

بنام خدا

با سلام،

از خوانندگان محترم تقاضا دارم در صورت مشاهده هرگونه ایرادی از طریق صفحه زیر اطلاع دهند تا پاسخها اصلاح شوند:

@Nezam_hoseinzadehasl

۱- کانال تلگرام ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران):

<https://telegram.me/mhoseinzadehasl>

۲- ارسال پرسش از طریق تلگرام:

<http://www.hoseinzadeh.net/nezam.htm>

۳- وبسایت شخصی:

در کانال فوق همچنین به سوالات مطرح در زمینه سوالات پاسخ داده خواهد شد.

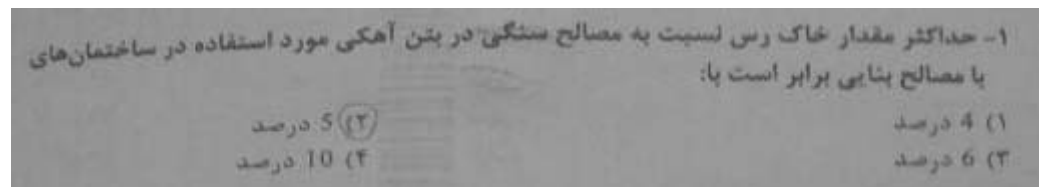
همچنین می توانید از طریق ایمیل زیر با بنده در ارتباط باشید:

hoseinzadeh.m@gmail.com

hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir

تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

مسعود حسین زاده اصل



گزینه ۲

۸-۲-۲-۹ شفته و بتن آهکی

الف) شفته آهکی مخلوطی از آب و آهک و خاک رس می‌باشد. شفته آهکی را با دوغاب آهک هوایی و خاک رس یا خاک دارای خاک رس بدون ریشه گیاهی و سایر مواد آلی می‌سازند. بهترین روش ساختن شفته آهکی استفاده از دوغاب آهک می‌باشد. معمولاً، مقاومت فشاری شفته آهکی با مرور زمان افزایش می‌یابد و برای لایه‌های زیر پی و برای بارگذاری‌های کم (مقاومت فشاری ۱ مگاپاسکال) مورد استفاده قرار می‌گیرد. در ساخت شفته آهکی موارد زیر باید منظور شود:

۱- مقدار آب لازم برای شفته آهکی بستگی به مقدار خاک رس در خاک شفته، دانه‌بندی خاک و گرما و خشکی محل کار دارد. هر اندازه آب کمتر مصرف شود بهتر است زیرا شفته پوک نمی‌شود.

۲- مقدار آهکی که در ساختن شفته آهکی باید مصرف شود بستگی به مقاومت مورد نیاز و مقدار خاک رس درون خاک دارد.

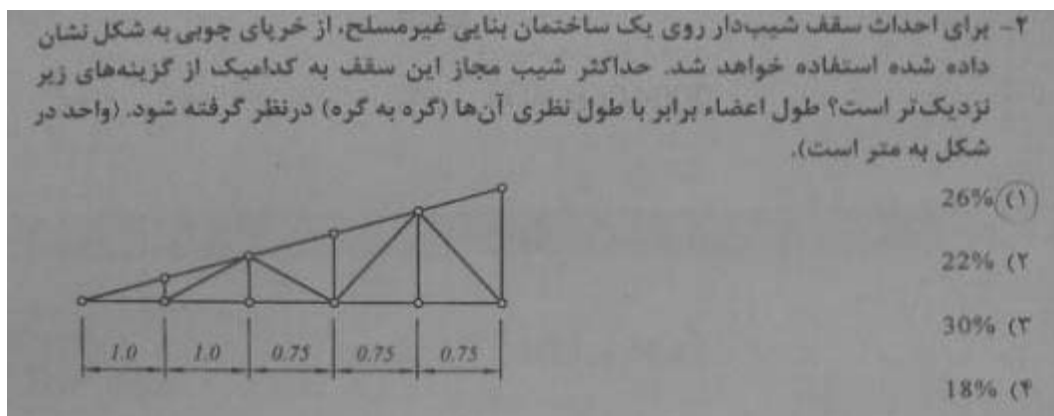
۳- وجود دانه‌های سنگی درشت برای مصرف خاک در شفته مشروط بر اینکه دانه‌بندی مناسبی داشته باشد، بلامانع است.

۴- بهترین خاک برای ساختن شفته آهکی، خاک با دانه‌بندی پیوسته است که ریزدانه آن از ۲۵ درصد و خاک رس آن از ۱۵ درصد خاک کمتر نباشد.

۵- کاهش حجم ناشی از خشک شدن در شفته آهکی که به سبب وجود خاک رس و آب زیاد اتفاق می‌افتد باید مورد توجه قرار گیرد.

ب) بتن آهکی مانند بتن سیمانی است با این تفاوت که چسبنده آن خمیر آهک است و مقدار خاک رس آن می‌تواند تا ۵ درصد مصالح سنگی باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



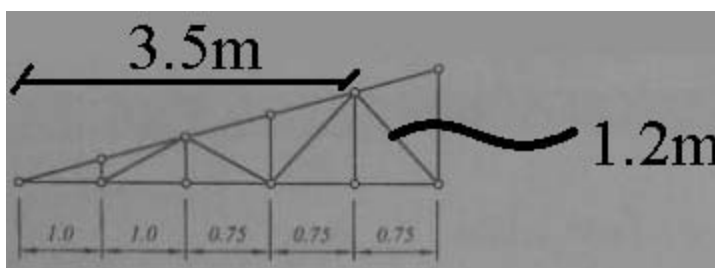
گزینه ۱

حداکثر طول اعضای قائم و مورب برابر 1.2m می باشد و بنابر این حداکثر ارتفاع سقف برابر است با:

$$\sqrt{1.2^2 - 0.75^2} = 0.936m$$

حداکثر شیب سقف:

$$\frac{0.936}{3.5} \times 100 = 26.8\%$$

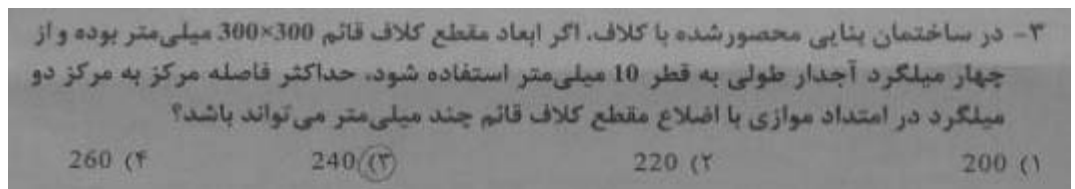


(ب) سقف شیب‌دار

سقف شیب‌دار متشکل از خریاهای چوبی، تیرچه‌های فرعی و پوشش مناسب روی تیرچه‌های فرعی می‌باشد و رعایت ضوابط زیر در مورد آن الزامی است:

- ۱- حداکثر فاصله خریاها از یکدیگر ۴/۵ متر می‌باشد.
- ۲- خریاهای چوبی شامل اعضای فوقانی، تحتانی و اعضای مورب و یا قائم متصل کننده اعضای فوقانی و تحتانی می‌باشند.
- ۳- اعضای فوقانی و تحتانی خریاها باید از چوب‌هایی با قطر حداقل ۸۰ میلی‌متر باشد.
- ۴- اعضای مورب و یا قائم باید از چوب‌هایی با قطر حداقل ۵۰ میلی‌متر و طول حداکثر ۱/۲ متر باشد.
- ۵- فاصله مرکز به مرکز تقاطع‌های موجود روی اعضای فوقانی و تحتانی حداکثر ۱/۲ متر باشد.
- ۶- اعضای مورب باید به طور مناسبی به اعضای فوقانی و تحتانی متصل شوند. همواره باید امتداد تمام اعضا در یک محل اتصال از یک نقطه به نام مفصل بگذرد.
- ۷- تیرچه‌ها باید به نحو مناسبی به اعضای فوقانی متصل شوند.
- ۸- فاصله محور به محور تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۶۰۰ میلی‌متر باشد.
- ۹- حداقل قطر تیرچه‌ها براساس جدول ۸-۶-۲ به دست می‌آید.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۳

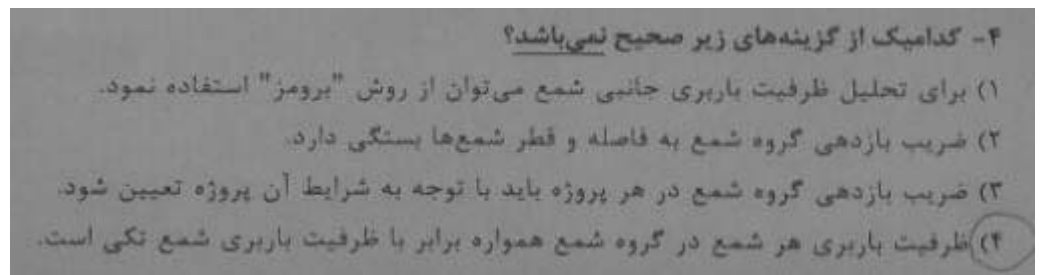
با توجه به اینکه حداقل پوشش ۲۵ میلیمتر است، پوشش تا مرکز میلگرد طولی برابر 30 mm خواهد بود. حداکثر فاصله بین میلگردها برابر است با:

$$300 - 2 \times 30 = 240 \text{ mm}$$

ب) مشخصات و محل تعبیه میلگردها در کلاف‌های قائم بتنی

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۴

۷-۶-۵ شمع‌های تحت بار جانبی

۷-۶-۵-۱ ظرفیت باربری جانبی

جهت طراحی شمع‌ها تحت بار جانبی باید نامساوی زیر در همه حالات حدی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری برقرار باشد.

$$R_{tr} \geq F_{tr}$$

(۷-۶-۸)

در این نامساوی:

F_{tr} = بار جانبی طراحی

R_{tr} = مقاومت جانبی شمع

۷-۶-۵-۱-۱ در ارزیابی ظرفیت باربری جانبی شمع‌ها یکی از ساز و کارهای گسیختگی زیر باید در نظر گرفته شود:

الف- در شمع‌های کوتاه چرخش و یا انتقال شمع به عنوان یک جسم صلب

ب- در شمع‌های بلند و لاغر گسیختگی خمشی شمع همراه با تسلیم موضعی و تغییر مکان خاک جلوی شمع در ناحیه بالای آن

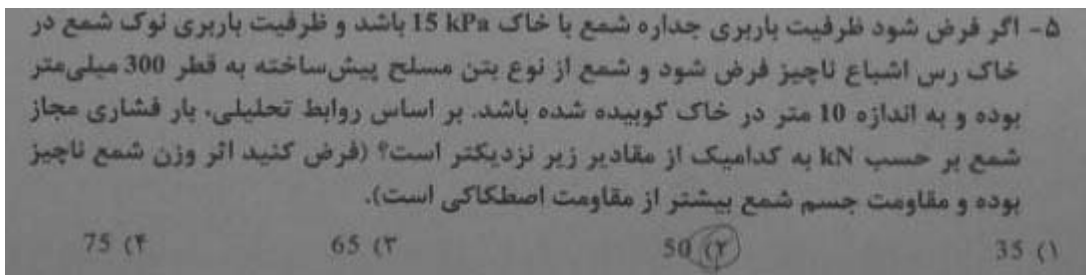
۷-۶-۵-۱-۲ در هر یک از حالت‌های الف و ب برای تحلیل ظرفیت شمع می‌توان از روش‌های تحلیل تعادل حدی معتبر مانند "برومز" استفاده نمود.

۷-۶-۶-۱ ظرفیت باربری گروه شمع

۷-۶-۶-۱-۱ از آنجا که ظرفیت باربری هر شمع در گروه با ظرفیت باربری شمع تکی فرق دارد، باید ضریب موسوم به اثر گروهی یا بازدهی گروه در محاسبه ظرفیت باربری گروه شمع در نظر گرفته شود.

۷-۶-۶-۲ ضریب بازدهی گروه شمع بستگی به فاصله و قطر شمع‌ها، نوع خاک و روش اجرای شمع دارد. ضریب بازدهی گروه شمع در هر پروژه باید با توجه به شرایط آن پروژه و براساس استفاده از داده‌ها و روابط تجربی مشابه تعیین گردد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۲

مقاومت جداره برابر است با:

$$\pi DL \times 15 = 3.14 \times 0.3 \times 10 \times 15 = 141.3 \text{ kN}$$

تنش مجاز:

$$P_a = \frac{141.3}{3} = 47.1 \text{ kN}$$

۷-۶-۱ ظرفیت باربری

برای آنکه یک شمع، بارهای فشاری طراحی را با ایمنی مناسبی تحمل نماید، باید نامساوی زیر در همه حالات حدی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری برقرار باشد.

$$R_c = R_b + R_s$$

(۷-۶-۲)

$$R_c \geq F_c$$

(۷-۶-۱)

در این رابطه:

R_b مقاومت نوک شمع و R_s مقاومت جداره شمع است که مقادیر آنها را می‌توان با استفاده از روابط زیر به دست آورد:

$$R_b = q_b A_b$$

(۷-۶-۳)

$$R_s = \sum_{i=1}^n q_{si} A_{si}$$

(۷-۶-۴)

در این نامساوی:

F_c = بار فشاری طراحی

R_c = باربری فشاری شمع

۷-۶-۱-۱ تعیین ظرفیت باربری شمع‌ها می‌تواند بر اساس روشهای زیر صورت گیرد:

الف - استفاده از روابط تحلیلی

ب - روش‌های مبتنی بر استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های درجا (نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط، ...)

پ - نتایج آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی

ت - نتایج آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی

۷-۶-۱-۲ برای تعیین ظرفیت باربری چنانچه فقط از روش‌های الف و ب استفاده گردد، نتایج

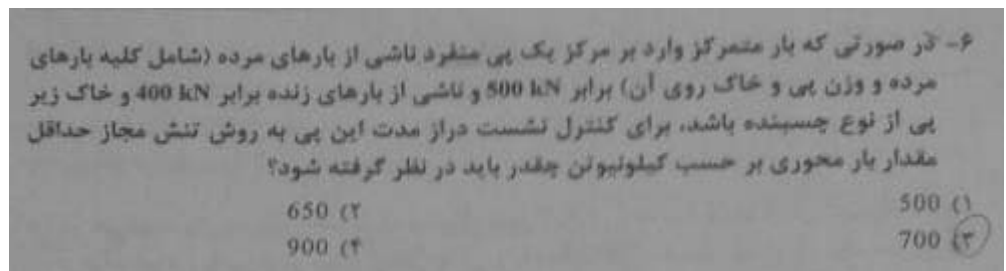
به دست آمده ممکن است دقت لازم را نداشته باشد. لذا به منظور اطمینان از ظرفیت باربری شمع

استفاده از نتایج آزمایش‌های بارگذاری (پ و ت) توصیه می‌شود.

جدول ۷-۶-۱ حداقل ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش تنش مجاز)

نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری	ضریب اطمینان (F.S.)
فشاری/کششی	فقط روش تحلیلی	۳
		۴
	آزمایش نفوذ مخروط	
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)	
	آزمایش بارگذاری دینامیکی	
جانبی	فقط روش تحلیلی	
	آزمایش استاتیک (جانبی)	

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۳

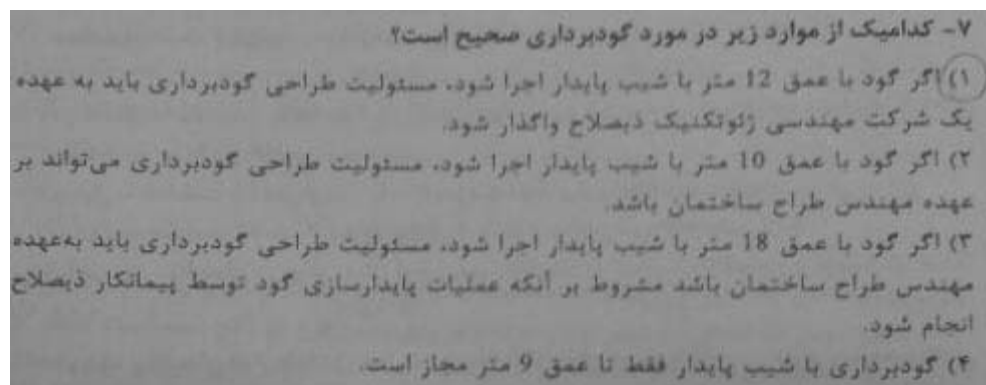
$$500 + \frac{1}{2} 400 = 700 \text{ kN}$$

۷-۴-۵-۱ روش تنش مجاز

۷-۴-۵-۱-۱ ترکیب بار مورد استفاده در این روش ترکیبات مطرح شده در بخش تنش مجاز

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می باشد.

۷-۴-۵-۱-۲ در خاک های چسبنده فقط ۵۰٪ بار زنده در محاسبات نشست دراز مدت اعمال می شود.



گزینه ۱

۷-۳-۳-۴-۸ در صورتی که گود با شیب پایدار اجرا شود جهت تعیین خطر پذیری گود از جدول ۷-۳-۲ استفاده شود:

جدول ۷-۳-۲ ارزیابی خطر گود با شیب پایدار

عمق گود	خطر گود
کمتر از ۹ متر	معمولی
بین ۹ تا ۲۰ متر	زیاد
بیش از ۲۰ متر	بسیار زیاد

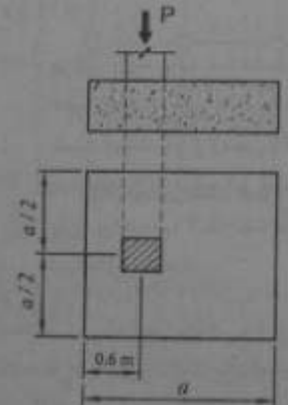
۷-۳-۳-۴-۹ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ معمولی باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری بر عهده مهندس طراح ساختمان است. البته توصیه می‌شود مهندس طراح در پایدارسازی گود از یک متخصص دیصلاح استفاده نماید.

۷-۳-۳-۴-۱۰ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ زیاد باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید به عهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک دیصلاح واگذار شود.

۷-۳-۳-۴-۱۱ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ بسیار زیاد باشد و یا ساختمان مجاور گود به صورت بسیار حساس ارزیابی گردد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید توسط یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک دیصلاح، عملیات پایدارسازی گود توسط پیمانکار دیصلاح و نظارت بر اجرای پیمانکار توسط ناظر دیصلاح انجام گردد. ضمناً تغییر شکل‌های افقی و قائم سازه مجاور و دیواره گود تا قبل از پایدارسازی دائم گود باید اندازه گیری و پایش شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۸- محور ستون یک ساختمان در فاصله ۰.۶ m از زمین همسایه قرار داشته و فقط نیروی فشاری P (ناشی از ترکیبات بارگذاری به روش تنش‌های مجاز) را به شالوده وارد می‌کند. چنانچه شالوده زیر این ستون مربعی به ضلع a و تنش مجاز خاک زیر شالوده ۲۰۰ kN/m² باشد، برای آنکه تماس هیچ نقطه‌ای از پی و خاک زیر آن قطع نشود، حداکثر مقدار P و a نظیر آن، به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر خواهد بود؟ (برای سهولت از وزن شالوده صرف‌نظر نمایید، خاک را دانه‌ای و شالوده را صلب فرض کنید).



