

۱- در مورد ساختمان‌های آجری با کلاف در مناطق سردسیر و دارای یخبندان، تراز زیر شالوده نواری به ضخامت 60 سانتیمتر در زیر دیوار باربر باید حداقل در چه عمقی از سطح زمین قرار گیرد؟

(۱) 40 سانتیمتر

(۲) 60 سانتیمتر

(۳) 100 سانتیمتر

(۴) به ضخامت دیوار بستگی دارد.

گزینه ۳ صحیح است:

۸-۱-۶-۵ شالوده

رعایت ضوابط زیر برای شالوده‌ها الزامی است:

الف) شالوده‌ها باید در یک تراز ساخته شوند و هر گاه احداث شالوده به هر دلیل در یک تراز ممکن نباشد، هر بخشی از شالوده باید در یک تراز قرار گیرد.

ب) ساخت شالوده شیبدار به هیچ وجه مجاز نیست. در زمینهای شیبدار چنانچه ساخت شالوده ساختمان در یک تراز ممکن نباشد باید از شالوده‌های پلکانی استفاده شود، به طوری که این شالوده‌ها در جهت افقی حداقل ۵۰ سانتیمتر همپوشانی داشته و ارتفاع هر پله نباید بیش از ۳۰ سانتیمتر باشد.

پ) برای دیوارهای باربر، عرض شالوده نواری باید حداقل ۱/۵ برابر عرض کرسی چینی و عمق آن حداقل ۵۰ سانتیمتر باشد.

ت) شالوده دیوارها باید با استفاده از بتن یا حداقل شفته آهکی با عیار ۳۵۰ کیلوگرم آهک در متر مکعب شفته و یا سنگ‌لاشه با یکی از ملاتهای گل آهک، ماسه - سیمان - آهک (باتارد) و یا ماسه سیمان ساخته شود.

ث) در مناطق سردسیر و دارای یخبندان تراز روی شالوده حداقل ۴۰ سانتیمتر زیر سطح زمین قرار گیرد.

۲- مقدار حداقل هم پوشانی آرماتورهای کلاف افقی با قطر 10 میلیمتر در ساختمان های آجری کلاف دار در محل تلاقی کلاف ها بر حسب سانتیمتر چقدر است؟

50 (۲)

60 (۱)

24 (۴)

40 (۳)

گزینه ۲

۸-۱-۶-۱۰ کلافها

۸-۱-۶-۱۰-۱ کلاف بندی افقی

الف) محل های تعبیه و مشخصات کلاف های افقی

⋮

ب) مشخصات و محل تعبیه میلگردها در کلاف های افقی بتنی

⋮

پ) اتصال کلاف های افقی

۱- در هر تراز، کلافها باید به یکدیگر متصل شوند تا کلاف بندی به صورت شبکه به هم پیوسته ای باشد.

۲- آرماتورها در محل تلاقی کلافها باید به اندازه ۵۰ سانتیمتر هم پوشانی داشته باشند تا اتصال کلافها بخوبی تأمین گردد.

۳- کلاف افقی نباید در هیچ جا منقطع باشد. عبور لوله یا دودکش به قطر بیش از $\frac{1}{4}$ عرض کلاف از درون کلاف مجاز نمی باشد. بدیهی است عبور لوله یا دودکش باید از وسط کلاف عبور نموده و نباید باعث قطع میلگردها گردد.

۳- در بررسی طراحی ژئوتکنیکی یک ساختمان ۶ طبقه با ارتفاع ۲۰ متر و ابعاد پلان $40 \times 30 m$ با عمق گودبرداری ۴ متر که قرار است با پی‌های مجزا طراحی گردد، ژرفای گمانه از تراز زیر پی از چه مقدار نباید کمتر باشد؟ ساختمان در معرض خطرپذیری غیرعادی نبوده و دشواری ویژه‌ای وجود ندارد.

- (۱) ۳۰ متر
(۲) ۳۵ متر
(۳) ۴۰ متر
(۴) ۵۰ متر

گزینه ۱:

۷-۳-۲-۵-۶ فاصله بین نقاط اکتشافی و عمق اکتشاف باید براساس اطلاعات زمین‌شناسی محل، شرایط زمین، ابعاد ساختمان و نوع سازه تعیین شود. در مطالعات رده ژئوتکنیکی ۲ معمولاً ضوابط زیر در تعیین این پارامترها رعایت می‌شوند:

الف - در مواردی که سازه سطح وسیعی را می‌پوشاند، نقاط اکتشافی باید حتی‌الامکان در یک شبکه قرار گیرند و فاصله بین آنها با توجه به عدم یکنواختی خاک انتخاب شود. در این موارد فاصله گمانه‌ها در زیر سطح اشغال بنا معمولاً به‌طور متوسط ۳۰ متر در نظر گرفته می‌شود، ولی در مطالعات شناسایی مقدماتی ساختمان می‌توان این فاصله را با نظر متخصص ژئوتکنیک بیشتر در نظر گرفت.

ب - برای پی‌های مجزا و نواری، ژرفای گمانه‌ها از تراز زیر پی معمولاً باید بین یک و نیم تا سه برابر عرض پی در نظر گرفته شود. این ژرفا در هر حالت نباید کمتر از عرض یا ارتفاع ساختمان در نظر گرفته شود. معمولاً برای ارزیابی شرایط نشست و مشکلات احتمالی آب زیرزمینی، در تعدادی از نقاط اکتشافی باید ژرفای بیشتری مورد بررسی قرار گیرد. در ساختمان‌های با عرض بیشتر از ۳۰ متر ژرفای گمانه‌ها را می‌توان با نظر مهندس ژئوتکنیک کمتر از عرض ساختمان منظور کرد.

پ - برای پی‌های گسترده، ژرفای گمانه‌ها از تراز زیر پی باید برابر با بیشترین مقدار بین دو ژرفای معادل حباب گسترش ۱۰٪ تنش کل زیر پی و ۲۰٪ تنش مؤثر بر جای خاک، انتخاب گردد. این ژرفا معمولاً برابر یا بزرگتر از عرض پی می‌باشد مگر آنکه در حین اکتشاف در ژرفای کوچکتری به‌بستر سنگی برخورد شود.

ت - برای تشخیص نوع خاک به‌لحاظ ملاحظات مربوط به بارهای زلزله براساس ضوابط مبحث ششم مقررات، بند ۶-۷-۲-۵-۵، ژرفای یک گمانه از تراز زیر پی باید حداقل ۳۰ متر و یا تراز سنگ بستر، هر کدام کمتر است، انتخاب شود.

۴- دیوار حائل زیرزمین یک ساختمان به ارتفاع ۳ متر بصورت طره‌ای عمل می‌کند. ضرائب فشار فعال و مقاوم خاک به ترتیب برابر $k_a = 0.25$ و $k_p = 4$ می‌باشند. وزن مخصوص خاک برابر $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ اعلام شده است. حداقل نیروی رانش وارد به هر متر طول از دیوار در شرایط بارگذاری عادی استاتیکی و بدون اعمال ضرایب بار برحسب کیلونیوتن، چقدر باید در نظر گرفته شود؟

- (۱) ۷۵
(۲) ۲۷
(۳) ۲۲.۵
(۴) ۱۲.۵

گزینه ۲:

$$P_a = \frac{k_a \gamma H^2}{2} = \frac{0.3 \times 20 \times 3^2}{2} = 27 \text{ kN}$$

۷-۶-۲ دیوارهای نگهبان زیرزمین‌ها که انتهای آنها آزاد است و به‌سازه‌ای تکیه ندارند، مشمول ضابطه بند ۷-۶-۵-۲ می‌شوند و باید برای فشار خاک به‌شرح زیر طراحی گردند:

الف - در شرایط بارگذاری عادی، استاتیک، این دیوارها برای فشار فعال یا مقاوم خاک، K_a یا K_p ، طراحی می‌شوند. مقدار K_a در این دیوارها در هیچ حالت نباید کمتر از ۰/۳ در نظر گرفته شود.

ب - در شرایط بارگذاری زلزله فشارهای فعال یا مقاوم خاک به‌ترتیب افزایش یا کاهش پیدا می‌کنند و ضرایب فشار فعال یا مقاوم دینامیکی خاک، K_{ah} یا K_{ph} ، در محاسبات جایگزین K_a یا K_p می‌گردند. این ضرایب علاوه‌بر پارامترهای ژئوتکنیکی خاک تابع شتاب ناشی از زلزله است که برای محل ساختگاه پیش‌بینی می‌شود.

۵- کدام عبارت در رابطه با رده ژئوتکنیکی صحیح نمی باشد؟

- (۱) ساختمان اداری ده طبقه که در شرایط دشوار ژئوتکنیکی قرار ندارد، رده ژئوتکنیکی دو دارد.
- (۲) ساختمان تجاری با زیرزمین سه طبقه، رده ژئوتکنیکی سه دارد.
- (۳) ساختمان شانزده طبقه اداری با یک طبقه زیرزمین رده ژئوتکنیکی سه دارد.
- (۴) ساختمان دو طبقه مسکونی با ارتفاع ده متر با مساحت اشغال 400 متر مربع و عدم وجود مسائل خاص ژئوتکنیکی، رده ژئوتکنیکی یک دارد.

گزینه ۴:

۷-۲-۲-۳ رده ژئوتکنیکی ۳

این رده شامل سازه‌ها و یا بخش‌هایی از آنها می‌شود که در چارچوب رده‌های ژئوتکنیکی ۱ و ۲ قرار نمی‌گیرند. برای طراحی پی سازه‌های این رده نیاز به مطالعات و بررسی‌های ژئوتکنیکی گسترده‌تر از رده ۲ می‌باشد و جزئیات آنها را باید با توجه به ویژگی‌های ساختگاه و سازه مورد نظر تعیین کرد.

سازه‌های این رده شامل هریک از انواع زیر هستند:

- کلیه ساختمان‌های با بیشتر از ۱۵ طبقه یا ارتفاع بیشتر از ۵۰ متر.
- ساختمان‌های با زیرزمین‌های بیشتر از ۲ طبقه.
- ساختمان‌های با بارهای غیرعادی.
- سازه‌های واقع در ساختگاه‌های با شرایط غیرعادی و دشوار.
- سازه‌های واقع در مجاورت زمین‌هایی که به دلایل پایین آمدن سطح سفره آب زیرزمینی و یا زهکشی‌های موقت و دائم، دچار نشست، جابه‌جایی و حرکات قابل توجه خاک می‌شوند و در معرض خطر ناپایداری قرار می‌گیرند.
- گودبرداری‌هایی که به لحاظ عمق و ساختمان‌های مجاور نیاز به توجه ویژه دارند.

۷-۲-۲-۱ رده ژئوتکنیکی ۱

این رده شامل انواع سازه‌های کوچک و غیریپیچیده است و برای طراحی پی آنها در مناطقی که به لحاظ ژئوتکنیکی شناخته شده است می‌توان از تجربیات ژئوتکنیکی مشابه موجود همراه با قضاوت مهندس متخصص ژئوتکنیک استفاده کرد. سازه‌های این رده شامل انواع زیر هستند:

- ساختمان‌های تا ۴ طبقه و یا ارتفاع کمتر از ۱۲ متر با شرایط زیر:
 - با اهمیت کم و متوسط براساس گروه‌بندی ساختمان‌ها در مبحث ششم مقرارت، بند ۶-۷-۱-۷.
 - با گودبرداری مورد نیاز به میزان حداکثر عمق ۲/۵ متر.
 - با عدم وجود مسائل خاص ژئوتکنیکی از قبیل نشست زیاد، لغزش، سنگ ریزش، وجود خاک دستی.
 - با مساحت اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع.
- دیوارهای نگهدارنده در خاکبرداری‌های با حداکثر عمق ۲/۰ متر.

۷-۲-۲-۲ رده ژئوتکنیکی ۲

این رده شامل انواع سازه‌های متداولی است که در معرض خطرپذیری غیرعادی نبوده و دشواری ویژه‌ای از نظر زمین و بارگذاری، مانند آنچه در بند ۲-۲-۳ ذکر شده، ندارند. طراحی پی سازه‌های این رده نیاز به اطلاعات و تحلیل‌های کمی و کیفی ژئوتکنیکی دارد و برای تعیین آنها باید از آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی متداول و روش‌های طراحی شناخته شده و معتبر استفاده کرد. بررسی‌های مورد نیاز در این رده در بند ۳-۲ آورده شده‌اند. سازه‌های این رده شامل انواع زیر هستند:

- ساختمان‌های معمولی تا ۱۵ طبقه که در شرایط دشوار ژئوتکنیکی قرار ندارند.
- ساختمان‌های با گودبرداری‌های با عمق کمتر از ۶ متر یا حداکثر دو طبقه زیر زمین
- ساختمان‌هایی که بر روی خاکریزهای مهندسی ساخته می‌شوند.
- دیوارها و سازه‌های نگهدارنده آب یا خاک با ارتفاع کمتر از ۶ متر.

۶- ستونی به ابعاد $40 \times 40 \text{ cm}$ در مرکز یک پی منفرد به ابعاد $180 \times 180 \times 50 \text{ cm}$ قرار دارد. در قسمت تحتانی پی از $10\Phi 25$ در هر جهت استفاده شده است. در صورتی که پوشش بتن برابر 6 cm و رده بتن C25 و رده فولاد S400 باشد، از نظر طول مهار پی گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

(۱) آرماتورها در مقطع بحرانی حتی با تعبیه قلاب استاندارد انتهایی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند.
(۲) در صورت وجود آرماتور فوقانی، آرماتورهای تحتانی با وجود قلاب استاندارد انتهایی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند.

(۳) آرماتورها در مقطع بحرانی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند، مگر آنکه قلاب استاندارد انتهایی داشته باشند.
(۴) آرماتورها در مقطع بحرانی می‌توانند بدون قلاب استاندارد انتهایی به حد جاری شدن برسند.
گزینه ۳:

در صورتی که از قلاب استفاده نشود، طول مهار لازم برای آرماتور تحتانی پی از رابطه زیر بدست می‌آید:

۹- ۱۸- ۲- ۴ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹- ۱۸- ۲- ۴- ۱ طول گیرایی یک میلگرد در کشش، l_d باید حداقل برابر با مقدار حاصل از رابطه (۹- ۱۸- ۱) در نظر گرفته شود، در هر حال کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

$$l_d = \left[\frac{f_y}{1.1\sqrt{f_c}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)} \right] d_b \quad (۹- ۱۸- ۱)$$

مقدار $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$ نایستی بیش از ۲/۵ در نظر گرفته شود

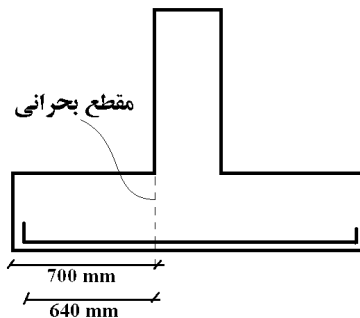
برای بدست آوردن l_d مقدار $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$ باید محاسبه شود. در بهترین حالت مقدار $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$ برابر ۲.۵ خواهد بود که در این صورت طول مهار برابر خواهد بود با:

$$l_d = \left[\frac{400}{1.1\sqrt{25}} \frac{1}{2.5} \right] 25 = 727 \text{ mm}$$

با توجه به شکل زیر، حداکثر فضای ممکن برای مهار آرماتور برابر ۶۴۰ mm می‌باشد و بنابراین نیاز به قلاب داریم.

۹- ۱۸- ۲- ۷ طول گیرایی میلگردهای قلاب‌دار در کشش

۹- ۱۸- ۲- ۷- ۱ طول گیرایی یک میلگرد قلاب‌دار در کشش، l_{dh} ، باید حداقل برابر مقدار رابطه (۹- ۱۸- ۵) در نظر گرفته شود. مقدار l_{dh} در هیچ حالت نباید کمتر از $8d_b$ و یا ۱۵۰ میلی‌متر اختیار گردد.



$$l_{dh} = \left[0.25 k_1 k_2 \beta \lambda \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right] d_b \quad (۹- ۱۸- ۵)$$

برای تعیین ضرایب β و λ به بند ۹- ۱۸- ۲- ۴- ۱ مراجعه شود.

ضریب k_1 در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که در قلاب‌های با خم ۱۸۰ درجه پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عمود بر صفحه قلاب، مساوی یا بیشتر از ۶۵ میلی‌متر و در قلاب‌های با خم ۹۰ درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب به ترتیب مساوی یا بیشتر از ۶۵ و ۵۰ میلی‌متر باشد. در این موارد ضریب k_1 را می‌توان برابر با ۰/۷ منظور کرد.
ضریب k_2 در تمامی موارد برابر یک منظور می‌شود مگر در مواردی که میلگردها در طول گیرایی با خاموت‌های با فاصله‌ای مساوی یا کمتر از $2d_b$ محصور شده باشند در این موارد ضریب k_2 را می‌توان ۰/۸ منظور کرد.

در صورت استفاده از قلاب، طول لازم برای مهار آرماتور از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$l_{dh} = \left[0.25 \times 1 \times 1 \times \frac{400}{\sqrt{25}} \right] 25 = 500 \text{ mm}$$

بنابراین در صورت استفاده از قلاب، طول مهار تامین می‌شود و گزینه ۳ صحیح است.

۷- در یک مقطع مستطیل شکل ($b=30 \text{ cm}$, $h=50 \text{ cm}$) در صورتی که پوشش بتن برابر 4 cm و خاموت مصرفی به صورت بسته از $\Phi 12$ و آرماتور طولی $6\Phi 20$ (در گوشه‌ها و در گونه‌ها) و بتن از رده $C25$ و فولاد از رده $S400$ (آرماتور طولی و عرضی) و نیروی برشی و لنگر پیچشی نهایی موثر به مقطع به ترتیب برابر $V_u=200 \text{ kN}$ و $T_u=40 \text{ kN.m}$ باشد، گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

(۱) مقطع قابل قبول نیست.

(۲) با طراحی مناسب فاصله خاموت‌های بسته از یکدیگر می‌توان مقطع را قابل قبول دانست.

(۳) با طراحی مناسب فاصله خاموت‌های بسته از یکدیگر و مقدار آرماتور طولی می‌توان مقطع را قابل قبول دانست.

