



حل سوالات

آزمون محاسبات نظام مهندسی

S A B Z S A Z E . C O M

خرداد ماه ۱۴۰۴ 

تیم پاسخگویی آزمون



دکتر میثم مظلوم

پاسخگویی: مبحث ۱۰ و راهنمای جوش و بهسازی
نظارت: مبحث ۶، تحلیل سازه و دیوار محوطه



دکتر رامین منصوری

پاسخگویی: تحلیل سازه، دیوار محوطه، مبحث ۶ و استاندارد ۲۸۰۰
نظارت: مبحث ۱۰، راهنمای جوش و بهسازی



مهندس محمد سلمان

پاسخگویی: مبحث ۹
نظارت: مباحث ۷ و ۸

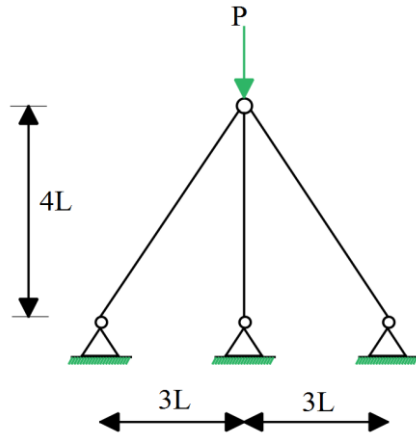


مهندس سید محمدجواد هاشمی

پاسخگویی: مباحث ۷ و ۸
نظارت: مبحث ۹ و استاندارد ۲۸۰۰

سوال ۱

در خرابای شکل زیر اگر صلبیت محوری هر سه عضو خرابا یکسان و برابر EA باشد، نیروی محوری عضو قائم خرابا مطابق کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟



$$\frac{5P}{13} \quad (۱)$$

$$\frac{25P}{49} \quad (۲)$$

$$\frac{125P}{197} \quad (۳)$$

$$\frac{125P}{253} \quad (۴)$$

گزینه ۴ صحیح است

سطح سوال آسان

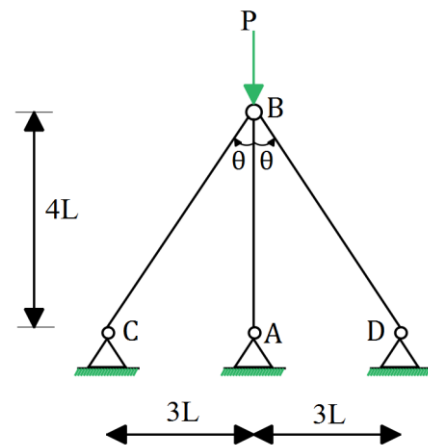
حل: طبق روش سختی می توان فهمید که سه میله مانند فنرهای موازی رفتار می کنند. بنابراین داریم:

$$L_{BC} = L_{BD} = 5L$$

$$K_{BC} = K_{BD} = \frac{EA}{\sqrt{2}L} \cos^2 \theta$$

$$K_{BC} = K_{BD} = \frac{EA}{5L} \left(\frac{4L}{5L} \right)^2 = \frac{16EA}{125L}$$

$$K_{AB} = \frac{EA}{4L}$$



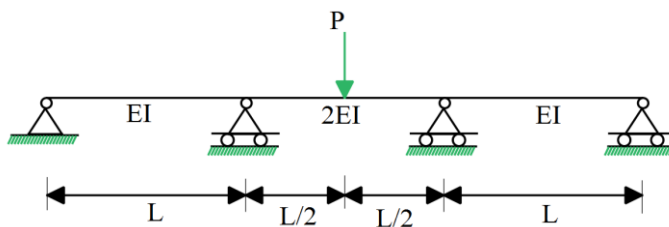
در نهایت نیروی محوری میله AB را محاسبه می کنیم:

$$F_{AB} = \frac{K_{AB}}{\sum K} * P = \frac{\frac{EA}{4L}}{\frac{EA}{4L} + 2 * \frac{16EA}{125L}} * P = \frac{125P}{253}$$



سوال ۲

در تیر سه دهانه شکل زیر، اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضاء صرف نظر شود، مقدار لنگر خمشی در محل اثر بار P مطابق کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟



(۱) $\frac{11}{56} PL$

(۲) $\frac{5}{56} PL$

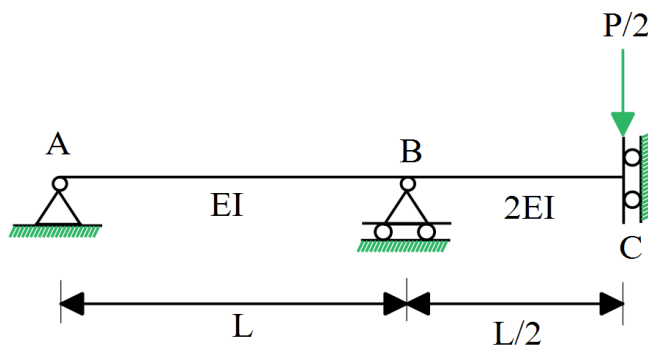
(۳) $\frac{3}{56} PL$

(۴) $\frac{7}{56} PL$

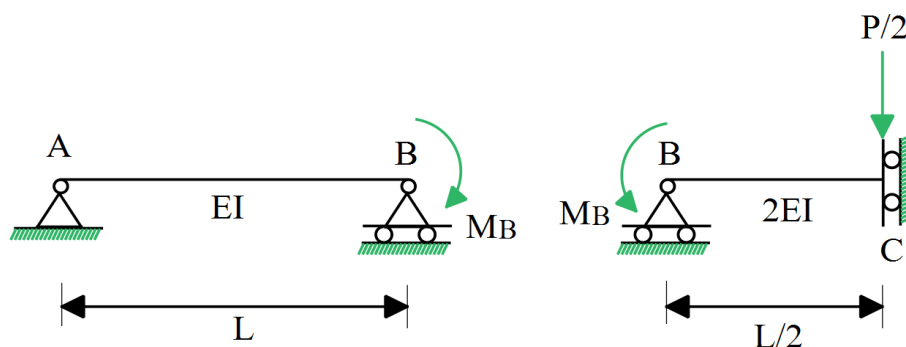
گزینه ۱ صحیح است

سطح سوال متوسط

حل: سازه متقارن بوده و تحت بارگذاری متقارن مستقیم قرار دارد. با اعمال نصف بار متمرکز P به سازه نیمه داریم:



با جدا کردن سازه از نقطه B و نوشتن معادله سازگاری برابر شیب در نقطه B داریم:



ادامه سوال ۲

$$\curvearrowright^+ (\theta_L)_B = (\theta_R)_B$$

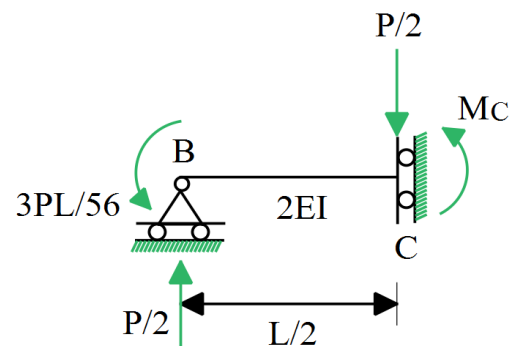
$$+ \frac{M_B * L}{3EI} = + \frac{\frac{P}{2} * \left(\frac{L}{2}\right)^2}{2 * 2EI} - \frac{M_B * \frac{L}{2}}{2EI} \rightarrow \frac{PL^2}{32EI} = \frac{7M_B L}{12EI}$$

$$\rightarrow M_B = \frac{3PL}{56}$$

در نهایت در عضو BC مقدار لنگر نقطه C را محاسبه می کنیم:

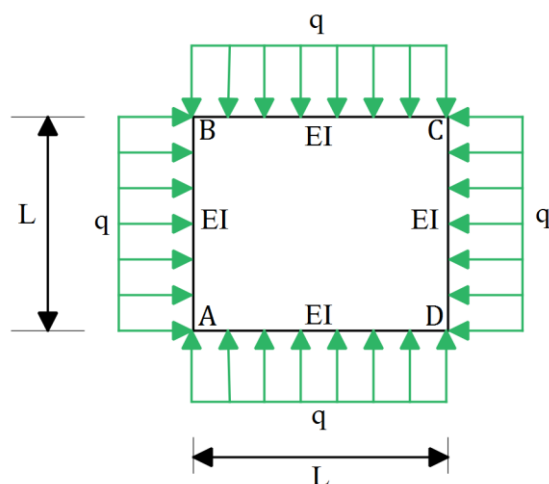
$$\curvearrowright^+ \sum M_C = 0$$

$$M_C = \frac{P}{2} * \frac{L}{2} - \frac{3PL}{56} = \frac{11PL}{56}$$



سوال ۳

در سازه شکل زیر طول تمامی اعضا یکسان و برابر L و صلبیت خمشی کلیه اعضا یکسان و برابر EI است. اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود. مقدار لنگر خمشی در وسط طول اعضا مطابق کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟



(۱) $\frac{qL^2}{8}$

(۲) $\frac{qL^2}{24}$

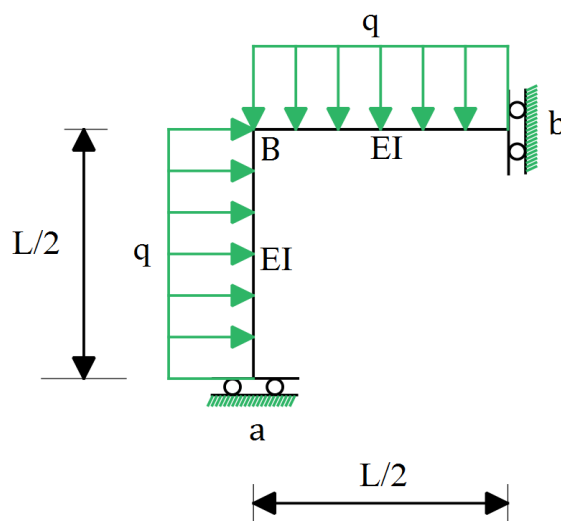
(۳) $\frac{qL^2}{12}$

(۴) $\frac{qL^2}{16}$

گزینه ۲ صحیح است

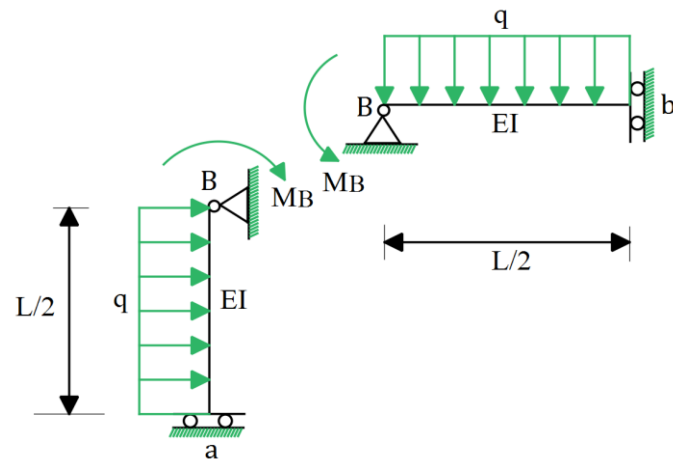
سطح سوال آسان

روش حل اول: سازه در دو محور X و Y متقارن بوده و تحت بارگذاری مستقیم قرار دارد. بنابراین سازه نیمه به صورت زیر می باشد:



ادامه سوال ۳

با جدا کردن سازه از نقطه B و نوشتن معادله سازگاری برابر شیب در نقطه B داریم:

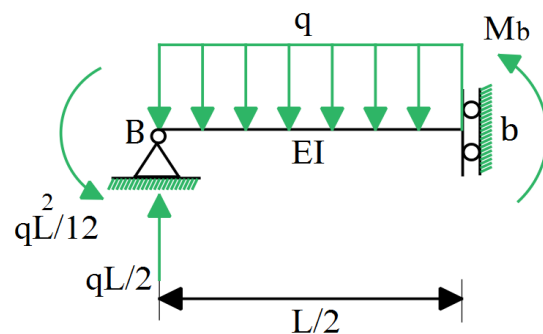


$$\curvearrowright^+ (\theta_L)_B = (\theta_R)_B$$

$$-\frac{q * \left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI} + \frac{M_B * \frac{L}{2}}{EI} = +\frac{q * \left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI} - \frac{M_B * \frac{L}{2}}{EI} \rightarrow \frac{qL^3}{12EI} = \frac{M_B L}{3EI}$$

$$\rightarrow M_B = \frac{qL^2}{12}$$

در نهایت با در نظر گرفتن تیر Bb داریم:

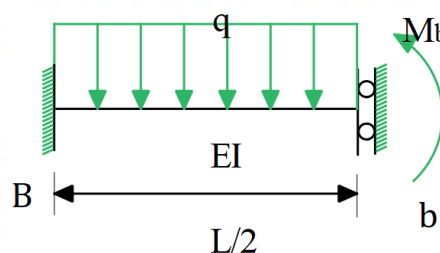


$$\curvearrowright^+ \sum M_b = 0$$

$$M_b = \frac{qL}{2} * \frac{L}{2} - \frac{qL^2}{12} - q * \frac{L}{2} * \frac{L}{4} = \frac{qL^2}{24}$$

روش حل دوم: با توجه به اینکه در محل اتصالات صلب شیب و خیز صفر می باشد، می توان در این نقاط تکیه گاه گیردار قرار داده و مقدار لنگر خمشی در وسط طول اعضاء را از روابط حفظی لنگر ماسبه نمود:

$$M_b = \frac{q * \left(\frac{L}{2}\right)^2}{6} = \frac{qL^2}{24}$$



سوال ۴

در کدام یک از حالت های زیر برش پایه یک ساختمان کوتاه مرتبه با زمان تناوب اصلی 0.3 ثانیه دارای بیشترین مقدار است؟ در همه حالت ها وزن مؤثر لرزه ای و نوع سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله یکسان است.

- (۱) در پهنه با خطر نسبی، متوسط، زمین نوع IV و ساختمان دارای اهمیت زیاد
- (۲) در پهنه با خطر نسبی، زیاد زمین نوع II و ساختمان دارای اهمیت زیاد
- (۳) در پهنه با خطر نسبی زیاد زمین نوع I و ساختمان دارای اهمیت متوسط
- (۴) در پهنه با خطر نسبی، زیاد زمین نوع III و ساختمان دارای اهمیت زیاد

گزینه ۴ صحیح است

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحه ۲۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

$$V_u = CW$$

(۱-۳)

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی در حد مقاومت. حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین نامه توضیح داده شده اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب $1/4$ تقسیم شود.

W : وزن مؤثر لرزه ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۱-۳). بار زنده باید به صورت تخفیف نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

C : ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می آید:

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

(۲-۳)

در این رابطه:

- A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲) ص ۱۴
 B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۳-۲) ص ۱۴
 I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۴-۳-۳) ص ۳۳
 R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۵-۳-۳) ص ۳۴

مقدار برش پایه، V_u ، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u \min} = 0.12AIW$$

(۳-۳)





جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می شود:

$$B=B_1N$$

(۱-۲)

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

۲-۳-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگنمایی خاک در پیوندهای مختلف و میزان لرزه خیزی منطقه مشخص می شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل های (۲-۱ الف) و (۲-۱ ب) تعیین می گردد.

$$B_1=S_0+(S-S_0+1)(T/T_0) \quad 0<T<T_0$$

$$B_1=S+1 \quad T_0<T<T_s$$

(۲-۲)

$$B_1=(S+1)(T_s/T)$$

$$T>T_s$$

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

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

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

الف- برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N=1 \quad T<T_s$$

$$N=\frac{0.7}{4-T_s}(T-T_s)+1 \quad T_s<T<4 \text{ sec} \quad (۳-۲)$$

$$N=1.7 \quad T>4 \text{ sec}$$

ب- برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم

$$N=1 \quad T<T_s$$

$$N=\frac{0.4}{4-T_s}(T-T_s)+1 \quad T_s<T<4 \text{ sec} \quad (۴-۲)$$

$$N=1.4 \quad T>4 \text{ sec}$$



ادامه سوال ۴

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان	
طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

گروه ۳- ساختمان های «با اهمیت متوسط»

گروه ۲- ساختمان های «با اهمیت زیاد»

با توجه به برابر بودن ضریب رفتار R_u و وزن موثر لرزه ای W در تمام گزینه های سوال، بنابراین:

$$\rightarrow V_u \propto ABI$$

کنترل گزینه ۱: برای زمین نوع IV:

$$\rightarrow V_{u1} = ABI \frac{W}{R_u} = 0.25 * 3.25 * 1.2 = 0.975 \frac{W}{R_u}$$

$$A = 0.25$$

$$I = 1.2$$

$$T_o < T < T_s$$

$$S = 2.25$$

$$N = 1$$

$$B = B_1 = S + 1 = 2.25 + 1 = 3.25$$

کنترل گزینه ۲: برای زمین نوع II:

$$\rightarrow V_{u2} = ABI \frac{W}{R_u} = 0.30 * 2.5 * 1.2 = 0.90 \frac{W}{R_u}$$

$$A = 0.30$$

$$I = 1.2$$

$$T_o < T < T_s$$

$$S = 1.5$$

$$N = 1$$

$$B = B_1 = S + 1 = 1.5 + 1 = 2.5$$

کنترل گزینه ۳: برای زمین نوع I:



ادامه سوال ۴

$$\rightarrow V_{u3} = ABI \frac{W}{R_u} = 0.30 * 2.5 * 1 = 0.75 \frac{W}{R_u}$$

$$A = 0.30$$

$$I = 1$$

$$T_o < T < T_s$$

$$S = 1.5$$

$$N = 1$$

$$B = B_1 = S + 1 = 1.5 + 1 = 2.5$$

کنترل گزینه ۴: برای زمین نوع III:

$$\rightarrow V_{u4} = ABI \frac{W}{R_u} = 0.30 * 2.75 * 1.2 = 0.99 \frac{W}{R_u}$$

$$A = 0.30$$

$$I = 1.2$$

$$T_o < T < T_s$$

$$S = 1.75$$

$$N = 1$$

$$B = B_1 = S + 1 = 1.75 + 1 = 2.75$$

در نهایت داریم:

$$\rightarrow V_u = \max\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = V_{u4} = 0.99 \frac{W}{R_u}$$



سوال ۵

یک ساختمان n طبقه مسکونی از روی تراز پایه و کاملاً منظم، هر طبقه به ارتفاع ۴ متر، از نوع قاب خمشی فولادی ویژه، بر روی زمین نوع III مفروض است. در تحلیل به روش استاتیکی معادل حداکثر تعداد طبقات این ساختمان برای آنکه ضریب شکل طیف کمتر از نصف مقدار ناحیه ثابت منحنی ضریب شکل طیف نباشد مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمی کنند و از زمان تناوب تجربی استفاده نمائید.

(۲) ۱۱ طبقه

(۱) ۱۲ طبقه

(۴) ۹ طبقه

(۳) ۱۰ طبقه

گزینه ۲ صحیح است

سطح سوال متوسط و جدید

حل: طبق بند ۲-۳-۱ صفحه ۱۴ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۲-۳-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگنمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه خیزی منطقه مشخص می شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل های (۲-۱-الف) و (۲-۱-ب) تعیین می گردد.

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

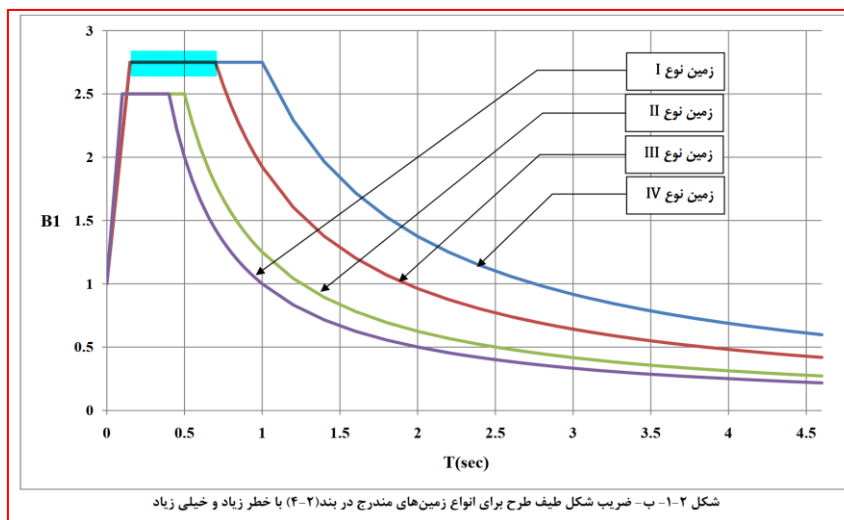
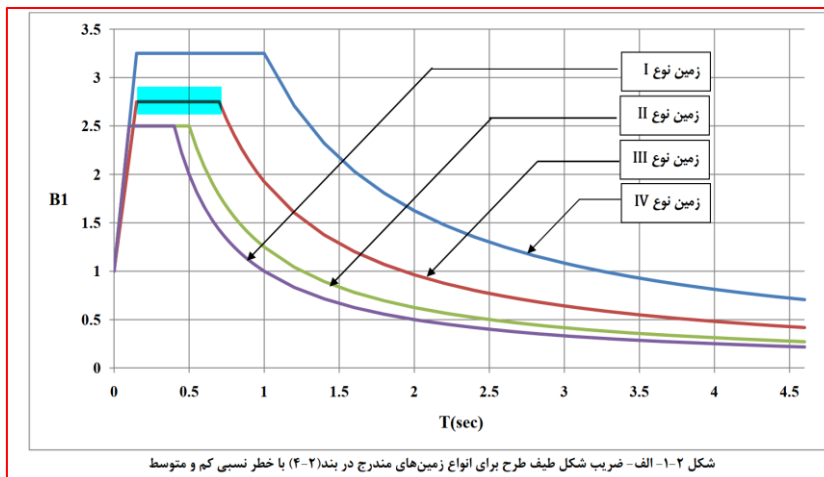
در این روابط:

T: زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند (۳-۳-۳) تعیین می شود.
 T_0 , T_s , S_0 و S: پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه خیزی منطقه وابسته اند.
 مقادیر این پارامترها در جدول (۲-۲) و انواع زمین ها در بند (۴-۲) مشخص شده اند.

