بنام خدا

با سلام،

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

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

۲- ارسال پرسش از طریق تلگرام: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

۳- وبسایت شخصی: http://www.hoseinzadeh.net/nezam.htm

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

www.hoseinzadeh.net

۱- ساختمان 6 طبقه از روی تراز پایه، با ارتفاع طبقات یکسان و برابر 3.2 متر و با وزن یکسان در کلیه طبقات، دارای سیستم دوگانه "قاب خمشی بتن‌ارمه متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط" در سه طبقه تحتانی و سیستم دوگانه "قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط" در سه طبقه فوقانی می‌باشد. با استفاده از زمان تناوب تجربی، نیروی برشی حاصل از زلزله منتقله از سه طبقه فوقانی به سیستم تحتانی حدوداً چند درصد برش کل می‌باشد؟

۱) 50 ۲) 60 ۳) 70 ۴) 80

گزینه ۳

$$(T = 0.05H^{0.75} = 0.46) < 0.5 \quad \rightarrow \quad k = 1$$

$$\left.\begin{aligned} f_6 &= \frac{W \times 6h}{W(h+2h+3h+4h+5h+6h)} V_u = 0.2857\, V_u \\ f_5 &= \frac{W \times 5h}{W(h+2h+3h+4h+5h+6h)} V_u = 0.2381\, V_u \\ f_6 &= \frac{W \times 4h}{W(h+2h+3h+4h+5h+6h)} V_u = 0.190\, V_u \end{aligned}\right\} f_4 + f_5 + f_6 = 0.7138\, V_u$$

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

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

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

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

k: ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به‌دست آورده می‌شود:

$$K=0.5T+0.75 \qquad 0.5 \le T \le 2.5\ Sec \qquad (۷-۳)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از ۰/۵ ثانیه و بزرگ‌تر از ۲/۵ ثانیه باید به ترتیب برابر با ۱/۰ و ۲/۰ در نظر گرفته شود.

www.hoseinzadeh.net

۲- پلان طبقات یک ساختمان بتن مسلح را یک دال با ابعاد 6×14 متر تشکیل می‌دهد. اگر رفتار این دال را با توجه به نسبت طول به عرض یک طرفه فرض کنیم، طول دهانه دال یک‌طرفه معادل 6 متر خواهد بود. این دال برای بار زنده بدون درنظر گرفتن کاهش برابر 3.5 کیلونیوتن بر مترمربع طراحی شده است. پس از اجرا کارفرما درخواست کاربری فضای مربوطه را برای بار زنده بیشتر دارد. تعیین نمایید حداکثر چه مقدار بار زنده اضافی بر حسب kN/m^2 را می‌توان با رعایت مقررات کاهش سربار منظور نمود؟ گزینه نزدیک‌تر را انتخاب نمایید. (از اثر تغییر بار زنده این قسمت بر کل سازه صرفنظر شود و کاربری روی این دال مربوط به محل اجتماع و ازدحام نمی‌باشد.)

۱) 0.6 ۲) 0.5 ۳) 0.4 ۴) 0.3

گزینه ۲

$$L_0 = 3.5\ kN$$

سازه برای بار زنده 3.5 طراحی شده است. بنابراین با احتساب کاهش سربار می توانیم حداکثر تا 3.5 kN/m2 به آن بار زنده وارد کنیم:

$$L = L_0\left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{1 \times 54}}\right] = L_{0-\text{جدید}} \times 0.872$$

$$L_{0-\text{جدید}} \times 0.872 < 3.5 \quad \rightarrow \quad L_{0-\text{جدید}} = 4.01\frac{kN}{m^2}$$

در صورت کاهش سربار می توان بار زنده را به مقدار حدود $0.5\frac{kN}{m^2}$ افزایش داد.

۶-۵-۷-۲ کاهش در بارهای زنده یکنواخت

با در نظر گرفتن محدودیت‌های ارائه شده در بندهای ۶-۵-۷-۳ الی ۶-۵-۷-۶، اعضایی 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:

$$L = L_o\left[۰/۲۵ + \frac{۴/۵۷}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right] \qquad (۶-۵-۱)$$

که در آن:

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

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

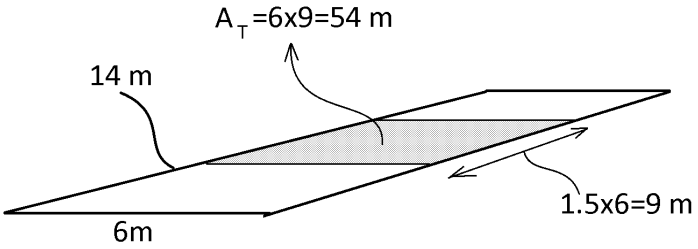
K_{LL}: ضریب عضو برای بار زنده (از جدول ۶-۵-۲)

A_T: سطح بارگیر (مترمربع)

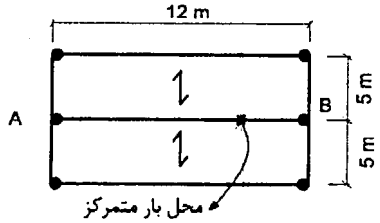
L برای اعضایی که بار یک طبقه را تحمل می‌کنند نباید از $۰/۵L_o$، برای اعضایی که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می‌کنند، نباید از $۰/۴L_o$ کمتر باشد.

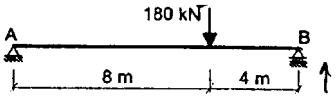
۶-۵-۷-۶ محدودیت‌های مربوط به دال‌های یک‌طرفه

سطح بارگیر A_T برای دالهای یک‌طرفه از حاصلضرب دهانه دال در عرضی برابر با ۱/۵ برابر دهانه دال (در جهت عمود بر آن) بیشتر نخواهد بود.



۳- در شکل مقابل عکس‌العمل تکیه‌گاه B ناشی از نیروی قائم زلزله حدوداً چند کیلونیوتن باید درنظر گرفته شود؟ تیر AB دو سر مفصل، ساختمان دارای کاربری اداری و در منطقه با خطر نسبی زیاد واقع می‌باشد. بار مرده گسترده یکنواخت کف $5\ kN/m^2$ و بار زنده یکنواخت کف $2\ kN/m^2$ می‌باشند و بار متمرکز مرده بر روی تیر AB در فاصله 4 متری از تکیه‌گاه B قرار دا، د.





۱) 60

۲) 38

۳) 27

۴) صفر

گزینه ۴

- تیرهایی که بیش از نیمی از بار وارد بر آنها متمرکز باشد، مشمول حالت پ می شود.

سطح بارگیر تیر برابر $12 \times 5 = 60\ m^2$ می باشد. بنابراین کل بار وارد بر تیر برابر است با:

$$D + L = 180 + 60(5 + 2) = 600\ kN$$

بار متمرکز $\frac{180}{600} = 0.3$ کل بار وارد بر تیر را تشکیل می دهد و بنابراین بر این تیر بار متمرکز "قابل توجهی" وارد نمیشود

نتیجه: بند پ شامل این تیر نمی شود.

با توجه به اینکه سازه در منطقه با خط نسبی زیاد واقع شده است، بند الف نیز شامل آن نمی شود.

بنابراین زلزله قائم آن صفر می شود.

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۳-۹-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف- کل سازه ساختمان‌هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده‌اند.

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

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

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

۳-۳-۹-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_{Vu}=0.6\ AIW_P \qquad (۳-۱۰)$$

در این رابطه:

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

W_P: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

www.hoseinzadeh.net

۴- یک دودکش طره‌ای مهار نشده با وزن 5 kN با ارتفاع 1.5 m بر روی پشت‌بام یک ساختمان مسکونی بدون زیرزمین 6 طبقه با ارتفاع هر طبقه برابر 3.5 متر و واقع در کاشان قرار دارد نیروی برشی در حد مقاومت در پای دودکش ناشی از زلزله حدوداً چند kN است؟ (خاک ساختگاه از نوع III می‌باشد و فرض کنید دودکش در ردیف اجزای معماری قرار دارد.)

۱) 3.7 ۲) 4.3 ۳) 5.0 ۴) 5.8

گزینه ۳

$$V_{pu} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.3 \times (1 + 1.75) \times 5 \times 1}{2.5}(1 + 2) = 4.95\ kN$$
$$V_{min} = 0.3 \times 0.3(1 + 1.75) \times 1 \times 5 = 1.24$$
$$V_{max} = 1.6 \times 0.3(1 + 1.75) \times 1 \times 5 = 6.6$$

۴-۲-۱ نیروی جانبی زلزله

نیروی جانبی مؤثر بر اجزای غیرسازه‌ای را می‌توان با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل، طبق بند (۴-۲-۱-۱) و یا روش تحلیل طیفی طبق بند (۴-۲-۱-۲) محاسبه نمود. در محاسبه نیروی جانبی ضریب نامعینی ρ و ضریب اضافه مقاومت Ω_0 مربوط به سازه اصلی برابر با ۱/۰ منظور می‌شوند.

۴-۲-۱-۱ روش تحلیل استاتیکی معادل

$$V_{pu}(min) < V_{pu} < V_{pu}(max)$$

$$0.3A(1+S)I_pW_p < \frac{0.4a_pA(1+S)W_pI_p}{R_{pu}}\left(1+2\frac{Z}{H}\right) < 1.6A(1+S)I_pW_p$$

- ضریب بزرگنمایی جزء طبق جدول (۴-۱) یا (۴-۲)
- ضریب رفتار جزء طبق جدول (۴-۱) یا (۴-۲)
- ضریب اهمیت جزء طبق بند (۴-۱-۳)
- ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه. مقدار Z لازم نیست بیشتر از H در نظر گرفته شود.
- ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

جزء معماری	a_p	R_{pu}
۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیغه		
- دیوار غیرمسلح مصالح بنایی	۱	۱/۵
- انواع دیگر دیوار و تیغه	۱	۲/۵
۲- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دیوار غیرسازه‌ای و دودکش که مهار نشده یا در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشد.	۲/۵	۲/۵
۳- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشند.	۱	۲/۵

جدول ۴-۲ ضرایب لرزه‌ای برای تجهیزات مکانیکی و برقی

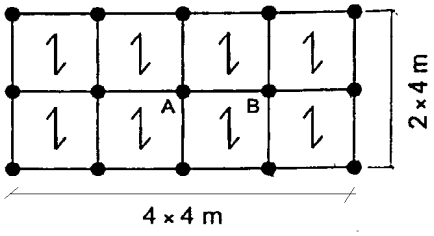
نام تجهیزات	a_p	R_{pu}
الف- تجهیزات برقی و مکانیکی هواکش، واحدهای تهویه مطبوع، گرم‌کننده‌ها و جعبه‌های تقسیم هوا، سایر تجهیزات مکانیکی ساخته‌شده از ورق‌های فلزی	۲/۵	۶
واحدهای تهویه مطبوع آبی، دیگ بخار، کوره، تانکر و مخزن فشار آتمسفری، چیلر، سیستم گرم‌کننده آب، مبدل حرارتی و تجهیزاتی که از مواد با قابلیت تغییرشکل زیاد ساخته شده‌اند	۱	۲/۵
موتور، توربین، پمپ و کمپرسور و مخزن تحت فشار که فاقد پایه‌های پیرامونی بوده و مستقیماً توسط شاسی به کف متصل شود.	۱	۲/۵
مخزن تحت فشاری که برروی پایه‌های پیرامونی نصب شده باشد.	۲/۵	۲/۵
آسانسور و پله برقی	۱	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	S_0	S	S_0
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱

هر گونه کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه و یا فروش آن ممنوع می باشد

۵- شکل مقابل مربوط به پلان قسمتی از فروشگاه کوچک و خرده‌فروشی 3 طبقه است. در طبقه همکف (ورودی) که محل اجتماع می‌باشد، تیر AB با دو انتهای مفصلی (دو سر ساده) می‌باشد. لنگر خمشی ماکزیمم بدون ضریب بار ناشی از بار زنده برحسب kN.m حداقل چقدر باید درنظر گرفته شود؟ (از اثر بعد ستون صرفنظر شود.)



۱) 40

۲) 44.5

۳) 32

۴) 36.5

گزینه ۱

بار زنده (کاهش نیافته) وارد بر تیر AB برابر است با:

$$q = 4 \times 5 = 20\frac{kN}{m}$$

۶-۵-۷-۵ محل اجتماع و ازدحام

بار زنده محل‌های اجتماع و ازدحام کاهش نمی‌یابد.

با توجه به بند فوق امکان کاهش بار زنده در این مثال وجود ندارد.

بنابراین لنگر ناشی از بار زنده برابر خواهد بود با:

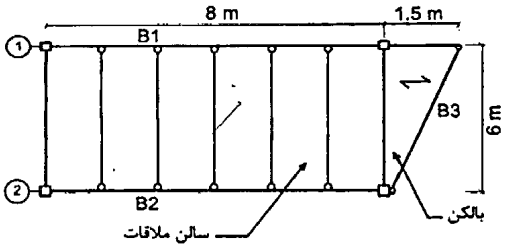
$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{20 \times 4^2}{8} = 40\ kN.m$$

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۴	ساختمان‌ها و مجتمع‌های مسکونی		
۱-۴	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها- انبار- راهروها)	۲	—
۲-۴	اتاق‌های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن	۵	—
۵	هتل‌ها- فروشگاه‌ها		
۱-۵	اتاق‌ها و سایر فضاهای هتل‌ها، مهمانسراها و خوابگاه‌ها	۲	—
۲-۵	فروشگاه‌های کوچک و خرده‌فروشی- طبقه همکف (ورودی)	۵	۴٫۵
۳-۵	فروشگاه‌های کوچک و خرده‌فروشی- کف سایر طبقات	۳٫۵	۴٫۵
۴-۵	فروشگاه‌های عمده‌فروشی- همه طبقات	۶[۳]	۴٫۵

www.hoseinzadeh.net

۶- در شکل زیر پلان تیرریزی یک قسمت از یک ساختمان اداری نشان داده شده است. لنگر خمشی حداکثر انتهای کنسول محور 1 ناشی از بارهای مرده و زنده (بدون ضریب بار) به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ (بار مرده سالن ملاقات و بالکن $4\ kN/m^2$ ، از وزن جان‌پناه و وزن مرده تیرها صرفنظر گردد، اتصال تیر B3 در دوطرف ساده فرض شود و توزیع بار در قسمت طره مطابق شکل یک‌طرفه فرض شود.)



۱) 18 kN.m

۲) 20 kN.m

۳) 25 kN.m

۴) 27 kN.m

گزینه ۲

بار بالکن با توجه به جهت تیرچه ابتدا به تیر لبه منتقل می شود. بار گسترده وارد بر تیرها مطابق شکل زیر مثلثی خواهد بود. و سپس بار وارد بر تیر $B3$ در انتها به تیر طره وارد می شود. با توجه به مثلثی بودن بار وارد بر $B3$، $\frac{2}{3}$ بار آن به تیر طره وارد می شود.

نتیجه:

نصف بار بالکن به تیر $B3$ وارد می شود.

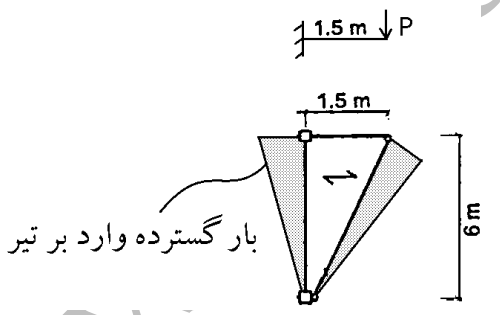
$\frac{2}{3}$ بار تیر $B3$ نیز به تیر طره وارد می شود.

بنابراین بار P وارد بر بالکن برابر $\frac{1}{3}$ کل بار وارد بر بالکن خواهد بود:

$$P = \frac{1}{3}\left(\frac{1.5 \times 6}{2} \times \left(4\frac{kN}{m^2} + 5\frac{kN}{m^2}\right)\right) = 13.5\ kN \quad \rightarrow \quad M = 1.5P = 20.25\ kN.m$$

در رابطه فوق $5\frac{kN}{m^2}$ بار زنده مربوط به بالکن می باشد:

$$\text{بار زنده بالکن} = Min(4.5 \times 1.5, 5) = 5\frac{kN}{m^2}$$



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

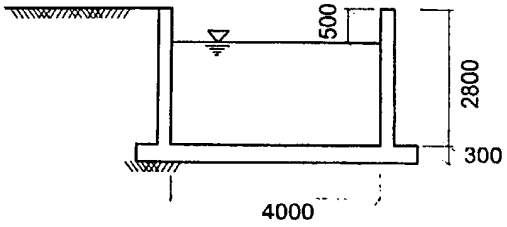
ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۷	ساختمان‌های اداری		
۷-۱	دفاتر کار معمولی	۲٫۵	۹
۷-۲	سالن انتظار و ملاقات- راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۴٫۵	۹
۷-۳	راهروهای سایر طبقات	۳٫۵	۹

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۶-۳	بالکن‌ها	۱٫۵ برابر بار زنده کف اتاق‌های متصل به آنها. لازم نیست بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود.	—

هر گونه کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه و یا فروش آن ممنوع می باشد

۷- شکل زیر برش عرضی از یک استخر با طول قابل توجه را نشان می‌دهد. این استخر در زمینی با طبقه‌بندی SW (که گزارش مکانیک خاک برای آن فعلاً ارائه نشده است) احداث می‌شود. به عنوان یک مقدار حداقل، پای دیوارهای نشان داده شده باید برای چه لنگر خمشی (با ضریب بار) جهت تعیین مقدار آرماتور قائم موردنیاز سمت خاک، طراحی شوند؟ نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید. (سطح آب زیرزمینی خیلی پایین‌تر از کف استخر بوده و از آثار سربار اطراف استخر و زلزله صرفنظر می‌شود. ابعاد در شکل به میلی‌متر است.)



۱) 76 kN.m/m

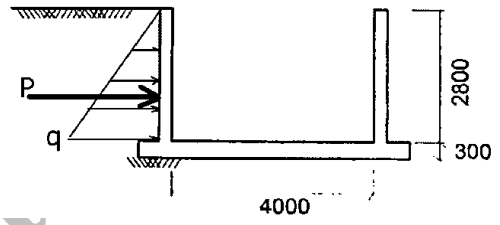
۲) 46 kN.m/m

۳) 30 kN.m/m

۴) 16 kN.m/m

گزینه ۳

فرض کنیم استخر خالی از آب باشد (در این صورت لنگر ناشی از فشار خاک به حداکثر می رسد):



با توجه به نوع خاک (SW) و با توجه به اینکه گزارش مکانیک خاک ارائه نشده است، فشار جانبی برابر $5.5\frac{kN}{m^2}$ به ازای هر متر ارتفاع دیوار خواهد بود:

$$q = 5.5\frac{kN}{m^2} \times 2.8 = 15.4\frac{kN}{m^2} \quad \rightarrow P = q \times \frac{2.8}{2} = 21.56\frac{kN}{m} \quad \rightarrow \quad M_{\text{بدون ضریب}} = P \times \frac{2.8}{3} = 20.12\ \frac{kN.m}{m}$$

ضرب بار خاک در ترکیب بارهای بتن 1.5H می باشد:

$$M_{\text{ضریبدار}} = 1.5 \times 20.12 = 30.18\ \frac{kN.m}{m}$$

۶-۴-۱ کلیات

مطالب مطرح شده در این فصل به عنوان حداقل ضوابط جهت محاسبه بارهای خاک و فشار هیدرواستاتیکی در صورت عدم ارائه بار خاک در گزارش مکانیک خاک می‌باشد. علاوه بر ضوابط این فصل، ضوابط مندرج در مبحث هفتم مقررات ملّی ساختمان نیز باید رعایت گردد.

