵).

۸- استفاده از جوش گوشه در لبهٔ سوراخ و شکاف در اتصالات رویهم، به منظور انتقال برش یا جلوگیری از کمانش و یا جدایی قسمت‌های متصل شونده مجاز می‌باشد. جوش‌های گوشه در سوراخ‌ها و شکاف‌ها را نباید به عنوان جوش کام یا انگشتانه در نظر گرفت.

۹- جوش‌های گوشه می‌توانند به انتهای ناحیهٔ اتصال منتهی شده یا قبل از رسیدن به انتهای ناحیهٔ اتصال قطع شوند و یا حتی می‌توان آنها را طوری جوش داد تا به شکل قوطی یا ناودانی در بیاید. مگر در مواردی به شرح زیر که محدودیتی برای آنها وضع شده است.

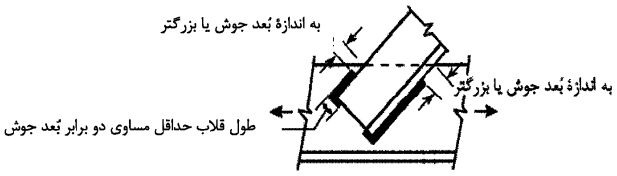
- در اتصالات پوششی (رویهم) که یکی از قطعه‌های اتصالی تا پشت لبهٔ قطعه اتصالی دیگر که تحت اثر تنش کششی قرار دارد امتداد یافته باشد، جوش گوشه باید در فاصله‌ای بیشتر یا مساوی با بُعد جوش تمام شود (شکل ۱۰-۲-۹-۶).
- کلیهٔ جوش‌های گوشه که در لبهٔ کناری یا ضلع انتهایی عضو انجام می‌شود، باید در انتهای ضلع و بر روی ضلع دیگر برگشت داده شود که به آن قلاب می‌گویند. حداقل طول قلاب ۲ برابر بُعد جوش می‌باشد. این شرط شامل جوش‌های گوشه قائم و جوش‌های گوشه سر بالا در تکیه‌گاه‌های لچکی (براکت) و برای نبشی‌های نشیمن تیر و اتصالات نظیر می‌باشد (شکل ۱۰-۲-۹-۶).
- در اتصالات مفصلی با نبشی‌های جان، که انعطاف‌پذیری اتصال به مقدار زیادی تابع انعطاف‌پذیری بال برجسته نبشی‌ها می‌باشد، برگشت در انتهای جوش گوشه نباید از ۴ برابر بُعد جوش و نیز نصف پهنای بال نبشی بیشتر باشد. برگشت انتها در جوش گوشه باید در نقشه‌ها و جزئیات اجرایی قید شود (شکل ۱۰-۲-۹-۷).
- جوش‌های گوشه‌ای که ورق‌های سخت‌کننده عرضی را به جان تیر ورق‌های با ضخامت جان کمتر از ۲۰ میلی‌متر متصل می‌کنند، نباید کمتر از ۴ برابر و بیشتر از ۶ برابر ضخامت جان، از پنجهٔ جان تا جوش جان به بال منتهی شود. مگر در حالتی‌که انتهای ورق سخت کنندهٔ عرضی به بال جوش شده باشد.
- جوش‌های گوشه‌ای که در دو وجه مخالف یک صفحهٔ مشترک ایجاد می‌شود، باید در گوشهٔ مشترک بین دو نوار جوش قطع شوند (شکل ۱۰-۲-۹-۸).
- در اتصالات پوششی (رویهم) برای جلوگیری از زخم در لبه، انتخاب محل شروع و پایان مسیر جوشکاری باید مورد توجه قرار گیرد (شکل ۱۰-۲-۹-۹).



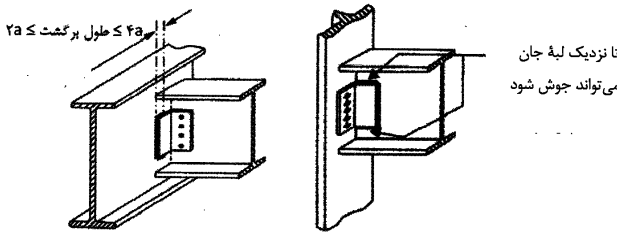
(الف) طول همپوشانی در اتصالات پوششی (جوش دو طرفه)

(ب) جوش یکطرفه غیر مقید و غیر مجاز (پ) جوش یکطرفه مقید و مجاز

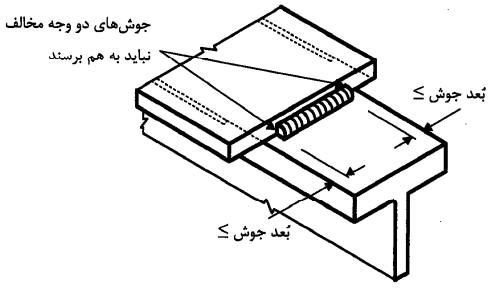
شکل ۱۰-۲-۹-۵ اتصال پوششی (رویهم) دو قطعه



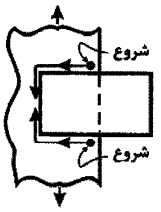
شکل ۱۰-۲-۹-۶ جوش گوشه در انتهای اعضای محوری



شکل ۱۰-۲-۹-۷ جوش گوشه در اتصالات مفصلی با نبشی‌های جان



شکل ۱۰-۲-۹-۸ جوش‌های گوشه در دو طرف مخالف یک صفحهٔ مشترک



شکل ۱۰-۲-۹-۹ مسیر مناسب برای جلوگیری از زخم در لبه

۱۱-۶- ابعاد جوش انگاشتانه و کام

۱۰-۲-۹-۲-۳ جوش‌های انگشتانه و کام

الف) سطح مقطع مؤثر: سطح مقطع مؤثر در برش برای جوش انگشتانه و کام مساوی سطح مقطع اسمی سوراخ و شکاف در صفحهٔ برش در نظر گرفته می‌شود.

ب) محدودیت‌ها

۱. استفاده از جوش انگشتانه و کام برای انتقال برش در اتصال‌های پوششی و یا جلوگیری از کمانش در عناصر رویهم آمده در اعضای ساخته‌شده، مجاز می‌باشد.

۲. قطر سوراخ در جوش انگشتانه نباید از ضخامت قطعهٔ سوراخ‌شده به اضافهٔ ۸ میلی‌متر کمتر باشد. همچنین قطر یادشده نباید از قطر حداقل به اضافه ۳ میلی‌متر و یا $2\frac{1}{4}$ برابر ضخامت جوش بزرگتر شود.

۳. حداقل فاصلهٔ مرکز به مرکز سوراخ‌های جوش‌های انگشتانه ۴ برابر قطر سوراخ می‌باشد.

۴. طول شکاف در جوش کام نباید از ۱۰ برابر ضخامت جوش بیشتر باشد.

۵. پهنای شکاف در جوش کام نباید از ضخامت قطعهٔ بریده شده به اضافه ۸ میلی‌متر کمتر و همچنین از $2\frac{1}{4}$ برابر ضخامت جوش بیشتر باشد.

۶. انتهای شکاف یا باید نیم‌دایره‌ای باشد و یا خطی مستقیم که گوشه‌های آن تبدیل به ربعی از دایره (با شعاعی بزرگتر از ضخامت قطعه حاوی شکاف) می‌شود، باشد. مگر اینکه انتهای شکاف به لبهٔ قطعه منتهی شده باشد.

۷. حداقل فاصلهٔ مرکز به مرکز شکاف‌ها در امتداد عمود بر طول، ۴ برابر پهنای شکاف و حداقل فاصلهٔ مرکز به مرکز شکاف‌ها در امتداد طول، ۲ برابر طول شکاف می‌باشد.

۸. ضخامت جوش انگشتانه و کام در قطعاتی که ضخامت آنها ۱۶ میلی‌متر و یا کمتر است، باید برابر با ضخامت قطعه باشد. در قطعاتی که ضخامت آنها بیش از ۱۶ میلی‌متر است، ضخامت این جوش باید حداقل $\frac{1}{2}$ ضخامت قطعه باشد و از ۱۶ میلی‌متر نیز کمتر نشود.

۱۱-۷- مقاومت جوش

۱۰-۲-۹-۲-۴ مقاومت جوش

مقاومت طراحی جوش‌ها مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن، ϕ ضریب کاهش مقاومت طبق جدول ۱۰-۲-۹-۳ و R_n مقاومت اسمی جوش می‌باشد که باید به شرح زیر برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و گسیختگی برشی برای مصالح فلز پایه و حالت حدی گسیختگی برای فلز جوش در نظر گرفته شود.

الف) بر اساس مصالح فلز پایه

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \qquad (۱۰-۲-۹-۲)$$

ب) بر اساس مصالح فلز جوش

$$R_n = \beta F_{nw} A_{we} \qquad (۱۰-۲-۹-۳)$$

که در آن:

F_{nBm} = تنش اسمی فلز پایه

F_{nw} = تنش اسمی فلز جوش

A_{BM} = سطح مقطع فلز پایه

A_{we} = سطح مقطع مؤثر جوش

β = ضریب بازرسی جوش به شرح زیر:

۱. در صورت انجام آزمایش‌های غیرمخرب نظیر رادیوگرافی و التراسونیک (فراصوتی): $\beta=1$

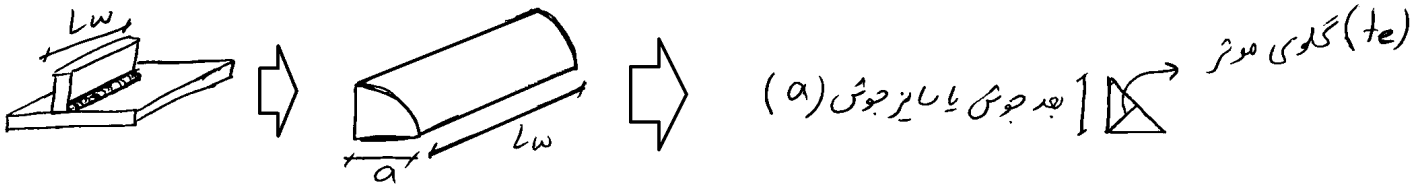
۲. در صورت انجام جوش در کارخانه (یا شرایط مشابه) و بازرسی چشمی جوش توسط بازرس ذیصلاح جوش: $\beta=0/85$

۳. در صورت انجام جوش در محل و بازرسی چشمی جوش توسط بازرس ذیصلاح جوش: $\beta=0/75$

جدول ۱۰-۲-۹-۳ مقاومت جوش‌ها

نوع جوش	نوع بار و جهت آن نسبت به محور جوش	نوع فلز حاکم بر تعیین مقاومت جوش	ضریب کاهش مقاومت (ϕ)	تنش اسمی (F_{nBm} یا F_{nw})
جوش شیاری با نفوذ کامل و لبه آماده شده	کششی عمود بر مقطع مؤثر	فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۳	مطابق فصل ۱۰-۲-۳
	فشاری عمود بر مقطع مؤثر، کششی و یا فشاری موازی با محور جوش	فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۳ یا ۱۰-۲-۴	مطابق فصل ۱۰-۲-۳ یا ۱۰-۲-۴
	برشی، در مقطع مؤثر	فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۶	مطابق فصل ۱۰-۲-۶
جوش شیاری با نفوذ نسبی	فشاری، در امتداد عمود بر مقطع مؤثر فشاری، موازی با محور جوش کششی، موازی با محور جوش	فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۳ یا ۱۰-۲-۴	مطابق فصل ۱۰-۲-۳ یا ۱۰-۲-۴
	کششی در امتداد عمود بر مقطع مؤثر	بر اساس فلز پایه	۰/۷۵	$F_{nBM}=F_u$
		بر اساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	۰/۸	$F_{nw}=0/6F_u$
	برشی، در مقطع مؤثر	بر اساس فلز پایه	مطابق فصل (۱۰-۲-۶)	
		بر اساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	۰/۷۵	$F_{nw}=0/6F_u$
جوش گوشه	برشی، در مقطع مؤثر	بر اساس فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۶	مطابق فصل ۱۰-۲-۶
		بر اساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	۰/۷۵	$F_{nw}=0/6F_{ue}$
	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۳ یا ۱۰-۲-۴	مطابق فصل ۱۰-۲-۳ یا ۱۰-۲-۴
جوش انگشتانه و کام	برشی، موازی سطح برش شونده (روی مقطع مؤثر)	بر اساس فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۶	مطابق فصل ۱۰-۲-۶
		بر اساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	۰/۷۵	$F_{nw}=0/6F_{ue}$

F_y = تنش تسلیم فلز پایه F_{ue} = تنش نهایی فلز جوش(الکترود مصرفی)

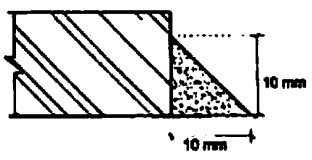


$$\varphi R_n = \varphi\beta F_n = \varphi\beta(0.6\,F_u)(0.707a)(L_w)$$

$$\varphi R_n = 0.75 \times 0.75(0.6 \times 4200)(0.707a)(L_w) = 1000\,aL_w\,kg$$

محاسبات آذر ۹۲

۴۳- در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، مقاومت اسمی جوش گوشه نشان داده شده در شکل برای 10 میلی‌متر طول جوش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید جوشکاری در محل بوده و جوش توسط بازرس جوش بازرسی چشمی می‌شود. همچنین فرض کنید الکترود مصرفی از نوع E70 می‌باشد.



۱) 13.4 kN

۲) 15.6 kN

۳) 20.8 kN

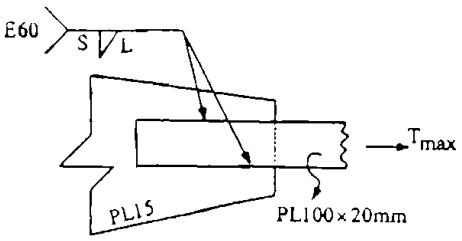
۴) 22.05 kN

گزینه ۲

$$R_n = 0.75 \times (0.6 \times 490)(10 \times 0.707 \times 10) = 15589\ N$$

محاسبات – ۲- آذر ۸۴

۳۱- جوش مناسب برای اتصال شکل زیر کدام است؟ جوش در شرایط کارگاهی ایران اجرا می‌شود. $(F_y = ۲۴۰۰ kg/cm^۲)$



۱) $S = ۵^{mm}$ و $L = ۴۴۰^{mm}$

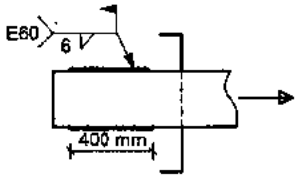
۲) $S = ۱۰^{mm}$ و $L = ۲۲۰^{mm}$

۳) $S = ۱۵^{mm}$ و $L = ۱۲۰^{mm}$

۴) $S = ۲۰^{mm}$ و $L = ۱۰۰^{mm}$

محاسبات خرداد ۹۳

۲۹- برای اتصال یک عضو کششی، با فرض انجام جوش در محل و بازرسی چشمی توسط بازرس ذیصلاح جوش، جزئیات زیر ارائه شده است. در صورتیکه جوش در کارخانه و با استفاده از الکترود E70 انجام شود (و سایر مشخصات بدون تغییر بماند)، به جای L=400 mm برای هر خط جوش حداقل طولی که می‌توان در نظر گرفت به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید سایر محدودیتها حاکم بر طراحی نمی‌باشد)



۱) 300 mm

۲) 260 mm

۳) 350 mm

۴) 330 mm

گزینه ۱

برای الکترود $E60$ مقدار $Fue=420MPa$ و برای الکترود $E70$ برابر $Fue=490MPa$ می باشد. مقاومت جوش در دو حالت باید برابر باشد.

مقاومت طراحی جوش (برای جوش گوشه) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\varphi R_n = 0.75R_n = 0.75(\beta F_{nw}A_{we}) = 0.75(\beta \times 0.6F_{ue} \times A_{we}) = 0.75(\beta \times 0.6F_{ue} \times 0.707aL_w) = 0.318\beta F_{ue}aL_w$$

در رابطه فوق به جای A_{we} عبارت $0.707aL_w$ قرار داده شده است. ضریب $0.707 = \frac{\sqrt{2}}{2}$ جهت تبدیل بعد جوش (a) به بعد موثر می باشد.

در صورت استفاده از الکترود $E60$ و برای جوش کارگاهی با بازرسی چشمی خواهیم داشت:

$$\varphi R_n = 0.318 \times 0.75 \times 420 \times aL_w = 100\ aL_w\ kN$$

در صورت استفاده از الکترود $E70$ و برای جوش کارخانه ای با بازرسی چشمی خواهیم داشت:

$$\varphi R_n = 0.318 \times 0.85 \times 490 \times aL_w = 132\ aL_w\ kN$$

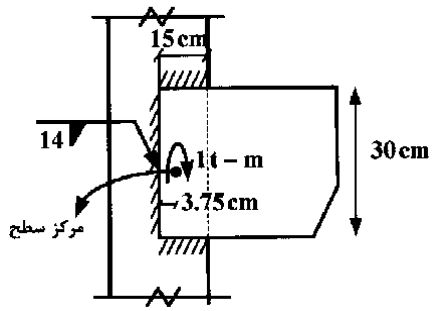
با توجه به افزایش مقاومت جوش می توان L_w را کاهش داد:

$$132 \times L_w = 100 \times 400 \rightarrow L_w = 303\ mm$$

محاسبات-۹۱

۴۳- حداکثر تنش برشی ناشی از لنگر پیچشی ۱ t-m در اتصال براکتی شکل زیر در جهت x و y، چند $\frac{kg}{cm^2}$ است؟

$a_w = 1/4 cm$



۱) ۱۰۳ و ۷۷
۲) ۱۰۳ و ۱۰۸
۳) ۱۴۴ و ۷۷
۴) ۱۴۴ و ۱۰۸

گزینه ۴

$$t_e = \frac{1}{\sqrt{2}} a_w = 1\ cm$$

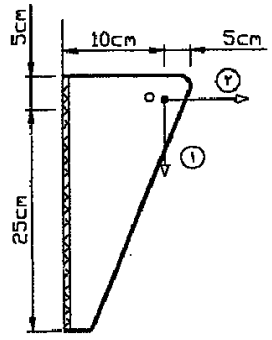
$$J = I_x + I_y$$

$$= \left[\frac{t_w \times 30^3}{12} + 2 \times (t_w \times 15) \times 15^2\right] + \left[2 \times \frac{15 \times {t_w}^3}{12} + (t_w \times 15) \times (7.5 - 3.75)^2 + t_w \times 30 \times 3.75^2\right]$$
$$= 10406\ cm^2$$

$$f_x = \frac{Ty}{J} = \frac{1 \times 10^5 \times 15}{10406} = 144 \frac{kg}{cm^2}$$
$$f_y = \frac{Tx}{J} = \frac{1 \times 10^5 \times (15 - 3.75)}{10406} = 108 \frac{kg}{cm^2}$$

محاسبات-۹۰

۱۵- ورقی مطابق شکل به یک ستون جوش داده شده است (جوش گوشه در هر طرف ورق). در نقطه o روی ورق ، یکبار نیروی F بصورت قائم (موقعیت①) و بار دیگر بصورت افقی (موقعیت ②) وارد می‌شود. کدام عبارت در این ارتباط صحیح است؟



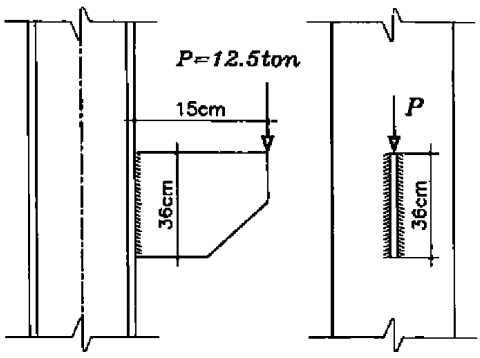
۱) تنش جوش در سرتاسر طول آن ثابت است.
۲) تنش حداکثر جوش در موقعیت ① بیش از موقعیت② است.
۳) تنش حداکثر جوش در هر دو موقعیت یکسان است.
۴) تنش حداکثر جوش در موقعیت ② بیش از موقعیت ① است.

گزینه ۴

$$f_1 = \sqrt{\left(\frac{Mc}{I}\right)^2 + \left(\frac{V}{A}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{10V \times 15}{I}\right)^2 + \left(\frac{V}{A}\right)^2}$$
$$f_2 = \frac{Mc}{I} + \frac{V}{A} = \frac{10V \times 15}{I} + \frac{V}{A}$$

محاسبات ۸۷

۲۸- اندازه حداقل ساق جوش گوشه لازم برای اتصال شکل مقابل کدامیک از مقادیر زیر است؟ فرض کنید الکترود مصرفی از نوع E60 بوده و انجام جوش در محل و بازرسی چشمی توسط افراد مجرب صورت گرفته است؟

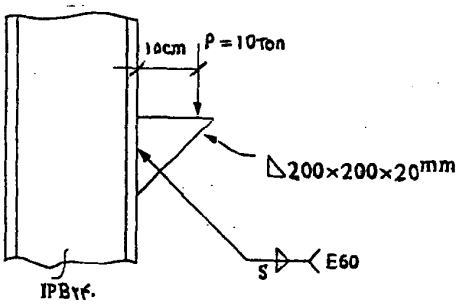


۱) 5 میلیمتر
۲) 6 میلیمتر
۳) 7 میلیمتر
۴) 8 میلیمتر

محاسبات – ۳- آذر ۸۴

۳۱- جوش مناسب برای اتصال شکل مقابل کدام است؟ جوش در شرایط کارگاهی ایران اجرا می‌شود.

$F_y = ۳۶۰۰ kg/cm^2$



۱) $S = ۸ m.m$
۲) $S = ۱۰ m.m$
۳) $S = ۱۵ m.m$
۴) $S = ۱۸ m.m$

۱۱-۸- الکترود سازگار با فلز

۱۰-۲-۹-۲-۶ الکترودهای سازگار با مصالح فلز پایه

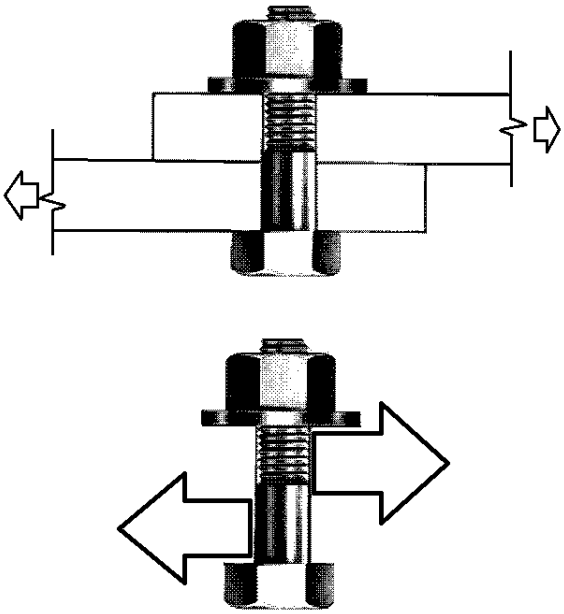
فلز جوش (الکترود مصرفی) باید سازگار با مصالح فلز پایه و مطابق با مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۴ باشد.

جدول ۱۰-۲-۹-۴ الکترودهای سازگار با فلز پایه

تنش تسلیم مصالح فلز پایه (F_y)	مقاومت نهایی کششی فلز الکترود (F_{ue})	نوع الکترود سازگار
تا ۳۰۰ MPa, $t \le ۱۵mm$	۴۲۰ MPa	E۶۰ یا معادل آن
	۴۹۰ MPa	E۷۰ یا معادل آن
تا ۳۰۰ MPa, $t > ۱۵mm$	۴۹۰ MPa	E۷۰ یا معادل آن
از ۳۰۰ MPa تا ۳۸۰ MPa	۴۹۰ MPa	E۷۰ یا معادل آن
از ۳۸۰ MPa تا ۴۶۰ MPa	۵۶۰ MPa	E۸۰ یا معادل آن

t = ضخامت فلز پایه

۱۲-پیچ



انواع پیچ از نظر جنس پیچ:

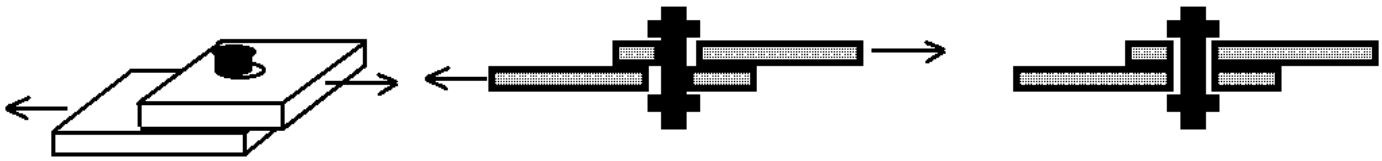
۱- پیچ معمولی: ارزان تر است ولی تعداد پیچ بیشتری لازم دارد.

برای مثال: پیچ 4.6 با $F_u=4000kg/cm^2$ ، $F_y=0.6F_u$

۲- پیچ اعلا (پیچ پرمقاومت): برای مثال: پیچ 8.8 و پیچ 10.9

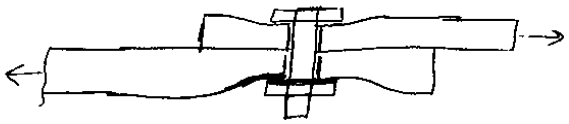
انواع اتصال:

۱- اتصال اتکایی: انتقال نیروی از طریق اتکای بدنه پیچ به قطعات متصل شونده است.



قبل از اعمال نیرو بعد از اعمال نیرو

۲- اتصال اصطکاکی: پیچها از طریق پیچاندن اضافی مهره ها پیش تنیده می شوند. در نتیجه پیچ تحت کشش اولیه و صفحات متصل شونده تحت فشار اولیه قرار می گیرند. انتقال نیرو از طریق اصطکاک بین صفحات متصل شونده است.



حداقل نیروی پیش تنیدگی: $T_i=0.55\ F_u\ A_b$

ترکیب پیچ و جوش: اگر اتصال اتکایی باشد، کل نیرو را جوش تحمل می کند (پیچ ها به درد نمی خورند)

اگر اتصال اصطکاکی باشد، جوش و پیچ در تحمل نیرو سهیم هستند (اگر سازه موجود با اتصال اصطکاکی را با جوش تقویت کنیم، می توان فرض کرد جوش تنش های اضافی را تحمل می کند)

در اتصالات لرزه گیر کدام نوع اتصال باید استفاده شود:

تنها اصطکاکی

در اتصالات با بارگذاری متناوب (خستگی) کدام نوع اتصال باید استفاده شود:

تنها اصطکاکی

از پیچ معمولی در کدام نوع اتصال می توان استفاده کرد؟

تنها اتکایی

از پیچ اعلا در کدام نوع اتصال می توان استفاده کرد؟

هم اتکایی و هم اصطکاکی

۱۰-۲-۹ الزامات طراحی اتصالات

۱۰-۲-۹-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۹-۱-۸ ترکیب پیچ و جوش

وقتی‌که پیچ‌های معمولی یا پیچ‌های پر مقاومت در حالت اتصال اتکایی (غیر اصطکاکی) بصورت مشترک با جوش استفاده شود، نباید فرض کرد که آنها در تحمل بار با جوش سهیم هستند. دراین صورت کل تنش در اتصال را باید جوش به تنهایی تحمل کند.

در صورت استفاده از ترکیب جوش و پیچ‌های پر مقاومت در اتصال اصطکاکی، می‌توان جوش و پیچ را در تحمل تنش‌ها سهیم فرض کرد مشروط بر اینکه در اتصال‌های برشی سوراخ پیچ‌ها از نوع استاندارد یا دارای شکاف‌های عمود بر جهت بار و جوش‌های گوشه تحت اثر بار طولی در نظر گرفته شده باشند. در چنین اتصال‌هایی، مقاومت موجود در پیچ‌ها را نباید بزرگتر از ۵۰ درصد مقاومت موجود پیچ‌ها در حالت اتکایی در نظر گرفت.

تقویت از طریق جوشکاری در خصوص ساختمان‌های موجودی که اتصالات آنها از نوع پیچی می‌باشد به شرطی مجاز است که پیچ‌های موجود از نوع اصطکاکی طراحی و اجرا شده باشند. در اینگونه موارد پیچ‌های موجود را می‌توان برای انتقال بارهای موجود فرض نموده و جوش باید تنش‌های اضافی را انتقال دهند.

۱۰-۲-۹-۱-۱۰ محدودیت‌ها در اتصالات جوشی و پیچی

برای اتصالات زیر باید از اتصال اصطکاکی با پیچ‌های پرمقاومت یا جوش استفاده شود.

(۱) وصلهٔ ستون‌ها در ساختمانهای چند طبقه با ارتفاع بیش از ۴۰ متر

(۲) اتصال کلیهٔ تیرها و شاه‌تیرها به ستون‌هایی که مهار آنها به ساختمانهای چند طبقه با ارتفاع بیش از ۴۰ متر وابسته است.

(۳) کلیهٔ سازه‌هایی که جراثقال‌هایی با ظرفیت بیش از ۵۰ کیلونیوتن را تحمل می‌کنند. وصلهٔ خرپاها یا تیرهای شیب‌دار سقف، اتصال خرپاها به ستون‌ها، وصلهٔ ستون‌ها، مهار ستون‌ها، مهارهای زانویی بین خرپا یا تیر سقف و ستون وتکیه‌گاه‌های جراثقال مشمول این امر می‌باشند.

(۴) در اتصالات اعضایی که تکیه‌گاه ماشین‌های متحرک یا سایر بارهای زنده‌ای هستند که باعث ایجاد ضربه یا بارهای رفت و برگشتی می‌شوند.

در کلیهٔ حالت‌های دیگر می‌توان از اتصال اتکایی با پیچ‌های پر مقاومت یا با پیچ‌های معمولی، اتصال اصطکاکی با پیچ پرمقاومت و یا اتصال جوشی استفاده کرد.

تبصره: برای ارتفاع ساختمان، می‌توان فاصله بین رقوم متوسط زمین مجاور ساختمان و روی بال بالاترین تیر در ساختمان را به حساب آورد.

محسبات خرداد ۸۹

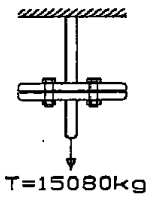
۲۱- در اتصال پیچی اصطکاکی شکل مقابل، چنانچه تعداد پیچ ها ۲ عدد و قطر آنها برابر ۲۰ میلیمتر باشد. تنش کششی در پیچ‌ها به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟(فرض کنید پیچها از نوع A325 و تنش کششی اولیه در آنها برابر F_u ۰/۵۵ می‌باشد.)

۱) ۰/۲۵ F_u

۲) ۰/۸۵ F_u

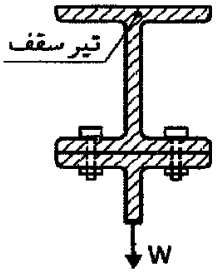
۳) ۰/۳۰ F_u

۴) ۰/۵۵ F_u



محاسبات اسفند ۸۹

۱۴- در شکل روبرو وزنه W بوسیله دو پیچ بصورت اصطکاکی به تیر آهن سقف آویزان است. چنانچه قطر پیچ‌ها برابر 22 میلیمتر، مقدار W برابر 267.2 کیلونیوتن، تنش نهایی پیچ‌ها F_u=800 MPa و تنش پیش تنیدگی پیچ‌ها برابر $0.55F_u$ باشد، نیروی کششی موجود در هر پیچ بر حسب کیلو نیوتن به کدام عدد نزدیکتر است.



۱) 167.2

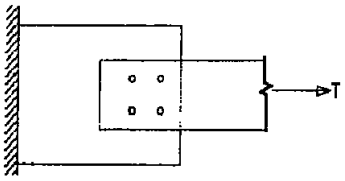
۲) 33.6

۳) 300.8

۴) 304.0

محاسبات خرداد ۸۹

۱۷- مزیت اصلی کاربرد اتصال پیچی اصطکاکی نسبت به اتصال پیچی اتکایی تحت اثر نیروی برشی مطابق شکل زیر چه می‌باشد؟



۱) بلند بودن طول پیچ‌ها در اتصالات اصطکاکی

۲) استفاده از پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی

۳) مشارکت همزمان و تقریباً یکسان پیچ‌ها در انتقال نیرو

۴) بلند بودن طول پیچ ها در اتصالات اتکایی

۱۲-۱- محدودیت فواصل سوراخها

۱۰-۲-۹-۳-۲ مشخصات و فواصل سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

الف) انواع سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

انواع سوراخ‌ها در اتصالات پیچی به شرح زیر می‌باشد.

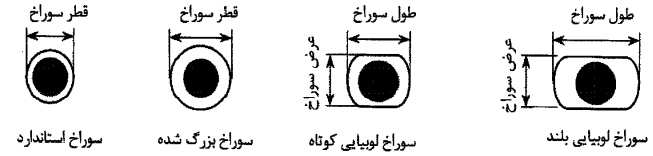
۱. سوراخ استاندارد
۲. سوراخ بزرگ‌شده
۳. سوراخ لوبیایی بلند
۴. سوراخ لوبیایی کوتاه

ب) محدودیت ابعاد اسمی سوراخ‌ها و دامنهٔ کاربرد آنها

۱. ابعاد حداکثر سوراخ پیچ‌ها باید مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۸ باشند.
۲. سوراخ‌های بزرگ شده فقط در اتصالات اصطکاکی مجاز است.
۳. سوراخ لوبیایی کوتاه در تمام امتدادها در اتصالات اصطکاکی مجاز هستند ولی در اتصالات اتکایی، امتداد طولی سوراخ باید عمود بر امتداد نیرو باشد.
۴. سوراخ لوبیایی بلند فقط در امتداد عمود بر مسیر نیرو در اتصالات اتکایی مجاز هستند. در اتصالات اصطکاکی در تمام امتدادها مجاز بوده لیکن باید فقط در یکی از ورق‌های اتصال وجود داشته باشد.
۵. در ورق کف‌ستون‌ها، ضمن رعایت رواداری‌های مبحث یازدهم مقررات ملّی ساختمان، حداکثر قطر سوراخ مساوی d+۶ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

پ) حداقل فواصل سوراخ پیچ‌ها در اتصالات پیچی

فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌های استاندارد، سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ‌های لوبیایی نباید از ۳ برابر قطر وسیلهٔ اتصال کمتر باشد.



شکل ۱۰-۲-۹-۱۰ انواع سوراخ پیچ‌ها در اتصالات پیچی

ت) حداقل فاصله سوراخ‌ها تا لبه در اتصالات پیچی

فاصلهٔ مرکز سوراخ‌های استاندارد تا لبهٔ قطعهٔ متصل شونده نباید از مقادیر داده شده در جدول ۱۰-۲-۹-۸ کمتر باشد. برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ‌های لوبیایی فاصلهٔ مرکز سوراخ تا لبه نباید از آنچه که برای سوراخ استاندارد تعیین شده به اضافه مقدار C مربوطه از جدول ۱۰-۲-۹-۹ کمتر شود.

جدول ۱۰-۲-۹-۸ حداقل فاصلهٔ مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در هر راستا

لبهٔ بریده شده با قیچی (گیوتین)	لبهٔ نورد شدهٔ ورق- نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده‌شده با شعله اتوماتیک یا اره
۲d	۱/۷۵d

d = قطر اسمی پیچ

جدول ۱۰-۲-۹-۹ مقادیر افزایش حداقل فاصلهٔ سوراخ تا لبه (C)

سوراخ بزرگ‌شده (mm)	سوراخ لوبیایی (mm)		
	عمود بر امتداد لبه		موازی با لبه
	لوبیایی کوتاه	لوبیایی بلند	
۳ mm	۵ mm	۰/۷۵ d	۰

ث) حداکثر فاصلهٔ مرکز سوراخ تا لبه

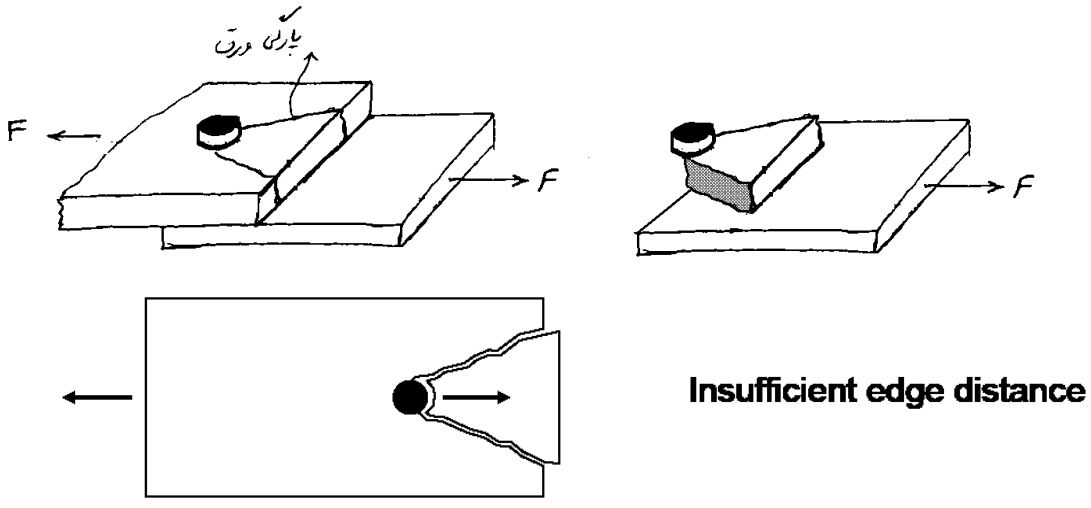
حداکثر فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبهٔ قطعه در هر راستا به شرح زیر است.