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

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





۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

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

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



ادامه سوال ۵

مطابق صورت سوال داریم:

تذکر: ناحیه ثابت منحنی ضریب شکل طیف ناحیه ای می باشد که زمان تناوب اصلی نوسان سازه در محدوده زیر باشد:

$$T_o < T < T_s \rightarrow B_1 = S + 1 = 1.75 + 1 = 2.75$$

$$S = 1.75$$

$$\rightarrow B_1 \geq 0.5 * 2.75 = 1.375$$

با فرض در نظر گرفتن کمترین تعداد طبقه در گزینه های صورت سوال مقدار زمان تناوب را بدون اثر جداگرهای میانقابی محاسبه می کنیم. بنابراین برای زمین نوع III داریم:

$$\rightarrow T = 0.08 * (9 * 4)^{0.75} = 1.176s$$

$$\rightarrow n = 9$$

$$T_s = 0.7$$

$$T = 1.176s \geq T_s = 0.7 \rightarrow B_1 = (S + 1) \frac{T_s}{T}$$

$$\rightarrow (1.75 + 1) * \frac{0.7}{T} \geq 1.375 \rightarrow T \leq 1.4s$$

در نهایت با استفاده از رابطه زمان تناوب تجربی تعداد طبقات را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow T = 0.08 * (n * 4)^{0.75}$$

$$\rightarrow 0.08 * (n * 4)^{0.75} \leq 1.4$$

$$n \leq 11.36 \rightarrow n = 11 \text{ طبقه}$$



سوال ۶

برش پایه یک ساختمان مسکونی در شهر خوی استان آذربایجان غربی با سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی ویژه و مهاربندی همگرای ویژه فولادی براساس روش تحلیل استاتیکی معادل برابر V محاسبه شده است. نوع زمین II و زمان تناوب اصلی ساختمان برابر یک ثانیه است. اگر ارتفاع از روی تراز پایه همین ساختمان ۲۵ درصد افزایش یابد و با فرض افزایش ۲۵ درصد وزن مؤثر لرزه ای، برش پایه حدوداً چقدر خواهد شد؟ برای محاسبه زمان تناوب اصلی از رابطه تجربی استفاده شود. در هر دو حالت ارتفاع ساختمان در محدوده مجاز قرار دارد.

$$0.87V \text{ (۲)}$$

$$1.25V \text{ (۱)}$$

$$1.10V \text{ (۴)}$$

$$1.15V \text{ (۳)}$$

گزینه ۴ صحیح است

سطح سوال آسان و تکراری

حل: طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحه ۲۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

$$V_u = CW$$

(۱-۳)

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی درحد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین نامه توضیح داده شده اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب $1/4$ تقسیم شود.

W : وزن مؤثر لرزه ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۱-۳). بار زنده باید به صورت تخفیف نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

C : ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می آید:

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

(۲-۳)

مقدار برش پایه، V_u ، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u \min} = 0.12AIW$$

(۳-۳)



۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

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

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

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۵-۳)، به غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۵-۳)$$

۴-۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان، I

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه‌بندی آنها، در بند (۱-۶)، مطابق جدول

(۳-۳) تعیین می‌گردد:

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

طبقه‌بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

جدول ۴-۳ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۷/۵	۲/۵	۴	۲۰۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۸- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰



ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله		
			کم	متوسط	زیاد
۳۸	خور	فارس			*
۳۹	خوراسان	اصفهان		*	
۴۰	خوزوق	اصفهان		*	
۴۱	خورموج	بوشهر		*	
۴۲	خوسف	خراسان جنوبی		*	
۴۳	خوی	آذربایجان غربی			*

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B = B_1 N \quad (1-2)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

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

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

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

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

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

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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



ادامه سوال ۶

حالت اول:

برای ساختمان مسکونی در شهر خوی با خطر نسبی بسیار زیاد بر روی زمین نوع II داریم:

$$\rightarrow A = 0.35$$

$$\rightarrow I = 1$$

$$\rightarrow T = 1s \rightarrow 1 = 0.05 * H_1^{0.75} \rightarrow H_1 = 54.29m$$

$$\rightarrow T_s = 0.5s$$

$$\rightarrow S = 1.5$$

$$\rightarrow R_u = 7$$

$$\rightarrow T_s < T < 4S$$

$$\rightarrow B_1 = (S + 1) * \frac{T_s}{T} = (1.5 + 1) * \frac{0.5}{1} = 1.25$$

$$\rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.5} (1 - 0.5) + 1 = 1.1$$

$$\rightarrow B = B_1 * N = 1.25 * 1.1 = 1.375$$

$$\rightarrow W_1 = W$$

در ادامه برش پایه به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rightarrow V_{u1} = \frac{ABIW_1}{R_u} \geq 0.12AIW$$

$$\rightarrow V_{u1} = V = \frac{0.35 * 1.375 * 1 * W}{7} = 0.069W$$

$$V_{u1} = 0.069W \geq 0.12AIW = 0.12 * 0.35 * 1 * W = 0.042W \quad OK \checkmark$$

حالت دوم:

برای ساختمان مسکونی در شهر خوی با خطر نسبی بسیار زیاد بر روی زمین نوع II داریم:

$$\rightarrow A = 0.35$$

$$\rightarrow I = 1$$

$$\rightarrow H_2 = 1.25 * 54.29 = 67.86m$$



ادامه سوال ۶

$$\rightarrow T = 0.05 * (67.86)^{0.75} = 1.182s$$

$$\rightarrow T_s = 0.5s$$

$$\rightarrow S = 1.5$$

$$\rightarrow R_u = 7$$

$$\rightarrow T_s < T < 4S$$

$$\rightarrow B_1 = (S + 1) * \frac{T_s}{T} = (1.5 + 1) * \frac{0.5}{1.182} = 1.058$$

$$\rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.5} (1.182 - 0.5) + 1 = 1.1364$$

$$\rightarrow B = B_1 * N = 1.058 * 1.1364 = 1.2$$

$$\rightarrow W_2 = 1.25W$$

در ادامه برش پایه به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rightarrow V_{u2} = \frac{ABIW_2}{R_u} \geq 0.12AIW$$

$$\rightarrow V_{u2} = \frac{0.35 * 1.2 * 1 * 1.25W}{7} = 0.075W$$

$$V_{u2} = 0.075W \geq 0.12AIW = 0.12 * 0.35 * 1 * W = 0.042W \quad OK \checkmark$$

در نهایت نسبت خواسته شده به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rightarrow V_{u1} = V = 0.069W$$

$$V_{u2} = 0.075W$$

$$\frac{V_{u2}}{V_{u1}} = \frac{V_{u2}}{V} = \frac{0.075W}{0.069W} = 1.09 \rightarrow V_{u2} \approx 1.10V$$



سوال ۷

دو ساختمان A و B با کاربری مسکونی و هر یک چهار طبقه روی سطح زمین مفروض است. ارتفاع طبقات هر دو ساختمان یکسان و برابر h است زمان تناوب اصلی ساختمان A برابر 0/5 ثانیه و وزن مؤثر لرزه ای طبقات آن برابر W_A و زمان تناوب اصلی ساختمان B برابر 0.8 ثانیه و وزن مؤثر لرزه ای طبقات آن برابر W_B است. اگر ضریب نیروی زلزله این دو ساختمان یکسان باشد، نسبت نیروی جانبی آخرین طبقه ساختمان A به نیروی جانبی آخرین طبقه ساختمان B به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ مقدار ρ هر دو ساختمان برابر یک است.

$$(۱) \quad 1.15 \frac{W_A}{W_B} \quad (۲) \quad \frac{W_A}{W_B} \quad (۳) \quad 0.95 \frac{W_A}{W_B} \quad (۴) \quad 1.05 \frac{W_A}{W_B}$$

گزینه ۳ صحیح است

سطح سوال آسان و تکراری

حل: طبق بند ۲-۳ صفحه ۱۴ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

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

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

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 (۱-۳) و نصف وزن دیوارها و ستون هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند.

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 به دست آورده می شود:

$$K=0.5T+0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (۷-۳)$$

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

ساختمان (A):

$$\rightarrow T = 0.5s \rightarrow K = 1$$

$$C_A = C$$



ادامه سوال ۷

$$\rightarrow V_{uA} = C * 4W_A$$

$$\rightarrow (F_{u4})_A = \frac{W_A * 4h}{W_A(h + 2h + 3h + 4h)} * C * 4W_A = 1.6CW_A$$

ساختمان (B):

$$\rightarrow T = 0.8s \rightarrow K = 0.5 * 0.8 + 0.75 = 1.15$$

$$C_B = C$$

$$\rightarrow V_{uB} = C * 4W_B$$

$$\rightarrow (F_{u4})_B = \frac{W_B * (4h)^{1.15}}{W_B[h^{1.15} + (2h)^{1.15} + (3h)^{1.15} + (4h)^{1.15}]} * C * 4W_B$$

$$\rightarrow (F_{u4})_B = 1.69CW_B$$

در نهایت طبق صورت سوال نسبت مورد نظر را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \frac{(F_{u4})_A}{(F_{u4})_B} = \frac{1.6CW_A}{1.69CW_B} \approx 0.95 \frac{W_A}{W_B}$$



سوال ۸

یک ساختمان مسکونی با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه به ارتفاع 50 متر از تراز پایه بر روی خاک نوع III در شهر تهران واقع شده است. چنانچه زمان تناوب اصلی نوسان براساس تحلیل دینامیکی برابر 1.7 ثانیه و وزن مؤثر لرزه ای ساختمان برابر W باشد، به منظور طراحی اعضای این ساختمان کمترین مقدار قابل قبول نیروی برش پایه استاتیکی (V_u) به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ جداگرها مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمیکنند و $\rho = 1.0$ است.

$$0.071W(\epsilon)$$

$$0.059W (\epsilon)$$

$$0.053W (\epsilon)$$

$$0.064W (\epsilon)$$

گزینه ۱ صحیح است

سطح سوال: آسان و تکراری

حل: طبق بند ۳-۱-۳-۱ صفحه ۲۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

$$V_u = CW$$

(۱-۳)

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی در حد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین نامه توضیح داده شده اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود.