جدول ۶-۴-۱ بار طراحی جانبی خاک

بار طراحی جانبی خاک[۱] (kN/m^۳ به ازای هر متر عمق)	طبقه‌بندی یکنواخت خاک	شرح مصالح انباشته شده
۵/۵[۲]	GW	شن تمیز خوب دانه‌بندی شده؛ مخلوط شن و ماسه
۵/۵[۲]	GP	شن تمیز بد دانه‌بندی شده؛ مخلوط شن و ماسه
۵/۵[۲]	GM	شن لای‌دار؛ مخلوط شن و ماسه بد دانه‌بندی شده
۷/۰۷[۲]	GC	شن رس‌دار؛ مخلوط شن و رس بد دانه‌بندی شده
۵/۵[۲]	SW	ماسه تمیز خوب دانه‌بندی شده؛ مخلوط شن به همراه ماسه

۱) ۱٫۲۵D+۱٫۵L+۱٫۵(L_r یا S یا R)

۲) D+۱٫۲L+۱٫۲(L_r یا S یا R)+۱٫۲(W یا ۰٫۷E)

۳) ۰٫۸۵D+۱٫۲(W یا ۰٫۷E)

۴) ۱٫۲۵D+۱٫۵L+۱٫۵(L_r یا S یا R) +۱٫۵(H یا ۰٫۸۴F)

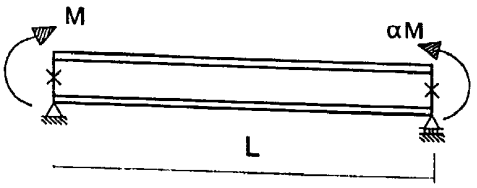
۵) ۰٫۸۵D+۱٫۵(H یا ۰٫۸۴F) ⇦

۶) D+۱٫۲L+۱٫۲(L_r یا S)+T

۷) ۱٫۲۵D+۱٫۵T

هر گونه کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه و یا فروش آن ممنوع می باشد

۸- در تیر فولادی دو سر ساده شکل زیر، در حالت کلی به ازای چه مقداری از α، مقاومت خمشی اسمی ناشی از کمانش پیچشی – جانبی دارای کمترین مقدار خواهد بود؟ (فرض کنید مهارهای جانبی فقط در ابتدا و انتهای تیر قرار دارد و تیر در طول خود فاقد بار است.)



۱) α = 2.0

۲) α = 1.0

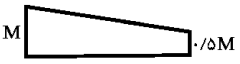
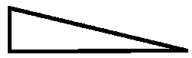
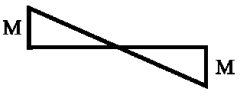
۳) α = 0.5

۴) α = 0.0

گزینه ۲

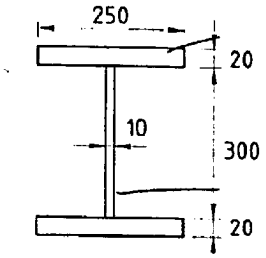
با توجه به شکل زیر کمترین مقاومت زمانی حاصل می شود که در سراسر تیر مقدار لنگر ثابت باشد ($Cb=1$)

بنابراین اگر ضریب α برابر یک باشد، احتمال کمانش پیچشی جانبی افزایش یافته و تیر کمترین مقاومت ممکن را خواهد داشت.

C_b	نمودار M
1	
1.136	
1.25	
1.316	
1.667	
2.273	

www.hoseinzadeh.net

۹- چنانچه فولاد بال‌های تیر I شکل زیر با F_y=240 MPa و فولاد جان آن با F_y=360 MPa باشد، لنگر پلاستیک مقطع تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است.)



۱) 465 kN.m

۲) 630 kN.m

۳) 438 kN.m

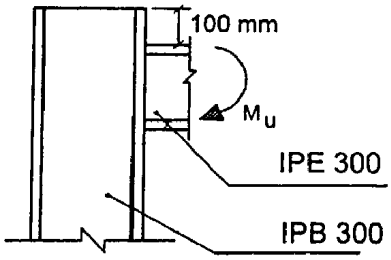
۴) 657 kN.m

گزینه ۱

$$M_p = Z_{\text{بال}} \times 240 + Z_{\text{جان}} \times 360 = (250 \times 20 \times 320) \times 240 + \left(\frac{10 \times 300^2}{4}\right) \times 360 = 465\ kN.m$$

www.hoseinzadeh.net

۱۰- در اتصال شکل زیر، بدون توجه به الزامات طراحی لرزه‌ای، مقاومت طراحی خمشی موضعی بال ستون در برابر بار متمرکز کششی ناشی از M_u به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟
(F_y=240 MPa)



۱) 480 kN
۲) 240 kN
۳) 120 kN
۴) 77 kN

گزینه ۲

- کنترل خمش موضعی بال ستون در مقابل نیروی کششی:

ضخامت بال ستون برابر $19mm$ می باشد.

$$\varphi R_n = \varphi \times 6.25 F_y t_f^2 = 0.9 \times 6.25 \times 240 \times 19^2 = 487.35\ kN$$

با توجه به اینکه مقدار $e=100\ mm$ می باشد ($e = 100\ mm < 10t = 190\ mm$) مقاومت بال ستون در مقابل نیروی کششی نصف خواهد شد:

$$\varphi R_n = \frac{1}{2} 487.35 = 243.675\ kN$$

۱۰-۲-۹-۱۰ الزامات ویژهٔ بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

۱۰-۲-۹-۱۰-۲ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

الزامات این بند برای نیروی کششی متمرکز تکی، نیروی فشاری متمرکز تکی و هر دو مولفهٔ فشاری و کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۷).

مقاومت طراحی تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت مساوی ۱ و R_n مقاومت اسمی می‌باشد که براساس حالت حدی تسلیم موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱- در حالتی‌که بار متمرکز، در فاصله‌ای بزرگتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n=F_{yw}t_w(5k+l_b) \qquad (۱۰-۲-۹-۲۴)$$

۲- در حالتی‌که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا کوچکتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n=F_{yw}t_w(2/5k+ l_b) \qquad (۱۰-۲-۹-۲۵)$$

در روابط فوق:

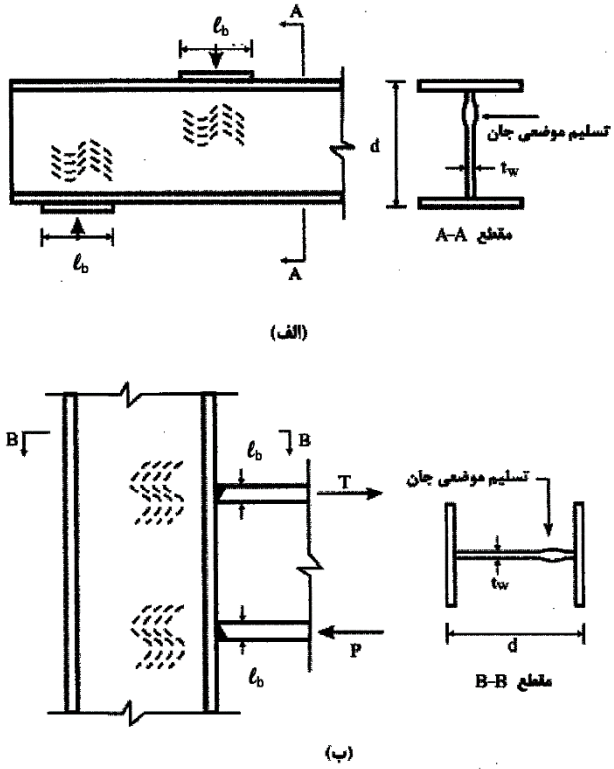
F_{yw} = تنش تسلیم فولاد جان

t_w= ضخامت جان

d = ارتفاع کلی مقطع تیر

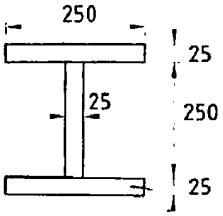
k= فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطع ساخته‌شده از ورق.

l_b = طول اتکای بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظرگرفته شود)



شکل ۱۰-۲-۹-۱۷ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

۱۱- ثابت پیچش تابیدگی مقطع نشان‌داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد مقطع برحسب میلی‌متر است)



۱) $1230000\times10^{6}\ mm^{6}$

۲) $1850000\times10^{6}\ mm^{6}$

۳) $650000\times10^{6}\ mm^{6}$

۴) $2420000\times10^{6}\ mm^{6}$

گزینه ۱

$$C_w=\frac{I_y h_0^2}{4}=\frac{\left(2\times\frac{25\times250^3}{12}+\frac{250\times25^3}{12}\right)\times275^2}{4}=1.237\times10^{12}\ mm^6$$

C_w = ثابت پیچش تابیدگی

یادداشت: برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن، $C_w=\frac{I_y h_0^2}{4}$ بوده

www.hoseinzadeh.net

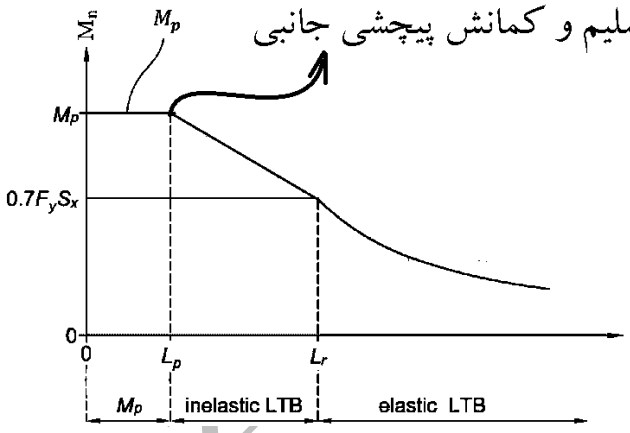
۱۲- برای تیر با مقطع مستطیلی فولادی توپر و خمش حول محور قوی مقدار مقاومت خمشی طراحی در مرز حالت حدی تسلیم و کمانش پیچشی - جانبی غیرالاستیک به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مقدار C_b برابر واحد فرض شود و M_y لنگر تسلیم مقطع است.)

۱) $0.90M_y$
۲) $1.50M_y$
۳) $1.60M_y$
۴) $1.35M_y$

گزینه ۴

$$\left.\begin{aligned} M_p = ZF_y = \frac{bh^2}{4}F_y \\ M_y = \frac{bh^2}{6}F_y \end{aligned}\right\} \varphi M_p = 0.9 \times 1.5M_y = 1.35M_p$$

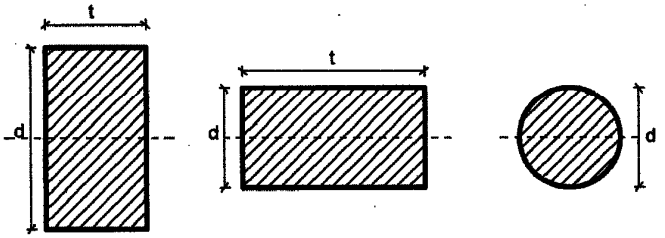
دقت شود که درحالت مرز مقاومت تسلیم و مقاومت پیچشی- جانبی غیرالاستیک باهم برابر می شوند:



۱۰-۲-۵-۱۱ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع توپر دایره‌ای و چهارگوش

الزامات این بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع توپر چهارگوش که تحت خمش حول یکی از محورهای اصلی قرار دارند و نیز اعضای با مقطع توپر دایره‌ای می‌باشد.

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



الف) تسلیم

برای مقاطع چهارگوش و خمش حول محور قوی و با شرایط $\frac{L_b\,d}{t^2} \le \frac{0.08E}{F_y}$ و مقاطع چهارگوش و خمش حول محور ضعیف و نیز مقاطع توپر دایره‌ای، مقاومت خمشی اسمی، M_n، از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$M_n=M_p=F_yZ\le 1.6M_y \qquad (۱۰-۲-۵-۶۸)$$

که در آن،

M_P = لنگر پلاستیک مقطع

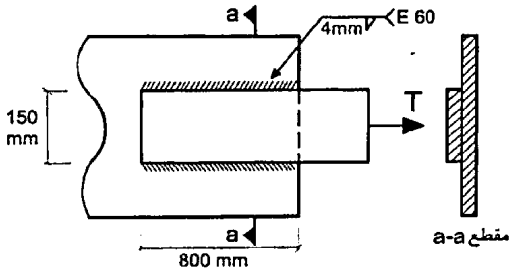
F_y = تنش تسلیم فولاد

Z = اساس مقطع پلاستیک

M_y = لنگر تسلیم مقطع

هر گونه کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه و یا فروش آن ممنوع می باشد

۱۳- مقاومت اسمی اتصال جوشی شکل مقابل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (کنترل فلز پایه مدنظر نبوده و ضریب بازرسی جوش را واحد فرض نمایید. همچنین فرض کنید الزامات حداقل و حداکثر بُعد جوش رعایت شده است.)



۱) 912 kN

۲) 1140 kN

۳) 1290 kN

۴) 1612 kN

گزینه ۱

$$L_e = \beta L = \left(1.2 - 0.002\frac{800}{4}\right)800 = 640\ mm$$

$$R_n = \beta F_n = \beta(0.6\,F_u)(0.707a)(L_w)$$
$$= 1(0.6 \times 420)(0.7074)(2 \times 640) = 912\ kN$$

۵- در اتصال انتهایی اعضای محوری، طول موثر جوشی که به صورت طولی بارگذاری شده است نباید از ۱۰۰ برابر بعد جوش (a) تجاوز نماید. در صورت نیاز به طول جوش بیش از ۱۰۰ برابر بعد ساق جوش، طول موثر جوش باید با ضریب (β) کاهش داده شود.

$L_e=\beta L$

$\beta=۱/۲ - ۰/۰۰۲ (L/a) \leq ۱/۰$ (۱-۹-۲-۱۰)

L_e= طول موثر جوش

L= طول واقعی جوشی که از قسمت انتهایی جوش به صورت طولی بارگذاری شده است.

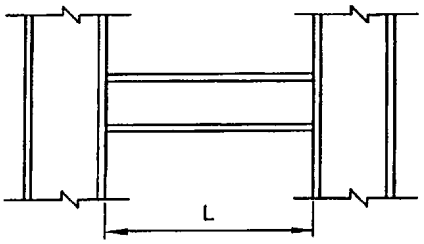
a= بُعد ساق جوش

β= ضریب کاهش طول واقعی (اسمی) جوش

برای L/a بزرگتر از ۳۰۰ طول موثر جوش باید برابر ۱۸۰a در نظر گرفته شود.

www.hoseinzadeh.net

۱۴- تیر شکل زیر مربوط به یک قاب خمشی فولادی ویژه بوده و اتصال آن از نوع WUF-W است. مقاومت برشی موردنیاز این تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید وزن واحد طول تیر و نیز بارهای ثقلی وارد بر آن ناچیز است. همچنین فرض کنید تیر و ستون‌ها از ورق ساخته شده‌اند. M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر می‌باشد.)



۱) $2.00\ \frac{M_p}{L}$

۲) $2.30\ \frac{M_p}{L}$

۳) $1.15\ \frac{M_p}{L}$

۴) $3.22\ \frac{M_p}{L}$

گزینه ۴

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L} = \frac{2(C_{pr}R_yM_P)}{L} = \frac{2(1.4 \times 1.15M_p)}{L} = 3.22\frac{M_p}{L}$$

۱۰-۳-۱۳-۶ اتصال گیردار تقویت نشدهٔ جوشی (WUF-W)

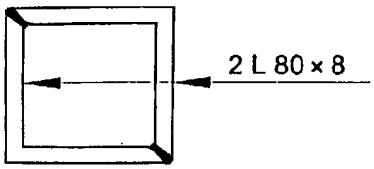
(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (s_h) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود (s_h=۰).

۱۲) در این‌گونه اتصالات ضریب C_{pr} باید برابر ۱/۴ در نظر گرفته شود.

www.hoseinzadeh.net

۱۵- حداکثر طول آزاد قابل قبول عضو کششی با مقطع شکل مقابل برحسب متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (این دو نبشی در سرتاسر طول با جوش به هم متصل شده‌اند.)

۱) 5.95
۲) 7.25
۳) 8.95
۴) 4.85



گزینه ۳

$$\frac{L}{r} < 300 \quad \rightarrow \quad \frac{L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} < 300 \quad \rightarrow \quad L < 300\sqrt{\frac{\left(\frac{80^4}{12} - \frac{64^4}{12}\right)}{80^2 - 64^2}} = 300\sqrt{\frac{2015232}{2304}} = 8872\ mm$$

۱۰-۲-۳-۲ محدودیت لاغری در اعضای کششی

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

www.hoseinzadeh.net

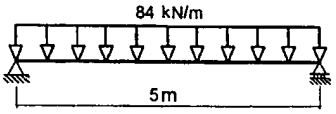
۱۶- در صورتی‌که جوش‌های گوشه دوطرفه اتصال جان به بال‌ها پیوسته و بُعد ساق جوش برابر a باشد و مقاومت طراحی هر خط جوش برابر 80a نیوتن بر میلی‌متر باشد (a برحسب میلی‌متر)، حداقل بُعد جوش (a) بر حسب میلی‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بار وارد بر تیر ضریب‌دار فرض شود. ابعاد مقطع بر حسب میلی‌متر می‌باشد.)

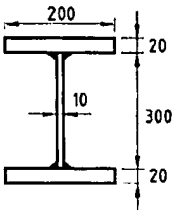
۱) 8

۲) 6

۳) 5

۴) 4





گزینه ۳

$$\left(\text{جریان برش} = \frac{VQ}{I} = \frac{\left(\frac{84\times5}{2}\times1000\right)\times(200\times20\times160)}{\left(\frac{200\times340^3}{12}-\frac{190\times300^3}{12}\right)}\right) < 2\times80a \qquad \rightarrow \quad 3.69 < a$$

با توجه به ضخامت جان ($10\ mm$)، حداقل بعد جوش گوشه $5mm$ می باشد.

جدول ۱۰-۲-۹-۲ حداقل بُعد جوش گوشه

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بُعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰	۸ میلی‌متر

www.hoseinzadeh.net

۱۷- مهارهای جانبی یک تیر با مقطع IPE 300 و مربوط به یک قاب خمشی ویژه حداقل برای چه مقدار نیرو باید طراحی شود؟ (F_y=240 MPa)

۱) 11 kN ۲) 29 kN ۳) 31 kN ۴) 38 kN

گزینه ۴

$$P_{bu} = 0.06R_yF_y\frac{Z_b}{h_0} = 0.06 \times 1.2 \times 240 \times \frac{628000}{(300-10.7)} = 37.51\ kN$$

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

الف) کلیهٔ تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید در فاصلهٔ L_b دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی، پیچشی و جانبی- پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیهٔ مهار جانبی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۱۳ برای اتصالات از پیش تأیید شده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۶-۱ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

$$P_{bu} = ۰/۰۶R_yF_yZ_b / h_o \qquad (۱۰-۳-۶-۱)$$

که در آن:

Z_b = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

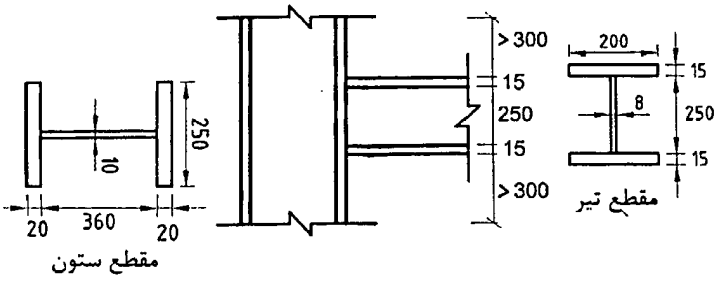
h_o = فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌های تیر

ت) مقدار حداکثر L_b برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل‌پذیری متوسط برابر $۰/۱۷ r_y \frac{E}{F_y}$ و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر $۰/۰۸۶ r_y \frac{E}{F_y}$ می‌باشد، که در آن r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

www.hoseinzadeh.net

۱۸- در اتصال گیردار تقویت‌نشده جوشی (WUF-W) مقابل، مقاومت طراحی لهیدگی جان ستون در مقابل نیروی متمرکز فشاری وارد از بال تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ اندازه‌ها به میلی‌متر بوده و فولاد مصرفی ستون و تیر به شرح زیر است:

F_y= 235 MPa ستون و F_y= 355 MPa تیر



۱) 605 kN

۲) 807 kN

۳) 510 kN

۴) 1067 kN

گزینه ۱

$$\varphi R_n = 0.75 \times 0.8 \times 10^2 \left[1 + 3\left(\frac{20}{400}\right)\left(\frac{10}{20}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{2 \times 10^5 \times 235 \times 20}{10}} = 612\ kN$$

۱۰-۲-۹-۱۰ الزامات ویژهٔ بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

۱۰-۲-۹-۱۰-۳ لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

الزامات این بند برای نیروی فشاری متمرکز تکی و مولفهٔ فشاری زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۸).