(۴) با طراحی مناسب مقدار آرماتور طولی می‌توان مقطع را قابل قبول دانست.

گزینه ۱:

این مقطع تحت اثر برش و پیچش بالا قرار دارد. با افزایش برش و پیچش، یا باید ابعاد مقطع را افزایش داد و یا اینکه خاموت‌ها را افزایش داد. در این سوال ابعاد مقطع ثابت است و تنها راه افزایش مقاومت افزایش حجم خاموت می‌باشد. از طرفی برای قرار دادن خاموت محدودیت داریم و مقدار خاموت نباید از یک حدی فراتر رود. آیین نامه برای کنترل خاموت گذاری در مقطع می‌گوید در مقاطع تحت اثر ترکیب برش و پیچش باید روابط زیر ارضا شوند

۹-۱۲-۱۰-۷ حداکثر تنش در مقاطع قوطی شکل از رابطه (۹-۱۲-۲۱) و

در مقاطع توپر از رابطه (۹-۱۲-۲۲) به دست می‌آید.

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1/7 A_{oh}} \leq 0.75 \phi_c f_c \quad (9-12-21)$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1/7 A_{oh}}\right)^2} \leq 0.75 \phi_c f_c \quad (9-12-22)$$

در صورتی که رابطه 9-12-22 ارضا نشود، تنها راه افزایش مقاومت برشی و پیچشی مقطع افزایش ابعاد مقطع افزایش می‌باشد:

$$\left(\sqrt{\left(\frac{200000}{300 \times 460}\right)^2 + \left(\frac{40 \times 10^6}{1.7(220 \times 420)^2}\right)^2} = 4.64 \right) \not\leq (0.25 \times 0.65 \times 25 = 4.06)$$

بنابراین مقطع با ابعاد فعلی قابل قبول نمی‌باشد

۸- حداقل مقدار آرماتور لازم برای شناژ رابط به ابعاد $300 \times 300 \text{ mm}$ بین دو پی منفرد به ابعاد $2 \times 2 \text{ m}$ و با فاصله مرکز به مرکز ۵ متر از یکدیگر که تحت اثر نیروهای قائم فشاری نهایی به ترتیب $N_{u1}=1500 \text{ kN}$ و $N_{u2}=2000 \text{ kN}$ قرار دارند، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید بتن از رده C30 و آرماتورها از رده S340 می باشد.

۴) $4\Phi 16$

۱) $4\Phi 18$

۴) $4\Phi 12$

۳) $4\Phi 14$

گزینه ۲:

۷-۴-۸-۲ برای جلوگیری از تغییر مکان های افقی نسبی پی ها زیر اثر بارهای وارده، مخصوصاً در هنگام زلزله، لازم است پی های منفرد واقع در یک صفحه افقی توسط کلاف هایی در دو جهت بهم متصل گردند. این کلاف ها باید دارای مقاومت و سختی کافی برای مقابله با نیروهای افقی پیش بینی شده باشند.

کلاف ها معمولاً برای کشش طراحی می شوند و نیروی ایجاد شده در آنها را می توان با استفاده از مدل سازی مناسبی تعیین کرد. در غیر این صورت این کلاف ها باید براساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی برای نیروی کشش معادل ده درصد بزرگترین نیروی محوری وارد به ستون های طرفین خود طراحی شوند.

$$[T = 0.1 \times 2000 \text{ kN} = 2 \times 10^5 \text{ N}] < [0.85 \times A_s F_y = 0.85 \times A_s \times 350]$$

$$\left[\frac{2 \times 10^5}{0.85 \times 350} = 672 \text{ mm}^2 \right] < A_s \rightarrow 4 \Phi 16$$

۹- در یک مقطع مستطیل شکل ($b=30 \text{ cm}$, $d=43 \text{ cm}$, $h=50 \text{ cm}$) چنانچه آرماتور کششی $4\Phi 20$ (واقع در یک سفره) و رده بتن C30 و رده فولاد S400 و لنگر خمشی موثر به مقطع در حالت بهره‌برداری 100 kN.m باشد و با فرض تنش کششی آرماتورها در حالت بهره‌برداری برابر $0.6f_y$ ، عرض ترک خمشی به کدام یک از اعداد زیر بر حسب میلیمتر نزدیکتر است؟

- (۱) 0.22 (۲) 0.30 (۳) 0.24 (۴) 0.28

گزینه ۴:

۹- ۱۴- ۳- ۲ محاسبه عرض ترک

۹- ۱۴- ۳- ۲- ۱ در تیرها و دال‌های یک‌طرفه مقدار عرض را، در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر، می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$w = 13 \times 10^{-6} f_s^2 \sqrt{d_c} A \quad (۹- ۱۴- ۷)$$

در شرایط محیطی ملایم، متوسط و شدید مقدار تنش f_s به $\frac{2}{3}f_y$ و در شرایط محیطی خیلی شدید و فوق‌العاده شدید مقدار این تنش به $\frac{1}{3}f_y$ محدود می‌شود.

d_c = ضخامت قشر محافظ بتنی که برابر با فاصله دورترین تار کششی تا مرکز نزدیکترین میلگرد به آن در نظر گرفته می‌شود، میلی‌متر

A = مساحت مؤثر کششی بتن تقسیم بر تعداد میلگردها، سطح مؤثر کششی بتن سطحی است محدود به لبه خارجی کششی که مرکز آن بر مرکز سطح آرماتورهای کششی منطبق است. در صورتی که قطرهای میلگردها متفاوت باشد، تعداد میلگردها برابر سطح مقطع کل آنها تقسیم بر سطح مقطع بزرگترین آنها در نظر گرفته می‌شود، میلی‌متر مربع

$$w = 13 \times 10^{-6} (0.6F_y)^2 \sqrt{70 \times \left(\frac{300 \times 140}{4} \right)} = 0.28 \text{ mm}$$

۱۰- در یک قاب خمشی، چنانچه ابعاد ستون‌ها 50×50 cm و ابعاد تیرها 40×60 cm ($b=40$ cm , $h=60$ cm) و فاصله محور تا محور تیرهای طبقات 300 cm و ضریب طول موثر ستون $k=1.2$ باشد، در مورد طراحی آرماتورهای ستون گزینه صحیح را انتخاب نمایید؟

- ۱) صرفنظر کردن از اثر لاغری این ستون بستگی به لنگرهای خمشی دو انتهای ستون دارد.
 - ۲) صرفنظر کردن از اثر لاغری این ستون بستگی به مقدار آرماتورهای طولی ستون دارد.
 - ۳) می‌توان از اثر لاغری ستون صرفنظر نمود.
 - ۴) نمی‌توان از اثر لاغری ستون صرفنظر نمود.
- گزینه ۳:

در ستونها مهار نشده ضریب طول موثر ستون بزرگتر از یک بدست می آید و بنابراین با توجه به اینکه $k=1.2$ می باشد، ستون مهار نشده می باشد. لاغری ستون از رابطه kL/r بدست می آید که در آن L طول خالص ستون و r شعاع ژیراسیون مقطع ستون می باشد و برای مقطع مستطیلی تقریباً برابر است با $r=0.3b=0.3 \times 500 = 150$ mm بنابراین لاغری این ستون برابر است با:

$$\frac{kL}{r} = \frac{1.2 \times (3000 - 600)}{150} = 19.2$$

لاغری این ستون پایین است و یک ستون چاق محسوب می شود و می توان از اثرات لاغری صرف نظر کرد:

۹ - ۱۳ - ۷ ضوابط اثر لاغری

۹ - ۱۳ - ۷ - ۱ در قطعات فشاری مهار شده در صورتی که $k \frac{I_u}{r} \leq (34 - 12 \frac{M_1}{M_2})$

باشد، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر کرد. مقدار $(34 - 12 \frac{M_1}{M_2})$ را نبایستی بیش از ۴۰ در

نظرگرفت. 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.

۹ - ۱۳ - ۷ - ۲ در قطعات فشاری مهار نشده در صورتی که $k \frac{I_u}{r} \leq 22$ باشد، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر کرد.

۹ - ۱۳ - ۷ - ۳ در قطعات فشاری با $k \frac{I_u}{r} > 100$ اثر لاغری باید براساس تحلیل

دقیق، مطابق بند ۹ - ۱۳ - ۲ - ۱ بررسی شود.

۹ - ۱۳ - ۷ - ۴ استفاده از قطعات فشاری با $k \frac{I_u}{r} > 200$ مجاز نیست.

۱۱- ارتفاع آزاد یک ستون $40 \times 40 \text{ cm}$ بتنی قاب خمشی با شکل پذیری متوسط، برابر ۶ متر و حداقل بار محوری نهائی آن $N_u = 250 \text{ kN}$ است. حداکثر فاصله تنگ‌ها در نزدیک دو انتهای این ستون بر حسب میلیمتر چقدر می‌تواند باشد؟

(قطر تنگ‌ها ۸ میلیمتر، قطر میلگردهای اصلی ستون ۲۰ میلیمتر و رده بتن C25 و پوشش بتن برابر ۴۰ میلیمتر فرض شود.)

(۱) ۱۶۰

(۲) ۱۲۵

(۴) ۸۵

(۳) ۱۰۰

گزینه ۴:

ضوابط فواصل آرماتورهای عرضی برای تیرها و ستونها متفاوت است. تعریف تیر و ستون از نظر آیین نامه چیست؟ طبق تعریف مبحث ۹ اگر مقدار نیروی محوری (Nu) کمتر از ۱۵ درصد مقاومت فشاری بتن باشد ($0.15 \times \phi f_c A_g$)، آن عضو تیر نامیده می‌شود و در غیر این صورت ستون محسوب می‌شود. در سوال فوق داریم:

$$0.15 \times \phi f_c A_g = 0.15 \times 0.65 \times 25 \times 400 \times 400 = 3900000 \text{ N} = 390 \text{ kN}$$

ضوابط مربوط به فواصل خاموت‌ها در تیرها سخت گیرانه تر از ستون می‌باشد و با توجه به اینکه حداقل نیروی محوری ۲۵۰ kN می‌باشد، علاوه بر ضوابط ستون، ضوابط تیر نیز باید رعایت شود:

۱- ۲- ۳- ۴- ۵ خاموت‌ها و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط

(الف) و (ب) این بند باشند:

الف) قطر خاموت‌ها کمتر از ۶ میلی‌متر نباشد.

ب) فاصله خاموت‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ) فاصله اولین خاموت از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

$$s < \text{Min} \left\{ \frac{d}{4}, 8d_b, 24d_s \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{340}{4}, 8 \times 20, 24 \times 8 \right\} = 85 \text{ mm}$$

۱۲- در یک تیر بتن آرمه با مقطع مستطیلی به ارتفاع 50 cm و به پهنای 40 cm و با پوشش بتن 6 cm از مرکز آرماتورهای اصلی، چنانچه لنگر پیچشی نهایی برابر $T_u = 6 \text{ kN.m}$ باشد، میزان آرماتور عرضی لازم ناشی از پیچش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

فرض کنید بتن از رده C25 و آرماتورها از رده S340 است.

$$\Phi 10 @ 250 \text{ (۲)}$$

$$\Phi 10 @ 150 \text{ (۱)}$$

$$\Phi 10 @ 350 \text{ (۳)}$$

$$(۴) \text{ به لحاظ پیچش نیازی به آرماتور عرضی نمی باشد.}$$

گزینه ۴:

۹ - ۱۲ - ۷ - ۱ در صورتی که مقدار T_u از مقدار $0.25T_{cr}$ کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار T_{cr} از رابطه زیر به دست می آید:

$$T_{cr} = 2 \left(\frac{A_c}{P_c} \right)^{1/3} v_c \quad (۹ - ۱۲ - ۱۵)$$

A_c = سطح محصور توسط محیط خارجی مقطع بتن شامل سطح سوراخها (در صورت وجود)، میلی متر مربع

در این رابطه v_c با استفاده از رابطه (۹ - ۱۲ - ۴) محاسبه می شود:

$$v_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f_c} \quad (۹ - ۱۲ - ۴)$$

$$T_{cr} = 2 \left(\frac{(400 \times 500)^2}{1800} \right) (0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25}) = 28.9 \times 10^6 \text{ N.mm} = 28.9 \text{ kN.m}$$

$$0.25 \times T_{cr} = 7.2 \text{ kN.m}$$

با توجه به اینکه پیچش وارد شده کمتر از $0.25T_{cr}$ می باشد، نیازی به خاموت پیچشی نیست.

اگر T_u بیشتر از $0.25 \times T_{cr}$ بود، به شرح زیر عمل می کردیم:

در محاسبه خاموت های پیچشی، برخلاف برش، از مقاومت پیچشی بتن صرف نظر می شود و خاموت ها به تنهایی باید بتوانند پیچش وارد شده را تحمل کنند (البته در حالتیکه $0.25T_{cr} < T_u$ باشد):

۹ - ۱۲ - ۸ - ۲ مقدار T_s با استفاده از رابطه (۹ - ۱۲ - ۱۸) محاسبه می شود.

$$T_s = 2 \phi_s A_o A_t \frac{f_{yv}}{s} \cot \theta \quad (۹ - ۱۲ - ۱۸)$$

در حالی که مقدار θ بین ۳۰ تا ۶۰ درجه می باشد.

در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق تر مقدار A_o را می توان $0.85 A_{oh}$ و

مقدار θ را ۴۵ درجه منظور نمود.

A_{oh} = مساحت سطح محصور شده به وسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی

بیرونی در مقطع، شامل سطح سوراخها (در صورت وجود)، میلی متر مربع

۹ - ۱۲ - ۱۰ - ۵ حداکثر فاصله بین خاموت های بسته پیچشی از رابطه (۹ - ۱۲ - ۲۰)

تعیین می گردد:

$$S_{max} = \min \left(\frac{P_h}{8}, 300 \right) \quad (۹ - ۱۲ - ۲۰)$$

$$\left[T_s = 2 \times 0.85 \times (0.85 \times 280 \times 380) \frac{A_t}{s} 340 \times 1 = 52274320 \frac{A_t}{s} \right] \geq [T_u = 6 \times 10^6]$$

$$\left(\frac{A_t}{s} = \frac{78.5}{s} \right) \geq 0.115 \rightarrow s \geq 0.682 \text{ mm}$$

$$s_{max} = \left(\frac{1800}{8}, 300 \right) \rightarrow s = 225 \text{ mm}$$

۱۳- در مورد وصله پوشش دو میلگرد فشاری با قطرهای 20 و 25 میلیمتر گزینه صحیح تر را انتخاب کنید؟

(۱) طول پوشش برابر کوچکترین دو مقدار طول گیرائی میلگرد $\Phi 25$ و طول پوشش لازم برای میلگرد $\Phi 20$ در نظر گرفته می شود.

(۲) طول پوشش برابر بزرگترین دو مقدار طول گیرائی میلگرد $\Phi 25$ و طول پوشش لازم برای میلگرد $\Phi 20$ در نظر گرفته می شود.

(۳) طول پوشش فقط براساس طول پوشش میلگرد 25 میلیمتری تعیین می گردد.

(۴) طول پوشش فقط براساس طول گیرائی میلگرد 20 میلیمتری تعیین می شود.

گزینه ۲:

۹ - ۱۸ - ۴ - ۳ - ۲ در مواردی که میلگردهای با قطرهای مختلف با وصله پوشش به هم متصل می شوند طول پوشش باید برابر بزرگترین دو مقدار، طول گیرائی میلگرد با قطر بزرگتر یا طول پوشش لازم برای میلگرد با قطر کوچکتر، در نظر گرفته شود. میلگردهای با قطر بزرگتر از ۳۶ میلی متر را می توان به میلگردهای با قطر کوچکتر از ۳۶ میلی متر اتصال داد.

۱۴- پی با ابعاد $300 \times 300 \times 60$ cm تحت اثر بار مرده و زنده مجموعاً برابر 1000 kN (شامل وزن پی و خاک روی آن) با خروج از محوریت 60 cm قرار دارد. حداکثر تنش فشاری موثر به خاک برحسب کیلو پاسکال به کدام یک از اعداد زیر نزدیکتر است؟

(۲) 125

(۱) 250

(۴) 320

(۳) 180

گزینه ۱

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I} = \frac{1000}{3 \times 3} + \frac{(1000 \times 0.6)1.5}{\left(\frac{3 \times 3^3}{12}\right)} = 111.1 + 133.3 = 244.4 \text{ kPa}$$

۱۵- بار محوری نهائی یک ستون 3500 kN است. محاسبات نشان می‌دهد که ظرفیت بتن برای تحمل برش دو طرفه (پانچ) برای شالوده این ستون که از رابطه $V_c = 2v_c b_o d$ بدست می‌آید برابر 3200 کیلونیوتن می‌باشد اگر بخواهیم از میلگرد برشی برای جبران ضعف موجود استفاده کنیم، آنها را برای چه نیرویی بر حسب کیلونیوتن ($V_s = ?$) باید طراحی کنیم؟

- (۱) 300
(۲) 1900
(۳) 3500
(۴) 1450
گزینه ۲:

دقت شود که در صورت استفاده از آرماتور عرضی کمکی برای تحمل برش پانچ، مقاومت برشی بتن به نصف کاهش می‌یابد. بنابراین مقاومت بتن به جای 3200 kN برابر با 1600 kN منظور می‌شود. در این حالت میلگردهای برشی باید بتوانند نیرویی برابر با $3500 - 1600 = 1900$ kN را تحمل نمایند:

۹- ۱۲- ۱۷- ۲- ۴ در دال‌ها و پی‌هایی که در آنها از آرماتور برشی یا کلاک برشی استفاده نمی‌شود مقدار V_c ، برابر با کمترین مقادیر به‌دست آمده از سه رابطه (۹- ۱۲- ۳۴) الی (۹- ۱۲- ۳۶) در نظر گرفته می‌شود:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) v_c b_o d \left(\frac{\pi}{4} - \theta\right) \quad (9-12-34)$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1\right) v_c b_o d \quad (9-12-35)$$

$$\underline{V_c = 2v_c b_o d} \quad (9-12-36)$$

α_s عددی است که برای ستون‌های میانی برابر با ۲۰، برای ستون‌های کناری ۱۵ و برای ستون‌های گوشه ۱۰ در نظر گرفته می‌شود.