۱. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی کم و متوسط ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبهٔ قطعه در هر راستا نباید از ۱۲ برابر ضخامت نازکترین قطعه و همچنین از ۱۵۰ میلی‌متر تجاوز کند.
۲. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی شدید ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبه قطعهٔ در هر راستا نباید از ۸ برابر ضخامت نازکترین قطعه و همچنین ۱۲۵ میلی‌متر تجاوز کند.

ج) حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌ها در اتصالات پیچی در هر راستا به شرح زیر است.

۱. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی کم و متوسط ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصلهٔ بین مرکز سوراخ‌ها نباید از ۲۴ برابر ضخامت نازکترین قطعهٔ متصل شونده و همچنین از ۳۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.
۲. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی شدید ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصلهٔ بین مرکز سوراخ‌ها نباید از ۱۴ برابر ضخامت نازکترین قطعهٔ متصل شونده و همچنین از ۲۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.



۱۲-۲- مقاومت اتصالات پیچی اتکایی

۱۰-۲-۹-۳-۳ مقاومت کششی طراحی و مقاومت برشی طراحی در اتصالات اتکایی

در اتصالات اتکایی، مقاومت کششی طراحی (ϕR_{nt}) و مقاومت برشی طراحی (ϕR_{nv}) پیچ‌ها و قطعات دندانه‌شده از روابط زیر تعیین می‌گردند.

$\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_{nb}$ = مقاومت کششی طراحی (۱۰-۲-۹-۴)

$\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nb}$ = مقاومت برشی طراحی (۱۰-۲-۹-۵)

در روابط فوق:

ϕ = ضریب کاهشی مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد.

R_{nt} = مقاومت کششی اسمی

R_{nv} = مقاومت برشی اسمی

A_{nb} = سطح مقطع اسمی وسیله اتصال (پیچ یا قطعه دندانه‌شده)

F_{nt} = تنش کششی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۱۰

F_{nv} = تنش برشی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۱۰

۱۰-۲-۹-۳-۴ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکایی

مقاومت کششی طراحی و برشی طراحی پیچ‌های تحت اثر توأم کشش و برش باید بر اساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی مطابق روابط زیر تعیین شود.

$\phi R_{nt} = \phi F'_{nt} A_{nb}$ = مقاومت کششی طراحی (۱۰-۲-۹-۶)

$\phi R_{nv} = \phi F'_{nv} A_{nb}$ = مقاومت برشی طراحی (۱۰-۲-۹-۷)

که در آن:

$F'_{nt} = F_{nt}\left[۱/۳ - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}}\right] \le F_{nt}$ (۱۰-۲-۹-۸)

$F'_{nv} = F_{nv}\left[۱/۳ - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}}\right] \le F_{nv}$ (۱۰-۲-۹-۹)

ϕ = ضریب کاهشی مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد.

F_{nt} = مقاومت کششی اسمی مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۱۰ وقتی‌که نیروی کششی به تنهایی عمل نماید.

F_{nv} = مقاومت برشی اسمی مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۱۰ وقتی‌که نیروی برشی به تنهایی عمل نماید.

f_{uv} = تنش برشی مورد نیاز

f_{ut} = تنش کششی مورد نیاز

A_{nb} = سطح مقطع اسمی پیچ

تبصره: در مواردی‌که تنش کششی یا برشی مورد نیاز کمتر از ۳۰ درصد تنش طراحی متناظر باشد ($f_u \le ۰/۳\phi F_n$)، منظور کردن رابطهٔ اندرکنش لازم نیست.

۱۰-۲-۹-۳-۷ مقاومت اتکایی در جدار سوراخ پیچ

مقاومت اتکایی طراحی در جدار سوراخ پیچ در اتصالات اتکایی و اصطکاکی مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۷۵ و R_n مقاومت اتکایی اسمی می‌باشد که بر اساس حالت حدی اتکایی برای حالت‌های مختلف به شرح زیر تعیین می‌گردد.

۱. برای سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ‌شده، سوراخ لوبیایی کوتاه و سوراخ لوبیایی بلند در حالتی‌که نیرو در امتداد طولی باشد:

$R_n = ۱/۲ l_c t F_u \le ۲/۴ dt F_u$ (۱۰-۲-۹-۱۲)

۲. برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی‌که نیرو در امتداد عرضی باشد (محور شکاف عمود بر امتداد نیرو باشد)

$R_n = ۱/۰ l_c t F_u \le ۲/۰ dt F_u$ (۱۰-۲-۹-۱۳)

در روابط فوق:

d= قطر اسمی پیچ

F_u = تنش کششی نهایی مصالح ورق اتصال

t= ضخامت قطعهٔ اتصال

l_c = فاصلهٔ خالص در راستای نیرو، بین لبهٔ سوراخ‌ها برای سورا های میانی

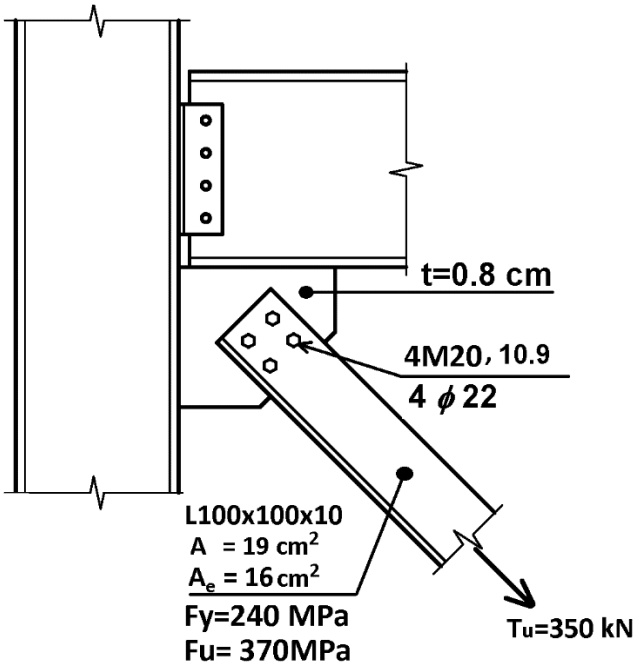
= فاصلهٔ خالص در راستای نیرو، بین لبهٔ سوراخ تا لبه آزاد ورق اتصال برای سوراخ‌های انتهایی

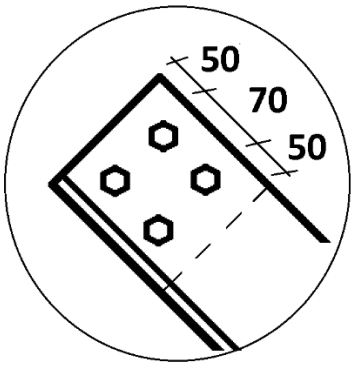
تبصره: استفاده از سوراخ‌های بزرگ‌شده، لوبیایی کوتاه و بلند موازی امتداد نیرو فقط به اتصالات اصطکاکی محدود می‌گردد.

۱۲-۲-۱- مراحل کنترل اتصال اتکایی

اتصال زیر را کنترل نمایید.

سطح برش از قسمت دندانه شده پیچ عبور نمی کند و سوراخها استاندارد هستند.





۱- کنترل عضو کششی (مطابق فصل مربوط به اعضای کششی)

$$\begin{cases} 350 \times 10^3 < (0.9 \times 240) \times 1900 \\ 350 \times 10^3 < (0.75 \times 370) \times 1600 \end{cases} \quad \boldsymbol{OK}$$

۲- کنترل گسیختگی پیچ

جدول ۱۰-۲-۹-۱۰ تنش اسمی (پیچ و قطعات دندانه شده)

نوع وسیله اتصال	تنش کششی اسمی (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی
پیچ‌های معمولی	$0.75F_u$ [۱],[۲]	$0.45F_u$ [۵],[۲]
پیچ‌های پر مقاومت در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد	$0.75F_u$ [۴]	$0.45F_u$ [۵]
پیچ‌های پرمقاومت در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد	$0.75F_u$ [۴]	$0.55F_u$ [۵]
قطعهٔ دندانه‌شده طبق مشخصات تعیین‌شده، در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد	$0.75F_u$ [۱],[۶]	$0.45F_u$
قطعهٔ دندانه شده طبق مشخصات تعیین‌شده، در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد	$0.75F_u$ [۱],[۶]	$0.55F_u$

یادداشت‌ها:

[۱] *فقط بارگذاری استاتیکی*

[۲] *در پیچ‌های معمولی که طول گیرهٔ آنها از ۵ برابر قطرشان بیشتر است، مقادیر فوق باید به ازای هر ۲ میلی‌متر طول اضافی گیره، یک درصد کاهش داده شود.*

[۳] *قرار گرفتن دندانه‌ها در سطح برش مجاز است.*

[۴] *برای تنش کششی اسمی پیچ‌های پرمقاومت تحت اثر تنش کششی ناشی از خستگی به آئین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی رجوع شود.*

[۵] *وقتی که فاصلهٔ اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو از ۱۲۵۰ میلی‌متر تجاوز کند این مقادیر را باید ۲۰٪ کاهش داد.*

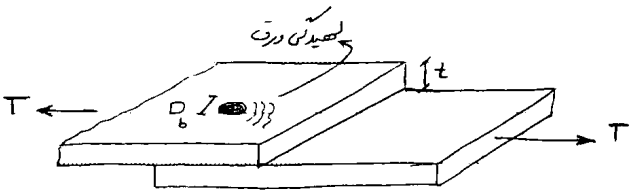
[۶] *مقاومت کششی اسمی ناحیهٔ دندانه‌شده یک قطعه دندانه‌شده با حدیدهٔ توپی بر اساس سطح مقطع آن در قطر خارجی حدیده، A_D، باید از سطح مقطع اسمی تنه (قبل از ناحیه توپی) ضربدر F_y بیشتر باشد.*

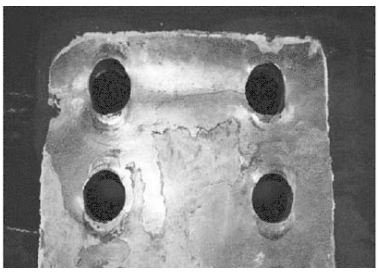
LRFD:

$$\begin{cases} \text{نیروی ضریب دار وارد بر هر پیچ} = \frac{350\times10^3}{4} = 87500\ N \\ \text{مقاومت برشی طراحی} = \varphi F_{nv} A_b = 0.75(0.55 \times 1000)(\pi \times 10^2) = 129525\ N \\ 87500 < 129525 \end{cases}$$

قابل قبول

۳- کنترل مقاومت اتکایی





۱۰-۲-۹-۳-۷ مقاومت اتکایی در جدار سوراخ پیچ

مقاومت اتکایی طراحی در جدار سوراخ پیچ در اتصالات اتکایی و اصطکاکی مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۷۵ و R_n مقاومت اتکایی اسمی می‌باشد که بر اساس حالت حدی اتکایی برای حالت‌های مختلف به شرح زیر تعیین می‌گردد.

۱. برای سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ‌شده، سوراخ لوبیایی کوتاه و سوراخ لوبیایی بلند در حالتی‌که نیرو در امتداد طولی باشد:

$$R_n = ۱/۲ l_c t F_u \le ۲/۴ dt F_u \qquad (۱۲-۹-۲-۱۰)$$

۲. برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی‌که نیرو در امتداد عرضی باشد (محور شکاف عمود بر امتداد نیرو باشد)

$$R_n = ۱/۰ l_c t F_u \le ۲/۰ \ dt F_u \qquad (۱۳-۹-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

d= قطر اسمی پیچ

F_u = تنش کششی نهایی مصالح ورق اتصال

t= ضخامت قطعهٔ اتصال

l_c = فاصلهٔ خالص در راستای نیرو، بین لبهٔ سوراخ‌ها برای سورا های میانی

= فاصلهٔ خالص در راستای نیرو، بین لبهٔ سوراخ تا لبه آزاد ورق اتصال برای سوراخ‌های انتهایی

$$\textbf{LRFD}: \begin{cases} \text{نیروی ضریب دار هر پیچ} = \frac{350\times10^3}{4} = 87500\ N \\ \text{نیروی مقاوم طراحی} = (\varphi R_n) = Min(1.2\times39\times8\times370\ ,\ 2.4\times20\times8\times370) \\ = Min(138528\ ,\ 142080) \\ 87500 < 138528 \end{cases}$$

قابل قبول

۴- کنترل حداقل فواصل پیچها

پ) حداقل فواصل سوراخ پیچ‌ها در اتصالات پیچی

فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌های استاندارد، سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ‌های لوبیایی نباید از ۳ برابر قطر وسیلهٔ اتصال کمتر باشد.

جدول ۱۰-۲-۹-۸ حداقل فاصلهٔ مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در هر راستا

لبهٔ بریده شده با قیچی (گیوتین)	لبهٔ نورد شدهٔ ورق- نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده‌شده با شعله اتوماتیک یا اره
۲d	۱/۷۵d

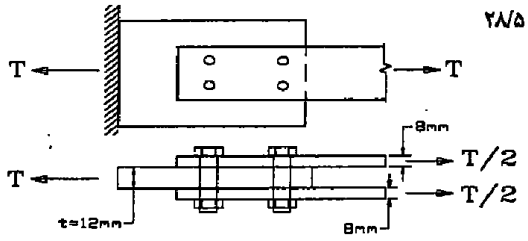
d = قطر اسمی پیچ

فاصله مرکز تامرکز پیچها نباید کمتر از $3\times20 = 60\ mm$ باشد. همچنین بار فرض بریده شدن با گیوتین، مرکز سوراخ های ردیف آخر تا لبه نبشی باید حداقل 40mm باشد.

محاسبات خرداد ۸۹

۲۷- حداکثر نیروی مجاز T از نظر کنترل تنش مجاز اتکایی حدوداً چقدر می‌باشد؟ در صورتی که نوع فولاد St۳۷ ($F_y = ۲۴۰۰ kg/cm^۲$ و $F_u = ۳۷۰۰ kg/cm^۲$) و قطر پیچ برابر ۲۰mm از نوع $F_u = ۸۰۰۰ kg/cm^۲$ و سوراخ از نوع استاندارد باشد.

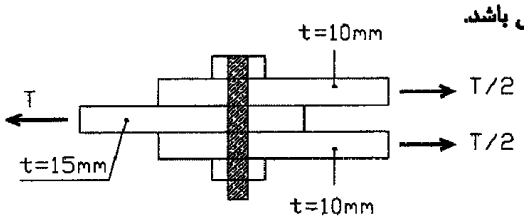
۱) ۵۶/۵ ton
۲) ۴۲/۵ ton
۳) ۳۸/۵ ton
۴) ۲۸/۵ ton



محاسبات ۹۰

۲۰- چنانچه در اتصال اتکائی شکل زیر فقط از یک عدد پیچ M25 با سوراخ استاندارد استفاده شده باشد، فقط براساس کنترل لهیدگی (اتکائی) ورقها، حداکثر نیروی قابل تحمل (T) در طراحی به روش تنش مجاز به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است. ورق‌ها از نوع St37 بوده و در آن $F_y = 240 MPa$, $F_u = 370 MPa$ می باشد.

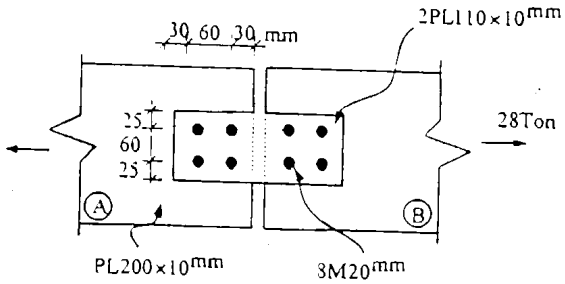
۱) 108 kN
۲) 167 kN
۳) 222 kN
۴) 144 kN



محاسبات – ۲- آذر ۸۴

۳۲- کدام گزینه در مورد وصله پیچی شکل مقابل صادق است؟ پیچ‌ها پر مقاومت ۸٫۸ و ورق‌ها st – ۳۷ با $F_y = ۲۴۰۰, F_u = ۳۷۰۰$ هستند.

۱) ورق‌های A و B در کشش ضعیف هستند.
۲) پیچ‌ها در برش ضعیف هستند.
۳) ورق‌های A و B در لهیدگی ضعیف هستند.
۴) ورق‌های وصله در کشش ضعیف هستند.



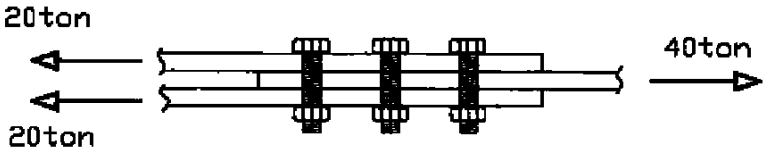
محاسبات آذر ۹۲

۴۴- چنانچه در یک اتصال پیچی از نوع اتکایی، تنش برشی ناشی از بارهای ضریب‌دار 40 درصد تنش برشی اسمی پیچ باشد، در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، حداکثر تنش کششی اسمی پیچ حدوداً چقدر می‌تواند در نظر گرفته شود؟ فرض کنید پیچ‌ها از نوع پرمقاومت با تنش کششی نهایی F_u و تنش تسلیم F_y و سطح برش از قسمت دندانه شده می‌گذرد.

۱) $0.75\,F_u$
۲) $0.6\,F_u$
۳) $0.7\,F_u$
۴) $0.78\,F_u$

محاسبات ۸۷

۱۹- یک اتصال پیچی به شکل نشان داده شده تحت نیروی طراحی 40 ton قرار دارد اگر اتصال از نوع اتکائی، پیچ مصرفی از نوع A325 یا 8.8 و سطح برش از قسمت دندانه شده پیچ عبور کند، حداقل نمره پیچ ها به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید تعداد پیچ های مصرفی کلاً 3 عدد می‌باشد.)

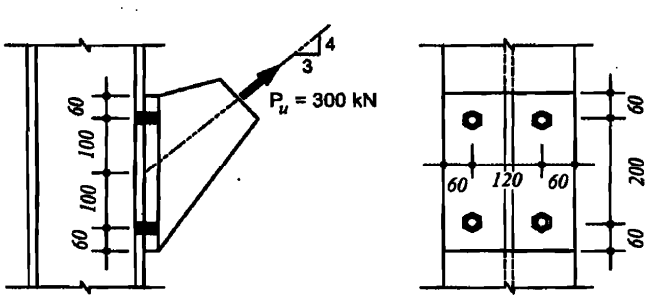


۱) 3M20
۲) 3M24
۳) 3M22
۴) 3M27

محاسبات ۹۴

۴- در اتصال اتکایی شکل زیر قطر پیچ‌ها برابر 20 میلی‌متر و پیچ‌ها از نوع 8.8 هستند. مقاومت کششی طراحی هریک از پیچ‌ها برحسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد (ابعاد به میلی‌متر است).

۱) 83.7
۲) 111.6
۳) 141.3
۴) 188.4



گزینه ۱

مقاومت طراحی هر یک از پیچ ها برابر است با:

$$\varphi F'_{nt} = \varphi \mathrm{F_{nt}}\left[1.3 - \frac{f_{uv}}{\varphi \mathrm{F_{nv}}}\right] = 0.75 \times (0.75F_u \times 314)\left[1.3 - \frac{\left(\frac{300\,000\times\frac{4}{5}}{4}\right)}{0.75 \times 0.45F_u \times 314}\right] = 83690\ N = 83.7\ kN$$

- 314 مساحت هر از بولت ها می باشد.
- مقدار Fu نیز برابر 800MPa می باشد.

۱۸- چنانچه در یک اتصال پیچی از نوع اتکایی تحت اثر مشترک کشش و برش، تنش کششی مورد نیاز یک پیچ برابر 0.35 مقاومت کششی اسمی آن پیچ (وقتی که نیروی کششی به تنهایی عمل کند) باشد، مقاومت برشی اسمی پیچ چنددرصد نسبت به حالتی که نیروی برشی به تنهایی بر روی پیچ عمل می‌کند، کاهش می‌یابد؟

۱) 95 ۲) 83 ۳) 17 ۴) 5

گزینه ۳

$$\frac{f_{ut}}{F_{nt}} = 0.35$$

وقتی کشش و برش همزمان اثر می کنند، رابطه زیر باید کنترل گردد. در این رابطه 0.75 ضریب کاهش مقاومت می باشد. در حضور نیروی کششی، نسبت تنش برشی به تنش مقاوم برشی به 0.83 محدود می شود.

$$\frac{f_{ut}}{0.75F_{nt}} + \frac{f_{uv}}{0.75F_{nv}} < 1.3 \qquad \rightarrow \frac{f_{uv}}{0.75F_{nv}} < 0.83$$

در صورت عدم حضور نیروی برشی نسبت تنش برشی به صورت زیر کنترل خواهد شد:

$$\frac{f_{uv}}{0.75F_{nv}} < 1$$

۱۲-۳- کنترل اتصال اصطکاکی

۱۰-۲-۹-۳-۵ مقاومت کششی طراحی و برشی طراحی در اتصالات اصطکاکی

مقاومت کششی طراحی پیچهای پرمقاومت در اتصالات اصطکاکی عیناً مشابه مقاومت کششی طراحی پیچهای پر مقاومت در اتصالات اتکایی بوده و از ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۳-۳ تعیین می‌گردد. مقاومت برشی طراحی پیچهای پرمقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی تعیین می‌گردد. مقاومت برشی طراحی پیچهای پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی مساوی ϕR_{nv} می‌باشد که در آن، ϕ ضریب کاهش مقاومت و R_{nv} مقاومت برشی اسمی به شرح زیر می‌باشد.

$$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s \qquad (۱۰-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

ϕ = ضریب کاهش مقاومت به شرح زیر:

- برای سوراخ‌های استاندارد و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو ϕ=۱
- برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با راستای نیرو ϕ=۰/۸۵
- برای سوراخ‌های لوبیایی بلند ϕ=۰/۷

μ= ضریب اصطکاک به شرح زیر:

- برای وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلس‌دار تمیز و رنگ شده): μ=۰/۳
- برای وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ‌نشده) : μ=۰/۵

D_u = نسبت پیش تنیدگی متوسط پیچها به پیش تنیدگی حداقل پیچها و مساوی ۱/۱۳

h_f = ضریب کاهش بخاطر وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر به شرح زیر:

- در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱
- در صورت استفاده فقط از یک ورق پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱
- در صورت استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۰/۸۵

T_b = حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ طبق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۷

n_s = تعداد صفحات لغزش

۱۰-۲-۹-۳-۶ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اصطکاکی

در اتصالات اصطکاکی، در صورت وجود توأم نیروی کششی و برشی، مقاومت برشی اسمی بر اساس کنترل لغزش طبق رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۱۰ باید به شرح زیر در ضریب کاهش k_{sc} ضرب گردد.

$$k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \qquad (۱۰-۹-۲-۱۱)$$

که در آن:

T_u = نیروی کششی مورد نیاز

D_u = نسبت پیش‌تنیدگی متوسط پیچها به پیش‌تنیدگی حداقل پیچها و مساوی ۱/۱۳

T_b = حداقل نیروی پیش‌تنیدگی پیچ طبق جدول ۱۰-۲-۹-۷

n_b = تعداد پیچهایی که نیروی کششی را تحمل می‌کنند.

در اتصال اصطکاکی نیز تمامی گامهای ۱ تا ۴ مربوط به اتصال اتکایی باید کنترل شوند. علاوه بر ۴ گام فوق باید لغزش صفحات نیز محدود شود:

۵- کنترل لغزش صفحات

مثال: با فرض اینکه نوع پیچها در مثال قبل (اتصال بادبند) M20, 10.9 باشد، و اتصال از نوع اصطکاکی باشد، لغزش را کنترل نمایید.

LRFD:

$$\text{نیروی ضریب دار وارد بر هر پیچ} = \frac{350\times10^3}{4} = 87500\ N$$

$$\text{مقاومت برشی طراحی} = \varphi R_n A_b = 1(0.3 \times 1.13 \times 1 \times 179) = 60.681\ kN$$

غیر قابل قبول

$$87500 \not\leq 60681$$

سوال: اگر یک اتصال را یک بار به صورت اصطکاکی و یک بار به صورت اتکایی طراحی کنیم، در کدام حالت پیچ های بیشتری لازم خواهد بود؟ (در هر دو نوع اتصال از پیچ اعلی استفاده شود)

در کدام اتصال تمیز بودن سطوح دارای اهمیت بیشتری است؟

محاسبات ۸۷

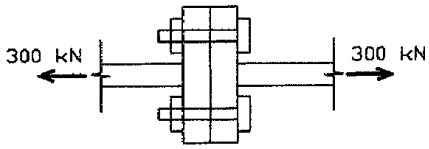
۲۱- در یک اتصال پیچی اصطکاکی، نیروی کششی اعمالی به یک پیچ برابر با 60% نیروی پیش تنیدگی آن است. تنش مجاز برشی آن در سوراخ استاندارد کدامیک از مقادیر زیر است.

F_u = مقاومت نهایی مصالح پیچ

۱) $F_v = 0.06F_u$
۲) $F_v = 0.09F_u$
۳) $F_v = 0.12F_u$
۴) $F_v = 0.15F_u$

محاسبات ۹۰

۲۳- در اتصال اصطکاکی زیر ابتدا پیچها هر کدام به اندازه 200 kN پیش تنیده می شوند سپس بارگذاری خارجی مطابق با شکل را به آنها وارد می کنیم در این حالت کشش داخل هر پیچ به کدامیک از اعداد زیر نزدیک تر است؟



۱) 150 kN
۲) 50 kN
۳) 200 kN
۴) 350 kN

گزینه ۳

محاسبات-۹۱

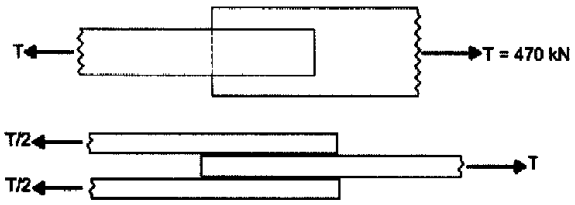
۳۹-در شرایط یکسان از نظر تعداد، آرایش و نوع پیچ‌ها در طراحی به روش تنش مجاز، کدامیک از عبارات زیر صحیح‌تر است؟

۱) ظرفیت برشی اتصال اتکایی بیشتر از ظرفیت برشی اتصال اصطکاکی است.
۲) ظرفیت برشی اتصال اتکایی کمتر از ظرفیت برشی اتصال اصطکاکی است.
۳) ظرفیت برشی اتصال اتکایی برابر با ظرفیت برشی اتصال اصطکاکی است.
۴) به نوع سیستم سازه‌ای و نیز جزئیات اتصال بستگی داشته و ظرفیت برشی اتصال اتکایی ممکن است کمتر، مساوی و یا بیشتر از ظرفیت برشی اتصال اصطکاکی باشد.

گزینه ۱

محاسبات-۹۱

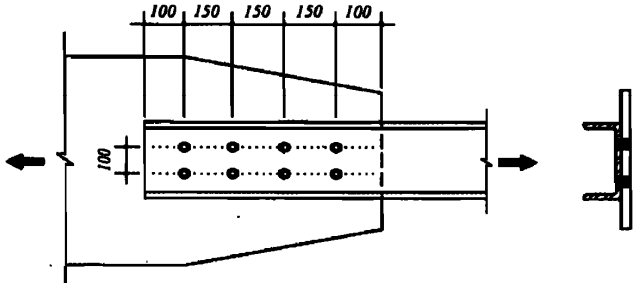
۳۱- اتصال نشان داده شده در شکل زیر مربوط به عضوی در یک سیستم باربر جانبی لرزه‌ای می‌باشد. چنانچه پیچ‌ها از نوع A490 با قطر 20 mm و سطح برش از محل دندانه‌ها عبور نماید و پیچ‌ها در یک ردیف در راستای نیرو بکار برده شوند، در طراحی به روش تنش مجاز حداقل تعداد پیچ لازم به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۱) 10
۲) 4
۳) 8
۴) 5

محاسبات ۹۴

۱۳- ناودانی شکل زیر تحت کشش قرار دارد. پیچ‌ها از نوع پرمقاومت A490 با قطر 20 mm می‌باشند و سطح برش از محل دندانه شده نمی‌گذرد. در صورتی‌که اتصال در حالت اتکایی باشد و با سفت‌کردن پیچ‌ها به حالت اصطکاکی درآوریم مقاومت برشی طراحی اتصال حدوداً چقدر تغییر می‌یابد؟ (فرض کنید فقط مقاومت برشی طراحی اتصال براساس مقاومت برشی طراحی پیچ و اصطکاک صفحات حساب می‌شود. سوراخ از نوع استاندارد و وضعیت سطحی اتصال کلاس B است. از ورق پرکننده استفاده نمی‌شود. واحدها در شکل میلی‌متر است).



۱) 22% افزایش
۲) 22% کاهش
۳) 12% کاهش
۴) 12% افزایش

گزینه ۲

مقاومت هر پیچ بر اساس مقاومت اتکایی:

$$\varphi F_{nv} = 0.75(0.55F_u A_b) = 0.75 \times 0.55 \times 1000 \times 314 = 129525\ N = 129.5\ kN$$

مقاومت هر پیچ بر اساس مقاومت اصطکاکی:

$$\varphi F_{nv} = \varphi \mu D_u h_f T_b n_s = 1 \times 0.5 \times 1.13 \times 1 \times 179 \times 1 = 101.135\ kN$$

بنابراین ۲۲ درصد افت مقاومت داریم.

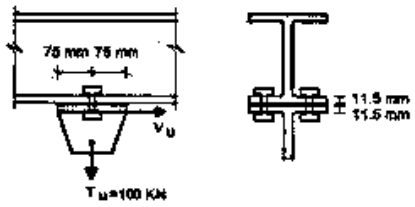
محاسبات-۹۱

۴۱- در یک اتصال پیچی اصطکاکی، پیچ ها از نوع A490 و قطر آنها 30 میلیمتر می‌باشد. چنانچه در طراحی به روش تنش مجاز نیروی کششی اعمالی به یک پیچ 30% حداقل نیروی پیش‌تنیدگی آن باشد، نیروی برشی قابل تحمل توسط این پیچ به کدامیک از مقادیر زیر برحسب کیلونیوتن نزدیکتر است؟

۱) 230
۲) 32
۳) 74
۴) 106

محاسبات خرداد۹۳

۳۹- در اتصال پیچی اصطکاکی نشان داده شده در شکل، مقدار ظرفیت برشی طراحی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فولاد از نوع ST37 ($F_u = 370\ MPa$, $F_y = 240\ MPa$)، پیچ‌ها M20 و از نوع A325 و سوراخ‌ها استاندارد می‌باشد و فواصل سوراخ‌ها از لبه‌ها به درستی تنظیم شده است. وضعیت سطحی اتصال، کلاس A فرض شود.



۱) 48 kN
۲) 96 kN
۳) 33 kN
۴) 66 kN

گزینه ۴

$$T_b = 142\ kN$$

$$k_{sc} = 1 - \frac{100}{1.13 \times 142 \times 2} = 0.688$$

$$\varphi R_{nv} = 2 \times [1 \times 0.3 \times 1.13 \times 1 \times 142 \times 1] = 96.27\ kN$$

$$k_{sc}\varphi R_{nv} = 66.22\ kN$$

ضریب ۲ در ابتدای رابطه سوم به این دلیل است که دو عدد پیچ داریم.

محاسبات خرداد۹۳

۲۵- برای انتقال فقط برش از یک قطعه به قطعه دیگر، یک اتصال پیچ و مهره‌ای اصطکاکی طراحی شده است. اگر در عمل، پیچها پیش‌تنیده نشده و به صورت اتکایی عمل کنند، کدامیک از گزینه زیر را می‌توان با اطمینان کامل صحیح دانست؟ قطر سوراخ استاندارد، وضعیت سطحی کلاس A و اتصال بدون ورق پرکننده می‌باشد. همچنین فرض کنید استفاده از اتصال اتکایی در این اتصال مجاز می‌باشد.

۱) مقاومت اتکایی در جدار سوراخ کاهش خواهد یافت.

۲) همواره مقاومت اتصال افزایش خواهد یافت.

۳) مقاومت اتصال کاهش نخواهد یافت.

۴) مقاومت برش قالبی کاهش خواهد یافت.

گزینه ۳

با عدم ایجاد پیش تنیدگی:

- مقاومت برشی اتکایی تغییر نمی کند
- مقاومت کنترل لغزش کاهش می یابد (صفر می شود)
- مقاومت برشی قالبی تغییر نمی کند

گزینه ۱ نادرست است: عدم ایجاد پیش تنیدگی خللی در مقاومت اتکایی ایجاد نمی کند.

گزینه ۲ نادرست است: مقاومتهای اتکایی و برش قالبی تغییر نمی کنند و تنها مقاومت اصطکاکی صفر شده است بنابراین افزایشی در مقاومت اتصال نداریم.

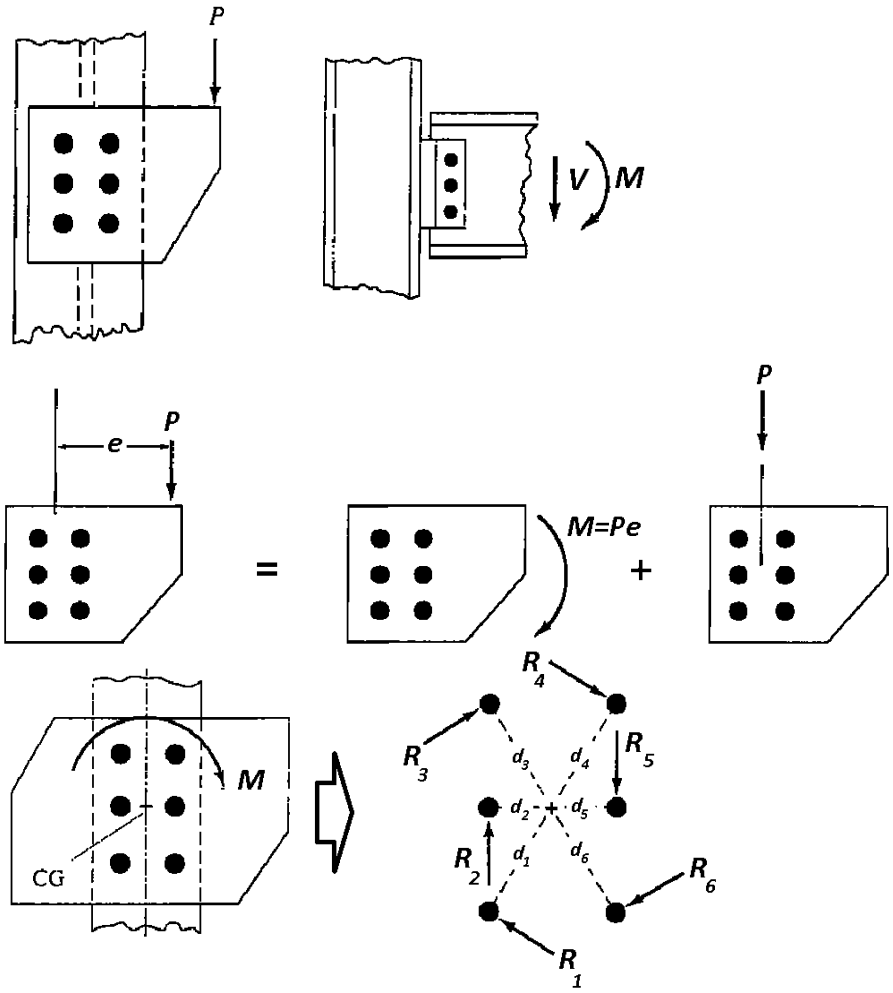
گزینه ۳: از نظر کنترل لغزش مقاومت اتصال به صفر کاهش یافته است. بنابراین این گزینه نیز نادرست است.