مقاومت طراحی لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت مساوی ۰/۷۵ و R_n مقاومت اسمی می‌باشد که بر اساس حالت حدی لهیدگی موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱- در حالتی‌که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا بزرگتر از d/۲ از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = ۰/۸۰ t_w^۲ \left[۱ + ۳\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{۱/۵}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۱۰\text{-}۹\text{-}۲\text{-}۲۶)$$

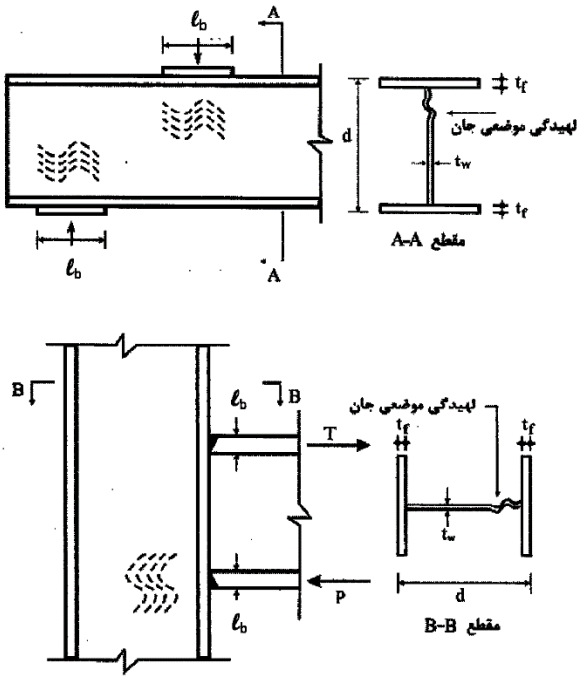
۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کوچکتر از d/۲ از انتهای عضو وارد می‌شود:

- در صورتی که $l_b/d \le ۰/۲$ باشد:

$$Rn = ۰/۴۰ t_w^۲ \left[۱ + ۳\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{۱/۵}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۱۰\text{-}۹\text{-}۲\text{-}۲۷)$$

- در صورتی که $l_b/d > ۰/۲$ باشد:

$$R_n = ۰/۴۰\ t_w^۲ \left[۱ + \left(\frac{۴l_b}{d} - ۰/۲\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{۱/۵}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۱۰\text{-}۹\text{-}۲\text{-}۲۸)$$



شکل ۱۰-۲-۹-۱۸ لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

در روابط فوق:

d= ارتفاع کلی مقطع

t_w = ضخامت جان

t_f = ضخامت بال تحت بار

l_b = طول اتکایی بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظر گرفته شود)

F_{yw}= تنش تسلیم فولاد جان

E = مدول الاستیسیته فولاد

تبصره: در صورتی‌که مقاومت مورد نیاز از مقاومت طراحی بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده دارای مقاومتی برابر با اختلاف مقاومت موردنیاز و مقاومت طراحی در محل بارهای متمرکز ضروری است. سخت‌کننده‌های تعبیه شده باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۷ را تأمین نمایند.

هر گونه کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه و یا فروش آن ممنوع می باشد

۱۹- در یک ستون فولادی نسبت مقاومت فشاری اسمی نظیر حالت حدی کمانش خمشی ستونی با $(\frac{KL}{r})_{max} = 180$ به ستونی با $(\frac{KL}{r})_{max} = 90$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟
(F_y= 300 MPa)

۱) 0.30 ۲) 0.50 ۳) 0.75 ۴) 0.67

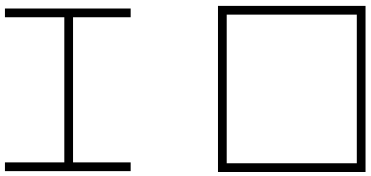
گزینه ۱

$$\lambda = 180 > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \rightarrow \quad F_{cr-180} = 0.877F_e = 0.877\frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 0.877\frac{3.14^2 \times 2 \times 10^5}{180^2} = 53.37MPa$$

$$\lambda = 90 < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \rightarrow \quad F_{cr-90} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y = 179.1\,MPa$$

$$\frac{F_{cr-180}}{F_{cr-90}} = \frac{53.37}{179.1} = 0.298$$

۵-۳-۱- ستونهای با مقطع I شکل ($K_z \leq K$) و باکس



۱- محاسبه r

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

۲- محاسبه لاغری

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

۳- محاسبه تنش کمانش خمشی

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

۴- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

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

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

۵- محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

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

هر گونه کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه و یا فروش آن ممنوع می باشد

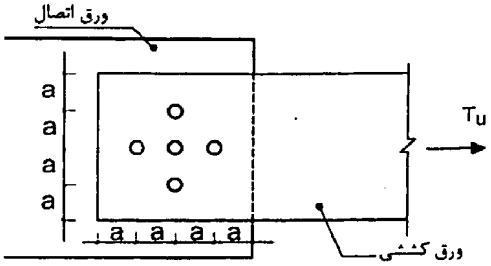
۲۰- در اتصال شکل زیر، چنانچه قطر محاسباتی سوراخ‌ها برابر $a/5$ فرض شود، مقدار تنش کششی نهایی در مقطع گسیختگی محتمل در ورق کششی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) $\frac{T_u}{4.0at}$

۲) $\frac{T_u}{3.9at}$

۳) $\frac{T_u}{3.4at}$

۴) $\frac{T_u}{3.8at}$

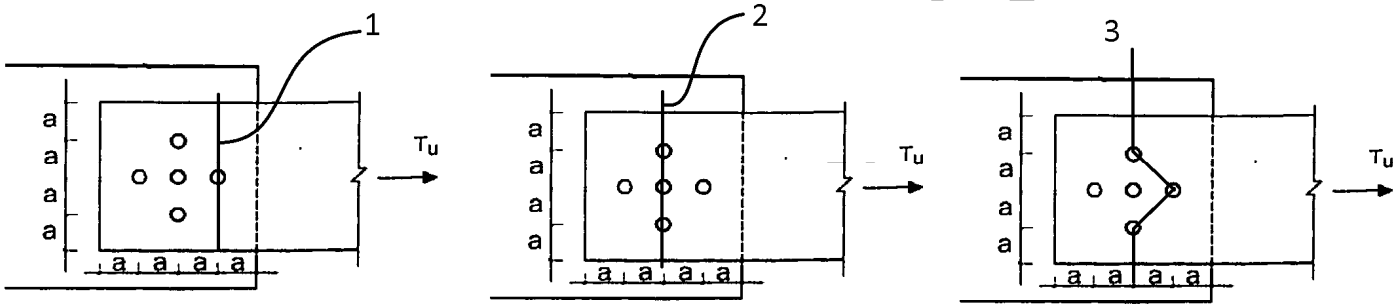


گزینه ۴

$$A_{n1} = 4at - \frac{at}{5} = 3.8at \qquad \rightarrow \sigma = \frac{T_u}{A_{n1}} = \frac{T_u}{3.8at}$$

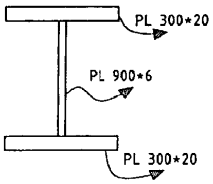
$$A_{n2} = 4at - 3\frac{at}{5} = 3.4at \qquad \rightarrow \sigma = \frac{\frac{4}{5}T_u}{A_{n2}} = \frac{\frac{4}{5}T_u}{3.4at} = \frac{T_u}{4.25at}$$

$$A_{n3} = 4at - 3\frac{at}{5} + 2\left(\frac{a^2}{4a}t\right) = 3.9at \qquad \rightarrow \sigma = \frac{T_u}{A_{n3}} = \frac{T_u}{3.9at}$$



www.hoseinzadeh.net

۲۱- در یک تیر فولادی دو سر ساده با مقطع شکل زیر، چنانچه مقاومت برشی موردنیاز آن در دو انتها برابر Vu= 600 kN باشد، حداکثر فاصله سخت‌کننده عرضی در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد روی شکل بر حسب میلی‌متر است و Fy= 240 MPa)



۱) 450 میلی‌متر
۲) 630 میلی‌متر
۳) 900 میلی‌متر
۴) 1350 میلی‌متر

گزینه ۲

$$(V_u = 600 \times 10^3) < [\varphi 0.6 F_y A_w C_v = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (940 \times 6) \times C_v] \quad \rightarrow \quad 0.82 < C_v$$

بنابراین برای اینکه مقاومت مورد نیاز تامین شود، باید مقدار Cv بیش از 0.82 باشد. فرض اولیه:

$$\left(1.37\sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}\right) < \left(\frac{h}{t_w} = \frac{900}{6} = 150\right) \rightarrow \quad C_v = \frac{1.51\, k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \qquad 0.82 = \frac{1.51\, k_v \times 200000}{(150)^2 \times 240} \quad \rightarrow \quad k_v = 14.66$$

کنترل فرض:
$$1.37\sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 151.42 > \left(\frac{h}{t_w} = \frac{900}{6} = 150\right)$$

بنابراین فرض اشتباه بود. تکرار محاسبات:

$$\left(1.37\sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}\right) > \left(\frac{h}{t_w} = \frac{900}{6} = 150\right) \rightarrow \quad C_v = \frac{1.1\sqrt{k_v E/F_y}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \qquad 0.82 = \frac{1.1\sqrt{k_v \times 2 \times 10^5/240}}{(150)} \quad \rightarrow \quad k_v = 15$$

$$15 = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad \rightarrow \quad \frac{a}{h} = 0.7 \quad \rightarrow a = 636\ mm$$ فاصله سخت کننده ها باید طوری باشد که مقدار Kv به 15 برسد:

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی

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

$$V_n = ۰/۶\, F_y A_w C_v \qquad (۱۰-۲-۶-۱)$$

C_v = ضریب برشی جان به شرح زیر:

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با $\frac{h}{t_w} \le ۲/۲۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $\phi_v=۱$ و $C_v=۱$ (۱۰-۲-۶-۲)

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

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

ب-۲) برای $۱/۱\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le ۱/۳۷\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$: $C_v = \frac{۱/۱\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$

ب-۳) برای $\frac{h}{t_w} > ۱/۳۷\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$: $C_v = \frac{۱/۵۱ k_v E}{(h/t_w)^۲ F_y}$

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

۱. برای جان‌های سخت‌نشده (بدون سخت‌کنندهٔ عرضی) با $\frac{h}{t_w} < ۲۶۰$، k_v=۵ می‌باشد. به استثنای جان مقاطع سپری که برای آن k_v=۱/۲ است.

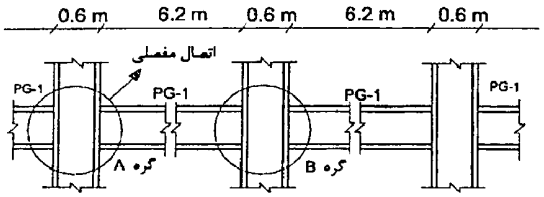
۲. برای جان‌های سخت‌شده (دارای سخت‌کنندهٔ عرضی):

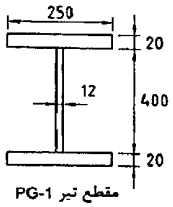
$$\begin{cases} k_v = ۵ + \frac{۵}{(a/h)^۲} & \frac{a}{h} \le \left\{۳ \text{ و } \left[\frac{۲۶۰}{h/t_w}\right]^۲\right\} \\ k_v = ۵ & \frac{a}{h} > \left\{۳ \text{ یا } \left[\frac{۲۶۰}{h/t_w}\right]^۲\right\} \end{cases}$$

در روابط فوق:
t_w = ضخامت جان مقطع
a = فاصلهٔ آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان
h= برای تیرهای نوردشده مساوی فاصلهٔ آزاد بین دو بال منهای شعاع‌های گردی محل اتصال جان به بال
= برای مقاطع ساخته‌شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌ها جوشی باشد مساوی فاصلهٔ آزاد بین دو بال
= برای مقاطع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌های پیچی باشد مساوی فاصله بین خطوط پیچ
= برای مقاطع سپری مساوی عمق کلی مقطع

هر گونه کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه و یا فروش آن ممنوع می باشد

۲۲-شکل زیر بخشی از قاب‌های خمشی یک ساختمان فولادی با شکل‌پذیری ویژه را نشان می‌دهد. تمام اتصالات تیر به ستون غیر از اتصال گره A، گیردار و از نوع WUF-W می‌باشند. اگر از بارهای ثقلی وارد به تیرها صرفنظر شود، حداقل مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره B ($\sum M_{pc}^{*}$) برای تأمین نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (F_y= 240 MPa) (ابعاد نشان داده شده روی مقطع عرضی تیر به میلی‌متر است.)





۱) 2240 kN.m
۲) 2040 kN.m
۳) 1240 kN.m
۴) 2140 kN.m

گزینه۴

تیر سمت چپ:

$$M_{pr} = C_{pr}R_yZF_y = 1.4 \times 1.15 \times \left(250 \times 20 \times 420 + \frac{12 \times 400^2}{4}\right) \times 240 = 996.9\ kN.m$$

$$V_{pr} = \frac{M_{pr}}{L_h} = \frac{996.9}{6.2} = 160.8\ kN$$

$$M_{\text{در محور ستون}} = M_{pr} + V_{pr} \times \frac{d_c}{2} = 996.9 + 160.8 \times 0.3 = \mathbf{1045\ kN.m}$$

تیر سمت راست:

$$M_{pr} = C_{pr}R_yZF_y = 1.4 \times 1.15 \times \left(250 \times 20 \times 420 + \frac{12 \times 400^2}{4}\right) \times 240 = 996.9\ kN.m$$

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} = \frac{2 \times 996.9}{6.2} = 321.6\ kN$$

$$M_{\text{در محور ستون}} = M_{pr} + V_{pr} \times \frac{d_c}{2} = 996.9 + 321.6 \times 0.3 = \mathbf{1093\ kN.m}$$

$$\sum M_b^{*} = 1045 + 1093 = 2138\ kN.m$$

۱۰-۳-۹ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه

۱۰-۳-۹-۲ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در کلیهٔ گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون باید به طور مجزا در امتداد هریک از محورهای اصلی مقطع ستون رابطهٔ زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M^{*}_{pc}}{\sum M^{*}_{pb}} > 1/0 \qquad (۱-۹-۳-۱۰)$$

که در آن:

$\sum M^{*}_{pc}$= مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با رابطهٔ زیر:

$$\sum M^{*}_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) \qquad (۲-۹-۳-۱۰)$$

$\sum M^{*}_{pb}$= مجموع تصاویر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر. این لنگرهای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr}=C_{pr}R_{yb}M_{pb}$ در محل تشکیل مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱).

در روابط فوق:

Z_c= اساس مقطع پلاستیک ستون

A_g= سطح مقطع ستون

F_y= تنش تسلیم فولاد ستون

P_{uc}= مقاومت فشاری مورد نیاز ستون حاصل از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته

M_{pb}= لنگر خمشی پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

R_{yb}= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شدهٔ مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱

C_{pr}= مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۵-۴

هر گونه کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه و یا فروش آن ممنوع می باشد

۲۳- در یک تیر بتن‌آرمه با آرماتور برشی، نیروی برشی مقاوم تمام عوامل به جز آرماتور برشی (V_c) نصف مقاومت ناشی از آرماتور برشی (V_s) می‌باشد. چنانچه فاصله آرماتورهای برشی در تیر به $\frac{2}{3}$ مقدار قبلی آن کاهش یابد و مقررات آیین‌نامه رعایت شده باشد، نسبت نیروی برشی مقاوم تیر در این حالت به حالت قبلی به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟

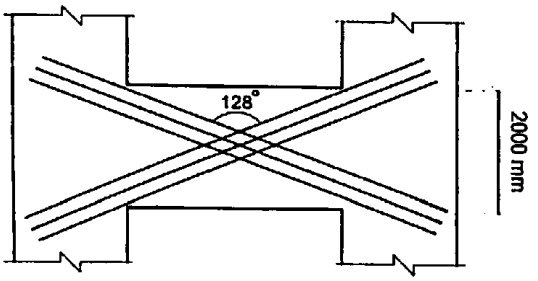
۱) 1.25 ۲) 1.33 ۳) 1.50 ۴) 1.75

گزینه ۲

$$V_r = V_c + V_s \quad \begin{cases} (V_r)_I = V_c + V_s = 0.5V_s + V_s = 1.5V_s \\ (V_r)_{II} = V_c + V_s = 0.5V_s + \frac{3}{2}V_s = 2V_s \end{cases} \rightarrow \frac{(V_r)_{II}}{(V_r)_I} = \frac{2}{1.5} = 1.33$$

www.hoseinzadeh.net

۲۴- تحلیل سازه‌ای بتنی با شکل‌پذیری زیاد نشان می‌دهد که نیروی برش نهایی در مقطع تیر همبند در دیوار همبسته نشان داده شده در شکل، V_u= 1650 kN است. چنانچه رده بتن C30، رده میلگرد S400 و عرض تیر همبند 400 mm فرض شود، حداقل سطح مقطع آرماتور قطری موردنیاز در هر شاخه ضربدری به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟



۱) $55.40\times10^2\ mm^2$

۲) $30.80\times10^2\ mm^2$

۳) $43.75\times10^2\ mm^2$

۴) $65.20\times10^2\ mm^2$

گزینه ۱

$$A_{vd}=\frac{V_u}{2f_{yd}Sin\alpha}=\frac{1650000}{2(0.85\times400)\times Sin26}=5535\ mm^2$$

۹-۲۳-۴-۳-۴-۲ مقاومت برشی در تیرهای همبند باید کلاً به وسیله آرماتورهای قطری که به صورت ضربدری و متقارن در سراسر طول تیر ادامه داشته و در دیوارهای طرفین تیر در طولی به اندازه یک و نیم برابر طول گیرایی میلگردها مهار می‌شوند، تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور قطری در هر یک از شاخه‌های ضربدری از رابطه (۹-۲۳-۶) محاسبه می‌شود:

$$A_{vd}=\frac{V_u}{۲f_{yd}\sin\alpha}\qquad(۹-۲۳-۶)$$

در این رابطه α زاویه بین میلگرد قطری و محور طولی تیر است.

www.hoseinzadeh.net

۲۵- در یک قطعه فشاری بتن مسلح مهارشده در صورتی‌که K = 1.0 و طول آزاد عضو 5.0 متر و ابعاد مقطع 400×400 mm باشد و لنگرهای خمشی مؤثر در دو انتهای عضو 60 و 80 کیلونیوتن‌متر و این لنگرها موجب انحنای ستون در دو جهت شوند، گزینه صحیح را انتخاب کنید. شعاع ژیراسیون مقطع برابر 0.3 بُعد کلی مقطع درنظر گرفته شود.)

۱) چون انحنای ستون در دو جهت است، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.
۲) چون مقدار K برابر واحد است، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.
۳) نمی‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.
۴) چون لنگرهای خمشی دو انتهای ستون هم علامت هستند، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.

گزینه ۳

$$\left(K\frac{l_u}{r}=1\frac{5000mm}{0.3\times 400}=41.66\right) \quad > \quad Min\left(34-12\frac{M_1}{M_2}\ ,\quad 40\right)$$

۹-۱۶-۷ ضوابط اثر لاغری

۹-۱۶-۷-۱ در قطعات فشاری مهارشده در صورتی که $K\frac{l_u}{r}\le(۳۴-۱۲\frac{M_۱}{M_۲})$ باشد، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر کرد. مقدار $(۳۴-۱۲\frac{M_۱}{M_۲})$ را نبایستی بیش از ۴۰ در نظر گرفت. نسبت $\frac{M_۱}{M_۲}$ مثبت است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در یک جهت شوند و منفی است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در دو جهت شوند.

www.hoseinzadeh.net

۲۶- حداکثر نیروی مقاوم برش دوطرفه یک دال تخت در مجاور یک ستون میانی با مقطع مربع، چنانچه از آرماتور برشی یا کلاهک برشی استفاده نشود، 635 کیلونیوتن است. اگر از آرماتور برشی کافی استفاده شود، می‌توان نیروی برشی مقاوم تا 703 کیلونیوتن را توسط فولاد برشی تأمین نمود. در این صورت کل نیروی برشی مقاوم به‌دست آمده برحسب kN به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک خواهد بود؟[منظور از برش، برش دوطرفه است. نسبت $(\frac{d}{b_0})$ (خارج‌قسمت عمق مؤثر دال به محیط مقطع بحرانی) حدود 0.1 بوده و فرض می‌شود لنگر متعادل نشده‌ای از دال به ستون منتقل نمی‌شود].

۱) 703 ۲) 950 ۳) 1020 ۴) 1338

گزینه ۲

با افزودن میلگرد برشی، مقاومت برشی بتن به نصف کاهش می یابد بنابراین:

$$V_r = V_c + V_s = \frac{635}{2} + 703 = 1020.5\ kN$$

مقدار فوق نباید از $3v_c b_0 d$ فراتر رود. با توجه به اینکه مقدار $V_c = 2v_c b_0 d$ برابر $635\ kN$ می باشد، بنابراین حداکثر مقدار قابل قبول برای Vr برابر است با:

$$V_r < 3v_c b_0 d = 1.5 \times 635 = 952.5\ kN$$

۹-۱۵-۱۷-۲-۴ در دال‌ها و شالوده‌هایی که در آنها از آرماتور برشی یا کلاهک برشی استفاده نمی‌شود مقدار V_c، برابر با کمترین مقادیر به دست آمده از سه رابطه (۹-۱۵-۳۳) الی (۹-۱۵-۳۵) در نظر گرفته می‌شود:

$$V_c = (۱ + \frac{۲}{\beta_c}) v_c b_o d \qquad (۹-۱۵-۳۳)$$

$$V_c = (\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1) v_c b_o d \qquad (۹-۱۵-۳۴)$$

$$\boxed{V_c = ۲ v_c b_o d} \qquad (۹-۱۵-۳۵)$$

۹-۱۵-۱۷-۲-۵ دردال‌ها و شالوده‌هایی که در آن‌ها از آرماتور برشی برای تأمین مقاومت برشی استفاده می‌شود مقدار V_c و V_s براساس ضوابط (الف) الی (پ) تعیین می‌شوند:

الف) مقدار V_c از رابطه (۹-۱۵-۳۶) محاسبه می‌شود:

$$\boxed{V_c = v_c b_o d} \qquad (۹-۱۵-۳۶)$$

ب) مقدار V_s، با استفاده از ضوابط بند ۹-۱۵-۴ محاسبه می‌شود.

