

بنام خدا

۱- نسبت سطح مقطع میلگرد حرارت و جمع شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن، برای شالوده‌ای به ضخامت 1.5 متر و میلگرد رده S340، حداقل چقدر باید باشد؟ رده بتن C20 بوده و بتن شالوده به صورت درجا اجرا می‌شود.

0.0017 (۱)	0.0015 (۲)
0.0020 (۳)	0.0026 (۴)

گزینه ۱

$$0.002 \times (1.3 - 0.0003 \times 1500) = 0.0017$$

۹-۲۰-۸ آرماتورهای حرارت و جمع شدگی در شالوده‌ها

۹-۲۰-۸-۱ نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای شالوده‌های به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلیمتر نباید از مقادیر (الف) تا (پ) این بند کمتر اختیار شود:

الف - برای میلگردهای رده S۳۴۰	۰/۰۰۲۰
ب - برای میلگردهای رده S۴۰۰	۰/۰۰۱۸
پ - برای میلگردهای رده S۵۰۰ و بالاتر:	۰/۰۰۱۵

۹-۲۰-۸-۲ نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای شالوده‌های به ضخامت بیشتر از ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ میلیمتر نباید از α برابر نسبت‌های مندرج در بند ۹-۲۰-۸-۱ کمتر اختیار شود. مقدار α از رابطه (۹-۲۰-۲) تعیین می‌شود:

$$\alpha = 1/3 - 0/0002h \quad (9-20-2)$$

۲- در یک ستون به ارتفاع آزاد 3.3 متر از قاب خمشی بتن مسلح ویژه با مقطع 400×600 میلی‌متر، حداقل طول ناحیه بحرانی در دو انتها، که باید میلگرد عرضی ویژه به کار رود، چقدر می‌باشد؟ فرض کنید ستون دارای بار محوری فشاری قابل ملاحظه است.

450 mm (۱)	550 mm (۲)
600 mm (۳)	750 mm (۴)

گزینه ۳

$$\text{Max} \left(\frac{3300}{6}, 600, 450 \right) = 600 \text{ mm}$$

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۲ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ($N_u > 0/15 f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۲-۳ آرماتور عرضی

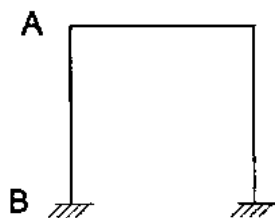
۹-۲۳-۴-۲-۳-۱ در ستون‌ها، قسمت‌هایی از دو انتهای آنها به طول l_0 «ناحیه بحرانی» تلقی شده و در آنها باید آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۳ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ انجام شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند. طول l_0 که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفته شود:

الف - یک ششم ارتفاع یا دهانه آزاد عضو

ب - ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل یا قطر مقطع دایره‌ای شکل

پ - ۴۵۰ میلی‌متر

۳- ضریب طول مؤثر ستون AB در قاب مهار نشده بتنی با تکیه‌گاه‌های گیردار مطابق شکل، در صورتیکه $\psi_A = 1.0$ باشد، به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟



- (۱) 1.20
(۲) 1.35
(۳) 1.50
(۴) 1.70

گزینه ۲

ψ_m متوسط ψ در بالا و پایین ستون AB می‌باشد. با توجه به اینکه تکیه‌گاه‌ها گیردار هستند، $\psi_B = 1$ می‌باشد. مقدار ψ_A را نیز

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2} = 1 \text{ بنابراین است. خود مسئله داده است.}$$

پس از محاسبه ψ_m مقدار K بدست می‌آید:

$$k = (1 - 0.05 \times 1) \sqrt{1 + 1} = 1.34$$

۹-۱۶-۵ طول مؤثر قطعات فشاری

۹-۱۶-۵-۲ مقدار k در قطعات فشاری مهار شده را می‌توان برابر با یک و یا کوچکترین دو مقدار به دست آمده از روابط (۹-۱۶-۲) و (۹-۱۶-۳) منظور نمود.

$$k = 0.7 + 0.1 \psi_m \leq 1 \quad (۹-۱۶-۲)$$

$$k = 0.85 + 0.05 \psi_{\min} \leq 1 \quad (۹-۱۶-۳)$$

۹-۱۶-۵-۳ مقدار k در قطعات فشاری مهار نشده‌ای که در دو انتها مقید باشند با استفاده از رابطه (۹-۱۶-۴) یا رابطه (۹-۱۶-۵) به دست می‌آید:
در مواردی که $\psi_m < 2$ باشد:

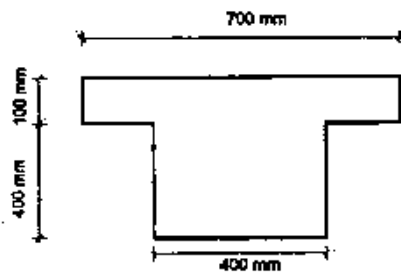
$$k = (1 - 0.05 \psi_m) \sqrt{1 + \psi_m} \geq 1 \quad (۹-۱۶-۴)$$

و در مواردی که $\psi_m \geq 2$ باشد:

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad (۹-۱۶-۵)$$

۹-۱۶-۵-۶ در محل اتصال ستون به شالوده در صورت انتخاب اتصال مفصل می‌توان مقدار ψ را برابر با ده و در صورت انتخاب اتصال گیردار می‌توان مقدار ψ را برابر یک در نظر گرفت.

۴- حداقل مقدار فولاد کششی (بدون توجه به سطح مقطع فولاد کششی محاسباتی لازم) برای یک تیر طره با مقطع مطابق شکل که تحت اثر لنگر خمشی منفی قرار دارد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ عمق مؤثر مقطع 430 میلی متر است و رده بتن C40 و رده فولاد S400 می باشد.



ع

$$700 \text{ mm}^2 \quad (۱)$$

$$1000 \text{ mm}^2 \quad (۲)$$

$$1200 \text{ mm}^2 \quad (۳)$$

$$1400 \text{ mm}^2 \quad (۴)$$

گزینه ۳

$$\max\left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{40}}{400}\right) \times (700 \times 430) = 1189.8 \text{ mm}^2$$

۵-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات خمشی

۲-۵-۱۴-۹ حداقل مقدار آرماتور کششی

۱-۲-۵-۱۴-۹ در هر مقطع از قطعات میل‌های تحت خمش (به جز موارد مندرج در بند ۹-۱۴-۵-۳)

مقدار آرماتور به کار رفته در مقطع، A_p ، باید به گونه‌ای باشد که رابطه (۹-۱۴-۷) برقرار باشد:

$$\rho \geq \max\left(\frac{1/4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) \quad (۹-۱۴-۷)$$

۹-۱۴-۵-۲ در تیرهای با مقطع T شکل و تیرچه‌هایی که در آنها جان مقطع در کشش قرار دارد

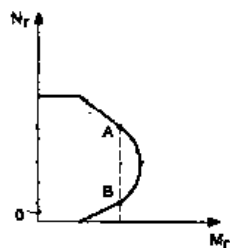
ρ ، به دست آمده از بند ۹-۱۴-۵-۲ متناظر با سطح مقطع مؤثر $A_e = b_w d$ می باشد. در اعضای

معین استاتیکی با مقطع T شکل که بال مقطع در کشش می باشد مقدار بدست آمده از بند

۹-۱۴-۵-۲ متناظر با سطح مقطع مؤثر، A_e ، که بر اساس جایگزینی b_w با کمترین دو مقدار

$2b_w$ و عرض بال، محاسبه شده باشد، خواهد بود.

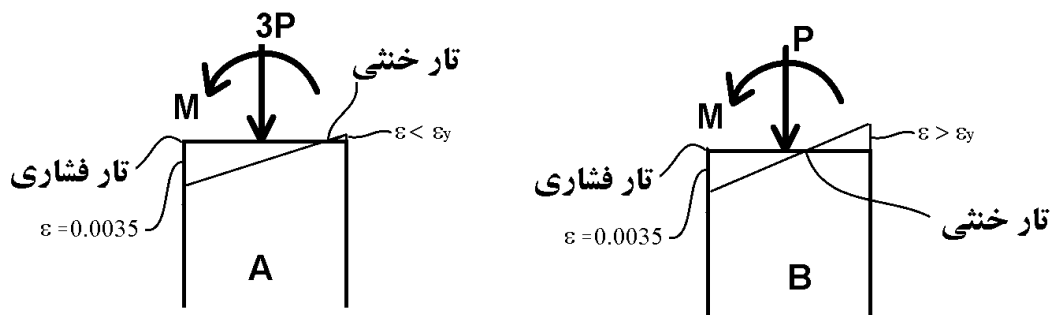
۵- دو نقطه A و B در منحنی اندرکنش نیروی محوری فشاری (N_r) و لنگر خمشی (M_r) ستونی با مقدار لنگر خمشی یکسان مفروض است. در مورد این دو نقطه گزینه صحیح را انتخاب کنید.



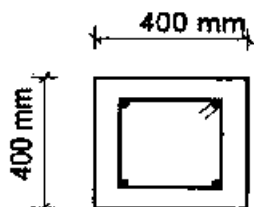
- ۱) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در حالت A بیشتر از همان فاصله در حالت B می باشد.
- ۲) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در حالت A کمتر از همان فاصله در حالت B می باشد.
- ۳) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در دو حالت A و B یکسان است.
- ۴) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع بستگی به نقاط روی منحنی اندرکنش ندارد.

گزینه ۱

در نقطه A مقطع در ناحیه کنترل فشار قرار دارد و بنابراین ناحیه کششی کوچکتر می باشد.
در نقطه B مقطع در ناحیه کنترل کشش قرار دارد و بنابراین ناحیه کششی بزرگتر می باشد.



۶- در مورد ستونی با مقطع 400×400 mm با آرماتور طولی $4\Phi 25$ و تنگ $\Phi 10 @ 150$ mm و پوشش بتن 50 mm گزینه صحیح را انتخاب کنید:



- ۱) آرماتورگذاری ستون قابل قبول نیست.
- ۲) آرماتورگذاری ستون قابل قبول است.
- ۳) چنانچه آرماتورهای طولی از $4\Phi 25$ به $4\Phi 28$ تغییر یابد آرماتورگذاری قابل قبول می گردد.
- ۴) چنانچه قطر تنگ از $\Phi 10$ به $\Phi 12$ تغییر یابد، آرماتورگذاری ستون قابل قبول تلقی می گردد.

گزینه ۱

فاصله میلگردهای طولی بیش از 20cm بوده و غیر قابل قبول است. باید تعداد آرماتورهای طولی افزایش یابد.

۹-۱۱-۱۴ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری

۹-۱۱-۱۴-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

۹-۱۱-۱۴-۱-۱ فاصله آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از هیچیک از مقادیر

زیر کمتر باشد:

الف) قطر میلگرد بزرگتر

ب) ۲۵ میلی‌متر

پ) $1/33$ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

۹-۱۱-۱۴-۲-۱ در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر،

نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۷- در یک ستون با مقطع دایره‌ای به قطر 450 mm و پوشش بتن 45 mm حداکثر گام دورپیچ، بدون توجه به نیازهای محاسباتی، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (قطر دورپیچ را 10 میلی‌متر فرض کنید)

- ۱) 45 mm
۲) 55 mm
۳) 75 mm
۴) 100 mm

گزینه ۲

$$\text{Min} \left(75 + 10, \frac{450 - 2 \times 45 - 20}{6} \right) = 56.66$$

۹-۱۴-۹ دورپیچ‌ها

در طراحی دورپیچ‌های اعضای فشاری علاوه بر مراعات ضوابط فصل بیست و یکم باید ضوابط زیر را هم در نظر گرفت:

۹-۱۴-۹-۱ دورپیچ باید از میلگرد پیوسته ساخته شود و روش ساخت آنها طوری باشد که جابجایی و نصب آنها بدون اعوجاج و تغییر ابعاد میسر باشد.

۹-۱۴-۹-۲ قطر میلگردهای مصرفی در دورپیچ نباید از ۶ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۳ در هر گام دورپیچ فاصله آزاد بین میلگردها نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر و از ۲۵ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۴ گام دورپیچ نباید از $\frac{1}{6}$ قطر هسته بتنی داخل دورپیچ تجاوز کند.

۸- در مواردی که دستگاه نظارت، محدوده رواداری‌ها را مقرر نکرده باشد، حداکثر انحراف مجاز موقعیت میلگردها در یک تیر با ارتفاع 500 میلی‌متر برابر است با:

- ۱) $\pm 20 \text{ mm}$ (۱) ۲) $\pm 15 \text{ mm}$ (۲) ۳) $\pm 12 \text{ mm}$ (۳) ۴) $\pm 8 \text{ mm}$ (۴)

گزینه ۳

۹-۱۱-۳ جایگذاری و بستن آرماتورها

۱) آرماتورها باید قبل از بتن‌ریزی مطابق نقشه‌های اجرایی در جای خود قرار گیرند و طوری بسته شوند که از جابجایی آنها خارج از محدوده رواداری‌های داده شده مذکور در این بند جلوگیری شود.

۲) در مواردی که دستگاه نظارت محدوده رواداری‌ها را مقرر نکرده باشد، میلگردها را باید با مراعات روادارهای جدول ۹-۱۱-۱ جایگذاری کرد:

جدول ۹-۱۱-۱ رواداری‌های انحراف میلگردها

± 8 میلی‌متر	الف) حداکثر انحراف ضخامت پوشش بتن محافظ میلگردها
	ب) انحراف موقعیت میلگردها با توجه به اندازه ارتفاع مقطع اعضای میله‌ای خمشی، ضخامت دیوارها، یا کوچکترین بعد ستون‌ها:
± 8 میلی‌متر	- تا ۲۰۰ میلی‌متر
± 12 میلی‌متر	- بین ۲۰۰ تا ۶۰۰ میلی‌متر
± 20 میلی‌متر	- ۶۰۰ میلی‌متر یا بیشتر
± 30 میلی‌متر	پ) انحراف فاصله جانبی بین میلگردها
± 20 میلی‌متر	- درانتهای ناپیوسته قطعات
± 50 میلی‌متر	- در سایر موارد

۹- طول مهاری میلگردهای برش اصطکاکی دو قطعه بتن ریخته شده در زمان های متفاوت، براساس چه معیاری تعیین می شود؟

(۲) رسیدن میلگردها به تنش مقاومت نهائی

(۱) رسیدن میلگردها به تنش جاری شدن

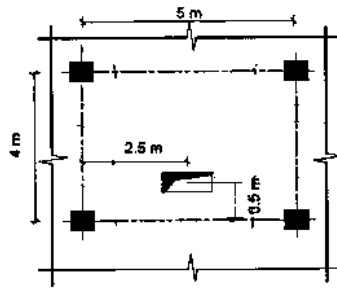
(۴) رسیدن میلگردها به گسیختگی

(۳) ضریب اصطکاک بین دو قطعه بتنی

گزینه ۱

۹-۱۵-۱۳-۳-۴ آرماتورهای برش اصطکاکی باید به نحوی مناسب در سطوح صفحه برش توزیع شوند و برای آنکه بتوانند به تنش نظیر جاری شدن برسند باید به طور کامل در دو سمت صفحه برش در بتن مهار گردند. برای مهار کردن آرماتورها می توان از ادوات مکانیکی استفاده نمود. شود.

۱۰- در شکل زیر پلان یک دال بتنی بدون تیر (دال تخت) با بازشویی به ابعاد 700×450 میلی‌متر نشان داده شده است. کدامیک از گزینه‌ها در خصوص این بازشو صحیح است؟ اندازه‌ها موقعیت مرکز بازشو از محور ستونها را به متر نشان می‌دهند. دهانه‌های



مجاور در هر امتداد، طول دهانه یکسان با پانل نشان داده شده در همان امتداد را دارند.

- ۱) ابعاد بازشو مجاز نیست مگر آنکه برای بررسی کفایت مقاومت سیستم، تحلیل ویژه انجام شود.
- ۲) ابعاد بازشو و محل آن مجاز بوده و باید در گوشه‌های بازشو میلگردهای مورب به اندازه میلگردهای قطع شده قرار داد.
- ۳) ابعاد بازشو و محل آن مجاز بوده و باید در طرفین بازشو در هر امتداد، میلگردهای اضافی به اندازه میلگردهای قطع شده قرار داد.
- ۴) ابعاد بازشو قابل قبول نمی‌باشد.