۹- ۱۲- ۱۷- ۲- ۵ در دال‌ها و پی‌هایی که در آنها از آرماتور برشی برای تأمین مقاومت برشی استفاده می‌شود مقدار V_c و V_s براساس ضوابط (الف) الی (پ) تعیین می‌شوند:

الف) مقدار V_c از رابطه (۹- ۱۲- ۳۷) محاسبه می‌شود:

$$\underline{V_c = v_c b_o d} \quad (9-12-37)$$

ب) مقدار V_s ، با استفاده از ضوابط بند ۹- ۱۲- ۴ محاسبه می‌شود.

پ) در این حالت مقدار V_r نباید بیشتر از $3v_c b_o d$ در نظر گرفته شود.

۱۶- برای تیر بتن مسلح با مقطع مستطیل شکل با عرض 400 و ارتفاع کل 600 و عمق مؤثر 540 میلیمتر با آرماتور کششی $3\Phi 25$ از رده S400، لنگر خمشی ترک خوردگی برحسب $kN.m$ حدوداً چقدر است؟ (رده بتن C25 است)

- (۱) 72 (۲) 182
(۳) 108 (۴) 58

گزینه ۱:

۹- ۱۴- 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 تکیه گاههای ساده و در تکیه گاه اعضای طره‌ای از رابطه (۹- ۱۴- ۱) محاسبه می شود:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \quad (۹- ۱۴- ۱)$$

در این رابطه مقدار M_{cr} از رابطه (۹- ۱۴- ۲) محاسبه می شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (۹- ۱۴- ۲)$$

مقدار f_r نیز با استفاده از رابطه (۹- ۱۴- ۳) محاسبه می شود:

$$f_r = 0.16 \sqrt{f_c} \quad (۹- ۱۴- ۳)$$

مقدار I_e در هیچ حالت نباید بیشتر از I_g در نظر گرفته شود.

$$M_{cr} = \frac{0.6 \sqrt{25} \left(\frac{400 \times 600^3}{12} \right)}{300} = 72 \times 10^6 N.mm = 72 kN.m$$

۱۷- در صورتی که مقاومت فشاری نمونه 28 روزه یک بتن با سیمان نوع II برابر با 30 مگاپاسکال باشد، مقاومت مورد انتظار 90 روزه همین بتن با سیمان نوع I چند مگاپاسکال خواهد بود؟

- (۱) 32 (۲) 36
(۳) 40 (۴) 42

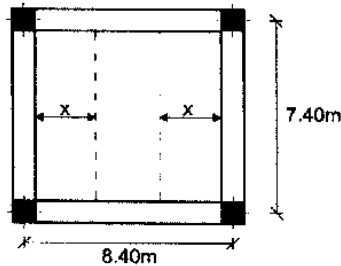
گزینه ۳:

$$30 \left(\frac{1}{0.9} \times 1.2 \right) = 40$$

جدول ۹- ۶- ۸ تأثیر نوع سیمان و سن بتن بر روی مقاومت فشاری نسبی بتن

مقاومت فشاری (به صورت نسبی)				نوع سیمان
یک روزه	۷ روزه	۲۸ روزه	۹۰ روزه	
۰/۳۰	۰/۶۶	۱/۰۰	۱/۲۰	سیمان نوع I
۰/۲۳	۰/۵۶	۰/۹۰	۱/۲۰	سیمان نوع II
۰/۵۷	۰/۷۹	۱/۱۰	۱/۲۰	سیمان نوع III
۰/۱۷	۰/۴۳	۰/۷۵	۱/۲۰	سیمان نوع IV
۰/۲۰	۰/۵۰	۰/۸۵	۱/۲۰	سیمان نوع V

۱۸- در صورتیکه ابعاد ستون‌ها 40×40 cm و تیرها 40×60 cm ($b=40$ cm , $h=60$ cm) باشد، عرض نوار کناری دال دوطرفه (x) در جهت ۷.۴ متری چقدر می‌باشد؟ (برحسب متر)



(۱) 1.85

(۲) 2.10

(۳) 1.90

(۴) 1.65

گزینه ۴:

$$\frac{7.4}{4} - \frac{0.4}{2} = 1.65 \text{ m}$$

۹- ۱۵- ۲- ۲ نوار پوششی

به قسمتی از سیستم دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌های واقع در یک ردیف در پلان قرار می‌گیرد و به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود شود.

۹- ۱۵- ۲- ۳ نوار ستونی

به قسمتی از نوار پوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با $0.25 l_x$ و یا $0.25 l_y$ هر کدام کوچکتر است، باشد این نوار شامل تیر بین ستون‌ها در صورت وجود، نیز می‌شود.

۹- ۱۵- ۲- ۴ نوار میانی

نواری از سیستم دال است که در حد فاصل دو نوار ستونی قرار می‌گیرد.

۹- ۱۵- ۲- ۵ نوار کناری

در سیستم (تیر، دال) نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می‌گیرد.

۱۹- در یک مقطع مستطیل ($d=50$ cm , $b=30$ cm) تحت اثر لنگر خمشی چنانچه آرماتورهای کششی $4\Phi 20$ و رده بتن C25 و رده فولاد S400 باشد، فاصله محور خنثی در حالت حدی نهائی از دورترین تار فشاری مقطع به کدام یک از اعداد زیر برحسب میلیمتر نزدیکتر است؟

(۲) 130

(۱) 90

(۴) 120

(۳) 100

گزینه ۴:

$$C = T \rightarrow (0.85x)b(0.85\phi_c f'_c) = A_s(\phi_s F_y)$$

$$\rightarrow (0.85x) \times 300 \times 0.85 \times 0.65 \times 25 = 4 \times 314 \times 0.85 \times 400$$

$$\rightarrow x = 121 \text{ mm}$$

[جهت توضیحات کاملتر به جزوه بتن کنکور ارشد اینجانب، صفحه ۲۷ مراجعه نمایید]

۲۰- در ستون‌های با مقطع $60 \times 60 \text{ cm}$ در یک قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد، مقدار پوشش بتن برابر 45 mm ، قطر میلگردهای طولی 20 میلیمتر، قطر میلگردهای عرضی 10 میلیمتر، فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر 100 میلیمتر، بتن از رده $C25$ و فولاد مصرفی از رده $S400$ می‌باشد. چنانچه مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز براساس تحلیل سازه برای ستون‌های این قاب برابر 250 میلیمتر مربع باشد، کدامیک از مقادیر زیر نزدیکترین مقدار به حداقل مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی ستون‌های مذکور می‌باشد؟

(۱) 480 میلیمتر مربع

(۲) 360 میلیمتر مربع

(۳) 280 میلیمتر مربع

(۴) 250 میلیمتر مربع

گزینه ۲:

$$A_{sh} = \text{Max} \left\{ 0.3 \left(100 \times 510 \times \frac{25}{400} \right) \left(\frac{600 \times 600}{510 \times 510} - 1 \right), 0.09 \times 100 \times 510 \times \frac{25}{400} \right\}$$

$$= \text{Max}\{367, 286\} = 367 \text{ mm}^2$$

۹- ۲۰- ۴- ۲- ۳- مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی براساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف) در ستون‌های با مقطع دایره نسبت حجمی آرماتور دورپیچ یا تنگ‌های حلقوی، ρ_s نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (۱ - ۲۰ - ۹)$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (۲ - ۲۰ - ۹)$$

ب) در ستون‌های با مقطع مربع مستطیل سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد، A_{sh} ، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$A_{sh} = 0.3 (s.h_c \frac{f_c}{f_{yh}}) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (۳ - ۲۰ - ۹)$$

$$A_{sh} = 0.9 s.h_c \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (۴ - ۲۰ - ۹)$$

A_g = سطح مقطع کل قطعه، میلی‌متر مربع

A_{ch} = مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد عرضی واقع شده است. این مساحت

براساس انداز پشت تا پشت میلگرد عرضی محاسبه می‌شود، میلی‌متر مربع

h_c = بعد مقطع ستون (محور تا محور میلگردهای محصورکننده)، میلی‌متر

۲۱- در مورد اثر کتیبه در دالهای دوطرفه بدون تیر تحت اثر بارهای ثقلی گزینه نادرست کدام است؟

- (۱) کاهش مقدار آرماتور منفی دال
- (۲) افزایش نیروی برشی مقاوم دوطرفه دال
- (۳) افزایش لنگر خمشی مقاوم مثبت در وسط دال
- (۴) کاهش تغییر شکل وسط دهانه چشمه

گزینه ۳.

گزینه ۱: بیشترین لنگر منفی در دالها، همانند تیرها، در انتهای دال (نقطه اتصال به ستون) می باشد. با قرار دادن کتیبه در حقیقت ضخامت دال را در دو انتها افزایش داده ایم و در نتیجه مقدار آرماتورهای منفی کاهش می یابد و گزینه ۱ صحیح است.

گزینه ۲: هدف اصلی از استفاده از کتیبه جلوگیری از پانچ (برش دو طرفه) ستون است.

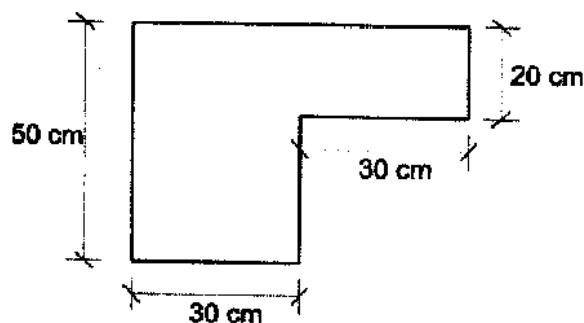
گزینه ۳: در این گزینه گفته "لنگر خمشی مقاوم". لنگر خمشی مقاوم به هندسه دال (ضخامت، مساحت آرماتورها، مقاومت بتن، ...) بستگی دارد و با قرار دادن کتیبه تغییر نمی کند.

دقت شود که "لنگر ناشی از بارهای وارده" در وسط دال کاهش می یابد. استفاده از کتیبه موجب می شود که طول خالص دال کاهش یابد و با کاهش طول خالص، هم لنگر منفی دو انتهای دال و هم لنگر مثبت وسط دال کاهش می یابند (هر دو آنها با qL_n^2 متناسب هستند).

گزینه ۴: با کاهش طول موثر، خیز نیز کاهش می یابند (خیز با $\frac{qL_n^2}{EI}$ متناسب است).

۲۲- در صورتی که رده بتن C25 باشد، لنگر پیچشی ترک خوردگی مقطع مطابق شکل (بر حسب kN.m)

به کدام یک از اعداد زیر نزدیک تر است؟



(۱) 26

(۲) 22

(۳) 24

(۴) 28

گزینه ۱:

۹ - ۱۲ - ۷ - ۱ در صورتی که مقدار T_u از مقدار $0.75T_{cr}$ کمتر باشد، طراحی

برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار T_{cr} از رابطه زیر به دست می آید:

$$T_{cr} = 2 \left(\frac{A_c}{P_c} \right) v_c \quad (9 - 12 - 15)$$

A_c = سطح محصور توسط محیط خارجی مقطع بتن شامل سطح سوراخها (در

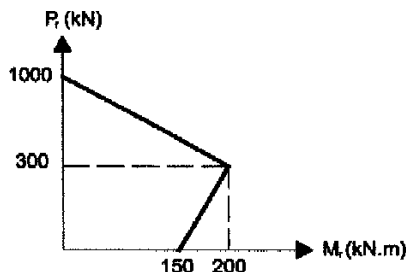
صورت وجود)، میلی متر مربع

در این رابطه v_c با استفاده از رابطه (۹ - ۱۲ - ۴) محاسبه می شود:

$$v_c = 0.7 \phi_c \sqrt{f_c} \quad (9 - 12 - 4)$$

$$T_{cr} = 2 \left(\frac{(200 \times 300 + 300 \times 500)^2}{2200} \right) (0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25}) = 26.06 \times 10^6 \text{ N.mm} = 26 \text{ kN.m}$$

۲۳- در قاب یک دهانه و یک طبقه با شکل پذیری زیاد در صورتی که لنگر خمشی مقاوم تیر در بر ستون (مثبت و منفی) برابر 135 kN.m و دیگرام اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی برای ستون مطابق شکل و نیروی محوری موثر به ستون $P_D=280 \text{ kN}$, $P_L=60 \text{ kN}$, $P_E=\pm 20 \text{ kN}$ و ترکیب بارگذاری مورد نظر $D + 1.2L + 1.2E$ باشد، نسبت $\frac{M_c}{M_g}$ در اتصال تیر به ستون در نامساعدترین حالت بار محوری در ترکیب بارگذاری مذکور به کدام یک از اعداد زیر نزدیکتر است؟



(۱) 1.30

(۲) 1.20

(۳) 1.40

(۴) 1.10

گزینه ۱:

M_c مقاومت خمشی ستون و M_g (Girder) مقاومت خمشی تیر می باشد. در حقیقت هدف بررسی ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی می باشد. مقدار M_c را که خود مساله داده است (135 kN.m) ما تنها باید مقاومت خمشی ستون (M_c) را محاسبه کنیم. مقاومت خمشی ستونهای بتنی متغیر بوده و عدد ثابتی نیست و بستگی به مقدار نیروی محوری موثر بر آن دارد.

تحت اثر ترکیب بار فوق نیروی محوری ستون برابر است با:

$$P = 280 + 1.2 \times 60 \pm 1.2 \times 20 = \begin{cases} 376 \text{ kN} \\ 328 \text{ kN} \end{cases}$$

با توجه به دیگرام اندرکنشی داده شده، مقاومت خمشی ستون تحت اثر بار 376 kN کمتر (بحرانی) بوده و برابر است با:

$$M_c = 200 - \left(\frac{376 - 300}{1000 - 300} \right) \times 200 = 178.29 \text{ kN.m}$$

بنابراین ستون قوی تر از تیر می باشد:

$$\frac{M_c}{M_g} = \frac{178.29}{135} = 1.32$$

دقت شود که قاب یک دهانه و یک طبقه می باشد و بنابراین در گره مورد نظر تنها یک تیر و یک ستون داریم.

برای گرههایی که دو ستون و دو تیر متصل است، مجموع مقاومت خمشی تیرها و ستونها را باید منظور کنیم.

۹-۲۰-۴-۲-۴ حد اقل مقاومت خمشی ستونها

۹-۲۰-۴-۲-۴-۱ در تمامی اتصالات تیرها به ستونها، به جز موارد گفته

شده در بندهای ۹-۲۰-۴-۲-۴-۲ و ۹-۲۰-۴-۲-۴-۳، لنگرهای

خمشی مقاوم ستونها باید در رابطه زیر صدق کنند:

$$\Sigma M_c \geq 1/2 \Sigma M_g \quad (۹-۲۰-۵)$$

در این رابطه:

ΣM_c = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستونها در بالا و پایین اتصال است که در

مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستونها باید برای

نامساعدترین حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که

کمترین مقدار لنگرها را به دست دهد، محاسبه شوند.

ΣM_g = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در مرکز اتصال

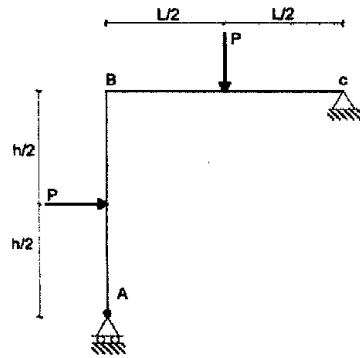
محاسبه شده باشند.

جمع لنگرها در رابطه (۹-۲۰-۵) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستونها

در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه (۹-۲۰-۵) باید در حالتی که

لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قاب، عمل نمایند برقرار باشد.

۲۴- در سازه نشان داده شده در شکل، حداکثر لنگر خمشی بوجود آمده در ستون AB چقدر است؟



(۱) $Ph/4$

(۲) $PL/4$

(۳) $Ph/2$

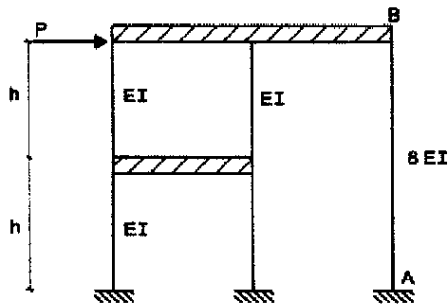
(۴) $PL/2$

گزینه ۳

تکیه گاه A تنها نیروی محوری به ستون وارد می کند و در نتیجه در نیمه پایینی ستون برش و لنگر صفر می باشند. لنگر در انتهای

فوقانی ستون حداکثر بوده و برابر است با $M=Ph/2$

۲۵- در سازه نشان داده شده در شکل زیر، چنانچه تیرها به لحاظ محوری و خمشی صلب فرض شوند، حداکثر لنگر خمشی بوجود آمده در ستون AB به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



$$(۱) \quad Ph/3$$

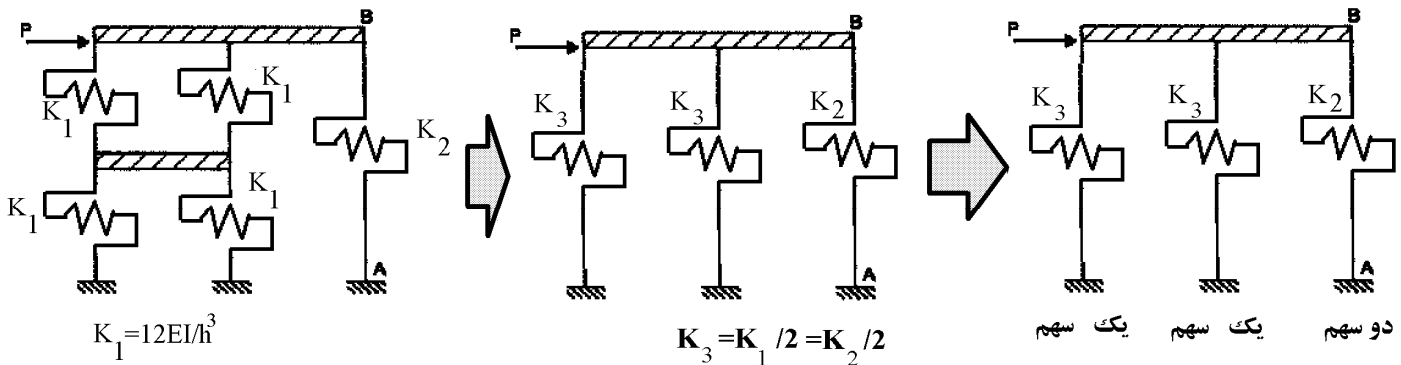
$$(۲) \quad 2Ph/3$$

$$(۳) \quad Ph/2$$

$$(۴) \quad 3Ph/2$$

گزینه ۳:

با توجه به شکل زیر و با استفاده از ایده فنرها، سهم ستون A دو برابر سهم دو ستون دیگر می باشد. جمع سهم ها برابر ۴ می باشد و $\frac{2}{4}$ از کل نیروی جانبی P را ستون AB تحمل می کند.