پ) در این‌حالت مقدار V_r نباید بیشتر از $۳ v_c b_o d$ در نظر گرفته شود.

www.khanehdeh.net

۲۷- یک عضو تحت خمش در یک قاب بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد که ابعاد کلی مقطع b=300 mm و h=500 mm می‌باشد، با توجه به دیاگرام لنگر خمشی و نیروی برشی به‌دست آمده از تحلیل سازه به صورت زیر در تمام طول عضو مسلح گردیده است. آرماتور فوقانی 3Φ20 و آرماتور تحتانی 2Φ20 و خاموت بسته Φ10 @ 150 mm می‌باشند. در صورتی‌که پوشش بتن برابر 45 mm و نوع بتن C30 و رده فولاد S400 باشد، گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

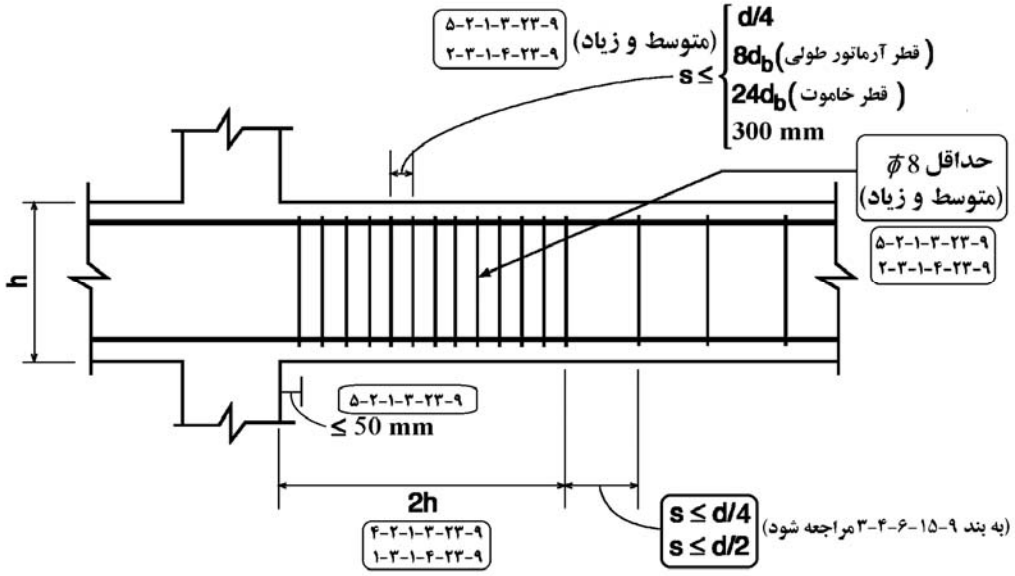
۱) آرماتور طولی تحتانی و فوقانی از نظر حداکثر سطح مقطع، قابل قبول نیستند.
۲) آرماتور طولی تحتانی مقطع از نظر حداقل سطح مقطع، قابل قبول نیست.
۳) آرماتور طولی فوقانی مقطع از نظر حداقل سطح مقطع، قابل قبول نیست.
۴) آرماتور برشی به‌کار برده شده قابل قبول نیست.

گزینه ۴

با توجه به شکل زیر (شکل از جزوه بتن) فواصل آرماتورهای عرضی در انتهای تیرهای ویژه و متوسط نباید از $d/4$ فراتر رود. بنابراین حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در تیر برابر است با:

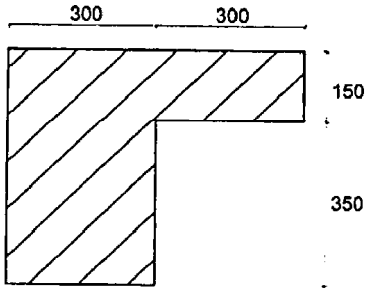
$$\frac{d}{4} = \frac{(500 - 45 - 10 - 10)}{4} = 108.75\ mm$$

$$S < Min\left(\frac{d}{4} = 108.75\ mm, 8d_b = 160, 24d = 240, 300\right) = 108.75\ mm$$



www.hoseinzadeh.net

۲۸- لنگر پیچشی ترک‌خوردگی مقطع بتنی معمولی درجا مطابق شکل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (نوع بتن C25 است و مقادیر بر روی شکل بر حسب میلی‌متر است.)



۱) 21.35 KN.m

۲) 17.35 kN.m

۳) 16.25 kN.m

۴) 23.45 kN.m

گزینه ۱

$$T_{cr}=\left(\frac{(300\times500+300\times150)^2}{600\times2+500\times2}\right)\times1.9\times\left(0.2\times0.65\sqrt{25}\right)=21.34\ kN.m$$

۹-۱۵-۷ حالت حدی نهائی پیچش

۹-۱۵-۷-۱ در صورتی‌که مقدار T_u از مقدار $0/25T_{cr}$ کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار T_{cr} از رابطه (۹-۱۵-۱۵) به دست می‌آید:

$$T_{cr}=\left(\frac{A_c^2}{P_c}\right)1/9v_c \qquad (۹-۱۵-۱۵)$$

λ ضریبی برای در نظر گرفتن بتن سبک است که طبق بند ۹-۱۳-۷-۸ تعیین می‌گردد.

۹-۱۵-۷-۲ در مقاطع تحت اثر پیچش، در مواردی که طراحی برای پیچش لازم باشد، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت باید بر اساس رابطه (۹-۱۵-۱۶) صورت گیرد:

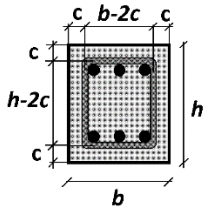
$$T_u\le T_r \qquad (۹-۱۵-۱۶)$$

در این رابطه T_r از رابطه (۹-۱۵-۱۷) محاسبه می‌شود:

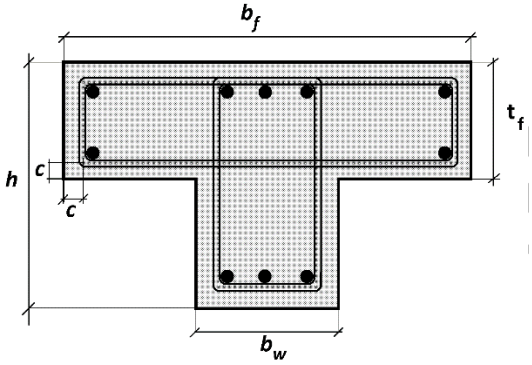
$$T_r=T_s \qquad (۹-۱۵-۱۷)$$

بدین منظور، علاوه بر خاموتهای بسته پیچشی باید فولادهای طولی پیچشی مطابق بند ۹-۱۵-۸-۳ نیز جداگانه طراحی گردد. در این مبحث از کمک بتن برای تأمین مقاومت پیچشی، به علت ترک خوردگی، صرفنظر شده است. مقدار T_s طبق ضوابط بندهای ۹-۱۵-۸ تا ۹-۱۵-۱۰ محاسبه می‌شود.

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



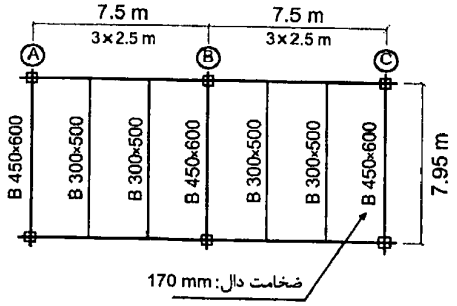
$A_c=bh$
$P_c=2(b+h)$
$A_{oh}=(b-2c)(h-2c)$
$P_h=2(b-2c)+2(h-2c)$



$A_c=b_w h+t_f(b_f-b_w)$
$P_c=2b_f+2h$
$A_{oh}=(b_w-2c)(h-2c)+(t_f-2c)(b_f-b_w)$
$P_h=2(b_f-2c)+2(h-2c)$

www.hoseinzadeh.net

۲۹- در تیرریزی یک سازه بتن مسلح مطابق شکل درنظر است، که مقطع تیر واقع در محورهای A و C به صورت مقطع T در طراحی درنظر گرفته شود تا سطح فشاری مقطع جهت کنترل تغییر شکل افزایش یابد. عرض مؤثر بال مقطع T با توجه به مقررات به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ ارقام مربوط به ابعاد مقطع تیر به ترتیب عرض و ارتفاع مقطع برحسب میلی‌متر است. مقطع تمام ستون‌ها 450×450 میلی‌متر است.



۱) 1075 میلی‌متر

۲) 625 میلی‌متر

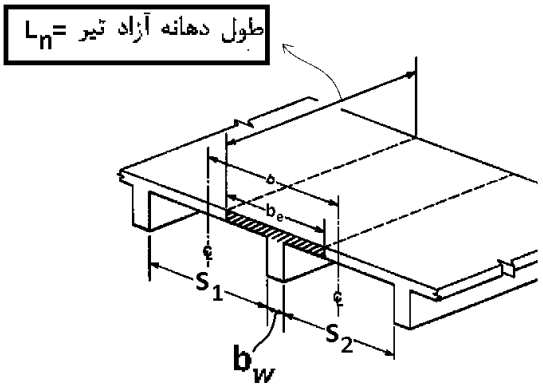
۳) 1470 میلی‌متر

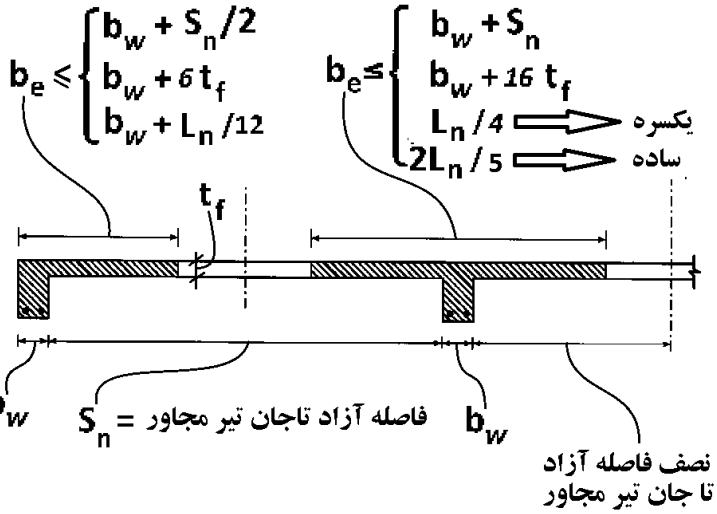
۴) 1270 میلی‌متر

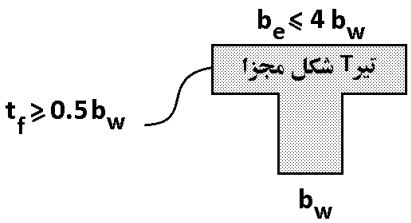
گزینه ۱

$$b_e = Min\left(b_w + \frac{S_n}{2}, b_w + 6t_f, b_w + \frac{L_n}{12}\right)$$

$$= Min\left(450 + \frac{2500 - \frac{450}{2} - \frac{300}{2}}{2}, 450 + 6 \times 170, 450 + \frac{(7950 - 450)}{12}\right) = Min(1512, 1470, 1075) = 1075\ mm$$







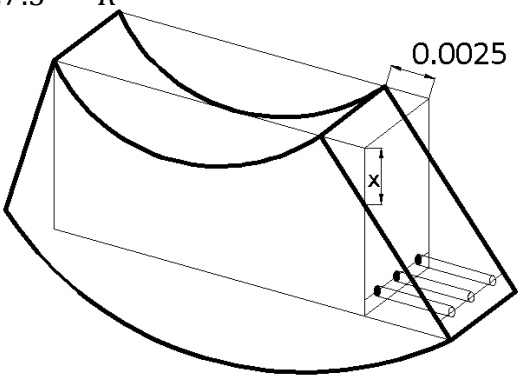
۳۰- در مقطعی از یک تیر بتن مسلح براثر لنگر خمشی وارده، به‌طور هم‌زمان کرنش در دورترین تار فشاری به 0.0025 و در مرکز میلگردهای کششی به 0.0030 رسیده است. اگر عمق مؤثر تیر برابر 500 mm باشد، شعاع انحنای تیر در آن مقطع حدوداً چند متر خواهد بود؟

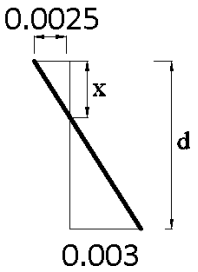
۱) 200 ۲) 167 ۳) 91 ۴) 1000

گزینه ۳

$$x = \frac{0.0025}{0.0025 + 0.003} d = 227.3$$

$$\frac{\varepsilon}{x} = \frac{1}{R} \quad \rightarrow \quad \frac{0.0025}{227.3} = \frac{1}{R} \quad R = 90920\ mm = 91\ m$$





www.hoseinzadeh.net

۳۱- یک مقطع بتن‌آرمه درجا با ابعاد $b = 300\ mm$، $d = 400\ mm$ و دارای چهار عدد میلگرد $\Phi 20$ از رده S400 در ناحیه کششی است. چنانچه نوع بتن مقطع از C25 به C50 تغییر یابد، لنگر خمشی مقاوم تیر حدوداً چند درصد افزایش می‌یابد؟

۱) 7 ۲) 12 ۳) 20 ۴) 30

گزینه ۱

$$\rho = \frac{4 \times 314}{300 \times 400} = 0.01$$

مقطع کم فولاد است. در مقاطع کم فولاد با تغییر مقاومت بتن، مقاومت خمشی حداکثر به میزان ۱۰ درصد ممکن است تغییر کند.

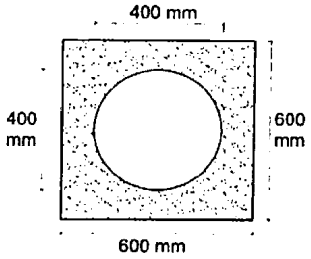
بنابراین گزینه ۱ صحیح خواهد بود:

$$\left.\begin{aligned}(M_r)_I &= \rho F_{yd} b d^2 \left(1 - \frac{1}{2\alpha}\rho\frac{F_{yd}}{f'_{cd}}\right)\\ (M_r)_{II} &= \rho F_{yd} b d^2 \left(1 - \frac{1}{2\alpha}\rho\frac{F_{yd}}{f'_{cd}}\right)\end{aligned}\right\}$$

$$\frac{(M_r)_{II}}{(M_r)_I} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2\alpha}\rho\frac{F_{yd}}{f'_{cd}}\right)}{\left(1 - \frac{1}{2\alpha}\rho\frac{F_{yd}}{f'_{cd}}\right)} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2\times 0.775}0.01\frac{0.85\times 400}{0.65\times 50}\right)}{\left(1 - \frac{1}{2\times 0.8125}0.01\frac{0.85\times 400}{0.65\times 25}\right)} = \frac{0.93}{0.87} = 1.07$$

www.hoseinzadeh.net

۳۲-مقطع مجوف تیر بتن مسلح به صورت شکل از مربع با اضلاع به طول 600 mm و دایره توخالی در وسط به شعاع 200 mm تشکیل شده است. با فرض اینکه مدول گسیختگی بتن برابر f_r=3 MPa باشد، بدون لحاظ اثر میلگردهای مقطع، لنگر خمشی ترک‌خوردگی تیر حول محور تقارن افقی (برحسب kN.m) حدوداً چقدر خواهد بود؟



۱) 78

۲) 83

۳) 95

۴) 108

گزینه ۳

$$M_{cr}=\frac{f_r I_g}{y_t}=\frac{3\left(\frac{600^4}{12}-\frac{\pi\times 200^4}{4}\right)}{300}=95.44\ kN.m$$

۹ – ۱۴ – ۲ – ۴ – ۲ ممان اینرسی مؤثر اعضا براساس مشخصات مقطع و میزان ترک خوردگی آنها به شرح الف و ب این بند محاسبه می‌شود:

الف) در وسط دهانه اعضای تکیه گاههای ساده و در تکیه‌گاه اعضای طره‌ای از رابطه (۹ – ۱۴ – ۱) محاسبه می‌شود:

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

در این رابطه مقدار M_{cr} از رابطه (۹ – ۱۴ – ۲) محاسبه می‌شود:

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

مقدار f_r نیز با استفاده‌از رابطه (۹ – ۱۴ – ۳) محاسبه می‌شود:

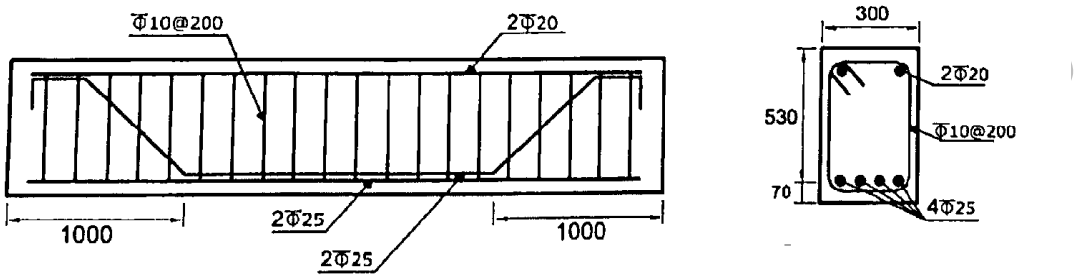
$$f_r=۰/۶\sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۴-۳)$$

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

www.hoseinzadeh.net

۳۳-در یک تیر بتنی پیش‌ساخته با مقطع نشان داده شده، برای تأمین مقاومت برشی کافی دو عدد از چهار میلگرد Φ25 در فاصله یک متری از تکیه‌گاه با زاویه 45 درجه خم شده‌اند. نیروی برشی مقاوم مقطع (بدون درنظر گرفتن اثر خمش و نیروی محوری) در ناحیه خم برحسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فولاد میلگردها S400 و بتن C25 است. ابعاد روی شکل برحسب میلی‌متر است).

۱) 416　　۲) 436　　۳) 498　　۴) 505



گزینه ۱

مقاومت برشی بتن:

$$V_c = v_c bd = (0.2 \times 0.7 \times \sqrt{25}) \times 300 \times 530 = 111.3\ kN$$

مقاومت برشی خاموت ها:

$$V_{s1} = \left(0.85 \times (2 \times 3.14 \times 5^2) \times 400 \times \frac{530}{200}\right) = 141.46\ kN$$

مقاومت برشی میلگردهای خم شده:

$$V_{s2} = (0.85 \times (2 \times 3.14 \times 12.5^2) \times 400 \times Sin45) = \mathbf{235.9\ kN} < 1.5 v_c bd = 1.5 \times 111.3 = \mathbf{167\ kN}$$

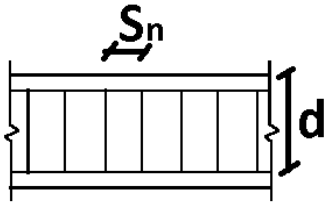
$$V_r = V_c + V_{s1} + V_{s2} = 111 + 141.46 + 167 = 419.46\ kN$$

۹-۱۵-۴-۲-۲ نیروهای برشی مقاوم انواع آرماتورها

مقدار V_s در حالات مختلف براساس بندهای ۹-۱۵-۴-۲-۱ تا ۹-۱۵-۴-۲-۶ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۵-۴-۲-۱ وقتی‌که از آرماتور برشی عمود بر محور عضو استفاده می‌شود:

$$V_S = \varphi_s A_{sv} f_{yv} \frac{d}{S_n} \qquad (۹-۱۵-۱۰)$$



۹-۱۵-۴-۲-۳ وقتی‌که آرماتور برشی شامل یک میلگرد منفرد یا یک ردیف میلگردهای متوازی باشد که همگی در فاصله‌ای یکسان از تکیه‌گاه خم شده باشند:

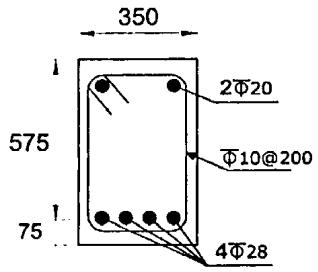
$$V_S = \varphi_s A_{sv} f_{yv} \sin\alpha \qquad (۹-۱۵-۱۲)$$

مقدار V_s در این حالت نباید بیشتر از $1/5 v_c b_w d$ در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۴-۲-۶ در صورتی که بیش از یک نوع آرماتور برشی در یک ناحیه از عضوی مورد استفاده قرار گیرد، مقدار V_s برابر مجموع مقادیر نظیر محاسبه شده برای انواع مختلف آرماتورها می‌باشد.