گزینه ۱

طبق شکل سمت راست (در پایین) مربوط به راهنمای مبحث نهم ویرایش سال ۱۳۹۱ می‌باشد. و شکل سمت چپ متن مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۲ می‌باشد. طبق شکل سمت راست هر دو بعد بازشو باید کمتر از $L_1/8$ باشند:

$$L_1 = \text{Min}(4\text{m}, 5\text{m}) = 4\text{m} \quad \rightarrow \quad \text{هر دو بعد بازشو} < \left(\frac{L_1}{8} = 0.5\text{m}\right)$$

بعد بزرگتر بازشو (0.75m) از 0.5m بیشتر بوده و غیر مجاز است.

- البته از متن آیین نامه می‌توان اینطور استنباط کرد که عرض بازشو، با عرض نوار مربوط به خود در همان راستا مقایسه شود. با توجه به اینکه عرض نوار میانی برابر $3\text{m} = 5 - 2$ و عرض نوار ستونی برابر 2m می‌باشد، داریم:

$$0.45 < \frac{1}{4} \times 2\text{m} \quad \text{OK.}$$

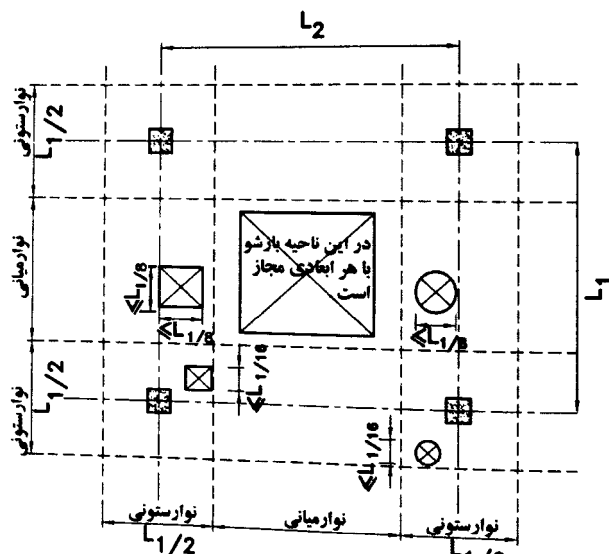
$$0.75 < \frac{1}{4} \times 3\text{m} \quad \text{OK.}$$

بدین ترتیب گزینه ۳ صحیح خواهد بود. البته با توجه به شکل سمت راست (راهنمای مبحث نهم) این استنباط رد می‌شود.

در کلید سازمان گزینه ۳ به عنوان گزینه صحیح انتخاب شده است.

۵-۳-۱۵-۹

حداکثر ابعاد بازشوها بستگی به موقعیت قرارگیری آنها نسبت به نوارهای ستونی یا میانی دارد. مطابق شکل ۴-۱۵ محل تقاطع دو نوار میانی محدوده بیشترین و محل تقاطع دو نوار ستونی محدوده کمترین ابعاد مجاز بازشو می‌باشند.



شکل ۴-۱۵ حداکثر ابعاد بازشوها در حالت $L_1 > L_2$

۵-۳-۱۸-۹ بازشوها در سیستم دال‌ها

۱-۵-۳-۱۸-۹ در سیستم‌های دال‌ها می‌توان بازشوهایی با هر اندازه و در هر محل پیش بینی کرد، مشروط بر آنکه با انجام تحلیل ویژه بتوان نشان داد سیستم از مقاومت کافی برخوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداري به ویژه ضوابط مربوط به تغییر شکل‌ها را ارضا می‌کند.

۲-۵-۳-۱۸-۹ در صورتی که تحلیل ویژه‌ای انجام نشود، باید ضوابط بندهای ۳-۵-۳-۱۸-۹ تا ۵-۳-۱۸-۹ را در تعیین محل و ابعاد بازشوها رعایت کرد. در تمامی موارد باید در طرفین بازشوها در هر امتداد، آرماتورهای اضافی به اندازه آرماتورهای قطع شده قرار داد.

۳-۵-۳-۱۸-۹ در نواحی مشترک بین دو نوار میانی متقاطع دال می‌توان هر باز شویی با هر اندازه‌ای پیش‌بینی کرد.

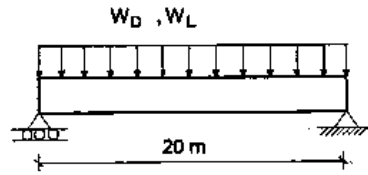
۴-۵-۳-۱۸-۹ در نواحی مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال فقط باز شوهایی با ابعاد کمتر از یک هشتم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

۵-۵-۳-۱۸-۹ در نواحی مشترک بین یک نوار ستونی و یک نوار میانی متقاطع دال فقط باز شوهایی با ابعاد کمتر از یک چهارم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

۶-۵-۳-۱۸-۹ در صورت ایجاد بازشو در سیستم دال، باید ضوابط طراحی برای برش مطابق بند ۴-۱۷-۱۵-۹ رعایت شوند.

۷-۵-۳-۱۸-۹ در دال‌های سیستم‌های (تیر، دال)، بازشوها نباید از محل تیرها عبور کند، مگر آنکه تحلیل قابل قبولی ارائه شود.

۱۱- تیری با دهانه 20 m به صورت دوسر ساده با بار مرده یکنواخت بدون ضریب بار $W_D =$ شامل وزن تیر و بار زنده یکنواخت بدون ضریب بار $W_L = 30 \text{ kN/m}$ در داخل سازه یک استادیوم در شهر شیراز قرار دارد. مقدار حداکثر برش تیر ناشی از زلزله (بدون ضریب بار) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر می‌باشد؟



- (۱) 355 kN
 (۲) 180 kN
 (۳) 135 kN
 (۴) 265 kN

گزینه ۲

$$q_v = 0.7 \times 0.3 \times 1.2(30 + 40) = 17.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_v = \frac{q_v L}{2} = \frac{17.64 \times 20}{2} = 176.4 \text{ kN}$$

البته اگر تیر بتنی باشد، برش حداکثر باید در فاصله d از بر تکیه گاه محاسبه شود.

۲-۳-۱۲ نیروی قائم ناشی از زلزله

۲-۳-۱۲-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مولفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستونها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

ب- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستونها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

ج- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۲-۳-۱۲-۲ مقدار نیروی قائم برای عناصر بندهای الف و ب از رابطه (۲-۱۳) محاسبه می‌شود و برای عناصر بند ج دو برابر مقدار این رابطه منظور می‌گردد، به علاوه، در مورد عناصر بند ج، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_v = 0.7 A I W_p$$

(۲-۱۳)

در این رابطه:

A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

W_p : بار مرده به اضافه کل سربار آن

۱۲- وزن یک متر طول دیوار تیغه متشکل از آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان به ضخامت یکصد میلی‌متر و نازک‌کاری با ملات گچ به ضخامت متوسط پانزده میلی‌متر در هر طرف و ارتفاع دیوار برابر سه متر بر حسب کیلونیوتن به کدام مقدار نزدیکتر است؟

۱. ۳.۷
۲. ۳.۴
۳. ۴.۰
۴. ۴.۳

گزینه ۱

$$3 \times (0.1 \times 850 + 0.03 \times 1300) = 372 \frac{kg}{m} = 3.72 \frac{kN}{m}$$

ادامه جدول شماره پ ۶-۱-۲ جرم واحد حجم مصالح و اجزای ساختمان

۱۸۵۰	۲- ملات‌ها
۲۰۰۰	ملات ماسه آهک
۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان و آهک (با تارد)
۱۳۰۰	ملات ماسه سیمان
	ملات گچ
۱۸۵۰	۶- بنائی با آجر و بلوک *
۱۸۰۰	آجرکاری با آجر فشاری و ملات ماسه سیمان
۱۷۵۰	آجرکاری با آجر فشاری و ملات ماسه آهک
	آجر کاری با آجر فشاری و ملات گچ و خاک (طاق ضربی)
۲۱۰۰	آجرکاری با آجر سفال و ملات ماسه سیمان (سوراخ‌ها با ملات پر شود)
۲۰۰۰	آجرکاری با آجر سفال و ملات ماسه آهک (سوراخ‌ها با ملات پر شود)
۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان

۱۳- بعد از کاهش بار زنده، مقدار کل بار زنده گسترده (بدون احتساب بار زنده معادل تیغه‌بندی) وارد بر یک تیر داخلی کف، مربوط به دفاتر کار معمولی اداری، که دارای 59 m^2 سطح بارگیر است، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱۰۰ kN (۲)

۹۰ kN (۱)

۱۵۰ kN (۴)

۱۲۰ kN (۳)

گزینه ۲

$$L = 2.5 \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{2 \times 59}} \right] = 1.67 \frac{kN}{m^2}$$

بار کل برابر خواهد بود با:

$$1.67 \times 59 = 98.53 \text{ kN}$$

۶-۵-۷-۲ کاهش در بارهای زنده یکنواخت

با در نظر گرفتن محدودیت‌های ارائه شده در بندهای ۶-۵-۷-۳ الی ۶-۵-۷-۶، اعضای که برای آن‌ها مقدار $K_{LL}A_T$ برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، را می‌توان با استفاده از بارهای زنده کاهش یافته بر طبق رابطه (۶-۵-۱) کاهش داد:

$$L = L_0 \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right] \quad (۶-۵-۱)$$

که در آن:

L : بار زنده طراحی کاهش یافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو

L_0 : بار زنده طراحی کاهش نیافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو (از جدول ۶-۵-۱)

K_{LL} : ضریب عضو برای بار زنده (از جدول ۶-۵-۲)

A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

L برای اعضای که بار یک طبقه را تحمل می‌کنند نباید از $0.5L_0$ ، برای اعضای که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می‌کنند، نباید از $0.4L_0$ کمتر باشد.

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_0 و بار زنده متمرکز کف‌ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۷	ساختمان‌های اداری		
۱-۷	دفاتر کار معمولی	۲.۵	۹
۲-۷	سالن انتظار و ملاقات- راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۴.۵	۹
۳-۷	راهروهای سایر طبقات	۳.۵	۹

۱۴- در تیرهای یکسره، در کدامیک از حالات زیر باید اثر قرارگیری بار زنده در دهانه‌های یک درمیان، علاوه بر تمام دهانه‌ها در نظر گرفته شود؟

- ۱) بار زنده ۳.۵ و بار مرده ۷.۵ کیلونیوتن بر مترمربع
- ۲) بار زنده ۲ و بار مرده ۷.۵ کیلونیوتن بر مترمربع
- ۳) بار زنده ۳ و بار مرده ۷.۰ کیلونیوتن بر مترمربع
- ۴) بار زنده ۴.۵ و بار مرده ۷ کیلونیوتن بر مترمربع

گزینه ۴

۶-۵-۳ نامناسب‌ترین وضع بارگذاری

در تیرهای یکسره و در قاب‌های نامعین در مواردی که بار زنده بیشتر از ۴ کیلونیوتن بر مترمربع و یا بیشتر از یک و نیم برابر بار مرده است، موقعیت قرارگیری بار زنده در دهانه‌های مختلف باید طوری در نظر گرفته شود که بیشترین اثر مورد نظر را در عضو سازه‌ای ایجاد نماید. برای این منظور کافی است علاوه بر حالت قرار دادن بار زنده در تمام دهانه‌ها، حالت‌های بارگذاری زیر نیز در نظر گرفته شوند:

الف- قرار دادن بار زنده در دو دهانه مجاور هم،

ب- قرار دادن بار زنده در دهانه‌های یک در میان.

۱۵- اگر سرعت مبنای باد در محل A حدود ۱.۳ برابر سرعت مبنای باد در محل B باشد، نسبت فشار مبنای باد در محل A به فشار مبنای باد در محل B حدوداً چقدر است؟

- ۱) ۱.۱۵
- ۲) ۱.۳
- ۳) ۱.۷
- ۴) ۲

گزینه ۳

$$1.3^2 = 1.69$$

۶-۱۰-۳ فشار مبنای باد

فشار مبنای باد بنا به تعریف، فشاری است که باد با سرعتی برابر با سرعت مبنای باد بر سطحی عمود بر جهش وزش باد اعمال می‌کند. مقدار این فشار برابر با $0.613V^2$ بر حسب کیلونیوتن بر مترمربع و V سرعت مبنای باد به کیلومتر بر ساعت است.

۱۶- ضریب اهمیت بار برف برای مساجد..... و برای درمانگاهها..... می باشد.

۱) 1.15 و 1.25 ۲) 1.2 و 1.4

۳) 1.25 و 1.25 ۴) 1.1 و 1.2

گزینه ۴

جدول ۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطرپذیری ساختمانها و سایر سازهها برای

بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۶	ضریب اهمیت بار I_E	ضریب اهمیت بار باد، I_W	ضریب اهمیت بار یخ I_I	ضریب اهمیت بار برف، I_S
۱	۱٫۴	۱٫۲۵	۱٫۲۵	۱٫۲
۲	۱٫۲	۱٫۱۵	۱٫۲۵	۱٫۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸

جدول ۱-۶ گروه بندی خطرپذیری ساختمانها و سایر سازهها برای بار سیل، باد، برف، زلزله و یخ

گروه خطرپذیری	نوع کاربری ساختمانها و سایر سازهها
۱	<p>ساختمانها و سایر سازههایی که به عنوان تاسیسات ضروری طراحی می گردند و وقفه در بهره برداری از آنها به طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می شود مانند بیمارستانها و درمانگاهها، مراکز و تاسیسات آبرسانی، نیروگاهها و تاسیسات برقی رسانی، برج های مراقبت فرودگاهها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تاسیسات انتظامی، مراکز کمک رسانی و به طور کلی تمام ساختمانهایی که استفاده از آنها در امداد و نجات موثر باشد.</p> <p>ساختمانها و سایر سازهها و تاسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر برای محیط زیست در کوتاه مدت یا دراز مدت خواهد گردید. هرگونه ساختمان یا تاسیساتی که سازنده، پردازنده، فروشنده یا ترتیب دهنده مقادیری از مواد شیمیایی یا زباله های بسیار خطرناک با توجه به ضوابط قانونی موجود باشند که انتشار این مواد منجر به خطری برای عموم شود، مشمول این گروه خطرپذیری می باشد.</p> <p>سایر ساختمانها و سیستم های سازه ای که برای حفظ عملکرد ساختمان های گروه خطرپذیری ۱ مورد نیاز می باشند.</p>
۲	<p>ساختمانها و سایر سازههایی که خرابی آنها منجر به تلفات جانی قابل توجه شود مانند مدارس، مساجد، استادیومها، سینما و تئاترها، سالن های اجتماعات، فروشگاه های بزرگ، ترمینال های مسافری، یا هر فضای سرپوشیده ای که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر زیر یک سقف باشد.</p> <p>ساختمانها و سایر سازههایی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی باشند لکن خرابی آنها خسارت اقتصادی قابل توجهی داشته یا باعث از دست رفتن ثروت ملی می گردد مانند موزه ها، کتابخانه ها و به طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش نگهداری می شود.</p> <p>ساختمانها و سایر سازهها و تاسیسات صنعتی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی باشند لیکن خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش سوزی وسیع می شود مانند پالایشگاهها، مراکز گازرسانی، انبارهای سوخت و یا هرگونه ساختمان یا تاسیساتی که سازنده، پردازنده، فروشنده یا ترتیب دهنده مقادیری از موادی مانند سوخت های خطرناک، مواد شیمیایی خطرناک، زباله های خطرناک و یا مواد منفجره باشند که با توجه به ضوابط قانونی موجود، انتشار گسترده این مواد سمی و مضر منجر به خطری برای عموم نمی شود (مطابق بند ۱-۶-۵-۲).</p>

۱۷- ضخامت طراحی یخ ناشی از یخ زدگی باران برای نرده حفاظ بالکن ساختمان های مسکونی در شهر قزوین که در ارتفاع 12 m از سطح زمین قرار دارد به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

- 10 mm (۴) 18 mm (۳) 7.5 mm (۲) 15 mm (۱)

گزینه ۱

$$t_d = 2 \times 7.5 \times 1 \times \left(\frac{12}{10}\right)^{0.1} = 15.2 \text{ mm}$$

۳-۹-۶ ضخامت طراحی یخ ناشی از یخ زدگی باران

مقدار ضخامت طراحی یخ، از رابطه ۳-۹-۶ بدست می آید:

$$t_d = \gamma t I_i F_z \quad (۳-۹-۶)$$

که در آن:

t: ضخامت اسمی یخ ناشی از یخ زدگی باران در ارتفاع ده متر، طبق بخش ۵-۹-۶

I_i: ضریب اهمیت طبق جدول ۲-۱-۶

F_z: ضریب ارتفاع طبق بخش ۴-۹-۶

۴-۹-۶ ضریب ارتفاع

ضریب ارتفاع برای ارتفاع Z، بر حسب متر، از سطح زمین از رابطه ۴-۹-۶ بدست می آید:

$$F_z = \left(\frac{Z}{10}\right)^{1.4} \quad (۴-۹-۶)$$

لازم نیست مقدار F_z را از ۱/۴ بیشتر در نظر گرفت.