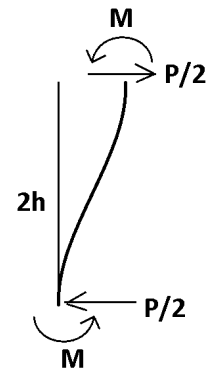
$$K_1 = 12EI/h^3$$

$$K_2 = 12(8EI)/(2h)^3 = 12EI/h^3$$

$$K_3 = K_1/2 = K_2/2$$

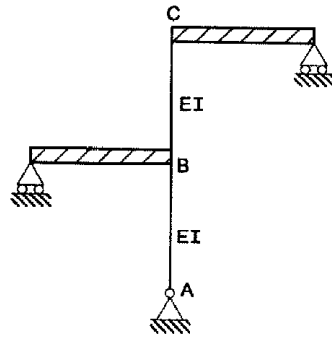
دو سهم یک سهم یک سهم

پس از بدست آوردن برش ستون، با توجه به شکل زیر، مقدار لنگر بدست می آید: $2M - \frac{p}{2} \times 2h = 0 \rightarrow M = \frac{ph}{2}$



- دقت شود که در صورت سوال طراحی فراموش کرده سختی ستون میانی در طبقه پایین را مشخص نماید.
- این سوال در اصلاحیه کلید سازمان حذف شده است.

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



$$K_{AB} = 2, K_{BC} = 2 \quad (۱)$$

$$K_{AB} = 2, K_{BC} = 1 \quad (۲)$$

$$K_{AB} = 1, K_{BC} = 2 \quad (۳)$$

$$K_{AB} = 1, K_{BC} = 1 \quad (۴)$$

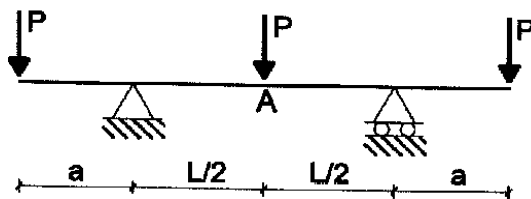
گزینه ۲

هر دو ستون مهار نشده محسوب می شوند.

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

ضریب طول موثر ستون "دوسر گیردار" مهار نشده برابر ۱ می باشد. بنابراین $K_{BC} = 1$

۲۷- در تیر نشان داده شده در شکل زیر به ازای چه مقداری از a لنگر خمشی در وسط دهانه (نقطه A) برابر صفر است؟



$$a = L/4 \quad (۱)$$

$$a = L/2 \quad (۲)$$

$$a = L/3 \quad (۳)$$

$$a = L \quad (۴)$$

گزینه ۱:

تیر معین است و به راحتی می توان عکس العملها را بدست آورده و لنگر در وسط را محاسبه کرده و سپس برابر صفر قرار داد. با

توجه به تقارن، عکس العملها برابر $1.5P$ می باشد و داریم:

$$M = P \left(a + \frac{L}{2} \right) - \frac{RL}{2} \quad \rightarrow \quad P \left(a + \frac{L}{2} \right) - \frac{1.5PL}{2} = 0 \quad \rightarrow \quad a = \frac{L}{4}$$

۲۸- در یک قاب مهاربندی شده همگرای ویژه با شکل هشت Δ ، طول دهانه تیر ۱۲ متر و ارتفاع طبقه ۴.۵ متر است. چنانچه در طراحی به روش حالات حدی در اثر توزیع نامتعادل نیروهای قطری ناشی از زلزله نیروی قطری کششی برابر $A_g F_{ye} = 2500 \text{ kN}$ و نیروی قطری فشاری برابر $0.3P_{nc} = 400 \text{ kN}$ در نظر گرفته شوند، نیروی قائم نامتعادل ناشی از زلزله وارد بر وسط دهانه تیر حدوداً برحسب کیلونیوتن به کدام گزینه نزدیکتر است؟

۱۷۰۰ (۴)

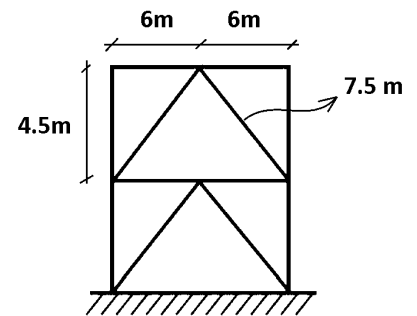
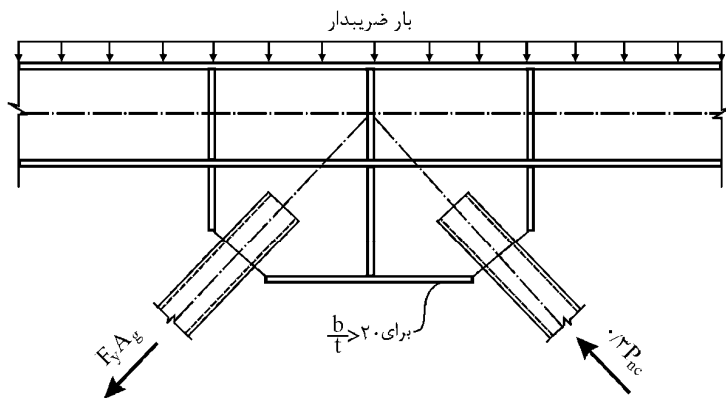
۱۵۰۰ (۳)

۱۳۰۰ (۲)

۲۳۰۰ (۱)

گزینه ۲:

$$(2500 - 400) \times \frac{4.5}{7.5} = 1260$$



شکل ۱۰-۳-۹ ب نیروی غیرمتعادل مهارندهای کششی و فشاری، در طراحی به روش حالات حدی.

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:

$$f = 70 \sqrt{\frac{I}{P_d L^4}} \geq 5 \rightarrow 70 \sqrt{\frac{I}{600 \times 6^4}} \geq 5 \rightarrow I \geq 3967 \text{ cm}^4$$

۱۰- ۲- ۱۱- ۴ افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی

الف) افتادگی

تیرها و شاهتیرهایی که کفها و سقف‌های ساختمانی را تحمل می‌کنند باید با توجهی خاص به تغییرمکان آنها در اثر بارهای محاسباتی، طرح و محاسبه شوند. تیرها و شاهتیرهایی که سقف‌های نازک‌کاری شده را تحمل می‌کنند، باید طوری محاسبه شوند که تغییرمکان حداکثر نظیر بار مرده و زنده از $\frac{1}{440}$ طول دهانه و تغییرمکان حداکثر نظیر بار زنده از $\frac{1}{360}$ طول دهانه بیشتر نشود.

ب) ارتعاش

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 (راه رفتن اشخاص، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کفها، نسبت ارتفاع به دهانه $\left(\frac{d}{L}\right)$ نباید از $\frac{1}{40}$ کمتر گردد. d ارتفاع کلی مقطع تیر (شامل ارتفاع بتن در تیرهای مختلط) و L طول مرکز به مرکز تکیه‌گاهی تیر است. همچنین لازم است فرکانس نوسانی تیرها محاسبه گردد که این فرکانس باید از حد احساس بشری کمتر باشد*.

پ) انتقال و نوسان جانبی در سازه‌های فولادی

سازه فولادی باید سختی و صلبیت کافی داشته باشد و تغییرمکان جانبی آن در مقابل اثر باد یا زلزله محدودیت‌های آیین‌نامه‌های مربوطه را برآورده سازد.

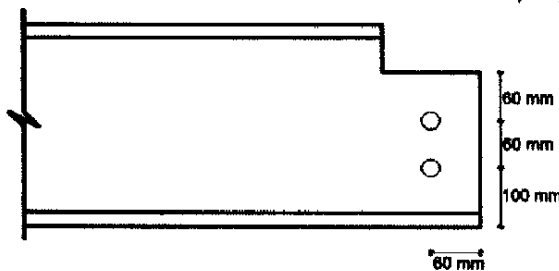
* در این خصوص به مراجع راهنمای معتبر مراجعه شود. برای محاسبه فرکانس تیرهای دهانه ساده رابطه زیر پیشنهاد شده است:

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

I = ممان اینرسی تیر (cm^4) ، P_d = بار مرده (kg/m) ، L = طول دهانه (m)

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؟

$V=120 \text{ kN}$ ، $F_u=400 \text{ MPa}$ فولاد تیر ، قطر سوراخ $d=20 \text{ mm}$



۸ mm (۱)

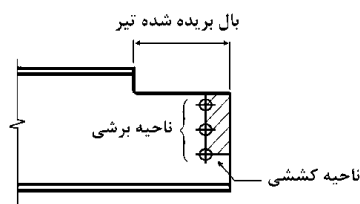
۱۰ mm (۲)

۶ mm (۳)

۱۲ mm (۴)

گزینه ۳:

۱۰-۱-۴ تنش مجاز در گسیختگی قالبی



در اتصال انتهای تیرها که قسمتی از بال فوقانی تیر برداشته شده (زبان شده) است و 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 سطح مار بر وسیله اتصال و کشش در سطح عمود بر آن خرابی اتفاق افتد، تنش برشی مجاز عبارت است از:

$$F_v = 0.3 F_u \quad (7-10-1-10)$$

که F_v در مقطع خالص برشی (A_v) در نظر گرفته می‌شود. تنش کششی مجاز نیز عبارت است از:

$$F_t = 0.5 F_u \quad (8-10-1-10)$$

که F_t در مقطع خالص کششی (A_t) در نظر گرفته می‌شود.

F_u نیز تنش نهایی مصالح می‌باشد. در اتصالات جوشی باید مسیر حداقل برای پارگی در جوش‌ها کنترل شود.

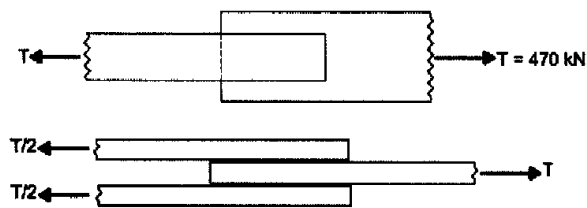
در صورتی که در صورت تست قید شود که سوراخ کاری به صورت پرچ (منگنه) انجام شده است، به جهت آسیب دیدگی در اطراف سوراخ، باید قطر سوراخ را ۲mm بزرگتر از مقدار واقعی در نظر بگیریم. اگر سوراخ کاری با مته انجام شده باشد، نیازی به افزایش قطر سوراخ نمی‌باشد.

$$120 \times 10^3 \leq \{A_t \times 0.5 F_u + A_v \times 0.3 F_u\}$$

$$\left. \begin{aligned} A_t &= (120 - 1.5 \times 20)t = 90t \\ A_v &= (60 - 0.5 \times 20)t = 50t \end{aligned} \right\} \rightarrow 120 \times 10^3 \leq \{90t \times 0.5 \times 400 + 50t \times 0.3 \times 400\}$$

$$120 \times 10^3 \leq 24000t \rightarrow 5 \text{ mm} \leq t$$

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

گزینه ۴:

در اتصالات لرزه گیر، باید از اتصال اصطکاکی استفاده شود:

۱۰-۳-۵ اتصالات پیچی

کلیه پیچ‌های مورد استفاده در اتصالات و وصله اعضای سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، باید با رفتار اصطکاکی و از نوع پرمقاومت باشد و با حداقل بار مندرج در فصل اتصالات، پیش‌تنیده شود. سوراخ‌ها نیز باید استاندارد باشند.

پیچ‌ها تحت اثر برش می‌باشند. با توجه به جدول زیر، تنش برشی مجاز هر پیچ برابر $0.15F_u = 0.15 \times 1000 = 150 \text{ MPa}$ می‌باشد. با توجه به اینکه برش مضاعف داریم، نیروی برشی پیچ‌ها نصف خواهد شد (نیرو را برابر $T/2$ در نظر می‌گیریم). اگر تعداد بولت‌ها را n در نظر بگیریم، رابطه زیر باید ارضا شود:

$$\frac{\left(\frac{T}{2}\right)}{nA_b} \leq 150 \quad \rightarrow \quad \frac{235 \times 10^3}{n(314)} \leq 150 \quad \rightarrow \quad 4.99 \leq n$$

جدول ۱۰-۱-۱۰-۶ تنش‌های مجاز در انواع وسایل اتصال

تنش برشی مجاز (F _v)					تنش کششی مجاز (F _t)	نوع وسیله اتصال
اتصال اتکایی ^(۸)	اتصال اصطکاکی ^(۳)					
	سوراخ لوبیایی بلند		سوراخ بزرگ شده و لوبیایی کوتاه	سوراخ استاندارد		
	بار در امتداد طولی	بار در امتداد عرضی				
۰/۶F _y					۰/۵F _y	پرچ
۳۰/۱۷F _u					۰/۳۲F _u (۱) و (۲)	پیچ معمولی
۳۰/۱۷F _u					۰/۳۲F _u (۱) و (۲)	قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده می گذرد
۰/۲۲F _u					۰/۳۲F _u (۱) و (۲)	قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی گذرد
۰/۲F _u	۰/۰۹F _u	۰/۱F _u	۰/۱۲F _u	۰/۱۵F _u	۰/۳۸F _u (۳) و (۴)	پیچ پرمقاومت که سطح برش از قسمت دندانه شده می گذرد
۰/۲۸F _u	۰/۰۹F _u	۰/۱F _u	۰/۱۲F _u	۰/۱۵F _u	۰/۳۸F _u (۳) و (۴)	پیچ پرمقاومت که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی گذرد

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 $Z_b = 2650 \text{ cm}^3$ و نوع فولاد St37 ($F_y = 240 \text{ MPa}$) 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؟

320 (۲)

350 (۱)

170 (۴)

300 (۳)

گزینه ۲:

$$\left. \begin{aligned} W &= 36 + 12 = 48 \frac{kN}{m} = 48 \frac{N}{mm} \\ L_1 &= 0.75d = 300 \text{ mm} \\ L_h &= 7000 - 2 \times 300 = 6400 \text{ mm} \end{aligned} \right\}$$

$$V_{ES} = \frac{2 \times 0.6 \times 1.1 \times (2650 \times 10^3 \times 240 \times 1.15)}{6400} + 48 \times \frac{6400}{2} + 48 \times 300 = 318851 \text{ N} = 319 \text{ kN}$$

۱۰-۳-۸-۱-۳-۳ طراحی برای برش

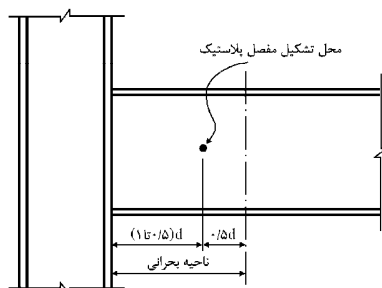
اتصال تیر به ستون باید برای برش مورد انتظار که در بر ستون ایجاد می‌شود، طراحی گردد. این برش مطابق روابط عنوان شده در زیر بندهای (الف) یا (ب) بند ۱۰-۳-۸-۱-۲ تعیین می‌گردد.

الف - طراحی به روش تنش مجاز:

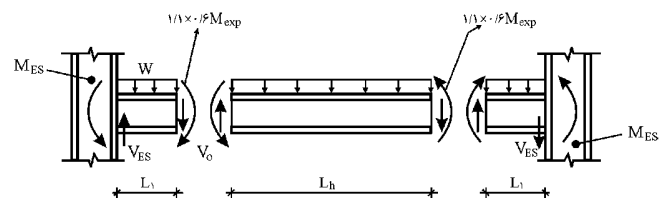
- در این روش نیروی برشی حاصل از تشکیل مفصل پلاستیک در مقطعی به فاصله L_1 از بر ستون مطابق عبارت زیر می‌باشد، (شکل ۱۰-۳-۵):

$$V_{ES} = \frac{\gamma \times \alpha / \phi \times \gamma / \lambda \times M_{exp}}{L_h} + V + W = V_o + W \quad (۱۰-۳-۶)$$

$$M_{exp} = Z_b F_{ye} \quad (۱۰-۳-۷)$$



شکل ۱۰-۳-۴ ناحیه بحرانی در دو انتهای تیر.



شکل ۱۰-۳-۵ برش طراحی تیرها در قاب‌های خمشی ویژه، در طراحی به روش تنش مجاز.

در این روابط:

$$W = \text{کل بار قائم بدون ضریب در بازوی } L_1$$

$$W_o = \text{کل بار قائم ضریب‌دار تیر در بازوی } L_1$$

$$M_{exp} = \text{لنگر پلاستیک مورد انتظار تیر مساوی } Z_b F_{ye}$$

$$V = \text{نیروی برشی موجود در محل مفصل پلاستیک فقط به علت بار قائم بدون}$$

$$\text{ضریب در طول } L_h$$

$$V_o = \text{نیروی برشی موجود در محل مفصل پلاستیک فقط به علت بار قائم ضریب‌دار}$$

$$\text{در طول } L_h$$

$$V_o = \text{نیروی برشی کل موجود در محل مفصل پلاستیک در طراحی به روش تنش}$$

مجاز

$$V_{ou} = \text{نیروی برشی کل موجود در محل مفصل پلاستیک در طراحی به روش حدی}$$

$$Z_b = \text{اساس مقطع پلاستیک تیر}$$

$$F_{ye} = \text{تنش تسلیم مورد انتظار فولاد مساوی } 1/15 F_y$$

$$L_1 = \text{فاصله محل تئوریک تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون، مطابق بند}$$

۱۰-۳-۸-۱-۲

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

- (۱) 800
(۲) 700
(۳) 600
(۴) 900

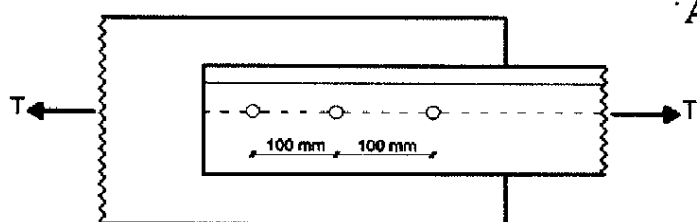
گزینه ۱:

در رابطه زیر 210 مربوط به فاصله مرکز سطح بال تیر تا تارخشی می باشد.