هر گونه کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه و یا فروش آن ممنوع می باشد

۳۴-یک مقطع بتنی درجا با شکل مقابل تحت نیروی برشی نهایی 150 kN و نیروی محوری نهایی 250 kN قرار دارد. نسبت نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن در حالتی که نیروی محوری به صورت فشاری وارد شود، به حالتی که نیروی محوری به صورت کششی وارد شود، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (رده بتن C25، فولاد میلگردها S400 هستند. ابعاد روی شکل به میلی‌متر است.)



۱) 1.0

۲) 1.3

۳) 1.7

۴) 2.0

گزینه ۳

$$\left.\begin{aligned} V_{c-comp} &= v_c\left(1+\frac{N_u}{12A_g}\right)b_w d \\ V_{c-tension} &= v_c\left(1+\frac{N_u}{3A_g}\right)b_w d \end{aligned}\right\} \quad \frac{V_{c-comp}}{V_{c-tension}} = \frac{\left(1+\frac{N_u}{12A_g}\right)}{\left(1+\frac{N_u}{3A_g}\right)} = \frac{\left(1+\frac{250000}{12\times350\times650}\right)}{\left(1-\frac{250000}{3\times350\times650}\right)} = 1.7$$

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

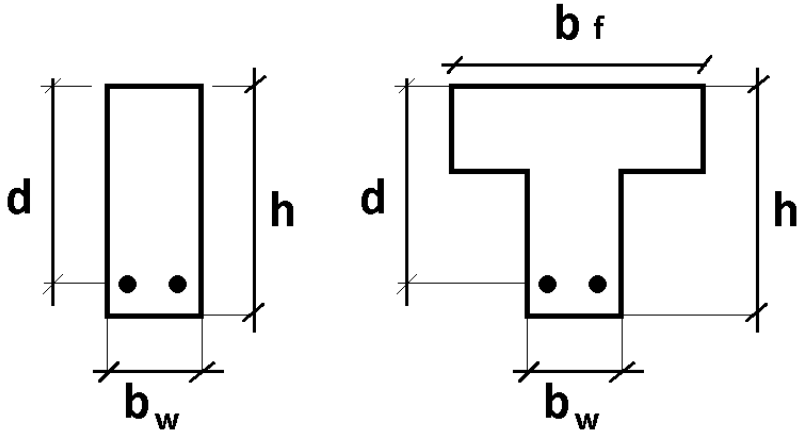
۹-۱۵-۳-۱ V_c را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۵-۳-۱-۱ تا ۹-۱۵-۳-۱-۳ و یا با جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۹-۱۵-۳-۲ محاسبه نمود.

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

$$V_c = v_c b_w d \qquad (۹-۱۵-۳)$$

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

$$v_c = ۰/۲\varphi_c \lambda \sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۵-۴)$$



۹-۱۵-۳-۱-۲ برای اعضایی‌که تحت اثر برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c(۱+\frac{N_u}{۱۲A_g})b_w d \qquad (۹-۱۵-۵)$$

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

$$V_c = v_c(۱+\frac{N_u}{۳A_g})b_w d \geq ۰ \qquad (۹-۱۵-۶)$$

در این رابطه، N_u منفی است.

www.hoseinzadeh.ir

۳۵-در یک ساختمان بتنی درجا با شکل‌پذیری متوسط، در صورتی‌که نیروی محوری نهایی ستون‌های طبقه بام 12 درصد حاصل‌ضرب مقاومت فشاری مشخصه بتن در سطح مقطع کلی ستون باشد، حداکثر فاصله خاموت‌های بسته در طول ستون در نواحی بحرانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید برش نهایی عضو نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب نکند. بتن از رده C25 و فولاد از نوع S340 است. میلگردهای طولی Φ20، خاموت‌ها Φ10 و ابعاد ستون 500×500 میلی‌متر و ارتفاع مؤثر مقطع 420 میلی‌متر است.)

۱) 200 میلی‌متر
۲) 80 میلی‌متر
۳) 105 میلی‌متر
۴) 160 میلی‌متر

گزینه ۴

معیار تیر یا ستون بودن محدوده نیروی محوری عضو می باشد. در ترکیب بارهایی که نیروی محوری کم است، عضو تیر محسوب می شود و باید ضوابط تیر را رعایت کند و در ترکیب بارهایی که نیروی محوری بیشتر از $0.15f_{cd}$ می باشد عضو ستون محسوب شده و باید ضوابط ستونها در مورد آن رعایت شود:

۹-۲۳ ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

۹-۲۳-۲ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۳-۲-۱ تعاریف

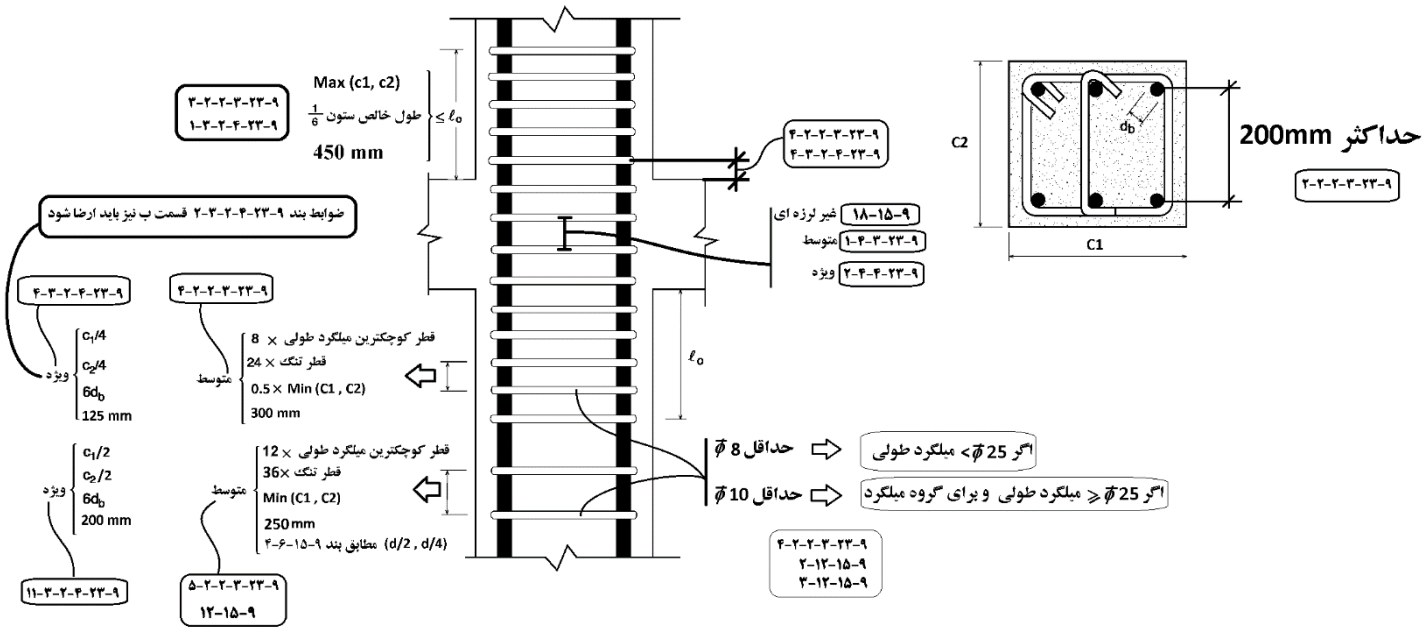
۹-۲۳-۲-۱-۲ اعضای تحت فشار و خمش و اعضای تحت خمش

اعضای تحت فشار و خمش به اعضایی اطلاق می‌شود که در آنها علاوه بر وجود لنگر خمشی نیروی محوری فشاری نهایی‌بیشتر از $0/15f_{cd}A_g$ باشد. در صورتی که نیروی محوری فشاری نهایی کمتر از این مقدار باشد، عضو خمشی محسوب می‌شود.

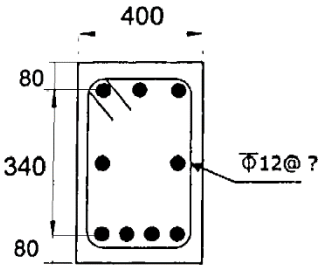
$$0.15f_{cd}A_g = 0.15 \times 0.65 \times f_cA_g = 0.1f_cA_g$$

با توجه به اینکه نیروی وارد بر ستون $0.12f_cA_g$ می باشد، این عضو "عضو فشاری" محسوب می شود و تنگها باید ضوابط ستون را ارضا کنند:

$$s < Min(8 \times 20, 24 \times 10, 0.5 \times 500, 300) = 160\ mm$$



۳۶- با فرض اینکه برای مقطع نشان‌داده شده در شکل زیر طراحی برای پیچش ضروری بوده و مقدار برش نهایی ناچیز باشد، حداکثر فاصله خاموت‌های بسته، بدون توجه به مقدار محاسباتی ناشی از لنگر پیچشی، حدوداً چند میلی‌متر می‌باشد؟ (بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 فرض شود. ابعاد در شکل به میلی‌متر است.)



۱) 210
۲) 375
۳) 420
۴) 750

گزینه ۱

اگر پوشش بتن را "تا آکس خاموت" حدودا $c = 80 - 10 - 6 = 64mm$ فرض کنیم:

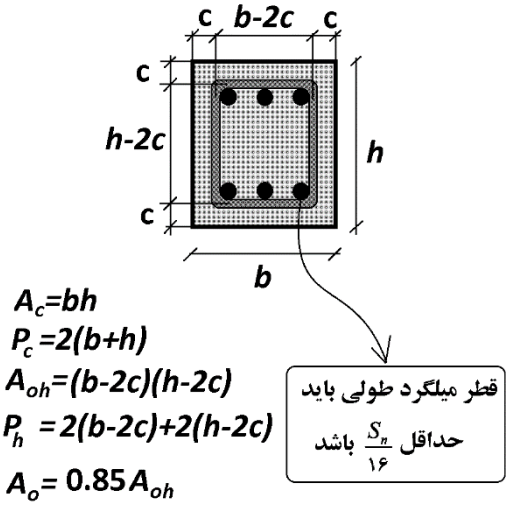
$$s < Min\left(\frac{P_h}{8}, 300\right) = Min\left(\frac{2(400 - 2\times 64) + 2(500 - 2\times 64)}{8}, 300\right) = 161\ mm$$

۹-۱۵-۶-۳ حداقل آرماتور برشی

۹-۱۵-۶-۴-۳ چنانچه براساس بند ۹-۱۵-۷-۱ طراحی برای پیچش لازم باشد، حداقل سطح مقطع خاموت برشی و پیچشی بسته در مجموع از رابطه (۹-۱۵-۱۴) بدست می‌آید.

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

این آرماتورها باید از نوع خاموت بسته باشد، ضمناً تعبیه حداقل فولاد پیچشی طولی نیز الزامی است.



۹-۱۵-۱۰ محدودیت‌های آرماتورهای پیچشی

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

$$S_{max} = \min(\frac{P_h}{8}, 300) \qquad (۹-۱۵-۲۰)$$

www.hoseinzadeh.net

۳۷-مقطع یک تیر خمشی بتن مسلح دارای عرض و ارتفاع مؤثر به ترتیب 400 و 655 میلی‌متر است. اگر بتن از رده C25 و آرماتورهای مصرفی از نوع S340 و آرماتورهای کششی محاسباتی معادل 4Φ20 باشد، مقدار سطح مقطع آرماتور کششی لازم جهت تعبیه در مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) $12.57\times10^2\ mm^2$
۲) $10.74\times10^2\ mm^2$
۳) $9.64\times10^2\ mm^2$
۴) $16.72\times10^2\ mm^2$

گزینه ۱

درصد میلگرد محاسبه شده برای تیر برابر است با:

$$\rho_{\text{محاسباتی}} = \frac{4\times314}{400\times655} = 0.00479$$

درصد میلگرد کم به نظر می رسد. باید میلگرد حداقل را محاسبه کنیم:

$$\rho_{\text{تیرها}-min} = \text{Min}\begin{bmatrix} Max\left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y},\frac{1.4}{F_y}\right) \\ 1.33\times\left(\text{درصد میلگرد کششی محاسباتی}\right)\end{bmatrix} = \text{Min}\begin{bmatrix} Max\,(0.0036,0.0041) \\ 1.33\times(0.00479)\end{bmatrix} = 0.0041$$

نتیجه: $4\varphi20 = 4\times314 = 1256\ mm^2$ از حداقل بیشتر بوده و می تواند استفاده شود.

۹-۱۴-۵-۲ حداقل مقدار آرماتور کششی

۹-۱۴-۵-۲-۱ در هر مقطع از قطعات میله‌ای تحت خمش (به جز موارد مندرج در بند ۹-۱۴-۵-۲-۳) مقدار آرماتور به کار رفته در مقطع، A_s، باید به گونه‌ای باشد که رابطه (۹-۱۴-۷) برقرار باشد:

$$\rho \geq \max\left(\frac{۱/۴}{f_y},\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y}\right) \qquad (۹-۱۴-۷)$$

۹-۱۴-۵-۲-۲ در تیرهای با مقطع **T** شکل و تیرچه‌هایی که درآنها جان مقطع درکشش قرار دارد ρ، به دست آمده از بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ متناظر با سطح مقطع موثر $A_e = b_w d$ می‌باشد. در اعضای معین استاتیکی با مقطع **T** شکل که بال مقطع در کشش می‌باشد مقدار بدست آمده از بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ متناظر با سطح مقطع موثر، A_e، که بر اساس جایگزینی b_w با کمترین دو مقدار $۲b_w$ و عرض‌بال، محاسبه شده باشد، خواهد بود.

۹-۱۴-۵-۲-۳ در صورتی که سطح مقطع فولاد کششی محاسبه شده با فرضیات بند ۹-۱۴-۳ کمتر از مقادیر حاصل از بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ و ۹-۱۴-۵-۲-۲ باشد، قرار دادن ۱/۳۳ برابر مقدار حاصل از محاسبه به عنوان فولاد کششی مقطع کافی می‌باشد.

شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۱-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۹-۲۳-۳-۱-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر $\frac{۱/۴}{f_y}$ و $\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابند.

شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۱-۲ آرماتور طولی

۹-۲۳-۴-۱-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتور، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر $\frac{۱/۴}{f_y}$ و $\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلیمتر یا بیشتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول تعبیه شود.

www.hoseinzadeh.net
هر گونه کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه و یا فروش آن ممنوع می باشد

۳۸- در یک قاب بتن آرمه با مهارجانبی دو ستون لاغر با مشخصات مصالح، مقطع و ارتفاع یکسان را درنظر بگیرید. هر دو ستون دارای بار محوری دائمی نهایی برابر 800 kN می‌باشند. ستون اول دارای بار محوری نهایی کل 1600 kN و ستون دوم دارای بار محوری کل نهایی 1200 kN است. ضریب طول مؤثر برای هر دو ستون واحد فرض می‌شود. اگر بار بحرانی ستون اول 4500 kN باشد، براساس رابطه دقیق‌تر، بار بحرانی ستون دوم حدوداً چند کیلونیوتن است؟

۱) 3750 ۲) 4050 ۳) 5000 ۴) 5850

گزینه ۲

$$\left.\begin{aligned} N_{cI} &= \frac{\pi^2 (EI_e)_I}{(kl_u)^2} \\ N_{cII} &= \frac{\pi^2 (EI_e)_{II}}{(kl_u)^2} \end{aligned}\right\} \xrightarrow{k,l_u \text{ یکسان}} \frac{N_{cI}}{N_{cII}} = \frac{(EI_e)_I}{(EI_e)_{II}} = \frac{\left(\frac{0.2E_cI_g + E_sI_{se}}{1+\beta_d}\right)_I}{\left(\frac{0.2E_cI_g + E_sI_{se}}{1+\beta_d}\right)_{II}}$$

$$\xrightarrow{E_c, I_g, E_s, I_{se} \text{ یکسان}} \frac{N_{cI}}{N_{cII}} = \frac{(1+\beta_d)_{II}}{(1+\beta_d)_I} = \frac{\left(1+\frac{800}{1200}\right)_{II}}{\left(1+\frac{800}{1600}\right)_I} = 1.111 \rightarrow \frac{4500}{N_{cII}} = 1.1111 \rightarrow N_{cII} = 4050\ kN$$

۹-۱۶-۸-۲ تشدید لنگر در طبقات مهار شده

در قطعات فشاری طبقات مهارشده مقدار M_c از رابطه (۹-۱۶-۸) محاسبه می‌شود:

$$M_c = \delta_b M_2 \qquad (۹-۱۶-۸)$$

ضریب δ_b از رابطه (۹-۱۶-۹) محاسبه می‌شود:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{1/15\varphi_c N_c}} \geq 1 \qquad (۹-۱۶-۹)$$

در این رابطه ضریب C_m و بار بحرانی N_c به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

ضریب C_m، در مواردی که در فاصله بین دو انتهای قطعه فشاری بار جانبی وارد نشود از رابطه (۹-۱۶-۱۰) محاسبه می‌گردد:

$$C_m = 0/6 + 0/4\left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}}\right) \geq 0/4 \qquad (۹-۱۶-۱۰)$$

در سایر موارد $C_m = 1$ است.

در رابطه (۹-۱۶-۱۰) نسبت $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ با توجه به بند ۹-۱۶-۷-۱ در نظر گرفته شود.

بار بحرانی N_c از رابطه (۹-۱۶-۱۱) محاسبه می‌شود:

$$N_c = \frac{\pi^2 EI_e}{(kl_u)^2} \qquad (۹-۱۶-۱۱)$$

که در آن

$$EI_e = \frac{0/2E_cI_g + E_sI_{se}}{1+\beta_d} \qquad (۹-۱۶-۱۲)$$

یا به طور تقریبی

$$EI_e = 0/25E_cI_g \qquad (۹-۱۶-۱۳)$$

ضریب k در رابطه (۹-۱۶-۱۱)، برای محاسبه N_c، از بند ۹-۱۶-۵-۲ به دست می‌آید.

β_d = الف) برای قاب‌های مهار شده β_d نسبت بار محوری دائمی نهایی به بار محوری نهایی کل می‌باشد.
ب) برای قاب‌های مهار نشده، β_d نسبت برش نهایی دائمی یک طبقه به برش نهایی کل آن طبقه می‌باشد.

δ_b = ضریب تشدید متعلق به اثر انحنای قطعه

M_1 = کوچکترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای عضو فشاری (مقدار M_1 مثبت است اگر

M_2 = بزرگترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای عضو فشاری (مقدار M_2 همواره مثبت فرض می‌شود)، نیوتن- میلی‌متر

M_{1b} = لنگرخمشی نهایی انتهای عضو فشاری، در انتهایی که M_1 بر آن اثر می‌کند، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد نمی‌کنند، نیوتن- میلی‌متر

M_{2b} = لنگرخمشی نهایی انتهای عضو فشاری، در انتهایی‌که M_2 بر آن اثر می‌کند، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد نمی‌کنند، نیوتن- میلی‌متر

M_c = لنگر خمشی نهایی تشدید شده، نیوتن - میلی‌متر

C_m = ضریبی که مقادیر واقعی لنگر را به مقادیر معادل با لنگر یکنواخت تبدیل می‌کند.

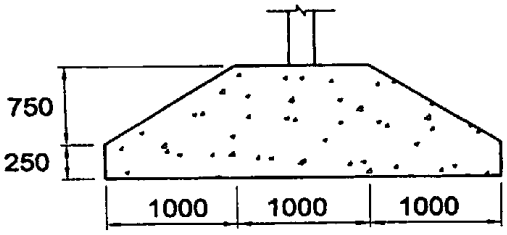
N_c = بار بحرانی، نیوتن

N_u = بار محوری فشاری نهایی، نیوتن

I_e = ممان اینرسی مؤثر مقطع، میلی‌متر به توان چهار

I_g = ممان اینرسی کل مقطع، میلی‌متر به توان چهار

۳۹-پی نواری بتنی درجا در زیر یک دیوار دارای مقطع نشان داده شده، می‌باشد. مقدار حداقل سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی در این پی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 می‌باشد.)