(۱) $a = 1.2 \text{ m}$ و $P = 320 \text{ kN}$

(۲) $a = 1.8 \text{ m}$ و $P = 160 \text{ kN}$

(۳) $a = 2.4 \text{ m}$ و $P = 320 \text{ kN}$

(۴) $a = 1.8 \text{ m}$ و $P = 650 \text{ kN}$

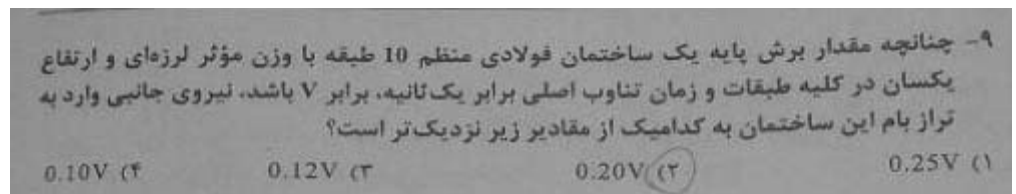
گزینه ۴

برای اینکه در خاک کشش نداشته باشیم، حداکثر مقدار خروج از مرکزیت بار $\frac{a}{6}$ می‌باشد. با توجه به اینکه فاصله مرکز ستون از بر پی ۰.۶m می‌باشد، مقدار a حداکثر ۱.۸m می‌تواند باشد (در این صورت مقدار خروج از مرکزیت بار برابر $\frac{1}{6} \times 1.8 = 0.3 \text{ m}$ خواهد بود. حداکثر مقدار مجاز P نیز بر اساس تنش مجاز پی بدست می‌آید:

$$\sigma_{ave} = \frac{P}{A} = \frac{P}{1.8^2} = \frac{P}{3.24} < 200 \rightarrow P < 648 \text{ kN}$$

جدول ۷-۴-۵ وضعیت تنش محاسبه شده زیر پی در مقایسه با ظرفیت باربری

نوع خاک / نوع پی	دانه‌ای	صرفاً چسبنده
صلب	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز < تنش حداکثر
انعطاف پذیر	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط



گزینه ۲

$$K = 0.75T + 0.5 = 1.25$$

$$F_{10} = \frac{W \times (10h)^{1.25}}{Wh^{1.25} \times (1^{1.25} + 2^{1.25} + 3^{1.25} + 4^{1.25} + 5^{1.25} + 6^{1.25} + 7^{1.25} + 8^{1.25} + 9^{1.25} + 10^{1.25})} V$$

$$= 0.2V$$

۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V_u ، که طبق بند (۳-۳-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (۳-۶)$$

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۱) و نصف

وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۰- در نظر است یک مسجد با بام تخت در مرکز شهر الیگودرز ساخته شود. فرض کنید بام مسجد از تمام جوانب پایین تر از موانع متصل به آن و یا موانع اطراف است. مقدار بار برف متوازن بام مسجد بر حسب کیلونیوتن بر متر مربع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(۱) 1.68 (۲) 2.02 (۳) 2.31 (۴) 1.85

گزینه ۴

بار برف بر روی بام، P_r ، با توجه به شیب و دمای بام، برف گیری، و اهمیت سازه، برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه ۶-۷-۱ تعیین می شود:

$$P_r = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g \quad (۱-۷-۶)$$

- بام تخت است و ضریب C_s برابر یک است
- کاربری سازه مسجد است و ضریب C_t برابر یک خواهد بود
- بام برف گیر بوده و داخل شهر است (ناهمواری زیاد) و ضریب C_e با توجه به جدول زیر ۱/۲ خواهد بود.

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف گیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف ریز	بام نیمه برف گیر	بام برف گیر
زیاد	۰.۹	۱.۰	۱.۲
متوسط	۰.۹	۱.۰	۱.۱
کم	۰.۸	۰.۹	۱.۰

- کاربری مسجد بوده و ضریب اهمیت با توجه به جدول زیر برابر $I_s=1.1$ خواهد بود.

جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطرپذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای

بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۱-۱	ضریب اهمیت بار لرزه ای، I_e	ضریب اهمیت بار باد، I_w	ضریب اهمیت بار یخ، I_i	ضریب اهمیت
۱	۱.۴	۱.۲۵	۱.۲۵	بار برف، I_s
۲	۱.۲	۱.۱۵	۱.۲۵	
۳	۱	۱	۱	
۴	۰.۸	۰.۸	۰.۸	

$$P_r = 0.7 \times 1 \times 1 \times 1.2 \times 1.1 \times 2 = 1.848 \frac{kN}{m^2}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۱- در مطالعات مکانیک خاک یک پروژه ساختمانی، سرعت موج برشی برای ضخامت لایه‌های مختلف به شرح زیر گزارش شده است:

- لایه اول به ضخامت ۱۵ متر از تراز پایه با سرعت موج برشی ۳۴۰ متر بر ثانیه

- لایه دوم به ضخامت ۳۰ متر از زیر لایه اول با سرعت موج برشی ۴۰۰ متر بر ثانیه

در طراحی این ساختمان در برابر زلزله، نوع زمین ساختگاه به کدامیک از انواع زیر نزدیک‌تر است؟

(۱) نوع I (۲) نوع II (۳) نوع III (۴) نوع IV

گزینه ۳

با توجه به جدول زیر باید متوسط سرعت موج برشی محاسبه شود:

$$v_s = \frac{15 + 15}{\frac{15}{340} + \frac{15}{400}} = 367$$

بنابراین خاک نوع III می باشد.

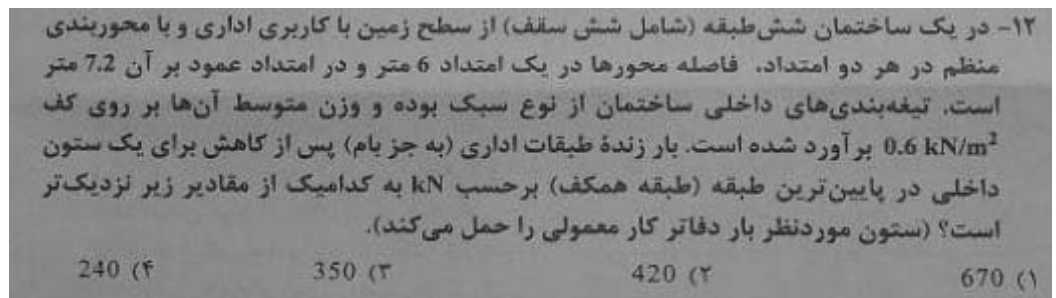
جدول ۲-۳ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین	پارامترها		
		$\bar{C}_u (kPa)$	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{v}_s (m/s)$
I	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک‌های سیمانته بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا سطح زمین	-	-	> 750
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل - شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به تدریج بهبود یابد. سنگ‌های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	> 250	> 50	$375 - 750$
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس‌های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$70 - 250$	$15 - 50$	$175 - 375$
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه‌های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه‌های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	< 70	< 15	< 175

۲-۴-۲ برای تعیین متوسط سرعت موج برشی، \bar{v}_s می‌توان از رابطه (۲-۵) یا از رابطه معتبر دیگری استفاده کرد:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum d_i}{\sum (d_i / v_{si})} \quad (2-5)$$

در این رابطه، d_i و v_{si} به ترتیب ضخامت لایه و سرعت موج برشی تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه است.



گزینه ۳

در طبقات دو نوع بار زنده داریم:

۱- بار زنده کف (L_0) که بر اساس جدول بارها برابر $2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ می باشد و برای ستون داخلی همکف برابر است با:

$$A_T = 5 \times (6 \times 7.2) = 216 \text{ m}^2 \quad K_{LL} = 4 \quad \left. \vphantom{A_T} \right\} L = L_0 \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4 \times 216}} \right] = 0.4L_0 = 0.4(216 \times 2.5) = 216 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

۲- بار زنده مربوط به تیغه بندی که غیر قابل کاهش است و با توجه به اینکه از نوع سبک است، حداقل آن برابر $0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ می باشدو بنابراین مقدار $0.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ منظور خواهد شد و برای ستون داخلی همکف برابر است با:

$$L_{Partition} = 0.6 \times 216 = 129.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Total \text{ Live} = 0.4L_0 + Partition = 216 + 129.6 = 345.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

۶-۵-۲ کاهش در بارهای زنده یکنواخت

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

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

که در آن:

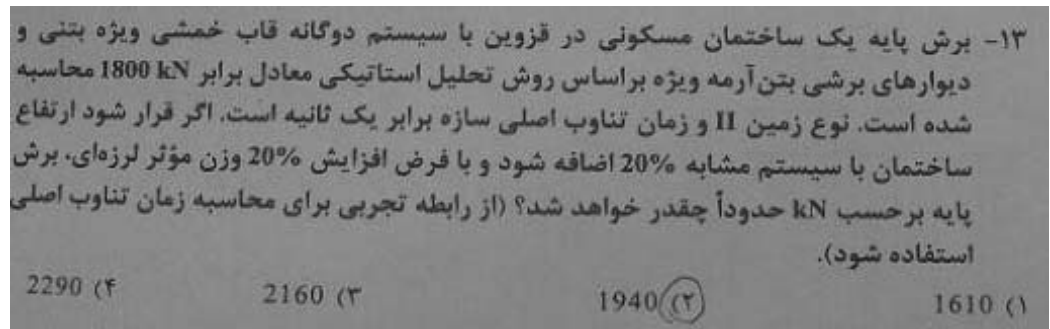
 L : بار زنده طراحی کاهش یافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو L_0 : بار زنده طراحی کاهش نیافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو (از جدول ۶-۵-۱) K_{LL} : ضریب عضو برای بار زنده (از جدول ۶-۵-۲) A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

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

۶-۵-۲ ضوابط مربوط به دیوارهای تقسیم کننده

در ساختمان‌های اداری و یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم‌کننده و یا جابجایی آن‌ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم‌کننده بدون توجه به اینکه آن‌ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم‌کننده نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان‌هایی که از تیغه‌های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می‌شود، این بار را می‌توان حداقل به 0.5 کیلونیوتن بر مترمربع کاهش داد، مشروط بر آن‌که وزن یک مترمربع از این نوع دیوارهای جداکننده و ملحقات آنها از 0.4 کیلونیوتن تجاوز نکند.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۲

مقایسه دوره تناوب دو سازه:

$$\left. \begin{aligned} T_I &= 0.05 \times H^{0.75} \\ T_{II} &= 0.05 \times (1.2H)^{0.75} \end{aligned} \right\} \rightarrow \frac{T_{II}}{T_I} = 1.146$$

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقاب‌ی ممانی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

مقایسه ضرایب B و N و B_1

$$\left. \begin{aligned} T_s &= 0.5 \\ T_0 &= 0.1 \\ S &= 1.5 \\ S_0 &= 1 \end{aligned} \right\} \left\{ \begin{aligned} \frac{(B_1)_{II}}{(B_1)_I} &= \frac{T_I}{T_{II}} = 0.872 \\ \frac{N_{II}}{N_I} &= \frac{0.7}{4-T_s} (T_{II} - T_s) + 1 = \frac{0.2(1.146 - 0.5) + 1}{0.2(1 - 0.5) + 1} = 1.0265 \\ \frac{(B_1 N)_{II}}{(B_1 N)_I} &= 0.895 \end{aligned} \right.$$

$$\frac{\left(\frac{ABI}{R}W\right)_{II}}{\left(\frac{ABI}{R}W\right)_I} = 0.895 \frac{W_{II}}{W_I} = 1.074 \rightarrow V_{II} = 1.074 \times 1800 = 1933 \text{ kN}$$

۱-۳-۲ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۱-۲) الف) و (۱-۲) ب) تعیین می‌گردد.

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$\begin{aligned} B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 &= (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{aligned} \quad (۲-۲)$$

$$\begin{aligned} N &= 1 & T < T_s \\ N &= \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ N &= 1.7 & T > 4 \text{ sec} \end{aligned} \quad (۳-۲)$$

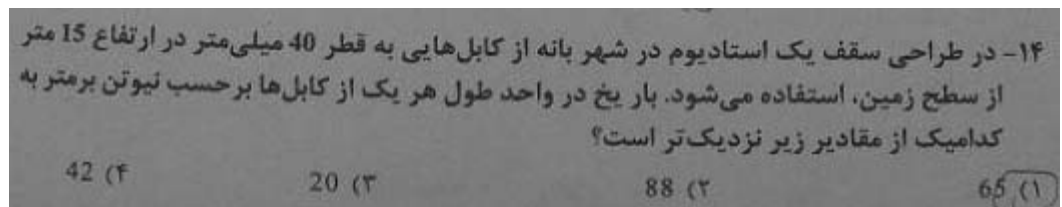
ب- برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم

$$\begin{aligned} N &= 1 & T < T_s \\ N &= \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ N &= 1.4 & T > 4 \text{ sec} \end{aligned} \quad (۴-۲)$$

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		T_s	T_0	نوع زمین
S_0	S	S_0	S			
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۵	۰/۱	II
۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	III
۱/۱	۱/۷۵	۱/۳	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۱

$$t_d = 2 \times 12.5 \times 1.25 \times \left(\frac{15}{10}\right)^{0.1} = 32.54 \text{ mm}$$

حجم یخ در هر یک متر برابر است با:

$$V_{1-meter} = 1000 \times A_i = 1000 \times \pi t_d (D_c + t_d)$$

$$= 1000 \times \pi (32.54) (40 + 32.54) = 7411818 \text{ mm}^3 = 0.0074 \text{ m}^3$$

وزن واحد طول یخ برابر است با:

$$W_i = 0.9 \gamma_w V_i = 0.9 \times 10 \times 0.074 = 0.0666 \frac{kN}{m} = 66.6 \frac{N}{m}$$

۹-۶ بار یخ - یخ زدگی جوی

۱-۹-۶ کلیات

بار ناشی از یخ زدگی باران و برف باید در طراحی سازه‌ها و اجزای حساس به یخ در نظر گرفته شود. سازه‌ها و اجزای حساس به یخ شامل سازه‌های مشبک، لوله، کابل و پایه‌های آنها، سازه‌های شهریاری، نرده، پله، نردبان، پل‌های عابر پیاده، تابلو و علائم و سایر سازه‌ها و اجزاء سبک نمایان و در معرض یخ زدگی برف و باران وارد بر آنها می‌باشد. بار یخ بر اساس دوره بازگشت متوسط پنجاه سال تعیین می‌شود. این مبحث شامل خطوط انتقال برق و مخابرات و خطوط آبرسانی و سوخت نمی‌شود. اثرات دینامیکی بار یخ بر روی سازه‌ها و اجزای انعطاف‌پذیر در این مبحث در نظر گرفته نشده است و در صورت لزوم باید بطور موردی بررسی شود.

۲-۹-۶ بار یخ

در محاسبه وزن یخ جوی می‌توان وزن مخصوص متوسط یخ را نه دهم وزن مخصوص آب در نظر گرفت. حجم یخ، V_i ، برای ورق‌ها و اجزای سه بعدی بزرگ مانند گنبد و کره از رابطه ۱-۹-۶ حاصل می‌شود.

$$V_i = \pi t_d A_i \quad (1-9-6)$$

حجم یخ برای مقاطع سازه‌ای و اجزای منشوری بر اساس سطح مقطع یخ احاطه کننده آنها بدست می‌آید. سطح مقطع یخ احاطه کننده عضو از رابطه ۲-۹-۶ حاصل می‌شود:

$$A_i = \pi t_d (D_c + t_d) \quad (2-9-6)$$

در روابط ۱-۹-۶ و ۲-۹-۶:

t_d : ضخامت طراحی یخ بر اثر یخ زدگی باران طبق بخش ۳-۹-۶

A_i : مساحت یک طرف ورق برای ورق‌های مستوی و مساحت بزرگترین مقطع جزء سه بعدی نظیر گنبد و کره

D_c : قطر استوانه محیط بر مقطع سازه‌ای و یا جزء منشوری

برای ورق‌های قائم مقدار حجم یخ را بیست درصد و برای ورق‌های افقی مقدار حجم یخ را چهل درصد می‌توان کاهش داد.

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

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

$$t_d = \gamma I_i F_z \quad (3-9-6)$$

که در آن:

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

I_i : ضریب اهمیت طبق جدول ۲-۱-۶

F_z : ضریب ارتفاع طبق بخش ۴-۹-۶

۴-۹-۶ ضریب ارتفاع

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

$$F_z = \left(\frac{Z}{10}\right)^{1/4} \quad (4-9-6)$$

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

۵-۹-۶ ضخامت اسمی یخ

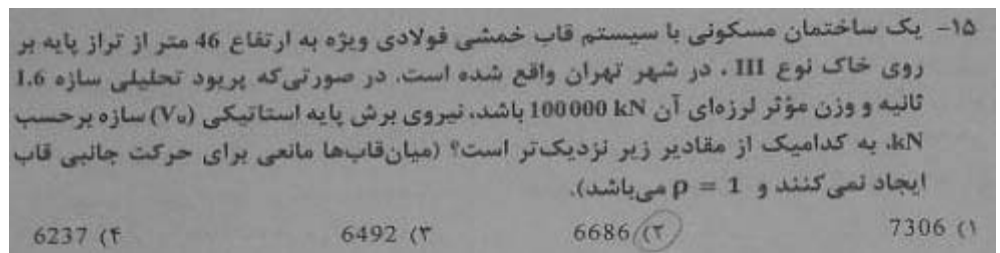
ضخامت اسمی یخ بر اساس دوره بازگشت متوسط پنجاه سال با استفاده از مطالعات محلی و یا اطلاعات سازمان هواشناسی کشور تعیین می‌شود. در غیاب مطالعات دقیق‌تر، ضخامت اسمی یخ را برای مناطق مختلف برف فصل هفتم این مبحث بصورت زیر می‌توان تعیین نمود:

$t = 0$	- مناطق ۱ و ۲- برف کم و نادر
$t = 5 \text{ mm}$	- منطقه ۳- برف متوسط
$t = 7/5 \text{ mm}$	- منطقه ۴- برف زیاد
$t = 12/5 \text{ mm}$	- منطقه ۵- برف سنگین
$t = 15 \text{ mm}$	- منطقه ۶- برف فوق سنگین

۶-۹-۶ اثر باد بر سازه‌ها و اجزای پوشیده از یخ

ترکیب بارهای شامل وزن یخ، D_i ، و اثر باد بر روی یخ، W_i ، بر اساس فصل دوم انجام خواهد شد. در محاسبه نیروی باد در حالت وجود یخ، اثر افزایش ابعاد به اندازه ضخامت طراحی یخ باید در نظر گرفته شود. ضریب اهمیت باد وارد بر عضو پوشیده شده با یخ، برای تمام گروه‌ها اهمیت برابر واحد خواهد بود و فقط ضریب اهمیت مربوط به ضخامت یخ، طبق رابطه ۳-۹-۶، برای محاسبه ضخامت طرح و وزن یخ، بکار خواهد رفت.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۲

گام ۱- محاسبه دوره تناوب طراحی:

$$T_{\text{طراحی}} = \min \left(1.25T_{\text{تحلیلی}} \text{ و } T_{\text{تجربی}} \right) = \min \left(1.25 \times 0.08 \times 46^{0.75} \text{ و } 1.6 \right) = \min \left(1.766 \text{ و } 1.6 \right) = 1.6$$

۳-۳- زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75}$$

(۳-۳)

گام ۲- محاسبه ضرایب B_1 و N و B :

$$\left. \begin{array}{l} T_s = 0.7 \\ T_0 = 0.15 \\ S = 1.75 \\ S_0 = 1.1 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} B_1 = (S+1) \frac{T_s}{T} = 2.75 \times \frac{0.7}{1.6} = 1.2 \\ N = \frac{0.7}{4-T_s} (T-T_s) + 1 = 1.191 \end{array} \right\} \quad B = B_1 N = 1.2 \times 1.191 = 1.429$$

۳-۳-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف

و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از

شکل‌های (۲-۱-الف) و (۲-۱-ب) تعیین می‌گردد.

۳-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$\begin{array}{ll} B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 = S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 = (S+1)(T_s/T) & T > T_s \end{array} \quad (2-2)$$

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (3-2)$$

$$N = 1.7$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

ب- برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (4-2)$$

$$N = 1.4$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		T_s	T_0	نوع زمین
S_0	S	S_0	S			
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۵	۰/۱	II
۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	III
۱/۱	۱/۷۵	۱/۳	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV

گام ۳- محاسبه V_u :

$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W_e = \frac{0.35 \times 1.429 \times 1}{7.5} 100\,000 = 6670$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۶- در یک ساختمان مسکونی ۱۰ طبقه به ارتفاع متوسط بام ۳۴ متر از تراز پایه، نیروی افقی زلزله استاتیکی معادل بر حسب kN/m وارد بر یک دیوار طولی جان پناه بام به ارتفاع یک متر در صورتی که جان پناه به صورت کنسولی در پای دیوار به بام متصل شده باشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (جان پناه بتنی، خاک محل نوع II، ساختمان در تهران و وزن واحد طول دیوار $W_p = 3 kN/m$ می باشند).

(۱) ۳.۱۵ (۲) ۴.۲ (۳) ۰.۸۵ (۴) ۲.۵

گزینه ۱

$$V_{pu} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.35 \times (1 + 1.5) \times 3 \times 1}{2.5} (1 + 2 \times 1) = 3.15 \frac{kN}{m}$$

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

R_{pu}	a_p	جزء معماری
۱/۵	۱	۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیغه
۲/۵	۱	- دیوار غیرمسلح مصالح بنایی - انواع دیگر دیوار و تیغه
۲/۵	۲/۵	۲- اجزای طره‌ای نظیر جان پناه، دیوار غیرسازه‌ای و دودکش که مهار نشده یا در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشد.
۲/۵	۱	۳- اجزای طره‌ای نظیر جان پناه، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشند.
۲/۵	۱	۴- دیوار خارجی غیرسازه‌ای و اتصالات آن
۱	۱/۲۵	- دیوار و اتصال آن - بست‌های سیستم اتصال
		۵- پوشش نما
۲/۵	۱	- اجزای با شکل‌پذیری متوسط و اتصالات آنها
۱/۵	۱	- اجزای با شکل‌پذیری کم و اتصالات آنها
۲/۵	۲/۵	۶- خریشته (به استثنای حالتی که این بخش به صورت یکپارچه با سازه ساختمان ساخته شده باشد که در آن صورت باید همراه با سازه تحلیل و طراحی شود)
۲/۵	۱	۷- پله فراری که جزئی از سازه اصلی ساختمان نباشد
۲/۵	۱	۸- سقف کاذب
۲/۵	۱	۹- قفسه و کابینت

۴-۲-۱ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۴-۱) محاسبه شده و بر مرکز جرم جزء اثر داده می‌شود. توزیع این نیرو بین بخش‌های مختلف جزء به نسبت جرم آنهاست.

$$(۴-۱) \quad V_{pu} = \frac{0.4a_p A(1+S)W_p I_p}{R_{pu}} \left(1 + 2 \frac{Z}{H}\right)$$

در این رابطه:

V_{pu} = نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت. برای تعیین این نیرو در حد تنش‌های مجاز باید این مقدار به $1/4$ تقسیم شود.

A = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

S = ضریب شتاب طیفی طبق بند (۲-۳-۱)

a_p = ضریب بزرگنمایی جزء طبق جدول (۴-۱) یا (۴-۲)

I_p = ضریب اهمیت جزء طبق بند (۴-۱-۳)

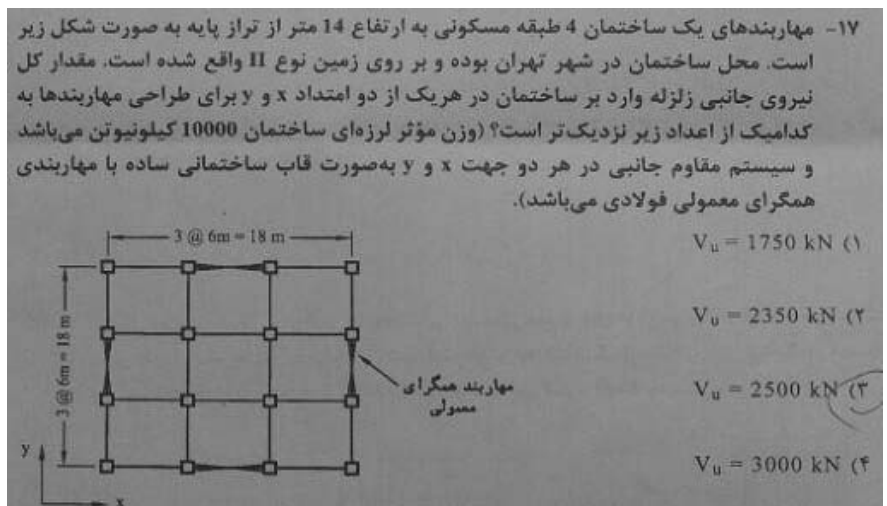
W_p = وزن جزء سازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری

R_{pu} = ضریب رفتار جزء طبق جدول (۴-۱) یا (۴-۲).

Z = ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه، مقدار Z لازم نیست بیشتر از H در نظر گرفته شود.

H = ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۳

گام ۱- محاسبه دوره تناوب طراحی:

دوره تناوب تحلیلی ارائه نشده بنابراین دوره تناوب بر اساس روابط تجربی محاسبه خواهد شد:

$$T_{\text{طراحی}} = T_{\text{تجربی}} = 0.05 \times 14^{0.75} = 0.36$$

گام ۲- محاسبه ضرایب B1 و N و B:

$$\left. \begin{array}{l} T_s = 0.5 \\ T_0 = 0.1 \\ S = 1.5 \\ S_0 = 1 \end{array} \right\} \quad \left. \begin{array}{l} B_1 = (S + 1) = 2.5 \\ N = 1 \end{array} \right\} \quad B = B_1 N = 2.5$$

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$\begin{array}{ll} N=1 & T < T_s \\ N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ N=1.7 & T > 4 \text{ sec} \end{array} \quad (3-2)$$

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط و کم

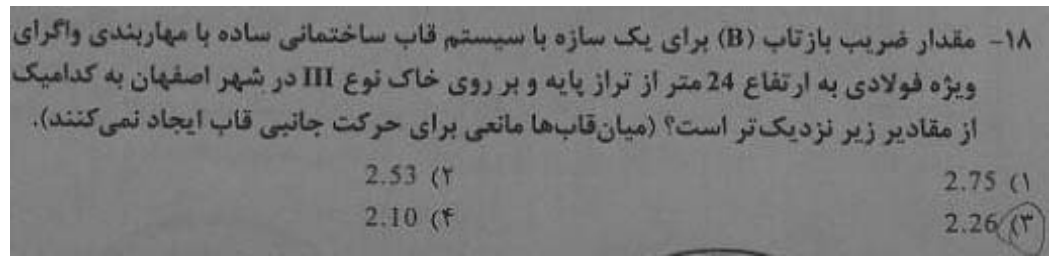
$$\begin{array}{ll} N=1 & T < T_s \\ N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ N=1.4 & T > 4 \text{ sec} \end{array} \quad (4-2)$$

گام ۳- محاسبه Vu:

$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W_e = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{3.5} 10\,000 = 2500 \text{ kN}$$

- نکته: ضریب نامعینی سازه فوق ممکن است برابر ۱/۲ حاصل شود. اگر سازه در پلان منظم باشد و ضریب نامعینی بر اساس روش الف محاسبه شود، ضریب برابر ۱/۲ خواهد بود و نیروی زلزله محاسبه شده در ترکیب بارها باید به اندازه ۲۰ درصد افزایش یابد. از طرفی همین سازه اگر با روش ب کنترل شود، ممکن پس از محاسبات دقیق مقدار ضریب نامعینی آن برابر بدست آید. بدین منظور باید یکی از بادبندهای ضربردری (یکی از قطری ها) حذف شده و افت مقاومت سازه بررسی شود. با توجه به اینکه در هر راستا چهار بادبند قطری (معادل دو ضربردری) داریم، افت مقاومت بزرگتر از ۰/۲۵ خواهد بود (که ممکن است از ۰/۳۳ کمتر یا بیشتر شود). همچنین ممکن است سازه دچار پیششش شدید شود (و یا نشود). کنترل این موارد مستلزم اطلاعات بیشتر از جمله هندسه بادبندها، مقاومت فشاری و کششی آنها می باشد.
- ممکن است طراحی سوال به اشتباه ضریب نامعینی را ۱/۲ فرض کرده باشد که منظورش گزینه ۱ باشد که از نظر اینجانب این فرض غیر قابل قبول است.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۳

گام ۱- محاسبه دوره تناوب طراحی:

دوره تناوب تحلیلی ارائه نشده بنابراین دوره تناوب بر اساس روابط تجربی محاسبه خواهد شد:

$$T_{\text{طراحی}} = T_{\text{تجربی}} = 0.08 \times 24^{0.75} = 0.87$$

گام ۲- محاسبه ضرایب B_1 و N و B :

$$\left. \begin{array}{l} T_s = 0.7 \\ T_0 = 0.15 \\ S = 1.75 \\ S_0 = 1.1 \end{array} \right\} \begin{array}{l} B_1 = (S + 1) \frac{T_s}{T} = 2.75 \times \frac{0.7}{0.87} = 2.219 \\ N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = 1.02 \end{array} \quad B = B_1 N = 2.264$$

۲-۳-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۲-۱-الف) و (۲-۱-ب) تعیین می‌گردد.

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$\begin{array}{ll} B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 = S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 = (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{array} \quad (2-2)$$

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (3-2)$$

$$N = 1.7$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

ب- برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (4-2)$$

$$N = 1.4$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		T_s	T_0	نوع زمین
S_0	S	S_0	S			
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۵	۰/۱	II
۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	III
۱/۱	۱/۷۵	۱/۳	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۹- یک سیلوی بتنی درجا با دیوار پیوسته تا روی پی، در شهر سستدج بر روی خاک نوع II موجود است. وزن سازه و تجهیزات صنعتی سیلو 5000 kN و سیلو حاوی مواد دانه‌ای با وزن 50000 kN می‌باشد. حداقل برش پایه زلزله این سیلو برحسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید 80 درصد وزن مواد دانه‌ای به عنوان وزن مؤثر لرزه‌ای مواد دانه‌ای سیلو در نظر گرفته می‌شود. همچنین ضریب اهمیت سیلو را برابر 1.0 و زمان تناوب نوسان اصلی آن را 0.4 ثانیه فرض نمایید).

(۱) 13750 (۲) 13000
(۳) 12500 (۴) 11250

گزینه ۴

$$\left. \begin{array}{l} T_s = 0.5 \\ T_0 = 0.1 \\ S = 1.5 \\ S_0 = 1 \end{array} \right\} T = 0.4 \rightarrow \left. \begin{array}{l} B_1 = (S + 1) = 2.5 = 2.5 \\ N = 1 \end{array} \right\} B = B_1 N = 2.5$$

$$T = 0.4 \text{ Sec} \rightarrow V_u = \frac{ABI}{R_u} W = \frac{0.3 \times 2.5 \times 1}{3} (5000 + 0.8 \times 50000) = 11250 \text{ kN}$$

$$V_{u-\min} = 0.09W = 0.09 \times (5000 + 0.8 \times 50000) = 1620 \text{ kN}$$

۳-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و

متکی بر زمین

۱-۳-۵ ضوابط این نوع سازه‌ها عیناً مشابه سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها،

موضوع بند (۲-۵) است و فقط الزامات زیر جایگزین بندهای نظیر می‌گردند:

الف- پارامترهای نیروی جانبی بر اساس جدول (۲-۵) تعیین می‌گردند.

ب- حداقل نیروی جانبی یا برش پایه از روابط زیر به دست می‌آیند:

۱- در موارد کلی

$$V_{u-\min} = 0.09 W \quad (۳-۵)$$

۲- در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد و زمین‌های نوع III و IV

$$V_{u-\min} = 1.6AIW/R_u \quad (۴-۵)$$

۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

۱-۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها مطابق فصل سوم می‌باشد. الزامات اضافی این نوع از سازه‌ها در بندهای (۲-۲-۵) تا (۲-۲-۵) آورده شده است.

۲-۲-۵ روش تحلیل: در سازه‌هایی که زمان تناوب اصلی آنها از ۰/۵ ثانیه بیشتر است، استفاده از یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی الزامی است. در سایر سازه‌ها می‌توان از روش‌های دیگر تحلیل استفاده نمود.

۷-۲-۵ نیروی جانبی در سازه‌های صلب

سازه‌های صلب به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که زمان تناوب نوسان اصلی آنها کمتر از ۰/۰۶ ثانیه باشد. نیروی جانبی این سازه‌ها از رابطه زیر محاسبه می‌گردند:

$$V_u = 0.3 A(S+1)W \quad (۲-۵)$$

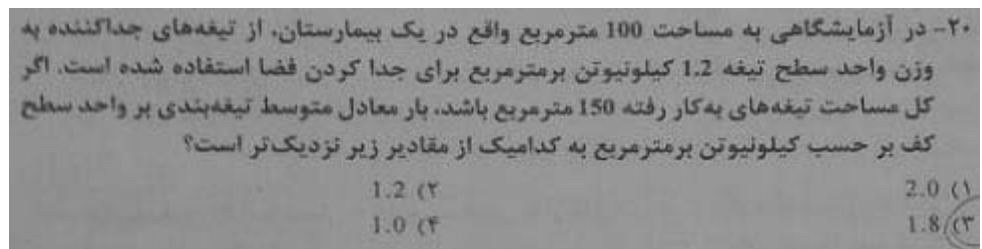
توزیع این نیرو در ارتفاع سازه طبق ضوابط بند (۳-۳-۶) صورت می‌گیرد.

جدول ۲-۵ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان

سیستم سازه	جزئیات	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
بونکر، مخزن،	برروی پایه‌های مهاربندی شده متقارن	۳	۲	۲/۵	۵۰
ظرف یا کندوی	برروی پایه‌های مهاربندی نشده یا مهاربندی شده نامتقارن	۲	۲	۲/۵	۳۰
ظرف افقی جوش شده	با پایه زین شکل فولادی	۳	۲	۲/۵	
دودکش و سیلوی بتنی درجا با دیواره پیوسته تا روی پی		۳	۲	۳	
تمام سازه‌های دیگر بتنی یا فولادی طره‌ای با جرم گسترده غیر از آنهایی که در این جدول ذکر شده‌اند، شامل دودکش‌ها، سیلوها و ظروف قائم بر روی پدستال منفرد یا متکی بر جداره تا روی زمین - جوش شده فولادی، بتن آرمه یا بتن پیش تنیده		۳	۲	۲/۵	
برج‌های خریایی طره‌ای یا مهار شده توسط کابل - دودکش‌های مهار شده توسط کابل		۳	۲	۲/۵	
برج‌های خنک کن	بتن آرمه یا فولادی	۳/۵	۲	۳	
برج‌های مخبراتی	قاب یا خریایی فولادی یا بتنی	۳	۱/۵	۳	
	دیگر - فولادی یا بتنی	۱/۵	۱/۵	۱/۵	
سازه‌های خاص تفریحی و بناهای یادبود		۲/۵	۲/۵	۲/۵	
سازه‌هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است		۲	۲	۲	
تابلوها و علائم		۳/۵	۲	۳	
سایر سازه‌ها غیر از موارد فوق		۲/۵	۲/۵	۲/۵	

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
			S_0	S
I	۰/۱	۰/۴	۱	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۱	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱/۰	۱/۳	۱/۷۵



گزینه ۳

$$\frac{1.2 \times 150}{100} = 1.8 \frac{kN}{m^2}$$

حداقل بار زنده طبق مبحث ۶ برابر $1 \frac{kN}{m^2}$ می باشد. مقدار واقعی وزن تیغه ها نیز برابر $1.8 \frac{kN}{m^2}$ می باشد. بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

۶-۵-۲ بار زنده گسترده یکنواخت

۶-۵-۲ ضوابط مربوط به دیوارهای تقسیم کننده

در ساختمان های اداری و یا سایر ساختمان هایی که در آن ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم کننده و یا جابجایی آن ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم کننده بدون توجه به اینکه آن ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم کننده نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان هایی که از تیغه های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می شود، این بار را می توان حداقل به $0.5 \frac{kN}{m^2}$ کیلونیوتن بر متر مربع کاهش داد، مشروط بر آن که وزن یک مترمربع از این نوع دیوارهای جداکننده و ملحقات آنها از $0.4 \frac{kN}{m^2}$ کیلونیوتن تجاوز نکند.

در صورتی که وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جداکننده از $2 \frac{kN}{m^2}$ کیلونیوتن بیشتر باشد، وزن آن به عنوان بار مرده در نظر گرفته شده و در محل واقعی خود اعمال می گردد.

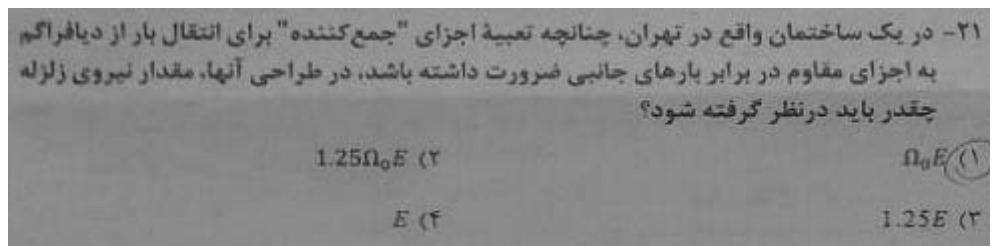
استثناء: اگر حداقل بار زنده از $4 \frac{kN}{m^2}$ کیلونیوتن بر متر مربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده دیوار تقسیم کننده نیست.

$$0.5 \frac{kN}{m^2} = \text{حداقل بار زنده کف} \rightarrow 0.4 \frac{kN}{m^2} < \text{وزن متر مربع دیوار کنتنله تقسیم}$$

$$1 \frac{kN}{m^2} = \text{حداقل بار زنده کف} \rightarrow 2 \frac{kN}{m^2} < \text{وزن متر مربع دیوار کنتنله تقسیم} < 0.4 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{وزن دیوار بار مرده خواهد بود} \rightarrow \text{وزن متر مربع دیوار کنتنله تقسیم} < 2 \frac{kN}{m^2}$$

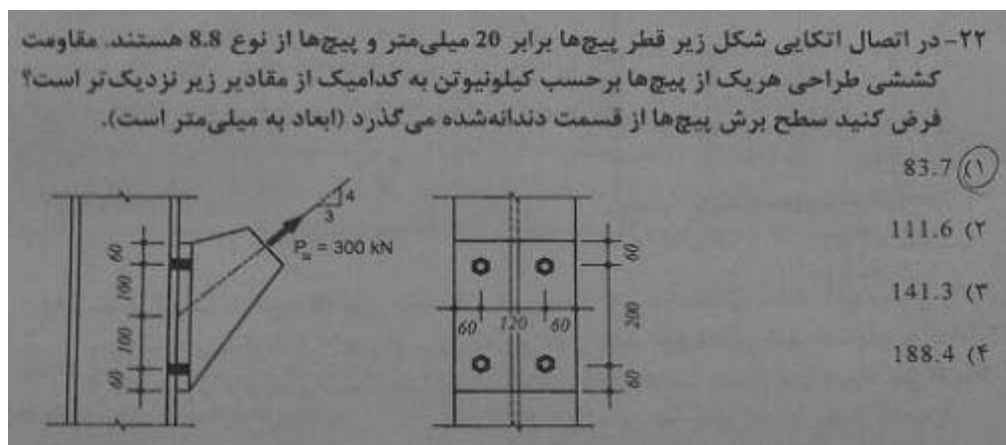
کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۱

۳-۸-۶ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله شدید یافته ($\Omega_0 E$) انجام شود.

۳-۸-۷ در کلیه سازه‌های نامنظم در پلان به لحاظ هندسی، دیافراگم و خارج از صفحه بند (۱-۷-۱) و یا نامنظم در ارتفاع به لحاظ قطع سیستم باربر جانبی بند (۱-۷-۲) در پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و بالاتر، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزای قائم اجزای جمع کننده باید به میزان ۲۵٪ افزایش یابد.



گزینه ۱

مقاومت طراحی هر یک از پیچ ها برابر است با:

$$\varphi F'_{nt} = \varphi F_{nt} \left[1.3 - \frac{f_{uv}}{\varphi F_{nv}} \right] = 0.75 \times (0.75 F_u \times 314) \left[1.3 - \frac{\left(\frac{300\,000 \times \frac{4}{5}}{4} \right)}{0.75 \times 0.45 F_u \times 314} \right] = 83690 \text{ N} = 83.7 \text{ kN}$$

- 314 مساحت هر از بولت ها می باشد.
- مقدار F_u نیز برابر 800MPa می باشد.

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

مقاومت کششی طراحی و برشی طراحی پیچ‌های تحت اثر توأم کشش و برش باید بر اساس

حالت‌های حدی، گسیختگی، کششی و برشی مطابق روابط زیر تعیین شود.

$$\phi R_{nt} = \phi F'_t A_{nt} \quad (6-9-2-10)$$

$$\text{مقاومت برشی طراحی} = \phi R_{nv} = \phi F_v A_{nv} \quad (7-9-2-10)$$

که در آن:

$$F'_{nt} = F_{nt} \left[1 - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nt}} \right] \leq F_{nt} \quad (A-9-10)$$

$$F_{nv}^i = F_{nv} \left[1 - \frac{f_{ut}}{dF_{nv}} \right] \leq F_{nv} \quad (9-9-2-10)$$

0 = ضربه کاهش، مقاومت و مساوی 0/75 می باشد.

$F_{\text{مقاومت}}$ = کششی اسمی مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۱۰ وقتی که نیروی کششی به تنهایی عمل نماید.