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

۳۴- در اتصال نبشی دو طرف مساوی $L120 \times 120 \times 12 \text{ mm}$ 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 بر حسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

$$A = 27.5 \text{ cm}^2 \text{ و } F_u = 400 \text{ MPa}, F_y = 240 \text{ MPa}$$



(۱) 490

(۲) 396

(۳) 416

(۴) 330

گزینه ۲:

کنترل تسلیم:

$$T_1 \leq (0.6 \times A_g F_y = 0.6 \times 2750 \times 240 = 396000 \text{ N} = 396 \text{ kN})$$

کنترل گسیختگی در محل اتصال:

$$T_2 \leq (0.5 \times A_e F_u = 0.5 \times (0.85 \times A_n) \times 400)$$

$$T_2 \leq (0.5 \times 0.85 \times (2750 - 25 \times 12) \times 400 = 416500 \text{ N} = 416.5 \text{ kN})$$

کمترین مقدار پاسخ خواهد بود.

۳۵- برای تیر دو سرگیردار به طول دهانه L تحت اثر 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؟

$$A_w = 12 \frac{S}{L} \quad (۲)$$

$$A_w = 3 \frac{S}{L} \quad (۱)$$

$$A_w = 9 \frac{S}{L} \quad (۴)$$

$$A_w = 6 \frac{S}{L} \quad (۳)$$

گزینه ۴:

اگر تیر تحت اثر خمش ضعیف باشد (اساس مقطع، S ، کم باشد)، می‌گوییم معیار خمش حاکم است و اگر تیر تحت برش ضعیف باشد (مثلاً جان تیر خیلی نازک باشد) می‌گوییم 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

$$\frac{qL}{2} = A_w (0.4F_y)$$

$$\frac{qL^2}{12} = S (0.6F_y)$$

برای حذف F_y از دو رابطه بالا، می‌توان آنها را بر هم تقسیم کرد:

$$\frac{\frac{qL}{2}}{\frac{qL^2}{12}} = \frac{A_w (0.4F_y)}{S (0.6F_y)} \rightarrow \frac{6}{L} = \frac{4A_w}{6S} \rightarrow A_w = \frac{9S}{L}$$

۳۶- در یک تیر مختلط با دال بتنی متکی بر تیر فولادی، اساس مقطع نیمرخ مختلط تبدیل یافته، نسبت به تار تحتانی مقطع، 4 برابر اساس مقطع تیر فولادی تنها، نسبت به تار تحتانی است. چنانچه میزان برشگیرهای اجرا شده، یک چهارم برشگیرهای مورد نیاز باشد، در طراحی به روش تنش مجاز اساس مقطع معادل نیمرخ مختلط نسبت به تار تحتانی، چند برابر اساس مقطع تیر فولادی تنها نسبت به تار تحتانی خواهد بود؟

- (۱) 2.5 برابر
(۲) 2 برابر
(۳) 4 برابر
(۴) با هم برابرند
- گزینه ۱:

$$\frac{S_{eff}}{S_s} = \frac{S_s + \sqrt{\frac{1}{4}(4S_s - S_s)}}{S_s} = 2.5$$

۱۰-۱-۹-۲ عملکرد مختلط ناقص

در مواردی که برشگیرها کفایت لازم برای تأمین عملکرد مختلط کامل را دارا نمی‌باشد، اساس مقطع معادل باید از رابطه زیر محاسبه گردد:

$$S_{eff} = S_s + \sqrt{\frac{V_h'}{V_h}} (S_{tr} - S_s) \quad (10-1-9-1)$$

که در آن:

V_h و V_h' در بند ۱۰-۱-۹-۴ تعریف شده‌اند.

S_s = اساس مقطع تیر فولادی نسبت به تار تحتانی (cm^3) یا (mm^3) .

S_{tr} = اساس مقطع نیمرخ مختلط تبدیل یافته نسبت به تار تحتانی (cm^3) یا (mm^3)

۳۷- در طراحی یک تیر دو سر مفصل به طول ۵ متر و تحت اثر باریک‌نواخت 16 kN/m ، چنانچه ضخامت ورق‌های موجود برابر ۱۰ میلیمتر و ارتفاع کلی تیر حداکثر ۳۲۰ میلیمتر باشد و تنش مجاز خمشی تیر برابر $0.6F_y$ فرض شود، براساس کنترل معیار خمش و $F_y = 240 \text{ MPa}$ ، حداقل پهنای بال مورد نیاز برای مقطع I شکل به کدامیک از مقادیر زیر برحسب میلیمتر نزدیکتر است؟

۱۲۰ (۴)

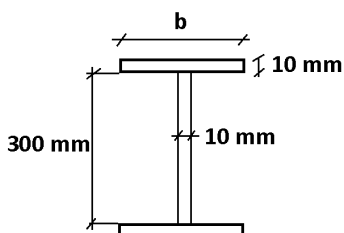
۸۰ (۳)

۱۰۰ (۲)

۱۵۰ (۱)

گزینه ۳:

اساس تقریبی مقطع را می توان از رابطه زیر محاسبه کرد:



$$S_{\text{تقریبی}} = \left(\text{ارتفاع خالص جان} \right) \times \left(\text{مساحت یکی از بالها} \right) + \frac{th^2}{6}$$

$$= (10b)(300) + \frac{10 \times 300^2}{6} = 3000b + 150000 \text{ mm}^3$$

لنگر موجود $\left(\frac{qL^2}{8} \right)$ باید کمتر از لنگر مجاز $(0.6F_y \times S)$ باشد:

$$\frac{qL^2}{8} \leq 0.6F_y \times S$$

$$\frac{16 \times 5000^2}{8} \leq 0.6 \times 240 \times (3000b + 150000) \quad \rightarrow \quad 66 \leq b$$

در صورتی که از محاسبه دقیق استفاده کنیم، مقدار لازم برای b برابر با ۶۹ mm بدست می آید.

۳۸- یک ستون فولادی با مقطع مربع مستطیل توخالی (قوطی شکل) و با ضخامت بال و جان یکسان برابر ۱۵ میلیمتر تحت اثر نیروی فشاری ضریب دار برابر ۱۸۰۰ kN قرار دارد. چنانچه ضریب لاغری حداکثر ستون برابر ۱۰۰ 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؟

$$F_y = 240 \text{ MPa}, \quad E = 200000 \text{ MPa}$$

$$30 \times 30 \text{ cm (۲)}$$

$$35 \times 35 \text{ cm (۱)}$$

$$20 \times 20 \text{ cm (۴)}$$

$$25 \times 25 \text{ cm (۳)}$$

گزینه ۳:

نیروی ضریب دار (۱۸۰۰ kN) باید کمتر از مقاومت کاهش یافته باشد.
مقاومت ستون به لاغری آن بستگی دارد. هرچه ستون لاغرتر باشد، مقاومت آن کمتر است.

۱۰-۲-۴ مقاومت فشاری طرح

مقاومت طرح اعضای فشاری مساوی $\phi_c P_n$ می باشد که در آن ϕ_c ضریب تقلیل مقاومت مساوی ۰/۹ و P_n مقاومت اسمی فشاری می باشد که برای اعضای فشاری با اجزای فشرده و غیرفشرده (غیرلاغر)، باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالات حدی کماتش خمشی، کماتش پیچشی و کماتش خمشی - پیچشی منظور شود.
تبصره: برای طراحی اعضای فشاری از به کار بردن مقاطعی که دارای اجزای فشاری لاغر می باشند باید خودداری شود.

۱۰-۲-۴-۱ مقاومت فشاری اسمی براساس کماتش خمشی

مقاومت اسمی اعضای فشاری، P_n ، با مقاطع فشرده و غیرفشرده غیرلاغر، براساس کماتش خمشی با استفاده از روابط زیر تعیین می شود:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۱۰-۲-۴-۲)$$

که در آن:

$$A_g = \text{سطح مقطع کل}$$

$$F_{cr} = \text{تنش فشاری ناشی از کماتش خمشی که از روابط زیر به دست می آید.}$$

(الف) اگر:

$$\lambda \leq \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{یا} \quad (F_e \geq 0.44 F_y)$$

در این صورت:

$$F_{cr} = \left[\frac{F_y}{0.658 \frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad (۱۰-۲-۴-۳)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{100^2} = 197$$

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

$$\phi P_n = 0.9 \times 144 \times A_g \geq 1800 \times 10^3 \rightarrow A_g \geq 13900 \text{ mm}^2$$

$$13900 = 4(15 \times b) \rightarrow b = 231 \text{ mm} \rightarrow \text{USE } b = 250 \text{ mm}$$

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:

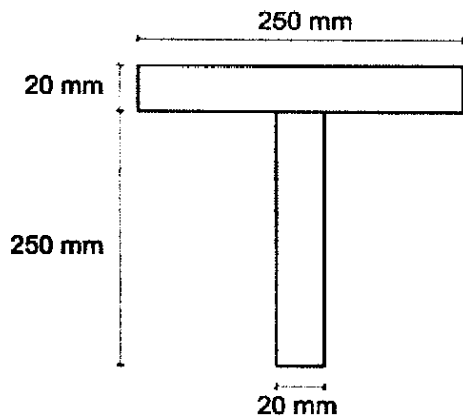
با توجه به اینکه نوع پیچ‌ها یکسان می باشد، در هر دو نوع اتصال از پیچ اعلا استفاده شده است. با توجه به جدول زیر، تنش مجاز برشی پیچ‌ها در اتصال اصطکاکی کمتر از تنش مجاز همان پیچ‌ها در اتصال اتکایی می باشد. بنابراین اگر از همان تعداد پیچ استفاده شود، ظرفیت برشی مجاز اتصال اصطکاکی کمتر خواهد بود.

سوال: به چه دلیلی آیین نامه تنش مجاز اصطکاکی را کمتر می گیرد (با وجود یکسان بودن پیچ‌ها)؟

جدول ۱۰-۱-۱۰-۶ تنش‌های مجاز در انواع وسایل اتصال

نوع وسیله اتصال	تنش کششی مجاز (F_t)	تنش برشی مجاز (F_v)			
		اتصال اصطکاکی ^(۳)			
		سوراخ استاندارد	سوراخ بزرگ‌شده و لوبیایی کوتاه	سوراخ لوبیایی بلند	اتصال اتکایی ^(۵)
پیچ	$0.5F_y$				$0.6F_y$
پیچ معمولی	$0.33F_u$ (۳,۵)				$0.17F_u$ (۳)
قطعه دندانه‌شده طبق مشخصات تعیین‌شده در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد	$0.33F_u$ (۳,۵)				$0.17F_u$ (۳)
قطعه دندانه‌شده طبق مشخصات تعیین‌شده در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد	$0.33F_u$ (۳,۵)				$0.17F_u$
پیچ پرمقاومت که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد	$0.28F_u$ (۳,۵)	$0.15F_u$	$0.12F_u$	$0.1F_u$	$0.09F_u$
پیچ پرمقاومت که سطح برش از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد	$0.28F_u$ (۳,۵)	$0.15F_u$	$0.12F_u$	$0.1F_u$	$0.09F_u$

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



$$F_y = 350 \text{ MPa}$$

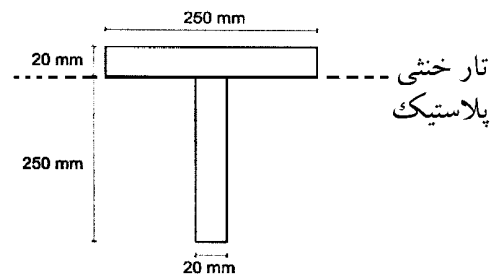
(۱) 350

(۲) 240

(۳) 1420

(۴) 1040

گزینه ۲:



$$Z = 20 \times 250 \times 10 + 250 \times 20 \times 125 = 675000 \text{ mm}^3$$

$$M_p = ZF_y = 675000 \times 350 = 236.25 \times 10^6 \text{ N.mm} = 236.25 \text{ kN.m}$$

[جهت توضیحات بیشتر در این رابطه به صفحات ۷۴ و ۷۵ جزوه فولاد کنکور ارشد اینجانب رجوع نمایید.]

۴۱- در یک اتصال پیچی اصطکاکی، پیچ ها از نوع A490 و قطر آنها 30 میلیمتر می باشد. چنانچه در طراحی به روش تنش مجاز نیروی کششی اعمالی به یک پیچ 30% حداقل نیروی پیش تنیدگی 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

گزینه ۳:

$$V = [(1 - 0.3) \times 0.15 \times 1000] \times \pi \times 15^2 = 74182 \text{ N} = 74 \text{ kN}$$

جدول ۱۰-۱-۱۰-۶ تنش های مجاز در انواع وسایل اتصال

تنش برشی مجاز (F _v)					تنش کششی مجاز (F _t)	نوع وسیله اتصال
اتصال اتکایی (۵)	اتصال اصطکاکی (۳)					
	سوراخ لوبیایی بلند		سوراخ بزرگ شده و لوبیایی کوتاه	سوراخ استاندارد		
بار در امتداد طولی	بار در امتداد عرضی					
۰/۴ F _y					۰/۵ F _y	پیچ
۳۰/۱۷ F _u					۰/۳۳ F _u (۱ و ۳)	پیچ معمولی
۳۰/۱۷ F _u					۰/۳۳ F _u (۱ و ۳)	قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده می گذرد.
۰/۲۲ F _u					۰/۳۳ F _u (۱ و ۳)	قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی گذرد.
۰/۲ F _u	۰/۰۹ F _u	۰/۱ F _u	۰/۱۲ F _u	۰/۱۵ F _u	۰/۲۸ F _u (۳ و ۴)	پیچ پرمقاومت که سطح برش از قسمت دندانه شده می گذرد.
۰/۲۸ F _u	۰/۰۹ F _u	۰/۱ F _u	۰/۱۲ F _u	۰/۱۵ F _u	۰/۲۸ F _u (۳ و ۴)	پیچ پرمقاومت که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی گذرد.

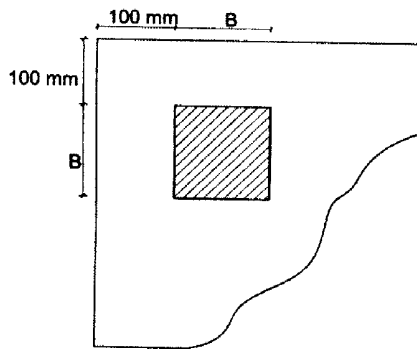
ج) اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اصطکاکی

برای پیچ های پرمقاومت که در اتصالات اصطکاکی تحت اثر مشترک کشش و برش مورد استفاده قرار می گیرند، باید تنش برشی مجازی را که در جدول ۱۰-۱-۱۰-۶ تعیین شده است در ضریب کاهش دهنده $\left(1 - \frac{f_t A_b}{T_b}\right)$ ضرب کرد. در این ضریب f_t تنش کششی متوسط ناشی از نیروی کششی اعمالی بر تمام پیچ ها است و T_b بار پیش تنیدگی پیچ که از جدول ۱۰-۱-۱۰-۱۱ استخراج می شود.

جدول ۱۰-۱-۱۰-۱۱ حداقل نیروی پیش تنیدگی در اتصالات اصطکاکی*

سطح مقطع اسمی پیچ	حداقل نیروی پیش تنیدگی
A_b	$0.55F_u A_b$

۴۲- در شکل زیر، چنانچه ستون بار محوری 2000 kN را به کف ستون مربع شکل وارد نمایند، حداقل عرض کف ستون (B) در طراحی به روش تنش مجاز، بدون لحاظ مقاومت برشی پی، به کدامیک از مقادیر زیر برحسب میلیمتر نزدیکتر است؟ رده بتن C30 می باشد.



(۱) 700

(۲) 600

(۳) 500

(۴) 400

گزینه ۴:

ابعاد کف ستون باید طوری تعیین شود که بتن زیر ستون له نشود.

برای این منظور تنش فشاری وارد بر بتن پی باید کمتر از تنش مجاز اتکایی بتن باشد. تنش فشاری وارد بر بتن برابر است با f_p

$$F_p = 0.3 \times 30 \times \sqrt{\frac{(B+200)(B+200)}{B \times B}} \text{ و تنش فشاری مقاوم بتن پی برابر است با } \frac{2000 \times 10^3}{B \times B}$$

بنابراین داریم:

$$\begin{aligned} \frac{2000 \times 10^3}{B \times B} &\leq 0.3 \times 30 \times \sqrt{\frac{(B+200)(B+200)}{B \times B}} \\ \frac{2000 \times 10^3}{0.3 \times 30} &\leq B \times B \frac{(B+200)}{B} \\ \frac{2000 \times 10^3}{0.3 \times 30} &\leq B(B+200) \\ &\rightarrow B = 382 \text{ mm} \end{aligned}$$

۱۰- ۱- ۸- کف ستون ها و قطعات فولادی با فشار مستقیم

بر بتن و مصالح بنایی

پیش‌بینی‌های لازم برای انتقال بارهای ستون‌ها به شالوده باید به عمل آید.