گزینه ۴: اصطکاکی یا اتکایی بودن اتصال تاثیری بر مقاومت برشی قالبی ندارد و مقاومت برشی قالبی نیز تغییر نمی کند.

اگر منظور طراحی از گزینه ۳ قابل قبول بودن اتصال باشد، با توجه به اینکه عنوان شده استفاده از اتصال اتکایی مجاز است، (با وجود صفر شدن مقاومت لغزشی) اتصال از نظر آیین نامه کماکان قابل قبول می باشد و گزینه ۳ صحیح می باشد.

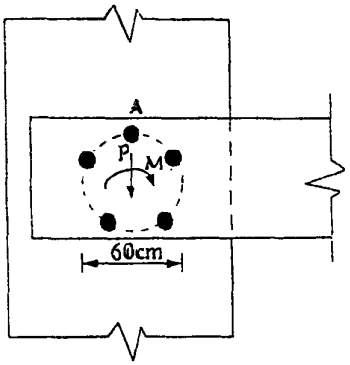
- دقت شود که مقاومت اتکایی در جدار سوراخ (بند ۱۰-۲-۹-۳-۷) که می تواند تعیین کننده مقاومت اتصال باشد، در هر دو حالت اصطکاکی و اتکایی مقدار ثابتی دارد و تغییر نمی کند.
- همیشه مقاومت لغزشی (اصطکاکی) کمتر از مقاومت اتکایی اتصال می باشد. به طوریکه در اتصالات اصطکاکی در صورتی که نیروی وارد شده بیش از مقدار پیش بینی شده وارد شو ابتدا لغزش اتفاق می افتد و پس از لغزش صفحات پیچها به بدنه ورقها مماس شده و اتکا می کنند و اتصال تبدیل به اتصال اتکایی می شود و در صورتی که باز هم نیرو افزایش یابد، خرابی اتفاق می افتد.

پیچش در اتصال پیچی:



محاسبات – ۳- آذر ۸۴

۲۲- **اتصال پیچی مقابل تحت اثر نیروی برشی قائم $P = ۱۵\,t$ و لنگر خمشی $M = ۹\,t.m$ می‌باشد. اتصال از نوع اتکائی است و با پنج پیچ با فواصل منظم در محیط دایره‌ای به قطر ۶۰ سانتی‌متر ساخته شده است. قطر پیچ‌ها ۲۰ میلی‌متر است. تنش برشی در پیچ A، رأس اتصال، چقدر است؟**



۱) ۹۵۵ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع

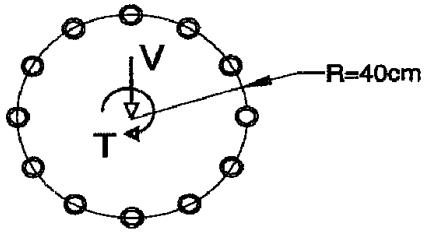
۲) ۱۹۱۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع

۳) ۲۱۳۵ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع

۴) ۲۸۶۵ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع

محاسبات اسفند ۸۹

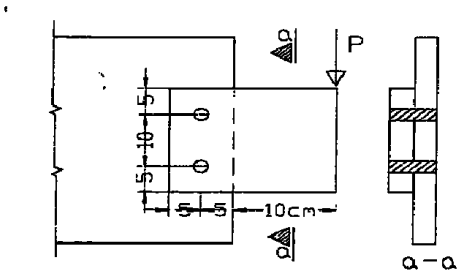
۲۰- اتصال ساعتی اتکایی نشان داده شده در شکل تحت اثر نیروی برشی 300 کیلونیوتن و لنگر پیچشی 300 کیلونیوتن متر قرار گرفته است. پیچها از نوع A490 و تعداد آنها 12 عدد و سطح برش از قسمت دندانه شده می‌گذرد. براساس کنترل تنش مجاز در پیچها، حداقل نمره پیچها چقدر است؟



۱) M27
۲) M22
۳) M20
۴) M24

محاسبات خرداد ۸۹

۱۸- در اتصال اتکایی نشان داده شده در شکل، چنانچه پیچها از نوع A325 بوده و قطر آنها ۱۶ میلیمتر باشد و سطح برش از قسمت دندانه شده بگذرد، بر اساس کنترل تنش در پیچها، مقدار مجاز P به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (طراحی بر اساس تنش مجاز مورد نظر است)



۱) ۴۲۸۸ kg
۲) ۲۸۴۸ kg
۳) ۲۰۳۴ kg
۴) ۶۴۳۲ kg

۱۲-۴- انواع اتصال

۱- صلب

۲- نیمه صلب

۳- ساده (مفصلی)

۱- اتصال با نبشی نشیمن (مفصلی)

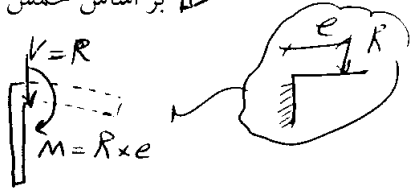
طول بال نبشی باید بیشتر از عرض بال تیر باشد (در اتصال جوشی)

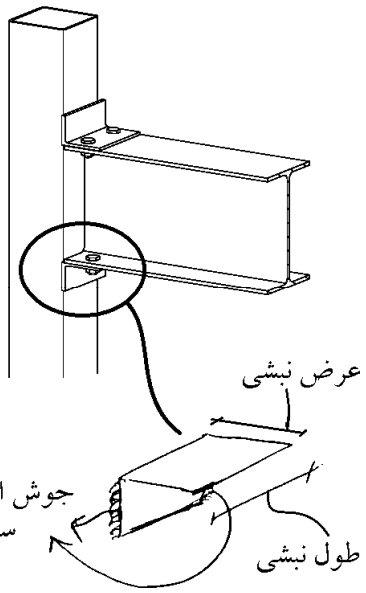
لهیدگی

عرض بال نبشی بر اساس لهیدگی جان تیر محاسبه می شود

ضخامت بال نبشی

بر اساس خمش و برش در مقطع محاسبه می شود

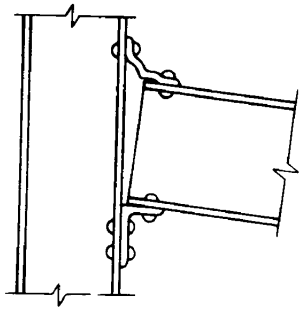


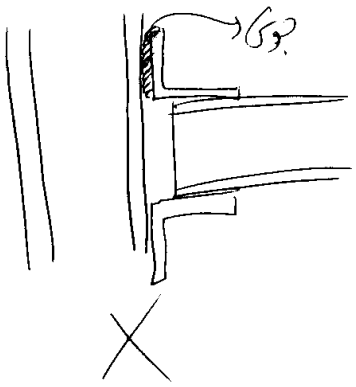


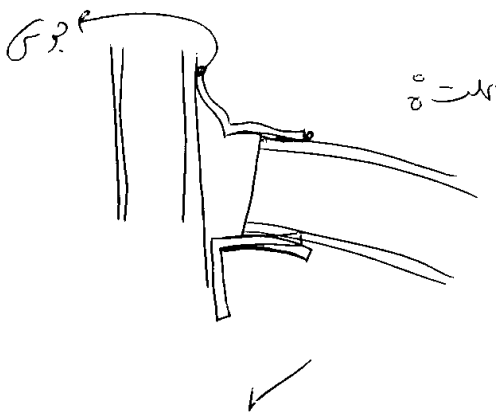
نبشی فوقانی نقش سازه ای ندارد و تنها برای جلوگیری از چرخش دیافراگم تیر است بنابراین نیاز به محاسبه ندارد (ابعاد نبشی و جوش آن)

اتصال نبشی فوقانی نباید سراسری باشد

جوش به ستون

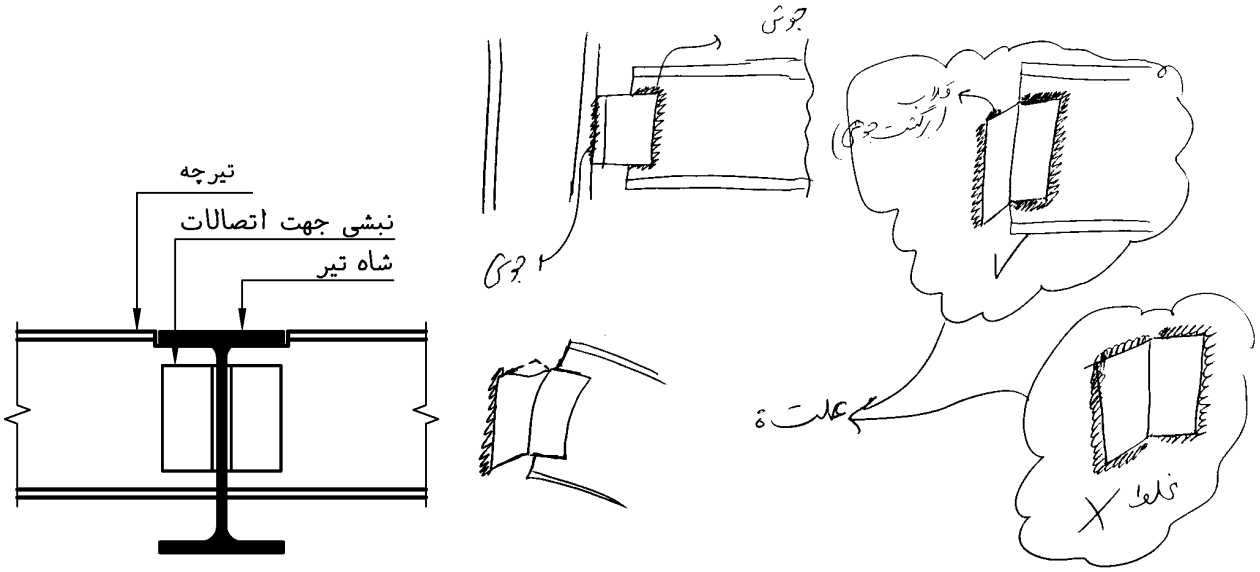


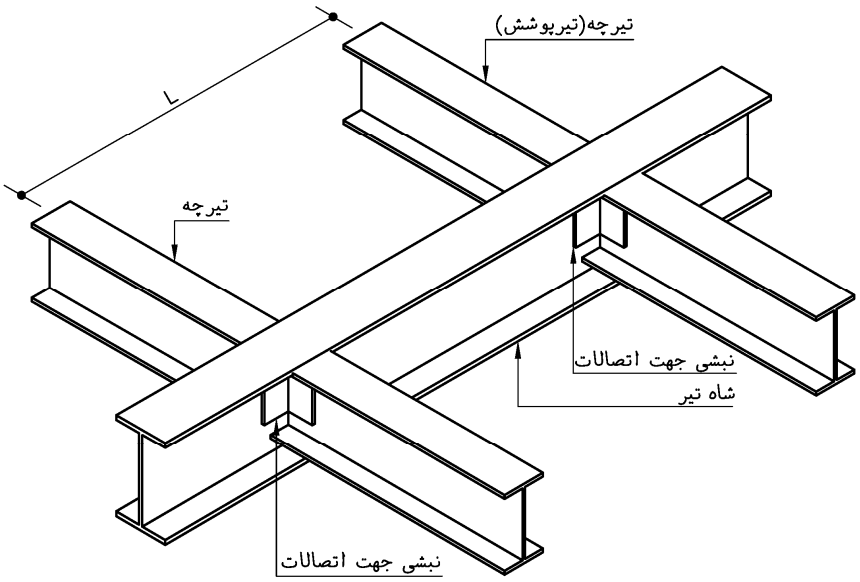




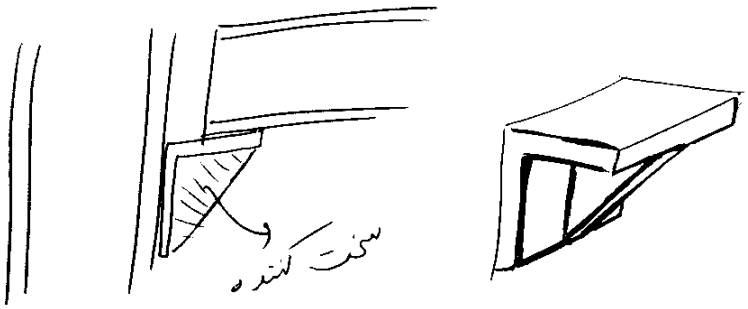
غلط: چون نیمه صلب می شود

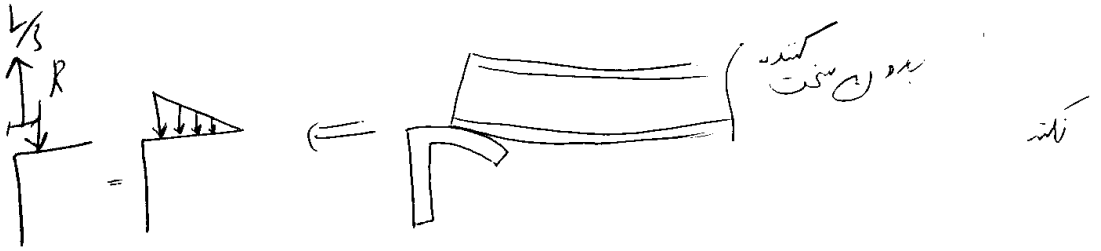
۲- اتصال با نبشی جان (مفصلی)

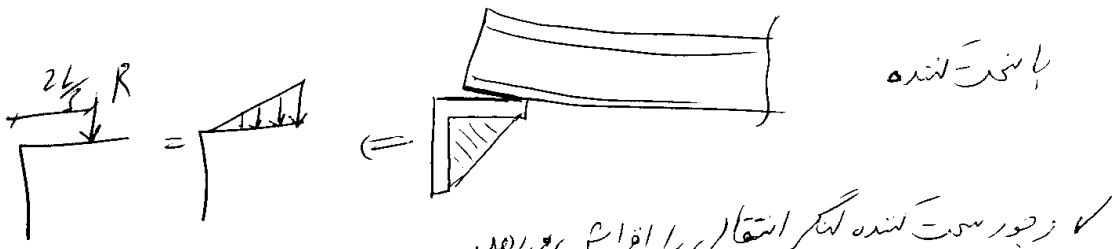




۳- اتصال با نبشی نشیمن با سخت کننده (مفصلی)

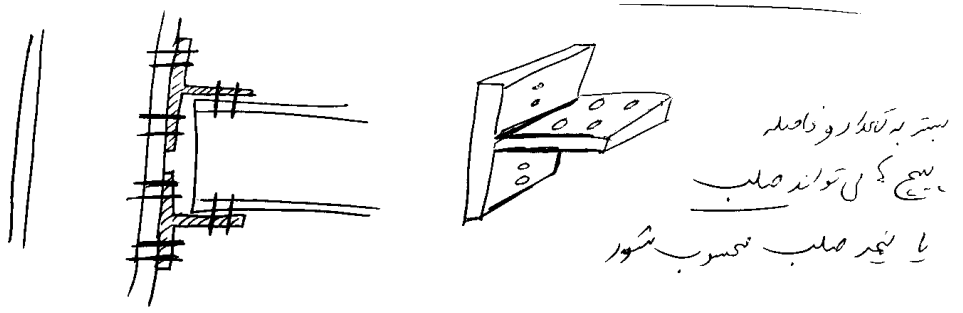


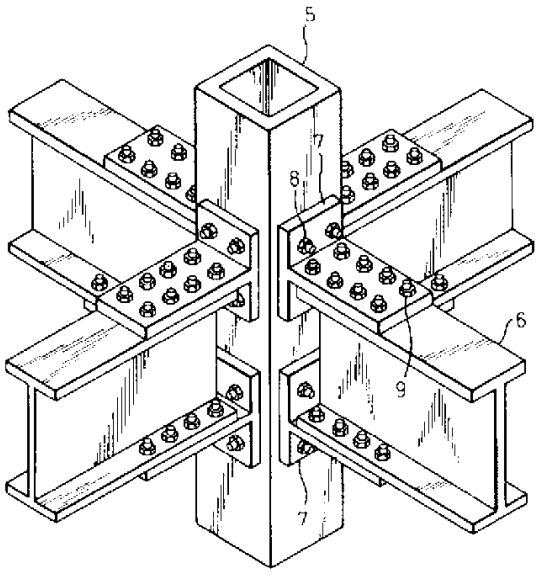




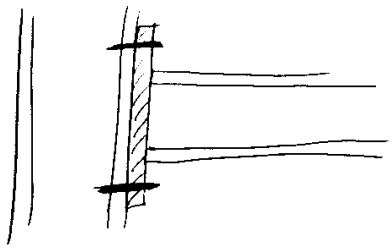
✓ وجود سخت کننده لنگر انتقال را افزایش می دهد.

۴- اتصال با سپری بال



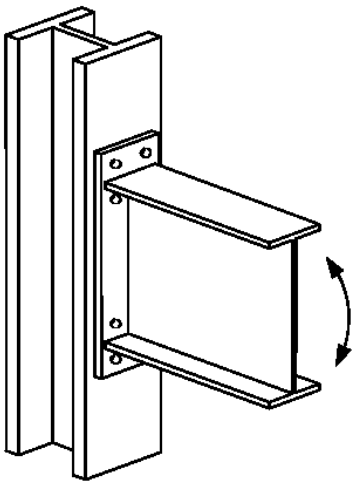


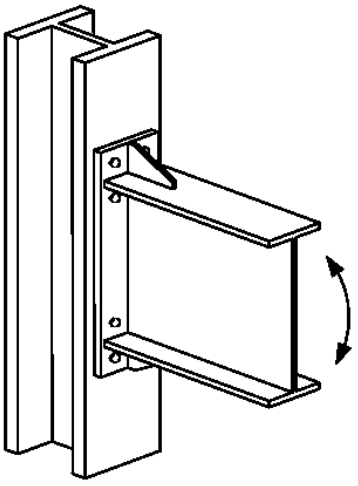
۵- اتصال با صفحه انتهایی

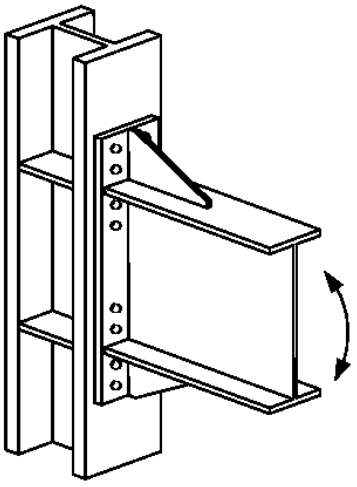


اتصال با صفحه انتهایی

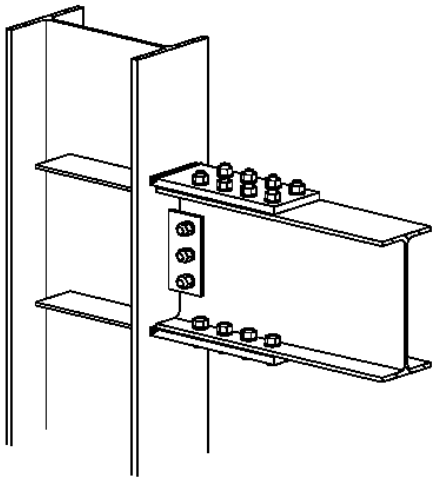
ابتدا یک صفحه انتهایی را به تیر
جوش می دهند و سپس صفحه را به ستون
پیچ می کنند
بسته به تعداد ردیف پیچ که صلب یا نیمه صلب است (معمولاً صلب فرض می شود)

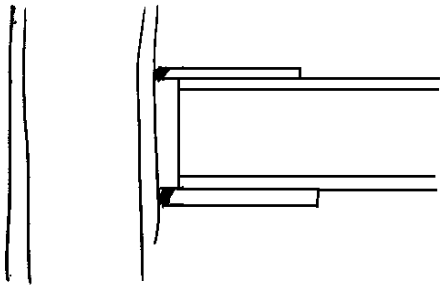


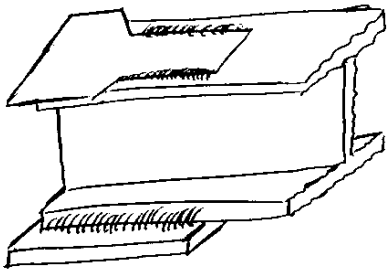




۶- اتصال گیردار با ورق روسری و زیرسری







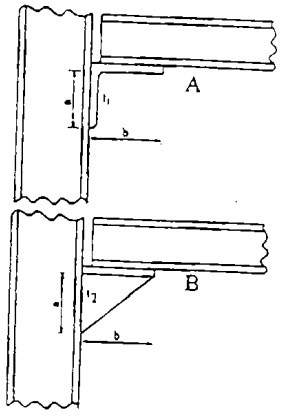
محاسبات – ۳- آذر ۸۴

۲۴- در اتصال ساده تیر به ستون با نبشی جان، جوش نبشی به جان تیر:

۱) تحت اثر فقط نیروی برشی است.
۲) تحت اثر تنها لنگر پیچشی است.
۳) تحت اثر توأم نیروی برشی و لنگر خمشی است.
۴) تحت اثر توأم نیروی برشی و لنگر پیچشی است.

محاسبات – ۱- آذر ۸۴

۲۷- برای تکیه گاه ساده یک تیر فولادی دو شکل A و B مطرح شده است. در مورد لنگر خمشی وارده به ستون کدام گزینه صحیح است؟



۱) لنگر وارده به ستون در حالت B بیشتر است.
۲) لنگر وارده به ستون در هر دو حالت مساوی است.
۳) لنگروارده به ستون در حالت A بیشتر است.
۴) چون تکیه‌گاه ساده است، به ستون لنگری وارد نمی‌شود.

محاسبات – ۲- آذر ۸۴

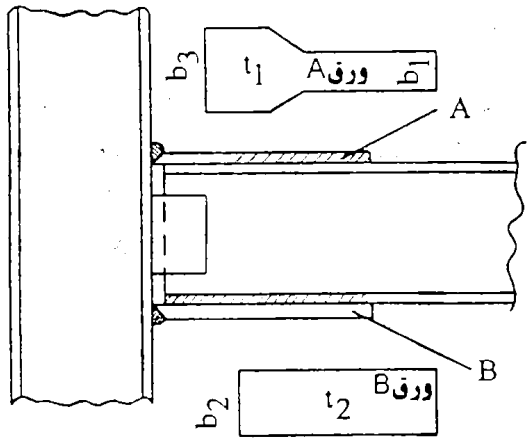
۲۴- در طرح اتصال صلب تیر به ستون یک قاب خمشی معمولی از مقاومت نهائی مقطع تیر استفاده خواهد شد. اگر t_1 و t_2 ضخامت لازم برای ورق‌های A و B باشند، کدام مورد صحیح است؟

۱) $t_1b_1 > t_2b_2$

۲) $t_1b_1 = t_2b_2$

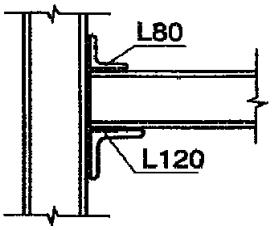
۳) $t_1b_3 < t_2b_2$

۴) $t_1b_3 = t_2b_2$



محاسبات اسفند ۸۹

۲۹- برای اتصال مفصلی تیر به ستونی از یک عدد نبشی نشیمن L120 (تحتانی) و یک نبشی نگاهدارنده فوقانی L80 استفاده شده است. درخصوص اتصال فوق‌الذکر کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح می‌باشد؟



۱) نیروی برشی در انتهای تیر فولادی به نسبت سطح مقطع نبشی‌ها بین L80 و L120 توزیع می گردد.

۲) ضخامت نبشی L120 فقط براساس کنترل تنش برشی محاسبه می‌شود.

۳) لبه‌های موازی با طول نبشی L80 باید به تیر وستون با جوش متصل شود.

۴) هر دو نبشی L80 و L120 باید در تمام لبه‌های تماس آنها با تیر و ستون جوش شوند.

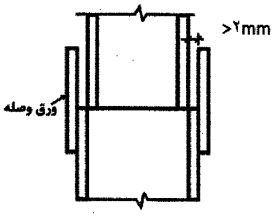
۱۰-۲-۹-۵ ورق‌های پرکننده (لقمه‌ها)

الزامات عمومی ورق‌های پرکننده در محل وصلهٔ اعضا به شرح زیر می‌باشد.

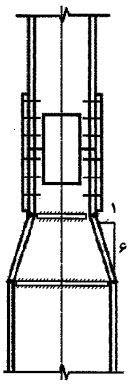
الف) در اتصالات جوشی، در صورتی‌که فاصلهٔ بین وجه داخلی ورق وصله و وجه خارجی قطعه با ابعاد کوچکتر، مساوی یا کمتر از ۲ میلی‌متر باشد، نیازی به تعبیه ورق‌های پرکننده نمی‌باشد.

ب) در اتصالات جوشی، ورق‌های پرکننده‌ای که ضخامت آن‌ها کمتر از ۶ میلی‌متر می‌باشد یا ورق‌های پرکننده‌ای با ضخامت مساوی یا بزرگتر از ۶ میلی‌متر که توانایی انتقال نیروی ورق وصله را به ستون فوقانی ندارند، لبه‌هایشان باید همباد لبه‌های ورق وصله تمام شود و اندازهٔ جوش باید مساوی مجموع اندازهٔ جوش لازم جهت انتقال نیروی وصله به اضافه ضخامت ورق پرکننده در نظر گرفته شود.

پ) در اتصالات جوشی، ورق‌های پرکننده‌ای که ضخامت آن بیش از ۶ میلی‌متر بوده و توانایی لازم جهت انتقال نیروی وصله را دارند، باید از لبه‌های ورق وصله به اندازهٔ کافی ادامه یابند و به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرند، جوش شوند. جوش ورق‌های پرکننده به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرند، باید برای انتقال نیروهای ورق وصله کافی باشد. همچنین، ضخامت جوش‌هایی که ورق وصله را به ورق پرکننده متصل می‌کنند، باید متناسب با ضخامت ورق پرکننده بوده و برای انتقال نیروهای ورق وصله کافی باشد.



شکل۱۰-۲-۹-۱۲ نیاز به ورق پرکننده در اتصالات جوشی



شکل ۱۰-۲-۹-۱۳ جزئیات وصله در محل تغییر قابل ملاحظهٔ ابعاد ستون

ت) در اتصالات پیچی، ورق‌های پرکننده‌ای که ضخامت آنها مساوی یا کمتر از ۶ میلی‌متر می‌باشد، لبه‌هایشان باید همباد لبه‌های ورق وصله تمام شود. در اینگونه موارد هیچ‌گونه کاهشی بر روی مقاومت برشی طراحی پیچها اعمال نمی‌شود. ورق‌های پرکننده‌ای که ضخامت آنها بیشتر از ۶ میلی‌متر می‌باشد، باید یکی از الزامات زیر در مورد آنها به کار گرفته شود.

۱- لبه‌های ورق‌های پرکننده همباد با لبه‌های ورق وصله تمام شود و مقاومت برشی طراحی پیچها در ضریب کاهش ۰/۸۵ ≥ [(۶-t)۰/۰۱۵۴ - ۱] ضرب شود. که در آن t ضخامت کل ورق‌های پرکننده به میلی‌متر است.

۲- لبه‌های ورق‌های پرکننده از لبه‌های ورق وصله به اندازهٔ کافی ادامه یافته و به منظور توزیع یکنواخت نیروی کلی در محل وصله، با پیچ‌های کافی به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرند، پیچ شوند. در این حالت، اندازهٔ محل اتصال باید به منظور سازگاری با تعداد کل پیچها افزایش یابد.

۳- لبه‌های ورق‌های پرکننده همباد با لبه‌های ورق وصله تمام شود و طراحی وصله به صورت اصطکاکی صورت گیرد.

تبصره: توصیه می‌شود همانند شکل ۱۰-۲-۹-۱۳ ستون‌ها قبل از محل درز، هم اندازه شوند، به طوری که در هنگام نصب نیازی به تعبیهٔ ورق‌های پرکننده نباشد.

۱۰-۲-۹-۶ وصله‌ها

وصلهٔ اعضا باید الزامات زیر را تأمین کنند.

۱- درصورت استفاده از وصلهٔ مستقیم، وصله باید با جوش نفوذی کامل صورت گیرد.

۲- برای انواع دیگر وصله‌ها، مقاومت مورد نیاز وصله باید حداقل برابر نیروهای داخلی حاصل از ترکیبات مختلف بارگذاری در محل وصله در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۵ الزامات لرزه‌ای ستون‌ها، وصلهٔ ستون‌ها، کف‌ستون‌ها و وصلهٔ تیرها

۱۰-۳-۵-۲ الزامات طراحی لرزه‌ای وصلهٔ ستون‌ها

۱۰-۳-۵-۲-۱ موقعیت وصلهٔ ستون‌ها

الف) به جزموارد ذکر شده در زیر، در کلیهٔ ستون‌های باربر و غیر باربر جانبی لرزه‌ای محل درز وصله در بالا و پایین وصله نباید از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال متصل به ستون نزدیکتر باشد.

(۱) در جایی‌که ارتفاع آزاد ستون کمتر از ۲/۴ متر است، محل وصلهٔ باید در وسط ارتفاع آزاد ستون در نظر گرفته شود.

(۲) در مواردی‌که درز لب به لب ورق‌های بال یا جان ستون در کارخانه و به صورت نفوذی کامل انجام می‌شود، محل درز وصله می‌تواند از ۱۲۰۰میلی‌متر به بال متصل به ستون تیر نزدیکتر باشد. ولی در هر حال این فاصله نباید از بُعد بزرگتر ستون با مقطع کوچکتر، کوچکتر در نظر گرفته شود.

(۳) در مواردی‌که اتصال کلیهٔ تیرهای متصل به ستون مفصلی بوده و ستون در دهانه‌های مهاربندی‌شده قرار نگرفته باشد، محل درز وصله می‌تواند از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال تیر نزدیکتر باشد. ولی در هر حال این فاصله نباید از ۱/۵ برابر بُعد بزرگتر ستونِ با مقطع کوچکتر، کوچکتر در نظر گرفته شود.

ب) اتصال وصلهٔ ستون به هر یک از دو قطعهٔ ستون وصله‌شونده باید با یک نوع وسیلهٔ اتصال، جوش یا پیچ پر مقاومت، انجام شود و در مقطع عدم تقارن ایجاد نکند. اتصال وصله به یکی از قطعات ستون تماماً جوشی و به دیگری تماماً پیچی نیز مجاز است.

پ) در وصلهٔ لب به لب بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان ستون به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۶ صورت گیرد.

ت) در وصلهٔ ستون‌های با ابعاد و مقطع متفاوت، به جای استفاده از ورق‌های پرکننده با ضخامت‌های زیاد، ارجح است ابتدا مقطع بزرگتر با شیب حداکثر ۱ به ۶ به مقطع کوچکتر تبدیل شده و سپس اتصال وصله صورت گیرد.

ث) در محل وصلهٔ ستون‌های متشکل از چند نیمرخ لازم است هر یک از ستون‌های وصله‌شونده در ارتفاعی حداقل به اندازه بُعد بزرگتر مقطع ستون به صورت یکپارچه در آیند و سپس وصله شوند.

۱۰-۳-۵-۲-۲ مقاومت مورد نیاز وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ کلیهٔ ستون‌ها، شامل ستون‌های غیرباربر جانبی، علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ باید به طور مجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱) بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲) بیشترین نیروهای محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدیدیافته و با در نظرگرفتن مفاد تبصره‌های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱.

(۳) نیروی برشی حداقل برابر $\frac{\Sigma M_{pc}}{H_s}$ که در آن ΣM_{pc} مجموع لنگرهای خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه است. این نیروی برشی باید در هر امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

(۴) لنگر خمشی حداقل برابر R_yM_{pc} که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شدهٔ مصالح ستون و M_{pc} لنگر خمشی پلاستیک ستون با مقطع کوچکتر وصله‌شونده است. این لنگر خمشی باید در هر امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیروهای محوری و برشی در نظر گرفته شود.

تبصره: جوش‌هایی که در کارخانه و به صورت لب به لب صورت می‌گیرند، باید به صورت نفوذی کامل انجام شوند در صورتی‌که پس از انجام آزمایش مشخص شود که جوش مذکور با نفوذ نسبی صورت گرفته است این جوش در صورتی مورد تأیید خواهد بود که مقاومت طراحی اتصال مذکور حداقل دو برابر مقاومت مورد نیاز مطابق حالت‌های (۱) تا (۴) این بند باشد.

۱۰-۲-۳-۳ تعیین سطح مقطع خالص موثر اعضای کششی

سطح مقطع خالص موثر برای اعضای کششی به شرح زیر تعریف می‌شود:

الف) برای اتصالات و وصله‌های از نوع پیچی $A_e = UA_n$

ب) برای اتصالات و وصله‌های از نوع جوشی $A_e = UA_g$

تبصره: در ورق‌های وصله‌های پیچی در اعضای کششی:

$$A_e = A_n \leq ۰/۸۵A_g \qquad (۱۰-۲-۳-۳)$$

در روابط فوق:

A_g= سطح مقطع کلی عضو

A_n= سطح مقطع خالص عضو

A_e= سطح مقطع خالص موثر عضو

U= ضریب تأخیر برش مطابق جدول ۱۰-۲-۳-۱. در هر حال این ضریب در مقاطع باز (نظیر مقاطع I ، L ، U ، T و ...) لازم نیست از نسبت سطح مقطع قسمت‌های اتصال‌یافته به سطح مقطع کل کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۹-۱-۵ وصله‌ها در مقاطع سنگین

الزامات این بند به نیمرخ‌های حجیم و سنگین و نیمرخ‌های مرکبی که از ورق‌های ضخیم‌تر از ۴۰میلی‌متر ساخته می‌شوند، مربوط می‌شود.

در وصلهٔ این‌گونه اعضا چنانچه از جوش نفوذی لب به لب استفاده شود، باید برای جلوگیری از اثر انقباض ناشی از سردشدن و شکست ناشی از تردی در جوش و مصالح مجاور آن، احتیاط‌های لازم به عمل آید. استفاده از پیش‌گرمایش و پس‌گرمایش و یا استفاده از الکترودهای کم هیدروژن دراین خصوص الزامی است.

اگر جوش وصلهٔ این‌گونه اعضا نقش انتقال تنش‌های کششی ناشی از نیروی کششی یا لنگر خمشی را داشته باشد، لازم است محدودیت‌های مربوط به طاقت مصالح روی نمونه زخم‌دار با انجام آزمایش شارپی بررسی گردد.

در اینگونه مقاطع باید جزئیات سوراخ‌های دسترسی جوشکاری در محل اتصال طبق بند ۱۰-۲-۹-۱-۶ جوش مناسب طبق بند ۱۰-۲-۹-۲- گرم‌کردن قبل از جوشکاری طبق بند ۱۰-۲-۹-۲-۸ و محدودیت‌های مربوط به برش با شعله و آماده‌کردن سطوح و نکات مربوط به بررسی جوش‌ها طبق الزامات فصل ۱۰-۴ رعایت شود. در اتصالات کششی مقاطع سنگین باید بعد از جوشکاری، تسمهٔ پشت بند جوش را (در صورت موجود بودن) از جای خود برداشت و جوش‌ها را با سنگ‌زدن صاف و یکنواخت کرد و در صورت لزوم از جوش پشت استفاده نمود.

۱۰-۳-۵-۴ الزامات طراحی لرزه‌ای وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرهای باربر جانبی باید الزامات لرزه‌ای زیر را تأمین کنند.

الف) وصلهٔ تیرها باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر قرار گیرد.

ب) در صورت استفاده از وصلهٔ مستقیم، وصله باید با جوش نفوذی کامل صورت گیرد. در این‌گونه موارد ارجح است محل وصله بال‌ها و محل وصله جان در یک مقطع صورت نگیرد.

پ) در وصلهٔ مستقیم بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت - که در بال یا جان تیرها به کار می‌روند - تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ صورت گیرد.

ت) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) وصله‌های غیرمستقیم باید برابر مقاومت خمشی طراحی ($\phi_b M_p$) عضو با مقطع کوچکتر وصله‌شونده در نظر گرفته شود.

ث) مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) وصله‌های غیرمستقیم نباید از یکی از سه مقدار (۱)، (۲) و (۳) این بند کمتر در نظر گرفته شود.

(۱) بیشترین برش حاصل از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته در محل وصله

(۲) نیروی برشی در محل وصله که باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و برش لرزه‌ای ناشی از $M_{pr}=C_{pr}R_yM_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شود.

(۳) مقاومت برشی طراحی عضو با مقطع کوچکتر وصله‌شونده

که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک.

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شدهٔ مصالح تیر.