۵-۹-۶ ضخامت اسمی یخ

ضخامت اسمی یخ بر اساس دوره بازگشت متوسط پنجاه سال با استفاده از مطالعات محلی و یا اطلاعات سازمان هواشناسی کشور تعیین می شود. در غیاب مطالعات دقیق تر، ضخامت اسمی یخ را برای مناطق مختلف برف فصل هفتم این مبحث بصورت زیر می توان تعیین نمود:

- | | |
|-------------|------------------------------|
| t = ۰ | - مناطق ۱ و ۲- برف کم و نادر |
| t = ۵ mm | - منطقه ۳- برف متوسط |
| t = ۷/۵ mm | - منطقه ۴- برف زیاد |
| t = ۱۲/۵ mm | - منطقه ۵- برف سنگین |
| t = ۱۵ mm | - منطقه ۶- برف فوق سنگین |

۱۹- در یک سیستم سازه‌ای فولادی، بارهای قائم بطور عمده توسط قاب خمشی متوسط تحمل شده و علاوه بر آن، قابهای خمشی حدود 20 درصد نیروی جانبی زلزله را می‌تواند تحمل نماید و بقیه آن توسط مهاربندی هم‌محور فولادی تحمل می‌شود. در مورد این سیستم کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح می‌باشد؟

۱) استفاده از چنین سیستمی ممنوع می‌باشد.

۲) سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی هم‌محور فولادی است.

۳) سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی هم‌محور فولادی است مشروط بر آنکه مهاربندی از نوع متوسط یا ویژه باشد.

۴) این سیستم قاب ساختمانی ساده همراه با مهاربندی هم‌محور فولادی محسوب می‌شود.

گزینه ۴

در طراحی چنین سازه‌هایی باید از گیرداری اتصالات و کمک آنها صرف نظر کرد. برای این منظور می‌تواند در مدلسازی در نرم افزار، اتصالات را به صورت مفصلی مدل کرد تا تمامی بار زلزله توسط بادبندها تحمل شود.

دقت شود که گزینه ۱ نمی‌تواند صحیح باشد و استفاده از چنین سازه‌ای کاملاً مجاز است. اینکه بادبندها تنها ۸۰ درصد زلزله را تحمل می‌کنند به این معنی نیست که ضعیف هستند و در زلزله خراب می‌شوند.

برای مثال فرض کنید:

نیروی زلزله 1000 ton باشد

نیروی مقاوم بادبند 1500 ton باشد

نیروی مقاوم قاب خمشی 200 ton باشد.

در این حالت طبق گفته مسئله نیروی وارد بر بادبند در واقعیت برابر $0.8 * 1000 = 800$ ton می‌باشد ولی طبق گفته آیین نامه به جای نیروی 800ton باید فرض کنیم کل زلزله را بادبند تحمل می‌کند که در این صورت نیروی فرضی وارد بر بادبند برابر 1000ton خواهد بود که با توجه به بالا بودن مقاومت بادبند، قابل قبول است ($1000 < 1500$ OK).

۹-۱-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قابهای ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قابهای خمشی صورت می‌گیرد. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌شود.

در این سیستم، قابهای مهاربندی شده و قابهای خمشی را می‌توان به صورتهایی که در سیستم‌های بندهای ۱-۹-۲ و ۱-۹-۳ عنوان شده، به کار برد و دیوارهای برشی بتن مسلح را نیز به صورت متوسط یا ویژه به کار گرفت.

پ- قابهای خمشی مستقلاً قادرند حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی وارد به ساختمان را تحمل کنند. تبصره ۱: در ساختمانهای کوتاهتر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر، به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر جانبی، می‌توان دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندی شده را برای ۱۰۰ درصد بار جانبی و مجموعه قابهای خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی کرد.

تبصره ۲: به کارگیری قابهای خمشی بتنی و فولادی معمولی برای باربری جانبی در این سیستم مجاز نمی‌باشد و در صورت استفاده از این نوع قاب، سیستم از نوع قاب ساختمانی ساده ۱-۹-۲ محسوب خواهد شد.

تبصره ۳: در صورتی که سیستمی الزام ردیف پ را برآورده نکنند، سیستم دوگانه محسوب نشده و جزو سیستم قاب ساختمانی ساده مطابق بند ۱-۹-۲، منظور می‌گردد.

۲۰- در تحلیل کامپیوتری یک سازه برای زلزله، تغییر مکان جانبی نسبی اولیه یکی از طبقات (بدون لحاظ اثر $P - \Delta$) برابر 50 میلی‌متر و در تحلیل دیگری با لحاظ اثر $P - \Delta$ مقدار تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی همان طبقه 70 میلی‌متر حاصل شده است. برای این ساختمان خاص از نظر پایداری چه می‌توان گفت؟

- ۱) احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی تجدیدنظر شود.
- ۲) اعلام نظر برای پایداری این سازه نیازمند دانستن ضریب رفتار آن می‌باشد.
- ۳) برای بررسی پایداری لازم است برش طبقه و بار کل مرده و زنده از آن طبقه تا طبقه آخر محاسبه شود.
- ۴) دانستن ارتفاع طبقه و زمان تناوب اصلی سازه برای بررسی پایداری لازم می‌باشند.

گزینه ۱

$$70 = \frac{50}{1 - \theta_i} \rightarrow \theta_i = 0.286 > 0.25$$

شاخص پایداری بیش از 0.25 بوده و سازه ناپایدار است.

۲-۶ اثر $P - \Delta$

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر $P - \Delta$ معروف است. این اثر، در مواردی که شاخص پایداری θ_i ، در رابطه (۲-۱۵)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P \Delta_w}{V h} \right]_i \quad (2-15)$$

در این رابطه:

P_i = مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i تا n طبقه آخر

Δ_{wi} = تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه i

V_i = مجموع نیروی برشی وارد در طبقه i

h_i = ارتفاع طبقه i

شاخص پایداری θ_i در سازه‌ها نباید از θ_{max} در رابطه زیر بیشتر باشد. در این موارد احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی آن تجدید نظر شود.

$$\theta_{max} = \frac{1/25}{R} \leq 0.125 \quad (2-16)$$

برای منظور کردن اثر $P - \Delta$ در طراحی سازه‌ها، یا می‌توان این اثر را همراه با سایر عوامل در تحلیل سازه‌ها منظور کرد و نیروهای داخلی اعضا را به دست آورد و یا می‌توان از روش‌های تقریبی عنوان شده در آیین‌نامه‌های طراحی استفاده نمود. هم چنین می‌توان روش تقریبی ارائه شده در پیوست (۵) را مورد استفاده قرار داد. در کلیه موارد، تغییر مکان‌های جانبی طبقات که در محاسبات نیروهای داخلی به کار برده می‌شوند باید تغییر مکان‌های جانبی نسبی افزایش یافته طبقات، $\bar{\Delta}_{wi}$ باشند. تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه با منظور کردن اثر $P - \Delta$ موضوع بند ۲-۵، را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$\bar{\Delta}_{wi} = \frac{\Delta_{wi}}{1 - \theta_i} \quad (2-17)$$

۲۱- یک سازه غیرساختمانی بصورت استوانه‌ای قائم با شعاع متوسط (متوسط شعاع بیرونی و داخلی) R و ضخامت یکنواخت t و ارتفاع L مدل شده است. اگر بدون تغییر نوع مصالح، ارتفاع و ضخامت، فقط مقدار شعاع متوسط به اندازه بیست و پنج درصد اضافه شود، زمان تناوب اصلی نوسان آن چقدر تغییر خواهد کرد؟ (ضخامت استوانه نسبت به شعاع آن را می‌توان ناچیز فرض نمود)

- (۱) 20% کاهش می‌یابد.
 (۲) 25% کاهش می‌یابد.
 (۳) 20% افزایش می‌یابد.
 (۴) 25% افزایش می‌یابد.

گزینه ۱

با توجه به رابطه $T = \sqrt{\frac{M}{K}}$ باید M و K سازه بررسی شود

جرم استوانه (M) با نسبت زیر افزایش می‌یابد:

$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{R_2}{R_1}$$

سختی خمشی با ممان اینرسی سازه رابطه مستقیم دارد. ممان اینرسی دایره توپر برابر $\frac{\pi R^4}{4}$ و ممان اینرسی لوله با مشتق‌گیری از ممان اینرسی دایره توپر بدست می‌آید و برابر است با $\pi R^3 t = \pi R^3 R'$. با توجه به ثابت بودن t ، سختی سازه با نسبت زیر افزایش می‌یابد.

$$\frac{K_2}{K_1} = \frac{I_2}{I_1} = \frac{R_2^3}{R_1^3}$$

دوره تناوب نیز با نسبت زیر تغییر می‌کند:

$$\frac{T_2}{T_1} = \frac{\sqrt{\frac{M_2}{K_2}}}{\sqrt{\frac{M_1}{K_1}}} = \sqrt{\frac{M_2 K_1}{M_1 K_2}} = \frac{R_1}{R_2} = \frac{1}{1.25} = 0.8$$

۲۲- ضریب بازتاب زلزله در محل‌های a و b با خطر نسبی متوسط با نوع زمین متفاوت نشان می‌دهد که ضریب بازتاب در محل a در پیوند یک ثانیه در ناحیه حداکثر طیف و در محل b در پیوند ۰.۶ ثانیه در ناحیه حداکثر می‌باشد. کدام جمله در مورد نوع زمین محل‌های a و b صحیح است؟

۱) زمین محل a از نوع I یا II و زمین محل b از نوع III یا IV می‌باشد.

۲) زمین محل a از نوع IV و زمین محل b از نوع III یا IV می‌باشد.

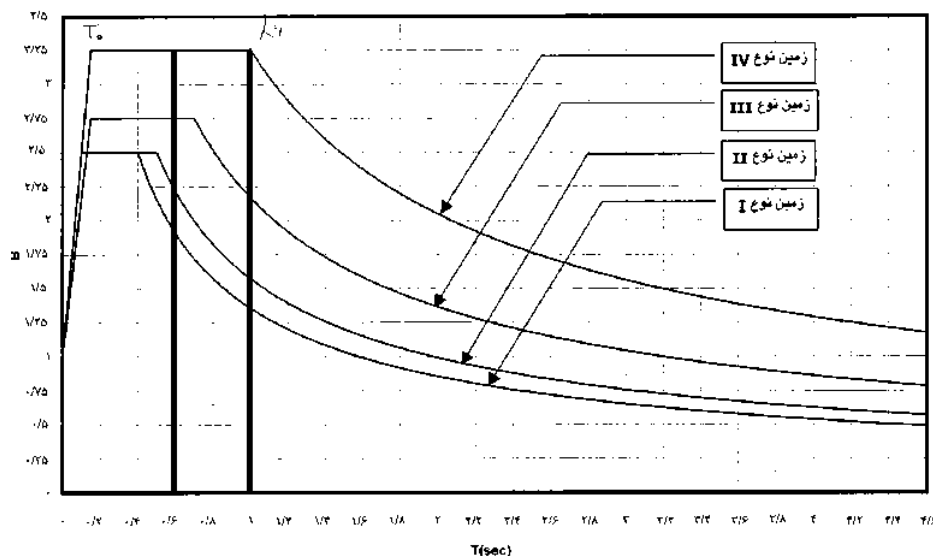
۳) زمین محل a از نوع II و زمین محل b از نوع I یا II می‌باشد.

۴) زمین محل‌های a و b از نوع II می‌باشد.

گزینه ۲

شکل زیر نمودار طیف استاندارد ۲۸۰۰ برای مناطق با خطر نسبی کم و متوسط می‌باشد. محور افقی دوره تناوب را نشان می‌دهد و

محور قائم ضریب بازتاب را نشان می‌دهد. در دوره تناوب ۱ ثانیه که در شکل مشخص کرده‌ام، تنها در زمین‌های خاک نوع IV مقدار ضریب بازتاب حداکثر می‌باشد و برای دوره تناوب ۰.۶ ثانیه در خاک‌های نوع III و نوع IV ضریب بازتاب حداکثر می‌باشد.



شکل ۱- الف- ضریب بازتاب ساختمان برای انواع زمینهای مندرج در بند ۲-۳-۵ با خطر نسبی کم و متوسط

۲۳- کدام جمله صحیح است؟

- ۱) کنترل سازه‌های بلندتر از 50 متر برای زلزله سطح بهره‌برداری لازم است.
- ۲) کنترل سازه‌ها با هر میزان اهمیت و هر ارتفاع برای زلزله سطح بهره‌برداری لازم است.
- ۳) ضریب رفتار در زلزله سطح بهره‌برداری برابر نصف ضریب رفتار در زلزله طرح است.
- ۴) ضریب رفتار در زلزله سطح بهره‌برداری برابر 6 است.

گزینه ۱

۱۳-۲ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره‌برداری

۱-۱۳-۲ ساختمانهای «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه باید برای زلزله سطح بهره‌برداری کنترل شوند به طوری که، مطابق تعریف بند ۱-۱-ب و ۱-۱-پ، قابلیت بهره‌برداری خود را در زمان وقوع زلزله حفظ نمایند. برای این منظور مشخصات سازه این ساختمان‌ها باید چنان باشد که زیر اثر ترکیب بارها در سطح بهره‌برداری، بدون اعمال ضریب بار، الزامات زیر را تأمین نمایند:

۲-۱۳-۲ مشخصات حرکت زمین در زلزله سطح بهره‌برداری باید مشابه زلزله طرح، بند ۲-۳، در نظر گرفته شود، با این تفاوت که شتاب مبنای طرح A در آن به یک ششم مقدار خود کاهش داده شود. در مقابل ضریب رفتار R در محاسبه نیروی جانبی زلزله برابر با یک منظور می‌گردد. به این ترتیب، در روش تحلیل استاتیکی معادل مقدار برش پایه در این سطح از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$V_{br} = \frac{1}{6} ABIW \quad (۲۱-۲)$$

پارامترهای A, B, I, W تعاریف معمول بند ۲-۳-۱ را دارند.

۲۴- زمان تناوب تجربی یک ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه با فرض اینکه جداگرهای میان قابی طوری باشند که مانعی برای حرکت قابها ایجاد نکند برابر 1.6 ثانیه محاسبه شده است. اگر سیستم همان ساختمان به سیستم دوگانه تغییر یابد، زمان تناوب تجربی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

(۲) 1.4 ثانیه

(۱) 2 ثانیه

(۴) یک ثانیه

(۳) 1.3 ثانیه

گزینه ۴

$$1.6 \times \frac{0.05}{0.08} = 1 \text{ sec}$$

۲-۳-۶ زمان تناوب اصلی نوسان، T

زمان تناوب اصلی نوسان بسته به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه با استفاده از روابط تجربی زیر تعیین می‌گردد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- چنانچه جداگرهای میانقاب‌ی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند:

- در قابهای فولادی

$$T = 0.108 H^{0.75} \quad (5-2)$$

- در قابهای بتن مسلح

$$T = 0.071 H^{0.75} \quad (6-2)$$

۲- چنانچه جداگرهای میانقاب‌ی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند:

مقدار T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می‌شود.