F_{mv} = مقاومت برشی، اسمی، مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۱۰ وقتی که نیروی برشی به تنهایی عمل نماید.

$$f_{lv} = \text{تنش برشی مورد نیاز}$$

$$f_{ut} = \text{تنش کششی مورد نیاز}$$

$$A_{\text{nb}} = \text{سطح مقطع اسمی سطح}$$

جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ تنش اسمی (پیچ و قطعات دندانه شده)

نوع وسیله اتصال	تنش کششی اسمی (F_{Rt})	تنش برشی اسمی (F_{Rv}) در اتصالات اتکایی
پیچ‌های معمولی	$\cdot / \gamma \Delta F_u$ [1], [7]	$\cdot / \epsilon \Delta F_u$ [3], [7]
پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانده شده می‌گذرد	$\cdot / \gamma \Delta F_u$ [7]	$\cdot / \epsilon \Delta F_u$ [5]
پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانده شده نمی‌گذرد	$\cdot / \gamma \Delta F_u$ [7]	$\cdot / \delta \Delta F_u$ [8]
قطعه دندانده شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانده شده می‌گذرد	$\cdot / \gamma \Delta F_u$ [1], [7]	$\cdot / \epsilon \Delta F_u$
قطعه دندانده شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانده شده نمی‌گذرد	$\cdot / \gamma \Delta F_u$ [1], [7]	$\cdot / \delta \Delta F_u$

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

$F_y = 240 \text{ MPa}$, $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

گزینه ۴

۱) ۶۵۰ میلی‌متر
۲) ۵۳۰ میلی‌متر
۳) ۴۳۰ میلی‌متر
۴) ۳۵۰ میلی‌متر

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

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

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

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

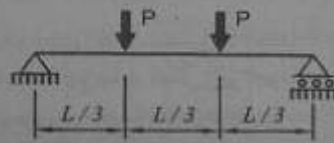
حالت	شرح اجزا	نسبت پهنای به ضخامت	حداکثر نسبت پهنای به ضخامت		مثال‌های نمونه
			غیرفشرده / فشرده λ_p	لاغر / غیرفشرده λ_r	
۱۵	جان مقطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقطع ناودانی	h/t_w	$3/\sqrt{6} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5/\sqrt{0} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۶	جان مقطع I شکل با یک محور تقارن	h_o/t_w	$\frac{h_o \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{h_p \sqrt{\frac{E}{F_y}}} \leq \lambda_r$	$5/\sqrt{0} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۷	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$1/\sqrt{2} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1/\sqrt{0} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۸	ورق‌های پوششی و ورق‌های دیافراگم در حد فاصل خطوط جوش یا پیچ	b/t	$1/\sqrt{2} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1/\sqrt{0} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۹	جان‌های مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS) و جعبه‌ای	h/t	$2/\sqrt{42} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5/\sqrt{0} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲۰	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	D/t	$0.3/\sqrt{0} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.7/\sqrt{0} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

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

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنای به ضخامت	حداکثر نسبت پهنای به ضخامت λ_p	مثال‌های نمونه
			لاغر / غیرلاغر	
۱	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده، ورق‌های بیرون زده از مقاطع I شکل نورد شده، ساق‌های برجسته جفت نبشی با اتصال پیوسته، بال‌های مقاطع ناودانی و بال‌های مقاطع سبزی	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق و ورق‌ها یا ساق‌های نبشی بیرون زده از مقاطع I شکل ساخته شده از ورق	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۳	ساق‌های نبشی‌های تکه ساق‌های نبشی‌های دوجدار تقویت نشده (تقه) و سایر اجزای تقویت نشده	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۴	تینه (جان) مقاطع سبزی	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقطع ناودانی	h/t_w	$1/\sqrt{49} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۶	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$1/\sqrt{0} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

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



(۱) 1.00

(۲) 1.14

(۳) 1.30

(۴) 1.67

گزینه ۳

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

۱-۵-۲-۱۰ الزامات عمومی

۱-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی طراحی مساوی M_{ϕ} می‌باشد که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر

۰/۹ و M_{ϕ} مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱-۵-۲-۱۰ و ۲-۵-۲-۱۰ تعیین شود.

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

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

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

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

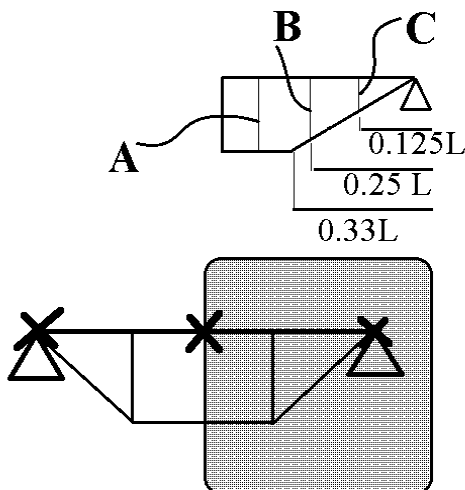
که در آن:

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

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

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

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



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

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

$F_y = 240 \text{ MPa}$, $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

27.9 (۱)
44.6 (۲)
50.4 (۳)
73.9 (۴)

گزینه ۱



$$y_p = 200 \text{ mm}$$

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

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

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

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

۱-۲-۵-۹ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع سپری و نبشی جفت با بارگذاری در صفحه تقارن مقاومت خمشی اسمی، M_n ، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم، کمانش پیچشی-جانبی، کمانش موضعی بال و کمانش موضعی جان در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم

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

$$M_n = M_p = F_y Z_x \leq 1/6 M_y \quad (۴۸-۵-۲-۱۰)$$

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

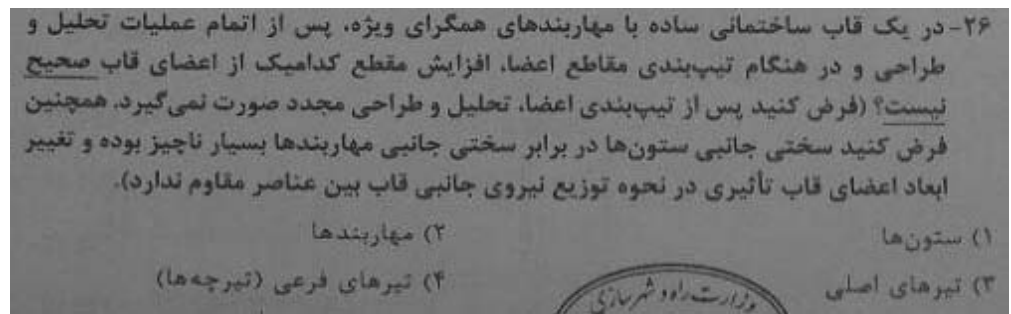
$$M_n = M_p = F_y Z_x \leq M_y \quad (۴۹-۵-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

F_y = تنش تسلیم فولاد

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

M_y = لنگر تسلیم مقطع



گزینه ۲

مهارند:

افزایش مقطع مهارند (اگر یکسان نباشد) می توان سختی سازه و توزیع نیروها را به هم بزنند و حتی ممکن است موجب شود نامنظمی پیچشی سازه افزایش یابد و بنابراین مجاز نیست. همچنین با افزایش مقطع مهار بند، نیروی طراحی اتصال آن نیز تغییر می کند و بنابراین اتصال آن باید مجدداً طراحی شود.

ستونها:

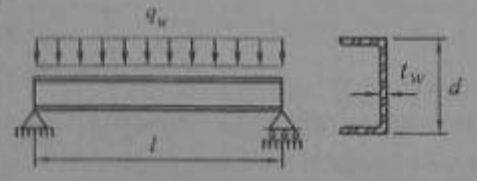
در صورت تغییر مقطع ستون، اتصالات آن باید مجدداً بررسی شود. برای مثال ستونهای متصل به بادبند لرزه ای بوده و باید وصله آنها با توجه به افزایش مقطع ستون مجدداً طراحی شود. بنابراین تغییر مقطع ستون نیز مجاز نیست (مگر اینکه مجدداً طراحی انجام شود).

احتمالاً منظور طراحی سوال از "تحلیل و طراحی" تنها طراحی اعضا بوده و اتصالات مد نظر نبوده که در این صورت گزینه ۳ صحیح است.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۷- در تیر دوسر ساده مطابق شکل زیر با طول l و عمق مقطع d و ضخامت جان t_w و اساس مقطع پلاستیک نسبت به محور قوی برابر Z_x ، به ازای چه مقدار طول l ، معیارهای حالت‌های حدی تسلیم خمشی و تسلیم برشی به‌طور هم‌زمان حاکم بر طراحی تیر می‌شوند؟ فرض کنید تیر در سرتاسر طول خود دارای مهار جانبی پیچشی بوده و عمق مقطع تیر کوچک‌تر از 300 میلی‌متر و ضخامت جان آن بزرگ‌تر از 5 میلی‌متر است. همچنین بال‌های مقطع را فشرده فرض کنید.

$F_y = 240 \text{ MPa}$, $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$



$$l = 6 \times \frac{Z_x}{dt_w} \quad (۱)$$

$$l = \frac{20}{3} \times \frac{Z_x}{dt_w} \quad (۲)$$

$$l = 3 \times \frac{Z_x}{dt_w} \quad (۳)$$

$$l = \frac{10}{3} \times \frac{Z_x}{dt_w} \quad (۴)$$

گزینه ۲

۱-۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی

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

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

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

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

C_v = ضریب برشی جان به شرح زیر:

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

$$C_v = 1 \text{ و } \phi_v = 1$$

(۲-۶-۲-۱۰)

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

ب-۱) برای $\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$

$$C_v = 1$$

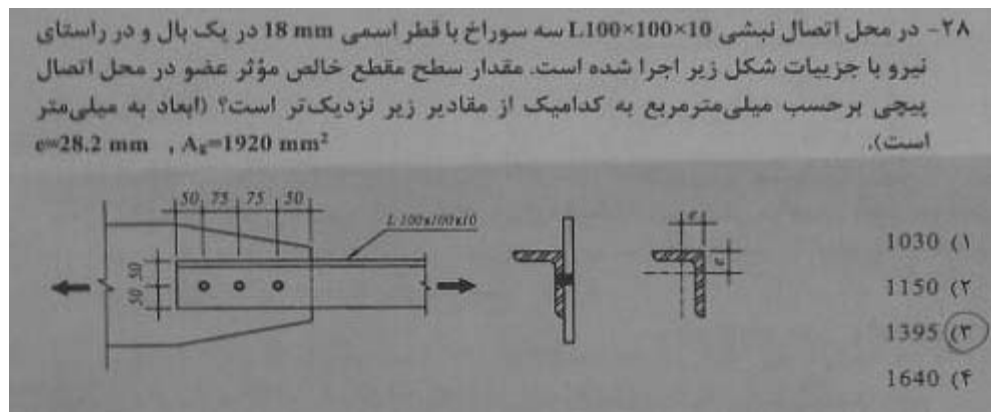
(۳-۶-۲-۱۰)

$$\left(\frac{h}{t_w} < \frac{300}{5} = 60 \right) < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(M_u = \frac{q_u L^2}{8} \right) < (\phi M_n = 0.9 Z F_y) \\ \left(V_u = \frac{q_u L}{2} \right) < (\phi V_n = 0.9 \times 0.6 F_y A_w C_v) \end{array} \right\} \left(\frac{\frac{q_u L^2}{8}}{\frac{q_u L}{2}} \right) = \frac{(0.9 Z F_y)}{(0.9 \times 0.6 F_y A_w C_v)}$$

$$\rightarrow \frac{L}{4} = \frac{Z}{0.6 A_w C_v} \rightarrow L = \frac{4Z}{0.6 (dt_w) \times 1} = \frac{20}{3} \frac{Z}{dt_w}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۳

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

در صورت استفاده از ردیف ۲ جدول:

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

در صورت استفاده از ردیف ۸ جدول:

$$U = 0.6$$

مقدار دقیق مساحت موثر برابر است با:

$$A_e = U A_n = 0.812 \times 1720 = 1396 \text{ mm}^2$$

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

حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال
۱	کلیه اعضای کششی که در آنها بار به وسیله پیچ، یا جوش مستقیماً به کلیه اجزای مقطع منتقل گردد (به غیر از حالت‌های ۳، ۴، ۵ و ۶)	$U = 1$	
۲	کلیه اعضای کششی (به غیر از تسمه‌ها و مقاطع قوطی و لوله‌ای) که در آنها بار به وسیله پیچ یا جوش طولی و یا ترکیبی از جوش طولی و عرضی توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	$U = 1 - \frac{x}{l}$	

۱-۲-۵- تعیین سطح مقطع کل و سطح مقطع خالص در اعضای سازه

الف) سطح مقطع کلی عضو (A_g) برابر با مجموع سطح مقطع اجزای تشکیل‌دهنده آن و سطح مقطع هر جزء برابر با حاصل ضرب پهنای کلی در ضخامت آن می‌باشد. برای نیمرخ نبشی پهنای کلی عبارت است از مجموع پهنای دو پال منهای ضخامت پال.

ب) سطح خالص عضو (A_n) برابر با مجموع حاصل ضرب‌های پهنای خالص اعضاء در ضخامت مربوطه می‌باشد. پهنای خالص عبارت است از پهنای کلی منهای قطر سوراخ‌های عضو که به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود.

۱- عرض سوراخ پیچ باید به مقدار دو میلی‌متر بزرگتر از ابعاد اسمی سوراخ منظور شود. ابعاد اسمی سوراخ در بخش ۱۰-۲-۱۰ تعریف شده است.

۲- اگر سوراخ‌های متعدد به شکل زنجیره (بصورت قطری یا زیگزاگ) در مسیر مقطع بحرانی احتمالی قرار داشته باشند، برای محاسبه پهنای خالص باید از پهنای کلی مورد بررسی، مجموع قطر سوراخ‌های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام مورب در زنجیره، یک مرتبه جمله $s^2/4g$ را اضافه کرد که در آن:

۸	در نیمرخ‌های تک‌نبشی در صورتی که توسط یک پال متصل شده باشند استفاده از مقادیر بزرگتر از جدول مجاز می‌باشد	چنانچه حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.8$
		چنانچه دو یا سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.6$

در این جدول:

- l - طول اتصال مساوی فاصله اولین و آخرین پیچ در اتصال پیچی و طول جوش در اتصال جوشی
- x - پهنای ورق
- g - خروج از مرکزیت اتصال
- s - پهنای کلی مقاطع قوطی شکل (عمود بر صفحه اتصال)
- H - ارتفاع کلی مقاطع قوطی شکل (در صفحه اتصال)

۲۹- یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده و مقطع ساخته شده (شکل زیر) دارای سخت‌کننده‌های عرضی در محل تکیه‌گاه‌ها و نیز سخت‌کننده‌های عرضی میانی به فواصل آزاد ۱۶۰۰ میلی‌متر مفروض است. اتصال جان به بال‌ها جوشی می‌باشد. مقاومت برشی طراحی چشمه انتهایی تیر برحسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است).

$F_y = 240 \text{ MPa}$, $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

664 (۱)
695 (۲)
738 (۳)
772 (۴)

گزینه ۱

در چشمه‌های انتهایی نمی‌توان از عمل میدان کششی استفاده کرد:

$$\frac{a}{h} = \frac{1600}{640} = 2.5 \quad \rightarrow \quad K_V = 5 + \frac{5}{(2.5)^2} = 5.8$$

$$\left(1.1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 84 \right) < \left(\frac{h}{t_w} < \frac{640}{8} = 80 \right) < \left(1.37 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 95.24 \right)$$

$$\rightarrow C_v = \frac{1.1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} = 0.956$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 F_y A_w C_v = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 670 \times 8 \times 0.956 = 664042 \text{ N} = 664 \text{ kN}$$

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

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

ب-۱) برای $\frac{h}{t_w} \leq 1/1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}$ (۲-۶-۲-۱۰)

$$C_v = 1$$

ب-۲) برای $1/1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1/3 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}$ (۴-۶-۲-۱۰)

$$C_v = \frac{1/1 \sqrt{K_V E / F_y}}{h / t_w}$$

ب-۳) برای $\frac{h}{t_w} > 1/3 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}$ (۵-۶-۲-۱۰)

$$C_v = \frac{1/5 \sqrt{K_V E / F_y}}{(h / t_w)^{3/2}}$$

در روابط فوق K_V ضریب کماتش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱. برای جان‌های سخت‌نشده (بدون سخت‌کننده عرضی) با $\frac{h}{t_w} < 260$ ، $K_V = 5$ می‌باشد. به استثنای جان مقاطع سپری که برای آن $K_V = 1/2$ است.

۲. برای جان‌های سخت‌شده (دارای سخت‌کننده عرضی):

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

در روابط فوق:

 t_w = ضخامت جان مقطع a = فاصله آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان

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

۱-۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی

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

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (1-6-2-10)$$

که در آن:

 F_y = تنش تسلیم فولاد جان A_w = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w) C_v = ضریب برشی جان به شرح زیر:

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با $\frac{h}{t_w} \leq 2/24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$C_v = 1 \text{ و } \phi = 1$$

$$(2-6-2-10)$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۰- ستون فولی نوردشده با ابعاد $100 \times 100 \times 5$ میلی متر به صورت دو سر ساده مفروض است. اگر تنش فشاری اسمی ناشی از کمانش خمشی این ستون برابر ۳۵ درصد تنش تسلیم باشد، طول ستون بر حسب متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

مشخصات فولی به صورت زیر است:

$A_g = 18.7 \times 10^2 \text{ mm}^2$	$r_x = r_y = 38.6 \text{ mm}$	$F_y = 240 \text{ MPa}$	$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$
5.5 (۲)	5.0 (۳)	4.5 (۲)	6.0 (۱)

گزینه ۴

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

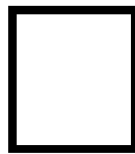
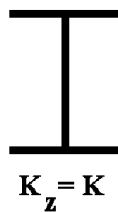
$$F_{cr} = 0.35F_y$$

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

$$0.35F_y = 0.877F_e \rightarrow F_e = 95.78 \text{ MPa}$$

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

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



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

۱- محاسبه r

۲- محاسبه لاغری

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

۳- محاسبه تنش کمانش خمشی

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

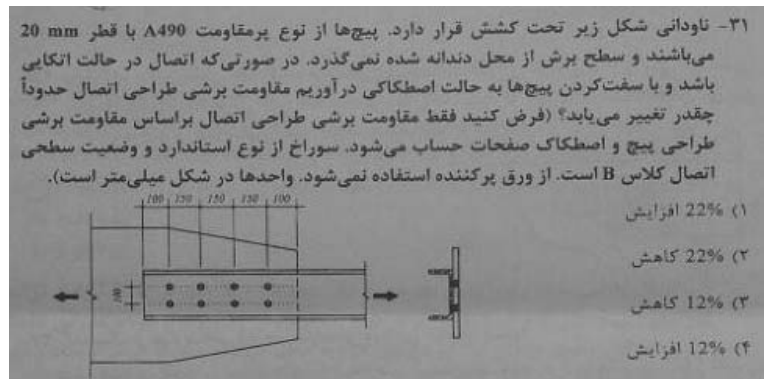
۴- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

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

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

۵- محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

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



گزینه ۲

مقاومت هر پیچ بر اساس مقاومت اتکایی:

$$\phi F_{nv} = 0.75(0.55F_u A_b) = 0.75 \times 0.55 \times 1000 \times 314 = 129525 N = 129.5 kN$$

مقاومت هر پیچ بر اساس مقاومت اصطکاکی:

$$\phi F_{nv} = \phi \mu D_u h_f T_b n_s = 1 \times 0.5 \times 1.13 \times 1 \times 179 \times 1 = 101.135 kN$$

بنابراین ۲۲ درصد افت مقاومت داریم.

۳-۳-۲-۱۰ مقاومت کششی طراحی و مقاومت برشی طراحی در اتصالات اتکایی

در اتصالات اتکایی که در آنها لقی و خستگی در اثر ارتعاشات یا نوسانات بارگذاری مسئله ساز نیستند، کافی است پیچها را بدون ایجاد نیروی پیش‌تنیدگی، تنها تا حالت سفت شدن اولیه محکم نمود. سفت شدن اولیه هنگامی است که یک کارگر معمولی با یک آچار معمولی تلاش کامل خود را برای محکم کردن پیچ به کار برد. در روش‌های ماشینی، سفت شدن اولیه پس از اعمال چند ضربه توسط دستگاه ایجاد می‌شود.

در تعیین مقاومت‌ها، سطح مقطع اسمی پیچ (مقطع دندان‌نشده پیچ) و میله‌های دندان‌شده (غیر از میله‌های با دندان‌های برجسته) ملاک می‌باشند. در میله‌های با دندان‌های برجسته، سطح مقطع میله بدون دندان ملاک محاسبه می‌باشد. همچنین، در مواردی که میل‌مه‌ارهای کف‌ستون‌ها از میلگرد ساخته می‌شوند، در تعیین مقاومت‌ها سطح مقطع اسمی ناحیه رزوه شده (که عموماً کوچکتر از قطر اسمی میلگرد می‌باشد) ملاک محاسبه خواهد بود.