C_{pr} = ضریبی است که در برگیرنده آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبهٔ حداکثر نیروی ایجاد شده در اعضا و وسایل اتصال به کار گرفته می‌شود. به جز در موردی‌که در بخش ۱۰-۳-۱۳-۶ برای C_{pr} عدد خاصی پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$۱/۱ \leq C_{pr} = \frac{F_y+F_u}{۲F_y} \leq ۱/۲ \qquad (۱۰-۵-۳-۲)$$

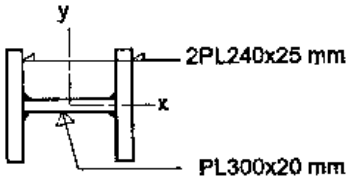
که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر

F_u = تنش کششی نهائی فولاد تیر

محاسبات خرداد ۹۳

۴۶- در طرح لرزه‌ای یک ساختمان فولادی با شکل‌پذیری متوسط، حداقل مقاومت موردنیاز برشی وصله ستون نشان داده شده در دو راستای قوی و ضعیف، به ترتیب به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ ستون از ورق نوع ST37 ($F_u = 370\ MPa, F_y = 240\ MPa$) ساخته شده است. ارتفاع طبقه 3 متر فرض می‌شود. نیروی داخلی ستون تحت اثر ترکیبات بار متعارف کنترل کننده نمی‌باشد.



۱) 132 kN , 440 kN
۲) 120 kN , 384 kN
۳) 58 kN , 192 kN
۴) 66 kN , 220 kN

گزینه ۲

$$V_x = \sum \frac{M_{pcy}}{H_s} = \frac{2\left(240 \times 25 \times 325 + \frac{20\times 300^2}{4}\right) \times 240}{3000} = 384000N$$

$$V_y = \sum \frac{M_{pcx}}{H_s} = \frac{2\left(2 \times \frac{25\times 240^2}{4} + \frac{20\text{^}2\times 300}{4}\right) \times 240}{3000} = 120000N$$

محاسبات ۹۳

۴۷- با لحاظ الزامات طراحی لرزه‌ای، اگر لنگر خمشی پلاستیک ستون فولادی در ناحیه بالای وصله برابر 300 kN.m و در ناحیه پایین وصله برابر 360 kN.m و ارتفاع طبقه برابر H_s=4 متر باشد، حداقل چه مقدار لنگر خمشی و چه مقدار نیروی برشی برای طراحی وصله باید در نظر گرفته شود؟ ستون دارای مقطع ساخته‌شده از ورق می‌باشد.

۱) 165 kN , 345 kN.m
۲) 190 kN , 360 kN.m
۳) 190 kN , 345 kN.m
۴) 165 kN , 414 kN.m

گزینه ۱

$$M_{splice} = R_y M_{pc} = 1.15 \times 300 = 345\ kN.m$$

$$V_{splice} = \frac{M_{pc-top} + M_{pc-bot}}{H_s} = \frac{300 + 360}{4} = 165\ kN$$

۱۴-ورق پای ستون

۱۰-۲-۹-۸ کف‌ستون‌ها و فشار مستقیم بر بتن و مصالح بنایی

مقاومت اتکایی طراحی برای مصالح مختلف تکیه‌گاهی مساوی $\phi_c P_p$ می‌باشد که در آن ϕ_c ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۶۵ و P_p مقاومت اتکایی است که براساس حالت حدی خردشدگی مصالح تکیه‌گاهی به شرح زیر تعیین می‌گردد.

الف) فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه مصالح بنایی یا سنگ‌آهکی یا ماسه‌سنگ متراکم و ماسه‌سیمان:

$$P_p = F_p A_p \qquad (۱۰-۹-۲-۲۰)$$

که در آن:

A_p = سطح اتکا در تماس با تکیه گاه بر حسب میلی‌متر مربع

F_p = تنش اتکایی اسمی و مساوی ۶ مگاپاسکال

ب) فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه مصالح بنایی با آجر فشاری و ملات ماسه‌سیمان:

$$P_p = F_p A_p \qquad (۱۰-۹-۲-۲۱)$$

که در آن:

A_p = سطح اتکا در تماس با تکیه گاه بر حسب میلی‌متر مربع

F_p = تنش اتکایی اسمی و مساوی ۴ مگاپاسکال

پ) فشار مستقیم بر روی تکیه گاه بتنی:

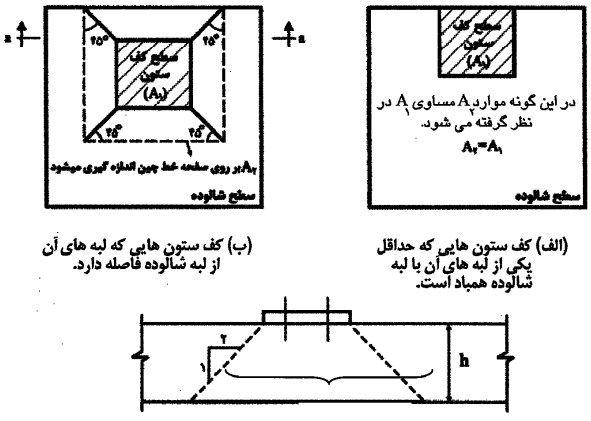
$$P_p = ۰/۸۵ f'_c A_۱ \sqrt{\frac{A_۲}{A_۱}} \le ۱/۷ f'_c A_۱ \qquad (۱۰-۹-۲-۲۲)$$

که در آن:

f'_c= مقاومت مشخصهٔ فشاری بتن بر روی نمونهٔ استوانه‌ای استاندارد.

$A_۱$= سطح ورق کف‌ستون در تماس با شالوده

$A_۲$= حداکثر سطحی از شالوده هم‌مرکز و متشابه با ورق کف‌ستون که در پلان و عمق شالوده مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۵ محدود می‌شود.



(الف) کف ستون هایی که حداقل یکی از لبه های آن با لبه شالوده همباد است.

(ب) کف ستون هایی که لبه های آن از لبه شالوده فاصله دارد.

(پ) مقطع a-a

شکل ۱۰-۲-۹-۱۵ سطح اتکا در تماس با شالوده بتنی

۱۰-۳-۵-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای کف‌ستون‌ها

کف‌ستون کلیهٔ ستون‌های باربر و غیرباربر جانبی و اتصالات آنها به ستون و شالوده علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ این مبحث باید به طورمجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱) بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروهای برشی و لنگرهای خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲) بیشترین نیروی محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته و با در نظرگرفتن مفاد تبصره‌های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱.

(۳) در هر دو امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا نیروی برشی برابر مجموع مولفه‌های افقی مقاومت‌های مورد نیاز اتصال مهاربندی و برش ظرفیتی ستون برابر $\frac{\Sigma M_{pc}}{H_s}$ که در آن ΣM_{pc} مجموع لنگرهای خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه است. در محاسبه و طراحی کف ستون این نیروی برشی باید بدون حضور نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

(۴) در هر دو امتداد اصلی ستون و به طور مجزا لنگر خمشی برابر مجموع لنگرهای خمشی زیر و بدون حضور نیروهای برشی و محوری.

الف) برای مهاربندی‌های امتداد مورد نظر مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال مهاربند.

ب) برای ستون‌ها کمترین دو مقدار $۱/۱R_y F_y Z_e$ و بیشترین لنگر خمشی (بدون حضور نیروهای محوری و برشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته و با در نظرگرفتن مفاد تبصره ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱؛ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شده مصالح ستون، F_y تنش تسلیم مصالح ستون و Z_e مدول پلاستیک مقطع ستون است.

محاسبات ۹۱

۴۲- نسبت تنش مجاز فشاری کف ستون به ابعاد $۶۰\,cm \times ۶۰\,cm$ در حالت (الف) به حالت (ب) کدام است؟

الف ـ صفحه‌ی کف ستون در وسط پی منفرد به ابعاد $۱۵۰\,cm \times ۱۵۰\,cm$ قرار دارد.

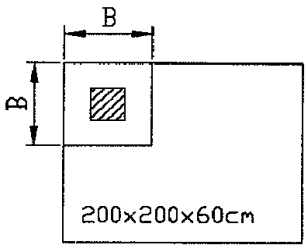
ب ـ صفحه‌ی کف ستون در گوشه‌ی پی منفرد به ابعاد $۱۵۰\,cm \times ۱۵۰\,cm$ قرار دارد.

۱) ۱ ۲) ۱/۵ ۳) ۲ ۴) ۲/۵

گزینه ۳

محاسبات ۹۰

۲۸- یک ستون گوشه تخت اثر نیروی محوری 1500 kN قرار دارد. حداقل ابعاد لازم کف ستون به کدامیک از مقادیر نزدیکتر است؟ رده بتن از نوع C20 می باشد. ستون در وسط کف ستون قرار دارد.

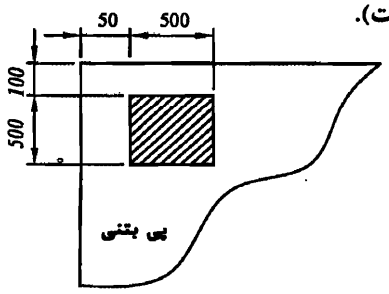


۱) 50×50 cm
۲) 40×40 cm
۳) 60×60 cm
۴) 70×70 cm

گزینه ۱

محاسبات ۹۴

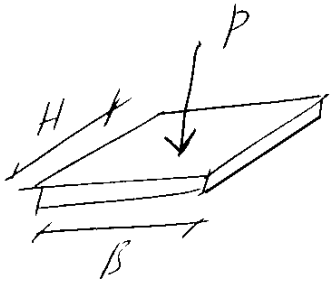
۱۷- برای کف ستون نشان داده شده در شکل زیر، مقاومت اتکایی طراحی در زیر ورق کف ستون حدوداً چقدر است؟ فرض کنید ضخامت پی بتنی یک متر، f_c = مقاومت مشخصه فشاری بتن و A = سطح ورق کف ستون است. (ابعاد به میلی‌متر است).



۱) $0.66f_cA$
۲) $0.85f_cA$
۳) $0.72f_cA$
۴) $0.55f_cA$

گزینه ۱

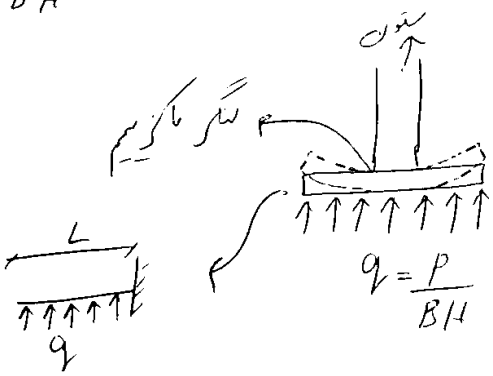
$$P = 0.85 \times 0.65 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} f_c A = 0.85 \times 0.65 \times \sqrt{\frac{600^2}{500^2}} f_c A = 0.663\, f_c A$$



Baseplate

① تعیین B و H به گونه ای که بتن زیر آن خراب نشود

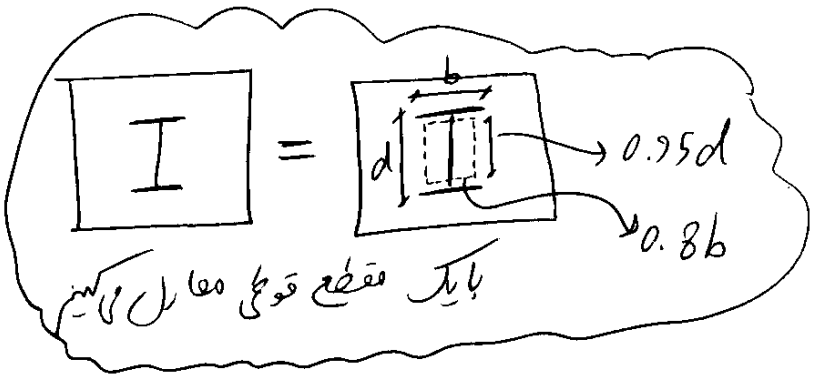
$\frac{P}{BH}$ < تنش باربری بتن

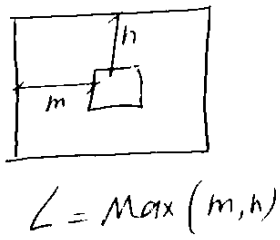


② تعیین t

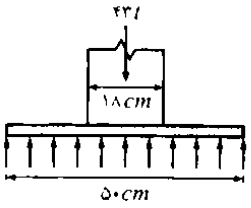
$$\left[M_u = \frac{q_u L^2}{2}\right] < \left[0.9ZF_y = 0.9\frac{t^2}{4}F_y\right]$$

دقت شود که علاوه بر کنترل خمش، تنش برشی نیز باید کنترل گردد که عمدتا تعیین کننده نیست، مگر برای بتن های با مقاومت بالا در پی که استفاده از چنین بتن هایی در پی مرسوم نیست. بنابراین عملا تنها خمش را کنترل می کنیم.





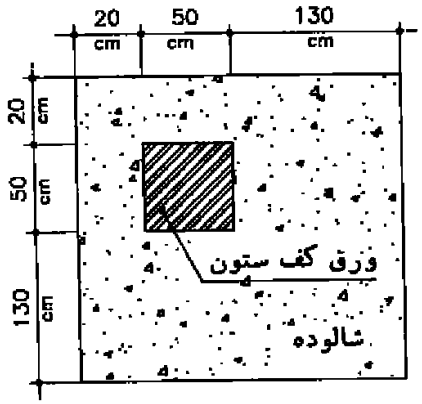
حداقل ضخامت لازم برای ورق کفستون نشان داده شده در شکل زیر چقدر می‌باشد؟ $F_y = ۲۴۰۰\ kg/cm^۲$ و ستون و کفستون مربع شکل در نظر گرفته شود. (آزاد ۸۰ و نظام مهندسی)



۱) ۳ سانتی‌متر
۲) ۱۰ سانتی‌متر
۳) ۶ سانتی‌متر
۴) ۱۲ سانتی‌متر

محاسبات ۸۷

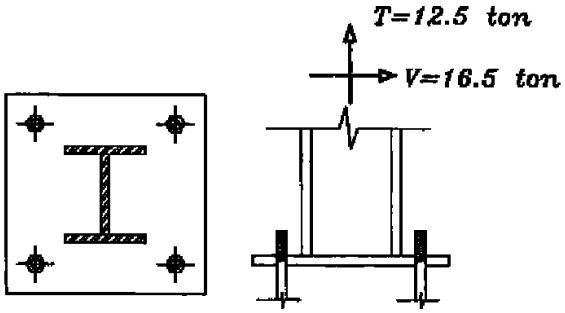
۲۴- تنش فشاری مجاز در زیر ورق کف ستون شکل مقابل چه مقدار است؟



۱) $0.42f_c'$
۲) $0.54f_c'$
۳) $0.60f_c'$
۴) $0.85f_c'$

محاسبات ۸۷

۲۷- برای ستون نشان داده شده در شکل، حداقل قطر بولت ها چقدر باید باشد؟ فرض کنید سطح برش از قسمت دندانه شده می گذرد.



نوع بولت = $A-II$
$F_y = 3000\ Kg/cm^۲$
$F_u = 5000\ Kg/cm^۲$

۱) $4\Phi18$
۲) $4\Phi20$
۳) $4\Phi22$
۴) $4\Phi25$

محاسبات ۹۳

۴۰- در یک سازه فولادی با سیستم دوگانه، نیروهای محوری وارد بر کف ستون یک ستون میانی، ناشی از بارهای مرده، زنده و زلزله (که براساس ویرایش سوم استاندارد 2800 و در نظرگرفتن اثر 30% زلزله جهت متعامد محاسبه شده است)، بدون هرگونه ضریبی به ترتیب 600 kN+، 470kN+ و 1250 kN± است (علامت مثبت به معنای فشاری بودن نیرو است). با توجه به اینکه اطلاعات دیگری در دسترس نیست، براساس این اطلاعات، حداقل سطح مقطع اسمی کل میل مهارها به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر خواهد بود؟ بتن شالوده از رده C25 و میل مهارها از قطعات دندانه شده از جنس CK45 (F_y=600MPa) فرض شود.

۱) $5745\ mm^2$
۲) $11365\ mm^2$
۳) $8525\ mm^2$
۴) $7660\ mm^2$

گزینه ۲

با توجه به اینکه تنها نیروی محوری داده شده است، باید مطابق بند زیر باید از ترکیب بار زلزله تشدید یافته استفاده کنیم. میل مهارهای کف ستون باید بتوانند کل کشش وارد بر کف ستون را تحمل کنند. در رابطه زیر کشش مثبت فرض شده است:

$$T_u = 0.9D - \Omega_0(1.4E) = 0.9 \times (-600) + 2.5(1.4 \times 1250) = +3835\ kN$$
$$T_u < \varphi F_{nt} A_{nb}$$
$$3835000 < 0.75(0.75 \times 600)A_{nb} \rightarrow 11363mm^2 < A_{nb}$$

۱۰-۳-۵-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای کف‌ستون‌ها

کف‌ستون کلیهٔ ستون‌های باربر و غیرباربر جانبی و اتصالات آنها به ستون و شالوده علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ این مبحث باید به طورمجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱) بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروهای برشی و لنگرهای خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲) بیشترین نیروی محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته و با در نظرگرفتن مفاد تبصره‌های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱.

(۳) در هر دو امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا نیروی برشی برابر مجموع مولفه‌های افقی مقاومت‌های مورد نیاز اتصال مهاربندی و برش ظرفیتی ستون برابر $\frac{\Sigma M_{pc}}{H_s}$ که در آن ΣM_{pc} مجموع لنگرهای خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه است. در محاسبه و طراحی کف ستون این نیروی برشی باید بدون حضور نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

(۴) در هر دو امتداد اصلی ستون و به طور مجزا لنگر خمشی برابر مجموع لنگرهای خمشی زیر و بدون حضور نیروهای برشی و محوری.

جدول ۱۰-۳-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای	Ω_0
کلیهٔ قاب‌های خمشی فولادی	۳
کلیهٔ قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی	۲
کلیهٔ سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی	۲/۵

۱۰-۲-۹-۳-۳ مقاومت کششی طراحی و مقاومت برشی طراحی در اتصالات اتکایی

در اتصالات اتکایی، مقاومت کششی طراحی (ϕR_{nt}) و مقاومت برشی طراحی (ϕR_{nv}) پیچ‌ها و قطعات دندانه‌شده از روابط زیر تعیین می‌گردند.

(۱۰-۹-۲-۴) مقاومت کششی طراحی = $\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_{nb}$

(۱۰-۹-۲-۵) مقاومت برشی طراحی = $\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nb}$

در روابط فوق:

ϕ = ضریب کاهشی مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد.

R_{nt} = مقاومت کششی اسمی

R_{nv} = مقاومت برشی اسمی

A_{nb} = سطح مقطع اسمی وسیله اتصال (پیچ یا قطعه دندانه‌شده)

F_{nt} = تنش کششی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۱۰

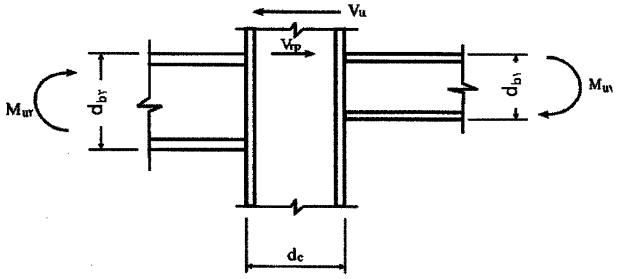
F_{nv} = تنش برشی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۱۰

جدول ۱۰-۲-۹-۱۰ تنش اسمی (پیچ و قطعات دندانه شده)

نوع وسیله اتصال	تنش کششی اسمی (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی
پیچ‌های معمولی	$0.75F_u$ [۱],[۲]	$0.45F_u$ [۵],[۲]
پیچ‌های پر مقاومت در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد	$0.75F_u$ [۴]	$0.45F_u$ [۵]
پیچ‌های پرمقاومت در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد	$0.75F_u$ [۴]	$0.55F_u$ [۵]
قطعهٔ دندانه‌شده طبق مشخصات تعیین‌شده، در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد	$0.75F_u$ [۱],[۶]	$0.45F_u$
قطعهٔ دندانه شده طبق مشخصات تعیین‌شده، در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد	$0.75F_u$ [۱],[۶]	$0.55F_u$

۱۰-۲-۹-۱۰-۶ برش در چشمهٔ اتصال

الزامات این بند مربوط است به حالتی‌که یک زوج نیروی متمرکز در یک یا هر دو بال عضو اثر می‌کند (شکل ۱۰-۲-۹-۲۱).



شکل ۱۰-۲-۹-۲۱ برش در چشمه اتصال

مقاومت برشی طراحی در چشمهٔ اتصال مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و R_n مقاومت اسمی است که بر اساس حالت حدی تسلیم برشی به شرح زیر تعیین می‌گردد.

۱. در حالتی‌که تأثیر تغییرشکل چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

- برای حالتی‌که $P_u \le 0.4P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \qquad (۱۰-۲-۹-۳۲)$$

- برای حالتی‌که $P_u > 0.4P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w (1.4 - \frac{P_u}{P_c}) \qquad (۱۰-۲-۹-۳۳)$$

۲. در حالتی‌که تأثیر تغییرشکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

- برای حالتی که $P_u \le 0.75P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w (1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}) \qquad (۱۰-۲-۹-۳۴)$$

- برای حالتی‌که $P_u > 0.75P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w (1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}) (1.9 - \frac{1.2P_u}{P_c}) \qquad (۱۰-۲-۹-۳۵)$$

در روابط فوق:

b_{cf} = پهنای بال ستون

t_{cf} = ضخامت بال ستون

d_c = ارتفاع کلی مقطع ستون

d_b = ارتفاع کلی مقطع تیر

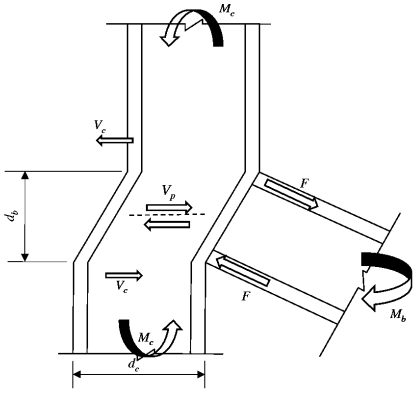
t_w = ضخامت جان مقطع ستون

F_y = تنش تسلیم فولاد

P_u = مقاومت محوری مورد نیاز ستون

$(P_c = P_y = A_g F_y)$ = مقاومت محوری تسلیم

A_g = سطح مقطع کلی مقطع ستون



تبصره۱: مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۱، مقاومت برشی مورد نیاز در چشمهٔ اتصال، V_{up}، از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود.

$$V_{up} = \frac{M_{u1}}{d_{b1}} + \frac{M_{u2}}{d_{b2}} - V_u \qquad (۱۰-۲-۹-۳۶)$$

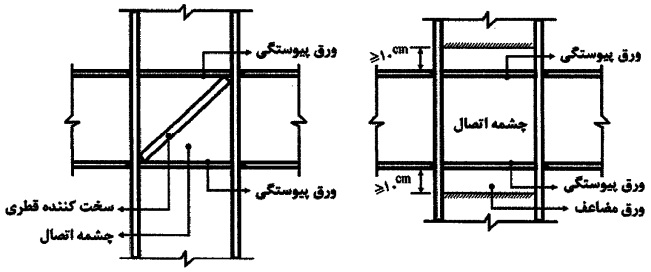
که در آن:

M_{u1} و M_{u2} = به ترتیب لنگرهای خمشی انتهایی تیرهای سمت چپ و راست چشمهٔ اتصال است.

V_u = نیروی برشی ستون در بالای چشمهٔ اتصال

d_{b1} و d_{b2} = به ترتیب ارتفاع‌های کل مقاطع تیرهای سمت چپ و راست چشمهٔ اتصال است.

تبصره۲: در صورتی‌که مقاومت برشی مورد نیاز چشمهٔ اتصال از مقاومت برشی طراحی بیشتر باشد، تعبیهٔ ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) یا یک جفت سخت‌کنندهٔ قطری دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی در محدودهٔ چشمهٔ اتصال ضروری است. ورق‌های مضاعف باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ را تأمین نمایند.



شکل ۱۰-۲-۹-۲۲ سخت‌کننده‌های قطری و ورق‌های مضاعف در چشمهٔ اتصال

۱۰-۲-۹-۱۰-۹ پایداری ورق‌های چشمهٔ اتصال

ضخامت هر یک از ورق‌های واقع در چشمهٔ اتصال، شامل جان (یا جان‌های) ستون و ورق‌های تقویتی چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف) باید رابطهٔ زیر را برآورده نمایند.

$$t_z \ge \frac{(d_z + w_z)}{90} \qquad (۱۰-۲-۹-۳۷)$$

که در آن:

t_z = ضخامت جان (یا هر یک از جان‌های) ستون یا هر یک از ورق‌های تقویتی چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف)

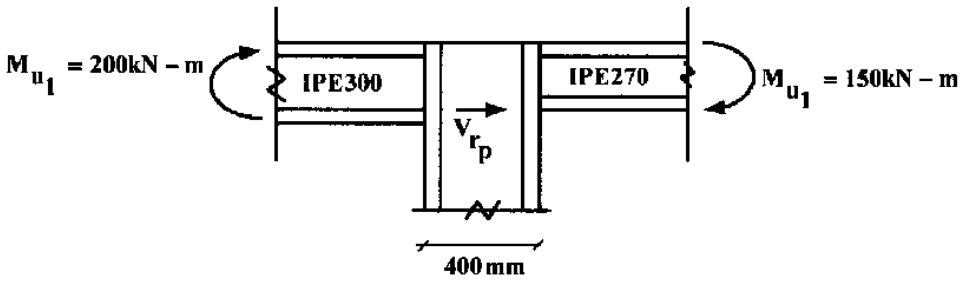
d_z = عمق چشمهٔ اتصال که فاصلهٔ آزاد بین ورق‌های پیوستگی می‌باشد.

w_z = پهنای چشمهٔ اتصال که فاصلهٔ آزاد بین بال‌های ستون می‌باشد.

تبصره: در صورتی‌که ورق‌های تقویت چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف)، با جوش انگشتانهٔ کافی به جان ستون متصل شده باشند، مجموع ضخامت جان ستون و ورق‌های تقویت چشمهٔ اتصال به عنوان t_z منظور می‌گردد.

۴۷- مقاومت برشی مورد نیاز چشمه‌ی اتصال (V_{rp})، به روش حالات حدی، چند کیلونیوتن است؟

۱) ۵۵۶
۲) ۶۶۷
۳) ۱۲۲۲
۴) ۱۲۴۱



$$V_{rp} = \frac{200}{0.3} + \frac{150}{0.27} = 1222\ kN$$

محاسبات ۸۷

۴۲- در یک قاب خمشی فولادی ویژه عرض بالهای تیر و ستون هر دو 20 cm و ضخامت بال هر دو عضو 2 cm است. از ورق مضاعف در جان استفاده نشده و ضخامت جان تیر برابر 1 cm و ضخامت جان ستون برابر 1.5 cm است. ارتفاع مقطع تیر 40cm و ارتفاع مقطع ستون نیز 40 cm می باشد. مقاومت برشی چشمه اتصال کدامیک از مقادیر زیر است؟

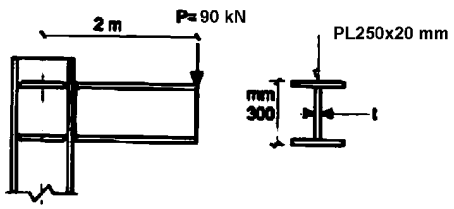
$F_y = 2400Kg/cm^2$

۱) 81180 Kg
۲) 87120 Kg
۳) 113520 Kg
۴) 116160 Kg

محاسبات آذر ۹۲

۴۸-بخشی از یک سازه فولادی شامل یک ستون و تیر طره‌ای متصل به آن که برای حمل بار زنده متمرکز 90 kN طراحی شده، در شکل مقابل نشان داده شده است. در طراحی به روش تنش مجاز، چشمه اتصال باید برای چه مقدار نیروی برشی مورد کنترل قرار گیرد؟ مشخصات مقطع برای تیر و ستون را یکسان و مطابق شکل درنظر گرفته و از وزن سازه صرفنظر نمائید.

۱) 166.5 kN
۲) 555 kN
۳) 45 kN
۴) 90 kN



گزینه ۲.

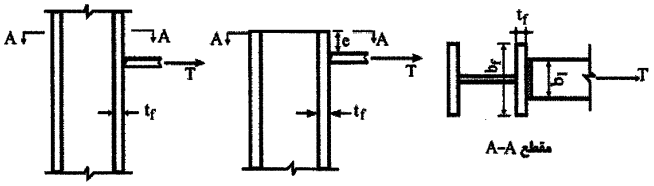
$$M = 90 \times (2 - 0.15) = 166.5\ kN.m$$
$$V_P = \frac{M}{d} = \frac{166.5}{0.3} = 555\ kN.m$$

۱۶-اثر بارهای متمرکز

۱۰-۲-۹-۱۰ الزامات ویژهٔ بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

۱۰-۲-۹-۱۰-۱ خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

الزامات این بند برای هر دو حالت نیروی کششی متمرکز تکی و مولفهٔ کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۶).



شکل ۱۰-۲-۹-۱۶ خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

مقاومت طراحی خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و R_n مقاومت اسمی طبق رابطهٔ زیر می‌باشد.

$$R_n = ۶/۲۵\, F_{yf} t_f^{۲} \qquad (۱۰-۲-۹-۲۳)$$

که در آن:

t_f= ضخامت بال تحت نیروی کششی

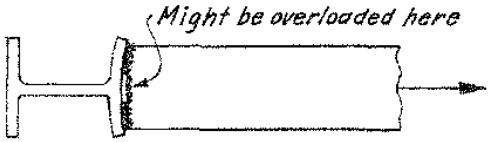
F_{yf}= تنش تسلیم بال

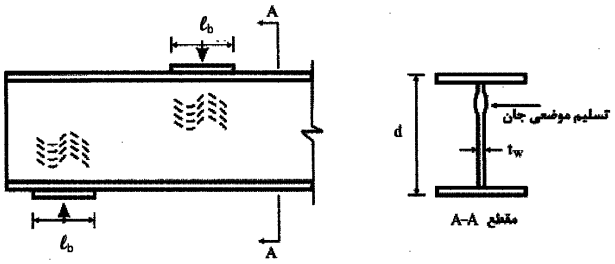
R_n = مقاومت اسمی با اعمال محدودیت‌های زیر:

۱- در صورتی‌که طول بارگذاری شده در امتداد پهنای بال(b_1)، کوچکتر از $۰/۱۵b_f$ باشد، بررسی رابطه ۱۰-۲-۹-۲۳ الزامی نیست.

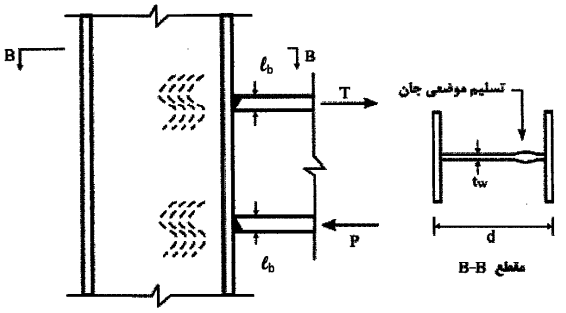
۲- در صورتی‌که نیروی کششی در فاصله‌ای کمتر از $۱۰t_f$ از انتهای عضو اثر نماید ($e < ۱۰t_f$)، مقدار R_n حاصل از رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۲۳ باید ۵۰ درصد کاهش یابد.

تبصره: در صورتی‌که مقاومت مورد نیاز (T_u) از مقاومت طراحی (ϕR_n) بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت موردنیاز و مقاومت طراحی در محل بارهای متمرکز ضروری می‌باشد. سخت‌کننده‌های موردنیاز باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۷ را تأمین نمایند.





(الف)



(ب)

شکل ۱۰-۲-۹-۱۷ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

۱۰-۲-۹-۱۰ الزامات ویژهٔ بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

۱۰-۲-۹-۱۰-۲ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

الزامات این بند برای نیروی کششی متمرکز تکی، نیروی فشاری متمرکز تکی و هر دو مولفهٔ فشاری و کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۷).

مقاومت طراحی تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت مساوی ۱ و R_n مقاومت اسمی می‌باشد که براساس حالت حدی تسلیم موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱- در حالتی‌که بار متمرکز، در فاصله‌ای بزرگتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n=F_{yw}t_w(5k+l_b) \qquad (۱۰-۲-۹-۲۴)$$

۲- در حالتی‌که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا کوچکتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n=F_{yw}t_w(2/5k+ l_b) \qquad (۱۰-۲-۹-۲۵)$$

در روابط فوق:

F_{yw} = تنش تسلیم فولاد جان

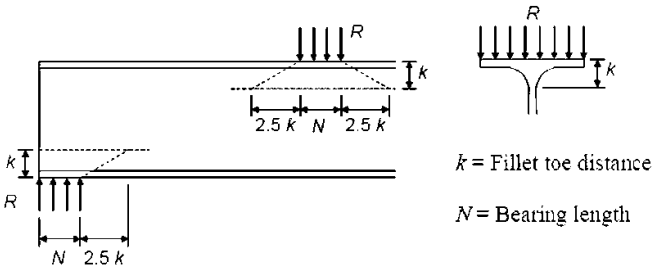
t_w= ضخامت جان

d = ارتفاع کلی مقطع تیر

k= فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطع ساخته‌شده از ورق.

l_b = طول اتکای بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظرگرفته شود)

تبصره: درصورتی‌که مقاومت مورد نیاز از مقاومت طراحی بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت موردنیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متمرکز ضروری است. سخت‌کننده‌های تعبیه شده باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۷ را تأمین نمایند.



۱۰-۲-۹-۱۰ الزامات ویژهٔ بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

۱۰-۲-۹-۱۰-۳ لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

الزامات این بند برای نیروی فشاری متمرکز تکی و مولفهٔ فشاری زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۸).

مقاومت طراحی لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت مساوی ۰/۷۵ و R_n مقاومت اسمی می‌باشد که بر اساس حالت حدی لهیدگی موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱- در حالتی‌که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا بزرگتر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = 0.80 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۱۰-۲-۹-۲۶)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کوچکتر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

- در صورتی که $l_b/d \le 0.2$ باشد:

$$Rn = 0.40 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۱۰-۲-۹-۲۷)$$

- در صورتی که $l_b/d > 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.40\, t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4l_b}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۱۰-۲-۹-۲۸)$$

در روابط فوق:

d= ارتفاع کلی مقطع

t_w = ضخامت جان

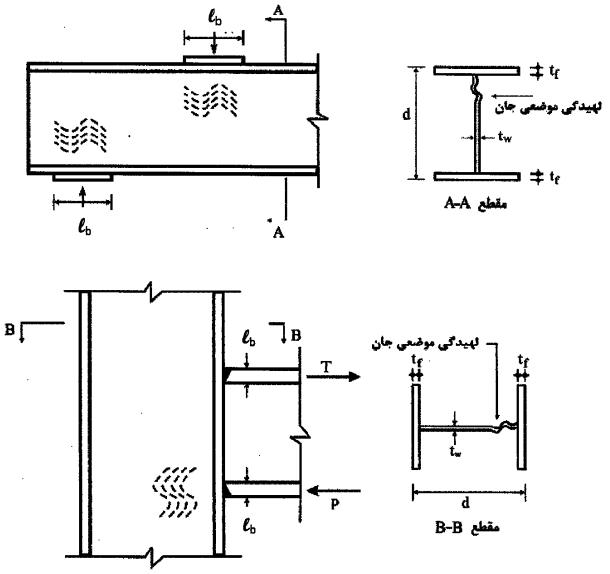
t_f = ضخامت بال تحت بار

l_b = طول اتکایی بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظر گرفته شود)

F_{yw}= تنش تسلیم فولاد جان

E = مدول الاستیسیته فولاد

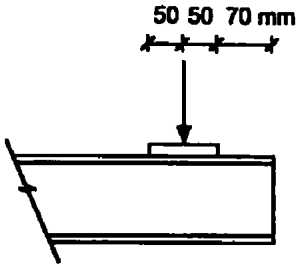
تبصره: در صورتی‌که مقاومت مورد نیاز از مقاومت طراحی بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده دارای مقاومتی برابر با اختلاف مقاومت موردنیاز و مقاومت طراحی در محل بارهای متمرکز ضروری است. سخت‌کننده‌های تعبیه شده باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۷ را تأمین نمایند.