W: وزن مؤثر لرزه ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۱-۳). بار زنده باید به صورت تخفیف نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

C: ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می آید:

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

(۲-۳)

مقدار برش پایه، V_u ، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u \min} = 0.12AIW$$

(۳-۳)

تبصره- در این ساختمان ها، در کلیه موارد، می توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.



جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله		
			کم	متوسط	زیاد
۲۳	تنکابن	مازندران			*
۲۴	تنگ ارم	بوشهر			*
۲۵	توشک آبسرد	لرستان			*
۲۶	تویسرکان	همدان			*
۲۷	تویه	سمنان			*
۲۸	تهران	تهران			*
۲۹	تیران	اصفهان		*	
۳۰	تیغدر	خراسان جنوبی			*
۳۱	تیکمه داش	آذربایجان شرقی			*

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B = B_1 N \quad (۱-۲)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

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

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



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

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

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

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

$$T_s < T < 4 \text{ sec}$$

(۳-۲)

$$N = 1.7$$

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

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

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

(۳-۳)

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9}$$

(۴-۳)

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

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

ابتدا زمان تناوب تجربی سیستم قاب خمشی فولادی ویژه بدون اثر جداگرهای میانقابی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$T_a = 0.08(H)^{0.75} = 0.08 * (50)^{0.75} = 1.5s$$

در ادامه طبق بند تبصره صفحه ۳۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

$$T_m = 1.7s$$



ادامه سوال ۸

$$T_{\text{اصلی}} = \min(1.25T_a, T_m) = \min(1.25 * 1.5 = 1.875s, 1.7s) = 1.7s$$

برای ساختمان مسکونی در شهر تهران با خطر نسبی بسیار زیاد بر روی زمین نوع III داریم:

$$\rightarrow A = 0.35$$

$$\rightarrow I = 1$$

$$\rightarrow T = 1.7s$$

$$\rightarrow T_s = 0.7s$$

$$\rightarrow S = 1.75$$

$$\rightarrow R_u = 7.5$$

$$\rightarrow T_s < T < 4S$$

$$\rightarrow B_1 = (S + 1) * \frac{T_s}{T} = (1.75 + 1) * \frac{0.7}{1.7} = 1.132$$

$$\rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.7} (1.7 - 0.7) + 1 = 1.212$$

$$\rightarrow B = B_1 * N = 1.132 * 1.212 = 1.372$$

$$\rightarrow W_1 = W$$

در ادامه کمترین مقدار قابل قبول نیروی برش پایه استاتیکی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rightarrow V_u = \frac{ABIW}{R_u} \geq 0.12AIW$$

$$\rightarrow V_u = \frac{0.35 * 1.372 * 1 * W}{7.5} = 0.064W$$

$$V_u = 0.064W \geq 0.12AIW = 0.12 * 0.35 * 1 * W = 0.042W \quad \text{OK} \checkmark$$



سوال ۹

یک ساختمان ۱۶ طبقه با ارتفاع طبقات ۳.۴ متر با پلان مربع با اضلاع به طول ۱۶ متر از روی سطح زمین در شهر تهران و ناحیه پرتراکم واقع شده است. برای طراحی سازه مقادیر فشارهای خارجی در سمت رو به باد تحت نام P_F و مقادیر مکش های خارجی در سمت پشت به باد تحت نام P_B هستند. در تراز بام مقدار نسبت P_F / P_B به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

۱.۳۳ (۴)

۱.۶ (۳)

۱.۹۶ (۲)

۱ (۱)

گزینه ۲ صحیح است

حل: طبق بند ۶-۱۰-۱-۴ صفحه ۷۵ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۱۰-۴ فشار باد بر ساختمان ها و سایر سازه ها

۶-۱۰-۴-۱ فشار یا مکش خارجی

فشار یا مکش خارجی تحت اثر باد روی سیستم اصلی باربر یا روی جزئی از سطح خارجی ساختمان از رابطه (۶-۱۰-۳-الف) به دست می آید.

$$P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d \quad (۶-۱۰-۳-الف)$$

در این رابطه :

P : فشار یا مکش خارجی استاتیکی در جهت عمود بر سطح است که در حالت فشار به سمت رو به سطح و در حالت مکش به سمت خارج از سطح عمل می کند.

I_w : ضریب اهمیت بار باد، طبق جدول (۶-۱-۲)

q : فشار مبنای باد بر اساس بند ۶-۱۰-۳ و رابطه ۶-۱۰-۲

C_e : ضریب اثر تغییر سرعت طبق بند ۶-۱۰-۶

C_t : ضریب پستی و بلندی زمین طبق بند ۶-۱۰-۷

C_g : ضریب اثر تند باد طبق بند ۶-۱۰-۸ یا ۶-۱۰-۹

C_p : ضریب فشار طبق بند ۶-۱۰-۸ یا ۶-۱۰-۹

C_d : ضریب همراستایی باد طبق بند ۶-۱۰-۱۲

۶-۱۰-۶ ارتفاع مبنا

ارتفاع مبنا که در محاسبه ضریب C_e به کار می رود، به شرح زیر تعریف می شود:

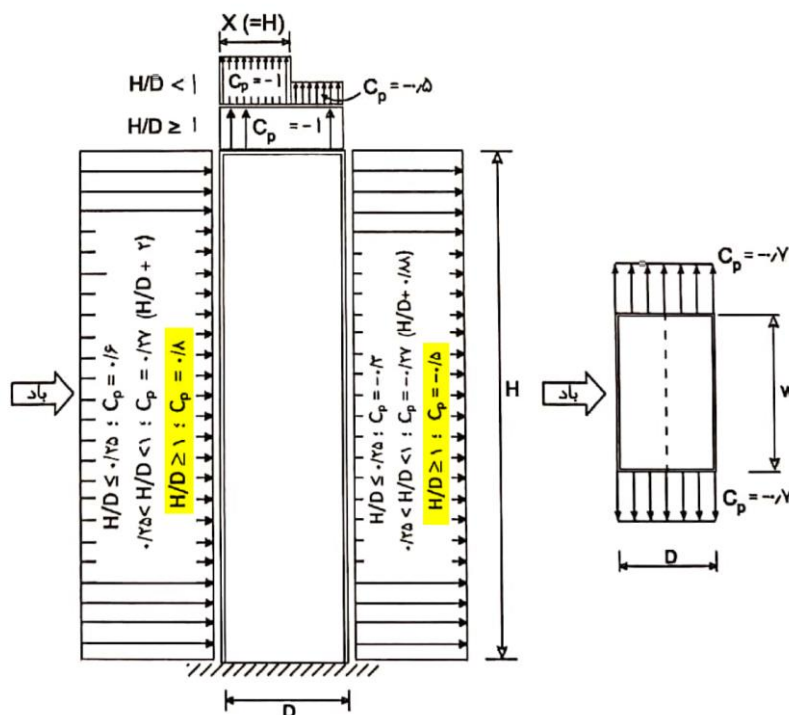
الف) برای ساختمان های منطبق بر بند ۶-۱۰-۸ این بخش یا پیوست ۴-۶، مقدار ارتفاع مبنا در

سمت رو به باد برابر ارتفاع نقطه مورد نظر از سطح زمین (Z)، برای سمت پشت باد نصف

ارتفاع کل ساختمان ($Z=H/2$) و برای بام و بدنه های جانبی ساختمان معادل ارتفاع کل

ساختمان ($Z=H$) است.





شکل ۶-۱۰-۲ ضریب فشار C_p برای بارگذاری سازه باربر اصلی

۶-۱۰-۳ ضریب C_e در نواحی پرتراکم

چنانچه ساختمان یا سازه در مناطق با تراکم ساختمانی شهری یا در مجاورت جنگل‌های انبوه قرار گرفته باشد و منطقه پرتراکم در سمت رو به باد ساختمان در بالادست به میزان یک کیلومتر یا ۲۰ برابر ارتفاع ساختمان (هرکدام که بیشتر است) امتداد داشته باشد، ضریب C_e از رابطه (۶-۱۰-۶) تعیین می‌گردد.

$$C_e = 0.7 \left(\frac{Z}{12} \right)^{1/3} \geq 0.7 \quad (6-10-6)$$

۶-۱۰-۸ ضرایب اثر تندباد و فشار برای ساختمان‌های مستطیل شکل با بام تخت

نسبت ابعادی بیشتر از واحد یا ارتفاع بیش از ۲۰ متر

چنانچه ارتفاع ساختمان بیش از ۲۰ متر یا بزرگتر از بعد کوچکتر ساختمان باشد، ضرایب اثر تندباد و فشار (C_{gi} و C_{pe}) و فشار (C_p^*) به شرح ذیل محاسبه می‌شوند.

ابتدا نسبت ابعادی سازه را کنترل می‌کنیم:

$$\rightarrow \frac{H}{D} = \frac{16 * 3.4}{16} = 3.4 > 1 \quad \text{OK} \checkmark$$

$$\rightarrow H = 16 * 3.4 = 54.4m > 20m \quad \text{OK} \checkmark$$

سازه بلند مرتبه می‌باشد.



ادامه سوال ۹

نسبت خواسته شده مد نظر طراح به صورت زیر است:

$$P_{\text{رو به باد}} = P_F$$

$$P_{\text{پشت به باد}} = P_B$$

$$\rightarrow \frac{P_F}{P_B} = \frac{C_{e_{\text{رو به باد}}}}{C_{e_{\text{پشت به باد}}}} * \frac{C_{p_{\text{رو به باد}}}}{C_{p_{\text{پشت به باد}}}}$$

پارامترهای دیگر در رابطه فشار خارجی باد با هم برابر می باشند. لذا از آوردن آنها در رابطه فشار خارجی باد صرف نظر شده است.