ب- برای ساختمانهای با سایر سیستم‌ها، در تمام موارد وجود یا عدم وجود جداگرهای میانقاب‌ی،

$$T = 0.105 H^{0.75} \quad (7-2)$$

در روابط فوق، H، ارتفاع ساختمان بر حسب متر، از تراز پایه است و در محاسبه آن، ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد.

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 پیش‌تنیدگی:

- مقاومت برشی اتکایی تغییر نمی‌کند
- مقاومت کنترل لغزش کاهش می‌یابد (صفر می‌شود)
- مقاومت برشی قالبی تغییر نمی‌کند

گزینه ۱ نادرست است: عدم ایجاد پیش‌تنیدگی خلی در مقاومت اتکایی ایجاد نمی‌کند.

گزینه ۲ نادرست است: مقاومت‌های اتکایی و برش قالبی تغییر نمی‌کنند 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.

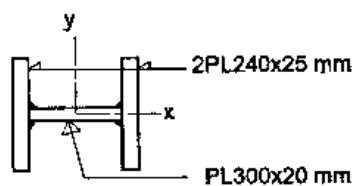
گزینه ۴: اصطکاکی یا اتکایی بودن اتصال تاثیری بر مقاومت برشی قالبی ندارد و مقاومت برشی قالبی نیز تغییر نمی‌کند.

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 آیین‌نامه کماکان قابل قبول می‌باشد و گزینه ۳ صحیح می‌باشد.

• دقت شود که مقاومت اتکایی در جدار سوراخ (بند ۱۰-۲-۹-۳-۷) که می‌تواند تعیین‌کننده مقاومت اتصال باشد، در هر دو حالت اصطکاکی و اتکایی مقدار ثابتی دارد و تغییر نمی‌کند.

• همیشه مقاومت لغزشی (اصطکاکی) کمتر از مقاومت اتکایی اتصال می‌باشد. به طوری‌که در اتصالات اصطکاکی در صورتی که نیروی وارد شده بیش از مقدار پیش‌بینی شده وارد شود ابتدا لغزش اتفاق می‌افتد و پس از لغزش صفحات پیچها به بدنه ورقها تماس شده و اتکا می‌کنند و اتصال تبدیل به اتصال اتکایی می‌شود و در صورتی که باز هم نیرو افزایش یابد، خرابی اتفاق می‌افتد.

۲۶- در طرح لرزه‌ای یک ساختمان فولادی با شکل‌پذیری متوسط، حداقل مقاومت مورد نیاز 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 ($F_u = 370 \text{ MPa}$, $F_y = 240 \text{ MPa}$) ساخته شده است. ارتفاع طبقه 3 متر فرض می‌شود. نیروی داخلی ستون تحت اثر ترکیبات بار متعارف کنترل کننده نمی‌باشد.



۱) 132 kN و 440 kN

۲) 120 kN و 384 kN

۳) 58 kN و 192 kN

۴) 66 kN و 220 kN

گزینه ۲

$$V_x = \sum \frac{M_{pcy}}{H_s} = \frac{2 \left(240 \times 25 \times 325 + \frac{20 \times 300^2}{4} \right) \times 240}{3000} = 384000 \text{ N}$$

$$V_y = \sum \frac{M_{pcx}}{H_s} = \frac{2 \left(2 \times \frac{25 \times 240^2}{4} + \frac{20 \times 2 \times 300^2}{4} \right) \times 240}{3000} = 120000 \text{ N}$$

۱۰-۳-۵-۲-۲ مقاومت مورد نیاز وصله ستون‌ها

وصله کلیه 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 تشدید یافته و با در نظر گرفتن مفاد تبصره‌های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱.

(۳) نیروی برشی حداقل برابر $\frac{\sum M_{pc}}{H_s}$ که در آن $\sum M_{pc}$ 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.

۲۷- برای طراحی اتصال مهاربند همگرای ویژه در یک ساختمان، مقاومت کششی مورد نیاز 900 kN و تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش 90 MPa محاسبه شده است. حداقل مقاومت فشاری مورد نیاز در این اتصال به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟
مهاربندها از فولاد ST37 ($F_u = 370 \text{ MPa}$, $F_y = 240 \text{ MPa}$) و مقاطع ناودانی ساخته شده‌اند.

۴۲۰ kN (۱)

۳۲۰ kN (۲)

۲۸۰ kN (۳)

۳۵۰ kN (۴)

گزینه ۴

ابتدا باید سطح مقطع ناودانی (A_g) بدست آید:

$$T = R_y F_y A_g = 900 \text{ kN} \rightarrow A_g = \frac{900000}{1.2 \times 240} = 3125 \text{ mm}^2$$

$$P = 1.1 \times 1.14 \times (90) \times A_g = 1.1 \times 1.14 \times 90 \times 3125 = 352 \text{ kN}$$

۱۰-۳-۱۱ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه

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 $R_y F_y A_g$ باشد.

ب) مقاومت فشاری مورد نیاز

مقاومت فشاری مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها باید حداقل $1/11 F_{cr} A_g$ 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 $1/11 R_y M_p$ 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 صفحه مهاربندی از طریق مهیا نمودن شرایط کمانش بحرانی مهاربندی در خارج از صفحه قاب و قطع مهاربندی به اندازه دو برابر ضخامت صفحه اتصال (۲t) قبل از خط تکیه‌گاهی ورق اتصال (خط آزاد خمش). در این مبحث رعایت ضابطه تکمیلی خاصی برای کنترل کمانش لبه آزاد ورق اتصال الزامی نیست.

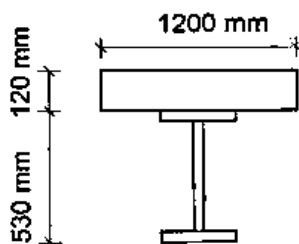
R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۱۰.

F_y = تنش تسلیم فولاد مهاربندی.

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی.

F_{cr} = تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن بجای F_y از $R_y F_y$ استفاده شده باشد.

۲۸- یک تیر دوسر ساده با مقطع مختلط خمشی، تشکیل شده است از یک تیر ورق I شکل با جان $PL 500 \times 10 \text{ mm}$ و بال‌های $PL 200 \times 15 \text{ mm}$. ضخامت دال 120 mm و عرض مؤثر آن در هر طرف تیر 600 mm است. میلگرد دال S340 رده بتن C25 و فولاد تیر ورق ST37 ($F_u = 370 \text{ MPa}$, $F_y = 240 \text{ MPa}$) فرض می‌شود. برای عملکرد مختلط کامل این تیر، مقاومت برشی افقی موردنیاز به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



3060 kN (۱)

2640 kN (۲)

1530 kN (۳)

1320 kN (۴)

گزینه ۲

$$\left. \begin{aligned} V_{hu} &= 0.85 \times 25 \times 1200 \times 120 = 3060 \text{ kN} \\ V_{hu} &= 240 \times (500 \times 10 + 2 \times 200 \times 15) = 2640 \text{ kN} \end{aligned} \right\} V_{hu} = 2640 \text{ kN}$$

۱۰-۲-۸-۳ 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

$$V_{hu} = 0.185 f_c A_c \quad (۱۰-۸-۲-۱۰)$$

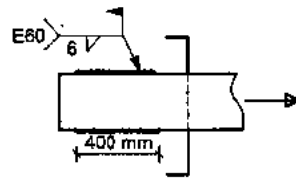
• تسلیم کششی مقطع فولادی

$$V_{hu} = F_y A_s \quad (۱۰-۸-۲-۲۰)$$

در روابط فوق:

 f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن A_c = سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض موثر A_s = مساحت مقطع فولادی F_y = تنش تسلیم فولاد مقطع فولادی

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 الکتروود E70 انجام شود (و سایر مشخصات بدون تغییر بماند)، به جای $L=400\text{ mm}$ 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 الکتروود E60 مقدار $F_{ue}=420\text{ MPa}$ و برای الکتروود E70 برابر $F_{ue}=490\text{ MPa}$ می‌باشد. مقاومت جوش در دو حالت باید برابر باشد.

مقاومت طراحی جوش (برای جوش گوشه) به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\varphi R_n = 0.75 R_n = 0.75 (\beta F_{nw} A_{we}) = 0.75 (\beta \times 0.6 F_{ue} \times A_{we}) = 0.75 (\beta \times 0.6 F_{ue} \times 0.707 a L_w) \\ = 0.318 \beta F_{ue} a L_w$$

در رابطه فوق به جای A_{we} عبارت $0.707 a L_w$ قرار داده شده است. ضریب $0.707 \frac{\sqrt{2}}{2} = 0.707$ جهت تبدیل بعد جوش (a) به بعد موثر می‌باشد.

در صورت استفاده از الکتروود E60 و برای جوش کارگاهی با بازرسی چشمی خواهیم داشت:

$$\varphi R_n = 0.318 \times 0.75 \times 420 \times a L_w = 100 a L_w \text{ kN}$$

در صورت استفاده از الکتروود E70 و برای جوش کارخانه ای با بازرسی چشمی خواهیم داشت:

$$\varphi R_n = 0.318 \times 0.85 \times 490 \times a L_w = 132 a L_w \text{ kN}$$

با توجه به افزایش مقاومت جوش می‌توان L_w را کاهش داد:

$$132 \times L_w = 100 \times 400 \rightarrow L_w = 303 \text{ mm}$$

جدول ۳-۹-۲-۱۰ مقاومت جوشها

مطابق فصل ۶-۲-۱۰	مطابق فصل ۶-۲-۱۰	بر اساس فلز پایه	برشی، در مقطع مؤثر	جوش گوشه
$F_{nw} = 0.7 F_{ue}$	۰.۷۵	بر اساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)		
مطابق فصل ۳-۲-۱۰ یا ۴-۲-۱۰	مطابق فصل ۳-۲-۱۰ یا ۴-۲-۱۰	فلز پایه	کششی یا فشاری، موازی یا محور جوش	

۴-۲-۹-۲-۱۰ مقاومت جوش

مقاومت طراحی جوشها مساوی φR_n می‌باشد که در آن، ϕ ضریب کاهش مقاومت طبق جدول ۳-۹-۲-۱۰ 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

$$R_n = F_{nBM} A_{BM}$$

(۲-۹-۲-۱۰)

ب) بر اساس مصالح فلز جوش

$$R_n = \beta F_{nw} A_{we}$$

(۳-۹-۲-۱۰)

که در آن:

$$F_{nBm} = \text{تنش اسمی فلز پایه}$$

$$F_{nw} = \text{تنش اسمی فلز جوش}$$

$$A_{BM} = \text{سطح مقطع فلز پایه}$$

$$A_{we} = \text{سطح مقطع مؤثر جوش}$$

β = ضریب بازرسی جوش به شرح زیر:

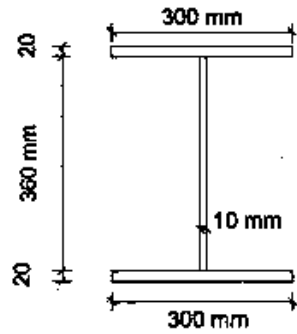
۱. در صورت انجام آزمایش‌های غیرمخرب نظیر رادیوگرافی و التراسونیک (فراصوتی): $\beta=1$

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: $\beta=0.75$

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



- (۱) 25 mm
(۲) 50 mm
(۳) 85 mm
(۴) 100 mm

گزینه ۳

روش دقیق:

$$a_w = \frac{3600}{6000} = 0.6$$

$$r_t = \frac{3600}{\sqrt{12 \left(\frac{380}{400} + \frac{1}{6} \times 0.6 \frac{360^2}{380 \times 400} \right)}} = 85$$

روش تقریبی:

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

در روابط فوق:

h_0 = مرکز تا مرکز بال‌ها

h = فاصله بین شروع گردی ریشه جان به بال برای نیمرخ‌های نوردشده و فاصله آزاد بین دو بال

برای مقاطع ساخته شده از ورق

d = ارتفاع کلی مقطع

b_{fc} = پهنای بال فشاری

t_{fc} = ضخامت بال فشاری

t_w = ضخامت جان

a_w = نسبت دو برابر مساحت جان تحت فشار به مساحت کلیه اجزای بال فشاری به عبارت دیگر:

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \quad (۲۷-۵-۲-۱۰)$$

۱۰-۲-۵-۴ مقاومت خمشی اسمی سایر اعضای I شکل با یک یا دو محور تقارن
با بال‌های فشرده یا غیر فشرده و جان فشرده یا غیر فشرده حول محور قوی

(ب) کمانش پیچشی - جانبی

r_t = شعاع ژیراسیون مؤثر برای کمانش پیچشی - جانبی مطابق روابط زیر:

• برای مقاطع I شکل با بال فشاری مستطیلی:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_0}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_0 d} \right)}} \quad (۲۵-۵-۲-۱۰)$$

• برای مقاطع I شکل با بال فشاری غیرمستطیلی نظیر بال‌های تقویت شده با ورق یا ناودانی:

r_t = شعاع ژیراسیون مقطعی شامل مجموع بال فشاری و یک سوم ناحیه فشاری جان نسبت به

محور مار بر جان تیر (محور Y)

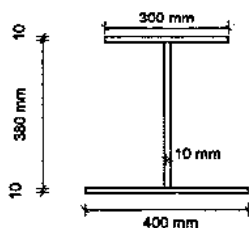
تبصره: برای مقاطع I شکل با بال فشاری مستطیلی، r_t را می‌توان به طور محافظه کارانه مساوی

شعاع ژیراسیون بال فشاری به علاوه $\frac{1}{3}$ ناحیه فشاری جان نسبت به محور ضعیف مقطع

(محور Y) در نظر گرفت. به عبارت دیگر:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12(1 + a_w)}} \quad (۲۶-۵-۲-۱۰)$$

۳۱- تیر ورقی با مقطع مقابل از فولاد ST37 با $(F_u = 370 \text{ MPa}, F_y = 240 \text{ MPa})$ با اتصال جوش جان به بال ساخته شده است و تحت لنگر خمشی مثبت قرار دارد. بال فشاری این مقطع از نظر کماتش موضعی چگونه طبقه بندی می شود؟



- (۱) لاغر
(۲) فشرده
(۳) غیرفشرده
(۴) با اطلاعات داده شده قابل بررسی نمی باشد.

گزینه ۳ :

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

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

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

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

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

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

یادداشت ها:

[b] مقدار K_c از رابطه زیر تعیین می گردد.

$$0.75 \leq K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76$$

[c] برای خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با جان فشرده و غیرفشرده

مقدار F_L از رابطه زیر تعیین می گردد.

$$F_L = 0.7F_y$$

$$F_L = \frac{S_{xt}}{S_{xc}} F_y \geq 0.7F_y$$

$$\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7 \text{ برای } -$$

$$\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7 \text{ برای } -$$

که در آن:

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

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

[d]

M_y = لنگر تسلیم دورترین تار

M_p = لنگر خمشی پلاستیک

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

مقال های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	حالت
	(لاغر/ غیرفشرده) λ	(غیرفشرده/ فشرده) λ_p			
	[b], [c]		b/t	بال های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با یک یا دو محور تقارن	۱۱
	$0.95 \sqrt{\frac{K_c E}{F_L}}$	$0.78 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$			

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).