در اتصالات اتکایی، مقاومت کششی طراحی (ϕR_{nt}) و مقاومت برشی طراحی (ϕR_{nv}) پیچها و قطعات دندان‌شده از روابط زیر تعیین می‌گردند.

$$\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_{ntb} \quad (۴-۹-۲-۱۰)$$

$$\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{ntb} \quad (۵-۹-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

 ϕ = ضریب کاهشی مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد. R_{nt} = مقاومت کششی اسمی R_{nv} = مقاومت برشی اسمی

جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ تنش اسمی (پیچ و قطعات دندان‌شده)

تنش کششی اسمی (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی	نوع وسیله اتصال
$0.75F_u$ [۱], [۲]	$0.45F_u$ [۵], [۲]	پیچ‌های معمولی
$0.75F_u$ [۲]	$0.45F_u$ [۵]	پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندان‌شده می‌گذرد
$0.75F_u$ [۲]	$0.55F_u$ [۵]	پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندان‌شده نمی‌گذرد
$0.75F_u$ [۱], [۲]	$0.45F_u$	قطعه دندان‌شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندان‌شده می‌گذرد
$0.75F_u$ [۱], [۲]	$0.55F_u$	قطعه دندان‌شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندان‌شده نمی‌گذرد

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

مقاومت کششی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی عیناً مشابه مقاومت کششی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اتکایی بوده و از ضوابط بند ۳-۳-۲-۱۰ تعیین می‌گردد. مقاومت برشی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی تعیین می‌گردد. مقاومت برشی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی مساوی ϕR_{nt} می‌باشد که در آن، ϕ ضریب کاهش مقاومت و R_{nv} مقاومت برشی اسمی به شرح زیر می‌باشد.

$$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (۱۰-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

 ϕ = ضریب کاهش مقاومت به شرح زیر:

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

 μ = ضریب اصطکاک به شرح زیر:

- برای وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلز دار تمیز و رنگ شده): $\mu = 0.4$
- برای وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ‌نشده): $\mu = 0.5$
- D_u = نسبت پیش‌تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش‌تنیدگی حداقل پیچ‌ها و مساوی $1/13$
- h_f = ضریب کاهش بخاطر وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر به شرح زیر:

- در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱
- در صورت استفاده فقط از یک ورق پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱
- در صورت استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر

مساوی ۰/۸۵

 T_b = حداقل نیروی پیش‌تنیدگی پیچ طبق مقادیر جدول ۷-۹-۲-۱۰ n_s = تعداد صفحات لغزش

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۲- یک عضو فشاری فولادی با مقطع توخالی دایره‌ای با قطر بیرونی 475 mm موجود است. اگر داخل این عضو را با بتن پر کنیم حداقل ضخامت لازم جدار مقطع فولادی بر حسب میلی‌متر برای اینکه مقطع این عضو در برابر نیروی محوری فشاری لاغر نباشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

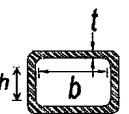
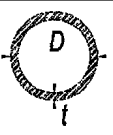
$F_y = 240 \text{ MPa}$, $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

3 (۴) 4 (۳) 5 (۲) 6 (۱)

گزینه ۴

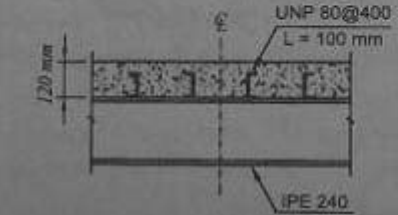
$$\frac{D}{t} < \frac{0.19E}{F_y} = 158.33 \quad \rightarrow \quad \frac{475}{t} < 158.433 \quad \rightarrow \quad t > 3 \text{ mm}$$

جدول ۱۰-۸-۱ نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع مختلط پر شده با بتن در اعضای تحت اثر فشار محوری

ردیف	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		حداکثر نسبت مجاز	مقاطع فولادی نمونه
			λ_r (لاغر/غیرفشرده)	λ_p (غیرفشرده/فشرده)		
۱	بال‌ها و جان‌های مقاطع توخالی مستطیلی نورد شده و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t و h/t	$3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2/26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	D/t	$0/19 \frac{E}{F_y}$	$0/15 \frac{E}{F_y}$	$0/31 \frac{E}{F_y}$	

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۳- مقاومت برشی افقی اسمی (V_{hn}) تیر با مقطع مختلط نشان داده شده که متکی بر دال بتنی می باشد، بر حسب کیلونیوتن به کدام مقدار زیر نزدیکتر است؟ تیر مختلط به صورت تیر دو سر ساده به طول ۶ متر بوده و تحت بار گسترده یکنواخت قرار دارد. همچنین تعداد کل ناودانی ها در طول تیر ۱۶ عدد می باشد. ناودانی ها دارای طول ۱۰۰ mm، ضخامت جان ۶ mm و ضخامت بال ۸ mm می باشد. بتن دال دارای $E_c = 25000 \text{ MPa}$ و $f_c = 25 \text{ MPa}$ است. فاصله ناودانی ها از یکدیگر ۴۰۰ میلی متر است.



2609 (۱)
2087 (۲)
1304 (۳)
521 (۴)

وزارت راه و ترابری
مختصات زونیا ۹۴ بهمن

گزینه ۲

مقاومت هر ناودانی برابر است با:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_n\sqrt{f_c E_c} = 0.3(8 + 0.5 \times 6) \times 100\sqrt{25 \times 25000} = 260888 \text{ N} = 261 \text{ kN}$$

تعداد ناودانی ها در حدفاصل لنگر حداکثر (وسط تیر) تا لنگر صفر (ابتدای تیر) برابر ۸ عدد می باشد:

$$V_{hn} = 8 \times 261 = 2088 \text{ kN}$$

۱۰-۲-۳- مقاومت خمشی مقاطع مختلط دارای برشگیر

ت) انتقال بار بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-۱) نواحی لنگر خمشی مثبت

۱. مقاومت برش افقی مورد نیاز

برای عملکرد مختلط کامل، برش افقی مورد نیاز باید به شرح زیر برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت های حدی خردشدگی بتن و تسلیم کششی مقطع فولادی در نظر گرفته شود.

- خردشدگی بتن
(۱۰-۲-۱۹)

$$V_{bu} = 0.85 f_c A_c$$

$$(۱۰-۲-۳۴)$$

که در آن:

V_{bu} = مقاومت متوسط بال ناودانی

t_w = ضخامت جان ناودانی

L_n = طول ناودانی

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن

E_c = مدول الاستیسیته بتن

- تسلیم کششی مقطع فولادی
(۱۰-۲-۲۰)

در روابط فوق:

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن

A_c = سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض موثر

A_s = مساحت مقطع فولادی

F_y = تنش تسلیم فولاد مقطع فولادی

۲. مقاومت برش افقی اسمی

مقاومت برش افقی اسمی اعضای با مقطع مختلط متکی بر دال بتنی و دارای برشگیر باید مطابق رابطه زیر بر اساس مقاومت برشی برشگیرها تعیین گردد.

$$V_{hn} = \sum Q_n$$

$$(۱۰-۲-۲۱)$$

که در آن:

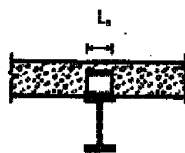
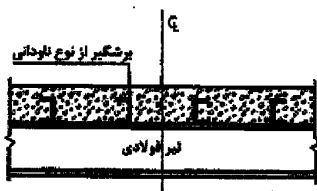
$\sum Q_n$ = مجموع مقاومت های برشی اسمی برشگیرها در حد فاصل نقاط لنگر خمشی مثبت حداکثر

و لنگر صفر مطابق مقررات بند ۱۰-۲-۷.

ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی
مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می گیرند، باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w) L_n \sqrt{f_c E_c}$$

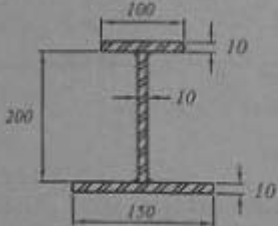
$$(۱۰-۲-۳۴)$$



شکل ۱۰-۲-۷ برشگیرهای از نوع ناودانی

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۴- در مقطع نشان داده شده در شکل زیر، فاصله بین محورهای خنثی الاستیک و پلاستیک نسبت به محور قوی برحسب میلی متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (ابعاد به میلی متر است).



(۱) 26.7
 (۲) 16.0
 (۳) 13.3
 (۴) 6.7

گزینه ۳

محل تار خنثی پلاستیک:

مساحت بالای تار باید با مساحت پایین تار برابر باشد:

$$150 \times 10 + (Y_p - 10) \times 10 = 100 \times 10 + (210 - Y_p) \times 10 \rightarrow Y_p = 85 \text{ mm}$$

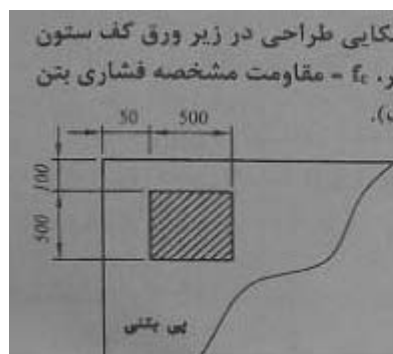
محل تار خنثی الاستیک:

$$Y_e = \frac{1000 \times 215 + 2000 \times 110 + 1500 \times 5}{1000 + 2000 + 1500} = 98.33$$

$$Y_e - Y_p = 98.33 - 85 = 13.33 \text{ mm}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۵- برای کف ستون نشان داده شده در شکل زیر، مقاومت اتکایی طراحی در زیر ورق کف ستون حدوداً چقدر است؟ فرض کنید ضخامت پی بتنی یک متر، f_c = مقاومت مشخصه فشاری بتن و A = سطح ورق کف ستون است. (ابعاد به میلی متر است).



۰.۶۶۱ $f_c A$ (۱)
 ۰.۸۵۱ $f_c A$ (۲)
 ۰.۷۲۱ $f_c A$ (۳)
 ۰.۵۵۱ $f_c A$ (۴)

گزینه ۱

$$P = 0.85 \times 0.65 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} f_c A = 0.85 \times 0.65 \times \sqrt{\frac{600^2}{500^2}} f_c A = 0.663 f_c A$$

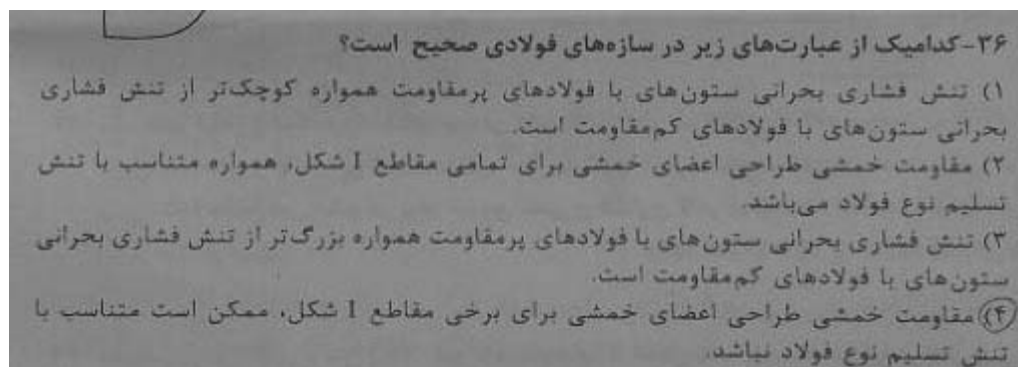
۹-۱۴-۱۰ مقاومت اتکایی

۹-۱۴-۱۰-۱ مقاومت اتکایی نهایی روی بتن، به استثنای موارد مذکور در بندهای ۹-۱۴-۱۰-۲ و ۹-۱۴-۱۰-۳ نباید بزرگتر از $0.85 \phi f_c A_1$ در نظر گرفته شود.

۹-۱۴-۱۰-۲ در صورتی که ابعاد تکیه‌گاه در هر امتداد در صفحه تماس بزرگتر از ابعاد سطحی از عضو باشد که به صورت اتکایی انتقال بار می‌نماید، مقاومت اتکایی روی این سطح را که بر طبق بند ۹-۱۴-۱۰-۱ محاسبه شده است، می‌توان در ضریب $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ ضرب کرد. این ضریب در هر حال نباید بزرگتر از ۲ در نظر گرفته شود.

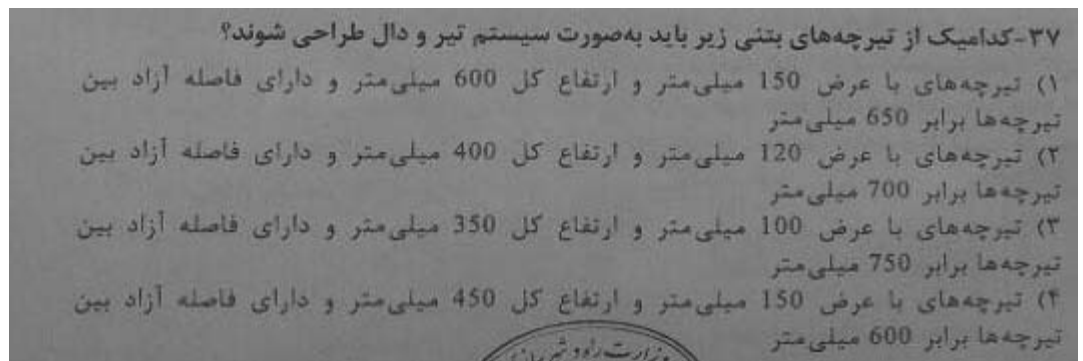
۹-۱۴-۱۰-۳ در صورتی که تکیه‌گاه شیبدار یا پله‌ای باشد، مقدار A_1 برابر مساحت قاعده تحتانی مخروط یا هرم با جداره صاف یا پله‌ای که به طور کامل در داخل تکیه‌گاه قرار دارد، می‌باشد. قاعده فوقانی برابر A_1 و شیب سطح جانبی ۱:۲ (۱ قائم به ۲ افقی) در نظر گرفته می‌شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۴

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



گزینه ۱

۹-۱۴-۲ ضوابط مربوط به سیستم تیرچه‌های بتنی

۹-۱۴-۲-۱ سیستم تیرچه‌های بتنی، مرکب از تیرچه‌های با فواصل تقریباً مساوی در یک امتداد و یا دو امتداد عمود بر هم و یک دال فوقانی، که در آنها محدودیت‌های زیر رعایت شده باشند، می‌توانند به صورت مجموعه طبق ضوابط دال‌ها طراحی شوند:

الف) عرض تیرچه نباید کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.

ب) فاصله آزاد بین تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۴-۲-۲ سیستم تیرچه‌های بتنی که مشمول ضوابط بند ۹-۱۴-۲-۱ نمی‌شوند باید به صورت سیستم تیر و دال طراحی شود.

۹-۱۴-۲-۳ در سیستم‌هایی که از اجزای پرکننده دائمی، مانند بلوک‌های سفالی و یا بلوک‌های بتنی، در فواصل بین تیرچه‌ها استفاده می‌شود و مقاومت فشاری مصالح این اجزا حداقل برابر با مقاومت مشخصه بتن تیرچه‌ها است، می‌توان از مقاومت جدارهایی از این اجزا که در تماس با تیرچه‌ها هستند در محاسبه مقاومت برشی و مقاومت خمشی منفی تیرچه‌ها استفاده کرد. از مقاومت سایر قسمت‌های اجزای پرکننده در مقاومت سیستم صرف‌نظر می‌شود. در این سیستم‌ها محدودیت‌های (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف) ضخامت دال روی اجزای پرکننده نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۴۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

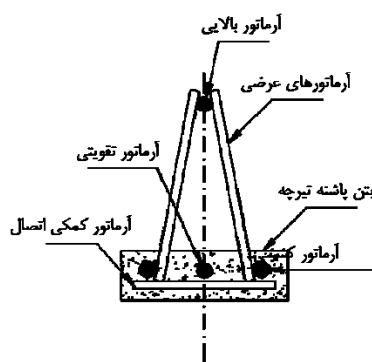
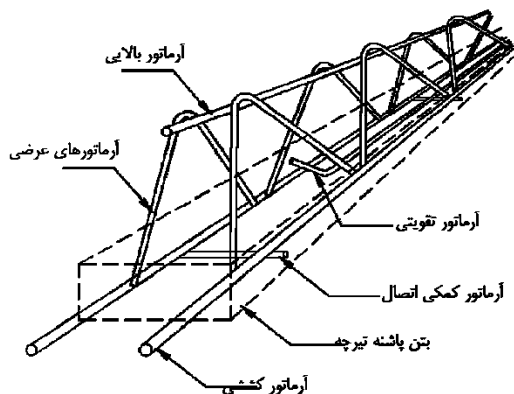
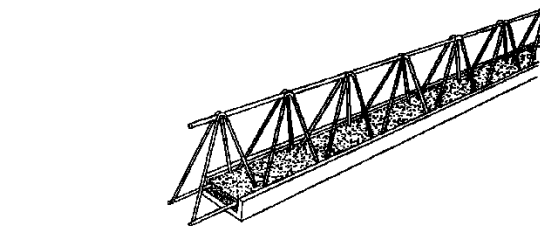
ب) در سیستم تیرچه‌های یک طرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی عمود بر امتداد تیرچه‌ها و مطابق بند ۹-۱۸-۴ قرار داد. در سیستم تیرچه‌های دو طرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی در دو امتداد عمود بر هم و مطابق بند ۹-۱۸-۴ پیش‌بینی کرد.

۹-۱۴-۲-۴ در سیستم‌هایی که از قالب موقت استفاده می‌شود و یا اجزای پرکننده مشمول ضابطه بند ۹-۱۴-۲-۳ نمی‌شوند، محدودیت‌های زیر باید رعایت شوند:

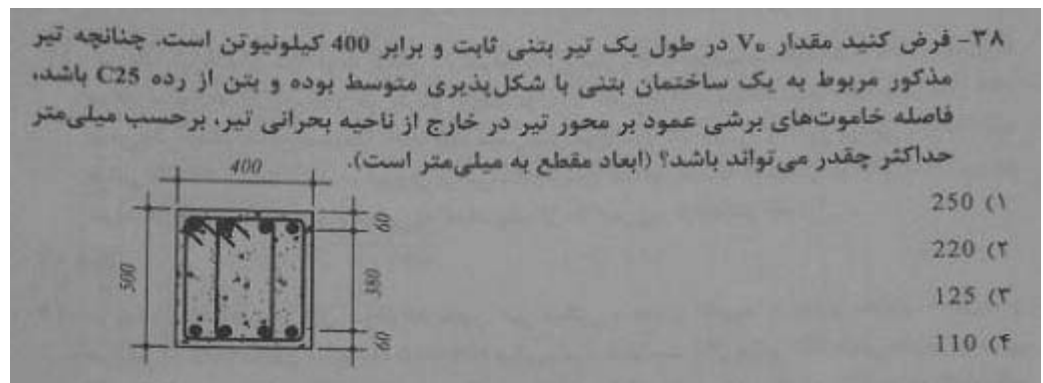
الف) ضخامت دال فوقانی نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

ب) در دال فوقانی باید میلگردهایی عمود بر تیرچه‌ها که بر اساس ضوابط مربوط به خمش و یا در نظر گرفتن بارهای متمرکز، در صورت موجود بودن، طراحی شده‌اند، پیش‌بینی کرد. مقدار این آرماتورها نباید کمتر از مقدار مندرج در بند ۹-۱۸-۴ اختیار شود.

۹-۱۴-۲-۵ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را می‌توان به اندازه ده درصد بیشتر از مقدار گفته شده در فصل پانزدهم در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه‌ها را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی و یا زیاد کردن عرض تیرچه‌ها افزایش داد.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۴

$$V_c = 0.2\phi_c\sqrt{f_c}bd = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 400 \times 440 = 114400N = 114.4 kN$$

$$(V_u = 400 kN) > (0.125 \phi_c f_c b d = 0.125 \times .65 \times 25 \times 400 \times 440 = 357.5 kN) \rightarrow S < \frac{d}{4} = 110 mm$$

۹-۱۵-۲ نیروهای برشی مقاوم انواع آرماتورها

مقدار V_r در حالات مختلف براساس بندهای ۹-۱۵-۲ تا ۹-۱۵-۶ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۵-۲ تا ۹-۱۵-۶ وقتی که از آرماتور برشی عمود بر محور عضو استفاده می‌شود:

$$V_s = \phi_s A_{sv} f_{yv} \frac{d}{S_v} \quad (۹-۱۵-۱۰)$$

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

۹-۱۵-۳ تا ۹-۱۵-۶ را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۵-۳ تا ۹-۱۵-۶ و یا با

جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۹-۱۵-۲ محاسبه نمود.