۱) $25\times10^2\ mm^2$

۲) $28\times10^2\ mm^2$

۳) $43\times10^2\ mm^2$

۴) $46\times10^2\ mm^2$

گزینه ۳

مساحت مقطع پی برابر است با:

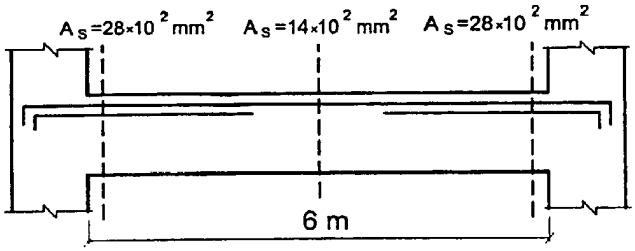
$$A_g = (250 \times 3000) + \left(\frac{3000 + 1000}{2}\right) \times 750 = 2250000\ mm^2$$

$$\left(\rho = \frac{A_s}{A_g}\right) > \frac{0.16\sqrt{f_{cd}}}{F_{yd}} = \frac{0.16\sqrt{0.65 \times 25}}{0.85 \times 400} = 0.001897 \quad \rightarrow \quad A_s > 0.001897 A_g$$

$$\rightarrow \quad A_s > 0.001897(2250000) = 4268\ mm^2$$

www.hoseinzadeh.net

۴۰- در تیربتنی شکل زیر مقدار آرماتور موردنیاز فوقانی با رعایت مقادیر حداقل و حداکثر در سه ایستگاه گزارش شده است. چنانچه توزیع مقدار آرماتورهای موردنیاز در بین هر دو نیمه تیرخطی فرض شود، کدامیک از آرماتورهای زیر برای تهیه کروکی این تیر مناسب‌تر است؟



۱) 4Φ25 برای آرماتورهای سراسری به علاوه 2Φ25 برای آرماتورهای تقویتی
۲) 3Φ25 برای آرماتورهای سراسری به علاوه 3Φ25 برای آرماتورهای تقویتی
۳) 2Φ25 برای آرماتورهای سراسری به علاوه 4Φ25 برای آرماتورهای تقویتی
۴) 3Φ25 برای آرماتورهای سراسری به علاوه 6Φ25 برای آرماتورهای تقویتی

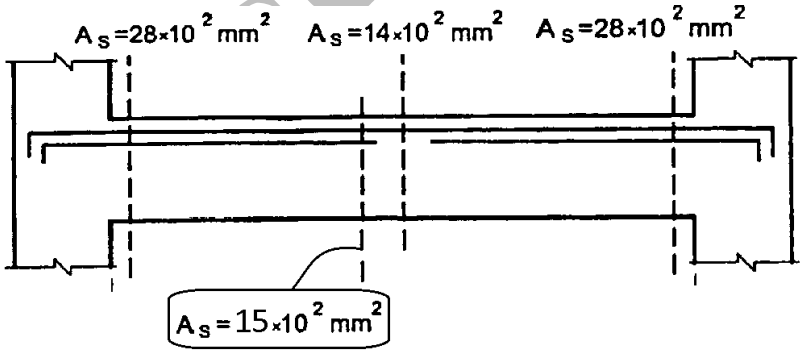
گزینه ۱

باید با حذف گزینه ها پاسخ دهیم:

گزینه ۴: در انتهای تیر $6\varphi25 = 2946\ mm^2$ کفایت می کند. در حالیکه در گزینه ۴ در دو انتها $\varphi25$ $(3 + 6 = 9)$ میلگرد منظور شده است که غیر اقتصادی است و بنابراین گزینه ۴ پاسخ نمی باشد.

گزینه ۳: در وسط تیر $3\varphi25 = 1473\ mm^2$ لازم است. در حالیکه در گزینه ۳ برای وسط تیر تنها $2\varphi25$ منظور شده است که کافی نیست و بنابراین گزینه ۳ پاسخ نمی باشد.

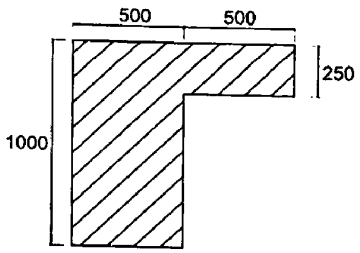
گزینه۲: در صورتی که میلگردهای سراسری $3\varphi25 = 1473\ mm^2$ انتخاب شوند، عملا میلگردهای تقویتی باید تا وسط تیر ادامه یابند. به شکل زیر توجه کنید. اگر وسط تیر $1400mm^2$ میلگرد لازم باشد، مسلما اندکی جلوتر $1500mm^2$ لازم خواهد بود. بنابراین میلگردهای تقویتی تا نزدیکی وسط تیر باید ادامه یابند که غیر اقتصادی خواهد بود



بنابراین باید طراح میلگردهای سراسری را کمی بیشتر از مقدار مورد نیاز در وسط تیر منظور کند تا تقویتی ها را بتوان عقب تر قطع کرد.

www.hoseinzadeh.

۴۱- مقطع یک تیر بتن مسلح درجا مطابق شکل زیر که با بتن معمولی و از رده C30 و آرماتورها از رده S400 می‌باشند، تحت تأثیر پیچش قرار می‌گیرد. لنگر نهایی پیچشی حداکثر چه مقدار باشد که مقطع به لحاظ محاسباتی نیازی به آرماتورهای پیچشی نداشته باشد؟ (ابعاد شکل به میلی‌متر است.)



۱) 43 kN

۲) 53 kN

۳) 23 kN

۴) 33 kN

گزینه ۴

$T_u < 0.25T_{cr}$ → نیاز به آماتور پیچشی نخواهد بود

$$T_u < 0.25T_{cr} = 0.25\left(\frac{(500\times1000+500\times250)^2}{1000\times2+1000\times2}\right)\times1.9\times\left(0.2\times0.65\sqrt{30}\right)=33\ kN.m$$

۹-۱۵-۷ حالت حدی نهائی پیچش

۹-۱۵-۷-۱ در صورتی‌که مقدار T_u از مقدار $0.25T_{cr}$ کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار T_{cr} از رابطه (۹-۱۵-۱۵) به دست می‌آید:

$$T_{cr}=\left(\frac{A_c^2}{P_c}\right)1.9v_c \qquad (۹-۱۵-۱۵)$$

λ ضریبی برای در نظر گرفتن بتن سبک است که طبق بند ۹-۱۳-۷-۸ تعیین می‌گردد.

۹-۱۵-۷-۲ در مقاطع تحت اثر پیچش، در مواردی که طراحی برای پیچش لازم باشد، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت باید بر اساس رابطه (۹-۱۵-۱۶) صورت گیرد:

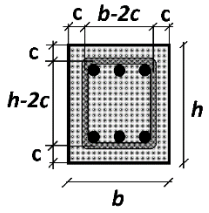
$$T_u \le T_r \qquad (۹-۱۵-۱۶)$$

در این رابطه T_r از رابطه (۹-۱۵-۱۷) محاسبه می‌شود:

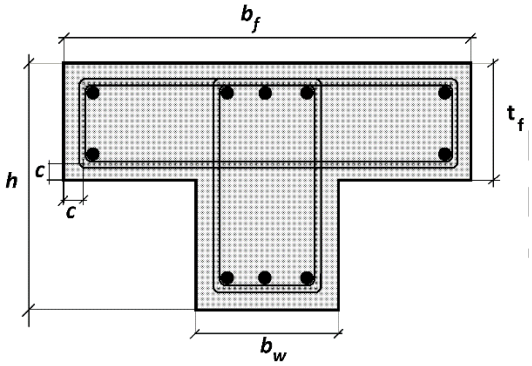
$$T_r = T_s \qquad (۹-۱۵-۱۷)$$

بدین منظور، علاوه بر خاموتهای بسته پیچشی باید فولادهای طولی پیچشی مطابق بند ۹-۱۵-۸-۳ نیز جداگانه طراحی گردد. در این مبحث از کمک بتن برای تأمین مقاومت پیچشی، به علت ترک خوردگی، صرفنظر شده است. مقدار T_s طبق ضوابط بندهای ۹-۱۵-۸ تا ۹-۱۵-۱۰ محاسبه می‌شود.

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



$A_c=bh$
$P_c=2(b+h)$
$A_{oh}=(b-2c)(h-2c)$
$P_h=2(b-2c)+2(h-2c)$



$A_c= b_w h + t_f(b_f - b_w)$
$P_c=2b_f+2h$
$A_{oh}=(b_w-2c)(h-2c)+(t_f-2c)(b_f-b_w)$
$P_h=2(b_f-2c)+2(h-2c)$

www.hoseinzadeh.net

۴۲- طول آزاد یک تیر نعل‌درگاه فولادی 3.6 متر و وزن واحد سطح دیوار آجری روی آن 4650 نیوتن بر مترمربع است. اگر طول محاسباتی این تیر برابر با طول آزاد آن و تکیه‌گاه‌های آن مفصلی درنظر گرفته شود، براساس معیار حالت حدی تسلیم حداقل اساس مقطع پلاستیک موردنیاز به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (فرض کنید مقطع تیر نعل‌درگاهی فشرده است. $F_y=240\ MPa$)

۱) $128\times10^3\ mm^3$
۲) $162\times10^3\ mm^3$
۳) $75\times10^3\ mm^3$
۴) $102\times10^3\ mm^3$

گزینه ۴

۸-۳-۱-۱۲ نعل‌درگاه

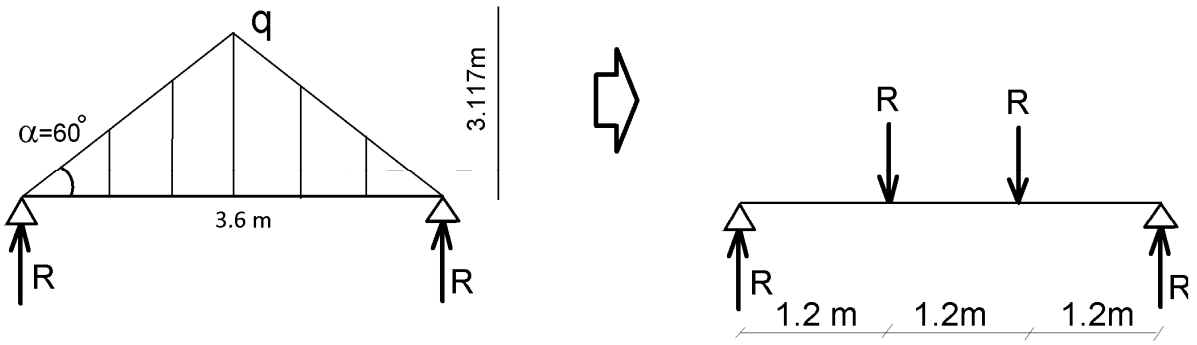
۱- به جز نعل‌درگاه‌ها در طبقه زیرزمین، نعل‌درگاه می‌تواند از مصالحی مانند آجر مسلح، چوب، فولاد، بتن درجا و بتن پیش‌ساخته باشد.

۲- بار وارد بر نعل‌درگاه عبارت است از بخشی از دیوار مثلثی شکل که اضلاع جانبی آن با افق زاویه ۶۰ درجه می‌سازد. تمام بار مثلث به اضافه کف‌ها و تیرها بایستی در نظر گرفته شوند.

$$q = 4.650\frac{kN}{m^2}\times 3.117m = 14.49\frac{kN}{m} \quad \rightarrow \quad R = \frac{\left(\frac{qL}{2}\right)}{2} = \frac{\left(\frac{14.49\times3.6}{2}\right)}{2} = 13.04\ kN$$

$$\rightarrow \quad M_{dead} = R\times 1.2m = 15.65\ kN.m \qquad \rightarrow M_u = 1.4M_{dead} = 21.915\ kN.m$$

$$\rightarrow M_u = 21.915\ kN.m < \left(\varphi Z F_y = 0.9\times240\times Z\right) \quad \rightarrow \quad Z_{\text{لازم}} = 101458\ mm^3$$



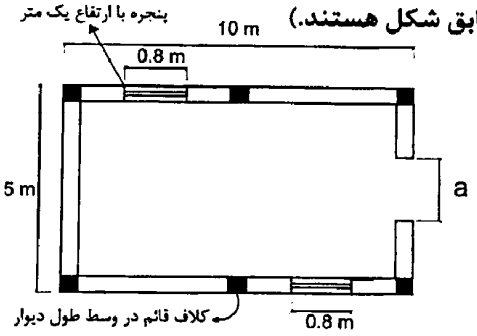
۴۳-یک ساختمان انبار یک طبقه با مصالح بلوک سیمانی محصور شده با کلاف در شهر کرج واقع شده است. دیوارهای باربر با ضخامت 350 mm با ارتفاع 4 m می‌باشد. درِ ورودی با عرض a و ارتفاع 2.4 متر می‌باشد. حداکثر مجاز عرض در (a) برحسب متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (موقعیت کلاف‌های قائم مطابق شکل هستند.)

۱) 1.2

۲) 1.8

۳) 1.4

۴) 1.6



گزینه ۳

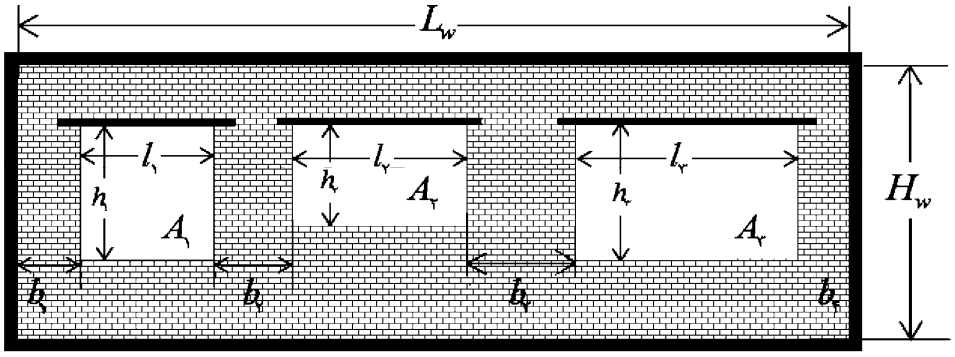
کنترل درصد دیوار: $\frac{L\times 0.35m}{5\times 10} > 0.06 \rightarrow \begin{matrix} L > 8.57m \\ L = 10 - a \end{matrix} \rightarrow a < 1.43\,m$

جدول ۷-۳ حداقل مقدار دیوار سازه‌ای در هر امتداد ساختمان برای مناطق مختلف خطرنسبی

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

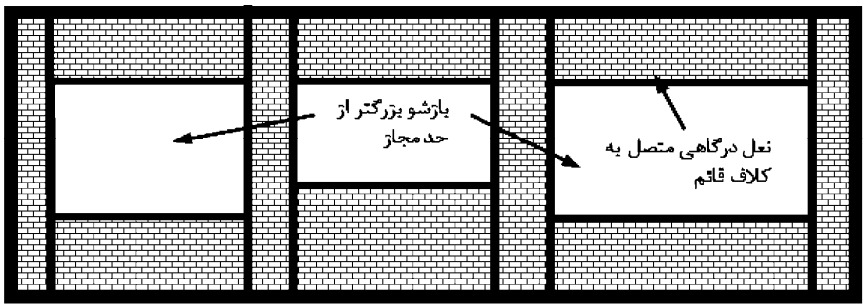
اطراف بازشو، کلاف نداریم:

$$A < \frac{1}{3}L_w H_w \rightarrow a\times 2.4 < \frac{1}{3}\times 5\times 4 \rightarrow a < 2.7\ m$$
$$b_4 < \frac{2}{3}h_w \rightarrow \left(\frac{5-a}{2}\right) < \frac{2}{3}\times 2.4 \rightarrow a < 1.8\ m$$



$$A_1 + A_2 + A_3 \le \frac{1}{3}(L_w \times H_w)$$
$$b_1 \ge \frac{2}{3}h_1 \ ,\ \ge 25\,cm$$
$$b_2 \ge \frac{2}{3}h_1 \ ,\ \ge \frac{1}{6}(l_1 + l_2)$$

در صورت عدم تحقق شرایط فوق



$$l_1 + l_2 + l_3 \le \frac{1}{2}L_w$$
$$b_3 \ge \frac{2}{3}h_2 \ ,\ \ge \frac{1}{6}(l_2 + l_3) \qquad h_i \le 2/5m$$
$$b_4 \ge \frac{2}{3}h_3 \ ,\ \ge 75\,cm \qquad l_i \le 2/5\,m$$

هر گونه کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه و یا فروش آن ممنوع می باشد

۴۴- در تراز بام یک ساختمان بنایی محصور شده با کلاف، پیش‌آمدگی در هر چهارطرف برای ایجاد سایه درنظر گرفته شده است. اگر پلان ساختمان به صورت مستطیل به ابعاد 18.1×23.8 متر باشد، برای آنکه محاسبه نیروی قائم زلزله ضرورت نداشته باشد، حداکثر مساحت کل بام حدوداً چند مترمربع خواهد بود؟ (بام ساختمان را مستطیل‌شکل درنظر بگیرید.)

۱) 542 ۲) 537 ۳) 527 ۴) 482

$$A = 26.2 \times 20.5 = 537.1m^2$$

۸-۵-۵-۳ برش قائم

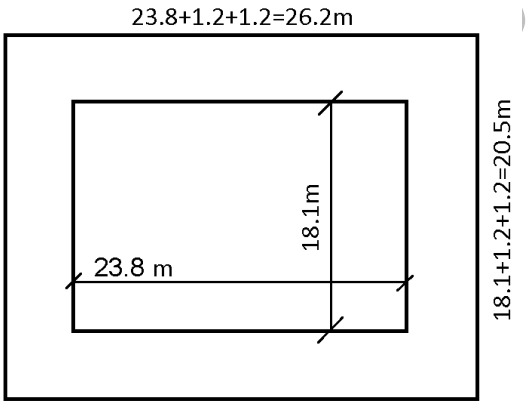
الف) پیشامدگی سقف

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

۱- طول پیشامده طره در مورد بالکن‌های سه طرف باز از ۱/۲ متر و برای بالکن‌های دو طرف باز از ۱/۵ متر بیشتر نباشد و طره‌ها بخوبی در سقف طبقه مهار شوند.

۲- در صورتی‌که طول پیشامده طره از حدود مذکور در فوق تجاوز نماید طره باید در برابر نیروهای قائم زلزله مطابق مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان محاسبه گردد.

۳- روی هیچ قسمت پیشامدگی ساختمان نباید دیواری ساخته شود ولی ساخت جان‌پناه تا ارتفاع ۷۰۰ میلی‌متر مجاز است.



www.hoseinzadeh.net

۴۵-در یک ساختمان بنایی مسلح واقع در تبریز، میلگردهای افقی یکی از دیوارهای به ضخامت 350 mm، Φ10@250 mm است حداقل میلگرد قائم موردنیاز برای این دیوار، به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (میلگردها در یک سفره قرار دارند.)

۱) Φ10@200 mm
۲) Φ10@250 mm
۳) Φ10@300 mm
۴) Φ10@150 mm

گزینه ۱

$$\rho_{\text{افقی}} + \rho_{\text{قائم}} \geq 0.002 \quad \rightarrow \quad \frac{3.14 \times 5^2}{250 \times 350} + \rho_{\text{قائم}} > 0.002 \quad \rightarrow \quad \rho_{\text{قائم}} > 0.0011$$

$$\frac{3.14 \times 5^2}{S \times 350} > 0.0011 \quad \rightarrow \quad 204mm > S$$

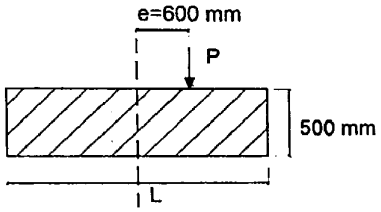
همچنین درصد میلگرد قائم نباید کمتر از 0.0007 باشد که در این سوال برابر 0.0011 منظور شده است و کافی است.

۸-۴-۵-۳ میلگرد گذاری دیوار

کلیه دیوارها باید بطور افقی و قائم میلگردگذاری شوند. مجموع مساحت میلگردهای افقی و عمودی باید حداقل ۰/۰۰۲ برابر مساحت کل مقطع عرضی دیوار باشد. حداقل مساحت میلگرد در هر جهت نباید کمتر از ۰/۰۰۰۷ برابر مساحت کل مقطع عرضی دیوار باشد. فواصل میلگردها نباید از ۱/۲ متر تجاوز کند و قطر میلگرد نباید از ۱۰ میلی‌متر کمتر باشد (به غیر از میلگرد بستر که ممکن است به عنوان تمام یا بخشی از حداقل میلگرد مورد نیاز، در نظر گرفته شود). میلگردها باید در اطراف گوشه‌های دیوار و در محل تقاطع دیوارها به صورت پیوسته قرار داده شوند، مگر اینکه دیوارهای متقاطع از یکدیگر جدا باشند. فقط میلگردهای افقی که در دیوار یا عضو بصورت پیوسته قرار دارند می‌بایست در محاسبه سطح میلگرد افقی منظور گردند.

www.hoseinzadeh.net

۴۶- یک شالوده بتنی منفرد به صورت مربعی تحت تأثیر بار P (ناشی از بارهای ثقلی) با خروج از مرکزیت e در یک امتداد قرار می‌گیرد. شالوده را صلب فرض کرده، P را برابر 440 kN و e = 0.60 m در نظر بگیرید. تنش مجاز خاک را در گوشه پی 100 kN/m² منظور نموده و روش تنش مجاز را ملاک عمل قرار دهید. با رعایت اینکه قسمتی از پی تحت فشار صفر قرار گیرد (با رعایت شرایط مندرج در مقررات)، حداقل ابعاد موردنیاز پی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (از وزن شالوده در محاسبات صرفنظر نمایید.)