در صورتی که مقررات و مشخصات ویژه‌ای برای تنش مجاز اتکایی موجود نباشد، اعداد

زیر ملاک محاسبه خواهد بود:

تنش فشاری مجاز بر روی سنگ آهکی و ماسه‌سنگ متراکم با ملات ماسه سیمان:

$$F_p = 22 \text{ kg/cm}^2 \text{ یا } [2/2 \text{ N/mm}^2]^*$$

تنش فشاری مجاز بر روی آجرکاری با ملات ماسه سیمان:

$$F_p = 14 \text{ kg/cm}^2 \text{ یا } [1/4 \text{ N/mm}^2]^*$$

تنش فشاری مجاز بر روی تکیه‌گاه بتنی:

$$F_p = 0/3 f_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0/6 f_c \quad (11 - 10 - 1 - 10)$$

که در آن:

f_c = مقاومت مشخصه فشاری بتن بر روی نمونه استوانه‌ای استاندارد

A_1 = سطح ورق زیرستون در تماس با شالوده

A_2 = حداکثر سطحی از شالوده هم‌مرکز و متشابه با ورق کف ستون

۴۳- یک مخزن هوایی آب با پایه فلزی بادبندی شده دارای جرم کل (شامل سازه و آب) برابر 50000 کیلوگرم می باشد و ارتفاع مرکز جرم از تراز پایه ده متر است. براساس محاسبات، سختی جانبی این سازه برابر 900 kN/m می باشد. اگر محل مخزن در رشت و زمین از نوع III باشد، نیروی برشی پایه زلزله طرح برحسب کیلونیوتن حدوداً چقدر است؟ شتاب ثقل را برابر ده متر بر مجذورثانیه در نظر بگیرید.

(۲) 140

(۱) 117

(۴) 203

(۳) 67

گزینه ۱: با توجه به رابطه $V = \frac{ABI}{R} W$ باید ضرایب A, B, I, R را محاسبه کنیم.

A: برای شهر رشت برابر 0.3 می باشد.

I: ضریب اهمیت می باشد. در صورت سوال بهتر بود قید می شد

که مخزن آب به عنوان تاسیسات آبرسانی مورد استفاده می باشد

که در این صورت جزوه ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد بوده

و ضریب اهمیت آن برابر 1.4 می باشد.

T: دوره تناوب بر اساس رابطه ارائه شده در پیوست محاسبه می شود:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{50000}{900 \times 10^3}} = 1.48$$

B: ضریب بازتاب که از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$B = (1.75 + 1) \left(\frac{0.7}{1.48} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.67$$

R: ضریب رفتار که با توجه ب جدول زیر برابر ۳ می باشد

$$V = \frac{ABI}{R} W = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1.4}{3} \times \left(\frac{50000 \times 10}{1000} \right) = 0.234 \times 500 = 116.85 \text{ kN}$$

جدول شماره ۶-۷-۸ ضریب رفتار برای سازه های غیر ساختمانی، R

ردیف	نوع سازه	R
۱	سازه هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است. مخازن هوایی که بر روی پایه های بادبندی شده یا نشده قرار دارند.	۳
۲	سازه هایی که دارای جرم گسترده بوده و رفتارشان مشابه ستون طره ای است، مانند دودکش ها.	۵
۳	پرچها و دکل های مشبک آزاد یا مهار شده	۴
۴	علامه، تابلوها، تاسیسات خاص تفریحی و بازی و برجهای یادبود	۵
۵	سایر سازه ها	۳/۵

جدول شماره ۶-۷-۳ پارامترهای مربوط به روابط (۶-۷-۴)

نوع زمین	T.	Ts	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد
			S	S	
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱/۵	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱/۵	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۴	۱/۷۵	۱/۷۵	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۲/۲۵	۱/۷۵

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل های (۶-۷-۱ الف) و (۶-۷-۱ ب) تعیین می شود:

$$B = 1 + S \left(\frac{T}{T_0} \right) \quad 0 \leq T \leq T_0$$

$$B = S + 1 \quad T_0 \leq T \leq T_s \quad (۴-۷-۶)$$

$$B = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{1}{2}} \quad T \geq T_s$$

دقت شود که قسمت الف بند فوق عنوان شده که برای سازه هایی که دوره تناوب آنها بیشتر از 0.5 می باشد باید از روشهای تحلیل دینامیکی استفاده شود.

۴۴- تیرهای اصلی طبقات یک ساختمان اداری با دفاتر کار معمولی دارای طول دهانه هشت متر بوده و در فواصل ۶ متر از یکدیگر قرار دارند. در جهت دیگر تیرچه‌های کف بار خود را به تیرهای اصلی منتقل می‌سازند. مقدار حداقل بار زنده در واحد طول (برحسب کیلونیوتن بر متر) برای طراحی تیرهای اصلی باربر داخلی طبقه پنجم در چه حدودی می‌باشد؟ وزن تیغه‌ها جداگانه همراه بار مرده در نظر گرفته می‌شوند.

۱۵ (۲)

۹ (۱)

۱۱ (۴)

۸ (۳)

گزینه ۴:

بار زنده $250 \frac{kg}{m^2}$ می‌باشد. از طرفی پانلها ۶m در ۸m می‌باشد و سطح بارگیر تیرهای اصلی برابر با $48m^2$ بوده و می‌توان از کاهش سربار زنده استفاده کرد:

$$R = 100 \left(0.7 - \frac{3}{\sqrt{48}} \right) = 0.27$$

$$q = L \times q \times (1 - R) = 6 \times 250 \times 0.73 = 1095 \frac{kg}{m} = 10.95 \frac{kN}{m}$$

۶-۳-۸ کاهش بارهای زنده

۶-۳-۸-۱ در کلیه کفها به جز کف بامها، کارخانه‌ها، کارگاهها، انبارها، محل پارک خودروها و محل های اجتماع و ازدحام، مقدار بار زنده را می‌توان براساس ضوابط دو بند زیر کاهش داد. مقدار کاهش در هر حالت نباید بیشتر از ۵۰٪ باشد.

۶-۳-۸-۲ در طراحی تیرهایی که سطح بارگیر آنها بیشتر از ۱۸ متر مربع بوده و متعلق به کفهایی هستند که بار زنده در آنها کمتر از ۴۰۰ دکانیوتن بر متر مربع است، مقدار کاهش بار زنده از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$R = 100 \left(0.7 - \frac{3}{\sqrt{A}} \right) \quad (6-3-1)$$

در این رابطه A سطح بارگیر و یا جمع سطوح بارگیر عضو به متر مربع و R کاهش بار زنده به درصد است.

ادامه جدول شماره ۶-۳-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت

نوع کاربری کفها	بار گسترده (دکانیوتن بر مترمربع)
۳- ساختمانها و اماکن عمومی	۲۰۰
اتاقهای خواب و اقامت در هتلها، خوابگاهها...	۵۰۰
سالنهای غذاخوری و رستورانها	۶۰۰
شبستان مساجد و تکایا	۵۰۰
سینماها و تاترها	۷۵۰
صحنه های سینماها و تاترها	۶۰۰
پایانه ها	۵۰۰
آشپزخانه و رخت شویخانه ها	۵۰۰
۴- ساختمان های اداری	۲۵۰
دفاتر کار معمولی	۵۰۰
اتاقهای بایگانی با قفسه های ثابت	۱۰۰۰
اتاقهای بایگانی با قفسه های متحرک	

۴۵- مقدار بار برف بر روی بام با شیب دوطرفه و با زاویه شیب 55 درجه ساختمانی واقع در کاشمر برای حالت بارگذاری متقارن، برحسب دکانیوتن بر مترمربع تصویر افقی سطح بام، حدوداً چقدر می باشد؟

(۲) 25

(۱) 30

(۴) 17

(۳) 20

$$C_S = 1 - \frac{55 - 15}{60} = 0.33$$

گزینه ۲:

با توجه به جدول ۱-۴-۶ مبحث ۶، کاشمر منطقه ۲ بوده و بار P_S آن 50 دکانیوتن بر مترمربع می باشد. بنابراین:

$$P_r = C_S P_S = 0.33 \times 50 = 16.67 \text{ kg/m}^2$$

از طرفی مقدار محاسبه شده نباید کمتر از 25 kg/m^2 در نظر گرفته شود. بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

۱-۴-۶ بار برف بامها

۱-۳-۴-۶ بار برف بر روی بامها، P_r را باید با توجه به زاویه شیب بام، برای هر مترمربع تصویر افقی سطح آن، از رابطه زیر تعیین نمود.

$$P_r = C_S \cdot P_S \quad (1-4-6)$$

در این رابطه:

P_S ، بار برف میناء طبق بند ۲-۴-۶ است.

C_S ، ضریبی است به نام «ضریب اثر شیب» که برای بامهای مسطح و شیبدار، بامهای شیبدار دندانه‌ای و بامهای قوسی براساس ضوابط بندهای ۲-۳-۴-۶ تا ۴-۳-۴-۶ تعیین می گردد. مقدار این ضریب در حالات مختلف در شکل ۲-۴-۶ نمایش داده شده است. مقدار P_r در هر حالت نباید کمتر از ۲۵ دکانیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود. در تعیین بار برف بر روی بامها رعایت ضوابط بند ۴-۴-۶ نیز الزامی است.

۲-۳-۴-۶ ضریب اثر شیب، C_S برای بامهای مسطح و شیب دار به شرح زیر تعیین می شود:

الف: در بامهای مسطح و شیب دار با زاویه شیب کمتر از ۱۵ درجه:

$$C_S = 1/0$$

ب: در بامهای شیب دار با زاویه شیب بین ۱۵ درجه و ۶۰ درجه:

$$C_S = 1/0 - \frac{\alpha - 15}{60} \quad (2-4-6)$$

پ: در بامهای شیب دار با زاویه شیب بیشتر از ۶۰ درجه:

$$C_S = 0/25$$

در رابطه ۲-۴-۶، α زاویه سطح بام با افق به درجه است.

۴۶- تیغه‌های غیر باربر داخلی یک ساختمان به صورت آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان به ضخامت ۲۰۰ میلی‌متر و در دو طرف اندود گچ به ضخامت متوسط ۲۰ میلی‌متر در هر طرف دیوار خواهد بود. اگر ارتفاع تیغه‌ها برابر ۲.۸ متر باشد، نیروی وارد بر واحد طول از طرف تیغه به کف برحسب کیلونیوتن بر متر، حدوداً چقدر باید در نظر گرفته شود؟

شتاب ثقل برابر ده متر بر مجذور ثانیه فرض می‌شود.

$$6.2 \quad (۱)$$

$$2.2 \quad (۲)$$

$$5.8 \quad (۳)$$

$$7.3 \quad (۴)$$

وزن واحد سطح دیوار برابر است با:

$$w = 0.2 \times 850 + 2(0.02 \times 1300) = 222 \frac{kg}{m^2}$$

با توجه به ارتفاع تیغه، بار گسترده خطی برابر است با:

$$q = 222 \times 2.8 = 621.6 \frac{kg}{m} = 6.2 \frac{kN}{m}$$

با توجه به زیرورقی مبحث ششم در شکل زیر می‌توان وزن دیوار به صورت زیر محاسبه کرد:

وزن مخصوص آجر مجوف برابر ۶۰۰ و ملات برابر ۲۱۰۰ می‌باشد:

$$w = 0.7 \times 0.2 \times 600 + 0.3 \times 0.2 \times 2100 + 2(0.02 \times 1300) = 262 \frac{kg}{m^2}$$

$$q = 262 \times 2.8 = 733.6 \frac{kg}{m} = 7.3 \frac{kN}{m}$$

در کلید اولیه سازمان گزینه ۱ و در اصلاحیه نهایی هر دو گزینه ۱ و ۴ به عنوان پاسخ صحیح مشخص شده‌اند.

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

شرح	جرم واحد حجم (کیلوگرم بر متر مکعب)
۵- بنایی با سنگ های طبیعی و ملات ماسه سیمان	
گرائیت، پورفیت	۲۸۰۰
لاشه آفرین (تراشیت)	۲۶۰۰
ماسه سنگ، لایه سنگ	۲۴۰۰
سنگ آهکی فشرده، دولومیت مرمر، گل سنگ آهکی (شیل)	۲۷۰۰
ترلورتن	۲۴۰۰
اسلیت، تخته سنگ	۲۸۰۰
سنگ چینی یا سنگ های لاشه آهکی توپر	۲۵۰۰
سنگ چینی یا سنگ توف	۲۰۰۰
۶- بنایی با آجر و بلوک *	
آجر کاری با آجر فشاری و ملات ماسه سیمان	۱۸۵۰
آجرکاری با آجر فشاری و ملات ماسه آهک	۱۸۰۰
آجر کاری با آجر فشاری و ملات گچ و خاک (طاق ضربی)	۱۷۵۰
آجر کاری با آجر سفال و ملات ماسه سیمان (سوراخها با ملات پر شود)	۲۱۰۰
آجرکاری با آجر سفال و ملات ماسه آهک (سوراخها با ملات پر شود)	۲۰۰۰
آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰
آجر کاری با آجر نسوز و ملات نسوز	۲۰۰۰
آجر کاری با آجر ضد اسید و ملات قیری	۱۹۰۰

* در محاسبه وزن دیوار با مصالح بنایی می‌توان ۷۰ درصد وزن هر متر مکعب دیوار را مصالح آجری یا بلوکی و ۳۰ درصد بقیه را ملات به حساب آورد.

۴۷- برای طراحی لایه‌های بام با شیب 25 درجه و با ارتفاع کل کمتر از 6 متر واقع در داخل شهر کرج، مقدار مکش ناشی از باد برحسب دکانیوتن بر مترمربع، در نواحی غیر پیرامونی بام به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

112 (۲)

80 (۱)

96 (۴)

64 (۳)

گزینه ۲:

الف- در نواحی داخل شهرها و یا محله‌ای که دارای ساختمانهای متعدد و یا انبوه درختان اند:

$$C_e = 1/6 \left(\frac{Z}{10} \right)^{1/4} \quad C_e \geq 1/6 \quad (۴-۶-۶)$$

ب- در نواحی باز خارج از شهرها و یا محله‌ای که دارای ساختمانها و یا درختان پراکنده اند:

$$C_e = 1/6 \left(\frac{Z}{10} \right)^{1/6} \quad C_e \geq 1/6 \quad (۵-۶-۶)$$

در این روابط Z ارتفاع تراز مورد نظر در ساختمان برای محاسبه فشار باد است.

ضریب اثر تغییر سرعت را می توان به جای محاسبه از روابط فوق به طور محافظه کارانه به شرح جدول شماره ۶-۶-۲ در نظر گرفت.

جدول شماره ۶-۶-۲ ضریب اثر تغییر سرعت برای ارتفاع ترازهای مختلف

ارتفاع تراز مورد نظر (به متر)	۰-۱۰	۱۰-۲۰	۲۰-۳۰	۳۰-۴۰	۴۰-۵۰	۵۰-۶۰	۶۰-۸۰	۸۰-۱۰۰	۱۰۰-۱۲۰
نواحی بند (الف)	۱/۶	۱/۸	۲/۱	۲/۲	۲/۳	۲/۴	۲/۵	۲/۶	۲/۸
نواحی بند (ب)	۲/۰	۲/۲	۲/۴	۲/۵	۲/۶	۲/۷	۲/۸	۲/۹	۲/۱۰

۶-۶-۵ فشار یا مکش ناشی از باد

فشار یا مکش ناشی از باد بر روی سطوح ساختمان، در هر ارتفاعی از آن، از رابطه زیر محاسبه می شود. اصطلاح فشار برای حالتی است که جهت نیرو رو به سطح و اصطلاح مکش برای حالتی است که جهت نیرو از طرف سطح به طرف خارج باشد.

$$p = C_e \cdot C_q \cdot q \quad (۳-۶-۶)$$

در این رابطه:

q فشار مبنای باداست که مطابق ضابطه بند ۶-۶-۳ محاسبه می شود.

C_q ضریبی است به نام «ضریب اثر تغییر سرعت» که مطابق ضابطه بند ۶-۶-۶ تعیین می شود.

C_e ضریبی است به نام «ضریب شکل» که با توجه به نوع سازه و شکل هندسی آن به شرح زیر

تعیین می گردد:

الف- برای سازه اصلی باربر جانبی ساختمان مطابق ضوابط بند ۶-۶-۷

ب- برای پوشش بامها و دیوارهای ساختمان و عناصر سازه ای نگهدارنده آنها مطابق ضوابط ۶-۶-۸

پ- برای سازه های غیر از ساختمان مطابق ضوابط بند ۶-۶-۹

مقدار q برای شهرهای مختلف در جدول ۶-۶-۱ قید شده است. شهر کرج در این جدول گنجانده نشده است. برای

شهرهایی که در جدول موجود نیستند از نزدیکترین شهر موجود در جدول استفاده می کنیم. مقدار q برای شهر تهران مقدار q برابر $50 \frac{kg}{m^2}$ می باشد.

C_e: مقدار C_e براساس جدول ۶-۶-۲ برای نواحی داخل شهر (ناحیه الف) برابر 1.6 می باشد.

C_q: مقدار C_q براساس جدول زیر باید در دو حالت در نظر گرفته شود: ۱- مکش 1.4 ، ۲- فشار 0.8

$$P = 1.6 \times 1.4 \times 50 = 112 \frac{kg}{m^2}$$

الف- حالتی که اثر باد بر تمام سطح بارگیر قطعه وارد می شود. ضریب شکل در این حالت باید طبق جدول شماره ۶-۶-۴ تعیین گردد.

۶-۶-۸ ضریب شکل، C_q، برای دیوارها، پوشش بامها و عناصر سازه‌ای نگهدارنده آنها

۶-۶-۸-۱ دیوارها و عناصر نگهدارنده آنها مانند تیرها، ستونها و اتصالات آنها باید بتوانند فشار یا مکش ناشی از باد را که به طور عمودی بر سطح آنها اثر می کند، به طور مستقل تحمل نمایند. ضریب شکل برای تعیین این آثار باید برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته شود.

$$C_q = +1/4, -1/4$$

الف- برای دیوار ساختمان ها و عناصر نگهدارنده آنها

$$C_q = +1/3$$

ب- برای دیوارها در فضای باز و جان پناه ها

در نظر گرفته شود.

۶-۶-۸-۲ پوشش بامها و عناصر نگهدارنده آنها مانند لایه ها، تیرها و اتصالات آنها باید بتوانند فشار یا مکش ناشی از باد را که به طور عمودی بر سطح آنها اثر می کند، بطور مستقل تحمل نمایند. ضریب شکل برای تعیین این آثار باید برای دو حالت بارگذاری زیر، به شرح گفته شده در نظر گرفته شود. قطعه مورد نظر باید برای حالتی که بیشترین اثر را در آن ایجاد می کند، طراحی شود.