۹-۱۵-۳ تا ۹-۱۵-۶ برای اعضای که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c b_w d \quad (۹-۱۵-۳)$$

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

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

۹-۱۵-۴ حداکثر فواصل خاموت برشی

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

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

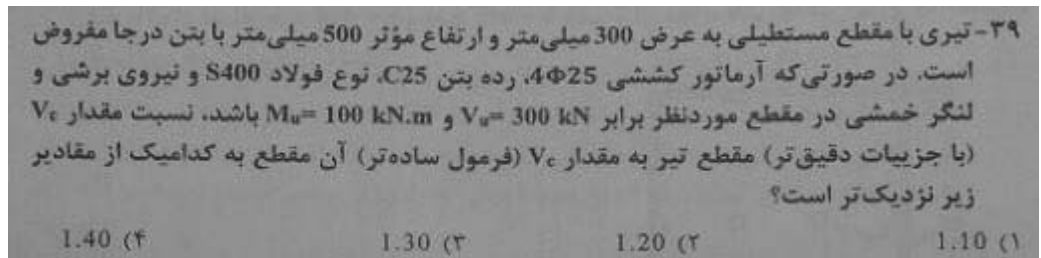
خط ۴۵ درجه‌ای که به طرف عکس‌العمل از وسط مقطع، $\frac{d}{4}$ تا میلگردهای کششی طولی رسم

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

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

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۲

رابطه تقریبی:

$$V_c = v_c b d = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 300 \times 500 = 0.65 \times b d = 97500 \text{ N} = 97.5 \text{ kN}$$

رابطه دقیق:

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{300 \times 0.5}{100} = 1.5 > 1 \rightarrow \frac{V_u d}{M_u} = 1$$

$$\rho_w = \frac{4 \times 3.14 \times 12.5^2}{300 \times 500} = 0.013$$

$$V_c = \left(0.95 v_c + 12 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \times 300 \times 500 = (0.95 \times 0.65 + 12 \times 0.013 \times 1) \times 300 \times 500 = 116.025 \text{ kN}$$

$$\frac{116.025}{97.5} = 1.19$$

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

۳-۱۵-۹-۱ را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۱-۱-۳-۱۵-۹ تا ۳-۱-۳-۱۵-۹ و یا با

جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۲-۳-۱۵-۹ محاسبه نمود.

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

$$V_c = v_c b_w d \quad (۳-۱۵-۹)$$

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

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

۳-۱۵-۹-۱ برای اعضای که تحت اثر برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

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

۳-۱۵-۹-۱ برای اعضای که تحت اثر همزمان برش، خمش و کشش محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{12 A_g} \right) b_w d \geq 0 \quad (۶-۱۵-۹)$$

در این رابطه، N_u منفی است.

۳-۱۵-۹-۲ مقدار V_c را می‌توان با جزئیات دقیق‌تر مطابق بندهای ۱-۲-۳-۱۵-۹ و ۲-۲-۳-۱۵-۹

محاسبه نمود.

۳-۱۵-۹-۲ برای اعضای که تحت اثر همزمان برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = (0.175 v_c + 12 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \quad (۷-۱۵-۹)$$

مقدار V_c در هر حال نباید بزرگتر از $0.175 v_c b_w d$ در نظر گرفته شود.

در محاسبه V_c از رابطه (۷-۱۵-۹) کمیت $\frac{V_u d}{M_u}$ نباید بزرگتر از واحد اختیار شود. لنگر خمشی

نهایی M_u لنگری است که همزمان با نیروی برشی نهایی V_u بر مقطع مورد نظر اثر می‌کند.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

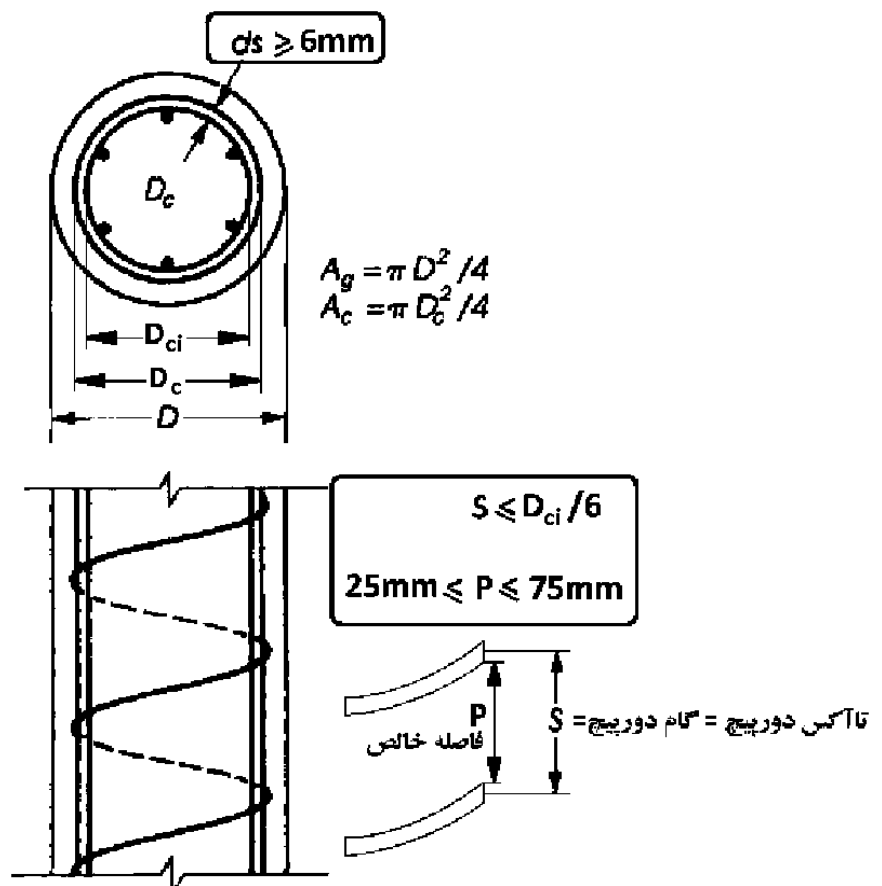
۴۰- یک ستون بتنی درجا ریز با مقطع دایره‌ای با قطر $D = 500 \text{ mm}$ مفروض است. در صورتی که پوشش بتن از روی آرماتور دورپیچ برابر 50 mm ، نوع بتن C30 و نوع فولاد مصرفی S340 باشد، حداقل نسبت حجمی آرماتور دورپیچ لازم به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

(۱) 0.012 (۲) 0.015 (۳) 0.023 (۴) 0.030

گزینه ۳

$$\rho = 0.6 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.6 \left(\frac{500^2}{400^2} - 1 \right) \frac{0.65 \times 30}{0.85 \times 340} = 0.0228$$

شکل زیر از جزوه بتن اینجانب می باشد:



ستونهای با شکل پذیری معمولی
 ستونهای با شکل پذیری متوسط
 ستونهای غیر لرزد ای



$$\rho_s = \frac{\pi (d_s)^2}{D_c S} \geq 0.6 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

ستونهای با شکل پذیری زیاد



$$\rho_s = \frac{\pi (d_s)^2}{D_c S} \geq \begin{cases} 0.18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \\ 0.69 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \end{cases}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۱- یک عضو بتن آرمه با مقطع مربع شکل به ابعاد $400 \times 400 \text{ mm}$ فقط تحت اثر لنگر پیچشی قرار دارد. در صورتی که آرماتورهای طولی شامل کلاً ۴ عدد $\Phi 20$ در چهار گوشه مقطع، خاموت بسته $\Phi 10 @ 100 \text{ mm}$ عمود بر محور عضو، پوشش بتن روی خاموت برابر ۵۰ میلی متر، نوع فولاد S400 و نوع بتن C25 باشد، لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی بر حسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(۱) ۴۴ (۲) ۳۸ (۳) ۳۴ (۴) ۳۰

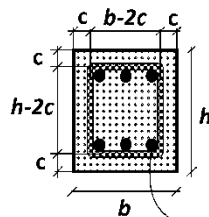
گزینه ۲

$$T_s = 2 \times 0.85 \times (0.85 \times 290^2) (3.14 \times 5^2) \frac{400}{100} = 38 \text{ kN.m}$$

$$\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} < (0.25 f_{cd} = 0.25 \times 0.65 \times 25 = 4.0625 \text{ MPa}) \rightarrow T_u < \frac{1.7 \times 290^4}{(4 \times 290)} \times 4.0625 = 42 \text{ kN.m}$$

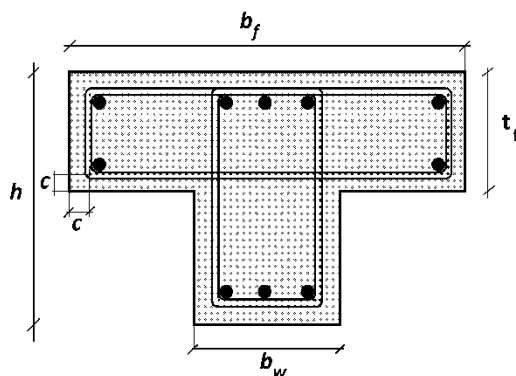
$$A_{l \text{ لازم}} = \frac{3.14 \times 5^2}{100} (4 \times 290) \left(\frac{400}{400} \right) = 910 \text{ mm}^2$$

آرماتور طولی تأمین شده برابر $4 \times 314 = 1256$ می باشد که کافی می باشد.



$$\begin{aligned} A_c &= bh \\ P_c &= 2(b+h) \\ A_{oh} &= (b-2c)(h-2c) \\ P_h &= 2(b-2c) + 2(h-2c) \\ A_o &= 0.85 A_{oh} \end{aligned}$$

قطر میلگرد طولی باید حداقل $\frac{S_u}{16}$ باشد



$$\begin{aligned} A_c &= b_w h + t_f (b_f - b_w) \\ P_c &= 2 b_f + 2 h \\ A_{oh} &= (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - b_w - 2c) \\ P_h &= 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c) \\ A_o &= 0.85 A_{oh} \end{aligned}$$

۹-۱۵-۸ لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی

۹-۱۵-۸-۱ آرماتورهای پیچشی مورد نیاز برای تأمین لنگر پیچشی در یک قطعه شامل خاموت های قائم بسته یا دورپیچها و آرماتور طولی که بطور یکنواخت در اطراف مقطع پخش می شود، می باشند.

۹-۱۵-۸-۲ مقدار T_s با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۸) محاسبه می شود.

$$T_s = 2 \phi_s A_o A_t \frac{f_{yv}}{S_n} \quad (۹-۱۵-۸)$$

در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق تر مقدار A_t را می توان $0.85 A_{oh} / 8$ منظور نمود.

۹-۱۵-۸-۳ مقدار A_t مورد نیاز برای تأمین مقاومت T_s از رابطه (۹-۱۵-۸) به دست می آید:

$$A_t = \left(\frac{A_c}{S_n} \right) P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \quad (۹-۱۵-۸)$$

همچنین نسبت $\frac{A_t}{S_n}$ باید برابر مقدار به دست آمده از رابطه (۹-۱۵-۸) باشد.

فاصله این آرماتورها نباید بیش از ۳۰۰ میلی متر از یکدیگر بوده و باید دور تا دور مقطع در داخل محیط خاموت بسته پیچشی به طور یکنواخت به نحوی توزیع شوند که حداقل یک میلگرد طولی به قطر معادل $\frac{S_u}{16}$ یا بیشتر در هر گوشه خاموت های پیچشی قرار گیرد.

۹-۱۵-۸-۴ در مقاطع [توخالی] تحت اثر پیچش، فاصله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی تا وجه درونی مقطع نباید کمتر از $0.5 \frac{A_c}{P_s}$ باشد.

۹-۱۵-۹ ترکیب پیچش و خمش - پیچش و برش

۹-۱۵-۹-۳ تمامی مقاطع را که در فاصله ای کمتر از d از بر داخلی تکیه گاه قرار دارند، می توان برای همان لنگر پیچشی T_u که در مقطع به فاصله d وجود دارد طراحی کرد، مشروط بر آنکه در این فاصله هیچ لنگر پیچشی متمرکزی موجود نباشد.

۹-۱۵-۱۰ محدودیت های آرماتورهای پیچشی

۹-۱۵-۱۰-۵ حداکثر فاصله بین خاموت های بسته پیچشی از رابطه (۹-۱۵-۲۰) تعیین می گردد:

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

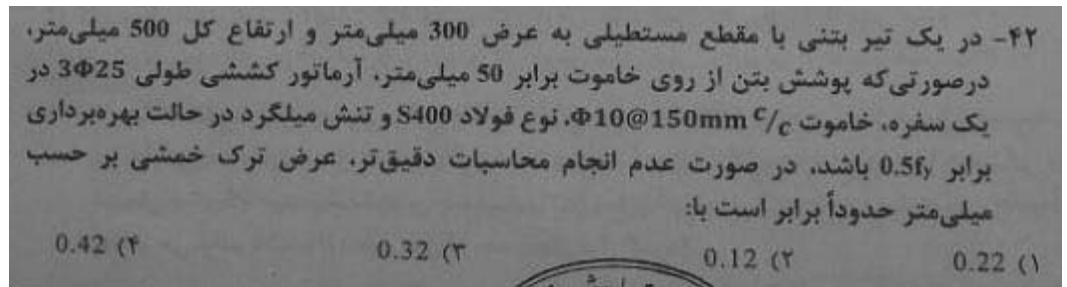
۹-۱۵-۱۰-۷ حداکثر تنش در مقاطع قوطی شکل از رابطه (۹-۱۵-۲۱) و در مقاطع توپر از رابطه

(۹-۱۵-۲۲) بدست می آید.

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}} \leq 0.25 f_{cd} \quad (۹-۱۵-۲۱)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}} \right)^2} \leq 0.25 f_{cd} \quad (۹-۱۵-۲۲)$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۱

$$w = 11.05 \times 10^{-6} \times 0.5 \times 400 \times \sqrt[3]{72.5 \times \left(\frac{145 \times 300}{3}\right)} = 0.2247 \text{ mm}$$

۹-۱۷-۳-۲ محاسبه عرض ترک

۹-۱۷-۳-۱ در تیرها و دال‌های یک طرفه مقدار عرض را، در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر،

می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$w = 11.05 \times 10^{-6} \times f_y \sqrt{d_c A} \quad (9-17-3)$$

در شرایط محیطی متوسط (A)، و شدید (B و C) مقدار تنش f_s به f_y و در شرایط محیطی

خیلی شدید (D) و فوق‌العاده شدید (E) مقدار این تنش به $\frac{1}{3} f_y$ محدود می‌شود.

۹-۱۷-۳-۳ محدودیت عرض ترک

مقدار عرض ترک در تیرها و دال‌های یک طرفه متناسب با شرایط محیطی ذکر شده در بند ۹-۶-۴

و شرایط لازم برای آب‌بندی ساختمان به مقادیر زیر محدود می‌شود:

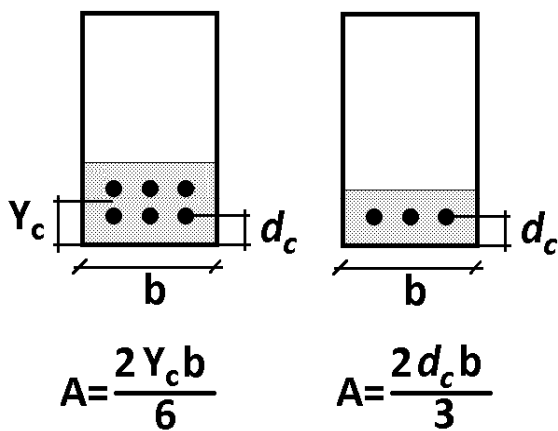
۰/۳۵ میلی‌متر

- شرایط محیطی متوسط (A) و شدید (B)

۰/۲ میلی‌متر

- شرایط محیطی شدید (C)

- شرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق‌العاده شدید (E) و یا آب‌بندی ساختمان ۰/۱ میلی‌متر



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

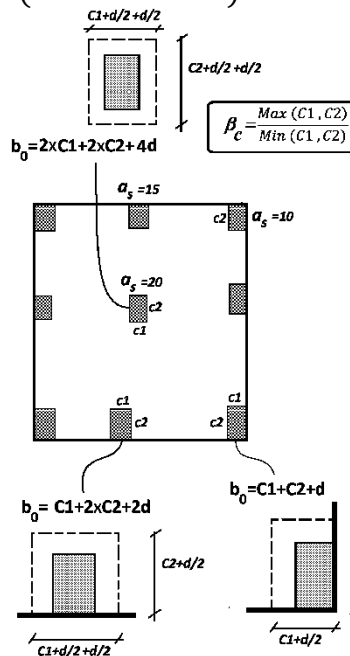
۴۳- در یک ساختمان بتن آرمه با دال دو طرفه بدون تیر و با محور بندی منظم و با فاصله مرکز تا مرکز ستون ها از یکدیگر در هر دو جهت برابر ۶ متر، در صورتی که ضخامت موثر دال ۱۸۰ میلی متر، ابعاد مقطع ستونها ۴۰۰×۴۰۰ میلی متر، نوع بتن C25 و از آرماتور برشی و یا کلاهی برشی استفاده نشده باشد، نیروی برشی مقاوم بتن V_c بر حسب کیلو نیوتن برای عملکرد دو طرفه دال روی یک ستون سیانی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

(۱) ۸۱۴ (۲) ۶۹۰ (۳) ۵۴۰ (۴) ۴۶۰

گزینه ۳

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \frac{2}{1} = 3 \\ \frac{20 \times 180}{2320} + 1 = 2.18 \end{array} \right\} v_c b_0 d$$

$$= 2v_c b_0 d = 2 \times (0.65 \times 0.2 \sqrt{25}) \times 2320 \times 180 = 542880N = 543 kN$$



۹-۱۵-۲-۴ در دال ها و شالوده هایی که در آنها از آرماتور برشی یا کلاهی استفاده نمی شود مقدار V_c برابر با کمترین مقادیر به دست آمده از سه رابطه (۹-۱۵-۲۳) الی (۹-۱۵-۳۵) در نظر گرفته می شود:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) v_c b_e d \quad (۹-۱۵-۲۳)$$

β_c = نسبت طول به عرض سطح اثر بار متمرکز با سطح تکیه گاه محدود

b_e = محیط مقطع بحرانی برای دال ها و شالوده ها، میلی متر

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1\right) v_c b_e d \quad (۹-۱۵-۲۴)$$

$$V_c = 2v_c b_e d \quad (۹-۱۵-۳۵)$$

α_s عددی است که برای ستون های میانی برابر با ۲۰، برای ستون های کناری ۱۵ و برای ستون های گوشه ۱۰ در نظر گرفته می شود.

۹-۱۵-۲-۵ در دال ها و شالوده هایی که در آنها از آرماتور برشی برای تأمین مقاومت برشی استفاده می شود مقدار V_c و V_s براساس ضوابط (الف) الی (پ) تعیین می شوند:

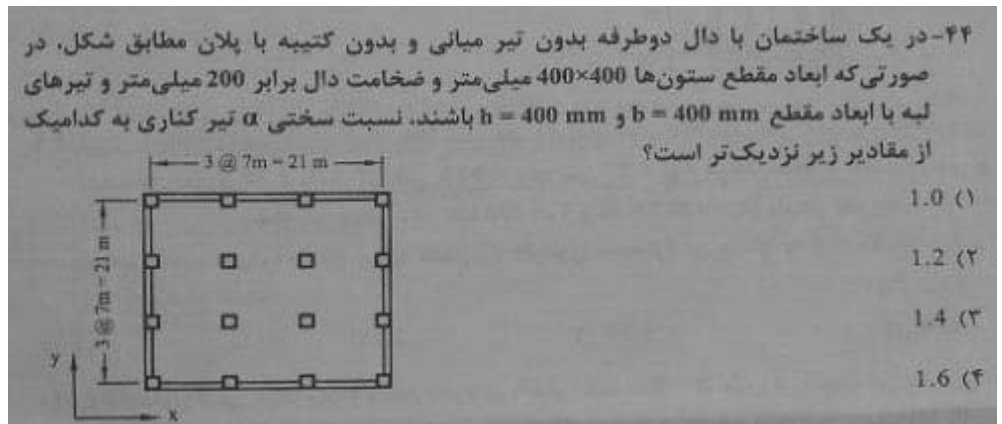
(الف) مقدار V_c از رابطه (۹-۱۵-۲۶) محاسبه می شود:

$$V_c = v_c b_o d$$

(۹-۱۵-۲۶)

(ب) مقدار V_s با استفاده از ضوابط بند ۹-۱۵-۴ محاسبه می شود.

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



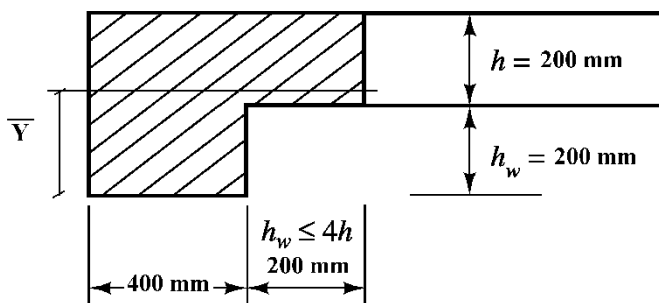
گزینه ۱

$$Y_{beam} = \frac{400 \times 400 \times 200 + 200 \times 200 \times 150}{400^2 + 200^2} = 211.11 \text{ mm}$$

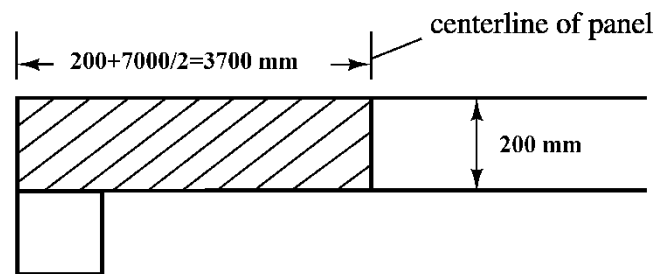
$$I_{beam} = \frac{400^4}{12} + 400^2 \times (211.11 - 200)^2 + \frac{200^4}{12} + 200^2 \times (300 - 211.11)^2 = 3713593087 \text{ mm}^4$$

$$\alpha = \frac{3713593087}{\left(\frac{(3700+200) \times 200^3}{12} \right)} = 1.05$$

α = نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی نواری از دال که از طرفین به محورها مرکزی چشمه های مجاور در صورت وجود، محدود شده باشد.