شکل ۱۰-۲-۹-۱۸ لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

محاسبات ۹۳

۴۴- در صورتیکه نیروی متمرکز مطابق شکل روی صفحه فولادی 100×100×20 mm در نزدیکی انتهای آزاد تیر طره‌ای فولادی با مقطع IPE200 وارد گردد، مقاومت طراحی در برابر تسلیم موضعی جان به کدامیک از مقادیر زیر برحسب کیلونیوتن نزدیکتر است؟ فولاد تیر از نوع ST37 با تنش تسلیم 240 MPa می‌باشد.



۱) 270
۲) 180
۳) 200
۴) 250

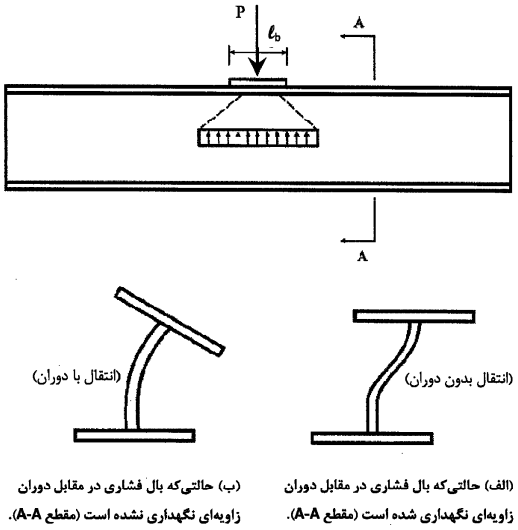
گزینه ۳

$$\varphi R_n = 1\big(240 \times 5.6(2.5 \times 20.5 + 100)\big) = 203.3\ kN$$

۱۰-۲-۹-۱۰ الزامات ویژهٔ بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

۱۰-۲-۹-۱۰-۴ کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

الزامات این بند مربوط است به حالتی‌که یک نیروی فشاری متمرکز تکی، به عضوی اعمال می‌شود که از حرکت جانبی بین بال فشاری تحت بار و بال کششی، در محل تأثیر نیروی متمرکز توسط مهار جانبی جلوگیری نشده است (شکل ۱۰-۲-۹-۱۹).



(الف) حالتی‌که بال فشاری در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری شده است (مقطع A-A).

(ب) حالتی‌که بال فشاری در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده است (مقطع A-A).

شکل ۱۰-۲-۹-۱۹ کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

مقاومت طراحی کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت مساوی ۰/۸۵ و R_n مقاومت اسمی است که براساس حالت حدی کمانش جانبی جان به شرح زیر تعیین می‌گردد.

۱- اگر بال فشاری (بال بارگذاری‌شده) در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری شده باشد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۹-الف):

- در صورتی‌که $(h/t_w) / (L_b/b_f) \le ۲/۳$ باشد:

$$R_n=\frac{C_r t_w^{۳} t_f}{h^{۲}}\left[۱+۰/۴\left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f}\right)^{۳}\right] \qquad (۱۰-۲-۹-۲۷)$$

- در صورتی که $(h/t_w) / (L_b/b_f) > ۲/۳$ باشد، لزومی به کنترل کمانش جانبی جان نیست.

تبصره: در صورتی‌که مقاومت موردنیاز از مقاومت طراحی بیشتر باشد، باید بال کششی را مهار نمود و یا از یک جفت سخت‌کننده در زیر بار متمرکز، یا از ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) استفاده نمود. درصورت استفاده از ورق تقویتی جان رعایت الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ و درصورت استفاده از سخت‌کننده در زیر بار متمرکز رعایت الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۷ ضروری است.

۲- اگر بال فشاری (بال بارگذاری شده) در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده باشد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۹- ب):

- درصورتی‌که $(h/t_w) / (L_b/b_f) \le ۱/۷$ باشد:

$$R_n=\frac{C_r t_w^{۳} t_f}{h^{۲}}\left[۰/۴\left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f}\right)^{۳}\right] \qquad (۱۰-۲-۹-۲۸)$$

- در صورتی‌که $(h/t_w) / (L_b/b_f) > ۱/۷$ باشد، لزومی به کنترل کمانش جانبی جان نیست.

تبصره: در صورتی‌که مقاومت مورد نیاز از مقاومت طراحی بیشتر باشد، تعبیهٔ مهار جانبی برای هر دو بال فشاری و کششی در محل اثر بار متمرکز ضروری است.

در روابط فوق:

b_f= پهنای بال

t_f= ضخامت بال

t_w= ضخامت جان

L_b= بزرگترین طول بدون مهار جانبی هر دو بال در محدودهٔ اعمال بار متمرکز

h= ارتفاع آزاد جان (فاصله بین انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در روی جان در مقاطع نوردشده و فاصلهٔ بین دو بال در مقاطع ساخته‌شده از ورق)

C_r= ضریبی است که به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

- اگر در محل اعمال بار متمرکز $M_u < M_y$ باشد:

$$c_r=۶/۶۲\times۱۰^{۶}\ \text{MPa} \qquad (۱۰-۲-۹-۲۹)$$

- اگر در محل اعمال بار متمرکز $M_u \ge M_y$ باشد:

$$C_r=۳/۳۱\times۱۰^{۶}\ \text{MPa} \qquad (۱۰-۲-۹-۳۰)$$

که در آن:

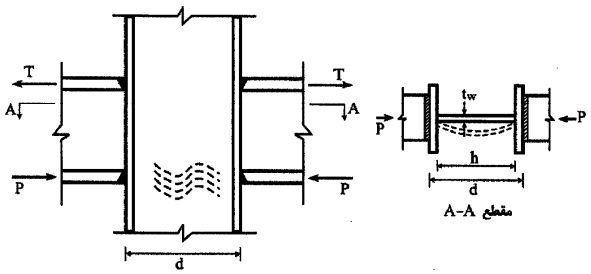
M_u= مقاومت خمشی مورد نیاز

M_y= لنگر خمشی تسلیم

۱۰-۲-۹-۱۰ الزامات ویژهٔ بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

۱۰-۲-۹-۱۰-۵ کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری

الزامات این بند مربوط است به حالتی‌که یک جفت نیروی فشاری تنها یا یک جفت مولفهٔ فشاری زوج نیرو در یک مقطع در جهت مخالف به بال‌های مقابل عضو اعمال می‌شوند (شکل ۱۰-۲-۹-۲۰).



شکل ۱۰-۲-۹-۲۰ کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری

مقاومت طراحی کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و R_n مقاومت اسمی است که بر اساس حالت حدی کمانش موضعی جان از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد.

$$R_n = \frac{۲۴t_w^۳\sqrt{EF_{yw}}}{h} \qquad (۱۰-۲-۹-۳۱)$$

که در آن:

t_w = ضخامت جان

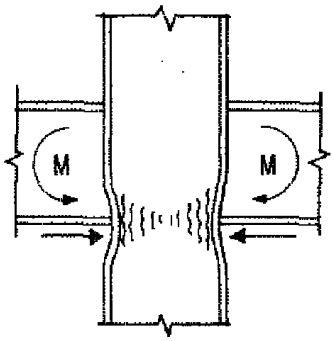
h= ارتفاع آزاد جان (فاصله بین انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در روی جان در مقاطع نوردشده و فاصلهٔ بین دو بال در مقاطع ساخته‌شده از ورق)

F_{yw} = تنش تسلیم فولاد جان

E = مدول الاستیسیته فولاد

تبصره۱: در صورتی‌که جفت نیروی فشاری در فاصله‌ای کمتر از d/2 از انتهای عضو اثر نماید، مقدار R_n حاصل از رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۳۱ باید ۵۰ درصد کاهش یابد.

تبصره۲: در صورتی‌که مقاومت مورد نیاز از مقاومت طراحی بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی در محل بارهای متمرکز ضروری است. سخت‌کننده‌های مورد نیاز باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۷ را تأمین نمایند.



۱۰-۲-۹-۱۰ الزامات ویژهٔ بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

۱۰-۲-۹-۱۰-۷ مقررات تکمیلی برای سخت‌کننده‌ها در مقابل نیروهای متمرکز و در انتهای آزاد تیرها و شاه‌تیرها

۱. در انتهای آزاد تیرها و شاه‌تیرهایی که در مقابل دوران در حول محور طولی نگهداری نشده است، باید یک جفت سخت‌کننده عرضی که در تمام ارتفاع جان ادامه دارد، تعبیه گردد.

۲. در صورتی‌که مطابق بندهای ۱۰-۲-۹-۱۰-۱ و ۱۰-۲-۹-۱۰-۲ نیاز به سخت‌کننده در مقابل نیروی متمرکز کششی باشد، لازم است یک جفت سخت‌کننده در مقابل نیروی متمرکز تعبیه شود. سخت‌کننده‌ها باید دارای مقاومت کششی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی در محل‌های بارهای متمرکز مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۳ باشد. جوش سخت‌کننده‌ها به بال‌های فشاری و کششی باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی در محل بارهای متمرکز مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۳ باشد.
جوش سخت‌کننده‌ها به جان باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف جبری نیروهای کششی دو انتهای سخت‌کننده باشد.

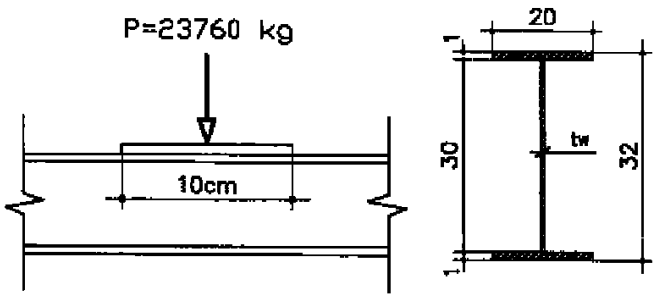
۳. در صورتی‌که مطابق بندهای ۱۰-۲-۹-۱۰-۳ تا ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ نیاز به سخت‌کننده در مقابل نیروی متمرکز فشاری باشد، لازم است یک جفت سخت‌کننده در مقابل نیروی فشاری متمرکز تعبیه شود. این سخت‌کننده‌ها باید به صورت یک ستون فرضی با بار محوری فشاری طراحی شوند. ارتفاع مؤثر ستون فرضی برابر $0/75h$ (h ارتفاع آزاد جان در فاصلهٔ بین دو بال است) در نظر گرفته می‌شود. مقطع ستون فرضی عبارت است از مقطع جفت سخت‌کننده به اضافه نواری از جان که پهنای آن برای سخت‌کننده‌های میانی برابر $25t_w$ و برای سخت‌کننده‌های انتهایی برابر $12t_w$ در نظر گرفته می‌شود (t_w ضخامت جان است). جوش سخت‌کننده‌ها به بال (یا بال‌ها) باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی در محل بارهای متمرکز باشد. جوش سخت‌کننده‌ها به جان باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف جبری نیروهای فشاری دو انتهای سخت‌کننده باشد.

۴. سخت‌کننده‌های عرضی و قطری باید ضوابط تکمیلی زیر را نیز برآورده نمایند.

- پهنای هر سخت‌کننده به اضافه نصف ضخامت جان ستون نباید از یک سوم پهنای بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند) کمتر باشد.
- ضخامت سخت‌کننده‌ها نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند) کمتر باشد. همچنین ضخامت سخت‌کننده‌ها نباید از پهنای هر سخت‌کننده تقسیم بر ۱۶ کمتر باشد.
- ارتفاع ورق سخت کننده باید مساوی ارتفاع آزاد جان (فاصلهٔ بین دو بال) باشد.

محاسبات ۸۷

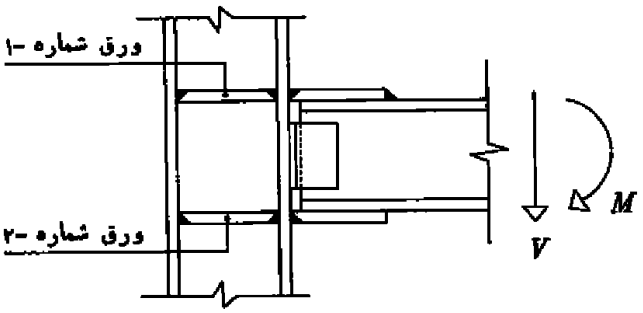
۱۷- برای تیر شکل زیر با فرض اینکه هیچگونه سخت کننده درجان تیر تعبیه نشده باشد، براساس کنترل تسلیم موضعی جان، حداقل ضخامت جان تیر چقدر باید باشد. $(F_y = 2400Kg/cm^2)$



۱) $t_w = 10mm$
۲) $t_w = 8mm$
۳) $t_w = 6mm$
۴) $t_w = 5mm$

محاسبات ۸۷

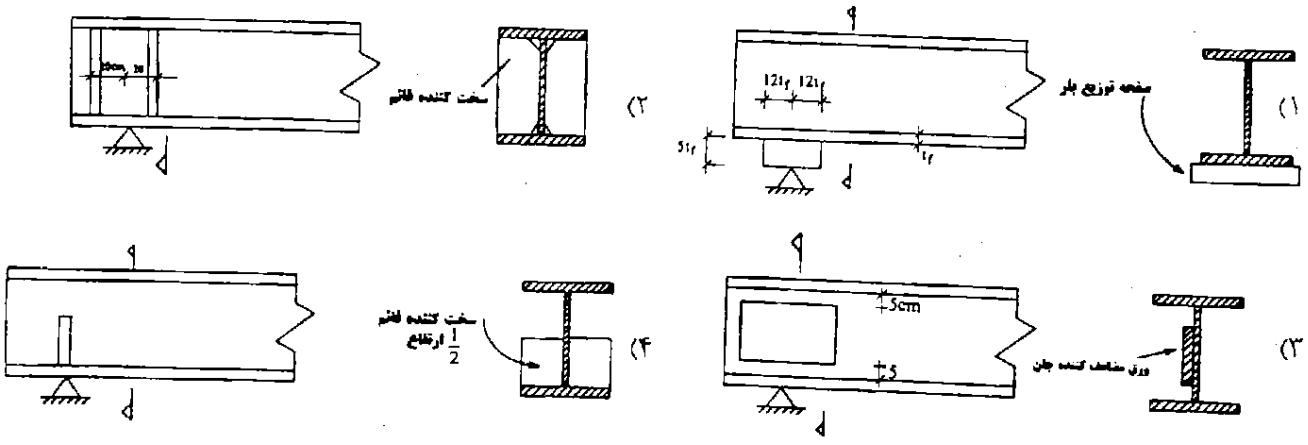
۱۶- در اتصال شکل زیر کدامیک از موارد زیر نادرست است؟



۱) ورق شماره ۱ می تواند به منظور جلوگیری از خمشی موضعی بال ستون تعبیه شده باشد.
۲) ورق شماره ۲ می تواند به منظور جلوگیری از تسلیم موضعی جان ستون تعبیه شده باشد.
۳) ورق شماره ۱ می تواند به منظور جلوگیری از لهیدگی جان ستون تعبیه شده باشد.
۴) ورق شماره ۲ می تواند به منظور جلوگیری از لهیدگی جان ستون تعبیه شده باشد.

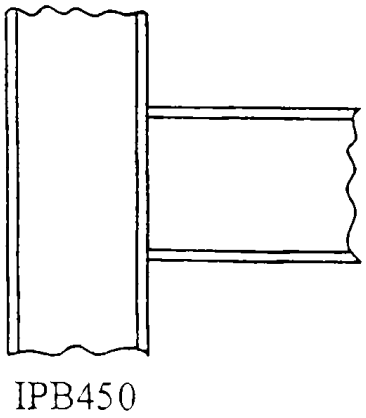
محاسبات- ۱- آذر ۸۴

۲۵- برای جلوگیری از لهیدگی جان یک تیر در محل تکیه‌گاه تیغه‌ای، کدام راه حل زیر مناسب‌تر است؟



محاسبات – ۲- آذر ۸۴

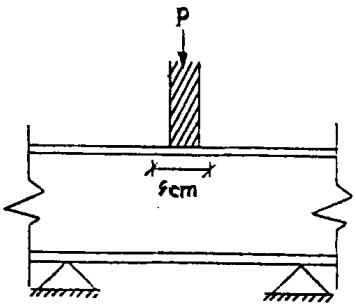
۳۰- در اتصال گیردار مقابل آیا ستون در برابر بال‌های کششی تیر نیاز به تقویت دارد؟ ممان در تیرها با احتساب زلزله ۳۰t.m می‌باشد. $(F_y = ۲۴۰۰ kg/cm^۲)$



۱) خیر، نیاز به سخت‌کننده ندارد.
۲) بله، نیاز به سخت‌کننده‌ی در تمام عرض جان ستون دارد.
۳) بله، نیاز به سخت‌کننده در نیمی از عرض جان ستون دارد.
۴) نیاز یا عدم نیاز به سخت‌کننده بستگی به نوع جوش اتصال بال کششی به ستون دارد.

محاسبات – ۳- آذر ۸۴

۲۸- **نیروی فشاری مجاز P که موجب لهیدگی جان تیر INP۳۴۰ می‌شود چه اندازه است؟** $F_y = ۲۴۰۰ kg/cm^۲$



۱) ۱۳٫۵ تن
۲) ۲۳٫۵ تن
۳) ۳۳٫۵ تن
۴) ۴۳٫۵ تن

۱۷-ضوابط ویژه لرزه ای

۱۷-۱- کلیات

۱۰-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای

۱۰-۳-۲ تعاریف

۱۰-۳-۲-۲ ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضا

ناحیهٔ حفاظت‌شده در یک عضو از سازه، که به ناحیهٔ شکل‌پذیر عضو نیز موسوم است، به ناحیه‌ای از عضو اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در آن مفصل پلاستیک تشکیل شود. نظر به اهمیت این ناحیه و رفتار حساس آن در حرکات رفت و برگشتی سازه، این ناحیه باید عاری از هر گونه عملیاتی که موجب دگرگونی عملکرد عضو در این ناحیه می‌شود، باشد. ناحیهٔ حفاظت‌شده در دو انتهای تیر، فاصلهٔ بین بر ستون تا نصف عمق تیر از محل تشکیل مفصل پلاستیک به سمت داخل دهانه در نظر گرفته می‌شود. همچنین ناحیهٔ حفاظت‌شده برای مهاربندی‌های ویژه در تمام طول عضو و برای تیرهای پیوند قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا تمام طول آن می‌باشد.

تبصره: در مهاربندهای همگرای ویژهٔ ضربدری ناحیهٔ حفاظت‌شده را می‌توان فاصلهٔ بین انتهای اتصال در محل ضربدری و انتهای عضو مهاربندی در نظر گرفت.

نظر به اهمیت ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضا در تأمین شکل‌پذیری مورد نیاز، الزامات عمومی که باید در جزئیات‌بندی ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضا در نظر گرفته شوند به شرح زیر است.

۱. به کار بردن وصلهٔ مستقیم یا غیرمستقیم جوشی یا پیچی نیمرخ‌ها یا ورق‌های تشکیل‌دهندهٔ عضو در ناحیهٔ حفاظت‌شده ممنوع است.

۲. هر گونه ناپیوستگی ناشی از عملیات ساخت و نصب مانند جوش‌های موضعی، وسایل کمکی برای نصب، ناصافی‌های ناشی از برش‌های حرارتی در ناحیهٔ حفاظت‌شده ممنوع بوده و در صورت وجود باید به نحو مناسبی بر طرف شده و تعمیر گردد.

۳. خال‌جوش‌کردن ورق‌های ذوزنقه‌ای تیرهای مختلط و نیز جوش برشگیرهای از نوع گل‌میخ در تیرهای مختلط در ناحیهٔ حفاظت‌شده، در صورت تأمین الزامات بخش ۱۰-۳-۱۳ مجاز است.

۱۰-۳-۲-۳ ضریب R_y تولیدات فولاد

طبق تعریف، ضریب R_y عبارت است از نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شده، که به منظور در نظرگرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز باید در محاسبات مدنظر قرار گیرد. کاربرد ضریب R_y در محاسبات لرزه‌ای سازه‌های با شکل‌پذیری مختلف در بخش‌های مربوطه ارائه شده است. مقدار ضریب R_y از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y} \qquad (۱۰-۲-۳-۱)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم تعیین شدهٔ فولاد

F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

ضریب R_y اساساً برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به کار رفته در طی روند تولید فولاد در کارخانجات بستگی دارد. مطابق مقررات این مبحث ضریب R_y باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۳-۲-۱ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

نوع محصول	R_y
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	۱/۲۵
سایر مقاطع نوردشده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	۱/۲۰
مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	۱/۱۵

۱۰-۳-۲-۴ ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته

ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته با جایگزینی نیروهای زلزله طرح (E) با زلزله تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) در ترکیبات متعارف بارها به دست می‌آیند که در آن Ω_0 به ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای موسوم است و به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت‌های بالاتر از حد تعیین‌شدهٔ مصالح مصرفی، سخت شدن کرنش‌ها، جزئیات‌بندی اعضا، اثرات اجزای غیرسازه‌ای و ... بستگی دارد. مطابق این مبحث ضریب Ω_0 برای انواع سیستم‌های سازه‌ای فولادی باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۲ در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۳-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای	Ω_0
کلیهٔ قاب‌های خمشی فولادی	۳
کلیهٔ قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی	۲
کلیهٔ سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی	۲/۵

۱۰-۳-۳ الزامات لرزه‌ای مشخصات مصالح

۱۰-۳-۳-۱ فولاد مصرفی

هر چند در فصل اول این مبحث به الزامات متعارف فولاد مصرفی به عنوان یک مادهٔ ساختمانی پرداخته شده است، لیکن جهت تأمین شکل‌پذیری مناسب لازم است توجه ویژه‌ای به نحوه عملکرد فولاد در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها شود. برای حصول این امر لازم است از ناپایداری موضعی و کلی از قبیل کمانش جانبی- پیچشی در محدودهٔ رفتار پلاستیک جلوگیری به عمل آید. این فولادها باید در عین حال دارای مقاومت کششی نهایی حداقل ۱/۲ برابر مقاومت حد تسلیم باشند. یعنی:

$$F_u \geq 1/2 F_y \qquad (۱۰-۳-۳-۱)$$

۱۰-۳-۳-۲ اتصالات جوشی

مشخصات مصالح جوش به کار رفته در اتصالات و وصله‌های اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای و نیز وصلهٔ ستون‌های غیرباربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق شرایط زیر باشد.

۱. فلز جوش با فلز پایه سازگار باشد.

۲. طاقت نمونهٔ شیارداده‌شده شارپی استاندارد فلز جوش در دمای ۱۸- درجه سلسیوس، حداقل ۲۷ ژول باشد.

۳. در اتصالات و وصله‌های با جوش نفوذی کامل، در قاب‌های خمشی ویژه و متوسط و تیرهای پیوند قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا، باید علاوه بر دو شرط فوق طاقت نمونه شیار داده شده شارپی استاندارد فلز جوش در دمای ۲۹- درجه سلسیوس حداقل ۲۷ ژول باشد.

۱۰-۳-۳-۳ اتصالات پیچی

کلیهٔ پیچ‌های مورد استفاده در اتصالات و وصله‌های اعضا سیستم باربر جانبی لرزه‌ای و نیز وصلهٔ ستون‌های غیر باربر جانبی لرزه‌ای، باید با رفتار اصطکاکی و از نوع پرمقاومت باشند و با حداقل بار مندرج در فصل ۱۰-۲ پیش‌تنیده شوند. سوراخ‌ها نیز باید استاندارد یا لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو باشد.

۱۷-۲- ترکیب بار لرزه ای برای ستونها

۱۰-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای

۱۰-۳-۵ الزامات لرزه‌ای ستون‌ها، وصلهٔ ستون‌ها، کف‌ستون‌ها و وصلهٔ تیرها

۱۰-۳-۵-۱ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون

۱۰-۳-۵-۱-۱ کلیهٔ ستون‌ها (باربر و غیرباربر جانبی لرزه‌ای) باید الزامات فصل ۱۰-۲ را تأمین نمایند. ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین الزامات فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت کافی در برابر نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته باشند.

تبصره۱: برای ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای ستون قرار دارند، اثر لنگر خمشی ناشی از این بار جانبی باید با نیروی محوری ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته به صورت توأم در نظر گرفته شود.

تبصره۲: در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان ترکیب نیروی زلزلهٔ راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات عمومی طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزلهٔ راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد.

تبصره۳: شالودهٔ ساختمان باید برای نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته نیز مورد محاسبه و کنترل قرار گیرد.

۱۷-۳- مهار جانبی تیرهای لرزه ای

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

الف) کلیهٔ تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید در فاصلهٔ L_b دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی، پیچشی و جانبی- پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیهٔ مهار جانبی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۱۳ برای اتصالات از پیش تأیید شده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۶-۱ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

$$P_{bu} = ۰/۰۶ R_y F_y Z_b / h_o \qquad (۱۰-۳-۶-۱)$$

که در آن:

Z_b = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

h_o = فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌های تیر

ت) مقدار حداکثر L_b برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل‌پذیری متوسط برابر $۰/۱۷ r_y \frac{E}{F_y}$ و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر $۰/۰۸۶ r_y \frac{E}{F_y}$ می‌باشد، که در آن r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

۱۷-۴- قاب خمشی معمولی

۱۰-۳-۷ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی

۱۰-۳-۷-۱ محدودیت تیرها و ستون‌ها

تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی معمولی باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) مقاطع تیرها و ستون‌ها باید فشرده باشند.

ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز است.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار متوالی (لانه زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر و در نیمهٔ میانی طولی دهانه تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر به طور کامل فراهم گردد.

ت) در ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، ایجاد هر گونه تغییر ناگهانی در پهنای بال یا ضخامت بال مجاز نمی‌باشد. تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ صورت گیرد.

۱۰-۳-۷-۲ اتصالات تیر به ستون

اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی معمولی باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) در طراحی اتصالات تیر به ستون و نیز وصلهٔ تیرهای این نوع قاب‌های خمشی می‌توان محل تشکیل مفصل پلاستیک را در محل اتصال تیر به ستون در نظر گرفت.

ب) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) اتصال تیر به ستون باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$M_u=1/1R_yM_p \qquad (۱۰-۷-۳-۱)$$

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شدهٔ مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون

پ) مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) اتصال تیر به ستون باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و برش لرزه‌ای ناشی از $M_{pr}=1/1R_yM_p$ در دو انتهای تیر، تعیین شود.

۱۷-۵- قاب خمشی متوسط

۱۰-۳-۸ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط

قاب خمشی متوسط به قابی اطلاق می‌شود که در برابر نیروی جانبی زلزله بتواند تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی را تحمل کند. در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها باید سعی شود که در نزدیکی دو انتهای تیر مفصل‌های پلاستیک تشکیل شوند و ظرفیت دورانی آنها به حدی باشد که دوران نظیر تغییرمکان جانبی نسبی طبقه حداقل به ۰/۰۲ رادیان برسد که حدود ۰/۰۱ رادیان آن در ناحیهٔ فرا ارتجاعی باشد.

۱۰-۳-۸-۱ محدودیت تیرها و ستون‌ها

تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی متوسط باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴-۱ باشند.

ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بستدار مجاز است، مشروط بر آنکه خمش در ستون حول محور با مصالح باشد.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار متوالی (لانه زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شده دو انتهای تیر و در نیمهٔ میانی طولی دهانه تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر به طورکامل فراهم گردد.

ت) در ناحیهٔ حفاظت‌شده دو انتهای تیر، ایجاد هر گونه تغییر ناگهانی در پهنای بال یا ضخامت بال مجاز نمی‌باشد. تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵صورت گیرد.

۱۰-۳-۸-۲ مقاومت‌های مورد نیاز و طراحی مقطع تیر

(۱) به جز در طراحی تیرهای با اتصالات تیر با مقطع کاهش‌یافته، در طراحی مقطع تیرها برای خمش، رعایت ضابطهٔ تکمیلی خاصی الزامی نیست. در تیرهای با اتصالات تیر با مقطع کاهش‌یافته، در دو انتهای تیر، مقاومت خمشی مورد نیاز تیر باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr}=C_{pr}R_yM_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شود. در این حالت در دو انتهای تیر، مقاومت خمشی طراحی تیر را می‌توان برابر R_yM_{po} در نظر گرفت.

(۲) در دو انتهای تیر، مقاومت برشی مورد نیاز تیرها باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr}=C_{pr}R_yM_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شود. مقاومت برشی طراحی تیرها باید براساس الزامات فصل ۱۰-۲ تعیین شود.

در روابط فوق:

R_y= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شدهٔ مصالح تیر

M_p= لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

M_{po}= لنگر پلاستیک مقطع تیرهای با مقطع کاهش‌یافته در ابتدا و انتهای تیر

C_{pr}= ضریبی است که دربرگیرندهٔ آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبهٔ حداکثر نیروی ایجاد شده در اعضا و وسایل اتصال به‌کار گرفته می‌شود. به‌جز در موردی‌که در بخش ۱۰-۳-۱۳-۶ برای C_{pr} عدد خاصی پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطهٔ زیر تعیین شود

$$1/1 \le C_{pr}=\frac{(F_y+F_u)}{2F_y} \le 1/2 \qquad (۱۰-۸-۳-۱)$$

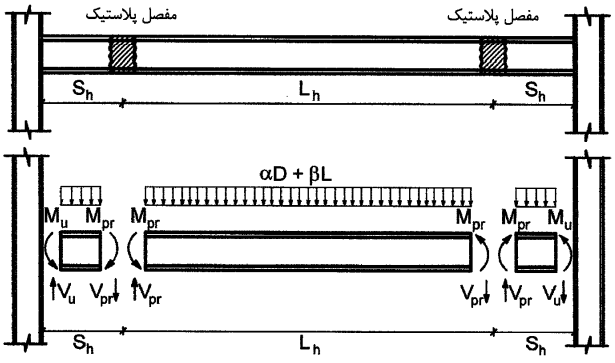
۱۰-۳-۸-۳ اتصال تیر به ستون

کلیهٔ اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی متوسط که نیروهای جانبی لرزه‌ای را تحمل می‌کنند، باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی حداقل به میزان ۰/۰۲ رادیان را بدون کاهش قابل توجه در مقاومت خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به‌کار رفته در قاب‌های خمشی متوسط از طریق آزمایشات توصیه شده توسط مراجع معتبر تایید شوند. در صورت عدم دسترسی به آزمایشات فوق استفاده از اتصالات از پیش تأیید شدهٔ ارائه شده در بخش ۱۰-۳-۱۳ بلامانع می‌باشد.

ب) اتصال تیر به ستون باید به‌گونه‌ای طراحی شود که شرایط ایجاد مفصل پلاستیک را در داخل تیر فراهم نماید. انجام این امر می‌تواند از طریق ضعیف کردن مقطع تیر در فاصله‌ای محدود از بر ستون صورت گیرد. روش‌های دیگر برای دستیابی به‌منظور فوق در اتصالات از پیش تأیید شدهٔ بخش ۱۰-۳-۱۳ ارائه شده است.

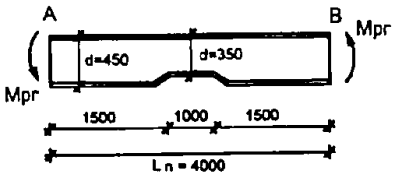
پ) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) و مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr}=C_{pr}R_yM_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱). که در آن، M_p، R_y و C_{pr} مطابق تعاریف بند ۱۰-۳-۸-۲ می‌باشد.



شکل ۱۰-۳-۸-۱ نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر جانبی

محاسبات ۹۳

۳۸- شکل زیر بخش میانی یک تیر با شکل‌پذیری متوسط، بین مفاصل پلاستیک A و B را نشان می‌دهد. چنانچه آثار ناشی از بارهای مرده و زنده و سایر بارها، در مقایسه با بار زلزله بسیار ناچیز و قابل اغماض باشد، با توجه به فرضیات زیر، مقدار M_{pr} در مفصل پلاستیک تیر، حداکثر چه مقدار می‌تواند باشد؟ تیر از ورق با اتصال جوش جان به بال ساخته شده و مقطع آن دارای تقارن دو محوره بوده و خمش حول محور قوی است. d عمق کل مقطع بوده و ضخامت جان t_w=8 mm است. مقاومت برشی عضو بدون توجه به عمل میدان کششی و با فرض C_v=1 محاسبه می‌شود. فولاد مصرفی از نوع ST37 با F_y= 240MPa بوده و واحدهای روی شکل بر حسب میلی‌متر می‌باشد. تیر در محدوده کم‌عمق، از مقاومت کافی در برابر آثار ناشی از ایجاد M_{pr} در مفاصل پلاستیک برخوردار است.



۱) 1450 kN.m

۲) 725 kN.m

۳) 930 kN.m

۴) 830 kN.m

گزینه ۳

در طراحی لرزه ای تیر در دو انتهای خود باید بتواند برش زیر را تحمل کند:

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_n} = \frac{M_{pr}}{2000}$$

مقاومت برشی تیر در دو انتهای آن برابر است با:

$$\varphi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (450 \times 8) \times 1 = 466560\ N$$

برش وارد بر تیر Vpr باید کمتر از مقاومت برشی طراحی عضو در دو انتهای آن باشد:

$$V_{pr} < \varphi V_n \ \rightarrow \ \frac{M_{pr}}{2000} < 466560 \ \rightarrow M_{pr} < 933\ kN.m$$

دقت شود که طبق بند تیر تنها لازم است در دو انتهای خود چنین برشی را تحمل کند و قسمت تضعیف شده میانی لزومی ندارد برای چنین برشی طراحی شود. قسمت میانی باید برای برش حاصل ازترکیب بارهای متعارف طراحی شود.

احتمالا هدف طراح این بوده است که قسمت میانی برای چنین برشی طراحی شود که در این صورت خواهیم داشت:

$$\frac{M_{pr}}{2000} < [\varphi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (350 \times 8) \times 1 = 362880\ N\ ] \rightarrow M_{pr} = 725.76\ kN.m$$

۱۷-۶- قاب خمشی ویژه

۱۰-۳-۹ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه

قاب خمشی ویژه به قابی اطلاق می‌شود که در برابر نیروی جانبی زلزله تغییرشکل‌های فرارتجاعی قابل ملاحظه‌ای را تحمل کند. در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها باید سعی شود که در نزدیکی دو انتهای تیر مفصل‌های پلاستیک تشکیل شوند و ظرفیت دورانی آنها به حدی باشد که دوران نظیر تغییرمکان جانبی نسبی طبقه حداقل به ۰/۰۴ رادیان برسد که حدود ۰/۰۳ رادیان آن در ناحیهٔ فرا ارتجاعی باشد.

۱۰-۳-۹-۱ محدودیت تیرها و ستون‌ها

تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴-۱ باشند.

ب) در ستون‌ها استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز نیست. اجزای مقطع ستون باید در تمامی طول آن به صورت پیوسته به یکدیگر متصل شوند.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار متوالی (لانه زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیهٔ حفاظت شده دو انتهای تیر و در نیمهٔ میانی طولی دهانه تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر به طور کامل فراهم گردد.

ت) در ناحیهٔ حفاظت‌شده دو انتهای تیر، ایجاد هرگونه تغییر ناگهانی در پهنای بال یا ضخامت بال مجاز نمی‌باشد. تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ انجام پذیرد.

۱۰-۳-۹-۲ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در کلیهٔ گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون باید به طور مجزا در امتداد هریک از محورهای اصلی مقطع ستون رابطهٔ زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1/0 \qquad (۱۰-۳-۹-۱)$$

که در آن:

$\sum M^*_{pc}$= مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با رابطهٔ زیر:

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) \qquad (۱۰-۳-۹-۲)$$

$\sum M^*_{pb}$= مجموع تصاویر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر. این لنگرهای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr}=C_{pr}R_{yb}M_{pb}$ در محل تشکیل مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱).

در روابط فوق:

Z_c= اساس مقطع پلاستیک ستون

A_g= سطح مقطع ستون

F_y= تنش تسلیم فولاد ستون

P_{uc}= مقاومت فشاری مورد نیاز ستون حاصل از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته

M_{pb}= لنگر خمشی پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

R_{yb}= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شدهٔ مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱

C_{pr}= مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۵-۴

تبصره: در صورتی‌که یکی از حالت‌های زیر برقرار باشد، رعایت رابطهٔ ۱۰-۳-۹-۱ در گرهٔ فوقانی ستون الزامی نیست.

۱- ستون‌هایی که در کلیهٔ ترکیبات بار متعارف دارای $P_{uc}<0/3\ P_c$ (که در آن P_{uc} مقاومت فشاری مورد نیاز، $P_c=F_{yc}A_g$ ، F_{yc} تنش تسلیم فولاد ستون و A_g سطح مقطع ستون است) بوده و دارای شرایط زیر باشند.