ب- حالتی که اثر باد به صورت مکش تنها بر قسمتی از سطح بارگیر قطعه که در نواحی پیرامونی هر یک از سطوح بام قرار دارد، اثر داده می شود. ضریب شکل در این حالت باید برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته شود.

$$C_q = -2/5$$

- شیب کمتر از ۳۰ درجه

$$C_q = -1/6$$

- شیب بین ۳۰ درجه و ۴۵ درجه

۴۸- در پلان یک ساختمان دو طبقه در امتداد طولی از سیستم قاب خمشی فولادی ویژه و در امتداد عرضی از سیستم دیوارهای باربر با دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه استفاده شده است. در محاسبه این ساختمان در برابر نیروی زلزله، ضریب رفتار ساختمان در امتداد طولی باید کدامیک از مقادیر زیر در نظر گرفته شود؟

(۲) 10

(۱) 5

(۴) 7

(۳) 11

گزینه ۴

جدول شماره ۶-۷-۶ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه 	۷	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۶	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
ب- سیستم قاب ساختمانی ساده	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۸	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۷	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
	۵- مهاربندی برون محور فولادی [۱]	۷	۵۰
	۶- مهاربندی هم محور فولادی [۱]	۶	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۲]	۱۰	۱۵۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۲]	۷	۵۰
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۲] و [۳]	۴	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه [۱] 	۱۰	۱۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط [۱]	۷	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۲] و [۴]	۵	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۱۱	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتنی متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۸	۷۰
	۳- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۸	۷۰
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی برون محور فولادی	۱۰	۱۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی هم محور فولادی	۹	۱۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی برون محور فولادی	۷	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی هم محور فولادی	۷	۷۰

۶-۷-۲-۸ ضریب رفتار ساختمان، R

۶-۷-۲-۸-۱ ضریب رفتار ساختمان در بر گیرنده آثار عواملی از قبیل شکل پذیری، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان، که در آن محدودیت های بند ۶-۷-۳ رعایت شده باشد، طبق جدول شماره ۶-۷-۶ تعیین می گردد. مقادیر این جدول برای سازه هایی که با روش تنش های مجاز طراحی می شوند، تنظیم شده است. برای سازه هایی که با روش های حدی یا مقاومت طراحی می شوند مقادیر نیروهای حاصل از این جدول باید مطابق الزامات آن روش افزایش داده شوند.

در مواردی که در ساختمان از سیستم های سازه ای عنوان نشده در جدول شماره ۶-۷-۶ استفاده می شود، ضریب رفتار R را می توان از آئین نامه های معتبر به دست آورد.

۶-۷-۲-۸-۲ ترکیب سیستم ها در پلان

در ساختمان هایی که از دو سیستم سازه ای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود. تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

۴۹- چنانچه در یک سازه بتنی مقاومت بتن از رده C30 به رده C20 تبدیل گردد، زمان تناوب تحلیلی آن حدوداً چند درصد تغییر خواهد کرد؟

- (۱) کاهش حدود ۱۰ درصد
(۲) کاهش حدود ۲۰ درصد
(۳) افزایش حدود ۱۰ درصد
(۴) افزایش حدود ۲۰ درصد

گزینه ۱:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad \text{دوره تناوب سازه بستگی به دو عامل اصلی دارد:}$$

۱- جرم سازه

۲- سختی سازه

سختی سازه های بتنی رابطه مستقیم با مدول الاستیسیته بتن (E_c) دارد. برای مثال سختی جانبی یک تیر طره از رابطه $\frac{3E_c I}{L^3}$ بدست می آید که در آن به جای I ، ممان اینرسی ترک خورده استفاده می شود. با تغییر مقاومت بتن، مدول الاستیسیته بتن کاهش می یابد. دقت کنید که برخلاف فولاد که مدول الاستیسیته آن ثابت می باشد، مدول الاستیسیته بتن با مجذور مقاومت فشاری آن مرتبط می باشد:

۹- ۱۰- ۷ مشخصات مصالح

۹- ۱۰- ۷- ۱ در تحلیل خطی مقدار E_c در بتن معمولی با وزن مخصوص ۲۳ تا ۲۵ کیلونیوتن بر مترمکعب و مقاومت فشاری مشخصه ۲۰MPa تا ۴۰MPa می توان از رابطه (۹- ۱۰- ۱) استفاده نمود.

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} \quad (9-10-1)$$

خلاصه:

دوره تناوب (T) با معکوس جذر سختی (K) رابطه مستقیم دارد

سختی (K) با مدول الاستیسیته (E_c) رابطه مستقیم دارد

مدول الاستیسیته (E_c) با جذر مقاومت فشاری بتن (f_c) رابطه دارد.

$$f_c \times \frac{2}{3} \rightarrow E_c \times \sqrt{\frac{2}{3}} = 0.816 \rightarrow K \times 0.816 \rightarrow T \times \frac{1}{\sqrt{0.816}} = 1.107$$

بنابراین دوره تناوب ۱۰ درصد افزایش می یابد.

۵۰- در یک ساختمان فولادی از قاب‌های خمشی فولادی معمولی + مهاربند هم‌محور فولادی استفاده شده است. چنانچه سختی قاب‌های خمشی در هر طبقه حدوداً 40 درصد و سختی مهاربندها حدوداً 60 درصد سختی کل طبقه باشد، ضریب رفتار ساختمان باید کدامیک از مقادیر زیر در نظر گرفته شود؟

(۲) 5

(۱) 7

(۴) 6

(۳) 8

گزینه ۴:

۱۰-۳-۹-۱-۷ نظر به آنکه در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و در آیین‌نامه و استاندارد شماره ۸۴ - ۲۸۰۰ زلزله ایران برای تعدادی از سیستم‌های قاب‌های مهاربندی شده همگرا ضریب رفتار R ارایه نشده است، در این بخش ضریب رفتار این سیستم‌ها به شرح زیر توصیه می‌شود.

الف: قاب فولادی ساده به علاوه مهاربند همگرای معمولی $R=6$

ب: قاب خمشی فولادی معمولی به علاوه مهاربند همگرای معمولی $R=6$

پ: قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربند همگرای معمولی $R=7$

ت: قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربندی همگرای ویژه $R=8$

ث: قاب خمشی فولادی ویژه به علاوه مهاربند همگرای ویژه $R=9$

توجه داشته باشید که در سیستم های دو گانه قاب خمشی باید بتواند ۲۵ درصد بار جانبی را به تنهایی تحمل کند. در غیر این صورت سیستم دو گانه محسوب نمی شود. در سوال فوق قاب خمشی قادر است ۴۰ درصد بار جانبی را تحمل کند و سیستم باربر جانبی دو گانه محسوب می شود:

۶-۷-۱-۹-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قابهای ساختمانی تحمل می شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه ای از دیوارهای برشی یا قابهای مهار بندی شده همراه با مجموعه ای از قابهای خمشی صورت می گیرد. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات تعیین می شود.

در این سیستم، قابهای مهار بندی شده و قابهای خمشی را می توان به صورتهایی که در سیستم های بندهای ۶-۷-۱-۹-۲ و ۶-۷-۱-۹-۳ عنوان شده، به کار برد و دیوارهای برشی بتن آرمه 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.

۵۱- دکل مشبک با پلان مربع به اضلاع 3 متر و با اعضای دارای مقاطع غیرلوله‌ای با ارتفاع 30 متر از سطح زمین در اطراف شهر ارومیه و در نواحی باز واقع شده است. نسبت مجموع سطوح اعضای دکل که در یک وجه در مقابل باد قرار دارند 25 درصد سطح کل آن وجه می‌باشد. چنانچه وزن کل دکل و ملحقات آن 1500 کیلو نیوتن باشد، ضریب اطمینان در مقابل واژگونی ناشی از نیروی باد در روی سطح زمین، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ از وزن پی و خاک روی آن صرف‌نظر نمائید.

(۲) 2.6

(۱) 1.75

(۴) 1.5

(۳) 3.8

گزینه ۲:

الف- در نواحی داخل شهرها و یا محله‌ای که دارای ساختمانهای متعدد و یا اتیوه درختان اند:

$$C_e = 1/6 \left(\frac{Z}{10} \right)^{1/4} \quad C_e \geq 1/6 \quad (۴-۶-۶)$$

ب- در نواحی باز خارج از شهرها و یا محله‌ای که دارای ساختمانها و یا درختان پراکنده اند:

$$C_e = 1/10 \left(\frac{Z}{10} \right)^{1/4} \quad C_e \geq 1/10 \quad (۵-۶-۶)$$

در این روابط Z ارتفاع تراز مورد نظر در ساختمان برای محاسبه فشار باد است.

ضریب اثر تغییر سرعت را می‌توان به جای محاسبه از روابط فوق به طور محافظه کارانه به شرح جدول شماره ۶-۶-۲ در نظر گرفت.

جدول شماره ۶-۶-۲ ضریب اثر تغییر سرعت برای ارتفاع ترازهای مختلف

ارتفاع تراز مورد نظر (به متر)	۰-۱۰	۱۰-۲۰	۲۰-۳۰	۳۰-۴۰	۴۰-۵۰	۵۰-۶۰	۶۰-۸۰	۸۰-۱۰۰	۱۰۰-۱۲۰
نواحی بند (الف)	۱/۶	۱/۸	۱/۱۱	۱/۱۲	۱/۱۳	۱/۱۴	۱/۱۶	۱/۱۸	۱/۲۱
نواحی بند (ب)	۱/۱۰	۱/۱۲	۱/۱۴	۱/۱۵	۱/۱۶	۱/۱۷	۱/۱۸	۱/۱۹	۱/۲۰

۶-۶-۵ فشار یا مکش ناشی از باد

فشار یا مکش ناشی از باد بر روی سطوح ساختمان، در هر ارتفاعی از آن، از رابطه زیر محاسبه می‌شود. اصطلاح فشار برای حالتی است که جهت نیرو رو به سطح و اصطلاح مکش برای حالتی است که جهت نیرو از طرف سطح به طرف خارج باشد.

$$p = C_e \cdot C_q \cdot q \quad (۳-۶-۶)$$

در این رابطه:

q فشار مبنای باداست که مطابق ضابطه بند ۶-۶-۳ محاسبه می‌شود.

Cq ضریبی است به نام «ضریب اثر تغییر سرعت» که مطابق ضابطه بند ۶-۶-۶ تعیین می‌شود.

Ce ضریبی است به نام «ضریب شکل» که با توجه به نوع سازه و شکل هندسی آن به شرح زیر تعیین می‌گردد:

الف- برای سازه اصلی باربر جانبی ساختمان مطابق ضوابط بند ۶-۶-۷

ب- برای پوشش پلمها و دیوارهای ساختمان و عناصر سازه ای نگهدارنده آنها مطابق ضوابط ۶-۶-۸

پ- برای سازه های غیر از ساختمان مطابق ضوابط بند ۶-۶-۹

q: مقدار q برای شهرهای مختلف در جدول ۶-۶-۱ قید شده است. مقدار q برای شهر ارومیه برابر $40.5 \frac{kg}{m^2}$ می‌باشد.

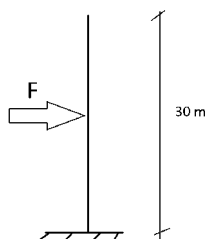
Ce: مقدار Ce براساس جدول ۶-۶-۲ برای نواحی خارج شهر (ناحیه ب) برابر 2.4 می‌باشد.

$$C_q = 4 \times 0.25^2 - 5.9 \times 0.25 + 4 = 2.775 \quad C_q$$

$$P = 2.775 \times 2.4 \times 40.5 = 260.73 \frac{kg}{m^2}$$

$$F = PA = 260.73 \times 0.25(3 \times 30) = 5866 \text{ kg}$$

$$\left. \begin{aligned} M_o &= F \times 15 = 87996 \text{ kg.m} \\ M_r &= 150000 \times 1.5 = 225000 \text{ kg.m} \end{aligned} \right\} = \frac{M_r}{M_o} = 2.56$$



۶-۶-۹-۲-۲ برج ها و دکل‌های مشبک: ضریب شکل برای این سازه ها باید با توجه به شکل هندسی

آنها در پلان و میزان نسبی بر بودن سطح آنها در هر وجه به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف- سازه های با پلان مربع یا مستطیل

$$C_q = 4/0.5^2 - 5/0.5 + 4/0 \quad (۶-۶-۶)$$

ب- سازه های با پلان مثلث

$$C_q = 3/0.5^2 - 4/0.5 + 3/0 \quad (۷-۶-۶)$$

دراین روابط e نسبت مجموع سطوح اعضای سازه که در یک وجه در مقابل باد قرار می

گیرند به مساحت کل آن وجه است.

بار باد در این سازه ها باید با در نظر گرفتن جهت باد در امتداد عمود بر یکی از وجوه و با

منظور کردن مجموع مساحت‌های سطوح تصویر اعضای سازه که در آن وجه قرار دارند بر روی

صفحه عمود بر جهت باد، در رابطه ۶-۶-۲ محاسبه شود.

در برجهایی که با قطعات سازه ای لوله ای ساخته شده اند، ضریب شکل را می‌توان به اندازه

۳۳٪ کاهش داد.

در برجهایی که با کابل مهار می‌شوند، برای طراحی ناحیه طره ای برج، بار باد باید به اندازه

۲۵٪ افزایش داده شود. به علاوه در این برجها باید امکان کاهش بار باد به اندازه ۲۵٪ بر روی هر

یک از دهانه ها و اثری که این کاهش بر روی نیروهای داخلی سازه در سایر دهانه ها به وجود می

آورد، بررسی شود.

۶-۶-۹-۳ ضریب شکل برای سازه های غیر ساختمانی

۶-۶-۹-۱ دودکشها، مخازن، برجهای یا دیوار توپر: ضریب شکل برای این سازه ها باید با توجه به

شکل هندسی آنها در پلان، به شرح زیر در نظر گرفته شوند:

الف- سازه های با پلان مربع یا مستطیل

ب- سازه های با پلان شش ضلعی یا هشت ضلعی

پ- سازه های با پلان دایره یا بیضی

ت- سازه های گنبدی شکل

بار باد در این سازه ها باید با منظور کردن مساحت سطح تصویر سازه بر روی صفحه عمود بر

جهت باد، در رابطه ۶-۶-۲ محاسبه شود.

توجه شود که در محاسبات فوق فشار باد به صورت تقریبی در ارتفاع سازه یکنواخت در نظر گرفته شده است.

۵۲- بخشی از اتاق خواب یک ساختمان مسکونی واقع در تهران به صورت طره "پیش آمدگی" ساخته شده است. مقدار نیروی قائم زلزله بر هر مترمربع، برحسب دکانیوتن، وارد بر قسمت طره داخل اتاق خواب چقدر می باشد؟ بار مرده کف با احتساب تیغه بندی برابر 600 دکانیوتن بر مترمربع است.

196 (۲)

392 (۱)

220 (۴)

441 (۳)

گزینه ۱:

نیروی قائم زلزله در طره ها بر اساس مجموع بار مرده و زنده طره محاسبه می شود. مساله مقدار بار مرده را داده است. مقدار بار زنده برای سازه مسکونی برابر با 200 kg/m^2 در نظر گرفته می شود.

دقت شود که اگر طره فوق به صورت بالکن می بود، بار زنده آن، طبق بند ۶-۳-۲-۵ برابر 300 kg/m^2 باید در نظر گرفته می شد.

$$F_v = 2 \times [0.7 \times 0.35 \times 1 \times (600 + 200)] = 392 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

سوال: چرا برای بالکن ها بار زنده بیشتر در نظر گرفته می شود؟

پاسخ: چون گاهی اوقات بالکن به عنوان انبار وسایل سبک ساختمان مورد استفاده قرار می گیرد. در این سوال قسمت طره به عنوان بخشی از اتاق خواب بوده و بار زنده آن 200 kg/m^2 خواهد بود.

۶-۳-۲-۵ بار زنده کف بالکن های طره ای ساختمانها باید برابر با بار کف اتاقهایی که به آنها

متصل هستند، در نظر گرفته شود، ولی مقدار آن نباید کمتر از ۳۰۰ دکانیوتن بر متر مربع منظور گردد. چنانچه بالکن به عنوان محل تجمع مورد استفاده قرار می گیرد، این بار باید حداقل برابر با ۵۰۰ دکانیوتن بر متر مربع منظور شود.

۶-۲-۷-۱۱ نیروی قائم ناشی از زلزله

۶-۲-۷-۱۱-۱ 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 می باشد، همراه با ستونها و دیوارهای تکیه گاهی آنها.

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

ج- بالکن ها و پیش آمدگی هایی که به صورت طره ساخته می شوند.

۶-۲-۷-۱۱-۲ مقدار نیروی قائم برای عناصر بندهای الف و ب از رابطه (۶-۷-۱۴) محاسبه می شود و برای عناصر بند ج دو برابر مقدار این رابطه منظور می گردد. 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.

$$F_v = 0.7 A I W_p$$

(۶-۷-۱۴)

در این رابطه:

A و I نسبت شتاب مبنای طرح و ضریب اهمیت ساختمان، که مطابق بند ۶-۷-۲-۵ تعیین می شوند.

W_p : بار مرده به اضافه بار زنده گسترده آن

۵۳- در طرح و اجرای واحدهای مسکونی شش طبقه بدون زیرزمین از نوع دیوار باربر بتن آرمه با ارتفاع هر طبقه سه متر، حداقل فاصله دیوار بتنی خارجی سومین طبقه از روی زمین از مرز زمین مجاور برحسب میلیمتر چقدر باید باشد؟ تراز پایه تقریباً همتراز سطح زمین اطراف می باشد.