(a) Edge beam dimensions



(b) Slab dimensions

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۵- مقطع یک سقف بتن آرمه مطابق شکل است. در صورتی که دهانه آزاد تیر برابر ۴.۸ متر (تیر یا تکیه‌گاه‌های مفصلی) و ضخامت دال ۱۲۰ میلی‌متر باشد، کل عرض مؤثر بال تیر میانی (b_۱) و کل عرض مؤثر بال تیر کناری (b_۲) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (اندازه‌ها در شکل بر حسب میلی‌متر است).

(۱) کل عرض مؤثر تیر b_۱ برابر ۲.۱ متر و کل عرض مؤثر تیر b_۲ برابر ۱.۳ متر است.
 (۲) کل عرض مؤثر تیر b_۱ برابر ۲.۳ متر و کل عرض مؤثر تیر b_۲ برابر ۱.۰ متر است.
 (۳) کل عرض مؤثر تیر b_۱ برابر ۲.۲ متر و کل عرض مؤثر تیر b_۲ برابر ۰.۷ متر است.
 (۴) کل عرض مؤثر تیر b_۱ برابر ۱.۹ متر و کل عرض مؤثر تیر b_۲ برابر ۰.۷ متر است.

گزینه ۴

$$b_{e1} = \min \left(300 + 2000, \quad 300 + 16 \times 120, \quad \frac{2}{5} \times 4800 \right) = 1920 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min \left(300 + \frac{2000}{2}, \quad 300 + 6 \times 120, \quad 300 + \frac{1}{12} 4800 \right) = 700 \text{ mm}$$

۹-۱۴-۶ ضوابط تیرهای T شکل و تیرچه‌های بتنی

۹-۱۴-۶-۱ تیرهای T شکل

۹-۱۴-۶-۱-۱ در ساخت تیرهای T شکل، جان و بال باید به صورت یکپارچه ساخته شوند، در غیر اینصورت پیوستگی بین جان و بال باید به نحوی مناسب تأمین شود.

۹-۱۴-۶-۱-۲ عرضی از دال که به طور مؤثر به عنوان بال تیر عمل می‌کند نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد تیر، برای تیرهای یکسره، و بیشتر از دو پنجم طول دهانه آزاد تیر، برای تیرهای ساده، اختیار شود. عرض مؤثر بال تیر میانی در هر طرف جان تیر نیز نباید بیشتر از دو مقدار (الف) و (ب) این بند، اختیار گردد.

الف- هشت برابر ضخامت دال

ب- نصف فاصله آزاد تا جان تیرهای مجاور

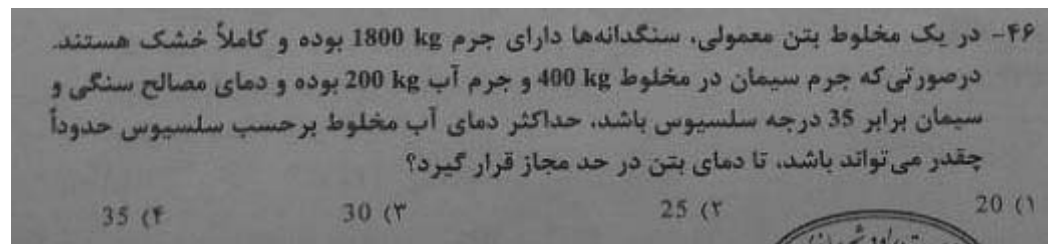
۹-۱۴-۶-۱-۳ عرض مؤثر بال تیر کناری از هر جان، در تیرهایی که دال فقط در یک طرف جان آنها قرار دارد، نباید بیشتر از سه مقدار (الف) تا (پ) این بند، اختیار شود:

الف) یک دوازدهم طول دهانه آزاد تیر

ب) شش برابر ضخامت دال

پ) نصف فاصله آزاد تا جان تیر مجاور

ب- فاصله میلگردهای عرضی عمود بر تیر نباید از پنج برابر ضخامت دال و نه از ۳۵۰ میلی‌متر بیشتر اختیار شود.



گزینه ۲

$$T = \frac{0.22(35 \times 1800 + 35 \times 400) + T_w \times 200}{0.22(1800 + 400) + 200} < 32 \quad \rightarrow \quad T_w = 24.74$$

۹-۸-۲-۴ دمای مخلوط بتن

۹-۸-۲-۱ دمای مخلوط بتن نباید بیشتر از ۳۲ درجه سلسیوس برای بتن معمولی و ۱۵ درجه سلسیوس برای بتن حجیم باشد.

۹-۸-۲-۴ دمای مخلوط بتن باید با سرد کردن مصالح مصرفی، کاهش یابد. اما قبل از هر گونه اقدام در جهت کاهش دمای مخلوط بتن، ابتدا با اندازه گیری دما و جرم مصالح مقدار دمای مخلوط طبق رابطه (۹-۸-۱) محاسبه شود. در صورتی که دمای محاسبه شده بیشتر از دمای بتن طبق بند ۹-۸-۲-۱ باشد، باید آب مخلوط بتن سرد شود. زیرا سرد کردن آب آسان تر از دیگر مصالح است. با در نظر گرفتن دمای آب سرد، باید مجدد نسبت به محاسبه دمای مخلوط طبق رابطه اقدام شود. اگر دمای مورد نظر مخلوط تأمین گردید، باید فقط به سرد کردن آب اکتفا شود.

$$T = \frac{0.22 (T_a M_a + T_c M_c) + T_w M_w + T_{wa} M_{wa}}{0.22 (M_a + M_c) + M_w + M_{wa}} \quad (۹-۸-۱)$$

که در آن:

T = دمای مخلوط بتن، درجه سلسیوس

T_a, T_c, T_w, T_{wa} = به ترتیب دمای سنگدانه، سیمان، آب مخلوط و آب مخلوط شده در سنگدانه،

به درجه سلسیوس

M_a, M_c, M_w, M_{wa} = به ترتیب جرم سنگدانه، سیمان، آب مخلوط و آب مخلوط شده در

سنگدانه، بر حسب کیلوگرم

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۷- با فرض خطی بودن توزیع کرنش در ارتفاع مقطع تیر با شکل مقابل، کرنش فولاد تحت لنگر خمشی مقاوم مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن از رده C70 و رده فولاد میلگردها S400 و $E_s = 200 \text{ GPa}$ می باشد. در محاسبات از آرماتور فشاری صرف نظر گردد. (ابعاد به میلی متر و پنج میلگرد پایین تحت کشش هستند).

0.0152 (۱)
0.0028 (۲)
0.0020 (۳)
0.0128 (۴)

گزینه ۴

$$x = \frac{A_s(F_{yd})}{\alpha\beta(b)(f'_{cd})}$$

$$= \frac{5 \times 3.14 \times 15^2 (0.85 \times 400)}{(0.85 - 0.0015 \times 70)(0.97 - 0.0025 \times 70)(400)(0.65 \times 70)} = 111.42 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{620 - 111.42}{111.42} \times 0.0028 = 0.01278$$

۹-۳-۶ ضوابط بند ۹-۱۴-۳-۵ را می توان به وسیله یک توزیع تنش یکنواخت عمود بر

مقطع با مقدار $\alpha_1 \varphi_c f_c$ که سطح تأثیر آن، سطح محدود شده در ناحیه فشاری مقطع بین کناره های مقطع و خطی به موازات محور خنثی به فاصله $\beta_1 x$ از دورترین تار فشاری می باشد، معادل نمود.

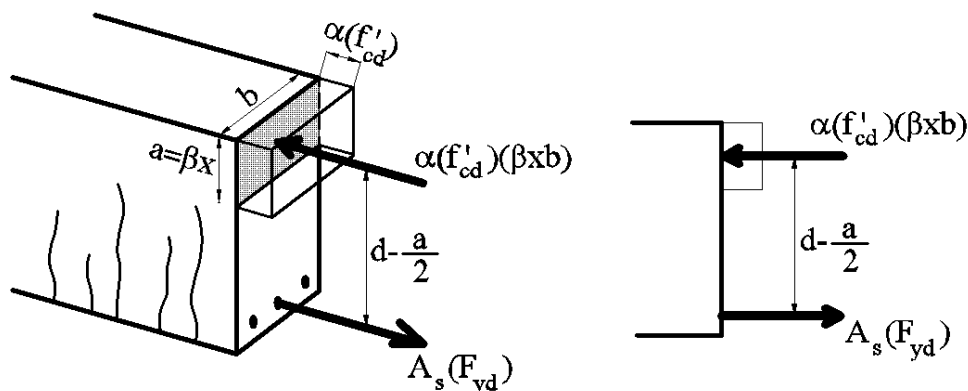
ضرایب α_1 و β_1 وابسته به مقدار f_c مطابق روابط (۹-۱۴-۳) بدست می آیند:

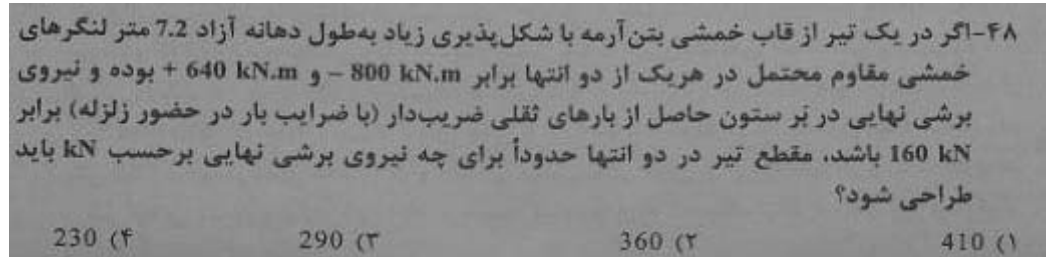
$$\alpha_1 = 0.85 - 0.015 f_c \quad (۹-۱۴-۳)$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.025 f_c$$

جدول ۹-۱۴-۱

رده بتن	C۱۲ تا C۵۰	C۵۵	C۶۰	C۷۰	C۸۰	C۹۰	C۱۰۰	C۱۲۰
ε_{cu}	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸





گزینه ۲

$$V_u = \frac{M_{pr-left} + M_{pr-right}}{7.2} + 160 = \frac{640 + 800}{7.2} + 160 = 360 \text{ kN.m}$$

۹-۲۳-۴-۵ ضوابط طراحی برای برش

۹-۲۳-۴-۵-۱ اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش در قابها

۹-۲۳-۴-۵-۱-۱ در اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش در قابها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید بر طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۵-۱-۲ تا ۹-۲۳-۴-۵-۱-۴ محاسبه شوند.

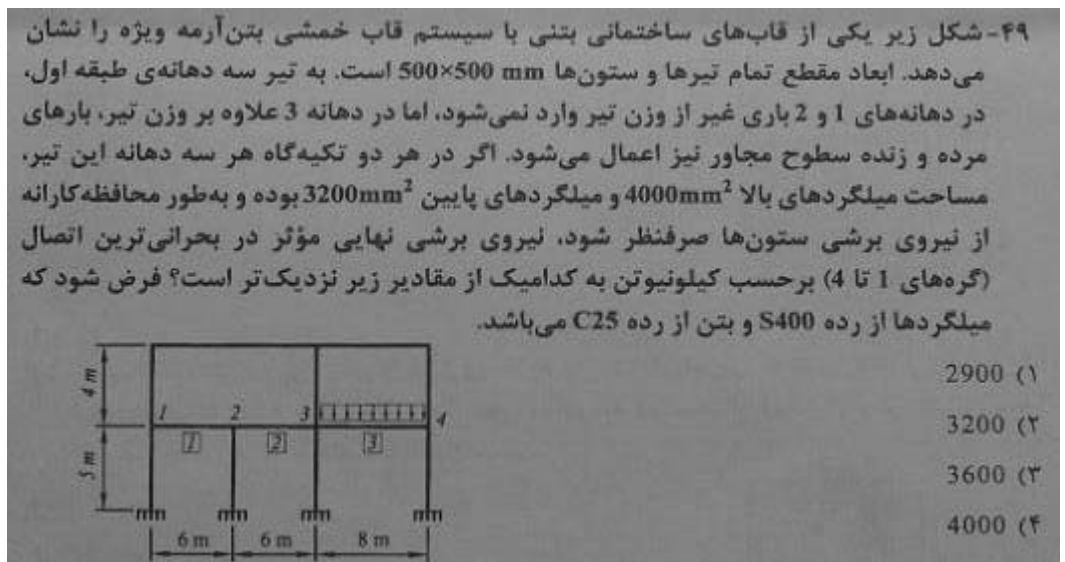
۹-۲۳-۴-۵-۱-۲ نیروی برشی نهایی، V_u ، در اعضای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی عضو با فرض آنکه در این مقاطع مفصلهای پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصلهای پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr} ، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در عضو بیشترین باشد.

۹-۲۳-۴-۵-۱-۳ نیروی برشی نهایی، V_u ، در اعضای تحت فشار و خمش باید برابر با کمترین دو مقدار (الف) و (ب) این بند نظر گرفته شود ولی این نیرو در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار نیروی برشی باشد که از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله به دست آمده است.

الف- نیروی برشی ایجاد شده در عضو زیر اثر نیروهای استاتیک وارد به آن شامل بارهای قائم، در صورت وجود، و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض آنکه در این مقاطع مفصلهای پلاستیک تشکیل شده باشد، می‌گردد. ظرفیت خمشی مفصلهای پلاستیک، مثبت یا منفی، باید برابر لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr} ، در نظر گرفته شود و در تعیین آن باید نامساعدترین نیروی محوری نهایی موجود که در عضو منتج به بیشترین لنگر خمشی می‌شود، منظور گردد. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شود که نیروی برش ایجاد شده در عضو بیشترین باشد.

ب- نیروی برشی ایجاد شده در عضو با فرض آنکه در تیرهای متصل به دو انتهای عضو، در مقاطع مجاور به اتصالها، مفصلهای پلاستیکی با مشخصات گفته شده در بند ۹-۲۳-۴-۵-۱-۲ تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برش ایجاد شده در عضو مورد نظر بیشترین باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۳

$$\left. \begin{aligned} T &= 1.47 F_{yd} A_s = 1.47 \times 0.85 \times 400 \times 4000 = 1999.2 \text{ kN} \\ C' &= T' = 1.47 F_{yd} A_s = 1.47 \times 0.85 \times 400 \times 3200 = 1599.36 \text{ kN} \end{aligned} \right\} T + C' = 3598.56 \text{ kN}$$

۹-۲۳-۴-۲ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها

۹-۲۳-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۳-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید براساس رابطه

(۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر V_r و $V_{r,II}$ در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۱-۲ و

و ۹-۲۳-۴-۱-۳ تعیین شوند.

۹-۲۳-۴-۱-۲ نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال، $V_{r,II}$ ، باید بر اساس تنش کششی برابر

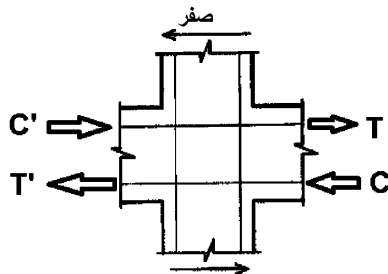
$f_{yk}/47$ که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در

ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در

تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برابر با

لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، $M_{r,II}$ ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این

لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۰- حداکثر سطح مقطع آرماتور کششی در یک تیر بتنی غیر باربر جانبی به ابعاد $400 \times 400 \text{ mm}$ برحسب میلی مترمربع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن از رده C25 و فولاد میلگردها از نوع S400 بوده و ارتفاع مؤثر مقطع را برابر 340 میلی متر فرض نمایید.

(۱) 3580 (۲) 3400 (۳) 3050 (۴) 2850

گزینه ۳

با توجه به جداول کمکی انتهای جزوه بتن اینجانب داریم:

$$\rho_{max} = 0.0224 \rightarrow A_{smax} = 0.0224 \times 400 \times 340 = 3046.4 \text{ mm}^2$$

F_y	f'_c	α	β	$\alpha\beta$	ρ_{max}	ρ_{min}
400	20	0.8200	0.9200	0.7544	0.0184	0.0035
400	21	0.8185	0.9175	0.7510	0.0192	0.0035
400	22	0.8170	0.9150	0.7476	0.0200	0.0035
400	23	0.8155	0.9125	0.7441	0.0208	0.0035
400	24	0.8140	0.9100	0.7407	0.0216	0.0035
400	25	0.8125	0.9075	0.7373	0.0224	0.0035

۶- تیرری با ابعاد مقطع $b = 300 \text{ mm}$ و $h = 500 \text{ mm}$ و $d = 430 \text{ mm}$ با آرماتور کششی $3\Phi 25$ مفروضی است. در صورتی که نوع بتن C25 و نوع فولاد S400 و نسبت مدول الاستیسیته فولاد به مدول الاستیسیته بتن $n = 8$ فرض شود، ممان اینرسی مقطع ترک خورده با در نظر گرفتن اثر آرماتورها بر حسب mm^4 به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

$$1260 \times 10^6 \quad (\text{ا})$$

$$1560 \times 10^6 \quad (\text{ب})$$

$$1860 \times 10^6 \quad (\text{پ})$$

$$960 \times 10^6 \quad (\text{ت})$$

گزینه ۱

$$(\bar{y}b) \frac{\bar{y}}{2} = nA_s(d - \bar{y})$$

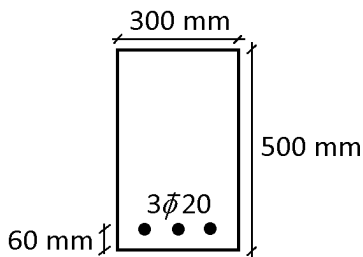
$$(\bar{y} \times 300) \frac{\bar{y}}{2} = 8(3 \times 3.14 \times 12.5^2)(430 - \bar{y})$$

$$\bar{y} = 149 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1}{3} b \bar{y}^3 + nA_s(d - \bar{y})^2$$

$$I = \frac{300 \times 149^3}{3} + 8 \times (3 \times 3.14 \times 12.5^2) \times (430 - 149)^2 = 1261 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

مثال زیر از جزوه بتن بنده می باشد:

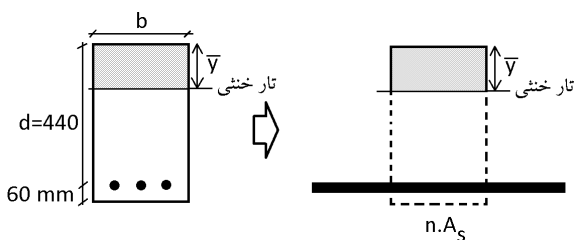


$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$E_c = 2 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 10$$

$$A_s = 3 \times 3.14 \times 10^2 = 942 \text{ mm}^2$$



$$(\bar{y}b) \frac{\bar{y}}{2} = nA_s(d - \bar{y})$$

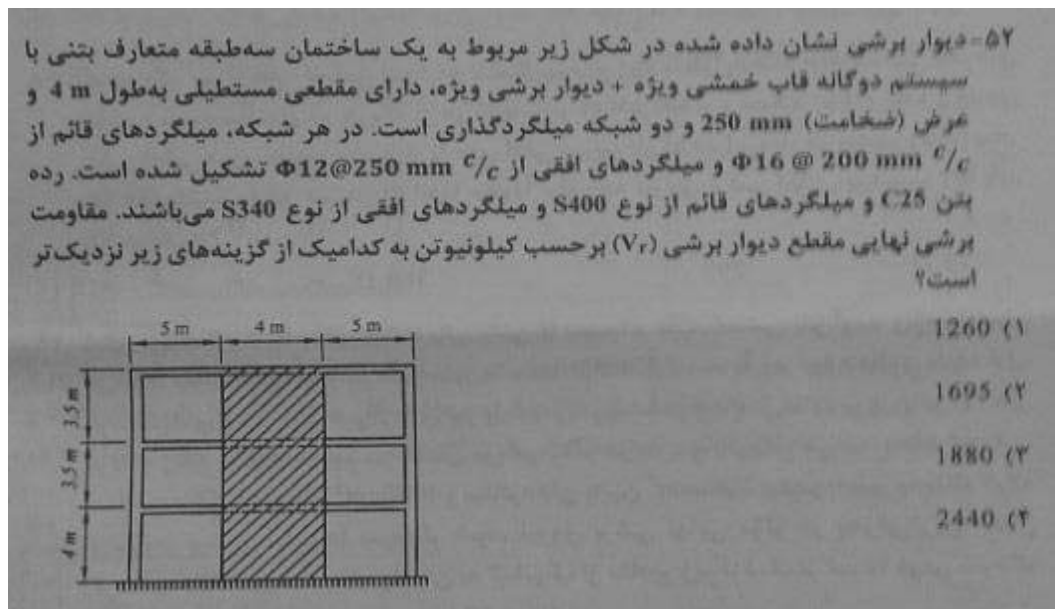
$$150\bar{y}^2 = -10 \times 942\bar{y} + 10 \times 942 \times 440$$

$$\bar{y} = 138 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1}{3} b \bar{y}^3 + nA_s(d - \bar{y})^2$$

$$I = \frac{300 \times 138^3}{3} + 10 \times 942 \times (440 - 138)^2 = 1.122 \times 10^9 \text{ mm}^2$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۲

$$v_c = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$V_r = A_{cv}(\alpha_c v_c + \rho_n f_{yd}) = (4000 \times 250) \left(1 \times 0.65 + \frac{2 \times 3.14 \times 6^2}{250 \times 250} \times 0.85 \times 340 \right) = 1695 \text{ kN}$$

- ارتفاع کل دیوار برابر ۱۱ متر می باشد و بنابراین نسبت $\left(\frac{h_w}{L_w} = \frac{11}{4} \right) > 2$ می باشد و ضریب $\alpha = 1$ می باشد.