۱.۷ (۴)

۲ (۳)

۱.۵ (۲)

۱.۹ (۱)

گزینه ۴

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

۱۰-۲-۵ الزامات طراحی اعضا برای خمش

۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۵-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیه 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 مهار شده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{12/5 M_{max}}{2/5 M_{max} + 2M_A + 2M_B + 2M_C} \quad (10-2-5-1)$$

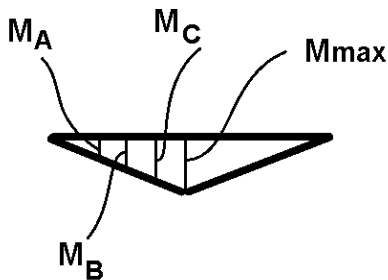
که در آن:

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

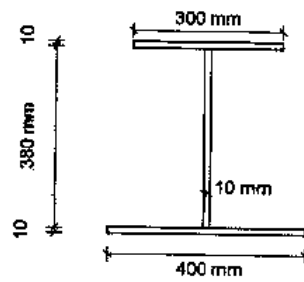
M_A = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{4}$ طول مهار نشده

M_B = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{2}$ طول مهار نشده

M_C = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{3}{4}$ طول مهار نشده

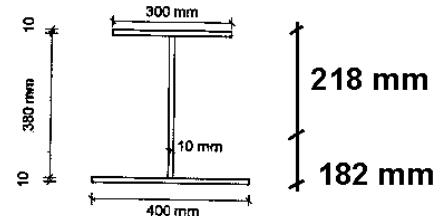


۳۲- تیر ورقی با مقطع مقابل از فولاد ST37 ($F_u = 370 \text{ MPa}$, $F_y = 240 \text{ MPa}$) با اتصال جوش جان به بال ساخته شده و تحت خمش مثبت قرار دارد. نسبت $\frac{M_p}{M_y}$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



- است؟
 ۱) 1.15
 ۲) 1.21
 ۳) 1.30
 ۴) 1.08

گزینه ۲



یافتن محل تار خشی الاستیک:

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

یافتن تار خشی پلاستیک:

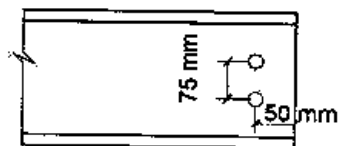
$$300 \times 10 + (390 - Y_p) \times 10 = 400 \times 10 + (Y_p - 10) \times 10 \rightarrow Y_p = 150 \text{ mm}$$

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

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

$$\frac{M_p}{M_y} = \frac{Z F_y}{S F_y} = \frac{Z}{S} = \frac{1701000}{1414591} = 1.2$$

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



200 (۱)

160 (۲)

150 (۳)

120 (۴)

گزینه ۳

کنترل مقاومت اتکایی در جدار

$$\phi R_n = 0.75 \times 2 [2.4 \times 20 \times 5.6 \times 370] = 149 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 2 [1.2 \times 75 \times 5.6 \times 370] = 279 \text{ kN}$$

کنترل تسلیم:

$$\phi R_n = 1 \times 0.6 \times 240 \times 5.6 \times 200 = 161.2 \text{ kN}$$

کنترل گسیختگی:

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.6 \times 370 \times 5.6 \times (200 - 2 \times 20) = 149.2 \text{ kN}$$

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 حالتی که نیرو در امتداد طولی باشد:

$$R_n = 1/2 l_c t F_u \leq 2/3 d t F_u \quad (12-9-2-10)$$

۲. برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که نیرو در امتداد عرضی باشد (محور شکاف عمود بر امتداد

نیرو باشد)

$$R_n = 1/2 l_c t F_u \leq 2/3 d t F_u \quad (13-9-2-10)$$

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

مقاومت برشی طراحی اعضا در مجاورت ناحیه 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:

$$\phi = 1 \quad (14-9-2-10)$$

$$R_n = 0.6 F_y A_{gv}$$

ب) بر اساس گسیختگی برشی روی مقطع خالص:

$$\phi = 0.75 \quad (15-9-2-10)$$

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv}$$

۳۶- ضریب لاغری یک عضو فشاری با مقطع IPE220 از فولاد نوع ST37
 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)

4 (۲)	1.45 (۱)
2 (۳)	1.35 (۳)

گزینه ۱

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

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

۴-۴-۲-۱۰ کمانش خمشی

مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری، P_n ، با مقطع بدون اجزای لاغر بر اساس کمانش خمشی با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۱-۴-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_g = سطح مقطع کلی عضو

F_{cr} = تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر به دست می‌آید.

الف) اگر $\frac{F_y}{F_e} \leq 2/25$ یا $\frac{KL}{r} \leq 4/71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (۲-۴-۲-۱۰)$$

ب) اگر $\frac{F_y}{F_e} > 2/25$ یا $\frac{KL}{r} > 4/71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد:

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (۳-۴-۲-۱۰)$$

۲۷- تیر IPE300 با مهار جانبی کافی بال فشاری، در محل اتصال خمشی با ستون در هر یک از بال‌های بالا و پائین 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 ($F_u = 370 \text{ MPa}$, $F_y = 240 \text{ MPa}$) 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

$$F_u A_{fn} = 370 \times 10.7(150 - 40) = 435.5 \text{ kN}$$

$$Y_t F_y A_{fg} = 240 \times 10.7(150) = 385.2 \text{ kN}$$

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

$$M_n = Z F_y \cong 1.12 S F_y = 1.12 \times 557000 \times 240 = 149.7 \text{ kN.m}$$

۱۰-۲-۵-۱۳ تناسب 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 رابطه زیر، هیچ‌گونه محدودیتی در محاسبه مقاومت خمشی اسمی به‌خاطر

وجود سوراخ در بال کششی در نظر گرفته نمی‌شود.

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

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 $\frac{F_y}{F_u} \leq 0.8$ برابر یک و برای شرایط $\frac{F_y}{F_u} > 0.8$ برابر $1/1$ است.

در صورت عدم برقراری رابطه ۱۰-۲-۵-۷۶، در محاسبه مقاومت خمشی اسمی در محدوده

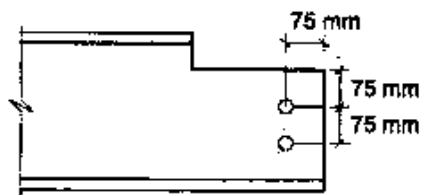
سوراخ باید محدودیت زیر به‌خاطر گسیختگی بال کششی در نظر گرفته شود.

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

که در آن:

S_x = اساس مقطع الاستیک

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.



380 (۱)

340 (۲)

285 (۳)

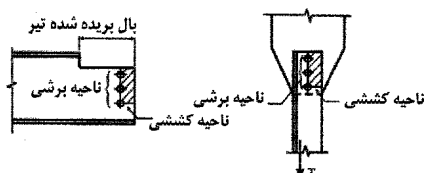
250 (۴)

گزینه ۴

$$\phi R_{n1} = 0.75(0.6 \times 370 \times (150 - 30) \times 7.5 + 1 \times 370 \times (75 - 10) \times 7.5) = 285 \text{ kN}$$

$$\phi R_{n2} = 0.75(0.6 \times 240 \times 150 \times 7.5 + 1 \times 370 \times (75 - 10) \times 7.5) = 257 \text{ kN}$$

U_{bs} = ضریب توزیع تنش که برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی یک و برای توزیع غیریکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود (شکل ۱۰-۹-۲-۱۰-ب).



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

۱۰-۲-۹-۳- 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 خریاها 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 ۱۰-۹-۲-۱۰ و ۱۰-۹-۲-۱۱) 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.

$$\phi = 0.75 \quad (10-9-2-11)$$

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

که در آن:

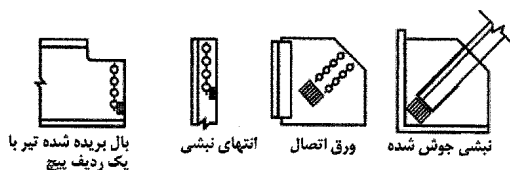
$$A_{gv} = \text{سطح مقطع کلی تحت برش}$$

$$A_{nt} = \text{سطح مقطع خالص تحت کشش}$$

$$A_{nv} = \text{سطح مقطع خالص تحت برش}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد}$$

$$F_u = \text{تنش کششی نهایی فولاد}$$

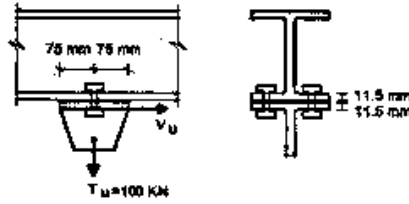
(a) حالت‌هایی که در آنها $U_{bs} = 1.0$ در نظر گرفته می‌شود

بال بریده شده تیر با دو ردیف پیچ

(b) حالت‌هایی که در آنها $U_{bs} = 0.5$ در نظر گرفته می‌شود

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

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 می باشد 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

$$T_b = 142 \text{ kN}$$

$$k_{sc} = 1 - \frac{100}{1.13 \times 142 \times 2} = 0.688$$

$$\phi R_{nv} = 2 \times [1 \times 0.3 \times 1.13 \times 1 \times 142 \times 1] = 96.27 \text{ kN}$$

$$k_{sc} \phi R_{nv} = 66.22 \text{ kN}$$

ضریب ۲ در ابتدای رابطه سوم به این دلیل است که دو عدد پیچ داریم.

D_u = نسبت پیش تنیدگی متوسط پیچها به پیش تنیدگی حداقل پیچها و مساوی $1/13$

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 0.85

T_b = حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ طبق مقادیر جدول ۷-۹-۲-۱۰

n_s = تعداد صفحات لغزش

۶-۳-۹-۲-۱۰ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اصطکاکی

در اتصالات اصطکاکی، در صورت توأم نیروی کششی و برشی، مقاومت برشی اسمی بر اساس

کنترل لغزش طبق رابطه ۱۰-۹-۲-۱۰ باید به شرح زیر در ضریب کاهش k_{sc} ضرب گردد.

$$k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \quad (11-9-2-10)$$

که در آن:

T_u = نیروی کششی مورد نیاز

D_u = نسبت پیش تنیدگی متوسط پیچها به پیش تنیدگی حداقل پیچها و مساوی $1/13$

T_b = حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ طبق جدول ۷-۹-۲-۱۰

n_b = تعداد پیچهایی که نیروی کششی را تحمل می کنند.

۵-۳-۹-۲-۱۰ مقاومت کششی طراحی و برشی طراحی در اتصالات اصطکاکی

مقاومت کششی طراحی پیچهای پرمقاومت در اتصالات اصطکاکی عیناً مشابه مقاومت کششی

طراحی پیچهای پرمقاومت در اتصالات اتکایی بوده و از ضوابط بند ۳-۳-۹-۲-۱۰ تعیین می گردد.

مقاومت برشی طراحی پیچهای پرمقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی

تعیین می گردد. مقاومت برشی طراحی پیچهای پرمقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل

لغزش بحرانی مساوی ϕR_{nv} می باشد که در آن، ϕ ضریب کاهش مقاومت و R_{nv} مقاومت برشی

اسمی به شرح زیر می باشد.

$$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (10-9-2-10)$$

که در آن:

ϕ = ضریب کاهش مقاومت به شرح زیر:

- برای سوراخهای استاندارد و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو $\phi=1$
- برای سوراخهای بزرگ شده و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با راستای نیرو $\phi=0.85$
- برای سوراخهای لوبیایی بلند $\phi=0.7$

μ = ضریب اصطکاک به شرح زیر:

- برای وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلز دار تمیز و رنگ شده): $\mu=0.3$
- برای وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ نشده): $\mu=0.5$

۴۰- کدامیک از گزینه‌ها در خصوص گمانه‌های اکتشافی به منظور شناسایی ژئوتکنیکی زمین برای یک پروژه درست می‌باشد؟

- ۱) برای یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از 300 مترمربع و با اهمیت متوسط چنانچه لایه‌بندی خاک پیچیده باشد، حداقل 3 گمانه موردنیاز می‌باشد.
- ۲) برای ساخت یک ساختمان منفرد، در هر شرایطی، لازم نیست تعداد گمانه‌ها بیش از 5 باشد.
- ۳) در ساختمان‌سازی‌های گسترده چنانچه لایه‌بندی خاک به صورت نسبی یکنواخت باشد، فاصله کمتر از 50 متر بین گمانه‌ها باید رعایت شود.
- ۴) در ساختمان‌سازی‌های گسترده در یک زمین جدید و بسیار بزرگ، چنانچه لایه‌بندی خاک پیچیده باشد، فاصله حداکثر 30 متر بین گمانه‌ها قابل قبول است.

گزینه ۴

۷-۲-۳-۴-۲ چنانچه گمانه زنی به منظور ساخت یک ساختمان منفرد انجام می‌شود:

الف- فاصله گمانه‌ها باید در حدود ۱۵ الی ۶۰ متر باشد.

ب- استفاده از جدول ۷-۲-۱ با توجه به اهمیت ساختمان‌ها مبنا قرار گیرد.

۷-۲-۳-۴ اقدامات زیر برای تعیین فاصله گمانه‌ها یا چاهک‌های شناسایی بکار می‌رود.

۷-۲-۳-۴-۱ چنانچه گمانه زنی به منظور شناخت یک زمین جدید و بسیار بزرگ برای ساختمان

سازی گسترده انجام شود (مثل شهرهای جدید):

الف- اگر لایه‌بندی زمین به صورت نسبی یکنواخت باشد، فاصله ۵۰ تا ۲۰۰ متر بین گمانه‌ها قابل

قبول می‌باشد. انتخاب دقیق با توجه به اهمیت ساختمان و شرایط ژئوتکنیکی تعیین شود.

ب- اگر لایه‌بندی پیچیده باشد (مثل مجاور گسل‌ها، نزدیک رودخانه‌ها و کوه‌ها، زمین‌های بسیار ناهموار و دره‌ها)، فاصله حداکثر ۳۰ متر بین گمانه‌ها قابل قبول می‌باشد.

پ- اگر اطلاعات ژئوتکنیکی از ساختمان‌های مجاور یا سازندهای زمین شناسی مشابه با زمین مورد نظر وجود دارد، فاصله بین گمانه‌ها می‌تواند بیشتر از مقادیر مندرج در بندهای ۷-۲-۳-۴-۱-الف و ب و حداکثر تا دو برابر فواصل فوق باشد.

ت- اگر ساختمان با شرایط متفاوت سازه‌ای و یا با اهمیت بیشتر از دیگر ساختمان‌ها در مجموعه مورد نظر باشد، باید شناسایی خاص آن ساختمان انجام شود. ضوابط تعیین فاصله گمانه‌ها برای ساختمان‌های منفرد در بند ۷-۲-۳-۴-۲ آمده است.

جدول ۷-۲-۱- جدول حداقل تعداد گمانه

تعداد گمانه	شرایط زیرسطحی	اهمیت ساختمان	مساحت
۲	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	خیلی زیاد و زیاد	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع
۳	لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب		
۱	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	متوسط	
۲	لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	کم	
۱	زمین مناسب یا نامناسب	کم	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ مترمربع
۳	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	خیلی زیاد و زیاد	
۵	لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب		
۲	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	متوسط	
۳	لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	کم	
۱	زمین مناسب		
۲	زمین نامناسب	کم	

برای سطح اشغال بیش از ۱۰۰۰ متر مربع، یک گمانه به ازای هر ۱۰۰۰ متر مربع به مقادیر تعداد گمانه اضافه می‌شود.

۴۱- در صورتی که بتوان نشست الاستیک یک شالوده سطحی را از رابطه $\Delta H = qB \frac{1-\mu^2}{E_s} I$ محاسبه کرد که در آن q فشار وارد به خاک، B اندازه کوچکترین بعد شالوده، E_s و μ پارامترهای الاستیک خاک و I ضریب تأثیر است، تعیین کنید یک شالوده سطحی با مساحت ۲ مترمربع که فشار ۱۰۰ کیلوپاسکال را به زمین منتقل می‌کند در کدام حالت بیشترین و در کدام حالت کمترین نشست را خواهد داشت. ضریب تأثیر برای کلیه شالوده‌ها یکسان فرض می‌شود.

- ۱) بیشترین نشست را شالوده مستطیلی و کمترین نشست را شالوده مربعی خواهد داشت.
- ۲) بیشترین نشست را شالوده دایره‌ای و کمترین نشست را شالوده مستطیلی خواهد داشت.
- ۳) بیشترین نشست را شالوده مربعی و کمترین نشست را شالوده دایره‌ای خواهد داشت.
- ۴) تمام شالوده‌ها به شکل‌های مختلفه نشست یکسانی خواهند داشت چون فشار آنها یکسان است.