۹۰ (۲)

۷۵ (۱)

۳۰ (۴)

۴۵ (۳)

گزینه ۳:

سازه های مجاور هم در هنگام زلزله ممکن است به هم ضربه بزنند. برای جلوگیری از این موضوع باید بین دو سازه همسایه فاصله باشد که به آن درز انقطاع گویند. هر چه ارتفاع سازه بلندتر باشد، حرکت جانبی آن بیشتر بوده و بنابراین فاصله دو سازه از هم (درز انقطاع) باید افزایش یابد.

$$d = 0.005 \times (3 \times 3) = 0.045 \text{ m} = 45 \text{ mm}$$

۶-۷-۱-۳-۴ عرض درز انقطاع در هر طبقه باید حداقل برابر با یک صدم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه در نظر گرفته شود. برای تأمین این منظور، می توان فاصله هر طبقه ساختمان از مرز زمین مجاور را حداقل برابر با پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه در نظر گرفت.

در ساختمانهای با اهمیت «خیلی زیاد» و «زیاد» و یا در سایر ساختمان های با هشت طبقه و بیشتر، عرض درز انقطاع در هر طبقه نباید کمتر از حاصلضرب تغییر مکان جانبی نسبی طرح آن طبقه ضربدر ضریب رفتار R ، در نظر گرفته شود. هر یک از ساختمانهای مجاور یکدیگر، ملزم به رعایت فاصله ای معادل حاصلضرب $0.5R$ در تغییر مکان جانبی نسبی طرح آن ساختمان در هر طبقه می باشد. ضریب رفتار R در بند ۶-۷-۲-۵-۸ تعریف شده است.

فاصله درز انقطاع را می توان با مصالح کم مقاومت که در هنگام وقوع زلزله، بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می شود، به نحو مناسبی پر نمود به طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

۵۴- یک ساختمان مسکونی پنج طبقه با قاب خمشی بتن آرمه با ارتفاع 17 متر از تراز پایه واقع بر روی خاک نوع IV می باشد. این ساختمان برای شهری با خطر لرزه ای نسبی متوسط طرح شده است. اگر این ساختمان در شهری با خطر لرزه ای نسبی زیاد بر روی همان نوع خاک اجرا گردد، نیروی برش پایه زلزله چه تغییری می یابد؟

(۱) خیلی جزئی کاهش دارد.

(۲) خیلی جزئی افزایش دارد.

(۳) حدود 20 درصد افزایش دارد.

(۴) حدود 20 درصد کاهش دارد.

گزینه ۲:

نیروی برش پایه به سه پارامتر A, B, I, R و W بستگی دارد. با تغییر فوق:

W : (وزن سازه) تغییر نمی کند.

I : ضریب اهمیت همان است و تغییر نمی کند.

R : ضریب رفتار به سیستم باربر جانبی بستگی دارد که در هر دو حالت قاب خمشی بوده و تغییر نمی کند.

A : از مقدار $A_1 = 0.25$ به $A_2 = 0.3$ افزایش می یابد.

B : مقدار B بر اساس دوره تناوب سازه محاسبه می شود. بنابراین باید دوره تناوب سازه محاسبه شود:

$$T = 0.07H^{0.75} = 0.07 \times 17^{0.75} = 0.59 \rightarrow \begin{cases} B_1 = 3.25 \\ B_2 = 2.75 \end{cases}$$

بنابراین نسبت برش پایه در حالت دوم به حالت اول برابر است با:

$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{0.3 \times 2.75}{0.25 \times 3.25} = 1.015$$

۶-۲-۵-۱ نیروی جانبی زلزله - نیروی برشی پایه، V

حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$V = CW \quad (۶-۲-۱)$$

در این رابطه:

V : نیروی برشی در تراز پایه، این تراز در بند ۶-۲-۵-۲ تعریف شده است.

W : وزن کل ساختمان شامل تمام بار مرده و وزن تلسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف که در بند ۶-۲-۴ مشخص شده است.

C : ضریب زلزله که از رابطه زیر به دست می آید:

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (۶-۲-۲)$$

۶-۲-۵-۳ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور، براساس میزان خطر لرزه خیزی آنها، به شرح جدول شماره ۶-۲-۷ تعیین می شود. مناطق چهارگانه عنوان شده در این جدول در پیوست شماره ۴-۶ مشخص شده اند.

جدول ۶-۲-۷ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	٪۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	٪۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	٪۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	٪۲۰

۶-۲-۵-۴ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل های (۶-۲-۱ الف) و (۶-۲-۱ ب) تعیین می شود:

$$\begin{aligned} B &= 1 + S \left(\frac{T}{T_0} \right)^{\frac{1}{2}} & 0 \leq T \leq T_0 \\ B &= S + 1 & T_0 \leq T \leq T_s \\ B &= (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{1}{2}} & T \geq T_s \end{aligned} \quad (۶-۲-۴)$$

در این روابط:

T : زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند ۶-۲-۵-۲ تعیین می شود.

T_0 ، T_s و S : پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه خیزی منطقه وابسته اند. مقادیر این پارامترها در جدول شماره ۶-۲-۳ و انواع زمینها در بند ۶-۲-۵-۲ مشخص شده اند.

جدول شماره ۶-۲-۳ پارامترهای مربوط به روابط (۶-۲-۴)

نوع زمین	T_s	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
I	۰/۱	۱/۵	S
II	۰/۱	۱/۵	۱/۵
III	۰/۱۵	۱/۷۵	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۲/۲۵	۱/۷۵

۵۵- ضریب زلزله ساختمان اداری با سیستم دوگانه (قاب خمشی بتن آرمه متوسط و دیوار برشی بتن آرمه متوسط) با ارتفاع 16 متر از تراز پایه در شهر مشهد و خاک نوع III و با استفاده از زمان تناوب تجربی حدوداً چقدر خواهد بود؟

$$0.12 \quad (۲)$$

$$0.15 \quad (۱)$$

$$0.08 \quad (۴)$$

$$0.1 \quad (۳)$$

گزینه ۳:

ابتدا دوره تناوب را بر اساس بند ۶-۷-۲-۵-۶ محاسبه می کنیم:

$$T = 0.05H^{0.75} = 0.05 \times 16^{0.75} = 0.4$$

سپس بر اساس دوره تناوب، مقدار B را با استفاده از بند ۶-۷-۲-۵-۴ بدست می آید:

$$\rightarrow B = 1 + S = 1 + 1.75 = 2.75$$

مقدار R نیز با توجه به جدول ۶-۷-۶ برابر ۸ می باشد.

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{8} = 0.103$$

۶-۷-۲-۵-۱ نیروی جانبی زلزله - نیروی برشی پایه، V

حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$V = CW$$

$$(۶-۷-۱)$$

در این رابطه:

V: نیروی برشی در تراز پایه، این تراز در بند ۶-۷-۲-۵-۲ تعریف شده است.

W: وزن کل ساختمان شامل تمام بار مرده و وزن تاسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف که در بند ۶-۷-۲-۴ مشخص شده است.

C: ضریب زلزله که از رابطه زیر به دست می آید:

$$C = \frac{ABI}{R}$$

$$(۶-۷-۲)$$

۶-۷-۲-۳ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور، براساس میزان خطر لرزه خیزی آنها، به شرح جدول شماره ۶-۷-۲ تعیین می شود. مناطق چهارگانه عنوان شده در این جدول در پیوست شماره ۶-۴ مشخص شده اند.

۶-۷-۲-۴ ضریب بازتاب ساختمان، B
ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل های (۶-۷-۱-الف) و (۶-۷-۱-ب) تعیین می شود:

$$B = 1 + S \left(\frac{T}{T_0} \right) \quad 0 \leq T \leq T_0$$

$$B = S + 1 \quad T_0 \leq T \leq T_s \quad (۶-۷-۴)$$

$$B = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^2 \quad T \geq T_s$$

در این روابط:

T: زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند ۶-۷-۲-۵-۶ تعیین می شود.

T₀، T_s و S: پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه خیزی منطقه وابسته اند. مقادیر این پارامترها در جدول شماره ۶-۷-۳ و انواع زمینها در بند ۶-۷-۲-۵ مشخص شده اند.

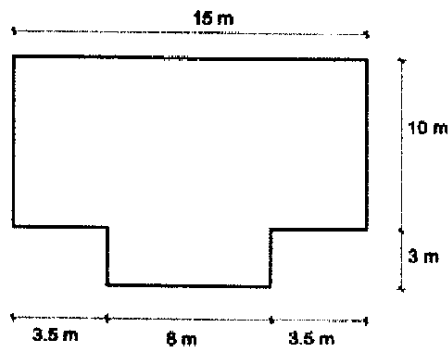
جدول شماره ۶-۷-۳ پارامترهای مربوط به روابط (۶-۷-۴)

نوع زمین	T _s	T ₀	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
I	۰/۴	۰/۱	۱/۵	S
II	۰/۵	۰/۱	۱/۵	۱/۵
III	۰/۷	۰/۱۵	۱/۷۵	۱/۷۵
IV	۱/۰	۰/۱۵	۲/۲۵	۱/۷۵

جدول ۶-۷-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	٪۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	٪۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	٪۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	٪۲۰

۵۶- در مورد پلان یک ساختمان آجری با کلاف مطابق شکل، گزینه صحیح را انتخاب کنید؟



- (۱) از نظر ابعاد پیش‌آمدگی، پلان می‌تواند قابل قبول باشد.
- (۲) پلان با شکل فعلی قابل قبول نبوده ولی با تغییر اندازه پیش‌آمدگی از ۳ متر به ۴ متر، پلان قابل قبول خواهد بود.
- (۳) پلان با شکل فعلی قابل قبول نبوده ولی با تغییر بعد دیگر پیش‌آمدگی از ۸ متر به ۷ متر، پلان قابل قبول خواهد بود.
- (۴) باید با درز انقطاع، ساختمان را به دو قسمت تقسیم نمود.

گزینه ۱:

برای سازه آجری با کلاف باید به بحث ۸ رجوع کرد:

اتصال قسمت پیش آمده برابر ۸ متر می باشد که بیشتر از نصف بعد سازه در آن راستا ($15/2=7.5$ m) می باشد. و بنابراین پلان از نظر پیش آمدگی قابل قبول است.

۸-۱-۶ طرح واجرا

۸-۱-۶-۱ الزامات عمومی

پلان ساختمان باید واجد خصوصیات زیر باشد:

الف) طول ساختمان از سه برابر عرض آن یا ۲۵ متر بیشتر نباشد.

ب) نسبت به هر دو محور اصلی تقریباً قرینه باشد.

پ) پیش‌آمدگی‌های آن الزامات زیر را برآورده نماید:

۱- اندازه پیش‌آمدگی در هر راستایی نباید از $\frac{1}{8}$ بُعد ساختمان در همان راستا بیشتر

باشد و علاوه بر آن بُعد دیگر پیش‌آمدگی نباید از مقدار پیش‌آمده کمتر باشد.

۲- چنانچه اتصال قسمت پیش‌آمده با ساختمان، بیش از نصف بُعد ساختمان در آن

راستا باشد، این قسمت پیش‌آمدگی تلقی نمی‌شود و در این صورت محدودیتی

برای بُعد دیگر وجود ندارد مشروط بر آنکه پلان ساختمان به طور نامناسبی

نامتقارن نگردد.

در صورت نداشتن هر یک از الزامات فوق، باید با ایجاد درز انقطاع، ساختمان را به قطعات

مناسب تقسیم نمود، به گونه‌ای که هر قطعه واجد شرایط یاد شده باشد. لازم نیست که درز

انقطاع در شالوده ساختمان امتداد یابد.

۵۷- در مورد ساختمان اداری آجری یک طبقه با کلاف و با دیوارهای باربر 35 سانتیمتری، چنانچه ارتفاع از روی کلاف زیرین دیوار تا زیر سقف برابر 5.5 متر باشد، برای تامین ایمنی لرزه‌ای کدام یک از گزینه‌های زیر مناسب‌تر است؟

- (۱) ضخامت دیوارها را به 45 سانتیمتر افزایش داد.
 - (۲) عرض کلاف سقف از نوع بتن مسلح را به 40 سانتیمتر افزایش داد.
 - (۳) مقطع کلاف‌های قائم را برابر 35×35 سانتیمتر در نظر گرفت.
 - (۴) از کلاف افقی اضافی در ارتفاع 3.5 متر استفاده شود.
- گزینه ۴:

۸-۶-۲ ارتفاع و تعداد طبقات ساختمان

- در مورد ساختمان‌های مشمول این بخش رعایت نکات زیر الزامی است:
- (الف) حداکثر تعداد طبقات بدون احتساب زیرزمین به دو محدود می‌شود.
- (ب) در احتساب تعداد طبقات، تراز روی سقف زیرزمین نباید نسبت به متوسط تراز زمین مجاور بیش از $1/5$ متر باشد، در غیر این صورت، این طبقه نیز به عنوان طبقه‌ای از ساختمان منظور می‌گردد.
- (پ) تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید بیش از ۸ متر باشد.
- (ت) حداکثر ارتفاع طبقه (از روی کلاف زیرین تا زیر سقف) محدود به ۴ متر می‌باشد و در صورت تجاوز از این حد، باید یک کلاف افقی اضافی در داخل دیوارها و در ارتفاع حداکثر ۴ متر از روی کلاف زیرین تعبیه گردد. به این ترتیب می‌توان ارتفاع طبقه را حداکثر تا ۶ متر افزایش داد.

۵۸- فرض کنید در یک ساختمان آجری با کلاف، طول و ارتفاع یک دیوار باربر به ترتیب 5 و 3 متر است. تعبیه کدامیک از بازشوهای زیر در مرکز دیوار بدون تعبیه کلاف‌های قائم و افقی مجاز نیست؟ فرض کنید b طول بازشو و h ارتفاع آن است.

- (۱) $b=1.0 \text{ m}$, $h=2.6 \text{ m}$
- (۲) $b=2.5 \text{ m}$, $h=2 \text{ m}$
- (۳) $b=2 \text{ m}$, $h=2.5 \text{ m}$
- (۴) $b=2.2 \text{ m}$, $h=2.2 \text{ m}$

گزینه ۱:

۸-۶-۱-۸ بازشوها و تقویت‌کننده‌های اطراف آنها

- رعایت موارد زیر در مورد اندازه و محل بازشوها الزامی است:
- ۱- بازشوها نباید سبب قطع کلافها شوند.
- ۲- مجموع سطح بازشوها در هر دیوار باربر از $\frac{1}{3}$ سطح آن دیوار بیشتر نباشد.
- ۳- مجموع طول بازشوها در هر دیوار باربر از $\frac{1}{4}$ طول دیوار بیشتر نباشد.
- ۴- فاصله اولین بازشو در هر دیوار باربر از بر خارجی ساختمان (از انتهای دیوار) کمتر از $\frac{2}{3}$ ارتفاع بازشو یا کمتر از ۷۵ سانتیمتر نباشد، مگر آنکه در طرفین بازشو کلاف قائم (از کف تا سقف) قرار داده شود.
- ۵- فاصله دو بازشو نباید از $\frac{2}{3}$ ارتفاع کوچکترین بازشوی طرفین خود و همچنین از $\frac{1}{6}$ مجموع طول آن دو بازشو کمتر باشد. در غیر این صورت جرز بین دو بازشو جزئی از بازشو منظور می‌شود و نباید آن را به عنوان دیوار باربر به حساب آورد.
- ۶- نعل درگاه روی بازشوها مجاور باید به صورت یکسره با دهانه‌ای برابر مجموع طول بازشوها به اضافه جرز بین آنها و رعایت نکات بند (۸-۶-۱-۹) باشد.
- ۷- هیچ یک از ابعاد بازشوها از $2/5$ متر بیشتر نباشد. در غیر این صورت باید طرفین بازشو را با تعبیه کلافهای قائم که به کلافهای افقی متصل می‌شوند، تقویت نمود.

۵۹- در یک شالوده منفرد دایره‌ای شکل و به قطر D ، حداکثر مقدار خروج از مرکزیت بار محوری چقدر باید باشد، بطوریکه تمامی سطح زیر پی تحت تنش فشاری قرار گیرد؟

(۲) $D/9$

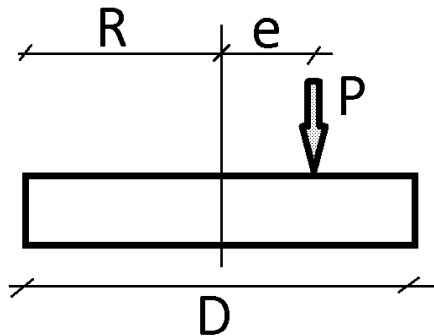
(۱) $D/6$

(۴) $D/8$

(۳) $D/4$

گزینه ۴:

مطابق شکل اولین نقطه ای که ممکن است از حالت فشاری خارج شود، سمت چپ پی می باشد. تنش انتهای سمت چپ را محاسبه و برابر صفر قرار می دهیم:



$$\sigma = \frac{P}{A} - \frac{Mc}{I} = \frac{4P}{\pi R^2} - \frac{(Pe)R}{\frac{\pi R^4}{4}} = 0$$

$$\rightarrow e = \frac{R}{4} = \frac{D}{8}$$

۶۰- یک شالوده مستطیلی سطحی به عرض B و طول $L=2.5B$ روی یک خاک غیرچسبنده ($C=0$) و زاویه اصطکاک داخلی $\emptyset$ قرار دارد و دارای ظرفیت باربری نهایی P_u است. چنانچه عرض پی مستطیلی دو برابر شود ($B'=2B$) ولی طول آن ثابت بماند ($L'=L$)، ظرفیت باربری نهایی (P'_u) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

$$P'_u = \sqrt{2} P_u \quad (۱)$$

$$P'_u = P_u \quad (۲)$$

$$P'_u = 4 P_u \quad (۳)$$

$$P'_u = 2 P_u \quad (۴)$$

گزینه ۳:

عرض پی دو برابر شده است و بنابراین مساحت آن نیز دو برابر شده است. از طرفی داریم با توجه به اینکه چسبندگی خاک صفر است، باربری آن با عرض آن رابطه دارد:

$$\left. \begin{array}{l} C = 0 \\ D_f = 0 \end{array} \right\} q_u = 0.4 B \gamma N_\gamma$$

بنابراین با افزایش عرض، هم مساحت دو برابر شده و هم باربری خاک و در نتیجه ظرفیت باربری نهایی ۴ برابر می شود.

حسین زاده اصل

عضو هیات علمی دانشگاه تبریز

www.hoseinzadeh.info