الف) ستون‌های ساختمان‌های یک‌طبقه و ستون‌های طبقهٔ آخر ساختمان‌های چند طبقه

ب) تعدادی از ستون‌های هر طبقه که مجموع مقاومت برشی طراحی آنها کمتر از ۲۰ درصد کل مقاومت برشی طراحی ستون‌های آن طبقه و مجموع مقاومت برشی طراحی آنهایی که بر روی یک محور قرار دارند کمتر از ۳۳ درصد کل مقاومت برشی طراحی آن محور باشد. در این بند محور ستون به محور یا محورهای موازی اطلاق می‌شود که در فاصلهٔ کمتر از ۱۰ درصد بعد پلان طبقه، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

۲- ستون‌های طبقه‌ای که در آن نسبت مجموع مقاومت برشی طراحی ستون‌ها به مجموع مقاومت برشی مورد نیاز ستون‌ها در آن طبقه ۵۰ درصد بیشتر از این نسبت در طبقهٔ فوقانی آن باشد.

۱۰-۳-۹-۳ مقاومت‌های مورد نیاز و طراحی مقطع تیر

مقاومت‌های مورد نیاز و طراحی مقطع تیر در قاب‌های خمشی ویژه عیناً مشابه مقاومت‌های مورد نیاز و طراحی مقطع تیر در قاب‌های خمشی متوسط می‌باشد.

۱۰-۳-۹-۴ اتصال تیر به ستون

کلیهٔ اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه که نیروهای جانبی لرزه‌ای را تحمل می‌کنند، باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی حداقل به میزان ۰/۰۴ رادیان را بدون کاهش قابل توجه در مقاومت خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به کار رفته در قاب‌های خمشی ویژه از طریق آزمایشات توصیه‌شده توسط مراجع معتبر تأیید شوند. در صورت عدم دسترسی به آزمایشات فوق استفاده از اتصالات از پیش تاییدشده ارائه‌شده در بخش ۱۰-۳-۱۳ بلامانع می‌باشد.

ب) اتصال تیر به ستون باید به گونه‌ای طراحی شود که شرایط ایجاد مفصل پلاستیک را در داخل تیر فراهم نماید. انجام این امر می‌تواند از طریق ضعیف‌کردن مقطع تیر در فاصله‌ای محدود از برستون صورت گیرد. روش‌های دیگر برای دستیابی به منظور فوق در اتصالات از پیش تأیید شدهٔ بخش ۱۰-۳-۱۳ ارائه شده است.

پ) در قاب‌های خمشی ویژه مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) و مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) اتصال باید عیناً مشابه مقاومت‌های مورد نیاز اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی متوسط در نظر گرفته شود.

۱۷-۷- ورق مضاعف و ورق پیوستگی در متوسط ویژه

۱۰-۳-۸-۴ ورق‌های تقویتی چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف)

در صورت نیاز به تعبیهٔ ورق‌های تقویتی چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف) در محل اتصال تیر به ستون، ورق‌های مضاعف علاوه بر تامین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ باید دارای شرایط زیر نیز باشند.

الف) اتصال ورق‌های مضاعف به بال ستون می‌تواند از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه باشد

ب) ورق‌های مضاعف باید به‌صورت متقارن و در ستون‌های H شکل باید در دو طرف جان و در ستون‌های قوطی شکل در دو وجه ستون به‌کار برده شوند.

پ) در مواردی‌که نیاز به تعبیهٔ سخت‌کننده‌های عرضی (ورق‌های پیوستگی) نباشد، بالا و پایین ورق‌های مضاعف باید حداقل ۱۵۰ میلی‌متر از بال فوقانی و تحتانی تیر فاصله داشته باشند.

ت) در صورت وجود ورق‌های پیوستگی، ورق‌های مضاعف می‌توانند در محل ورق‌های پیوستگی قطع شده و از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه به ورق‌های پیوستگی جوش شوند.

ث) در مواردی‌که ورق‌های مضاعف از جان ستون فاصله داشته باشند، این ورق‌ها باید به‌صورت متقارن و در یک سوم میانی فاصلهٔ بین مرکز صفحه جان ستون و نوک بال تیر تعبیه شود.

۱۰-۳-۸-۵ ورق‌های پیوستگی

ورق‌های پیوستگی (سخت‌کننده‌های عرضی) در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون علاوه بر تامین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ باید دارای شرایط زیر نیز باشند.

الف) در ستون‌های H شکل در صورتی‌که ضخامت بال ستون بزرگتر از مقادیر تعیین شده توسط روابط ۱۰-۳-۸-۲ و ۱۰-۳-۸-۳ باشد، تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در چشمهٔ اتصال الزامی نیست. در غیر اینصورت تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده (ورق‌های پیوستگی) در داخل ستون و با رعایت شرایط (پ) تا (ح) همین بند الزامی است.

$$t_{cf} \geq ۰/۴\sqrt{۱/۸ b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb}F_{yb}}{R_{yc}F_{yc}}} \qquad (۱۰-۳-۸-۲)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{۶} \qquad (۱۰-۳-۸-۳)$$

ب) در ستون‌های جعبه‌ای (قوطی شکل) در صورتی‌که ضخامت بال ستون بزرگتر از مقادیر تعیین شده توسط روابط ۱۰-۳-۸-۴ و ۱۰-۳-۸-۵ باشد، تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در چشمه اتصال الزامی نیست. در غیر اینصورت تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده (ورق‌های پیوستگی) در داخل ستون و با رعایت شرایط (پ) تا (ح) همین بند الزامی است.

$$t_{cf} \geq ۰/۴\sqrt{\left[۱ - \frac{b_{bf}}{b_{cf}^{۲}}\left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{۲}\right)\right] ۱/۸ b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb}R_{yb}}{F_{yc}R_{yc}}} \qquad (۱۰-۳-۸-۴)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{۱۲} \qquad (۱۰-۳-۸-۵)$$

در روابط فوق:

F_{yb} = حداقل تنش تسلیم مصالح بال تیر

F_{yc} = حداقل تنش تسلیم مصالح بال ستون

R_{yb} = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شدهٔ مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱

R_{yc} = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح ستون مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱

b_{bf} = پهنای بال تیر

t_{bf} = ضخامت بال تیر

t_{cf} = ضخامت بال ستون

پ) طول ورق‌های پیوستگی باید برابر با فاصلهٔ خالص دو بال ستون باشد.

ت) پهنای ورق‌های پیوستگی در ستون‌های با مقطع قوطی شکل باید برابر فاصلهٔ خالص دو جان مقطع ستون بوده و در ستون‌های با مقطع H شکل مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در هر طرف جان مقطع ستون نباید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق پوششی اتصال کمتر باشد.

ث) ضخامت ورق‌های پیوستگی نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر فقط به یک وجه ستون متصل هستند و از ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر به هر دو وجه ستون متصل هستند، کمتر در نظر گرفته شود.

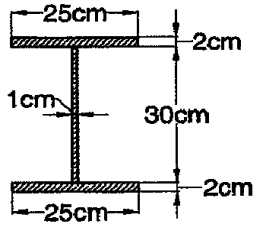
ج) جوش ورق‌های پیوستگی به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. در صورتی‌که ضخامت ورق پیوستگی کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشهٔ دو طرفه نیز مجاز است.

چ) جوش ورق‌های پیوستگی به جان ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه دو طرفه باشد.

ح) نسبت پهنا به ضخامت در ورق‌های پیوستگی با یک لبهٔ متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، نباید از $۰/۵۵\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ و در ورق‌های پیوستگی با دو لبهٔ متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $۱/۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ کوچکتر باشد. در این روابط E مدول الاستیسیته فولاد و F_y تنش تسلیم فولاد ورق پیوستگی می‌باشد.

محاسبات اسفند ۸۹

۲۱- لنگر پلاستیک مورد انتظار مقطع نشان داده شده در شکل بر حسب کیلونیوتن‌متر، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتراست؟ ($F_y = 240\ MPa$)

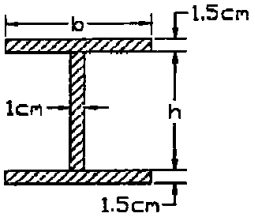


۱) 384
۲) 438
۳) 504
۴) 554

محاسبات خرداد ۸۹

۲۴- بر اساس کدامیک از مقادیر h و b مقطع تحت اثر خمش مطابق شکل، بصورت فشرده لرزه‌ای محسوب می‌شود؟

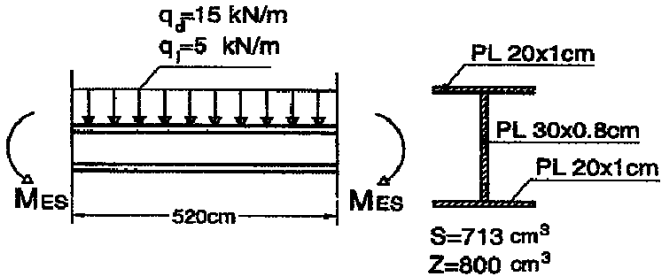
$F_y = ۲۴۰۰ kg/cm^2$ $E = ۲/۱ \times ۱۰^۶ kg/cm^2$



۱) $h = ۶۰cm$ $b = ۲۵cm$
۲) $h = ۱۰۰cm$ $b = ۲۵cm$
۳) $h = ۶۰cm$ $b = ۳۰cm$
۴) $h = ۱۰۰cm$ $b = ۳۰cm$

محسبات اسفند ۸۹

۲۶- لنگر خمشی طراحی اتصال تیر به ستون (M_{ES}) با مشخصات زیر از یک سازه با قاب خمشی فولادی متوسط به روش تنش مجاز برحسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر می‌باشد؟ (محل تشکیل مفصل پلاستیک در فاصله نصف ارتفاع کل مقطع تیر از بر ستون فرض شود). ($F_y = 240\ MPa$)



۱) 149
۲) 221
۳) 133
۴) 243

محاسبات ۹۰

۲۷- در رابطه با طرح لرزه‌ای سازه‌های فولادی کدامیک از جملات زیر صحیح نمی‌باشد؟

۱) محل درز وصله ستونها می‌تواند درفاصله 150 cm از بال تیر قرار داشته باشد.

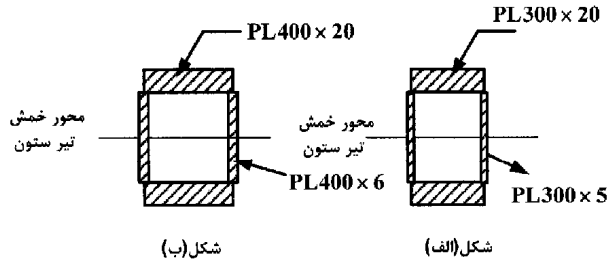
۲) محل مفصل پلاستیک در قابهای خمشی ویژه در دو انتهای تیرها می‌تواند به فاصله نصف عمق تیر از برستون در نظر گرفته شود.

۳) در قابهای خمشی فولادی معمولی نیازی به کنترل و طراحی چشمه اتصال نمی باشد.

۴) در قاب خمشی فولادی متوسط مقاطع ستونها و تیرها می‌تواند از نوع فشرده باشد.

گزینه ۳

۵۴- برای یک قاب خمشی ویژه، مقطع تیر ستون در شکل‌های (الف) و (ب) نشان داده شده است. در صورتی که در روش تنش مجاز $C_a = 0.1$ فرض شود، گزینه‌ی صحیح کدام است؟



۱) مقاطع (الف) و (ب)، از نوع فشرده‌ی لرزه‌ای نمی‌باشند.

۲) مقاطع (الف) و (ب)، از نوع فشرده‌ی لرزه‌ای می‌باشند.

۳) مقطع (الف) از نوع فشرده‌ی لرزه‌ای نمی‌باشد، ولی مقطع (ب) از نوع فشرده‌ی لرزه‌ای است.

۴) مقطع (الف) از نوع فشرده‌ی لرزه‌ای است، ولی مقطع (ب) از نوع فشرده‌ی لرزه‌ای نمی‌باشد.

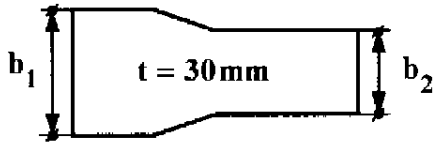
گزینه ۴

$$\frac{h}{t_w} \le 3.14\sqrt{\frac{200000}{240}}(1 - 1.54 \times 0.1) = 76.68$$

$$\frac{b}{t} \le 0.65\sqrt{\frac{200000}{240}} = 18.76$$

محاسبات ۹۱

۵۳- در یک اتصال گیردار با شکل‌پذیری متوسط و با استفاده از ورق رو سری «شکل زیر» و ورق زیر سری که فقط ورق‌ها به ستون متصل می‌شوند (تیر به ستون متصل نمی‌شود)، نیروی کششی ناشی از لنگر خمشی برابر kN ۶۰۰ می‌باشد. در صورتی که ضریب بازرسی جوش ۸۵ ٪ باشد، حداقل عرض b_1 و b_2، چند mm است؟ $f_y = 240\ MPa$



۱) $b_1 = 160$ و $b_2 = 140$

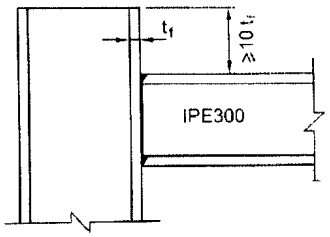
۲) $b_1 = 160$ و $b_2 = 135$

۳) $b_1 = 165$ و $b_2 = 135$

۴) $b_1 = 165$ و $b_2 = 140$

محاسبات ۹۴

۱۷- در طراحی اتصال گیردار شکل زیر از یک قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط، اگر سخت‌کننده برای ستون در مقابل بال کششی تیر درنظر گرفته نشده باشد، حداقل ضخامت لازم بال ستون برحسب میلی‌متر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ عرض بال تیر حدود 0.7 عرض بال ستون است. مقطع ستون IPB نوردشده بوده و فولاد مصرفی با F_y= 240 MPa می‌باشد. عرض بال تیر 150 mm و ضخامت بال آن 10.7 mm می‌باشد.



۱) 30
۲) 25
۳) 20
۴) 15

گزینه ۲

$$t_{cf} > 0.4\sqrt{1.8 \times 150 \times 10.7} = 21.5\,mm \qquad t_{cf} > \frac{150}{6} = 25\,mm$$

کنترل فوق مربوط به روابط ورق پیوستگی می باشد. علاوه بر این روابط، روابط بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۱ نیز باید کنترل شود که با توجه به اینکه نیروی کششی بال (T در شکل پایین) داده نشده است، امکان کنترل خمش موضعی بال وجود ندارد. البته می توان نیروی کششی بال را برابر 0.9AFy درنظر گرفت که در این صورت نیز روابط مربوط به ورق پیوستگی حاکم خواهد بود. همچنین برای کنترل بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۲ نیاز به ضخامت جان ستون داریم که ارائه نشده است و امکان کنترل وجود ندارد.

۱۷-۸- اتصالات از پیش تایید شده گیردار

۱۰-۳-۱۳ اتصالات گیردار از پیش تأیید شده

اتصالات گیردار ارائه شده در شکل‌های ۱۰-۳-۱۳-۱ تا ۱۰-۳-۱۳-۵ در صورت تأمین الزامات و محدودیت‌های این بخش به عنوان اتصالات گیردار از پیش تأیید شده محسوب می‌شوند. مطابق الزامات این بخش، انواع اتصالات گیردار از پیش تأیید شده به شرح جدول ۱۰-۳-۱۳-۱ می‌باشند.

جدول ۱۰-۳-۱۳-۱ انواع اتصالات گیردار از پیش تأیید شده

ردیف	نوع اتصال	مخفف	نوع سیستم سازه‌ای قابل کاربرد	بخش مربوطه
۱	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۲)
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۳)
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۳)
۴	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۴)
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط	(۱۰-۳-۱۳-۵)
۶	اتصال مستقیم تقویت نشدهٔ جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۶)

۱۰-۳-۱۳-۱ الزامات عمومی اتصالات گیردار از پیش تأیید شده

کلیهٔ اتصالات از پیش تأیید شده باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) کلیهٔ اتصالات باید به صورت صلب (گیردار کامل) در نظر گرفته شوند.

(۲) کلیهٔ جوش‌های بکار رفته در اتصالات باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی و اولتراسونیک (فراصوتی) تأیید شوند.

(۳) در طراحی اتصالات از پیش تأیید شده، علاوه بر الزامات فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ باید الزامات بخش‌های ۱۰-۳-۸، ۱۰-۳-۹ و ۱۰-۳-۱۳ نیز رعایت شوند.

(۴) در کلیهٔ اتصالات از پیش تأیید شده فاصلهٔ بین مفصل پلاستیک در داخل تیر تا بر ستون با علامت S_h نمایش داده می‌شود و برای انواع مختلف اتصالات مذکور بر اساس نتایج آزمایش، محل تشکیل مفصل پلاستیک در بخش‌های مربوطه ارائه شده است.

(۵) در دو انتهای تیرهای ساخته‌شده از ورق، به فاصله (S_h+d) که در آن d عمق تیر است، اتصال جان به بال باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشهٔ تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود. در مواردی‌که در بخش‌های مربوط به اتصالات گیردار از پیش تأیید شده در این خصوص الزام دیگری وضع شده باشد، تأمین این شرایط برای اتصال جان به بال تیر الزامی نیست.

(۶) در ستون‌های H شکل ساخته‌شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال‌های تیر، اتصال جان به بال‌های مقطع ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر و ضخامت جان مقطع ستون کمتر در نظر گرفته شود.

(۷) در ستون‌های قوطی شکل ساخته‌شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوهٔ ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال تیر، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون، باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد.

(۸) در ستون‌های ساخته‌شده از ورق با مقطع صلیبی شکل، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال تیر، اتصال جان‌ها به بال‌ها و جان دیگر باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر و ضخامت جان مقطع ستون کمتر در نظر گرفته شود.

(۹) در صورت نیاز به تعبیهٔ تسمه‌های پشت‌بند در جوش‌های نفوذی، رعایت الزامات زیر ضروری است.

- برداشتن پشت‌بندهای مورد استفاده در اتصال ورق‌های پیوستگی به بال‌ها و جان (یا جان‌های) مقطع ستون، پس از اتمام عملیات جوشکاری الزامی نیست.
- در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، پشت‌بندهای مورد استفاده در بال تحتانی تیر باید برداشته شوند و پس از برداشتن تسمه‌های پشت‌بند، ریشهٔ جوش نفوذی باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلی‌متر تقویت گردد.
- در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، برداشتن پشت‌بندهای مورد استفاده در بال فوقانی تیر الزامی نیست. در صورتی‌که تسمه‌های پشت‌بند برداشته نشوند، این تسمه‌ها باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلی‌متر به بال ستون جوش داده شوند.
- اتصال پشت‌بندهای مورد استفاده در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، به بال‌های تیر مجاز نیست.

۱۰-۳-۱۳-۲ اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS)

علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۱۳-۱، اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته (شکل ۱۰-۳-۱۳-۱)، باید دارای شرایط زیر باشد.

(۱) در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش نفوذی بال تیر به بال ستون، مطابق الزامات فصل ۱۰-۲، الزامی است.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ محافظت شده باید برابر a+b در نظر گرفته شود. b,a در شکل ۱۰-۳-۱۳-۱ نشان داده شده است.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک باید برابر $S_h = a + b/2$ در نظر گرفته شود.

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰-۳-۶، در دو انتهای تیر، تعبیهٔ مهار جانبی در فاصله‌ای بین انتهای ناحیهٔ کاهش‌یافته تا نصف عمق تیر بعد از آن، الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در صورتی‌که تیرها در فاصلهٔ بین دو ناحیهٔ حفاظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصلهٔ حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهارهای جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

(۵) اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از طریق جوش نفوذی با نفوذ کامل صورت گیرد. برای این جوش رعایت ضابطهٔ طراحی خاصی الزامی نیست.

(۶) اتصال جان تیر به بال ستون باید از طریق جوش نفوذی با نفوذ کامل صورت گیرد. در این حالت برای این جوش رعایت ضابطهٔ طراحی خاصی الزامی نیست. در قاب‌های خمشی متوسط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق یک ورق تک پیچ‌شده به جان تیر نیز صورت گیرد. در این‌گونه موارد اتصال ورق تک به جان تیر باید از نوع اصطکاکی با سوراخ استاندارد، یا سوراخ استاندارد در یکی و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با محور تیر در دیگری، و اتصال آن به بال ستون از نوع نفوذی یا جوش گوشهٔ دو طرفه باشد. در این حالت مقاومت برشی مورد نیاز اتصال باید براساس الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳ تعیین شود. ضخامت جوش‌های گوشه طرفین ورق تک به بال ستون باید حداقل برابر ۰/۷۵ ضخامت ورق تک و ضخامت ورق تک باید حداقل برابر ۱۰ میلی‌متر باشد.

(۷) جرم واحد طول تیر نباید از ۴۵۰ کیلوگرم تجاوز نماید.

(۸) عمق مقطع تیر نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۹) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۵۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۰) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر و عمق پهنای مقطع ستون‌های قوطی شکل‌ساخته‌شده از ورق نباید از ۷۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۱) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۷ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۲) در ناحیه کاهش‌یافتهٔ تیر محدودیت‌های زیر باید تأمین شوند.

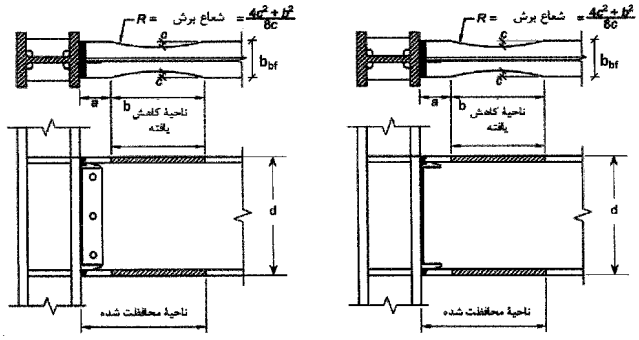
$$R = (4c^2+b^2) / 8c \qquad (۱۰-۱۳-۳-۱)$$

$$0.5\, b_{bf} \le a \le 0.75\, b_{bf} \qquad (۱۰-۱۳-۳-۲)$$

$$0.65\, d \le b \le 0.85\, d \qquad (۱۰-۱۳-۳-۳)$$

$$0.1\, b_{bf} \le c \le 0.25\, b_{bf} \qquad (۱۰-۱۳-۳-۴)$$

(۱۳) ستون‌ها و تیرها شامل ناحیهٔ کاهش‌یافته باید دارای مقاومت کافی در برابر کلیهٔ ترکیبات بارگذاری به استثنای ترکیبات بار زلزلهٔ تشدید یافته باشند. همچنین در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه باید اثرات مقطع کاهش‌یافته لحاظ شود. در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه بجای مدل‌سازی ناحیهٔ کاهش‌یافته می‌توان تغییرمکان جانبی نسبی را در حالتی که ناحیه کاهش‌یافته لحاظ نشده است با ضریب ۱/۱ برای حالت نظیر $c = 0.25\, b_{bf}$ تشدید نمود. برای سایر مقادیر c می‌توان از تناسب بین آنها و $c = 0.25\, b_{bf}$ بهره برد.



الف) برای قاب‌های خمشی متوسط و ویژه ب) فقط برای قاب‌های خمشی متوسط

شکل ۱۰-۳-۱۳-۱ اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS)

۱۰-۳-۱۳-۳ اتصال گیردار فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی(BUEEP) و اتصال گیردار فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی(BSEEP)

علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۱۳-۱، اتصالات گیردار فلنجی (شکل ۱۰-۳-۱۳-۲)، باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش نفوذی بال تیر به ورق انتهایی مجاز نمی‌باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ محافظت‌شده باید به شرح زیر در نظر گرفته شود.

- در اتصال فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی برابر کوچکترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر از برستون
- در اتصال فلنجی با استفاده از ورق لچکی برابرطول لچکی بعلاوه کوچکترین دو مقدار نصف عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر، از بر ستون

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) باید برابر کوچکترین دو مقدار $d/2$ و $3b_{bf}$ از بر ستون برای اتصالات فلنجی بدون استفاده از ورق‌های لچکی و برابر $(L_{st}+t_p)$ از بر ستون برای اتصالات فلنجی با استفاده از ورق‌های لچکی در نظر گرفته شود.که در آن d عمق تیر، b_{bf} پهنای بال تیر، l_{st}طول ورق لچکی در روی بال تیر و t_p ضخامت ورق انتهایی است.

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰-۳-۶ در دو انتهای تیر تعبیهٔ مهار جانبی در فاصله‌ای بین انتهای ناحیهٔ محافظت‌شده تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در صورتی‌که تیرها در فاصلهٔ بین دو انتهای محافظت‌شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصلهٔ حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیهٔ مهار جانبی در محل های مذکور الزامی نیست.

(۵) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در فاصلهٔ ۱/۵ برابر عمق تیر از بر ستون، تعبیهٔ برشگیر در روی بال فوقانی تیر مجاز نمی‌باشد. همچنین در فاصلهٔ حداقل برابر ۲۵ میلی‌متر از طریق مصالح انعطاف‌پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به هردو طرف هر دو بال ستون اجتناب شود.

(۶) پهنای ورق انتهایی نباید از بال تیر متصل شونده به آن کوچکتر در نظر گرفته شود. همچنین پهنای موثر ورق انتهایی نباید از بال تیر متصل شونده بعلاوه ۲۵ میلی‌متر بزرگتر در نظر گرفته شود.

(۷) ورق‌های لچکی باید در امتداد جان تیر و در وسط ورق انتهایی تعبیه شوند. طول ورق‌های لچکی نباید از $1/75h_{st}$ کوچکتر در نظر گرفته شود که در آن h_{st} ارتفاع لچکی‌ها در امتداد محور ستون می‌باشد. ورق‌های لچکی در روی بال تیر و نیز در انتهای ورق انتهایی باید حدوداً ۲۵ میلی‌متر برش عمودی داشته و سپس به صورت مورب بریده شوند.ضخامت ورق‌های لچکی نباید کمتراز ضخامت جان مقطع تیر در نظر گرفته شود. لچکی‌ها باید دارای شرایط $h_{st}/t_s \le 0.56\sqrt{E/Fy}$ نیز باشند.

(۸) بکار بردن ورق‌های پر کنندهٔ انگشتی در بالا و پایین ورق انتهایی مجاز است.

(۱۵) عمق مقطع ستون‌های با مقطع H شکل و صلیبی نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۶) ابعاد و ضخامت ورق انتهایی و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال ورق انتهایی به بال ستون باید بر اساس مقاومت‌های خمشی و برشی مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳-پ) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی وسایل اتصال ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را برای طراحی پیچ‌ها، کنترل لهیدگی و گسیختگی کششی و برش قالبی ورق انتهایی، می‌توان برابر ۰/۹ و برای کنترل خمش و برش در ورق انتهایی برابر یک در نظر گرفت.

جدول ۱۰-۳-۱۳-۲ محدودیت‌های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

پارامتر	BUEEP		BSEEP			
			چهار پیچی		هشت پیچی	
	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)
t_{bf}	۱۰	۲۵	۱۰	۲۵	۱۵	۳۰
b_{bf}	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰	۲۵۰	۲۰۰	۳۵۰
d	۳۴۰	۱۴۰۰	۳۴۰	۷۰۰	۴۴۰	۱۰۰۰
t_p	۱۲	۶۰	۱۲	۵۰	۲۰	۷۰
b_p	۱۸۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰	۲۴۰	۴۰۰
g	۱۰۰	۱۶۰	۱۰۰	۱۶۰	۱۵۰	۲۰۰
p_{fi}،p_{fo}	۳۵	۱۲۰	۵۰	۱۵۰	۴۰	۵۰
p_b	-	-	-	-	۹۰	۱۰۰

در جدول فوق:

b_{bf} = پهنای بال تیر

b_p = پهنای ورق انتهایی

d = عمق تیر متصل‌شونده به ورق انتهایی

g = فاصلهٔ افقی بین دو ردیف قائم پیچ

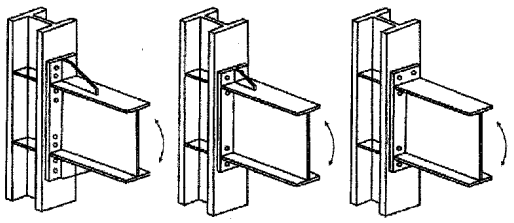
p_b = فاصلهٔ قائم بین دو ردیف پیچ در هر دو طرف بال تیر در اتصال فلنجی هشت پیچی

p_{fi} = فاصلهٔ قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ داخلی تا بر بال کششی تیر

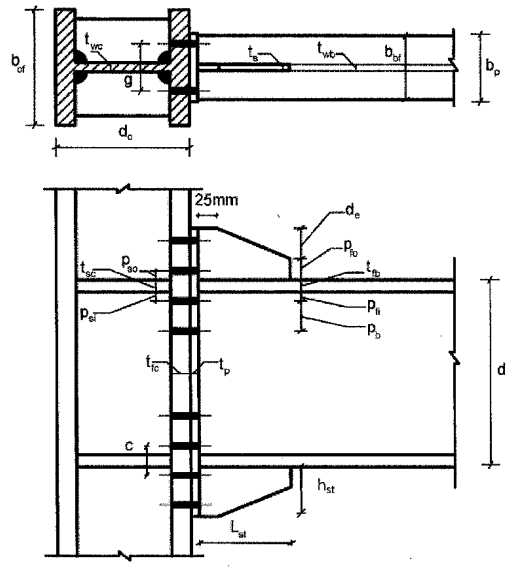
p_{fo} = فاصلهٔ قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ بیرونی تا بر بال کششی تیر

t_{bf} = ضخامت بال مقطع تیر

t_p = ضخامت ورق انتهایی



الف) چهارپیچی بدون ورق سخت‌کننده ب) چهارپیچی با ورق سخت‌کننده پ) هشت‌پیچی با ورق سخت‌کننده



ت) هندسهٔ اتصال فلنجی هشت‌پیچی با استفاده از ورق لچکی

شکل ۱۰-۳-۱۳-۲ اتصال گیردار فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی(BUEEP)و اتصال گیردار فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی(BSEEP)

۱۰-۳-۱۳-۴ اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری(BFP)

علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۱۳-۱، اتصالات گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (شکل ۱۰-۳-۱۳-۳) باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) در دو انتهای تیر تعبیهٔ سوراخ دسترسی برای انجام جوشکاری مجاز نمی‌باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ محافظت‌شده باید برابر فاصله از بر ستون تا دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون به علاوهٔ عمق تیر در نظر گرفته شود.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (s_h) در روی تیر باید در محل دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون، در نظر گرفته شود.

(۴) تیرها باید دارای مهارجانبی مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰-۳-۶، در دو انتهای تیر، تعبیهٔ مهارجانبی در فاصله‌ای بین انتهای ناحیهٔ محافظت شدهٔ تیر تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای در صورتی‌که تیرها در فاصلهٔ بین دو ناحیه محافظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصلهٔ حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهارجانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

(۵) در قاب‌های خمشی ویژه با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن، در فاصلهٔ حداقل برابر ۲۵ میلی‌متر از طریق مصالح انعطاف‌پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به هر دو طرف هر دو بال ستون جلوگیری به عمل آید.

(۶) استفاده از ورق‌های پرکننده به ضخامت مجموعاً ۶ میلی‌متر بین ورق‌های اتصال و بال تیر مجاز است.

(۷) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل و به بال‌های تیر از نوع پیچی با قطر پیچ حداکثر برابر ۲۷ میلی‌متر باشد. در صورت استفاده از تسمه پشت‌بند در پشت جوش نفوذی تسمه‌های پشت‌بند باید پس از انجام جوشکاری برداشته شوند.

(۸) اتصال ورق تکی جان به بال ستون باید از نوع نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دو طرفه باشد. ضخامت جوش‌های گوشه در هر دو طرف نباید از $0.8t_w$ (t_w ضخامت ورق تکی جان است) و ۸ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود.

(۹) اتصال ورق تکی جان به جان تیر باید از نوع پیچی و دارای سوراخ لوبیایی کوتاه افقی باشد.

(۱۰)جرم واحد طول تیر نباید از ۲۵۰ کیلوگرم تجاوز نماید

(۱۱)عمق مقطع تیر نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

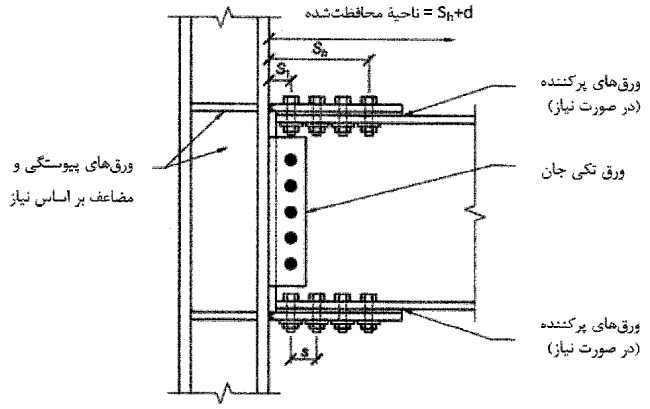
(۱۲)ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۳۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۳)نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۹ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۷ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۴)عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیر فولادی مدفون در بتن نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر و در غیاب دال بتنی سازه‌ای از ۴۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. عمق و پهنای مقطع ستون‌های قوطی شکل ساخته‌شده از ورق نباید از ۷۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۵)ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال این ورق‌ها به بال تیر باید بر اساس مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳-پ) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی بر اساس الزامات فصل ۱۰-۲، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را برای طراحی پیچ‌ها، کنترل لهیدگی، کنترل گسیختگی کششی و برش قالبی می‌توان برابر ۰/۹ و برای کنترل کشش در ورق‌های روسری و زیرسری برابر یک در نظر گرفت.

(۱۶)ابعاد و ضخامت ورق تکی جان و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال این ورق به جان تیر باید بر اساس مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳-پ) تعیین شود. مقاومت‌های اسمی و ضریب کاهش مقاومت (ϕ) ورق تکی جان و پیچ‌های نظیر آن باید بر اساس الزامات فصل ۱۰-۲ تعیین شود.



شکل ۱۰-۳-۱۳-۳ اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری (BFP)

۱۰-۳-۱۳-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

کاربرد اتصالات گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (شکل ۱۰-۳-۱۳-۴)، فقط به قاب‌های خمشی متوسط محدود می‌شود. در این نوع اتصالات علاوه بر الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۱۳-۱، باید الزامات زیر تأمین گردد.

(۱) در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوشکاری مجاز نمی‌باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ محافظت‌شده باید برابر فاصله از بر ستون تا انتهای ورق‌های روسری و زیرسری (هرکدام که بزرگتر است) بعلاوه نصف عمق تیر بعد از آن، در نظر گرفته شود.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (s_h) در روی تیر باید در محل انتهای ورق‌های روسری و زیرسری (هرکدام که بزرگتر است)، در نظر گرفته شود.

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰-۳-۶ در دو انتهای تیر، تعبیهٔ مهار جانبی در فاصلهٔ بین انتهای ناحیهٔ محافظت شده تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای در صورتی‌که تیرها در فاصلهٔ بین دو ناحیهٔ محافظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصلهٔ حداکثر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهار جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

(۵) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل و به بال‌های تیر از نوع جوش گوشه باشد. در صورت استفاده از تسمه‌های پشت‌بند در پشت جوش‌های نفوذی، تسمه‌های پشت‌بند باید پس از انجام جوشکاری برداشته شوند.

(۶) اتصال ورق (یا ورق‌های) جان به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه باشد. در صورت استفاده از ورق تکی جان ، جوش‌گوشه باید دو طرفه باشد.

(۷) اتصال ورق (یا ورق‌های) جان به جان تیر باید از نوع جوش گوشه باشد.