محاسبه C_e و C_p در حالت رو به باد در تراز بام برای حالت پرتراکم:

$$z = H = 54.4\text{m}$$

$$\rightarrow C_{e_{\text{رو به باد}}} = \max\left(0.7, 0.7 * \left(\frac{z}{12}\right)^{0.3}\right) = \max\left(0.7, 0.7 * \left(\frac{54.4}{12}\right)^{0.3}\right) = 1.1$$

$$\rightarrow \frac{H}{D} = \frac{54.4}{16} = 3.4 \geq 1$$

$$\rightarrow C_{p_{\text{رو به باد}}} = 0.8$$

محاسبه C_e و C_p در حالت پشت به باد در تراز بام برای حالت پرتراکم:

$$z = \frac{H}{2} = \frac{54.4}{2} = 27.2\text{m}$$

$$C_{e_{\text{پشت به باد}}} = \max\left(0.7, 0.7 * \left(\frac{z}{12}\right)^{0.3}\right) = \max\left(0.7, 0.7 * \left(\frac{27.2}{12}\right)^{0.3}\right) = 0.895$$

$$\rightarrow \frac{H}{D} = \frac{54.4}{16} = 3.4 \geq 1$$

$$\rightarrow C_{p_{\text{پشت به باد}}} = -0.5$$

در نهایت مقدار نسبت خواسته شده را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \frac{P_F}{P_B} = \left| \frac{C_{e_{\text{رو به باد}}}}{C_{e_{\text{پشت به باد}}}} * \frac{C_{p_{\text{رو به باد}}}}{C_{p_{\text{پشت به باد}}}} \right| = \left| \frac{1.1 * 0.8}{0.895 * (-0.5)} \right| = 1.966$$



سوال ۱۰

در یک سقف قوسی با قوس نیم دایره با دهانه L ، حدوداً در چند درصد طول دهانه مقدار بار برف متوازن صفر در نظر گرفته می شود؟

- (۱) 13 درصد (۲) 26 درصد (۳) صفر (۴) 6 درصد

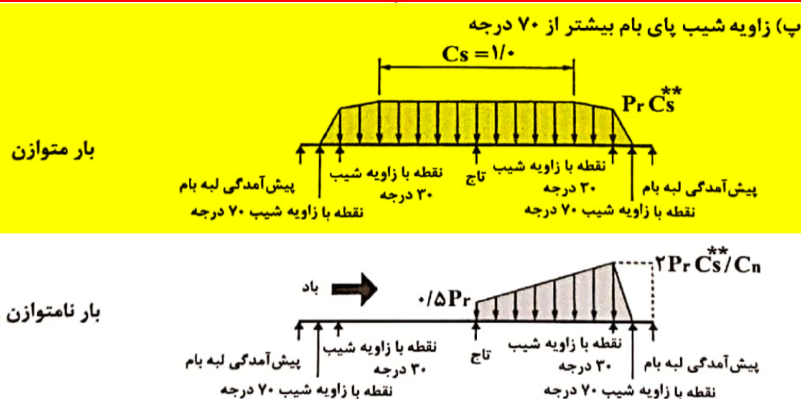
گزینه ۴ صحیح است

سطح سوال جدید و نکته دار

حل: طبق بند ۶-۷-۲-۷ صفحه ۵۴ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۷-۲-۷ بام های قوسی

برای بام های قوسی، بارگذاری متوازن و نامتوازن برف مطابق شکل ۶-۷-۳ انجام می شود. در این بام ها، اگر زاویه شیب خط رابط از تاج به پای قوس (یا نقطه ای که شیب خط مماس بر قوس در آن نقطه ۷۰ درجه باشد) کمتر از ۱۰ درجه یا بیشتر از ۶۰ درجه باشد، منظور کردن بار نامتوازن ضروری نیست. در غیراین صورت، در بارگذاری بار نامتوازن برای بخش رو به باد، بار برف در نظر گرفته نخواهد شد و برای قسمت پشت به باد، توزیع بار برف مطابق شکل خواهد بود. برای بخش هایی از بام با زاویه شیب بیشتر از ۷۰ درجه بار برف لحاظ نخواهد شد. در توضیحات زیر و شکل ۶-۷-۳ مقدار P_r با $C_s=1$ محاسبه شده است.



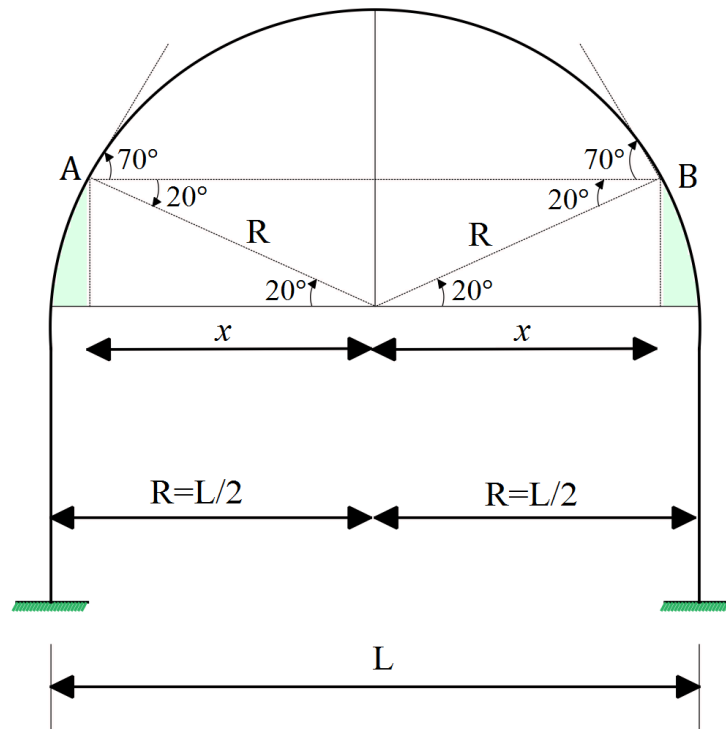
یادداشت: مقدار P_r با $C_s = 1$ محاسبه می شود. ضمناً C_s^* و C_s^{**} با استفاده از روابط ۶-۷-۳ و ۶-۷-۴ به ترتیب براساس زاویه شیب پای بام و زاویه شیب ۳۰ منظور می گردد.

شکل ۶-۷-۳ بار متوازن و نامتوازن در بام های قوسی

ابتدا یک سقف قوسی را با قوس نیم دایره ترسیم می کنیم:



ادامه سوال ۱۰



$$R = \frac{L}{2}$$

در ادامه مقدار X را محاسبه می کنیم:

$$x = R * \cos 20^\circ = \frac{L}{2} * \cos 20^\circ = 0.47L$$

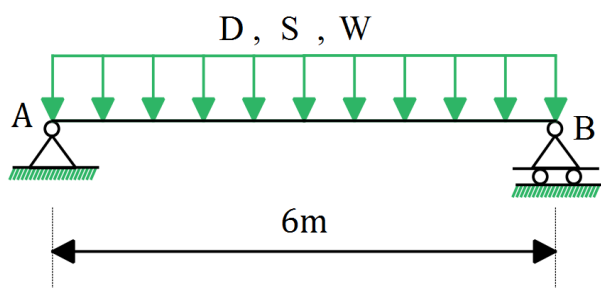
در نهایت مقدار درصد طول دهانه ای که بار برف متوازن آن صفر می باشد، را محاسبه می کنیم:

$$\text{درصد طول دهانه} = \frac{L - 2x}{L} * 100 = \frac{L - 2 * 0.47L}{L} * 100 = 6\%$$



سوال ۱۱

در شکل زیر بارهای وارد بر یک تیر دو سر ساده فولادی نشان داده شده است. بر روی تیر، شدت بار مرده $D = 0.5 \text{ kN/m}$ ، شدت بار برف $S = 1.5 \text{ kN/m}$ (مستقل از جهت وزش باد) و شدت سایر بارها صفر فرض می شود. مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) در طراحی این تیر به روش LRFD به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟



۱) 14.2 KN.m

۲) 12.1 KN.m

۳) 13.5 KN.m

۴) 10.3 KN.m

گزینه ۳ صحیح است

سطح سوال متوسط و نکته ای

حل: طبق بند ۶-۲-۳-۲ صفحه ۱۰ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۲-۳ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، سازه ها، اعضاء و شالوده های آنها باید به گونه ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آنها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب دار زیر باشد:

۱) $1/4 D$

۲) $1/2 D + 1/6 L + 0/5 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $1/2 D + 1/6 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0/5 (1/6 W)]$

۴) $1/2 D + 1/6 W + L + 0/5 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $1/2 D + E + L + 0/2 S$

۶) $0/9 D + 1/6 W$

۷) $0/9 D + E$

مقدار حداکثر شدت بار q_u را از ترکیب بارهای ردیف ۱ تا ۴ و ردیف ۶ محاسبه می کنیم:

$$q_D = 0.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_S = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_W = -0.4 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$



$$q_{u1} = 1.4q_D = 1.4 * 0.5 = 0.7 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{u2} = 1.2q_D + 0.5 * q_S = 1.2 * 0.5 + 0.5 * 1.5 = 1.35 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{u3} = 1.2q_D + 1.6 * q_S + \max\{L \text{ یا } 0.5 * 1.6 * q_W\}$$

$$q_{u3} = 1.2 * 0.5 + 1.6 * 1.5 + \max(0, 0.5 * 1.6 * (-0.4)) = 3 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{u4} = 1.2q_D + 1.6 * q_W + 0.5 * q_S$$

$$q_{u4} = 1.2 * 0.5 - 1.6 * 0.4 + 0.5 * 1.5 = 0.71 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{u6} = 0.9q_D + 1.6 * q_W = 0.9 * 0.5 - 1.6 * 0.4 = -0.19 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_u = \max\{q_{u1}, q_{u2}, q_{u3}, q_{u4}, q_{u6}\} = 3 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

در نهایت حداکثر مقاومت خمشی مورد نیاز در طراحی را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{3 * 6^2}{8} = 13.5 \text{ KN.m}$$



سوال ۱۲

در تحلیل پایداری یک گود که ضرورتاً دارای عمق ۲۵ متر است و برای مدت ده ماه احداث می شود، در صورت وجود ساختمان در حوزه تاثیر ناپایداری، حداقل ضریب اطمینان لازم برای پایداری کلی شیروانی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ امکان کاهش ضریب اطمینان در طول زمان در نظر گرفته نمی شود و در تحلیل پایداری از روش تنش مجاز استفاده می شود.

1.56 (۴)

2.34 (۳)

1.3 (۲)

1.95 (۱)

پاسخ در گزینه ها وجود ندارد

مطابق بند ۷-۳-۳-۴ صفحه ۳۵ مبحث هفتم ۱۴۰۰، در گودهای موقت، حداقل ضریب اطمینان در پایداری کلی شیروانی $1/3$ می باشد:

۷-۳-۳-۴ تحلیل پایداری با روش های تعادل حدى و بر اساس روش تنش مجاز انجام می گیرد. در این روش، حداقل ضرایب اطمینان به شرط موقت بودن گود (کمتر از یک سال) به شرح جدول ۷-۳-۳ می باشد. استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت نیز مجاز است.