گزینه ۲

فرض ضریب تأثیر ثابت برای پی‌ها یک فرض نادرست می‌باشد. بر اساس این فرض نادرست، تنها پارامتر متغیر در رابطه نشست

پارامتر B (عرض پی خواهد بود). بنابراین پی دایره با عرض (قطر) برابر با $B_{\text{دایره}} = 1.6m \rightarrow \frac{\pi(B_{\text{دایره}})^2}{4} = 2$ بیشترین نشست را

خواهد داشت و پی مستطیلی با کمترین عرض $(\sqrt{2} = 1.41m) < B_{\text{مستطیلی}}$ بیشترین نشست را خواهد داشت. عرض پی مربعی برابر $B_{\text{مربع}} = (\sqrt{2} = 1.41m)$ بوده و نشست آن مابین نشست مستطیل و دایره خواهد بود.

۴۲- تغییر مکان افقی مرتبط با فشار محرک و فشار مقاوم برای یک دیوار نگهدارنده خاک ماسه‌ای با تراکم متوسط، به ارتفاع 6 متر تقریباً برابر است با:

- (۱) 12 میلی‌متر و 1.2 میلی‌متر
 (۲) 60 میلی‌متر و 6 میلی‌متر
 (۳) 24 میلی‌متر و 12 میلی‌متر
 (۴) 60 میلی‌متر و 12 میلی‌متر

گزینه ۴

دقت شود که در 60mm جابجایی حالت *passive* شروع شده است ولی به *passive* کامل نرسیده است. مقدار *passive* کامل طبق جدول برابر 120mm می باشد.

$$0.002 \times 6000 = 12 \text{ mm}$$

$$0.02 \times 6000 = 120 \text{ mm}$$

این سوال از طرف سازمان حذف شده است. احتمالاً مد نظر طراح همان ۱۲۰ و ۱۲ میلی‌متر بوده است که در گزینه ۱ به اشتباه 12 و 1.2 میلی‌متر درج شده است و بنابراین حذف شده است.

۷-۵-۴-۲-۲ فشار در حالت محرک و مقاوم خاک

در شرایطی که حرکت دیوار نسبت به خاک در حدود مقادیر جدول ۷-۵-۱ باشد، میزان فشار وارده از خاک در حالت محرک یا مقاوم می‌باشد. با احتساب تغییر مکان دیوار معادل مقادیر زیر، برای محاسبه فشارهای فوق می‌توان از روابط رانکین یا کولمب استفاده نمود.

جدول ۷-۵-۱ تغییر شکل افقی (Δ_x) مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار به ارتفاع H

نوع خاک	Δ_x / H	
	محرک	مقاوم
ماسه متراکم	۰/۰۰۱	۰/۰۱
ماسه با تراکم متوسط	۰/۰۰۲	۰/۰۲
ماسه سست	۰/۰۰۴	۰/۰۴
لای متراکم	۰/۰۰۲	۰/۰۲
رس متراکم	۰/۰۱	۰/۰۵
رس نرم	۰/۰۲	۰/۰۶

۴۳- در ساختمان‌های بنایی محصورشده با کلاف، حداکثر طول پیش‌آمده طره در بالکن‌های سه طرف باز چقدر می‌تواند باشد؟ (فرض می‌شود برای نیروی مؤلفه قائم زلزله محاسبه انجام نمی‌شود)

- (۱) 1.0 متر
(۲) 1.2 متر
(۳) 1.5 متر
(۴) 2.0 متر

گزینه ۲

۸-۵ ساختمان‌های بنایی محصورشده با کلاف

۸-۵-۵ طرح و اجرا

۸-۵-۵-۳ برش قائم

الف) پیشامدگی سقف

در صورت وجود پیشامدگی سقف لازم است ضوابط زیر رعایت گردد:

- ۱- طول پیشامده طره در مورد بالکن‌های سه طرف باز از ۱/۲ متر و برای بالکن‌های دو طرف باز از ۱/۵ متر بیشتر نباشد و طره‌ها بخوبی در سقف طبقه مهار شوند.
- ۲- در صورتی که طول پیشامده طره از حدود مذکور در فوق تجاوز نماید طره باید در برابر نیروهای قائم زلزله مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه گردد.
- ۳- روی هیچ قسمت پیشامدگی ساختمان نباید دیواری ساخته شود ولی ساخت چن‌پناه تا ارتفاع ۷۰۰ میلی‌متر مجاز است.

ب) اختلاف سطح در طبقه

حتی‌المقدور از ایجاد اختلاف سطح در طبقه پرهیز شود. در صورت وجود اختلاف سطح در طبقه، باید دیوارهای حد فاصل دو قسمتی که اختلاف سطح دارند با کلاف‌بندی مناسب تقویت شوند و یا اینکه دو قسمت ساختمان بوسیله درز انقطاع از یکدیگر جدا شوند.

۴۴- شالوده ساختمانی دارای سطح 2×2 متر و ضخامت یک متر بوده و کف آن در عمق یک متری از سطح زمین قرار دارد. خاک محل شن و ماسه‌ای بوده و زاویه اصطکاک داخلی آن 40° درجه و وزن حجمی آن 20 کیلونیوتن بر مترمکعب است. در صورتی که بار عمودی طراحی (بدون ضریب بار) وارد بر پی 500 کیلونیوتن باشد حداکثر بار افقی قابل اعمال بر این پی اگر بخواهیم ضریب اطمینان در برابر لغزش برابر با 2 باشد چقدر خواهد بود؟ فرض می‌شود که بتن شالوده دارای وزن حجمی 25 کیلونیوتن بر مترمکعب بوده و به صورت تر بر روی زمین ریخته شده است.

۱) 295 کیلونیوتن ۲) 249 کیلونیوتن ۳) 255 کیلونیوتن ۴) 253 کیلونیوتن

گزینه ؟

نیروی برشی مقاوم بین پی و خاک به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$S = P(\tan 40^\circ) = (500 + 2 \times 2 \times 1 \times 25)(\tan 40^\circ) = 503.45 \text{ kN}$$

نکته: ضریب اصطکاک خاک و پی عددی بین ϕ تا $\frac{1}{2}\phi$ می‌باشد و برای پی‌هایی که "بتن آنها به صورت تر بر خاک ریخته می‌شود" ضریب اصطکاک بین خاک و پی برابر ϕ خواهد بود. علت: به جهت نفوذ شیره بتن در خاک، درگیری کامل بین خاک و پی ایجاد می‌شود.

نیروی رانشی مقاوم خاک جلوی پی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$K_p = \frac{1 + \sin 40^\circ}{1 - \sin 40^\circ} = 4.59$$

$$P_p = (\gamma \times 1 \times 4.59) \left(\frac{A}{2}\right) = (20 \times 1 \times 4.59) \left(\frac{2 \times 1}{2}\right) = 91.8 \text{ kN}$$

- دقت شود که در پی‌های سطحی با عمق کم با توجه به اینکه خاک سطحی ممکن است خاک دستی باشد، زیاد قابل اعتماد نبوده و معمولاً از نیروی رانشی مقاوم خاک صرف نظر می‌شود و نیروی مقاوم تنها بر اساس نیروی برشی بین خاک و پی محاسبه می‌شود. در این صورت مقدار P_p صفر منظور می‌شود.

مقاومت کل رانشی با ضریب اطمینان 2 به صورت زیر محاسبه می‌شود:

الف) با صرف نظر از P_p به جهت دستی بودن آن (در این صورت گزینه 2 صحیح خواهد بود):

$$R = \frac{0 + S}{2} = \frac{0 + 503.45}{2} = 251.7 \text{ kN}$$

ب) با منظور کردن P_p با ضریب 0.6 (با این فرض پاسخ در گزینه‌ها نیست):

$$R = \frac{0.6P_p + S}{2} = \frac{0.6 \times 91.8 + 503.45}{2} = 279.265 \text{ kN}$$

ج) با منظور کردن P_p با ضریب 1 (در این صورت گزینه 1 صحیح خواهد بود):

$$R = \frac{P_p + S}{2} = \frac{91.8 + 503.45}{2} = 297.625 \text{ kN}$$

- مطابق شکل پایین مربوط به مبحث ششم بار مقاومت مربوط به فشار خاک (P_p) با ضریب کاهش 0.6 منظور شود و بنابراین حالت ج نادرست می‌باشد و از آنجا که به دستی بودن خاک اشاره نشده است تنها پاسخ قابل قبول حالت ب می‌باشد.

- در کلید سازمان گزینه 1 به عنوان گزینه صحیح انتخاب شده است.

۶-۲-۴ ترکیب بارها در طراحی به روش تنش مجاز

در طراحی به روش تنش مجاز و یا مقاومت مجاز، بارهای ذکر شده در این مبحث باید در ترکیب بارهای زیر منظور شود؛ و هرکدام که بیشترین اثر نامطلوب را بر روی ساختمان، شالوده یا اعضای سازه‌ای تولید می‌کنند، می‌بایست مد نظر قرار گیرد. اثرات یک یا چند بار که امکان وارد نشدن آن‌ها بر سازه وجود دارد، باید در ترکیب بارها بررسی گردد.

- | | |
|--|--|
| ۱) D | ۷) $D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S$ |
| ۲) D+L | ۸) $0.9D + 0.6(1.4W)$ |
| ۳) $D + (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$ | ۹) $0.9D + 0.7E$ |
| ۴) $D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$ | ۱۰) $1.0D + 1.0T$ |
| ۵) $D + 0.6(1.4W)$ یا $0.7E$ | ۱۱) $1.0D + 0.75[L + (L_r \text{ یا } S) + T]$ |
| ۶) $D + 0.75L + 0.75[0.6(1.4W)] + 0.75(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$ | |

- در صورت وجود فشار جانبی خاک، فشار آب زیرزمینی و یا فشار مواد انباشته شده، اثر آن‌ها را باید به صورت زیر منظور نمود:

۱- اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر متغیرهای اصلی بارگذاری باشد، اثر بار H باید با ضریب 1.0 در ترکیب بارها منظور شود.

۲- اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر متغیرهای اصلی بارگذاری باشد، در صورت وجود دائمی بار H ، اثر آن باید با ضریب 0.6 در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار

H صرف‌نظر شود.

۷-۴-۲ ملاحظات طراحی پی‌های سطحی

الف- گسیختگی خاک ناشی از لغزش پی

در پی‌هایی که زیر اثر بارهای مورب یا افقی قرار دارند باید گسیختگی ناشی از لغزش بررسی شود.

در این پی‌ها برای تامین ایمنی باید نامساوی زیر برقرار باشد:

$$H \leq S + P_p \quad (2-4-7)$$

که در آن:

H : مولفه افقی بارهای طراحی وارد بر پی است که در آن نیروی رانش محرک خاک نیز لحاظ شده است.

S : نیروی برشی مقاوم موجود بین سطح زیرین پی و خاک است.

P_p : نیروی رانشی مقاوم خاک جلوی پی است که در اثر حرکت نسبی پی و زمین می‌تواند بسیج شود.

۴۵- در دیوارهای سپری مهارشده به همراه شمع و میل مهار متصل به شمع، ضریب اطمینان مهارها چگونه در نظر گرفته می‌شوند؟

- ۱) ضریب اطمینان، 1.5 برابر ضرایب اطمینان دیوارهای مهارشده با سپر دیگر می‌باشد.
- ۲) در صورتیکه مهار تزریقی در سنگ و خاک باشد، این ضریب به ترتیب 3 و 4 در نظر گرفته می‌شود.
- ۳) از ضریب اطمینان مربوط به شمع استفاده می‌شود.
- ۴) در روش تنش مجاز، 1.5 برابر ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی می‌باشد.

گزینه ۳

۷-۵-۱-۲-۱ ضریب اطمینان مهار

الف- در صورتی که دیوار سپری مهار شده باشد، جهت محاسبه باربری مجاز مهارهای تزریقی در سنگ و خاک به ترتیب از ضرایب اطمینان ۴ و ۳ استفاده شود. اگر میل مهار به شمع متصل باشد، آنگاه ضریب اطمینان شمع به کار می‌رود و اگر به سپر دیگر متصل باشد، ضریب اطمینان مشابه سپرها انتخاب می‌گردد.
ب- طراحی تیرک‌های متقابل و مایل باید مطابق با مباحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان برای اجزا بتنی یا فولادی باشد.

در کلید سازمان گزینه ۲ به عنوان گزینه صحیح انتخاب شده است.

۴۶- در ساختمان بنایی محصورشده با کلاف، حداقل عرض کلاف افقی از نوع بتن مسلح در تراز زیرسقف که بر روی دیوار باربر خارجی به عرض 350 میلی‌متر اجرا می‌شود، چند میلی‌متر است؟

۱) 350 ۲) 250 ۳) 230 ۴) 200

گزینه ۳

• طراح باید اشاره می‌کرد که در دیوار خارجی نما کار شده است.

۸-۵-۵-۱۰ کلاف‌ها

۸-۵-۵-۱۰-۱ کلاف‌بندی افقی

الف) محل‌های تعبیه و مشخصات کلاف‌های افقی

در کلیه دیوارهای باربر باید کلاف‌های افقی در تراز زیر دیوار و زیر سقف با رعایت ضوابط زیر، ساخته شود:

۱- در تراز زیر دیوار: این کلاف باید با بتن مسلح (با عیار سیمان حداقل ۲۵۰ کیلوگرم در متر مکعب بتن) ساخته شود به طوری که عرض آن از عرض دیوار و یا ۲۵۰ میلی‌متر و ارتفاع آن از دو سوم عرض دیوار و یا ۲۵۰ میلی‌متر کمتر نباشد.

۲- در تراز زیر سقف: کلاف سقف چنانچه با بتن مسلح ساخته شود، باید عرض آن هم عرض دیوار بوده مگر در دیوارهای خارجی که به منظور نماسازی می‌توان عرض کلاف را حداکثر تا ۱۲۰ میلی‌متر از عرض دیوار کمتر اختیار نمود ولی در هیچ حال عرض کلاف افقی نباید از ۲۰۰ میلی‌متر کمتر باشد ارتفاع کلاف نیز نباید از ۲۰۰ میلی‌متر کمتر باشد. به جای کلاف بتن مسلح می‌توان از تیرخ‌های فولادی معادل تیر آهن نمره ۱۰ (IPE100) استفاده نمود مشروط بر آن که کلاف فولادی به خوبی به سقف متصل شده و همچنین این کلاف‌ها به نحوی مناسب به کلاف قلم یا دیوار متصل گردد. هنگام اجرای کلاف سقف، تدابیر لازم برای اتصال مناسب آن به تیرهای سقف اتخاذ شود.

۴۷- در مورد کلاف قائم در ساختمان‌های بنایی محصورشده با کلاف کدام عبارت صحیح می‌باشد؟

- ۱) برای کلاف قائم فولادی حداقل باید از IPE120 و با معادل آن استفاده شود.
- ۲) حداقل قطر میلگردهای طولی کلاف قائم بتنی باید 12 میلی‌متر باشد.
- ۳) قطر تنگ دور میلگردهای طولی کلاف قائم بتنی باید حداقل 8 میلی‌متر باشد.
- ۴) در اطراف میلگردهای طولی کلاف قائم بتنی باید حداقل 25 میلی‌متر پوشش بتنی وجود داشته باشد.

گزینه ۴

۸-۵-۱۰-۲ کلاف‌بندی قائم

الف) محل‌های تعبیه و مشخصات کلاف‌های قائم

- ۱- کلاف‌های قائم باید در محل تقاطع دیوارها تعبیه گردند. در صورتی که طول دیوار بین دو کلاف بیشتر از ۵ متر باشد باید کلاف‌های قائم با توزیع یکنواخت در فواصل کمتر از ۵ متر در داخل دیوار، تعبیه گردد.
- ۲- هیچ یک از ابعاد مقطع کلاف قائم بتن مسلح (با عیار سیمان حداقل ۲۵۰ کیلوگرم در متر مکعب بتن) نباید کمتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد. به جای کلاف بتن مسلح می‌توان از تیرآهن نمره ۱۰ (IPE100) یا نیمرخ فولادی معادل آن استفاده نمود. مشروط بر آن که اتصال کلاف فولادی یا دیوار به وسیله میلگردهای افقی بخوبی تأمین شود.