۱) 2.5×2.5 متر

۲) 2.7×2.7 متر

۳) 3.6×3.6 متر

۴) 3.1×3.1 متر

گزینه۴

ابتدا فرض می شود که تمام نقاط پی در فشار (بیش از صفر) خواهد بود. در این صورت تنش زیر پی ناشی از بار ثقلی برابر خواهد بود با:

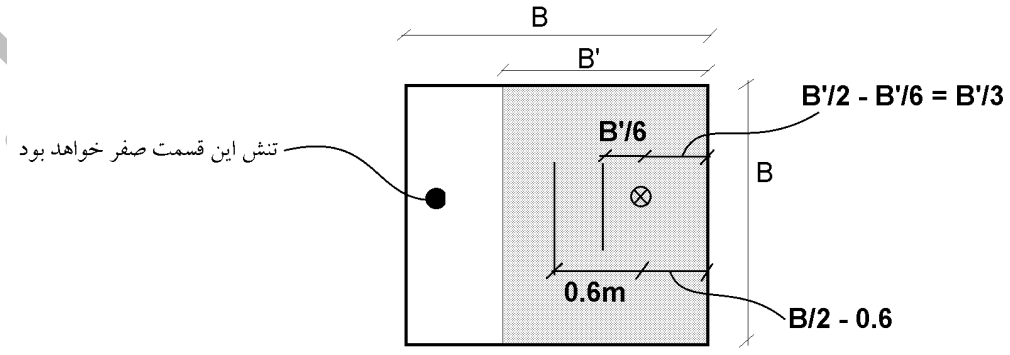
$$\left(q=\frac{P}{BH}+\frac{6M}{BH^2}=\frac{440}{B^2}+\frac{6\times(440\times0.6)}{B^3}\right)<(q_{all}=100) \qquad \boldsymbol{B>3.087m}$$

درصورتی که بعد پی 3.087m انتخاب شود، خروج از مرکزیت بار متمرکز برابر $\left(\frac{B}{6}=0.51m\right)$ خواهد بود. $(e=0.6m)>$ بنابراین قسمتی از پی به کشش خواهد افتاد. با توجه به اینکه خاک کشش تحمل نمی کند باید قسمت کششی را حذف کنیم (تنش صفر شود)

$$\left(q=\frac{P}{BB'}+\frac{6M}{BB'^2}=\frac{440}{BB'}+\frac{6\times\left(440\times\frac{B'}{6}\right)}{BB'^2}=\frac{880}{BB'}\right)<(q_{all}=100) \qquad BB'>8.8m^2$$

با توجه به شکل زیر $B'=1.5B-1.8$ و بنابراین: $\frac{B}{2}-0.6=\frac{B'}{3}$

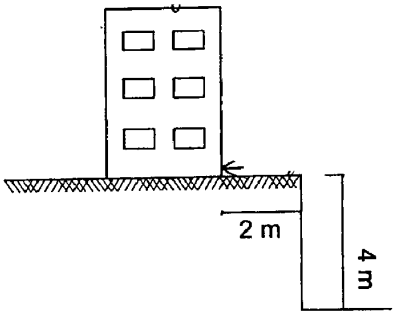
$$B(1.5B-1.8)>8.8m^2 \qquad \boldsymbol{B>3.095m}$$



www.hoseinzadeh.ir

۴۷- مطابق شکل مقابل ساختمانی در فاصله 2 متری از لبه گودی با عمق 4 متر که در خاک چسبنده حفر شده است، قرار دارد. با توجه به مشخصات ارائه شده، خطر گود را ارزیابی کنید؟ (فرض کنید خاک دارای رطوبت بالا نمی‌باشد.)

$\gamma = 15\ kN/m^3$ ، $C= 20\ kPa$ و سربار ساختمان = 15 kPa



۱) زیاد

۲) معمولی

۳) بسیار زیاد

۴) قابل تعیین نیست.

گزینه ۳

در خاک چسنده مقدار $\varphi = 0$ می باشد و بنابراین ضریب فشار محرک برابر $K_a = 1$ خواهد بود.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma} = \frac{2\times 20}{15\sqrt{1}} - \frac{15}{15} = 1.667 \quad \rightarrow \quad \frac{h}{h_c} = \frac{4m}{1.667m} = 2.4 > 2$$

۷-۳-۳-۴ ارزیابی خطر گود

ارزیابی خطر گود به منظور واگذاری طراحی گودبرداری و تفویض مسئولیت‌ها به مرجع ذیصلاح که در بندها مشخص می‌شود انجام می‌گردد.

۷-۳-۳-۴-۱ جهت ارزیابی خطر گود قائم لازم است هر سه شرط تعیین شده برای هر دسته در جدول ۷-۳-۱ برقرار باشد. در صورتی که هر سه شرط مذکور با هم برقرار نباشد، خطر گود با توجه به شرطی تعیین می‌شود که خطر بیشتر را تعیین می‌کند. عمق h_c از رابطه ۷-۳-۱ محاسبه می‌شود.

$$h_c = \frac{۲c}{\gamma\sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma} \qquad (۷-۳-۱)$$

که در آن:

h_c عمق بحرانی گودبرداری بر حسب متر، c چسبندگی خاک بر حسب کیلوپاسکال، γ وزن مخصوص خاک بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب، k_a ضریب فشار افقی زمین در حالت محرک و q تنش ناشی از سربار گود بر حسب کیلوپاسکال می‌باشد.

۷-۳-۳-۴-۲ اگر فاصله ساختمان مجاور از لبه گود کمتر از عمق گود باشد، کل بار ساختمان (q) در محاسبه h_c در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-۴-۳ در صورت حضور آب یا رطوبت بالا، به کاهش h_c با توجه به اثر آب بر خواص خاک در رابطه ۷-۳-۱ توجه شود.

جدول ۷-۳-۱ ارزیابی خطر گود با دیوار قائم

مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر	عمق گود از زیر پی همسایه	خطر گود
کمتر از ۰/۵	کمتر از ۶ متر	صفر	معمولی
بین ۰/۵ تا ۲	بین ۶ تا ۲۰ متر	بین صفر تا ۲۰ متر	زیاد
بیشتر از ۲	بیشتر از ۲۰ متر	بیشتر از ۲۰ متر	بسیار زیاد

h عمق گود مورد نظر است و h_c عمق بحرانی بر اساس تخمین اولیه c و ϕ به دست آید.

www.hc

۴۸- برای طراحی دیوارهای خارجی بتن‌آرمه در زیرزمین‌ها، که به سقف‌های ساختمان متصل هستند، بارگذاری ناشی از فشار خاک متراکم و سخت را چگونه می‌توان فرض نمود؟

۱) در حالت بارگذاری استاتیکی، فشار خاک در حالت محرک و در حالت بارگذاری دینامیکی فشار خاک در حالت سکون

۲) در هر دو حالت استاتیکی و دینامیکی، فشار خاک در حالت محرک

۳) در حالت بارگذاری استاتیکی، فشار خاک در حالت سکون و در حالت بارگذاری دینامیکی فشار خاک در حالت محرک

۴) در هر دو حالت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی، فشار خاک در حالت سکون

گزینه ۴

۷-۵-۴-۳-۵ در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متکی هستند (دیوار متصل طبق بند ۷-۵-۲) در شرایط بارگذاری استاتیکی باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.

۷-۵-۴-۳-۶ در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متکی هستند (دیوار متصل طبق بند ۷-۵-۲-۵) در شرایط بارگذاری لرزه‌ای باید از جدول ۷-۵-۲ استفاده شود. سختی یا نرمی خاک، با توجه به خصوصیات خاک، ارتفاع دیوار و ارتفاع ساختمان بر اساس قضاوت مهندسی انتخاب گردد.

جدول۷-۵-۲ تعیین فشار خاک جهت تحلیل لرزه‌ای

خاک پشت دیوار	روش محاسبه فشار جانبی خاک در هنگام زلزله
متراکم یا سخت (بر اساس مدول برشی)	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و بکارگیری روابطی مانند وود
متوسط و سست	(۱) فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و بکارگیری روابطی مانند مونونوبه- اکابه یا (۲) فشار استاتیکی با فرض حالت سکون

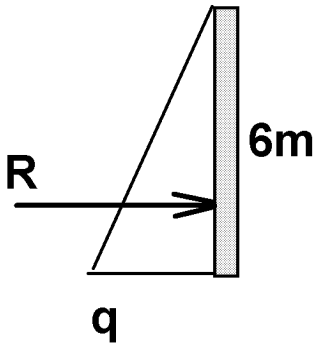
www.hoseinzadeh.net

۴۹- برای دیوار حائل طره‌ای بدون مهار به ارتفاع 6 متر از روی شالوده، اگر فشار خاک در تراز شالوده دیوار برابر $35\ kN/m^2$، در حالت استاتیکی باشد، لنگر خمشی وارد از خاک در پای دیوار (روی شالوده) وارد بر هر متر طول دیوار چند kN.m خواهد بود؟ (سطح روی خاک همتراز بالای دیوار و به صورت افقی بوده و سرباری روی آن وجود ندارد. فشار آب در پشت دیوار وجود ندارد.)

۱) 140
۲) 420
۳) 315
۴) 210

گزینه ۴

$$q = 35\frac{kN}{m^2}/m \quad \rightarrow \quad R = \frac{q \times 6}{2} = 105\ kN/m \quad \rightarrow \quad M = R \times 2m = 210\ kN.m/m$$



www.hoseinzadeh.net

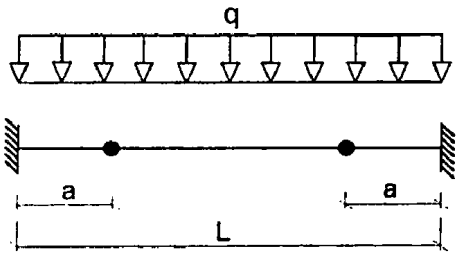
۵۰- به ازاء چه مقداری از a برحسب L لنگر در طول تیر دارای کمترین مقدار خواهد بود؟

۱) $(\sqrt{2}-1)L$

۲) $\frac{L}{2}(1-\frac{\sqrt{2}}{2})$

۳) $(\sqrt{2}-1)\frac{L}{2}$

۴) $\left(\frac{\sqrt{2}}{2}-\frac{1}{3}\right)L$

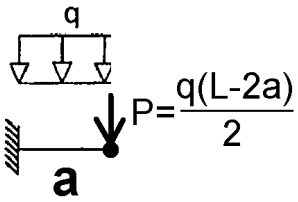


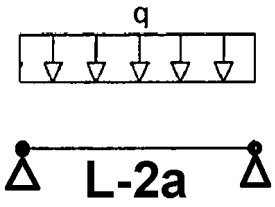
گزینه ۲

$$\left.\begin{aligned} M^- &= \frac{qa^2}{2}+\frac{q(L-2a)}{2}a \\ M^+ &= \frac{q(L-2a)^2}{8} \end{aligned}\right\} \quad M^- = M^+ \quad \rightarrow \quad \frac{qa^2}{2}+\frac{q(L-2a)}{2}a = \frac{q(L-2a)^2}{8}$$

$$\rightarrow 4a^2+4qLa-8qa^2 = qL^2+4qa^2-4qLa \quad \rightarrow 8a^2+L^2-8La=0$$

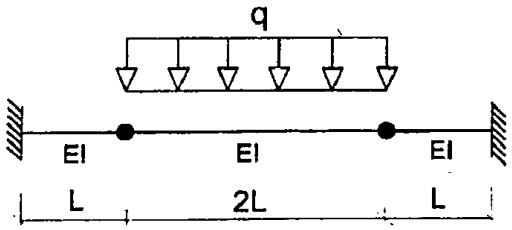
$$\rightarrow a = \frac{L}{2}\left(1-\frac{\sqrt{2}}{2}\right)$$





www.hoseinzadeh.net

۵۱- خیز حداکثر تیر شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) $0.346\frac{qL^4}{EI}$

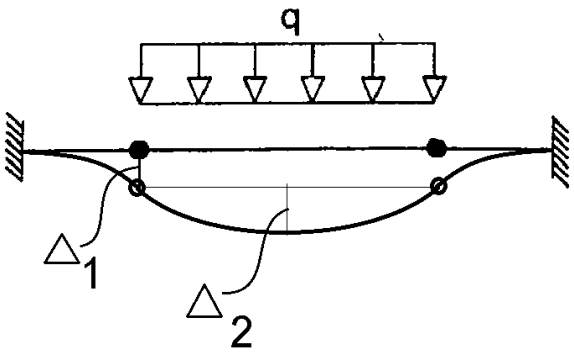
۲) $0.375\frac{qL^4}{EI}$

۳) $0.542\frac{qL^4}{EI}$

۴) $0.013\frac{qL^4}{EI}$

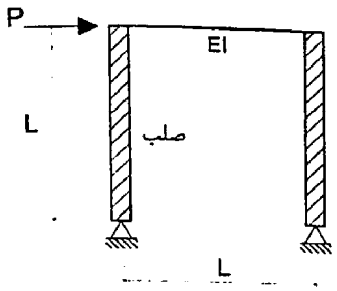
گزینه ۳

$$\left.\begin{matrix}\Delta_1=\frac{PL^3}{3EI}=\frac{qL\times L^3}{3EI}\\ \Delta_2=\frac{5q(2L)^4}{384EI}\end{matrix}\right\}\Delta=\Delta_1+\Delta_2=\frac{qL^4}{3EI}+\frac{5qL^4}{24EI}=\frac{13qL^4}{24EI}=0.5417\frac{qL^4}{EI}$$



www.hoseinzadeh.net

۵۲- تغییر مکان جانبی قاب شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (از اثر تغییر شکل‌های محوری و برشی تیر صرفنظر شود).



۱) $\frac{PL^3}{3\,EI}$

۲) $\frac{PL^3}{12\,EI}$

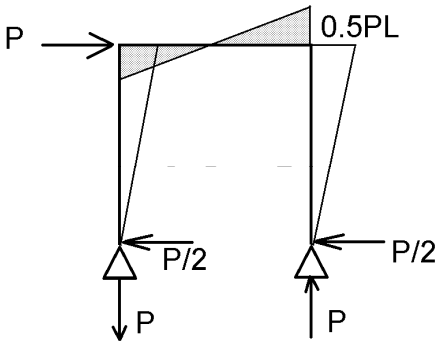
۳) $\frac{PL^3}{6\,EI}$

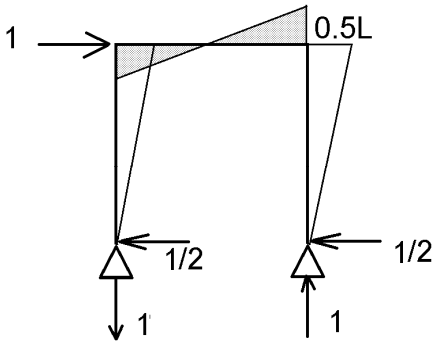
۴) $\frac{PL^3}{24\,EI}$

گزینه ۲

با روش کار مجازی و پس از ترسیم دیاگرام لنگر در سازه های اصلی و مجازی داریم:

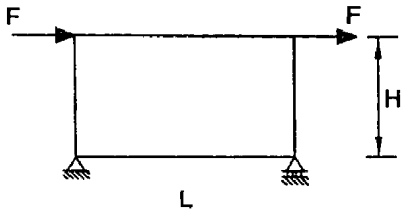
$$\Delta = 2\left[\frac{0.5L\left(\frac{L}{2}\right)0.5PL}{3EI}\right] = \frac{PL^3}{12EI}$$





www.hoseinzadeh.net

۵۳-در قاب شکل زیر، در صورتی‌که L = 2H بوده و تمامی اعضا دارای صلبیت خمشی یکسان EI باشند، جابجایی محل اثر نیروی F چقدر خواهد بود؟ (از اثر تغییرشکل‌های محوری و برشی اعضا صرفنظر شود).



۱) $\frac{FH^3}{6EI}$

۲) $\frac{FH^3}{12EI}$

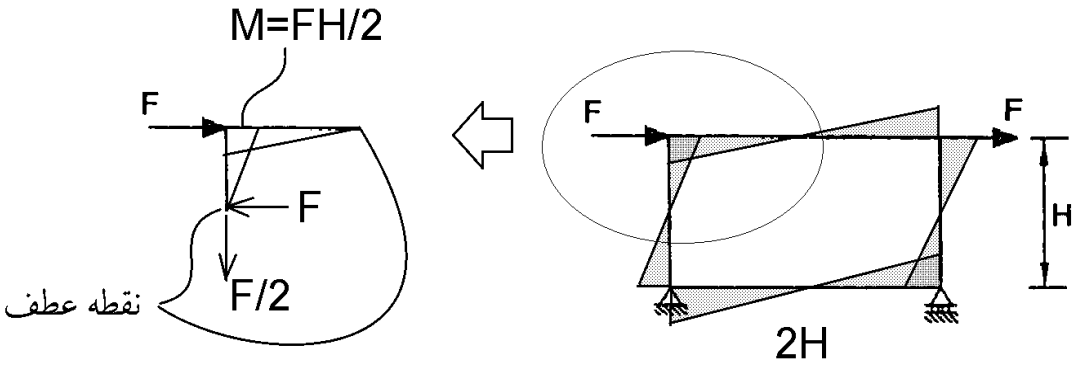
۳) $\frac{FH^3}{8EI}$

۴) $\frac{5FH^3}{24EI}$

پاسخ در گزینه ها نیست.

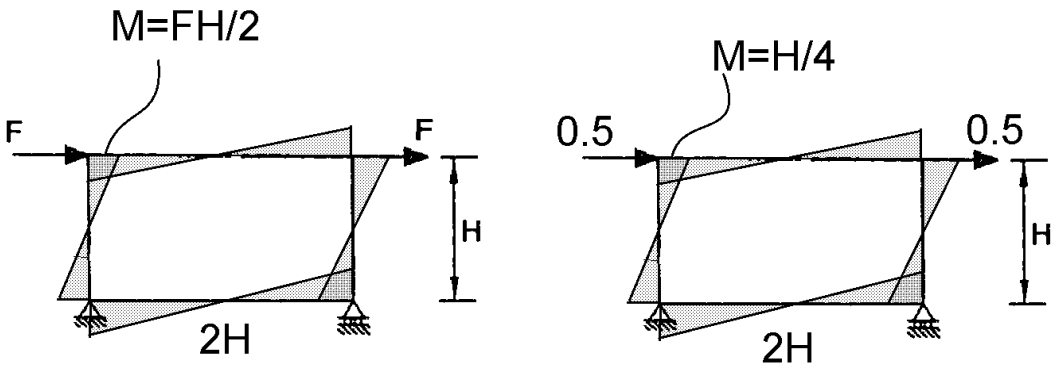
سوال مفهومی می باشد. احتمالا هدف طراح تشابه سازه به قابهای خمشی تحت بار جانبی (مانند زلزله) می باشد.