جدول ۷-۳-۳ حداقل ضریب اطمینان برای پایداری کلی گود موقت

نوع	حداقل ضریب اطمینان پیشنهادی برای پایداری کلی
شیب های خاکبرداری	موقت $1/3$
پایداری کلی شیروانی	$1/3$
بالا آمدن کف گود	$1/5$

اما با توجه به وجود ساختمان در حوزه تاثیر ناپایداری، ضریب اطمینان برابر با $1/5$ خواهد بود:

۷-۳-۳-۸ در صورت وجود ساختمان در حوزه تاثیر ناپایداری، ضرایب اطمینان در جدول ۷-۳-۳ باید $1/5$ در نظر گرفته شود.

از طرفی طبق بند ۷-۳-۳-۱ صفحه ۳۱ مبحث هفتم ۱۴۰۰، در گودهای با عمق بیش از ۲۰ متر می بایست ضرایب اطمینان پایداری و مقاومتی را ۲۰ درصد افزایش داد:



ادامه سوال ۱۲

۳-۳-۷ ملاحظات کلی

۱-۳-۳-۷ الزامات و مبانی در طراحی و اجرای گودها در این مبحث برای گودبرداری‌های کمتر از ۲۰ متر است و اکیداً توصیه می‌شود از احداث گود با عمق بیشتر از ۲۰ متر احتراز شود. در صورت ضرورت احداث گودهای عمیق‌تر موارد زیر باید انجام پذیرد:

- ضرورت احداث توسط شورای عالی شهرسازی به تصویب برسد.
- مقادیر مجاز تغییر شکل‌ها ۲۰٪ کاهش و ضرایب اطمینان پایداری و مقاومتی ۲۰٪ افزایش پیدا کند.
- تعداد گمانه‌ها نسبت به جدول ۷-۲-۱ پنجاه درصد افزایش پیدا کند.

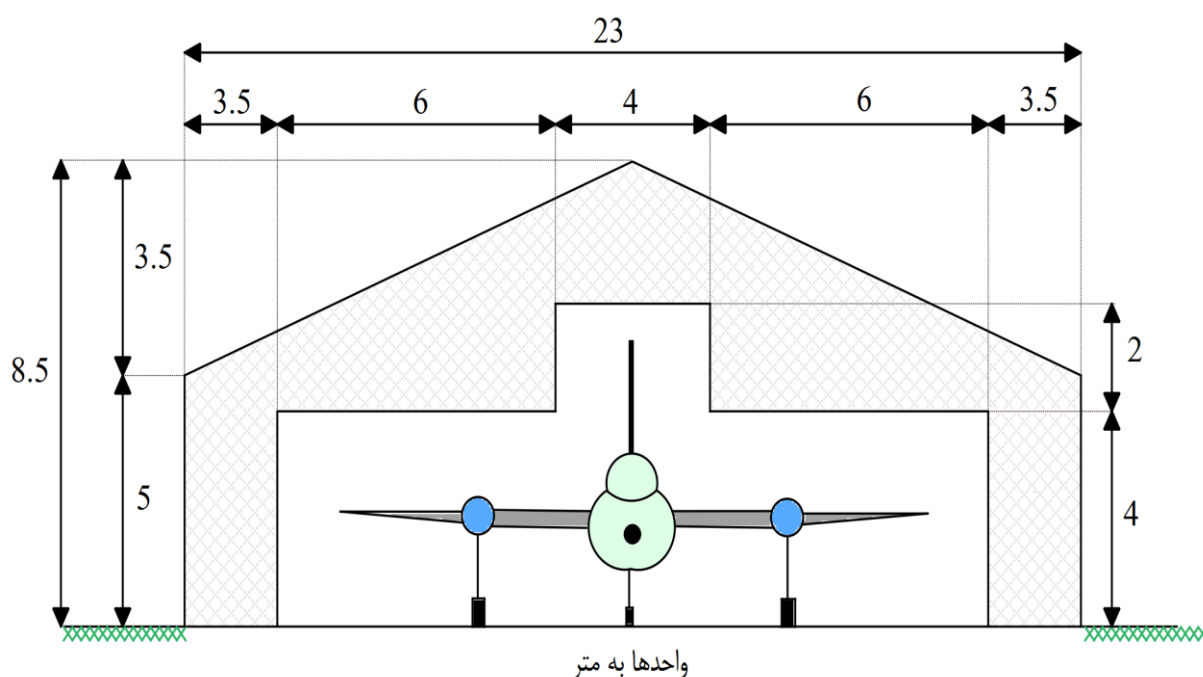
بنابراین حداقل ضریب اطمینان برابرست با: $SF = 1.5 * 1.2 = 1.8$

که در گزینه‌ها نیست!



سوال ۱۳

در شکل زیر یک تیپ از آشیانه های هواپیماهای جت در فرودگاه تبریز نشان داده شده است. طول و عرض آشیانه به ترتیب 20m و 23m بوده و از همه طرف، غیر از ورودی بزرگ جت ها که همواره باز است، بدون منفذ و باز شو می باشد. چنانچه به درخواست کارفرما این سازه جزء گروه خطر پذیری یک که در نواحی باز قرار دارد دسته بندی شود، فشار داخلی ناشی از وزش باد به سمت ورودی آشیانه که بدون محافظه کاری و با دقت محاسبه می شود، به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ در محاسبات از مقادیر حدی ضریب اثر باز شو استفاده و $C_t = 1$ فرض شود. بام سازه دوشیبه بوده و برای محاسبه حجم داخلی آن از ابعاد روی شکل می توان استفاده کرد. در محاسبات از روش استاتیکی استفاده شود.



$$P_i = +1.0 \text{ KN/m}^2 \quad (۱)$$

$$P_i = +0.9 \text{ KN/m}^2 \quad (۲)$$

$$P_i = +0.7 \text{ KN/m}^2 \quad (۳)$$

$$P_i = +0.8 \text{ KN/m}^2 \quad (۴)$$

گزینه ۳ صحیح است

سطح سوال: متوسط و تکراری

حل: طبق بند ۶-۱۰-۴-۲ صفحه ۷۶ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:



۲-۴-۱۰-۶ فشار یا مکش داخلی

فشار یا مکش داخلی ساختمان تحت اثر باد از رابطه (۲-۴-۱۰-۶) به دست می آید.

$$P_i = I_w q C_e C_{f_i} C_{p_i} C_d \quad (2-4-10-6 \text{ ب})$$

در این رابطه:

P_i : فشار یا مکش داخلی استاتیکی در جهت عمود بر سطح است که در حالت فشار به سمت رو به سطح و در حالت مکش به سمت خارج از سطح عمل می کند.

C_{f_i} : ضریب اثر تند باد طبق بند ۸-۱۰-۶

C_{p_i} : ضریب اثر بارشو طبق بند ۱۱-۱۰-۶

گروه ۳: ساختمان های با بازشوهای بزرگ که احتمال ورود باد به داخل ساختمان بالا است، ساختمان های صنعتی با درهای بزرگ یا هواکش، یا درهایی که ممکن است در زمان طوفان شکسته یا باز شوند، سرپوشیده های سه طرف بسته و همچنین ساختمان هایی که باید بعد از طوفان عملکرد آنها حفظ شود.
در این حالت $C_{p_i} = -0.7$ تا $C_{p_i} = 0.7$ اختیار خواهد شد.

۱۲-۱۰-۶ ضریب هم راستایی باد C_d

ضریب هم راستایی باد به منظور در نظر گرفتن احتمال هم راستایی جهت باد، ساختمان و ضریب فشار مربوط در همان جهت باد پیش بینی شده است. بجز در ساختمان ها و حالات زیر، ضریب هم راستایی C_d برابر با ۰/۸۵ اختیار می شود.

۱- دودکش ها، منابع و ساختمان های مشابه با مقطع مربع $C_d=0.9$ ، با مقطع دایره یا هشت ضلعی $C_d=0.95$

۲- پایه های انتقال نیرو (برج های خرابایی) با مقطع مثلث، مربع و مستطیل $C_d=0.85$ ، با سایر مقاطع $C_d=0.95$

جدول ۲-۱-۶ ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطرپذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۶-۱	ضریب اهمیت I_e بار زلزله،	ضریب اهمیت I_w بار باد،	ضریب اهمیت I_i بار یخ،	ضریب اهمیت I_s بار برف،
۱	۱/۴	۱/۲	۱/۲	۱/۲
۲	۱/۲	۱/۱	۱/۱	۱/۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸



۱-۸-۱۰-۶ ضریب اثر تند باد C_{gi} و C_g

ضریب اثر تند باد به منظور در نظر گرفتن نسبت حداکثر بارگذاری باد به اثر متوسط آن، ناشی از اثر نسبت سرعت لحظه‌ای باد به سرعت متوسط آن، در محاسبه فشار باد در نظر گرفته می‌شود. مقدار ضریب C_g به شرح ذیل است:

الف) برای محاسبه نیروهای کلی خارجی ساختمان $C_g = 2/0$

ب) برای محاسبه نیروهای وارد بر اجزاء پوشش نما یا بام (به طور موضعی) $C_g = 2/5$
برای محاسبه فشار یا مکش داخلی، مقدار ضریب C_{gi} را می‌توان به صورت محافظه کارانه برابر ۲/۰ اختیار نمود.

مقدار دقیق ضریب C_{gi} متناسب با حجم ساختمان، کل سطح بدنه و بام آن و مساحت منافذ بدنه ساختمان از رابطه ۸-۱۰-۶ محاسبه می‌شود.

$$C_{gi} = 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{V_0}{6150 \cdot A}}} \quad (8-10-6)$$

که در آن

V_0 = حجم داخلی ساختمان بر حسب متر مکعب

A = مساحت کل منافذ و بازشوهای بدنه خارجی ساختمان بر حسب مترمربع است.

ت) در محاسبه فشار (مکش) داخلی ساختمان‌ها:

۱- چنانچه بازشو در سمتی غیر از رو به باد بوده و روی وجوه داخلی ساختمان نیروی مکشی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع کل ساختمان است ($Z=H$).

۲- چنانچه بازشو در سمت رو به باد باشد و فشار داخلی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع بالاترین بازشو در وجه رو به باد منظور می‌شود. در جهت اطمینان می‌توان فشار داخلی را نیز با ارتفاع کل ساختمان محاسبه نمود ($Z=H$).