ب) مشخصات و محل تعبیه میلگردها در کلاف‌های قائم بتنی

- ۱- میلگردهای طولی باید از نوع آجدار با حداقل قطر ۱۰ میلی‌متر باشد.
- ۲- میلگردهای طولی باید در چهار گوشه کلاف با پوشش بتنی مناسب قرار گیرند و به نحو مناسبی با میلگردهای طولی کلاف افقی مهار شوند.
- ۳- میلگردهای طولی باید با تنگ‌هایی به قطر حداقل ۶ میلی‌متر به یکدیگر بسته شوند. فاصله تنگ‌ها از یکدیگر نباید از ۲۵۰ میلی‌متر یا عرض کلاف هر کدام که کمتر است، بیشتر باشد. حداکثر فاصله تنگ‌ها در ناحیه بحرانی باید به ۱۵۰ میلی‌متر کاهش یابد. طول ناحیه بحرانی در کلاف قائم از هر داخلی کلاف افقی محاسبه شده و برابر با بزرگترین مقادیر زیر است:
 - یک پنجم فاصله محور تا محور کلاف‌های افقی بالا و پایین دیوار بنایی
 - دو برابر ضخامت کلاف قائم در راستای عمود بر دیوار
- ۴- در اطراف میلگردهای طولی باید حداقل ۲۵ میلی‌متر پوشش بتن وجود داشته باشد.

۴۸- برای کلاف‌های افقی در تراز زیر سقف در ساختمان‌های بنایی محصورشده باکلاف کدام گزینه صحیح است؟

- ۱) در هر حال ابعاد مقطع کلاف بتن مسلح نمی‌تواند از 200×200 میلی‌متر کمتر باشد.
- ۲) در صورت استفاده از نیمرخ فولادی باید از IPE120 و یا مقطع بزرگتر استفاده شود.
- ۳) در هر حال عرض کلاف بتن مسلح نمی‌تواند از عرض دیوار کمتر باشد.
- ۴) در صورت استفاده از نیمرخ فولادی، باید حداقل از دو تیر آهن نمره ده استفاده شود.

گزینه ۱

۸-۵-۱۰ کلاف‌ها

۸-۵-۱۰-۱ کلاف‌بندی افقی

الف) محل‌های تعبیه و مشخصات کلاف‌های افقی

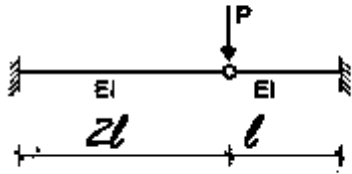
در کلیه دیوارهای باربر باید کلاف‌های افقی در تراز زیر دیوار و زیر سقف با رعایت ضوابط زیر، ساخته شود:

- ۱- در تراز زیر دیواره این کلاف باید با بتن مسلح (یا عیار سیمان حداقل 250 کیلوگرم در متر مکعب بتن) ساخته شود به طوری که عرض آن از عرض دیوار و یا 250 میلی‌متر و ارتفاع آن از دو سوم عرض دیوار و یا 250 میلی‌متر کمتر نباشد.
- ۲- در تراز زیر سقف کلاف سقف چنانچه با بتن مسلح ساخته شود، باید عرض آن هم عرض دیوار بوده مگر در دیوارهای خارجی که به منظور نماسازی می‌توان عرض کلاف را حداکثر تا 120 میلی‌متر از عرض دیوار کمتر اختیار نمود ولی در هیچ حال عرض کلاف افقی نباید از 200 میلی‌متر کمتر باشد. ارتفاع کلاف نیز نباید از 200 میلی‌متر کمتر باشد. به جای کلاف بتن مسلح می‌توان از نیمرخ‌های فولادی معادل تیر آهن نمره 10 (IPE100) استفاده نمود مشروط بر آن که کلاف فولادی به خوبی به سقف متصل شده و همچنین این کلاف‌ها به نحوی مناسب به کلاف قائم یا دیوار متصل گردد. هنگام اجرای کلاف سقف، تدابیر لازم برای اتصال مناسب آن به تیرهای سقف اتخاذ شود.

ب) مشخصات و محل تعبیه میلگردها در کلاف‌های افقی بتنی

- ۱- میلگردهای طولی باید از نوع آجدار با حداقل قطر 10 میلی‌متر باشند.
- ۲- میلگردهای طولی باید در چهار گوشه کلاف با پوشش بتنی مناسب، قرار گیرند. در صورتی که عرض کلاف از 250 میلی‌متر تجاوز نماید تعداد میلگردهای طولی باید به 6 عدد و یا بیشتر افزایش داده شود به گونه‌ای که فاصله هر دو میلگرد مجاور از 250 میلی‌متر بیشتر نباشد.
- ۳- میلگردهای طولی باید با تنگ‌های ساده‌ای به قطر حداقل 6 میلیمتر به یکدیگر بسته شوند. فاصله تنگ‌ها از یکدیگر نباید از ارتفاع کلاف یا 250 میلی‌متر بیشتر باشد. فاصله تنگ‌ها در فاصله 450 میلی‌متر از هر کلاف قائم باید حداقل به 150 میلی‌متر کاهش یابد.
- ۴- پوشش بتن اطراف میلگردهای طولی نباید در مورد کلاف زیر دیوارها از 50 میلی‌متر و در مورد کلاف سقف از 25 میلی‌متر کمتر باشد.

۴۹- جایجایی قائم محل اعمال بار چقدر است؟



$$\frac{8Pl^3}{27EI} \quad (۲)$$

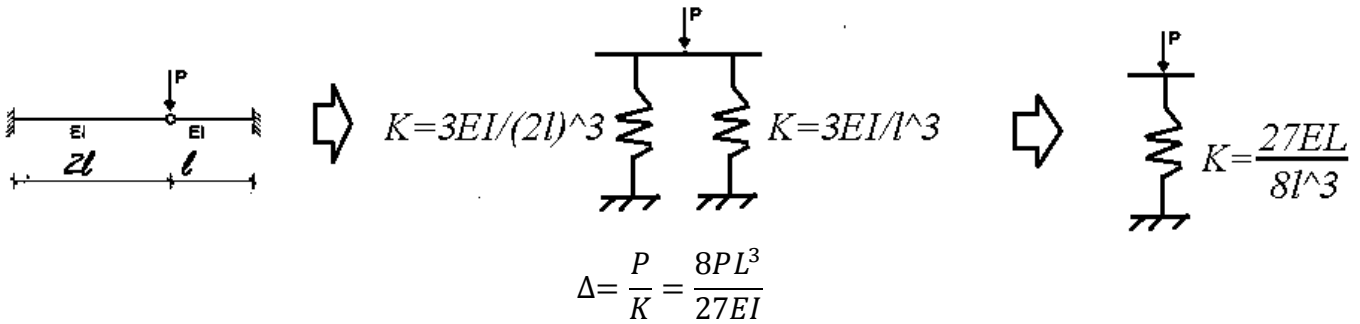
$$\frac{Pl^3}{3EI} \quad (۱)$$

$$\frac{5Pl^3}{24EI} \quad (۳)$$

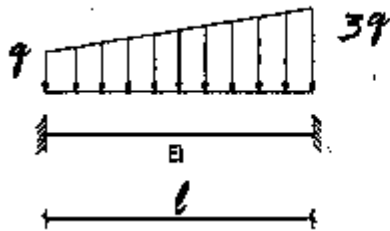
$$\frac{Pl^3}{24EI} \quad (۴)$$

گزینه ۲

با روابط ساده فنرها داریم:



۵۰- در تیر مقابل تغییر مکان وسط تیر کدام است؟



$$\frac{ql^4}{128EI} \quad (۲)$$

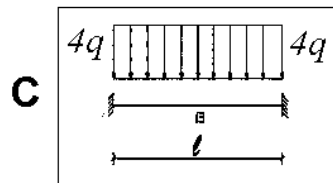
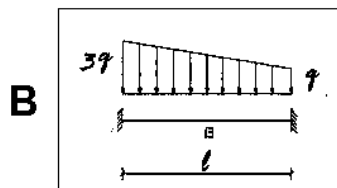
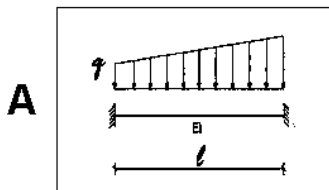
$$\frac{5ql^4}{128EI} \quad (۱)$$

$$\frac{ql^4}{192EI} \quad (۳)$$

$$\frac{5ql^4}{192EI} \quad (۴)$$

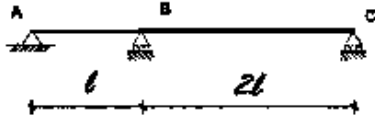
گزینه ۴

با استفاده از مفاهیم تقارن می توان خیز وسط را بدست آورد:



$$\left. \begin{aligned} \Delta_C &= \frac{(4q)l^4}{384EI} \\ \Delta_A + \Delta_B &= \Delta_C \\ \Delta_A &= \Delta_B \end{aligned} \right\} \Delta_A = \Delta_B = \frac{\Delta_C}{2} = \frac{ql^4}{192EI}$$

۵۱- تیر دو دهانه پیوسته مطابق شکل که در آن صلبیت خمشی دهانه AB برابر EI بوده و دهانه BC دارای صلبیت بی نهایت است را در نظر بگیرید. اگر تکیه گاه C به میزان کوچک Δ نشست نماید، تغییر شیب ایجاد شده در تکیه گاه A چقدر است؟



$$\frac{\Delta}{2l} \quad (۲)$$

$$\frac{\Delta}{l} \quad (۴)$$

$$\frac{3\Delta}{4l} \quad (۱)$$

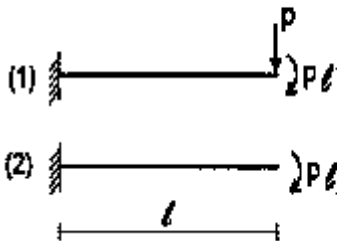
$$\frac{\Delta}{4l} \quad (۳)$$

گزینه ۳

از روابط شیب افت می توان شیب A را بدست آورد. با توجه به صلب بودن BC در اثر نشست C دوران B برابر $\frac{\Delta}{2l}$ خواهد بود. طبق روابط شیب افت لنگر A (که باید صفر بدست آید) به دوران گرهای A و B بستگی دارد:

$$M_{AB} = \frac{4EI}{l} \theta_A + \frac{2EI}{l} \theta_B \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{4EI}{l} \theta_A + \frac{2EI}{l} \theta_B = 0 \\ M_{AB} = 0 \end{array} \right. \rightarrow \theta_A = \frac{\theta_B}{2} = \frac{\Delta}{4l}$$

۵۲- جابجایی انتهای تیر شکل (۱) چند برابر جابجایی انتهای تیر شکل (۲) می باشد؟ طول هر دو تیر l و صلبیت خمشی آنها EI می باشد.



$$\frac{5}{2} \quad (۲)$$

$$\frac{5}{3} \quad (۴)$$

$$\frac{3}{2} \quad (۱)$$

$$\frac{6}{5} \quad (۳)$$

گزینه ۴

با استفاده از روابطی که در صفحه ۶۹ "جزوه تحلیل سازه ویژه کنکور ارشد ویرایش ۹۳" اینجانب (که در قسمت جزوات کنکور ارشد وبسایت بنده قابل دانلود است):

$$\Delta_1 = \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PLL^2}{2EI} = \frac{5PL^3}{6EI} \quad \Delta_2 = \frac{PLL^2}{2EI}$$

۵۲- در یک تیر بتن مسلح، چنانچه تغییرشکل آنی ناشی از بار دائمی، در وسط دهانه 10 میلی‌متر باشد، تغییر شکل کل تیر ناشی از بارهای دائمی پس از 6 سال در همان نقطه، حداکثر چه مقدار می‌تواند باشد؟ (در محاسبات از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر استفاده نمی‌شود و از مقدار آرماتور فشاری صرف‌نظر گردد.)

- (۱) 15 میلی‌متر (۲) 20 میلی‌متر (۳) 10 میلی‌متر (۴) 30 میلی‌متر

گزینه ۴

$$\Delta = \Delta_{\text{آنی}} + \Delta_{\text{درازمدت}} = 10 + 10\lambda = 10 + 10 \times 2 = 30 \text{ mm}$$

۹-۱۷-۲-۴-۳ تغییر شکل اضافی ایجاد شده در اعضا در طول زمان را که معمولاً «اضافه افتادگی درازمدت» نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصلضرب تغییر شکل آنی ناشی از بار دائمی در ضریب λ که از رابطه (۹-۱۷-۵) مشخص شده است، به دست آورد:

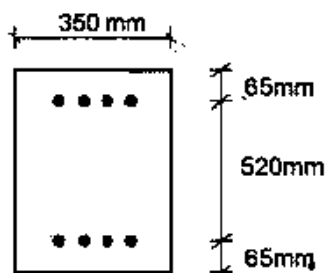
$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (۹-۱۷-۵)$$

در این رابطه ρ' مربوط به مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته و مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان، ξ ، برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

جدول ۹-۱۷-۵- مقدار ضریب ξ وابسته به زمان

۲/۰	زمان ۵ سال یا بیشتر
۱/۴	زمان ۱۲ ماه
۱/۲	زمان ۶ ماه
۱/۰	زمان ۳ ماه

۵۴- در طراحی یک تیر از یک قاب خمشی با شکل پذیری زیاد، از بتن با رده C25 و $4\Phi 18$ در بالا و پایین مقطع استفاده شده است. حداقل رده قابل قبول فولاد برای میلگرد طولی کدام است؟



S240 (۱)

S340 (۲)

S400 (۳)

S500 (۴)

گزینه ۲:

در صورت استفاده از گزینه ۱ میلگردهای قرار داده شده کمتر از حداقل مجاز آیین نامه خواهند بود و غیر قابل قبول خواهد بود.

$$\rho = \frac{4 \times \pi \times 9^2}{350 \times 585} = 0.005$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{F_y} \rightarrow \rho > \rho_{min} \rightarrow 0.005 > \frac{1.4}{F_y} \rightarrow F_y > 280$$

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۱ اعضای تحت خمشی در قاب‌ها ($N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۱-۲ آرماتور طولی

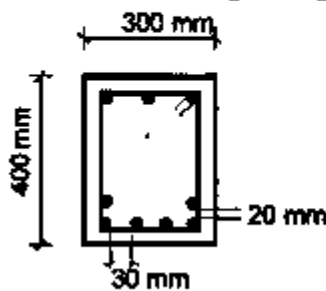
۹-۲۳-۴-۱-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتور، هم در پایین و هم در بالا، نباید

کمتر از مقادیر $\frac{1}{4} \frac{f_c}{f_y}$ و $\frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰.۲۵ اختیار شود.

حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلیمتر یا بیشتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر

طول تعبیه شود. ضابطه بند ۹-۱۴-۵-۲-۳ در این حالت نیز معتبر است.

۵۵- در یک ساختمان با شرایط محیطی شدید، جزئیات مطابق شکل برای مقطع یک تیر به کار رفته است. در صورتیکه حداکثر قطر سنگدانه در بتن 20 میلی‌متر باشد، کدامیک از موارد زیر صحیح است؟ (پوشش میلگردها 50 میلی‌متر، بتن از رده C25 و قطر میلگردهای طولی 20 میلی‌متر می‌باشد)



- ۱) ضوابط حداقل فاصله میلگردها از یکدیگر در یک سفره رعایت شده است.
 - ۲) فاصله آزاد میلگردها بین دو سفره رعایت شده است.
 - ۳) ضوابط حداقل فاصله میلگردها از یکدیگر در یک سفره رعایت نشده است.
 - ۴) ضوابط مربوط به محدودیت فاصله میلگردها کاملاً رعایت شده است.
- گزینه ۱

فاصله آزاد بین دو سفره (20mm) کمتر از 25mm بوده و گزینه های ۳ و ۴ نادرست هستند. فاصله آزاد بین میلگردها در یک سفره (30mm) ضوابط تیرها را ارضا کرده و قابل قبول است. همچنین پوشش ۵۰ میلیمتر برای شرایط محیطی شدید کافی است.