۹-۲۳-۴-۵-۲ دیوارهای سازه ای و دیافراگم ها

۹-۲۳-۴-۵-۱ در دیوارهای سازه ای و دیافراگم ها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش

باید بر اساس رابطه (۹-۲۳-۷) صورت گیرد:

$$V_u \leq \phi_n V_r$$

(۹-۲۳-۷)

در این رابطه V_u نیروی برشی نهایی است که از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و بارهای جانبی زلزله به دست آمده است و V_r مقاومت برشی نهایی مقطع است که مطابق

بند ۹-۲۳-۴-۵-۲ محاسبه می شود. ϕ_n ضریب اصلاحی مقاومت است که در این قطعات مساوی با ۰/۷ منظور می گردد.

۹-۲۳-۴-۵-۲ مقاومت برشی نهایی مقطع، V_r ، با استفاده از رابطه (۹-۲۳-۸) محاسبه می شود:

$$V_r = A_{cv}(\alpha_c v_c + \rho_n f_{yd}) \quad (۹-۲۳-۸)$$

در این روابط α_c ضریبی است که به شرح (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفته می شود:

الف- در دیوارها و دیافراگم هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگتر یا مساوی ۲ است، $\alpha_c = ۱$

ب- در دیوارها و دیافراگم هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچکتر یا مساوی ۱/۵ است، $\alpha_c = ۱/۵$

پ- در دیوارها و دیافراگم هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درونیابی

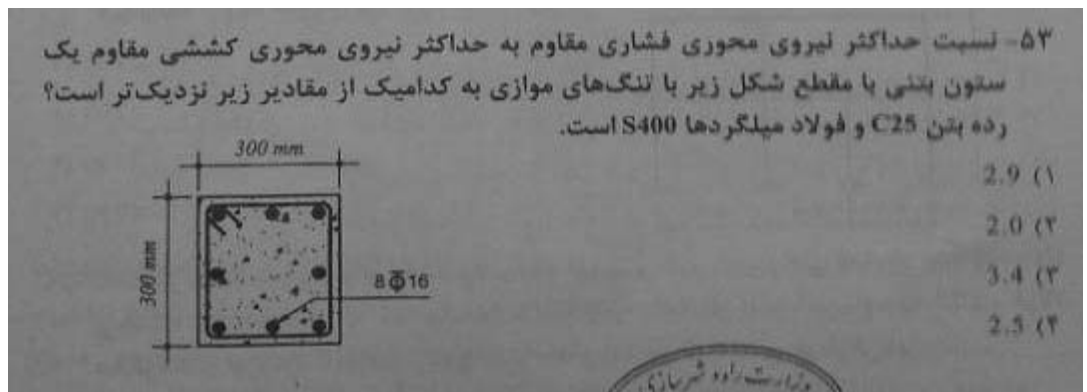
خطی بین اعداد فوق تعیین می شود.

۹-۲۳-۴-۵-۳ در تعیین مقاومت برشی نهایی مقطع در قطعات یک دیوار یا یک دیافراگم

مقدار ضریب α_c باید برای بیشترین مقدار $\frac{h_w}{l_w}$ در کل دیوار یا دیافراگم و در قطعه مورد نظر

محاسبه شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۴

$$A_{st} = 8 \times 3.14 \times 8^2 = 1607.68 \text{ mm}^2$$

تحت فشار:

$$N_{r-c} = 0.8[0.81 \times 0.65 \times 25(300^2 - 1608) + 0.85 \times 400 \times 1607.68] = 1368 \text{ kN}$$

تحت کشش:

$$N_{r-t} = 0.85 \times 400 \times 1607.68 = 546 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{r-c}}{N_{r-t}} = 2.5$$

۳-۴-۱۴-۹ در قطعات میله‌ای تحت اثر فشارمحوری، حداکثر نیروی محوری مقاوم، در صورت استفاده از تنگ‌های موازی به ۸۰ درصد و در صورت استفاده از دورپیچ، به ۸۵ درصد مقداری که بر اساس فرضیات بند ۳-۱۴-۹ به دست می‌آید، محدود می‌گردد. در صورت استفاده از فرضیات بند ۳-۱۴-۹ این نیرو برابر یکی از دو مقدار بدست آمده از روابط (۴-۱۴-۹) خواهد بود:

$$N_{r_{\max}} = 0.8 [\alpha \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_y f_y A_{st}] \quad (۴-۱۴-۹)$$

$$N_{r_{\max}} = 0.85 [\alpha \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_y f_y A_{st}] \quad \text{در صورت استفاده از دورپیچ}$$

۵۴- در یک دیوار برشی بتنی با مقطع مستطیلی و ضخامت $h = 300 \text{ mm}$ و با شکل پذیری زیاد در صورتی که مشخصات آن مطابق شکل زیر باشد حداقل بُعد لازم المان مرزی (B) دیوار به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 است.

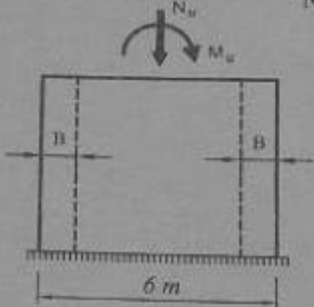
$N_u = 1800 \text{ kN}$, $M_u = 6000 \text{ kN.m}$

(۱) نیازی به المان مرزی نمی باشد.

(۲) $B = 0.95 \text{ m}$

(۳) $B = 1.25 \text{ m}$

(۴) $B = 1.45 \text{ m}$

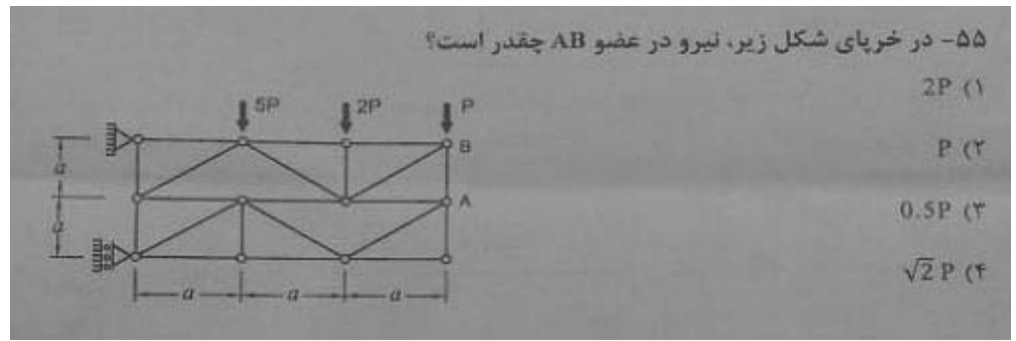


گزینه ۱

$$\sigma = \frac{My}{I} + \frac{N}{A} = \frac{6 \times 10^9 \times 3000}{\left(\frac{300 \times 6000^3}{12}\right)} + \frac{1800000}{6000 \times 300} = 4.333 \text{ MPa} < (0.31 \times 0.65 \times 25 = 5.03 \text{ MPa})$$

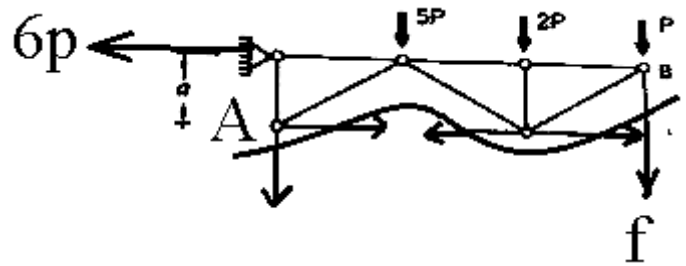
۹-۲۳-۴-۳ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای و در دیافراگم‌ها

۹-۲۳-۴-۳-۱ در کناره‌ها و اطراف بازشوها در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها که در آنها تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع تحت اثر بارهای نهایی، به انضمام اثر زلزله، از $0.31f_{cd}$ بیشتر باشد، باید اجزای لبه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۳-۴ پیش بینی شود. مگر آنکه در تمام طول دیوار یا دیافراگم میلگردگذاری عرضی ویژه پیش بینی شده باشد. اجزای مرزی را می‌توان از مقطعی در امتداد طول دیوار که تنش فشاری بتن در آن از $0.23f_{cd}$ کمتر باشد، در جهت ارتفاع قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع ترک‌خورده محاسبه می‌شود.



گزینه ۱

$$\sum M = 0 \rightarrow f = 2p$$



۵۶- سازه مطابق شکل زیر دارای تیر با صلبیت محوری و خمشی خیلی زیاد (صلب) بوده و صلبیت خمشی ستون‌ها (EI) یکسان است. فقط اتصال دو ستون میانی به پی مفصلی بوده و بقیه اتصالات گیردارند. اگر بار جانبی $F = 100 \text{ kN}$ به قاب وارد شود، لنگر خمشی پای هر یک از ستون‌های کناری بر حسب کیلونیوتن متر چقدر خواهد بود؟

(۱) 60
(۲) 80
(۳) 120
(۴) 160

گزینه ۲

سختی جانبی ستونها به صورت زیر قابل محاسبه است:

سختی جانبی ستون‌های دو سر گیردار: $\frac{12EI}{L^3}$ سختی جانبی ستون‌های یک سر گیردار: $\frac{3EI}{L^3}$

با توجه به روابط فوق، ستونهای دوسرگیردار ۴ برابر سخت تر هستند و سهم باربر جانبی آنها چهار برابر ستونهای میانی خواهد بود و نیروی جانبی وارد بر ستونهای کناری برابر است با:

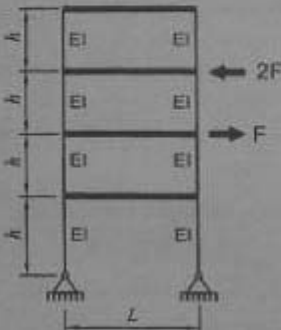
$$V_{\text{کناری}} = \frac{4}{4 + 4 + 1 + 1} F = \frac{4}{10} F = 40 \text{ kN}$$

نیروی فوق برش وارد بر ستون را نشان می دهد. می دانیم در ستونهای دوسرگیردار رابطه زیر بین نیروی برشی و لنگر خمشی ستون برقرار است:

$$V = \frac{M_{\text{top}} + M_{\text{bot}}}{L} \quad \rightarrow \quad 40 = \frac{2M}{4} \quad \rightarrow \quad M = 80 \text{ kN.m}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۷- تمام ستون‌های قاب نشان داده شده در شکل، از مصالح و مقاطع یکسان تشکیل شده‌اند. چنانچه تیر طبقات به لحاظ خمشی و محوری صلب فرض شود، قدر مطلق نسبت جابجایی افقی طبقه چهارم به جابجایی افقی طبقه دوم، تحت اثر نیروهای نشان داده شده، مطابق با کدامیک از گزینه‌های زیر خواهد بود؟



(۱) $\frac{9}{4}$
(۲) ۲
(۳) $\frac{8}{5}$
(۴) $\frac{7}{5}$

گزینه ۴

سختی جانبی ستونها به صورت زیر قابل محاسبه است:

سختی جانبی ستون‌های دو سر گیردار: $\frac{12EI}{L^3}$

سختی جانبی ستون‌های یک سر گیردار: $\frac{3EI}{L^3}$

با توجه به اینکه در هر طبقه دو ستون داریم، سختی طبقه اول $\frac{6EI}{L^3}$ و دیگر طبقات $\frac{12EI}{L^3}$ خواهد بود.

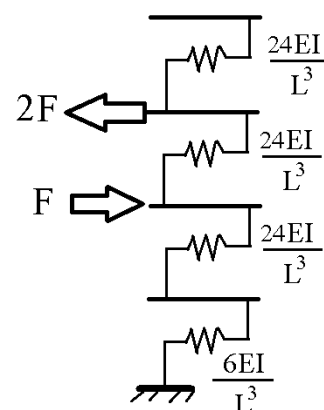
$$\Delta_{ST1} = \frac{FL^3}{6EI}$$

$$\Delta_{ST2} = \Delta_{ST1} + \frac{FL^3}{24EI} = \frac{FL^3}{6EI} + \frac{FL^3}{24EI} = \frac{5FL^3}{24EI}$$

$$\Delta_{ST3} = \Delta_{ST2} + \frac{(2F)L^3}{24EI} = \frac{5FL^3}{24EI} + \frac{2FL^3}{24EI} = \frac{7FL^3}{24EI}$$

$$\Delta_{ST4} = \Delta_{ST3} = \frac{7FL^3}{24EI}$$

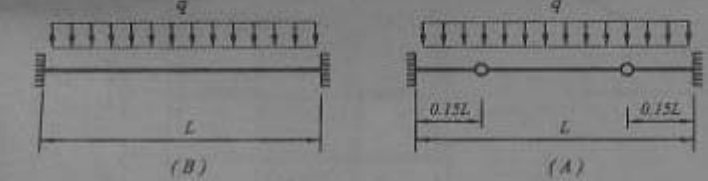
$$\frac{\Delta_{ST4}}{\Delta_{ST2}} = \frac{7}{5}$$



سوال فوق را با معادل سازی فنرهای نیز می توان حل کرد (به صورت فنرهای سری عمل می کنند).

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

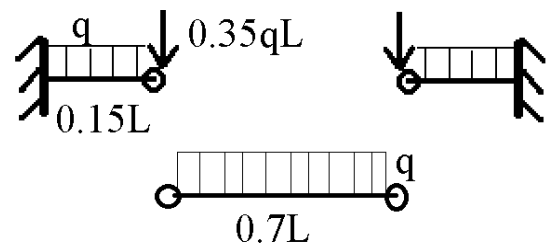
۵۸- نسبت قدر مطلق حداکثر لنگر خمشی تیر شکل A به قدر مطلق حداکثر لنگر خمشی تیر شکل B به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



(۱) 1.361
(۲) 0.735
(۳) 0.765
(۴) 1.307

گزینه ۳

در تیر B که یک تیر دوسرگیردار است، لنگر خمشی حداکثر در تکیه گاهها برابر $\frac{qL^2}{12}$ خواهد بود.
در تیر A از محل مفصل تیر را جدا نمایید:



$$\left. \begin{aligned} M_1 &= 0.35qL \times 0.15L + \frac{q(0.15L)^2}{2} = 0.06375 qL^2 \\ M_2 &= \frac{q(0.7L)^2}{8} = 0.6125 qL^2 \end{aligned} \right\} M_{max} = 0.06375 qL^2$$

نسبت لنگرها:

$$\frac{0.06375 qL^2}{\frac{qL^2}{12}} = 0.765$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۹- در نظر است یک ساختمان آجری دو طبقه محصور شده با کلاف (بدون زیرزمین) به ابعاد 30×30 متر در شهر تبریز ساخته شود. چنانچه دیوارهای به کار رفته در هر دو راستای ساختمان کاملاً مشابه هم باشند، در کل این ساختمان حداقل چند مترمربع از فضای طبقه اول را باید به دیوار سازه‌ای (باربر) اختصاص داد؟

(۱) 36 مترمربع
(۲) 54 مترمربع
(۳) 72 مترمربع
(۴) 108 مترمربع

گزینه ۴

در هر دراستا:

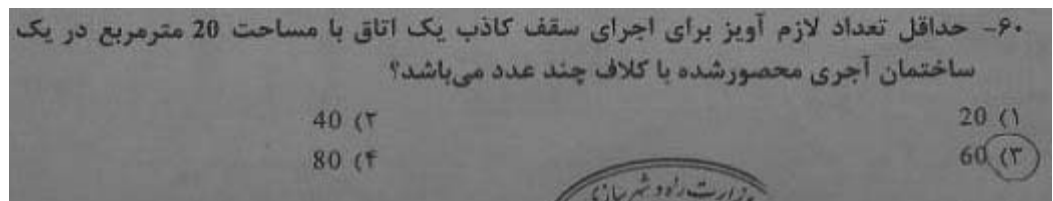
$$0.06 \times (30 \times 30) = 54m^2$$

در دو راستا:

$$2 \times 54 = 108 m^2$$

جدول ۸-۵-۲ حداقل درصد دیوار نسبی در هر امتداد ساختمان آجری محصور شده با کلاف

خطر نسبی مناطق						نوع و تعداد طبقات	
خطر نسبی متوسط و کم			خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد				
طبقه دوم	طبقه اول	زیرزمین	طبقه دوم	طبقه اول	زیرزمین		
-	۳	۵	-	۴	۶	یک طبقه	ساختمان
۳	۵	۶	۴	۶	۸	دو طبقه	آجری
-	۵	۸	-	۶	۱۰	یک طبقه	ساختمان با
۵	۸	۹	۶	۱۰	۱۲	دو طبقه	بلوک سیمانی
-	۴	۵	-	۵	۶	یک طبقه	ساختمان
۴	۶	۶	۵	۸	۸	دو طبقه	سنگی



گزینه ۳

در هر مترمربع ۳ عدد لازم است (حداقل) که کلا برابر ۶۰ عدد خواهد بود.

پ) سقف کاذب

سقف کاذب سقفی است که وزن آن از طریق اتصال به سیستم باربر ساختمان به آن منتقل شده و بین آن و سقف اصلی فضای خالی به وجود می‌آید. سقف‌های کاذب به صورت مستوی یا غیر مستوی ساخته می‌شوند. این سقف‌ها باید از مصالح سبک ساخته شده و قاب بندی آن به گونه مناسبی به سقف اصلی بالای آن یا به دیوار یا کلاف‌بندی ساختمان متصل گردد تا ضربه تکان‌های ناشی از زلزله در آن‌ها، موجب خرابی دیوارهای مجاور نگردد.

در اجرای سقف کاذب رعایت موارد زیر الزامی است:

- ۱- آویزها در سقف‌های کاذب به سازه اصلی ساختمان (دیوارهای باربر، کلاف‌ها و یا سقف) متصل گردند.
- ۲- از آویزهایی استفاده شود که مقاومت کافی داشته و در برابر عوامل خوردنده و زنگ‌زدگی مقاوم باشند.
- ۳- تعداد و فاصله آویزها بسته به نوع پوشش سقف کاذب محاسبه و برآورد شود، اما در هر حال نباید از ۳ عدد در هر متر مربع سقف کمتر باشد.
- ۴- آویزها باید شاقولی و صاف بوده و با اتصالات مناسب به سازه اصلی متصل شوند.
- ۵- بار وارد از طرف آویزها از باری که سقف بر اساس آن طراحی شده تجاوز نکند.
- ۶- مقاطع نیمرخ‌های اصلی و فرعی افقی که برای نگه داشتن سقف‌های کاذب به کار می‌روند باید با محاسبه تعیین شود ولی به هر حال سطح مقطع نیمرخ‌های اصلی و فرعی از هر لحاظ نباید به ترتیب از سطح مقاومت میلگردهای فولادی نمره ۱۰ و ۶ کمتر باشد.
- ۷- سقف‌های کاذب باید در برابر نیروهای جانبی مقاوم باشند.
- ۸- در صورتی که تأسیسات حرارتی در فضای بین سقف اصلی و سقف کاذب قرار می‌گیرد، ایجاد درز انبساط در اطراف سقف کاذب به منظور تأمین جا برای تغییر مکان‌های حرارتی ضروری است.