در قابهای خمشی تحت بار جانبی نقطه عطف در وسط اعضا ایجاد می شود. در این سازه نیز با کمی دقت و با استفاده از تقارن ان می توان نشان داد که نقطه عطف تمام اعضا در وسط آنها خواهد بود. بدین ترتیب مانند شکل زیر دیاگرام لنگر سازه به راحتی ترسیم می شود. دقت شود که از تغییرشکل محوری صرف نظر شده و بنابراین غلتکی بودن تکیه گاه تاثیری در نتایج ندارد:



با توجه به سازه اصلی و مجازی داریم:

$$\Delta = 4\left[\left(\frac{\frac{FH}{2}(H)\frac{H}{4}}{3EI}\right)+\left(\frac{\frac{FH}{2}\left(\frac{H}{2}\right)\frac{H}{4}}{3EI}\right)\right]=\frac{FH^3}{4EI}$$



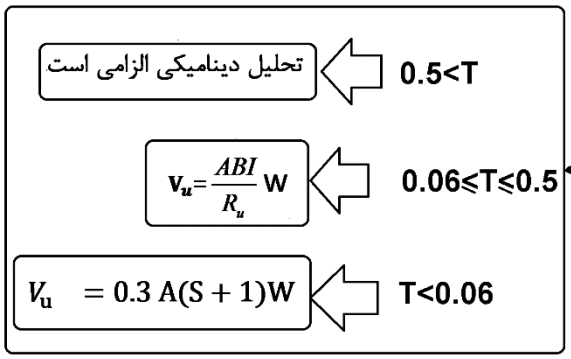
۵۴- یک مخزن بزرگ گاز تشکیل شده است از یک ظرف افقی جوش شده بر روی پایه‌های زین شکل فولادی. این مخزن بر روی زمین نوع III در تبریز نصب شده و در گروه ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد طبقه‌بندی می‌شود. اگر زمان تناوب مخزن 0.05 ثانیه محاسبه شده و وزن مؤثر لرزه‌ای آن 315 کیلونیوتن باشد، نیروی جانبی ناشی از زلزله (V_u) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 82 kN
۲) 85 kN
۳) 91 kN
۴) 97 kN

با توجه به اینکه دوره تناوب سازه 0.05 می باشد، صلب محسوب شده و نیروی زلزله آن به صورت زیر محاسبه می شود:

$$V_u = 0.3A(S+1)W = 0.3 \times 0.35(1+1.75) \times 315 = 90.95\ kN$$

۵-۳ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی بر زمین



۵-۳-۱ ضوابط این نوع سازه‌ها عیناً مشابه سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها، موضوع بند (۵-۲) است و فقط الزامات زیر جایگزین بندهای نظیر می‌گردند:

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

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

۱- در موارد کلی

$$V_{u_{min}} = 0.09\ W \qquad (۳-۵)$$

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

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

۵-۴ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی برسازه‌های دیگر

۵-۴-۱ درمواردی که وزن این سازه‌ها کمتر از ۲۵ درصد وزن کل سازه (وزن سازه غیر ساختمانی به اضافه وزن سازه نگهدارنده آن) باشد، سازه‌های غیرساختمانی در گروه "اجزای غیرسازه‌ای" جای گرفته و مشمول ضوابط فصل چهارم آیین‌نامه می‌گردد.

۵-۴-۲ درمواردی که وزن این سازه‌ها بیشتر از ۲۵ درصد وزن کل سازه (وزن سازه غیرساختمانی به‌اضافه وزن سازه نگهدارنده آن) باشد، کل سازه باید هم‌زمان مدل شده و تحلیل گردد. نیروی جانبی باید با رعایت الزامات زیر تعیین شود:

سازه‌های صلب به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که زمان تناوب نوسان اصلی آنها کمتر از ۰/۰۶ ثانیه باشد.

الف- در شرایطی که سازه ساختمانی شرایط صلب بودن را مطابق تعریف بند (۵-۲-۷) دارا باشد، اثر آن را در مدل کل سازه می‌توان به‌صورت توزیع جرم مناسب آن در نظر گرفت. سازه نگهدارنده باید برای پارامترهای خود مطابق فصل سوم یا چهارم (هرکدام مناسب‌تر است) تحلیل و طراحی شود. سازه غیرساختمانی باید بر اساس ضوابط اجزای غیرسازه‌ای فصل چهارم تعیین شده و در آن به جای R_p مقدار R_u از جدول (۵-۲) و مقدار a_p برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

ب- در مواردی که سازه غیر ساختمانی صلب نباشد، کل سازه، سازه‌های غیرساختمانی به همراه سازه نگهدارنده آن، باید هم‌زمان مدل شده و تحلیل گردد. ضریب رفتار این سازه باید کمترین دو مقدار R_u برای سازه نگهدارنده از جدول (۵-۱) و سازه غیرساختمانی از جدول (۵-۲) اختیار گردد. سازه غیرساختمانی و اتصالات آن برای نیروهای حاصل از تحلیل کل سازه طراحی می‌گردد.

جدول ۵-۲ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

سیستم سازه	جزئیات	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
بونکر، مخزن، ظرف یا کندوی هوایی	برروی پایه‌های مهاربندی شده متقارن	۳	۲	۲/۵	۵۰
	برروی پایه‌های مهاربندی‌نشده یا مهاربندی‌شده نامتقارن	۲	۲	۲/۵	۳۰
ظرف افقی جوش‌شده	با پایه زین‌شکل 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		۳	۲		

۵۵- در یک ساختمان 8 طبقه از روی تراز پایه با ارتفاع و وزن یکسان در کلیه طبقات، مقدار زمان تناوب تجربی برابر 0.8 ثانیه و زمان تناوب تحلیلی برابر 0.9 ثانیه برآورد شده است. مقدار نیروی جانبی طبقه بام در تحلیل به روش استاتیکی معادل برحسب مقدار برش پایه به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (V_u برش پایه است).

۱) $0.18V_u$
۲) $0.22V_u$
۳) $0.24V_u$
۴) $0.28V_u$

ابتدا دوره تناوب را محاسبه می کنیم:

$$T = Min\left(T_{\text{تحلیلی}}, 1.25T_{\text{تجربی}}\right) = 0.9\,sec \quad \rightarrow \quad k = 0.5T + 0.75 = 1.2$$

$$F_8 = \frac{W \times (8h)^{1.2}}{Wh^{1.25} \times (1^{1.2} + 2^{1.2} + 3^{1.2} + 4^{1.2} + 5^{1.2} + 6^{1.2} + 7^{1.2} + 8^{1.2})} V_u = 0.24V_u$$

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

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

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

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

k: ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به‌دست آورده می‌شود:

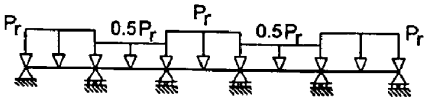
$$K=0.5T+0.75 \qquad 0.5 \le T \le 2.5\ Sec \qquad (۷-۳)$$

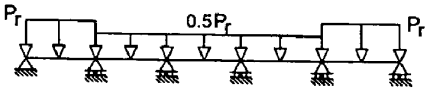
مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از ۰/۵ ثانیه و بزرگ‌تر از ۲/۵ ثانیه باید به ترتیب برابر با ۱/۰ و ۲/۰ در نظر گرفته شود.

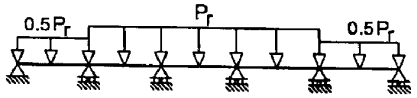
تبصره: در صورتی که وزن خرپشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مستقل محسوب شود. در غیر این صورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.

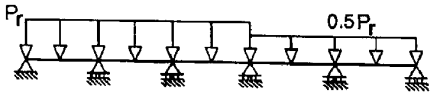
www.k...net

۵۶- برای یک تیر ممتد پنج دهانه با بار برف گسترده یکنواخت P_r ، کدامیک از گزینه‌های زیر جزء حالات الزامی برای بررسی بارگذاری جزیی برف نمی‌باشند؟

۱) 

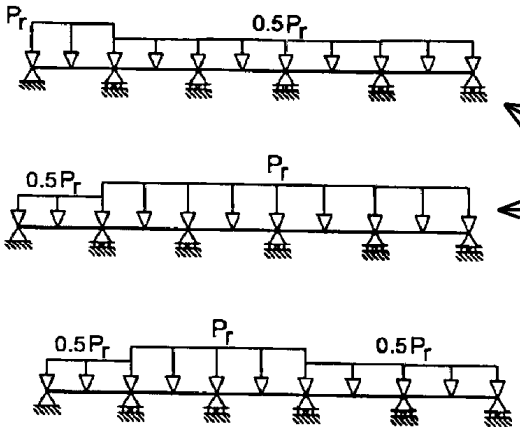
۲) 

۳) 

۴) 

تمامی گزینه ها صحیح هستند.

یعنی بررسی هیچکدام جزو موارد بارگذاری جزئی نیست. حالت های بارگذاری جزئی در شکل زیر نشان داده شده است که هیچکدام از گزینه ها مطابق با موارد لازم نمی باشد.



۶-۷-۷ بارگذاری جزیی

اثر لحاظ بار برف متوازن، P_r ، فقط بر روی برخی از دهانه‌ها و مقدار P_r ۰/۵ برای سایر قسمت‌ها باید بررسی شود. برای تیرهای ممتد چند دهانه، سه حالت زیر درنظر گرفته شود:

- بار کامل متوازن برف بر روی هر یک از دهانه‌های انتهایی و نیم‌بار متوازن بر روی سایر دهانه‌ها
- نیم بار متوازن برف بر روی هر یک از دهانه‌های انتهایی و بار کامل متوازن بر روی سایر دهانه‌ها
- تمام ترکیب‌های ممکن بار کامل متوازن بر روی دو دهانه مجاور و نیم‌بار متوازن بر روی سایر دهانه‌ها

طره به صورت یک دهانه جداگانه لحاظ می‌شود. اعمال ضوابط این بخش برای اعضای عمود بر خط‌الراس سقف شیب‌دار دو طرفه با شیب بیشتر از چهار درصد ضروری نیست. برای سایر انواع پوشش‌های بام، امکان ایجاد اثر بیشتر ناشی از بارگذاری جزیی، از طریق کاهش بار برف متوازن به نصف در بخش‌هایی از بام باید بررسی شود.

- در پاسخ به سوال فوق از نظرات ارزشمند دکتر امیر حسین خلوتی استفاده کرده ام. با تشکر از ایشان.

www.hoseinzadeh.net

۵۷- در دو ساختمان منظم ده طبقه از روی تراز پایه و از نوع قاب خمشی فولادی ویژه و با مشخصات کاملاً یکسان، تغییرمکان جانبی نسبی هر طبقه در هریک از ساختمان‌ها تحت اثر زلزله طرح و با درنظر گرفتن اثر P-Δ، برابر 14 میلی‌متر براساس روش استاتیکی معادل محاسبه شده است. چنانچه ارتفاع طبقات هر دو ساختمان برابر 4 متر فرض شود، آنگاه حداقل درز انقطاع بین این دو ساختمان در تراز طبقه بام به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (این دو ساختمان مربوط به یک ملک است).

۱) 1.50 متر ۲) 1.10 متر ۳) 0.85 متر ۴) 0.40 متر

گزینه ۲

اگر در هر طبقه 14mm تغییرمکان نسبی داشته باشیم، مقدار جابجایی در بام برابر $14 \times 10 = 140\ mm$ خواهد بود.

$$\left.\begin{aligned}\Delta_I &= C_d \times \Delta_{\text{زلزله طرح}} = 5.5 \times 140 = 770\ mm \\ \Delta_{II} &= C_d \times \Delta_{\text{زلزله طرح}} = 5.5 \times 140 = 770\ mm\end{aligned}\right\} \Delta_{\text{درز}} = \sqrt{\Delta_I^2 + \Delta_{II}^2} = 770\sqrt{2} = 770 \times 1.4 = 1078\ mm$$

۱-۴-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه وکمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.

فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به‌طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

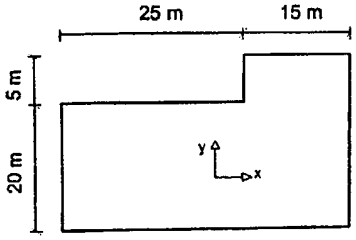
۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با درنظر گرفتن اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان درنظر گرفته شود.

$$\left.\begin{aligned}&\text{سازه با اهمیت متوسط کمتر از 9 طبقه} \\ &\text{سازه با اهمیت متوسط بیش از 8 طبقه} \\ &\text{سازه با اهمیت زیاد و خیلی زیاد}\end{aligned}\right\} \text{فاصله از زمین مجاور} = \frac{h}{200}$$

$$\text{فاصله از زمین مجاور} = 0.7 \times C_d \times \Delta_{\text{زلزله طرح}}$$

www.hoseinzadeh.net

۵۸- تحلیل سازه یک ساختمان 12 طبقه با پلان یکسان در تمام طبقات مطابق شکل زیر، نشان می‌دهدکه براثر نیروی زلزله راستای y، با درنظر گرفتن برون مرکزی 5 درصد بُعد ساختمان در راستای x، حداکثر تغییر مکان در پلان و تغییر مکان مرکز جرم سازه در طبقه هشتم در راستای y، به ترتیب برابر 66 و 55 میلی‌متر است. برای این طبقه بیشترین مقدار محتمل ضریب بزرگ‌نمایی برون مرکزی اتفاقی (A_j) که از محاسبات به دست می‌آید برای نیروی زلزله در راستای y، به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (سقف صلب و مرکز جرم منطبق بر مرکز سطح فرض شود.)



۱) $A_j = 3$

۲) $A_j = 1.25$

۳) $A_j = 1.17$

۴) $A_j = 1$

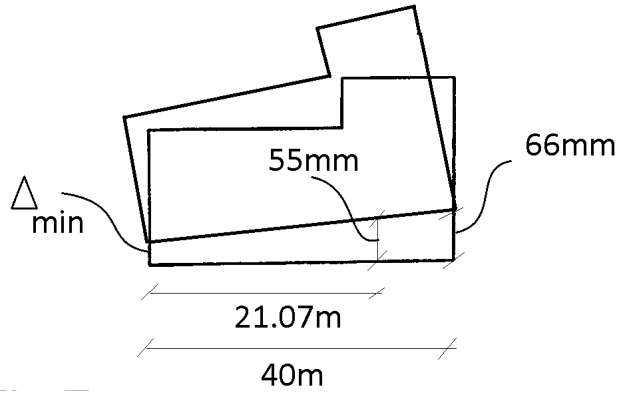
گزینه ۴

مختصات مرکز جرم طبقه:

$$X_M = \frac{(25 \times 20) \times 12.5 + (15 \times 25) \times 32.5}{(25 \times 20) + (15 \times 25)} = 21.07\ m$$

$$\Delta_{min} = 55 - \frac{66 - 55}{40 - 21.07} \times 21.07 = 42.76mm \quad \rightarrow \quad \Delta_{ave} = \frac{42.76 + 66}{2} = 54.38\ mm$$

$$A_j = \left(\frac{66}{1.2 \times 54.38}\right)^2 = 1.022$$



۳-۳-۷-۳ برون‌مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj}، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون‌مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می‌شود، برون‌مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

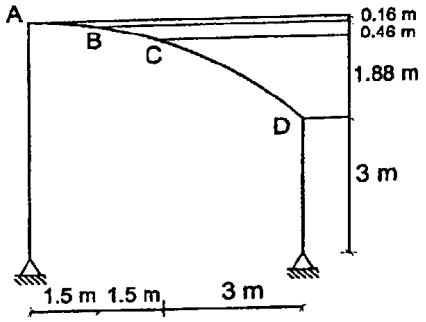
$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2 \qquad 1 \le A_j \le 3 \qquad (۹-۳)$$

در این رابطه:

Δ_{max}= حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسبه شده است.

Δ_{ave}= میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسبه شده است.

۵۹- برای نگهداری محصولات کشاورزی در یک مزرعه در قزوین سایبانی به صورت نیم سهمی به شکل مقابل در نظر گرفته شده است. هیچ مانعی برای بارش برف روی این سایبان در اطراف وجود ندارد و محیط کاملاً مستوی و بدون مانع است. زیر سایبان باز و سازه بدون گرمایش است. با توجه به پوشش به‌کار رفته، بام لغزنده است. در صورتی‌که سقف قوسی به سه قسمت تقسیم شود، شدت بار متوازن برف روی قسمت CD برای هر مترمربع تصویر افقی سطح به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) $0.50\ kN/m^2$

۲) $0.60\ kN/m^2$

۳) $0.70\ kN/m^2$

۴) $0.55\ kN/m^2$

گزینه ۴

$$P_r = 0.7C_sC_tC_e\ I_sP_g$$

سازه بدون گرمایش است و بنابراین $C_t = 1.2$ می باشد.

برای قسمت CD:
$$tg\left(\alpha\right) = \frac{1.88}{3} \quad \rightarrow \quad \alpha = 32^0 \qquad \alpha_0 = 15^0 \Bigg\} C_s = 1 - \frac{32-15}{70-15} = 0.691$$

محیط مستوی و بدون مانع می باشد، گروه ناهمواری کم و سازه برف ریز محسوب می شود. بنابراین $C_e = 0.8$ می باشد.

ضریب اهمیت: انبار کشاورزی در گروه خطر پذیری ۴ قرار دارد و بنابراین Is=0.8 می باشد.

$$P_r = 0.7 \times 0.69 \times 1.2 \times 0.8 \times 0.8 \times 1.5 = 0.55\,\frac{kN}{m^2}$$

۶-۷-۲ بار برف بام

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

$$P_r = ۰/۷ C_s C_t C_e I_s P_g \qquad (۶-۷-۱)$$

۶-۷-۴ ضریب برف‌گیری C_e

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
زیاد	۰/۹	۱/۰	۱/۲
متوسط	۰/۹	۱/۰	۱/۱
کم	۰/۸	۰/۹	۱/۰

۶-۷-۵ ضریب شرایط دمایی C_t

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، C_t

تمام ساختمان‌های به‌جز موارد زیر	۱/۰
سازه‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شوند.	۱/۱
سازه‌های با زیر بام باز و سازه‌های بدون گرمایش	۱/۲
سازه‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگهداشته می‌شود	۱/۳

۶-۷-۶ ضریب شیب C_s

برای بام‌های مسطح، ضریب شیب، C_s، برابر واحد می‌باشد. برای بام‌های شیب‌دار ضریب شیب بر حسب زاویه شیب، α، به‌صورت زیر تعیین می‌شود:

$C_s = ۱/۰$ $\qquad \alpha \le \alpha_0$ $\qquad$ (۶-۷-۴-الف)،

$C_s = ۱ - \frac{\alpha - \alpha_0}{۷۰ - \alpha_0}$ $\qquad \alpha_0 < \alpha < ۷۰^\circ$ $\qquad$ (۶-۷-۴-ب)،

$C_s = ۰$ $\qquad \alpha \ge ۷۰^\circ$ $\qquad$ (۶-۷-۴-پ)،

زاویه α_0، طبق بند ۶-۷-۶-۱، با توجه به شرایط سطح شیب‌دار مشخص می‌شود.

۶-۷-۶-۱ اگر سطح بام لغزنده بوده و لغزش برف بر روی سطح شیب‌دار بدون مانع باشد و همچنین فضای کافی پایین‌تر از لبه بام برای پذیرش برف موجود باشد، مقدار α_0 برای C_t=۱ برابر پنج درجه، برای C_t= ۱/۱ برابر ده درجه و برای مقادیر بیشتر C_t برابر پانزده درجه خواهد بود. بام‌های لغزنده شامل پوشش‌های فلزی، سنگ برگ، شیشه‌ای و پوشش لاستیکی، پلاستیکی و قیراندود با سطوح صاف و هموار می‌باشد. غشاهای دارای سطوح آجدار را نمی‌توان صاف دانست. ورقه‌های پوشش آسفالتی و چوبی لغزنده محسوب نمی‌شوند.

در صورت عدم وجود شرایط لغزنده و مانع‌دار بودن بام، مقدار α_0 برای C_t=۱ برابر ۳۰ ° و برای C_t های بیشتر برابر ۴۵ ° می‌باشد.

$$\text{بام شیب دار} \rightarrow \begin{cases} \text{بام لغزنده بدون مانع} \rightarrow \begin{cases} C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 5^0 \\ C_t = 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 10^0 \\ C_t \ge 1.2 \rightarrow \alpha_0 = 15^0 \end{cases} \\ \text{بام غیر لغزنده و یا مانع دار} \rightarrow \begin{cases} C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 30^0 \\ C_t \ge 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 45^0 \end{cases} \end{cases}$$

$$\text{بام تخت} \rightarrow C_s = 1$$

$$\text{بام های کنگره ای و شیب دار دندانه ای} \rightarrow C_s = 1$$

هر گونه کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه و یا فروش آن ممنوع می باشد

۶۰- پلان طبقات یک ساختمان اداری 5 طبقه دارای ابعاد 30×40 m و به صورت مستطیل‌شکل می‌باشد. وزن مرده متوسط کف طبقه سوم با احتساب وزن اسکلت برابر $6.2\ kN/m^2$ بوده و بار زنده متوسط کف بدون پارتیشن برابر $3.2\ kN/m^2$ برآورد شده است. وزن معادل دیوارهای تقسیم‌کننده بر کف طبقات برابر $1.25\ kN/m^2$ تخمین زده شده و وزن متوسط دیوار نمای چهارطرف ساختمان برابر 1.5 kN بر هرمترمربع سطح دیوار می‌باشد. اگر ارتفاع هر طبقه 3.6 متر فرض شود، وزن مؤثر لرزه‌ای طبقه سوم حدوداً چند کیلونیوتن خواهد بود؟ (در محاسبه وزن دیوارهای نما، ارتفاع دیوار را برابر ارتفاع طبقه فرض نمائید).

۱) 12200 ۲) 10500 ۳) 11500 ۴) 9800

گزینه ۲

$$W_e = D + LPARTITION + 0.2LIVE$$
$$W_e = [(6.2 \times 1200) + (1.5 \times 140 \times 3.6)] + (1.25 \times 1200) + 0.2(3.2 \times 1200) = 10464kN$$

www.hoseinzadeh.net

www.hoseinzadeh.net