۹-۱۴-۱۱ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری

۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

۹-۱۴-۱۱-۱-۱ فاصله آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف) قطر میلگرد بزرگتر

ب) ۲۵ میلی‌متر

پ) $\frac{1}{33}$ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

۹-۱۴-۱۱-۲ در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۳ در صورتی که میلگردهای موازی در چند سفره قرار گیرند، میلگردهای سفره فوقانی باید طوری بالای میلگردهای سفره تحتانی واقع شوند که معبر بتن تنگ نشود، فاصله آزاد بین هر دو سفره نباید از ۲۵ میلی‌متر و نه از قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد.

۹-۶-۸ پوشش بتنی روی میلگردها

۹-۶-۸-۱ پوشش بتنی روی میلگردها برابر است با حداقل فاصله بین رویه میلگردها، اعم از طولی یا عرضی، تا نزدیکترین سطح آزاد بتن.

۹-۶-۸-۳ ضخامت پوشش بتنی میلگردها متناسب با شرایط محیطی و نوع قطعه مورد نظر نباید از مقادیر داده شده در جدول ۹-۶-۶ و موارد الف) و ب) کمتر باشد:

الف- قطر میلگردها (درمورد قطر مؤثر گروه‌های میلگردها به بند ۹-۱۴-۱۱-۲ رجوع شود).

ب- چهار سوم بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌ها

جدول ۹-۶-۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی		
	متوسط	شدید	خیلی شدید
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵
دال‌ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰
دیوارها و پوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰

۵۶- در طراحی یک تیر برای اثر مشترک پیچش و برش، استفاده از خاموت ضروری بوده و به این منظور، از خاموت بسته با قطر 8 میلی‌متر، استفاده شده است. براساس این اطلاعات، حداکثر فاصله ممکن بین خاموتها به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (عرض مقطع 400 میلی‌متر، رده فولاد S340 و رده بتن C25)

- ۱) 400 mm ۲) 350 mm ۳) 250 mm ۴) 150 mm
- گزینه ۳

دقت نمایید که حداکثر فاصله "ممکن" را خواسته است. حداکثر فاصله تابع عمق موثر d می باشد. برای بدست آوردن حداکثر ممکن باید d را عدد بزرگی در نظر گیریم.

برش:

برای محاسبه فاصله حداکثر برای جواب گرفتن از برش باید ارتفاع موثر مقطع (d) مشخص باشد. همچنین با توجه به بند زیر لازم میزان نیروی برشی وارد بر مقطع مشخص شود. حداکثر فاصله بسته به کم یا زیاد بودن برش وارد بر مقطع می تواند $d/2$ و یا $d/4$ باشد. همچنین بند ۹-۱۵-۶-۳-۴ نیز باید کنترل شود.

پیچش:

از آنجا که پیچش هم به مقطع وارد شده، فواصل خاموتها، محدودیت پیچشی را نیز باید رعایت کنند. برای محاسبه حداکثر فاصله پیچشی نیز دانست ارتفاع مقطع ضروری می باشد. همچنین بند ۹-۱۵-۶-۳-۴ نیز باید کنترل شود.

برای مثال:

اگر ارتفاع مقطع 400mm و ارتفاع موثر آن 340mm باشد و برش وارد بر مقطع از $0.125\phi_c f_c b_w d$ کمتر باشد، داریم:

$$s_{max} = \text{Min} \left(\frac{340}{2}, \frac{1600}{8}, 300 \right) = 170 \text{ mm}$$

و اگر ارتفاع مقطع 800mm و ارتفاع موثر آن 740mm باشد و برش وارد بر مقطع از $0.125\phi_c f_c b_w d$ کمتر باشد، داریم:

$$s_{max} = \text{Min} \left(\frac{740}{2}, \frac{2400}{8}, 300 \right) = 300 \text{ mm}$$

کنترل بند ۹-۱۵-۶-۳-۴

$$2 \times \pi \times 4^2 > 0.06\sqrt{25} \frac{400S}{340} \rightarrow S < 285 \text{ mm}$$

بنابراین حداکثر فاصله ممکن برای خاموت ها 285mm می باشد.

۹-۱۵-۶-۴ حداکثر فواصل خاموت برشی

۹-۱۵-۶-۴-۱ فاصله بین خاموت‌های برشی عمود بر محور عضو نباید از $\frac{d}{4}$ بیشتر باشد.

۹-۱۵-۶-۴-۲ فاصله بین خاموت‌های مایل و یا میلگردهای طولی خم شده باید چنان باشد که هر

خط ۴۵ درجه‌ای که به طرف عکس‌العمل از وسط مقطع، $\frac{d}{4}$ تا میلگردهای کششی طولی رسم

شود، حداقل به وسیله یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد.

۹-۱۵-۶-۴-۳ در صورتی که مقدار V_u بیشتر از $0.125\phi_c f_c b_w d$ باشد، حداکثر فواصل داده شده در

بندهای ۹-۱۵-۶-۴-۱ و ۹-۱۵-۶-۴-۲ باید به نصف تقلیل داده شوند.

۹-۱۵-۱۰-۵ حداکثر فاصله بین خاموت‌های بسته پیچشی از رابطه (۹-۱۵-۲۰) تعیین می‌گردد:

$$S_{max} = \min \left(\frac{P_h}{\lambda}, 300 \right) \quad (۹-۱۵-۲۰)$$

۹-۱۵-۶-۳-۴ چنانچه براساس بند ۹-۱۵-۷-۱ طراحی برای پیچش لازم باشد، حداقل سطح

مقطع خاموت برشی و پیچشی بسته در مجموع از رابطه (۹-۱۵-۱۴) بدست می‌آید.

$$(A_{sv} + 2A_t)_{min} = 0.06\sqrt{f_c} \frac{b_w S_n}{f_{yv}} \quad (۹-۱۵-۱۴)$$

۵۷- در مورد نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن (V_c) اعضایی که تحت اثر نیروی برشی و لنگر خمشی و نیروی محوری قرار دارند، گزینه صحیح را انتخاب کنید.

- ۱) نیروی محوری فشاری، مقدار V_c را افزایش و نیروی محوری کششی، مقدار V_c را کاهش می‌دهند.
- ۲) نیروی محوری فشاری، مقدار V_c را کاهش و نیروی محوری کششی، مقدار V_c را افزایش می‌دهند.
- ۳) نیروی محوری فشاری و نیروی محوری کششی هر دو، مقدار V_c را افزایش می‌دهند.
- ۴) نیروی محوری تأثیری بر نیروی مقاوم برشی V_c ندارد.

گزینه ۱

۹-۱۵-۳ نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن

۹-۱۵-۳-۱ V_c را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۵-۳-۱ تا ۹-۱۵-۳-۳ و یا با جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۹-۱۵-۳-۲ محاسبه نمود.

۹-۱۵-۳-۱ برای اعضایی که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c b_w d \quad (۹-۱۵-۳)$$

در این رابطه V_c با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۴) محاسبه می‌شود:

$$v_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f_c} \quad (۹-۱۵-۴)$$

۹-۱۵-۳-۲ برای اعضایی که تحت اثر برش و فشار محوری قرار دارند:

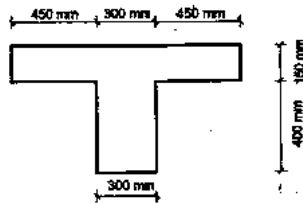
$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{12 A_g}\right) b_w d \quad (۹-۱۵-۵)$$

۹-۱۵-۳-۳ برای اعضایی که تحت اثر همزمان برش، خمش و کشش محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{3 A_g}\right) b_w d \geq 0 \quad (۹-۱۵-۶)$$

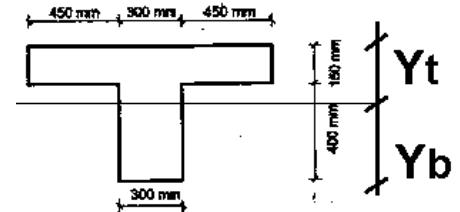
در این رابطه، N_u منفی است.

۵۸- نسبت لنگر خمشی منفی ترک خوردگی به لنگر خمشی مثبت ترک خوردگی مقطعی مطابق شکل، به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است. (محور خمش موازی بال مقطع می باشد و رده بتن C25 فرض شود)



- (۱) 0.75
(۲) 1.0
(۳) 1.5
(۴) 2.0

گزینه ۴



$$y_b = \frac{1200 \times 150 \times 475 + 300 \times 400 \times 200}{1200 \times 150 + 300 \times 400} = 365 \quad \rightarrow \quad y_t = 550 - 365 = 185$$

$$\left. \begin{aligned} M_{cr}^+ &= \frac{f_r I_g}{y_b} \\ M_{cr}^- &= \frac{f_r I_g}{y_t} \end{aligned} \right\} \frac{M_{cr}^-}{M_{cr}^+} = \frac{y_b}{y_t} = \frac{365}{185} = 1.97$$

۹-۱۷-۲-۴-۲ ممان اینرسی مؤثر اعضا براساس مشخصات مقطع و میزان ترک خوردگی آنها به

شرح الف و ب این بند محاسبه می شود:

الف) در وسط دهانه اعضای با تکیه گاه های ساده و در تکیه گاه اعضای طره ای از رابطه (۹-۱۷-۱)

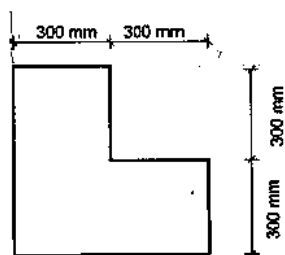
محاسبه می شود:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \quad (۹-۱۷-۱)$$

در این رابطه مقدار M_{cr} از رابطه (۹-۱۷-۲) محاسبه می شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (۹-۱۷-۲)$$

۵۹- دال تخت با عمق مؤثر 200 میلی‌متر روی یک ستون میانی با مقطعی مطابق شکل قرار دارد. محیط مقطع بحرانی (b_0) برای کنترل برش دوطرفه (پانچ) به کدامیک از اعداد زیر برحسب میلی‌متر نزدیکتر است؟

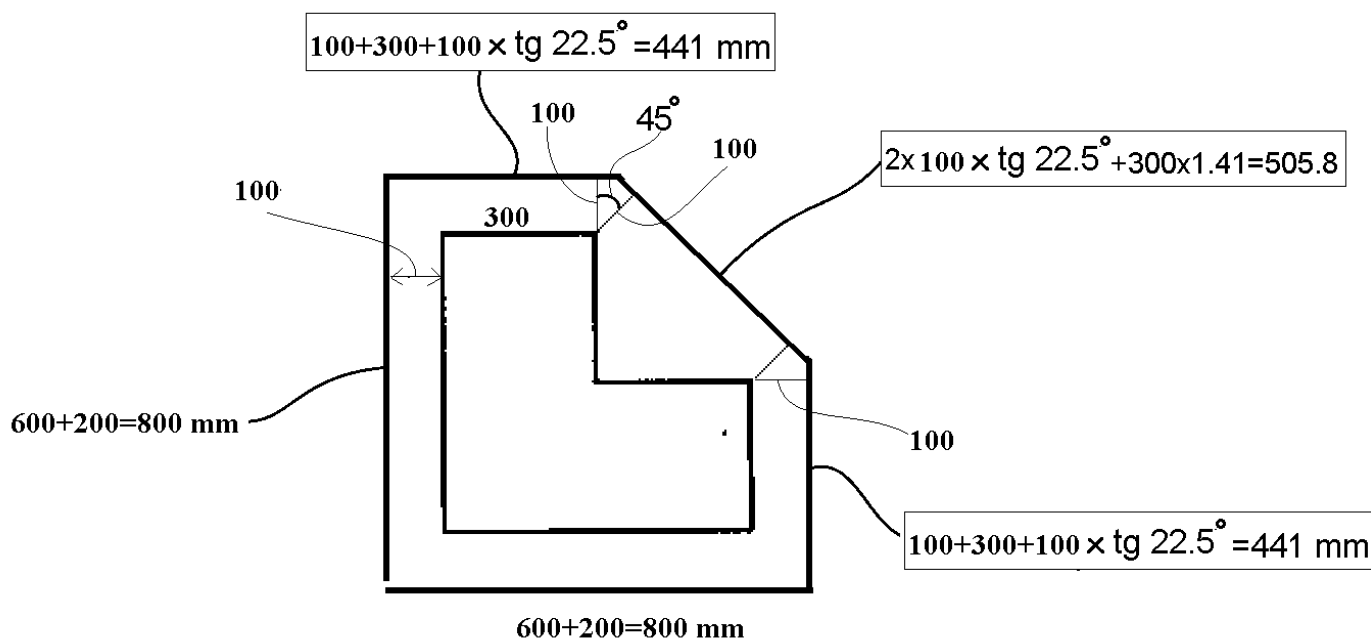


- (۱) 2800
(۲) 3000
(۳) 3200
(۴) 3400

گزینه ۲

محیط پانچ به فاصله $d/2$ از ستون محاسبه می‌شود. با توجه به اینکه عمق مؤثر دال 200mm می‌باشد، محیط پانچ به فاصله 100mm سنجیده می‌شود.

$$b_0 = 800 + 441 + 505.8 + 441 + 800 = 2987.8 \text{ mm}$$



- ضریب 0.707 در شکل فوق همان $\frac{\sqrt{2}}{2}$ می‌باشد.
- محیط پانچ به فاصله $d/2$ از بر گوشه‌های ستون اندازه‌گیری می‌شود.

۶۰- برای یک ستون مهارشده بتن مسلح با مقطع 400×400 میلی‌متر و ضریب طول مؤثر واحد، با طول آزاد سه متر، حداکثر نسبت لنگر خمشی نهایی کوچکتر به لنگر خمشی نهایی بزرگتر دو انتهای ستون $\frac{M_1}{M_2}$ ، به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر باشد تا بتوان از اثر لاغری صرف‌نظر کرد؟ (انحنای در یک جهت فرض شود)

۱ (۱) ۰.۷ (۲) ۰.۶ (۳) ۰.۵ (۴)

گزینه ۲

$$1 \times \frac{3000}{0.3 \times 400} = 25 < \left(34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \right) \rightarrow \frac{M_1}{M_2} = 0.75$$

۹-۱۶-۶ شعاع ژیراسیون

۹-۱۶-۶-۱ شعاع ژیراسیون، r را می‌توان به شرح زیر محاسبه کرد:

(الف) در مقاطع مستطیلی: 0.3 برابر بعد کلی مقطع در امتدادی که اثر لاغری مورد بررسی است.

(ب) در مقاطع گرد 0.25 برابر قطر.

(پ) در سایر مقاطع شعاع ژیراسیون در امتداد مورد نظر با استفاده از رابطه (۹-۱۶-۷) محاسبه

می‌شود:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (9-16-7)$$

۹-۱۶-۷ ضوابط اثر لاغری

۹-۱۶-۷-۱ در قطعات فشاری مهارشده در صورتی که $\frac{l_u}{r} \leq \left(34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \right)$ باشد، می‌توان از

اثر لاغری صرف‌نظر کرد. مقدار $\left(34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \right)$ را نبایستی بیش از ۴۰ در نظر گرفت. نسبت $\frac{M_1}{M_2}$

مثبت است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در یک جهت شوند و منفی است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در دو جهت شوند.

- سوالات مربوط به ژئوتکنیک و خاک زیر نظر استاد ارجمند مهندس عزیز رنجبری (عضو هیات علمی دانشگاه تبریز) نوشته شده است. بنده در دوره کارشناسی افتخار شاگردی ایشان را در دروس خاک و پی داشته‌ام. با تشکر از ایشان.
- در نوشتن این پاسخنامه از نظرات دوست و همکار عزیزم دکتر امیر حسین شجاع (دکترای زلزله از دانشگاه صنعتی شریف) استفاده کرده‌ام. با تشکر از ایشان.
- نظرات اصلاحی و سوالات خود را می‌توانید از طریق hoseinzadeh.m@gmail.com بیان نمایید.

مسعود حسین زاده اصل

عضو انجمن فولاد آمریکا

عضو هیات علمی دانشگاه تبریز

www.hoseinzadeh.com