(۸) عمق مقطع تیر نباید از ۹۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

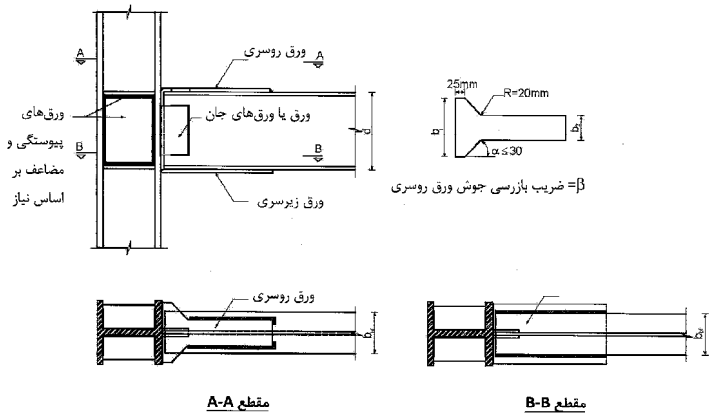
(۹) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۳۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۰)نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۵ کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۱)عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن، نباید از ۹۰۰ میلی‌متر و در غیاب دال بتنی سازه‌ای از ۴۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. عمق و پهنای ستون‌های قوطی‌شکل ساخته‌شده از ورق نباید از ۷۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۲)ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات جوش‌های آنها به بال‌های تیر باید بر اساس مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳-پ) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی بر اساس الزامات فصل ۱۰-۲، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را برای تعیین مشخصات جوش می‌توان برابر ۰/۹ و برای تعیین ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری برابر یک در نظر گرفت.

(۱۳)ابعاد و ضخامت ورق (یا ورق‌های جان) و نیز جوش آن یا آنها به بال ستون و جان تیر باید بر اساس مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳-پ) تعیین شود. مقاومت‌های اسمی و ضریب کاهش مقاومت ورق (یا ورق‌های) جان و جوش‌های آن (یا آن‌ها) باید بر اساس الزامات فصل ۱۰-۲ تعیین شود.



شکل ۱۰-۳-۱۳-۴ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری(WFP)

۱۰-۳-۱۳-۶ اتصال گیردار تقویت نشدهٔ جوشی (WUF-W)

علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۱۳-۱، اتصالات گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (شکل ۱۰-۳-۱۳-۵) باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش نفوذی بال تیر به بال ستون، مطابق الزامات فصل ۱۰-۲، الزامی است.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ محافظت‌شده باید برابر فاصله از بر ستون تا یک برابر عمق مقطع تیر بعد از آن در نظر گرفته شود.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (s_h) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود (s_h=۰).

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰-۳-۶، در دو انتهای تیر تعبیهٔ مهار جانبی در فاصلهٔ بین انتهای ناحیهٔ محافظت شده تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در صورتی‌که تیرها در فاصلهٔ بین دو ناحیهٔ محافظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصلهٔ‌حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیهٔ مهار جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

(۵) اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد. برای این جوش رعایت ضابطهٔ طراحی خاصی الزامی نیست.

(۶) در این نوع اتصالات، انتقال برش باید از طریق دو عامل، یکی اتصال مستقیم جان تیر به بال ستون و دیگری اتصال ورق تکی جان به بال ستون صورت گیرد. اتصال جان تیر به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد. اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند از طریق جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی طراحی اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند از طریق جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی طراحی اتصال ورق تکی جان به بال ستون باید حداقل برابر $(۰/۶R_yF_y)h_pt_p$ باشد که درآن h_p ارتفاع ورق تکی جان و t_p ضخامت آن است. اتصال ورق تکی جان به جان تیر باید از طریق جوش گوشه به ضخامت برابر ضخامت ورق تکی جان منهای ۲ میلی‌متر انجام پذیرد. ضخامت ورق تکی جان باید حداقل برابر ضخامت جان مقطع تیر باشد. ورق تکی جان باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰-۳-۱۳-۳ را تأمین نماید. به جز الزامات این بند برای انتقال برش رعایت ضابطهٔ طراحی خاصی الزامی نیست.

(۷) مقاطع تیرها باید از نوع I شکل بوده و عمق مقطع آن‌ها حداکثر برابر ۱۰۰۰ میلی‌متر باشد.

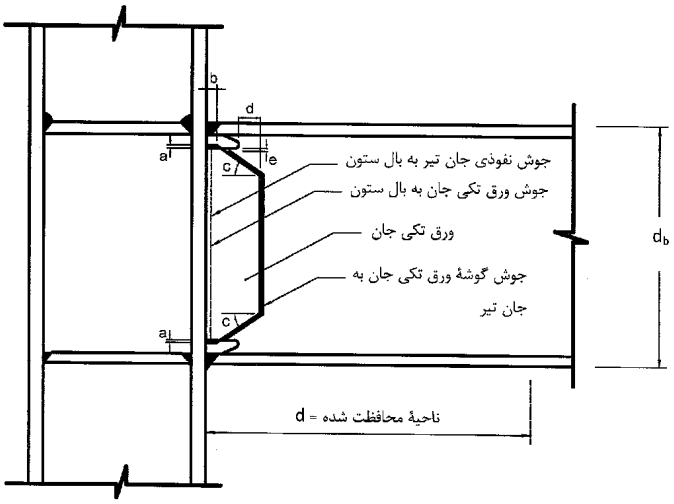
(۸) جرم واحد طول تیر نباید از ۲۵۰ کیلوگرم تجاوز نماید.

(۹) ضخامت بال مقطع تیرها نباید از ۳۰ میلی‌متر تجاوز نماید

(۱۰) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق آن نباید از ۷ برای قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و عمق پهنای ستون‌های با مقطع صلیبی‌شکل نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. همچنین عمق و پهنای ستون‌های با مقطع قوطی شکل نباید از ۷۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

۱۲) در این‌گونه اتصالات ضریب C_{pr} باید برابر ۱/۴ در نظر گرفته شود.



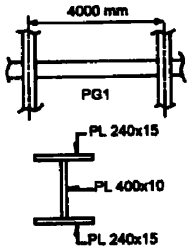
شکل۱۰-۳-۱۳-۵ اتصال گیردار تقویت نشدهٔ جوشی (WUF-W)

جدول۱۰-۳-۱۳-۳ محدودیت‌های ابعادی ورق تکی جان در اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)

ردیف	شرح	محدودیت
۱	هم‌پوشانی ورق جان با سوراخ‌های دسترسی	$۶mm \le a \le ۱۲mm$
۲	شیب پهنای ورق جان	$۲۰^\circ \le c \le ۴۰^\circ$
۳	فاصله قائم انتهای جوش ورق جان به جان تیر تا سوراخ دسترسی	$۱۲mm \le e \le ۲۵mm$
۴	برگشت عمودی انتهای ورق جان	$b \ge ۲۵mm$
۵	انتهای پهنای ورق جان به انتهای سوراخ‌های دسترسی	$d \ge ۵۰mm$

محاسبات ۹۳

۳۹- یک مهندس محاسب در طراحی یک سازه فولادی با قاب خمشی ویژه‌ی چند طبقه که دارای دهانه‌هایی به طول 4 متر است (محور به محور)، از تیر ورق PG1 با مقطع نشان داده شده استفاده کرده است. اگر ابعاد بیرونی ستونهای قوطی این سازه 450×450 میلی‌متر باشد، برای اتصال از پیش تأییدشده تیر به ستون، کدام گزینه را پیشنهاد می‌کنید؟ هم مسائل فنی و هم سهولت اجرایی مدنظر باشد. فرض کنید کلیه تیرهای منتهی به هر چهار وجه ستون‌ها دارای اتصال گیردار کامل هستند.



۱) اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)
۲) اتصال گیردار فلنجی هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)
۳) اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)
۴) اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

گزینه ۱ صحیح است.

گزینه ۲: در این نوع اتصال d تیر باید بین 440 mm تا 1000 mm باشد. d تیر مربوط به سوال برابر 430 mm می باشد و نمی توان از این نوع اتصال استفاده کرد.

گزینه ۳: استفاده از اتصال WFP در قابهای با شکل پذیری ویژه غیر مجاز است.

گزینه ۴: نسبت طول دهانه آزاد تیر به عمق تیر $\frac{(4000-450)}{430} = 8.25$ می باشد که کمتر از مقدار مجاز آن برای اتصال BFP می باشد.

جدول ۱۰-۳-۱۳-۱ انواع اتصالات گیردار از پیش تأیید شده

ردیف	نوع اتصال	مخفف	نوع سیستم سازه‌ای قابل کاربرد	بخش مربوطه
۱	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۲)
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۳)
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۳)
۴	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۴)
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط	(۱۰-۳-۱۳-۵)
۶	اتصال مستقیم تقویت نشدهٔ جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۶)

جدول ۱۰-۳-۱۳-۲ محدودیت‌های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

پارامتر	BUEEP		BSEEP			
			چهار پیچی		هشت پیچی	
	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)
t_{bf}	۱۰	۲۵	۱۰	۲۵	۱۵	۳۰
b_{bf}	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰	۲۵۰	۲۰۰	۳۵۰
d	۳۴۰	۱۴۰۰	۳۴۰	۷۰۰	۴۴۰	۱۰۰۰
t_p	۱۲	۶۰	۱۲	۵۰	۲۰	۷۰
b_p	۱۸۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰	۲۴۰	۴۰۰
g	۱۰۰	۱۶۰	۱۰۰	۱۶۰	۱۵۰	۲۰۰
p_{fi},p_{fo}	۳۵	۱۲۰	۵۰	۱۵۰	۴۰	۵۰
p_b	-	-	-	-	۹۰	۱۰۰

۱۰-۳-۱۳-۴ اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری(BFP)

(۱۳)نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۹ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۷ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

۴۸- در قاب خمشی فولادی با اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (اتصال از پیش تأییدشده)، اگر عرض ناحیه کاهش یافته تیر 30 درصد پهنای بال آن بوده (C=0.15 b_f) و تغییرمکان جانبی نسبی طبقه بدون لحاظ کاهش مقطع تیر برابر 50 میلی‌متر محاسبه شده باشد، تغییرمکان جانبی نسبی طبقه با لحاظ اثر کاهش عرض مقطع تیر به‌طور تقریبی چقدر می‌تواند درنظر گرفته شود؟ فرض کنید به این منظور، از مدل‌سازی ناحیه کاهش یافته استفاده نشود.

۱) 57 mm ۲) 44 mm ۳) 50 mm ۴) 53 mm

$$\Delta = 50\left(\frac{0.15}{0.25}\times 0.1 + 1\right) = 53mm$$

۱۷-۹- بادبند همگرای معمولی

۱۰-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی

۱۰-۳-۱۰-۱ الزامات عمومی

الف) پیکربندی مهاربندی‌های مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندی‌های قطری، ضربدری و مهاربندی‌های به شکل ۷و۸ می‌باشند. استفاده از مهاربندی‌های به شکل K در این نوع قاب‌ها مجاز نمی‌باشد.

ب) در این نوع قاب‌ها نیروی جانبی باید بین کلیهٔ مهاربندی‌های کششی و فشاری توزیع شود و مهاربندها باید برای حداکثر نیروی ایجاد شده در آنها طراحی شوند. طراحی مهاربندهای قطری و ضربدری در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی به صورت کششی تنها نیز مجاز است.

پ) مقاطع اعضای مهاربندی‌ها و تیرهای نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده در مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸ باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ و مقاطع کلیهٔ ستون‌ها و تیرهای نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده در مهاربندی‌های از نوع قطری و ضربدری باید فشرده باشند.

۱۰-۳-۱۰-۲ مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸

قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی با مهاربندی‌های از نوع ۷و۸ باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) ضریب لاغری (KL/r) مهاربندی‌های از نوع ۷و ۸ نباید از $4\sqrt{E/F_y}$ تجاوز نماید.

ب) تعبیهٔ سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری،۷و۸) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیه سوراخ دسترسی در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های طراحی در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های طراحی مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

پ) مهاربندی‌های به شکل ۷و ۸ ای که در محل اتصال به تیر دارای خروج از مرکزیت کمتر از ارتفاع تیر هستند، به عنوان مهاربندی‌های همگرا محسوب می‌شوند و می‌توانند بر اساس الزامات این بخش طراحی شوند.

ت) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندی‌ها باشند.

ث) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ باید در حد فاصل دو ستون پیوسته بوده و دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش پیچشی - جانبی باشند. در هر صورت، وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندی‌ها به تیر الزامی است.

ج) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ و اتصالات آنها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی ضریبدار باشند. برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای مهاربندی‌های کششی و فشاری ناشی از زلزله، تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبدار که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از نیروهای زیر در مهاربندی‌ها محاسبه شوند.

- نیروی لرزه‌ای مهاربند کششی کمترین دو مقدار $R_yF_yA_g$ و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته. که در آن، R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی، F_y= تنش تسلیم فولاد مهاربندی و A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی است.
- نیروی لرزه‌ای مهاربند فشاری برابر ۰/۳P_n که در آن P_n مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری است.

۱۰-۳-۱۰-۳ اتصالات مهاربندی‌ها

مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود.

الف) مقاومت کششی مورد انتظار اعضای مهاربندی برابر $R_yF_yA_g$ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربند، F_y تنش تسلیم فولاد مهاربند و A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی است.

ب) بیشترین نیروی محوری حاصل از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته در مهاربندی‌ها.

۱۷-۱۰- باد بند همگرای ویژه

۱۰-۳-۱۱ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه به قاب‌هایی گفته می‌شوند که در آنها از مهاربندی‌ها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزلهٔ طرح تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه‌ای تحمل کنند و در آنها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرا ارتجاعی موردنظر ممکن است به مرحلهٔ بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. از اینروی، پیکربندی و طراحی مهاربندی‌ها و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهده این تغییرشکل‌ها بر آیند و رفتار تیرها و ستون‌ها در قاب عملاً در مرحلهٔ ارتجاعی باقی بماند.

در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای بخش‌های ۱۰-۳-۲ تا ۱۰-۳-۶ باید الزامات تکمیلی این بخش نیز رعایت شود.

۱۰-۳-۱۱-۱ الزامات عمومی

الف) پیکربندی مهاربندی‌های مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندی‌های قطری، ضربدری و مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ می‌باشند. استفاده از مهاربندی‌های به شکل K در این نوع قاب‌ها مجاز نیست.

ب) مقاطع اعضای مهاربندی‌ها و ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ و مقاطع تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ و مقاطع بقیهٔ ستون‌ها باید فشرده باشند.

پ) در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرا، نیروی جانبی باید بین کلیهٔ مهاربندی‌های کششی و فشاری توزیع شود و مهاربندی‌ها باید برای حداکثر نیروی ایجاد شده در آنها تحت اثر ترکیبات بار متعارف طراحی شوند. در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه طراحی مهاربندی‌ها به صورت کششی تنها مجاز نمی‌باشد.

ت) مهاربندی‌ها در امتداد هر محور در هر طبقه باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر راستای بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آن‌که اعضای مهاربندی‌های فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای بار زلزله از جمله ترکیبات بار تشدیدیافته نشان می‌دهد، باشند. منظور از محور مهاربندی در این بند، یک یا چند محور مهاربندی‌شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از ۱۰ درصد بُعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

ث) ضریب لاغری (KL/r) مهاربندهای فشاری در قاب‌های مهاربندی‌شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ و۸)، نباید از ۲۰۰ تجاوز نماید.

ج) در مهاربندی‌های با مقطع ساخته‌شده (تشکیل‌شده از چند نیمرخ و اتصال‌دهنده‌ها)، فاصلهٔ اتصال‌دهنده‌های اعضا باید به گونه‌ای انتخاب شوند که نسبت لاغری a/r_i که در آن a فاصلهٔ اتصال دهنده‌ها از یکدیگر و r_i شعاع ژیراسیون حداقل تک نیمرخ است) هر عضو ما بین اتصال‌دهنده‌ها از ۰/۴ برابر ضریب لاغری حاکم عضو ساخته‌شده بیشتر نشود. مجموع مقاومت‌های برشی طراحی اتصال‌دهنده‌ها باید برابر یا بیشتر از مقاومت کششی طراحی هر عضو باشد. فاصلهٔ اتصال‌دهنده‌ها باید به طور یکنواخت اختیار شده و تعداد آنها در طول عضو از دو عدد کمتر نباشد. اتصال‌دهنده‌ها نباید در یک چهارم میانی طول آزاد مهاربندی‌ها تعبیه شوند. در مواردی‌که کمانش مهاربندی‌ها حول محور بحرانی کمانش ایجاد برش در اتصال‌دهنده‌ها نمی‌شود، رعایت شرط $a/r_i \le 0.4(KL/r)_{max}$ برای تک تک اعضا الزامی نیست.

چ) تعبیهٔ سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ و۸) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ دسترسی در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های طراحی در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های طراحی مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

ح) مهاربندی‌های ۷ و ۸ ای که در محل اتصال به تیر دارای خروج از مرکزیت کمتر از ارتفاع تیر هستند، به عنوان مهاربندی‌های همگرا محسوب می‌شوند و می‌توانند بر اساس الزامات این بخش طراحی شوند.

خ) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندی‌ها باشند.

د) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ باید در حد فاصل دو ستون پیوسته بوده و دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی- پیچشی باشند. در هر صورت، وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندی‌ها به تیر الزامی است.

۱۰-۳-۱۱-۲ تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها

مقاومت‌های طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچکتر در نظر گرفته شوند.

الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1/14\ F_{cre}A_g$ می‌باشد.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1/14 \times 0/3\ F_{cre}A_g$ می‌باشد.

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱.

F_y = تنش تسلیم فولاد مهاربندی.

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی.

F_{cre} = تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن بجای F_y از R_yF_y استفاده شده باشد.

تبصره: برای انجام تحلیل‌های فوق اعضای مهاربندی می‌توانند از مدل تحلیلی حذف گردیده و در محل اتصال آنها مطابق بندهای (الف) و (ب) در فوق، نیروی نظیر آنها به مدل تحلیلی اعمال شود. سپس با بستن حرکت جانبی قاب و اعمال بارهای ثقلی ضریبدار (ضرایبی که در حضور نیروی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند)، اقدام به تحلیل سازه شود.

۱۰-۳-۱۱-۳ اتصال مهاربندی‌ها

مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها، شامل اتصال تیر به ستون اگر بخشی از سیستم مهاربندی باشد، باید به شرح زیر در نظر گرفته شوند.

الف) مقاومت کششی مورد نیاز

مقاومت کششی مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها باید حداقل برابر $R_yF_yA_g$ باشد.

ب) مقاومت فشاری مورد نیاز

مقاومت فشاری مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها باید حداقل ۱/۱ برابر $1/14\ F_{cre}A_g$ باشد.

پ) سازگاری اتصال با کمانش مهاربندی‌ها

به منظور سازگاری اتصال با کمانش مهاربندی‌ها، اتصالات مهاربندی‌ها باید یکی از الزامات زیر را برآورده نمایند.

(۱) اتصال اعضای مهاربندی باید دارای مقاومت خمشی مورد نیاز حداقل برابر $1/1\ R_yM_p$ باشد که در آن، M_p لنگر خمشی پلاستیک مقطع عضو مهاربندی حول محور کمانش بحرانی مقطع است.

(۲) سازگاری با دوران غیرالاستیک حاصل از تغییرشکل‌های پس از کمانش در خارج از صفحهٔ مهاربندی از طریق مهیا نمودن شرایط کمانش بحرانی مهاربندی در خارج از صفحهٔ قاب و قطع مهاربندی به اندازهٔ دو برابر ضخامت صفحهٔ اتصال (2t) قبل از خط تکیه‌گاهی ورق اتصال (خط آزاد خمش). در این مبحث رعایت ضابطهٔ تکمیلی خاصی برای کنترل کمانش لبهٔ آزاد ورق اتصال الزامی نیست.

در بندهای (الف) و (ب)، پارامترهای R_y ، F_y ، A_g ، F_{cre} همان تعاریفی هستند که در بند ۱۰-۳-۱۱-۲ به کار گرفته شده‌اند.

محاسبات خرداد ۹۳

۲۷- برای طراحی اتصال مهاربند همگرای ویژه در یک ساختمان، مقاومت کششی موردنیاز 900 kN و تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش 90 MPa محاسبه شده است. حداقل مقاومت فشاری موردنیاز در این اتصال به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

مهاربندها از فولاد ST37 ($F_u = 370\ MPa, F_y = 240\ MPa$) و مقاطع ناودانی ساخته شده‌اند.

۱) 420 kN

۲) 320 kN

۳) 280 kN

۴) 350 kN

گزینه ۴

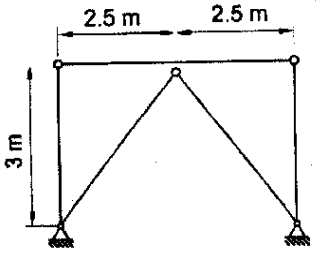
ابتدا باید سطح مقطع ناودانی (A_g) بدست آید:

$$T = R_y F_y A_g = 900\ \text{kN} \rightarrow A_g = \frac{900000}{1.2 \times 240} = 3125\ \text{mm}^2$$

$$P = 1.1 \times 1.14 \times (90) \times A_g = 1.1 \times 1.14 \times 90 \times 3125 = 352\ \text{kN}$$

محاسبات ۹۴

۱۹- مهاربندهای همگرای ویژه نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک ساختمان فولادی مقاوم در برابر زلزله، از لوله به قطر خارجی 160 mm و ضخامت 5 mm تشکیل شده است. چنانچه F_{cre}=217 MPa باشد، حداقل مقاومت خمشی طراحی تیر طبقه (با صرفنظر از اثر بارهای ثقلی) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (F_y= 240 MPa)



۱) 530 kN.m

۲) 700 kN.m

۳) 115 kN.m

۴) 0 kN.m

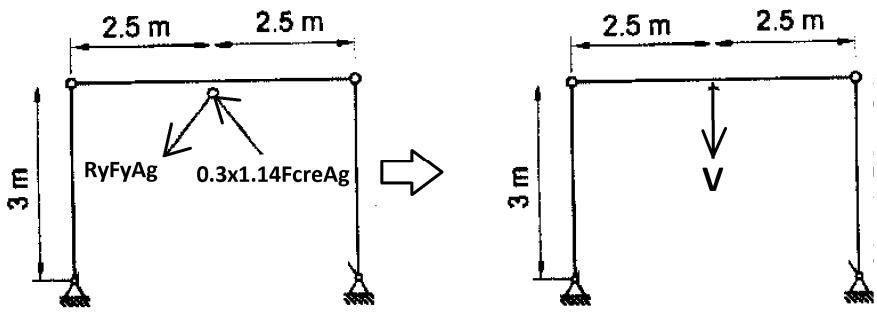
گزینه ۱

$$R_y F_y A_g = 1.25 \times 240 \times (\pi \times 80^2 - \pi \times 75^2) = 1.25 \times 240 \times 2433.5 = 730050\ N = 730\ kN$$
$$0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g = 0.3 \times 1.14 \times 217 \times 2433.5 = 180.6\ kN$$

برای محاسبه لنگر وارد بر تیر، مولفه قائم این نیروها باید منظور شود:

$$V = (730 - 180.6)\frac{3}{\sqrt{3^2 + 2.5^2}} = 422\ kN$$

بنابراین تیر باید برای لنگر $M = \frac{VL}{4} = \frac{422 \times 5}{4} = 527.5\ kN.m$ طراحی شود.



۱۷-۱۱- بادبند برون محور

۱۰-۳-۱۲ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا

۱۰-۳-۱۲-۱ محدودیت تیرها، ستون‌ها و مهاربندی‌ها

مقاطع تیرها، ستون‌ها و مهاربندی‌ها باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) مقطع تیر پیوند باید از نوع I شکل (نورد شده یا ساخته‌شده از ورق) یا از نوع قوطی شکل ساخته شده از ورق باشد.

ب) جان (یا جان‌ها) باید از یک ورق تک بدون هر گونه ورق مضاعف در نظر گرفته شود و در آن هیچ‌گونه بازشویی نباید ایجاد شود.

پ) در تیرهای پیوند ساخته‌شده از ورق، اتصال جان (یا جان‌ها) به بال تیر باید از نوع جوش گوشهٔ دو طرفه یا جوش شیاری با نفوذ کامل باشد.

ت) تیرهای قوطی شکل ساخته‌شده از ورق باید دارای شرایط $I_y > ۰/۶۷I_x$ باشد که در آن I_y ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی در امتداد جان‌های مقطع و I_x ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی عمود بر امتداد جان‌های مقطع می‌باشد.

ث) تیرهای پیوند باید دارای مقطع از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

ج) تیر (یا تیرهای) خارج از ناحیهٔ پیوند، اگر دارای مقطع متفاوت با مقطع تیر پیوند باشند، باید دارای مقطع از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

چ) مقاطع ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ و مقطع بقیه ستون‌ها باید از نوع فشرده باشند

ح) مقاطع مهاربندی‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

خ) در دو انتهای تیر پیوند در بال‌های فوقانی و تحتانی باید مهارهای جانبی تعبیه شود. این مهارهای جانبی باید برای نیروی P_{bu} مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۶-۱ طراح شوند.

۱۰-۳-۱۲-۲ مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند

مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند باید بر اساس تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بار متعارف تعیین شود.

۱۰-۳-۱۲-۳ مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و V_n مقاومت برشی اسمی می‌باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم برشی

$$V_n = V_p \qquad (۱۰-۳-۱۲-۱)$$

ب) تسلیم خمشی

$$V_n = \frac{۲M_p}{e} \qquad (۱۰-۳-۱۲-۲)$$

در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} ۰/۶F_yA_{lw} & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ ۰/۶F_yA_{lw}\sqrt{۱-\left(\frac{P_u}{P_c}\right)^۲} & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۱۰-۳-۱۲-۳)$$

$$M_p = \begin{cases} F_yZ & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ F_yZ\left(\frac{۱-P_u/P_c}{۰/۸۵}\right) & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۱۰-۳-۱۲-۴)$$

P_u = مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

P_c = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر F_yA_g

A_{lw} = مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل و برابر $۲(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر پیوند

Z = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

e = طول تیر پیوند که برابر است با فاصلهٔ بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصلهٔ بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون

۱۰-۳-۱۲-۴ طول تیر پیوند

تیرهای پیوندی که دارای شرایط $P_u/P_c > ۰/۱۵$ هستند، باید محدودیت زیر را برآورده نمایند.

الف) در صورتی‌که $\rho' \le ۰/۵$ باشد:

$$e \le \frac{۱/۶M_p}{V_p} \qquad (۱۰-۳-۱۲-۵)$$

ب) در صورتی‌که $\rho' > ۰/۵$ باشد:

$$e \le \frac{۱/۶M_p}{V_p}\ (۱/۱۵ - ۰/۳\rho') \qquad (۱۰-۳-۱۲-۶)$$

در روابط فوق:

$$\rho' = \frac{P_u/P_c}{V_u/V_c} \qquad (۱۰-۳-۱۲-۷)$$

V_u = مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

V_c = مقاومت تسلیم برشی تیر پیوند برابر $۰/۶F_yA_{lw}$

P_u = مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

P_c = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر F_yA_g

A_{lw} = مساحت جان (یا جان‌ها) مقطع تیر پیوند برابر $(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل و برابر $۲(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل

A_g = سطح مقطع کلی مقطع تیر پیوند

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر پیوند

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۳

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۴

تبصره: برای تیرهای پیوندی که دارای شرایط $P_u/P_c \le ۰/۱۵$ هستند، هیچ محدودیتی برای طول تیر پیوند وجود ندارد، لیکن به دلیل تأمین الزامات بند ۱۰-۳-۱۳-۵ ممکن است به تیرهای پیوندی با طول کوتاه‌تر مورد نیاز باشد.

۱۰-۳-۱۲ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا

۱۰-۳-۱۲-۵ دوران تیر پیوند

حداکثر دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن، در حالتی‌که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه (δ_i) برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح (Δ_i) فرض شود، نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید.

الف) ۰/۰۸ رادیان برای حالتی‌که طول تیر پیوند مساوی یا کمتر از $1/6M_p/V_p$ باشد.

ب) ۰/۰۲رادیان برای حالتی‌که طول تیر پیوند مساوی یا بزرگتر از $2/6M_p/V_p$ باشد.

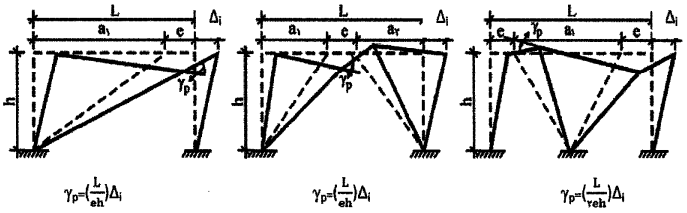
در روابط فوق:

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۳

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۴

تبصره ۱: برای مقادیر طول پیوند بین دو مقدار (الف) و (ب)، می‌توان از درون‌یابی خطی بهره برد.

تبصره ۲: دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن (γ_p) در حالتی‌که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح فرض می‌شود را می‌توان از روابط مندرج در شکل ۱۰-۳-۱۲-۱ تعیین نمود.



شکل ۱۰-۳-۱۲-۱ دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن (γ_p)

۱۰-۳-۱۲-۶ مهاربندی‌ها، ستون‌ها، تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند و اتصالات آنها

مقاومت طراحی مهاربندی‌ها، ستون‌ها، تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند و اتصالات آنها نباید از نیروهای ناشی از تحلیلی که شامل بارهای ثقلی ضریبدار (ضرایبی که در حضور نیروی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند) و اثرات لرزه‌ای که موجب ایجاد برشی برابر $1/25\ R_yV_n$ در تیرهای پیوند با مقطع I شکل و $1/4\ R_yV_n$ درتیرهای پیوند با مقطع قوطی شکل و نیروهای نظیر آنها در دو انتهای تیر پیوند می‌شود، با رعایت استثناهای زیر، کوچکتر در نظر گرفته شود؛ که در آن V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۱۲-۲ و R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد تیر پیوند مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱ می‌باشد.

استثناها:

(۱) در تحلیل مذکور می‌توان از لنگرهای خمشی ناشی از تغییرمکان جانبی نسبی طبقه صرف‌نظر نمود.

(۲) در طراحی تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند و نیز ستون‌هایی که دارای سه طبقهٔ مهاربندی شده یا بیشتر هستند، می‌توان اثرات لرزه‌ای ناشی از نیروی برشی مذکور را در ضریب ۰/۸۸ ضرب نمود.

(۳) در نظر گرفتن مقاومت مورد نیاز ستون‌ها بیشتر از نیروهای حاصل از یک تحلیل غیرالاستیک الزامی نیست.

۱۰-۳-۱۲-۷ اتصالات تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند به ستون

اتصالات تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) اتصالات تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند به ستون می‌توانند به صورت مفصلی یا گیردار طراحی شوند. دراین حالت مقاومت‌های مورد نیاز اتصال باید بر اساس بزرگترین نیروهای حاصل از ترکیبات بار متعارف و نیروهای حاصل از الزامات بند ۱۰-۳-۱۲-۶ تعیین شوند.

ب) در مواردی‌که اتصال تیر خارج از ناحیهٔ پیوند به ستون به همراه اتصال مهاربند (صفحهٔ اتصال) باشد، این اتصال می‌تواند به صورت مفصلی یا گیردار طراحی شود. در حالت مفصلی اتصال باید دارای قابلیت دوران حداقل برابر ۰/۰۲۵ رادیان بدون کاهش مقاومت بوده و برای مقاومت‌های مورد نیاز اتصال مهاربندی به همراه مقاومت‌های برشی و محوری مورد نیاز اتصال تیر طراحی شود. در حالت گیردار، این اتصال باید برای لنگر خمشی برابر $1/1R_yM_p$ به همراه مقاومت‌های مورد نیاز اتصال مهاربندی و مقاومت‌های برشی و محوری مورد نیاز اتصال تیر طراحی شود؛ که در آن، M_p کوچکترین دو مقدار لنگر پلاستیک تیر و مجموع لنگرهای پلاستیک ستون‌های بالا و پایین اتصال و R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد تیر یا ستون است.

۱۰-۳-۱۲-۸ اتصالات تیرهای پیوند به ستون

اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید به صورت صلب (گیردار کامل) طراحی شوند.

ب) اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید توانایی دوران غیرالاستیک تیر پیوند را بدون کاهش مقاومت دارا باشند.

پ) مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید حداقل برابر R_yV_n باشد که در آن، V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۱۲-۳ و R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد تیر پیوند است.

ت) مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید برابر کوچکترین دو مقدار M_p و $\frac{eV_n}{2}$ در نظر گرفته شود که در آن، M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند و V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۱۲-۳ می‌باشد.

ث) در مواردی‌که اتصال تیر پیوند به ستون به همراه اتصال مهاربندی (صفحهٔ اتصال) باشد، این اتصال باید به صورت صلب (گیردار کامل) در نظر گرفته شود. در این حالت اتصال باید برای نیروی برشی و لنگر خمشی نظیر بندهای (پ) و (ت) در فوق به همراه مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند و مقاومت‌های مورد نیاز اتصال مهاربندی طراحی شود.

۱۰-۳-۱۲-۹ اتصالات مهاربندی‌ها

اتصالات مهاربندی‌ها باید دارای شرایط زیر باشند.

۱. اتصالات مهاربندی‌ها در قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا می‌توانند به صورت مفصلی یا گیردار طراحی شوند.

۲. در مواردی‌که مهاربندی برای تحمل بخشی از لنگر انتهایی تیر پیوند طراحی می‌شود، اتصال مهاربندی به تیر پیوند باید به صورت صلب (گیردار کامل) طراحی شود.

۳. مقاومت‌های مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها باید براساس بزرگترین نیروهای حاصل از ترکیبات بار متعارف و نیروهای حاصل از الزامات بند ۱۰-۳-۱۲-۶ تعیین شوند.

محسبات ۹۴

۱۳- برای یک تیر پیوند در مهاربند واگرا M_p= 240 kN.m و Vp=160 kN بوده و نسبت مقاومت محوری موردنیاز به مقاومت تسلیم محوری برابر 0.1 می‌باشد. اگر طول تیر پیوند 2.4 متر باشد، مقاومت برشی طراحی (Φ_vV_n) تیر پیوند برحسب کیلونیوتن، حدوداً چقدر است؟

۱) 72 ۲) 180 ۳) 288 ۴) 144

گزینه ۴

$$\varphi V_n = \varphi Min\left\{V_p, \frac{2M_p}{e}\right\} = \varphi Min\left\{160, \frac{2\times 240}{2.4}\right\} = 0.9\times 160 = 144\ kN$$

محاسبات ۹۳

۴۹- در مهاربند واگرا، اگر طول تیر پیوند برابر $2M_p/V_p$ باشد، حداکثر دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن، برای زلزله طرح به چه مقداری محدود می‌شود؟ تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برابر با تغییرمکان جانبی نسبی طرح فرض شود.

۱) 0.048 رادیان ۲) 0.064 رادیان ۳) 0.044 رادیان ۴) 0.056 رادیان

گزینه ۴

$$\gamma_p = 0.02 + \frac{2.6-2}{2.6-1.6} \times 0.06 = 0.056\ rad$$

۱۷-۱۲- سخت کننده های تیر پیوند

۱۰-۳-۱۲ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا

۱۰-۳-۱۲-۱۰ سخت‌کننده‌های تیرهای پیوند

تیرهای پیوند باید با تعدادی سخت‌کننده در محل اتصال دو انتهای مهاربندی به تیر و نیز تعداد سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند. مشخصات این سخت‌کننده‌ها باید براساس ضوابط بندهای زیر در نظر گرفته شوند.

۱۰-۳-۱۲-۱۰-۱ سخت‌کننده‌های تیرهای پیوند I شکل

الف) سخت‌کننده‌های انتهایی

سخت‌کننده‌های انتهایی در محل اتصال دو انتهای مهاربندی به تیر پیوند باید به صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند. پهنای هریک از این سخت‌کننده‌ها نباید از $(\frac{1}{2}b_f - t_w)$ و ضخامت آنها نباید از $0.75t_w$ یا ۱۰ میلی‌متر، کمتر اختیار شود. که در آن، b_f پهنای بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان مقطع تیر پیوند است.

ب) سخت‌کننده‌های میانی

سخت‌کننده‌های میانی باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) در مواردی‌که طول تیر پیوند از $1.6M_p/V_p$ کوچکتر باشد، فاصلهٔ سخت‌کننده‌های میانی نباید بیشتر از $(30t_w - d/5)$ برای تیرهای پیوند با زاویه دوران ۰/۰۸ رادیان و $(52t_w - d/5)$ برای تیرهای پیوند با زاویه دوران ۰/۰۲رادیان در نظر گرفته شود. برای تیرهای پیوند با زاویهٔ دوران بین دو مقدار ۰/۰۲ و ۰/۰۸ رادیان می‌توان از درون‌یابی‌خطی بین دو مقدار مذکور استفاده نمود.

(۲) در مواردی‌که طول تیر پیوند در محدودهٔ $2.6M_p/V_p \le e \le 5M_p/V_p$ باشد، تعبیهٔ یک سخت‌کننده به فاصله $1.5b_f$ در هریک از دو انتهای تیر پیوند الزامی است.

(۳) در مواردی که طول تیر پیوند در محدودهٔ $1.6M_p/V_p \le e \le 2.6M_p/V_p$ باشد، سخت‌کننده‌های میانی باید الزامات هر دو شرط (۱) و (۲) در فوق را تأمین نمایند.

(۴) در مواردی‌که طول تیر پیوند بزرگتر از $5M_p/V_p$ باشد، تعبیهٔ سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

(۵) سخت‌کننده‌های مورد نیاز در شرایط (۱) تا (۳) در فوق، باید در تمام ارتفاع تیر پیوند تعبیه شوند. این سخت‌کننده‌ها در تیرهای با ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر و بیشتر باید به صورت جفت و در دو سمت جان تعبیه شوند. در تیرهای با ارتفاع کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر می‌توان این سخت‌کننده‌ها را به صورت تکی و در یک سمت جان تیر پیوند تعبیه نمود.

(۶) پهنای هریک از سخت‌کننده‌ها نباید از $(\frac{1}{2}b_f - t_w)$ و ضخامت آنها نباید از t_w یا ۱۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

پ) اتصال سخت‌کننده‌های انتهایی و میانی به تیر پیوند

اتصال سخت‌کننده‌ها به جان و بال‌های تیر پیوند باید توسط جوش گوشه برقرار گردد. مقاومت مورد نیاز اتصال سخت‌کننده‌ها به جان باید حداقل برابر F_yA_{st} و مقاومت مورد نیاز اتصال سخت کننده‌ها به هر یک از بال‌های تیر پیوند باید حداقل برابر با $\frac{1}{4}F_yA_{st}$ در نظر گرفته شود؛ که در آن، F_y تنش تسلیم فولاد سخت‌کننده‌ها و A_{st} سطح مقطع عرضی هریک از سخت‌کننده‌ها است.

محاسبات اسفند ۸۹

۲۴- مقاومت برشی اسمی (V_n) تیر پیوند، در قاب مهاربندی شده واگرای ویژه، با اساس مقطع پلاستیک 1800 سانتیمتر مکعب، سطح مقطع جان برابر 20 سانتیمتر مربع و طول تیر پیوند 160 سانتی متر از فولاد با تنش تسلیم 240 MPa چقدر می باشد؟ (نیروی محوری تیر پیوند ناچیز است).

۱) 540 kN ۲) 480 kN
۳) 324 kN ۴) 288 kN

محاسبات-۹۱

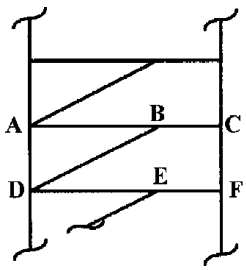
۵۵- در قاب واگرای ویژه‌ی EBF ، اتصال کدام گره باید حتماً به صورت خمشی اجرا شود؟

۱) تیر AB به ستون AD

۲) تیر BC به ستون CF

۳) عضو قطری BD به ستون AD

۴) عضو قطری BD به تیر ABC



گزینه ۲

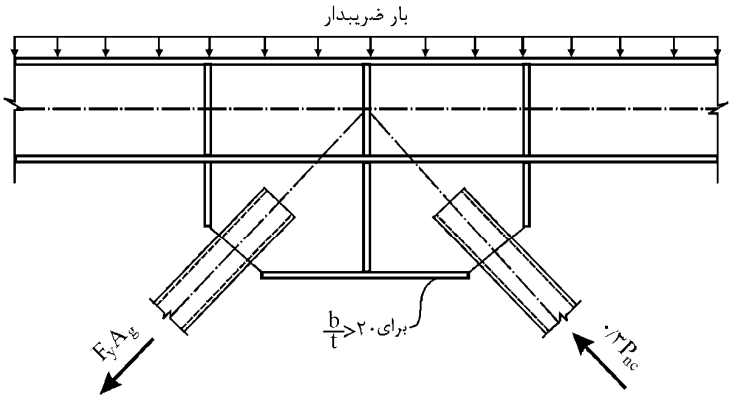
محاسبات-۹۱

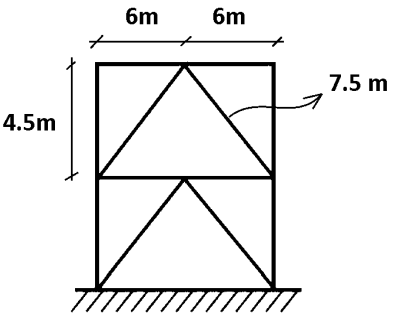
۲۸- در یک قاب مهاربندی شده همگرای ویژه با شکل هشت ۸، طول دهانه تیر 12 متر و ارتفاع طبقه 4.5 متر است. چنانچه در طراحی به روش حالات حدی در اثر توزیع نامتعادل نیروهای قطری ناشی از زلزله نیروی قطری کششی برابر A_gF_{ye} =2500 kN و نیروی قطری فشاری برابر $0.3P_{nc}$= 400 kN در نظر گرفته شوند، نیروی قائم نامتعادل ناشی از زلزله وارد بر وسط دهانه تیر حدوداً برحسب کیلونیوتن به کدام گزینه نزدیکتر است؟

۱) 2300 ۲) 1300 ۳) 1500 ۴) 1700

گزینه ۲:

$$(2500 - 400) \times \frac{4.5}{7.5} = 1260$$





شکل ۱۰ ـ ۳ ـ ۹ ـ ب نیروی غیرمتعادل مهاربندهای کششی و فشاری، در طراحی به‌روش حالات حدی.

محاسبات آذر ۹۲

۴۵- در یک ساختمان فولادی با سیستم سازه‌ای در یک جهت قاب خشمی فولادی با شکل‌پذیری متوسط و در جهت دیگر از نوع قاب ساختمانی ساده + مهاربند همگرا. نیروهای ناشی از حالت‌های بارگذاری مرده، زنده و زلزله به شرح زیر محاسبه گردیده است.

$$P_D = 900\ kN \quad ، \quad P_L = 500\ kN \quad و \quad P_E = 1500\ kN$$

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، حداقل مقاومت محوری فشاری مورد نیاز برای ستون مذکور چقدر باید درنظر گرفته شود؟

۱) 5100 kN ۲) 3300 kN ۳) 6540 kN ۴) 4200 kN

گزینه ۲.

ستونهایی که جزئی از دو سیستم باربر جانبی هستند باید بر اساس ترکیبی از نیروی زلزله در یک راستا همراه با ۳۰ درصد نیروی زلزله در راستای دیگر طراحی شوند. بنابراین نیروی PE=1500kN در واقع تحت اثر Ex+0.3Ey و یا Ey+0.3Ex حاصل شده است.

برای روشن شدن مساله اگر فرض کنیم زلزله جهت بادبندی شده برابر 1000 kN و جهت قاب خمشی برابر 500 kN باشد: $(P_E = P_{Ex} + P_{EY} = 1000 + 500 = 1500)$. در این صورت مراحل زیر باید طی شود:

کنترل ترکیب بار عادی:

$$900 + 1.2 \times 500 + 1.2 \times 1500 = 3300$$

کنترل ترکیب بار لرزه ای:

$$900 + 1.2 \times 500 + 1.2 \times (2 \times 1000 + 2.8 \times 500) = 5580\ kN$$

که پاسخ 5580 kN خواهد بود.

دقت شود که کنترل ترکیب بار فوق تنها برای ستونهایی که نسبت $\frac{P_u}{\varphi P_n} > 0.4$ برقرار است، الزامی می باشد. در صورتی که این شرط برقرار نباشد به این معنی است که مقاومت محوری ستون $P_n > \frac{3300}{0.4 \times 0.9} = 9166\ kN$ می باشد که با توجه به اینکه حداقل مقاومت محوری مد نظر است حاکم نخواهد بود.

بسته به اینکه چه درصدی از نیروی PE مربوط به نیروی زلزله راستای قاب خمشی باشد ویا بادبندی شده، پاسخهای بیشماری بدست می آید و بنابراین سوال با اطلاعات داده شده غیرقابل حل است.

ضریب Ω برای جهت بادبندی شده برابر ۲ و در جهت قاب خمشی برابر ۲/۸ می باشد. یعنی در ستونهایی که جزئی از دو سیستم باربر جانبی هستند، نیروی زلزله حاصل از هر جهت باید به ضریب Ω مربوط به همان جهت ضرب شود و سپس با هم جمع شوند.

در کلید اولیه اعلام شده از طرف سازمان گزینه ۳ انتخاب شده است که احتمالا طراح نیروی زلزله ۳۰ درصد را منظور نکرده و فرض کرده که نیروی زلزله در راستای قاب خمشی بوده و بنابراین روابط فوق به صورت زیر در نظر گرفته شده اند:

کنترل ترکیب بار عادی:

$$900 + 1.2 \times 500 + 1.2 \times 1500 = 3300$$

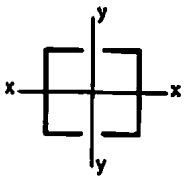
کنترل ترکیب بار لرزه ای:

$$900 + 1.2 \times 500 + 1.2 \times (2.8 \times 1500) = 6540\ kN$$

در اصلاحیه کلید نهایی گزینه های ۱ و ۳ به عنوان پاسخ انتخاب شده اند.

محاسبات آذر ۹۲

۴۷- در صورتیکه طول اعضاء مهاربند ضربدری در یک سیستم مهاربند لرزه‌ای برابر 6 متر باشد مقطع مرکب نشان داده شده در شکل زیر باید حداقل دارای چه شعاع‌های ژیراسیونی باشد؟ (محور x عمود بر صفحه مهاربند) ($F_y = 240\ MPa$)



۱) $r_y > 3.4$, $r_x > 2.4$
۲) $r_y > 3.4$, $r_x > 3.4$
۳) $r_y > 2.1$, $r_x > 2.1$
۴) $r_y > 2.1$, $r_x > 1.5$

گزینه ؟

اگر معیار $4.23\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 125$ را در نظر بگیریم گزینه ۱ پاسخ خواهد بود:

$$\frac{0.5 \times 600}{r_x} < 125 \rightarrow r_x > 2.4$$

$$\frac{0.7 \times 600}{r_y} < 125 \rightarrow r_y > 3.36$$

در قابهای مهاربند همگرای معمولی نیازی به رعایت بند فوق نمی باشد و لاغری حداکثر بادبندها (با فرض اینکه هم در فشار کار می کنند و هم در کشش) برابر ۲۰۰ می باشد. که در این صورت گزینه ۴ پاسخ خواهد بود.

بنابراین بسته به اینکه سیستم همگرای معمولی باشد یا ویژه، هر دو گزینه ۱ و ۴ پاسخ هستند.

لازم به یاد آوری است که در چاپ های قدیمی تر ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ برای تمامی سیستم های لرزه بر (چه ویژه و چه معمولی) رعایت بند زیر الزامی بود. شکل زیر قسمتی از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ می باشد که در ویرایش های جدید حذف شده است و قابل استناد نیست. با توجه به اینکه کلید اولیه سازمان گزینه ۱ را به عنوان پاسخ اعلام کرده است، احتمالا طراح واقف نبوده که این بخش از استاندارد ۲۸۰۰ حذف شده است:

۸- قابهای مهاربندی شده

۸-۱- کلیات

کلیه قابهای مهاربندی شده هم محور مشمول مقررات این قسمت‌اند. آن دسته از اعضای این قابها که از طریق رفتار برشی و یا خمشی نیروهای زلزله را تحمل می‌نمایند، باید مطابق با مقررات قسمت ۷ طراحی گردند. به استثنای وضعیت ذکر شده دربند ۸-۳، قابهای مهاربندی برون محور لازم است مطابق مقررات ویژه مندرج در آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شود.

۸-۲- اعضای مهاربندی

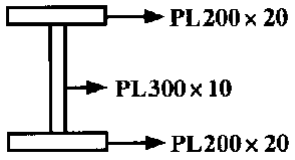
الف: لاغری

لاغری اعضای بادبند نباید از $۶۰۲۵/\sqrt{F_y}$ تجاوز نماید، مگر در حالتهای اجازه داده شده در بخشهای ۸-۵ و ۸-۶

در اصلاحیه کلید نهایی سازمان این تست حذف شده است.

محاسبات-۹۱

۴۵- مقاومت برشی مجاز تیر پیوند (V_V) برحسب کیلونیوتن در قاب مهاربندی شده‌ی واگرای ویژه که مقطع تیر آن مطابق شکل زیر دارای طول تیر پیوند ۱۸۰ cm و با فرض این که $\frac{Pa}{Py} = ۰/۰۸$ باشد، کدام است؟ (P_a نیروی محوری موجود در تیر و P_y نیروی محوری تسلیم تیر پیوند می‌باشد.)



۱) ۲۴۰/۸
۲) ۲۵۹/۲
۳) ۲۷۶/۹
۴) ۲۹۸/۱

محاسبات-۹۱

۳۲- تیر یک قاب خمشی ویژه در یک سیستم باربر جانبی لرزه‌ای بطول دهانه آزاد 7.0 متر تحت اثر بار مرده یکنواخت 3600 دکانیوتن بر متر و بار زنده یکنواخت 1200 دکانیوتن بر متر قرار دارد. چنانچه $Z_b = 2650\ cm^3$ و نوع فولاد St37 ($F_y = 240\ MPa$) و ارتفاع کل مقطع تیر برابر 40 سانتیمتر باشد، نیروی برشی لازم جهت طراحی اتصال انتهای تیر برحسب kN در طراحی به روش تنش مجاز به کدام یک از اعداد زیر نزدیکتر می‌باشد؟

۱) 350
۲) 320
۳) 300
۴) 170

۱۸-شرایط بهره برداری

۱۸-۱- کنترل خیز و ارتعاش در تیرها

۱۰-۲-۱۰ الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری در تحلیل و طراحی

مجموعهٔ سازه شامل اعضا و اتصالات آنها، باید از نظر قابلیت بهره‌برداری مورد کنترل و طراحی قرار گیرند. در تحلیل و طراحی براساس حالت‌های حدی بهره‌برداری باید ضرایب ایمنی جزئی مقاومت (ϕ) و نیز مطابق ترکیبات بارگذاری ارائه شده در مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان ضرایب ایمنی جزئی بارها، برابر واحد درنظر گرفته شود.

۱۰-۲-۱۰-۱ ملاحظات پیش‌خیز

اگر برای بعضی از اعضای خمشی، پیش‌خیز به خصوصی لازم است تا در هنگام بارگذاری به شکل مورد نیاز و در ارتباط با اعضای دیگر درآیند، باید اندازه، جهت و موقعیت پیش‌خیز در مدارک طرح و محاسبه و نیز در نقشه‌های سازه‌ای به روشنی مشخص شود.

در خرپاهای با دهانه بیش از ۱۲ متر، لازم است به اندازه تغییرشکل بار مرده، پیش خیز داده شود. در شاه‌تیرهای مربوط به جراثقال با دهانهٔ بزرگتر از ۱۲ متر باید پیش‌خیزی در حدود تغییرشکل ناشی از بار مرده به اضافه $\frac{۱}{۲}$ بار زنده، پیش‌بینی شود.

تیرها و خرپاهایی که خیز معینی برای آنها قید نشده باشد، باید در کارخانه طوری ساخته شوند که به هرحال پس از نصب، تغییرشکل روبه بالا (پیش خیز) داشته باشند.

۱۰-۲-۱۰-۲ تغییرشکل‌ها

تیرها و شاه‌تیرهایی که کف‌ها و سقف‌های ساختمانی را تحمل می‌کنند باید با توجهی خاص به تغییرمکان آنها در اثر ترکیبات بارگذاری متناسب با ضوابط سرویس‌دهی، طرح و محاسبه شوند. به هر حال تغییرشکل اعضای سازه‌ای تحت ترکیبات بارگذاری نظیر شرایط بهره‌برداری، باید به اندازه‌ای باشد که به سرویس‌دهی سازه لطمه‌ای وارد نشود.

تیرها و شاه‌تیرهایی که سقف‌های نازک‌کاری شده را تحمل می‌کنند، باید طوری محاسبه و طراحی شوند که تغییرشکل حداکثر ناشی از بار مرده و زنده از $\frac{۱}{۲۴۰}$ طول دهانه و تغییرشکل حداکثر ناشی از بار زنده از $\frac{۱}{۳۶۰}$ طول دهانه بیشتر نشود.

در صورتی‌که در تیرهای مختلط برشگیردار، درهنگام بتن ریزی دال از پایه‌های موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، کنترل تغییرشکل تیر مختلط باید شامل مراحل زیر باشد.

گام ۱. ابتدا بار ناشی از وزن تیر فولادی، دال بتنی و بار ناشی از قالب بندی بر تیر فولادی تنها اثر داده شده و تغییرشکل تیر محاسبه می‌گردد.

گام ۲. سپس بار مرده اضافی (تمام بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال بتنی وراد می‌شوند نظیر وزن کف‌سازی، تیغه‌ها و موارد مشابه) و بار زنده بر مقطع مختلط اثر داده می‌شوند و تغییرشکل تیر مختلط محاسبه می‌گردد.

مجموع تغییرشکل‌های محاسبه شده درگام‌های ۱ و ۲ نباید از $\frac{۱}{۲۴۰}$ طول دهانه بیشتر شود.

همچنین، در اعضای مختلط، تغییرشکل‌های اضافی در اثر خزش و افت بتن باید به نحو موثری در محاسبهٔ تغییرشکل‌ها در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۱۰-۴ ارتعاش (لرزش)

تیرها و شاه‌تیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از رفت و آمد افراد، حرکت و توقف آسانسورها، حرکت ماشین آلات و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کف‌ها، فرکانس نوسانی تیر باید به اندازه‌ای باشد که از حد احساس بشری تجاوز ننماید. برای این منظور، لازم است فرکانس دوره‌ای (f) این تیرها بزرگتر یا مساوی ۵ هرتز باشد*.

* *برای محاسبه فرکانس دوره‌ای (f) به مراجع راهنمای معتبر مراجعه شود. برای محاسبه فرکانس دوره‌ای (f) تیرهای دو سر ساده تحت بار مرده یکنواخت q_D می‌توان از رابطهٔ زیر استفاده نمود.*

$$f=\frac{\pi}{۲L^۲}\sqrt{\frac{EIg}{q_D}}$$

که در آن

E = مدول الاستیسیته مصالح تیر بر حسب نیوتن بر متر مربع

I = ممان اینرسی مقطع تیر برحسب $m^۴$

g = شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه ($g=۹/۸۱\ m/s^۲$)

q_D = بار مرده یکنواخت بر حسب نیوتن بر متر طول

L = طول دهانه تیر دو سر ساده بر حسب متر

f = فرکانس دوره‌ای تیر بر حسب هرتز

۱- کنترل خیز سازه:

در کنترل خیز از چه ترکیب باری استفاده می شود؟ آیا بار زلزله را هم در نظر می گیریم؟

علت کنترل چیست؟ ۱- آسیب اجزای غیرسازه‌ای ۲- احساس امنیت ساکنین

$$\begin{Bmatrix}\Delta_{D+L}<\dfrac{L}{240}\\ \Delta_L<\dfrac{L}{360}\end{Bmatrix}$$

۲- ارتعاش تیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه بندی دارند: $\frac{d}{L}>\frac{1}{20}$

محاسبات-۹۱

۵۱- تیر مختلطی با دهانه‌ی ساده و به طول 8 m، ممان اینرسی پروفیل تیر حول تار خنثی برابر $23130\ cm^4$ می‌باشد. اگر ممان اینرسی مقطع مرکب تیر مختلط حول تار خنثی برابر $71949\ cm^4$، و عرض بارگیر تیر مختلط $1/2 m$ و بار مرده $650\ \frac{kg}{m^2}$ و بار زنده $350\ \frac{kg}{m^2}$ باشد، فرکانس نوسانی تیر، چند هرتز است؟

۱) ۱۱/۵ ۲) ۱۰/۵ ۳) ۶/۵ ۴) ۶

گزینه ۲

$$f = 70\sqrt{\frac{71949}{(650 \times 1.2) \times 8^4}} = 10.5\ Hz$$

محاسبات-۹۱

۲۹- تیرهای نگهدارنده یک سقف با سطح بزرگ خالی از تیغه‌بندی و بدون عناصر با خاصیت میرا کننده، دارای تکیه‌گاه‌های دوسر ساده با دهانه 6 متر می‌باشند. اگر بار مرده وارد بر هر یک از این تیرها 600 کیلوگرم بر متر باشد، حداقل ممان اینرسی لازم آنها جهت پاسخگویی به ارتعاشات ناشی از بارهای جنبشی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر می‌باشد؟

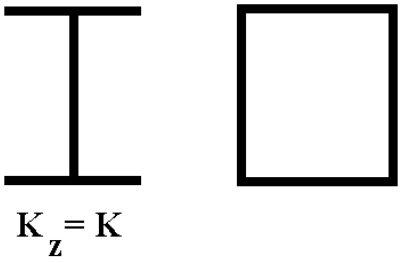
۱) $970\ cm^4$ ۲) $1970\ cm^4$ ۳) $2970\ cm^4$ ۴) $3970\ cm^4$

گزینه ۴: با توجه به توضیحات پاورگی متن مبحث ۱۰ داریم:

$$f = 70\sqrt{\frac{I}{P_d L^4}} \geq 5 \quad \rightarrow \quad 70\sqrt{\frac{I}{600 \times 6^4}} \geq 5 \quad \rightarrow \quad I \geq 3967\ cm^4$$

۱۹-خلاصه روابط

مقاومت فشاری ستونهای با مقطع I شکل ($K_z \leq K$) و باکس



۶- محاسبه r

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

۷- محاسبه لاغری

$$\lambda = \text{Max}\left(\frac{K_x L}{r_x},\ \frac{K_y L}{r_y}\right) < 200$$

۸- محاسبه تنش کمانش خمشی

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

۹- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

$$\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \qquad \rightarrow \qquad F_{cr} = 0.877F_e$$

$$\frac{KL}{r} < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \qquad \rightarrow \qquad F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y$$

۱۰-محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

$$P_n = F_{cr}A_g \quad , \quad \varphi_c = 0.9$$

ستونهای با مقطع I شکل متقارن و $K_z \neq K$

۸- محاسبه r

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

۹- محاسبه لاغری

$$\lambda = \text{Max}\left(\frac{K_x L}{r_x},\ \frac{K_y L}{r_y}\right) < 200$$

۱۰-محاسبه تنش کمانش خمشی

$$F_{e-M} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

۱۱-محاسبه تنش کمانش پیچشی

۴-۱- محاسبه ثابت تابیدگی:

$$C_w = \frac{\mathrm{I_y h_0^2}}{4} = \frac{\mathrm{b_f^3\ t_f\ h_0^2}}{24}$$

یادداشت: برای مقاطع I شکل با تقارن دو محوره، C_w را می‌توان مساوی $I_y h_o^2/4$ در نظر گرفت که در آن h_o فاصلهٔ مرکز به مرکز بال‌ها می‌باشد.

۴-۲- محاسبه ثابت پیچشی:

$$J = \frac{1}{3}\sum \mathrm{L\ t^3}$$

۴-۳- محاسبه تنش کمانشی پیچشی:

$$F_{e-T} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(\mathrm{K_z L})^2} + \mathrm{GJ}\right]\left(\frac{1}{\mathrm{I_x + I_y}}\right)$$

۱۲-محاسبه تنش کمانشی

$$F_e = Min(F_{e-T}\ ,\ F_{e-M})$$

۱۳-محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

الف) اگر $\frac{\mathrm{KL}}{\mathrm{r}} \leq ۴/۷۱ \sqrt{\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{F_y}}}$ یا $\frac{\mathrm{F_y}}{\mathrm{F_e}} \leq ۲/۲۵$ باشد:

$\mathrm{F_{cr}} = [۰/۶۵۸^{\frac{\mathrm{F_y}}{\mathrm{F_e}}}]\ \mathrm{F_y}$ (۲-۴-۲-۱۰)

ب) اگر $\frac{\mathrm{KL}}{\mathrm{r}} > ۴/۷۱ \sqrt{\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{F_y}}}$ یا $\frac{\mathrm{F_y}}{\mathrm{F_e}} > ۲/۲۵$ باشد:

$\mathrm{F_{cr}} = ۰/۸۷۷\ \mathrm{F_e}$ (۳-۴-۲-۱۰)

۱۴-محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

$$P_n = F_{cr} A_g \quad , \quad \varphi_c = 0.9$$

λ	Fcr (240)	Fcr (360)		λ	Fcr (240)	Fcr (360)		λ	Fcr (240)	Fcr (360)		λ	Fcr (240)	Fcr (360)		λ	Fcr (240)	Fcr (360)
1	240.0	360.0		41	220.3	316.6		81	171.9	218.2		121	113.9	118.2		161	66.8	66.8
2	240.0	359.9		42	219.4	314.6		82	170.5	215.5		122	112.5	116.3		162	66.0	66.0
3	239.9	359.8		43	218.4	312.6		83	169.0	212.8		123	111.1	114.4		163	65.2	65.2
4	239.8	359.6		44	217.5	310.5		84	167.6	210.1		124	109.7	112.6		164	64.4	64.4
5	239.7	359.3		45	216.5	308.4		85	166.2	207.4		125	108.4	110.8		165	63.6	63.6
6	239.6	359.0		46	215.5	306.3		86	164.7	204.7		126	107.0	109.0		166	62.8	62.8
7	239.4	358.7		47	214.5	304.1		87	163.3	202.0		127	105.6	107.3		167	62.1	62.1
8	239.2	358.2		48	213.4	301.9		88	161.8	199.3		128	104.3	105.7		168	61.3	61.3
9	239.0	357.8		49	212.4	299.7		89	160.4	196.7		129	102.9	104.0		169	60.6	60.6
10	238.8	357.3		50	211.3	297.5		90	158.9	194.0		130	101.6	102.4		170	59.9	59.9
11	238.5	356.7		51	210.2	295.2		91	157.5	191.3		131	100.2	100.9		171	59.2	59.2
12	238.2	356.1		52	209.1	292.9		92	156.0	188.7		132	98.9	99.4		172	58.5	58.5
13	237.9	355.4		53	208.0	290.5		93	154.5	186.0		133	97.6	97.9		173	57.8	57.8
14	237.6	354.7		54	206.9	288.2		94	153.1	183.4		134	96.2	96.4		174	57.2	57.2
15	237.3	353.9		55	205.8	285.8		95	151.6	180.8		135	94.9	95.0		175	56.5	56.5
16	236.9	353.0		56	204.6	283.4		96	150.2	178.1		136	93.6	93.6		176	55.9	55.9
17	236.5	352.1		57	203.4	280.9		97	148.7	175.5		137	92.2	92.2		177	55.3	55.3
18	236.1	351.2		58	202.2	278.5		98	147.2	172.9		138	90.9	90.9		178	54.6	54.6
19	235.6	350.2		59	201.0	276.0		99	145.7	170.4		139	89.6	89.6		179	54.0	54.0
20	235.2	349.2		60	199.8	273.5		100	144.3	167.8		140	88.3	88.3		180	53.4	53.4
21	234.7	348.1		61	198.6	271.0		101	142.8	165.2		141	87.1	87.1		181	52.8	52.8
22	234.2	346.9		62	197.4	268.5		102	141.3	162.7		142	85.9	85.9		182	52.3	52.3
23	233.6	345.8		63	196.1	265.9		103	139.9	160.2		143	84.7	84.7		183	51.7	51.7
24	233.1	344.5		64	194.8	263.3		104	138.4	157.7		144	83.5	83.5		184	51.1	51.1
25	232.5	343.2		65	193.6	260.8		105	136.9	155.2		145	82.3	82.3		185	50.6	50.6
26	231.9	341.9		66	192.3	258.2		106	135.5	152.7		146	81.2	81.2		186	50.0	50.0
27	231.3	340.5		67	191.0	255.6		107	134.0	150.2		147	80.1	80.1		187	49.5	49.5
28	230.6	339.1		68	189.7	252.9		108	132.6	147.8		148	79.0	79.0		188	49.0	49.0
29	229.9	337.6		69	188.4	250.3		109	131.1	145.4		149	78.0	78.0		189	48.5	48.5
30	229.3	336.1		70	187.0	247.7		110	129.7	142.9		150	76.9	76.9		190	48.0	48.0
31	228.5	334.5		71	185.7	245.0		111	128.2	140.6		151	75.9	75.9		191	47.5	47.5
32	227.8	332.9		72	184.3	242.4		112	126.8	138.0		152	74.9	74.9		192	47.0	47.0
33	227.1	331.3		73	183.0	239.7		113	125.3	135.6		153	74.0	74.0		193	46.5	46.5
34	226.3	329.6		74	181.6	237.0		114	123.9	133.2		154	73.0	73.0		194	46.0	46.0
35	225.5	327.9		75	180.3	234.3		115	122.4	130.9		155	72.1	72.1		195	45.5	45.5
36	224.7	326.1		76	178.9	231.6		116	121.0	128.7		156	71.1	71.1		196	45.1	45.1
37	223.8	324.3		77	177.5	229.0		117	119.6	126.5		157	70.2	70.2		197	44.6	44.6
38	223.0	322.4		78	176.1	226.3		118	118.2	124.3		158	69.3	69.3		198	44.2	44.2
39	222.1	320.5		79	174.7	223.6		119	116.7	122.2		159	68.5	68.5		199	43.7	43.7
40	221.2	318.6		80	173.3	220.9		120	115.3	120.2		160	67.6	67.6		200	43.3	43.3

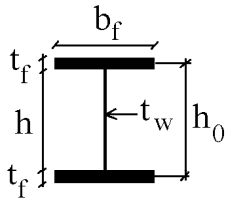
خمش مقاطع I شکل با بال و جان فشرده (Mx)

۱- محاسبه L_p و کنترل لزوم درنظر گیری کمانش پیچشی جانبی

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 50.8 \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

۲- محاسبه r_{ts}

یادداشت: برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن، $C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$ بوده و لذا رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۹ برای مقاطع I شکل به صورت زیر ساده می‌شود.



$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۰)$$

همچنین r_{ts} را می‌توان به طور محافظه‌کارانه شعاع ژیراسیون مقطعی شامل بال فشاری و یک ششم جان نسبت به محور مار بر جان در نظر گرفت.

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12\left(1+\frac{h t_w}{6 b_f t_f}\right)}} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۱)$$

b_f و t_f = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

۳- محاسبه L_r

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \qquad (۱۰-۵-۲-۷)$$

$$c = 1 \qquad J = \frac{1}{3}\sum b\, t^3$$

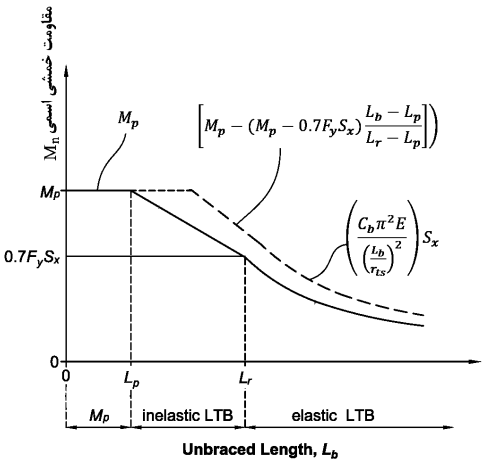
۴- محاسبه C_b

۵- محاسبه F_{cr}

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \qquad (۱۰-۵-۲-۸)$$

تبصره: در رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۸ عبارت زیر رادیکال را می‌توان به طور محافظه‌کارانه مساوی واحد در نظر گرفت.

۶- محاسبه M_n



ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی- جانبی نمی‌باشد.

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad (۱۰-۵-۲-۴)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr} S_x \le M_p \qquad (۱۰-۵-۲-۵)$$

Name	d	b_f	t_f	t_w	Area	A_{sy}	A_{sx}	J(اشتایل)	J	Iy	Ix	Sy	Sx	Zy	Zx	ry	rx	h0	Cw	rts	Lp (240)	Lp (360)	Lr(240) (اشتایل)	Lr (240)	Lr (360)
	mm	mm	mm	mm	mm^2	mm^2	mm^2	mm^4	cm^4	cm^4	cm^4	mm^3	mm^3	mm^3	mm^3	mm	mm	mm	mm^6	mm	mm	mm	mm	mm	mm
IPE100	100	55	5.7	4.1	1030	410	522.5	11600	8957	15.9	171	5781.8	34200	9150	39400	12.4	40.7	94.3	3.535E+08	14.8	630	514	3036	2730	1927
IPE120	120	64	6.3	4.4	1320	528	672	16900	13897	27.7	318	8656.3	53000	13600	60700	14.5	49.1	113.7	8.952E+08	17.2	737	602	3191	2963	2119
IPE140	140	73	6.9	4.7	1640	658	839.5	24000	20594	44.9	541	12301.4	77285.7	19200	88300	16.5	57.4	133.1	1.989E+09	19.7	838	684	3394	3216	2326
IPE160	160	82	7.4	5	2010	800	1011.3	35400	28511	68.3	869	16658.5	108625	26100	124000	18.4	65.8	152.6	3.976E+09	21.9	935	763	3663	3411	2496
IPE180	180	91	8	5.3	2390	954	1213.3	47300	39597	101	1317	22197.8	146333.3	34600	166000	20.6	74.2	172	7.470E+09	24.4	1047	855	3902	3694	2721
IPE200	200	100	8.5	5.6	2850	1120	1416.7	69200	52152	142	1943	28400	194300	44600	221000	22.3	82.6	191.5	1.302E+10	26.5	1133	925	4223	3882	2885
IPE220	220	110	9.2	5.9	3340	1298	1686.7	90300	71535	205	2772	37272.7	252000	58100	285000	24.8	91.1	210.8	2.277E+10	29.3	1260	1029	4543	4252	3168
IPE240	240	120	9.8	6.2	3910	1488	1960	130000	93583	284	3892	47333.3	324333.3	73900	367000	27	99.8	230.2	3.762E+10	31.7	1372	1120	4963	4526	3390
IPE270	270	135	10.2	6.6	4590	1782	2295	159000	120406	420	5790	62222.2	428888.9	97000	484000	30.2	112.3	259.8	7.087E+10	35.7	1534	1253	5260	4910	3715
IPE300	300	150	10.7	7.1	5380	2130	2675	199000	157019	604	8356	80533.3	557066.7	125000	628000	33.5	124.6	289.3	1.264E+11	39.6	1702	1390	5625	5334	4062
IPE330	330	160	11.5	7.5	6260	2475	3066.7	281000	207016	788	11770	98500	713333.3	154000	804000	35.5	137.1	318.5	1.998E+11	41.9	1804	1473	5960	5574	4262
IPE360	360	170	12.7	8	7270	2880	3598.3	374000	291423	1043	16270	122705.9	903888.9	191000	1019000	37.9	149.6	347.3	3.145E+11	44.8	1926	1572	6303	5971	4560
IPE400	400	180	13.5	8.6	8450	3440	4050	513000	377190	1318	23130	146444.4	1156500	229000	1307000	39.5	165.4	386.5	4.922E+11	46.9	2007	1639	6550	6148	4722
IPE450	450	190	14.6	9.4	9880	4230	4623.3	667000	514749	1676	33740	176421	1499556	276000	1702000	41.2	184.8	435.4	7.943E+11	49.3	2093	1709	6709	6386	4923
IPE500	500	200	16	10.2	11600	5100	5333.3	891000	717342	2142	48200	214200	1928000	336000	2194000	43	203.8	484	1.254E+12	51.9	2185	1784	6955	6685	5159
IPE550	550	210	17.2	11.1	13400	6105	6020	1230000	955274	2668	67120	254095.2	2440727	401000	2787000	44.6	223.8	532.8	1.893E+12	54.0	2266	1850	7225	6906	5342
IPE600	600	220	19	12	15600	7200	6966.7	1650000	1340643	3387	92080	307909.1	3069333	486000	3512000	46.6	243	581	2.858E+12	56.6	2368	1933	7547	7273	5620

$$J = 2\left(\frac{b_f t_f^3}{3}\right) + \frac{(d - t_f)t_w^3}{3} \qquad I_y = 2\left(\frac{t_f b_f^3}{12}\right) + \frac{t_w^3(d - 2t_f)}{12} \qquad I_x = \left(\frac{b_f d^3}{12}\right) - \frac{(b_f - t_w)(d - 2t_f)^3}{12}$$

$$S_y = 2\frac{I_y}{b_f} \qquad S_x = 2\frac{I_x}{d} \qquad Z_y = \frac{t_f b_f^2}{2} + \frac{(d - 2t_f)t_w^2}{4} \qquad Z_x = \frac{t_w(d - 2t_f)^2}{4} + b_f t_f(d - t_f)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \qquad r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \qquad h_0 = d - t_f \qquad C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} \qquad r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$$

در محاسبه Lr برای I شکل با دو محور تقارن، مقدار c برابر یک می باشد.