ادامه جدول ۱-۱۰-۶ سرعت و فشار مبنای باد

ردیف	نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (V) km/h	فشار مبنای (q) kN/m ²
۱۱۲	خلخال	۹۰	۰/۳۸
۱۱۳	خمین	۸۰	۰/۳۰

ردیف	نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (V) km/h	فشار مبنای (q) kN/m ²
۸۰	تبریز	۱۱۰	۰/۵۷
۸۱	تخت جمشید	۸۰	۰/۳۰

۲-۶-۱۰-۶ ضریب C_e در نواحی باز

چنانچه ساختمان یا سازه در محدوده‌ای که در آن ساختمان‌ها، درختان یا موانع دیگر به صورت پراکنده قرار گرفته و یا در مجاورت دریاچه، دریا، ساحل باز یا صحرایی با پوشش گیاهی کوتاه واقع شده باشد، ضریب C_e از رابطه (۵-۱۰-۶) تعیین می‌گردد.

$$C_e = \left(\frac{Z}{10} \right)^{1/2} \geq 0.9 \quad (5-10-6)$$

Z ارتفاع مبنای هر نقطه از ساختمان یا سازه، بر حسب متر، نسبت به سطح زمین است.

ت) در محاسبه فشار (مکش) داخلی ساختمان‌ها:

۱- چنانچه بازشو در سمتی غیر از رو به باد بوده و روی وجوه داخلی ساختمان نیروی مکشی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع کل ساختمان است ($Z=H$).

۲- چنانچه بازشو در سمت رو به باد باشد و فشار داخلی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع بالاترین بازشو در وجه رو به باد منظور می‌شود. در جهت اطمینان می‌توان فشار داخلی را نیز با ارتفاع کل ساختمان محاسبه نمود ($Z=H$).



ادامه سوال ۱۳

برای محاسبه فشار داخلی ناشی از بار باد ابتدا پارامترهای رابطه فشار داخلی باد P_i را مشخص می کنیم:

$$P_i = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d$$

$$I_w = 1.2$$

$$q_{\text{تبریز}} = 0.57 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$C_d = 0.85$$

$$C_{pi} = +0.7$$

$$C_t = 1$$

$$C_e = \max \left\{ 0.9, \left(\frac{6}{10} \right)^{0.2} = 0.903 \right\} = 0.903$$

$$Z = 4 + 2 = 6\text{m}$$

$$C_{gi} = 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{V_o}{6950A}}} = 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{3105}{6950 * 72}}} \approx 2$$

$$V_o = \left[(5 * 23) + \left(\frac{3.5 * 23}{2} \right) \right] * 20 = 3105 \text{ m}^3$$

$$A = [(2 * 4) + (4 * 16)] = 72 \text{ m}^2$$

در نهایت برای محاسبه حد بالای فشار داخلی ناشی از باد (P_i) به صورت زیر عمل می کنیم:

$$\rightarrow P_i = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d = 1.2 * 0.57 * 0.903 * 1 * 2 * 0.7 * 0.85$$

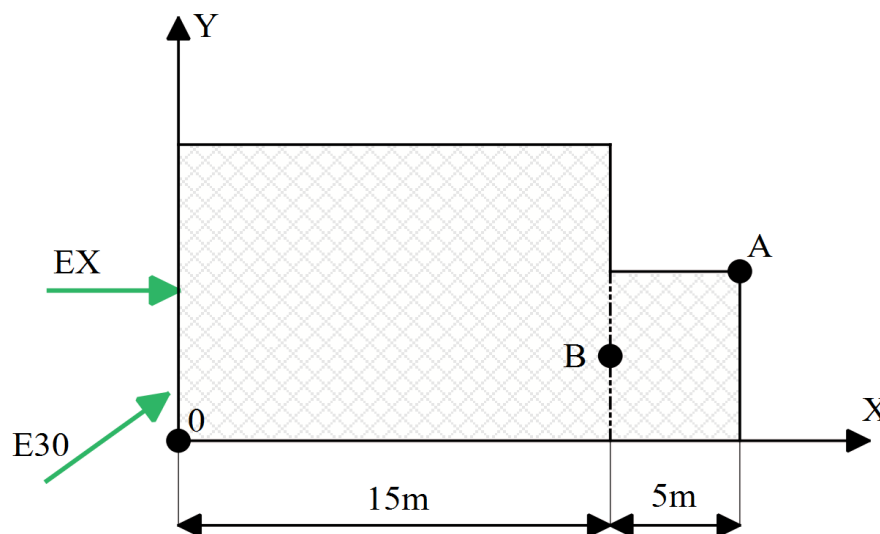
$$\rightarrow P_i = +0.735 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

پاسخ به گزینه ۳ نزدیک تر می باشد.



سوال ۱۴

در شکل پلان سقف یک ساختمان یک طبقه با دیافراگم صلب نشان داده شده است. تحلیل سازه بدون احتساب پیچش تصادفی نشان می دهد، وقتی نیروی زلزله در راستای $+X$ به سازه وارد می شود جابجایی نقاط A و B در راستای Y ، $+6mm$ است. وقتی نیروی زلزله در راستای 30° درجه نسبت به محور X وارد می شود، جابجایی نقاط A و B در راستای Y به ترتیب $+20.2mm$ و $+17.7mm$ است. فقط با این اطلاعات، با در نظر گرفتن تمام راستاهای محتمل برای نیروی زلزله، کدام یک از گزینه های زیر صحیح است؟ مقدار نیروی زلزله در تمام راستاها یکسان فرض میشود.



(۱) سازه فاقد نامنظمی پیچشی است اما نامنظمی هندسی دارد.

(۲) سازه دارای نامنظمی پیچشی است اما با این اطلاعات نمیتوان زیاد یا شدید بودن آن را تعیین کرد.

(۳) سازه قطعاً دارای نامنظمی شدید پیچشی است.

(۴) سازه دارای نامنظمی زیاد پیچشی است.

گزینه ۳ صحیح است

سطح سوال: سخت

حل: طبق بند ۱-۷-۱ مورد الف و ب صفحه ۶ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:



۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

الف-نامنظمی هندسی: در مواردی که پس رفتگی همزمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد.

ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1/0$ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

نامنظمی‌های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم‌های کفها صلب و یا نیمه صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند.

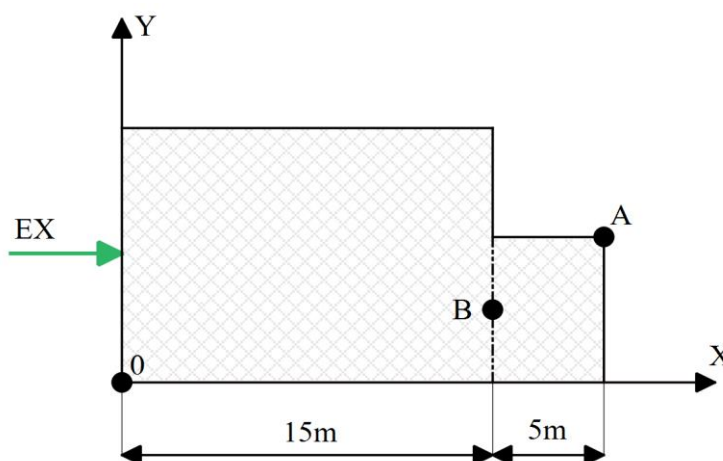
ابتدا نامنظمی هندسی در پلان را برای جهت X بررسی می‌کنیم:

$$l > 0.2L \rightarrow 5m > 0.2 * (15 + 5) = 4m \quad \text{ok } \checkmark$$

نکته: با توجه به نداشتن اندازه پس رفتگی و بعد کلی پلان در جهت Y نمی‌توان در مورد نامنظمی هندسی در پلان نظر داد، زیرا باید پس رفتگی در هر دو جهت X و Y همزمان بیشتر از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد باشند.

در ادامه نامنظمی پیچشی را بررسی می‌کنیم:

حالت اول: نیروی زلزله در راستای $+X$ به سازه وارد می‌شود بدون احتساب پیچش تصادفی:

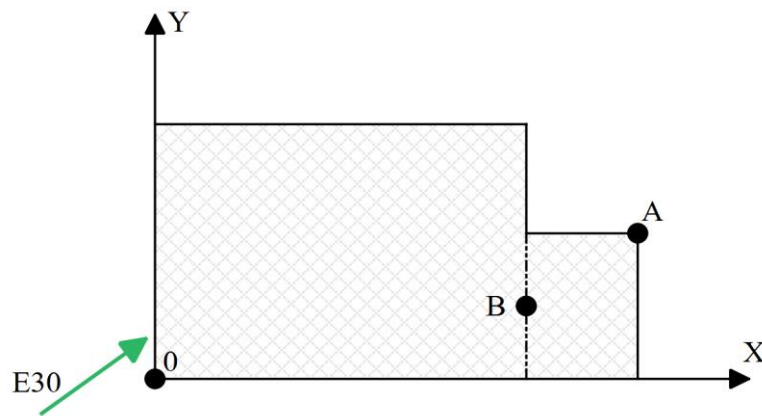


$$\Delta_A = \Delta_B = +6mm$$

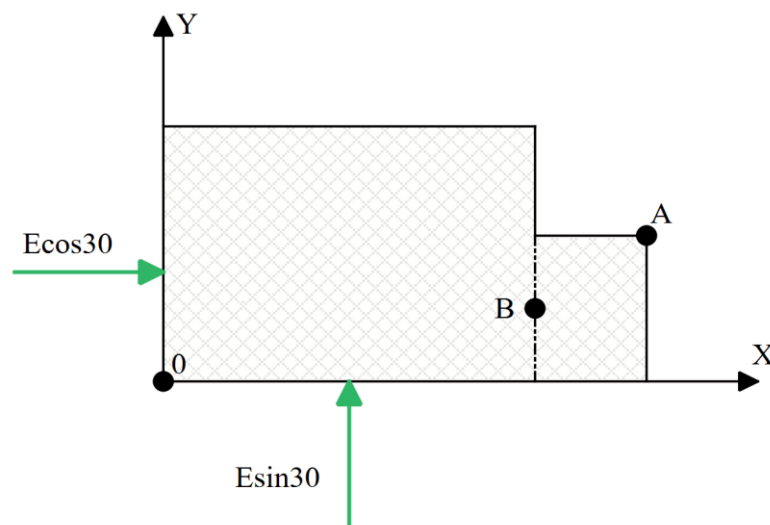


ادامه سوال ۱۴

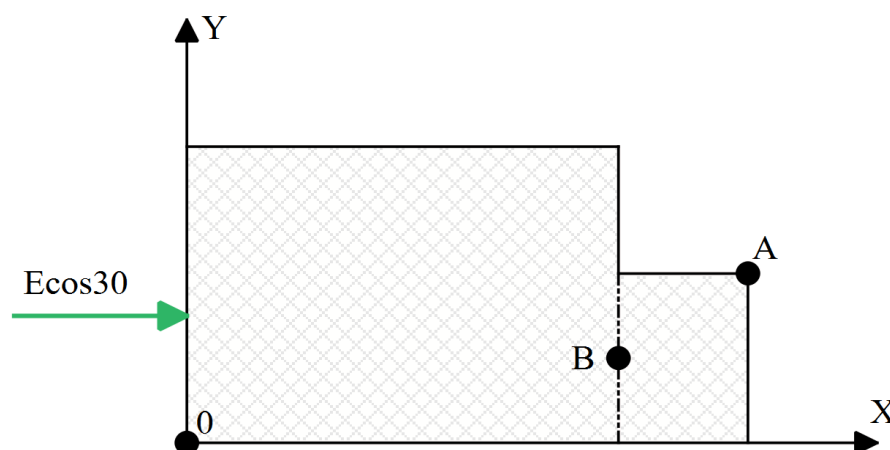
حالت دوم: در حالت بدون احتساب پیچش تصادفی و اعمال نیروی زلزله در راستای (30°) نسبت به محور افقی داریم:



تجزیه مولفه نیروی زلزله در دو راستای X و Y به صورت شکل زیر می باشد:



در حالت بدون احتساب پیچش تصادفی و اعمال نیروی زلزله راستای (30°) نسبت به محور افقی داریم:



$$E_x = K_x * \Delta$$

$$E_x = E \cos 30 = \frac{\sqrt{3}E}{2}$$

$$E_x \propto \Delta$$

$$\rightarrow \Delta_A = \Delta_B = \Delta_{\text{حالت الف}} \cos 30 = 6 * \cos 30 = 6 * \frac{\sqrt{3}}{2} = 5.2 \text{ mm}$$

در نهایت مقدار جابجایی کل پلان سازه حول محور Y زمانی که نیروی زلزله در راستای X به سازه وارد می شود بدون احتساب پیچش تصادفی:

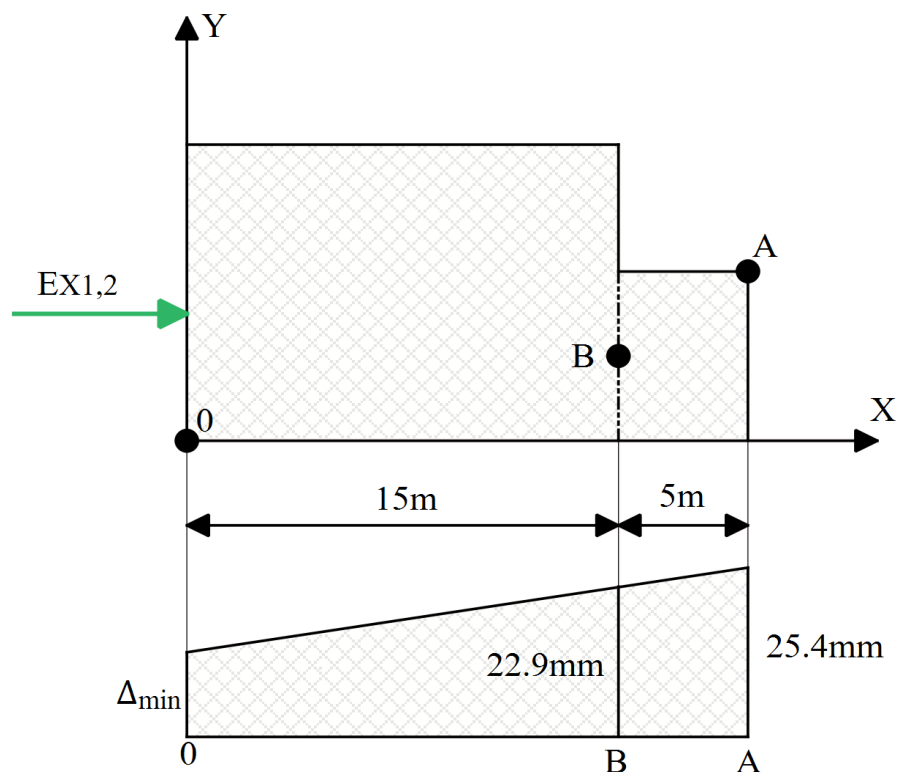
$$\rightarrow \Delta_A = 20.2 \pm 5.2$$

$$\rightarrow \Delta_B = 17.7 \pm 5.2$$

در حالتی که نیروی زلزله در هر دو حالت به صورت هم جهت به پلان وارد شوند:

$$\rightarrow \Delta_A = 20.2 + 5.2 = 25.4 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_B = 17.7 + 5.2 = 22.9 \text{ mm}$$



ادامه سوال ۱۴

$$\frac{25.4 - 22.9}{5000} = \frac{22.9 - \Delta_{min}}{15000} \rightarrow \Delta_{min} = 15.4 \text{ mm}$$

$$\Delta_{avg} = \frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2} = \frac{25.4 + 15.4}{2} = 20.4 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} = \frac{25.4}{20.4} = 1.245$$

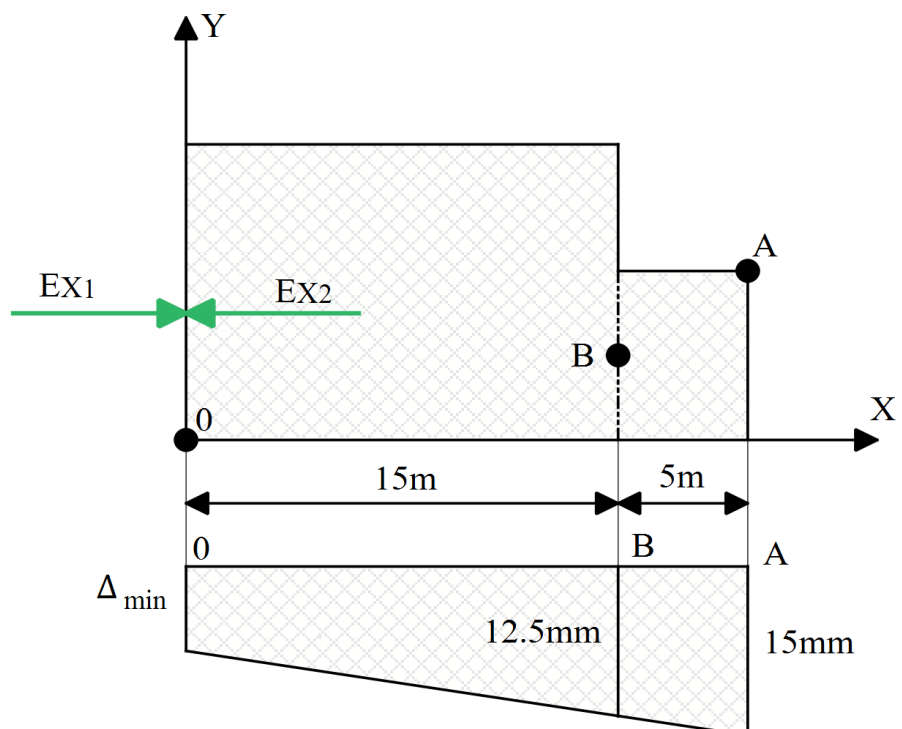
$$1.2 < \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} = 1.245 \leq 1.4$$

نامنظمی پیچشی زیاد می باشد.

در حالتی که نیروی زلزله در هر دو حالت خلاف جهت هم به پلان وارد شوند:

$$\rightarrow \Delta_A = 20.2 - 5.2 = 15 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_B = 17.7 - 5.2 = 12.5 \text{ mm}$$



$$\frac{15 - 12.5}{5000} = \frac{12.5 - \Delta_{min}}{15000} \rightarrow \Delta_{min} = 5 \text{ mm}$$



ادامه سوال ۱۴

$$\Delta_{avg} = \frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2} = \frac{15 + 5}{2} = 10mm$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} = \frac{15}{10} = 1.5$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} = 1.5 > 1.4$$

نامنظمی پیچشی شدید می باشد.

در پلان ساختمان نامنظمی شدید پیچشی به صورت قطعی وجود دارد.

نقشه راه رایگان قبولی آزمون محاسبات

مسیر و برنامه دانش پذیران موفق سبزسازه در آزمون محاسبات

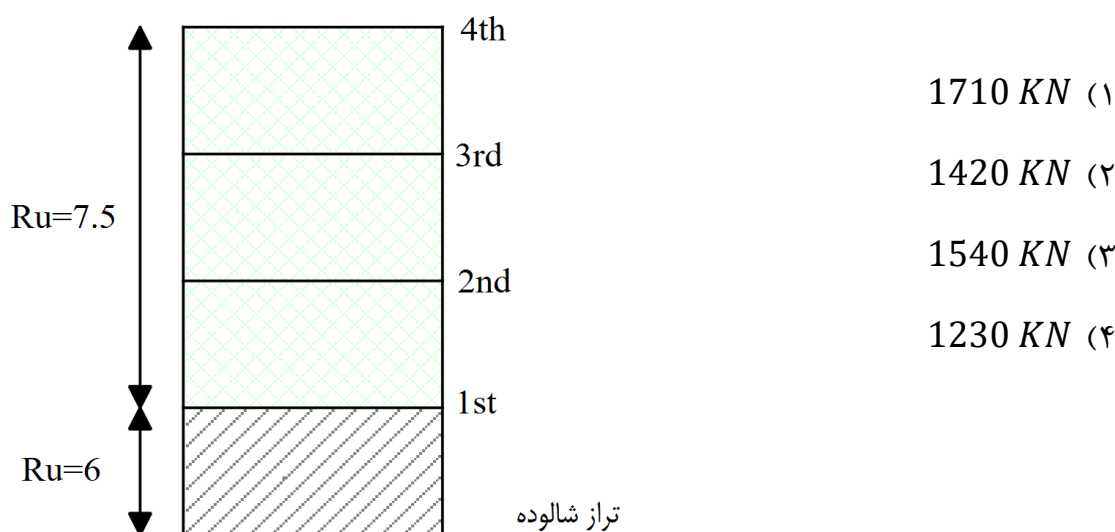
فرصت دریافت مجرور

همین حالا برایم ارسال کن



سوال ۱۵

برای تحلیل یک سازه چهار طبقه با ترکیب سیستم در ارتفاع، حالت کلی مورد استفاده قرار گرفته و زمان تناوب اصلی سازه ۰.۴۸ ثانیه محاسبه شده است. برای محاسبات قسمت فوقانی، برش ناشی از نیروی جانبی زلزله در طبقه دوم (بین ۱st و 2nd) برابر ۱۲۳۰ KN است. برای محاسبات قسمت تحتانی، برش ناشی از نیروی جانبی زلزله روی تراز شالوده به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ ارتفاع و جرم موثر لرزه ای تمام طبقات یکسان بوده و برای هر دو بخش $\rho = 1$ فرض می شود. روش تحلیل استاتیکی برای این سازه معتبر فرض شده و مورد استفاده است. ضرایب رفتار روی شکل نشان داده شده است.



گزینه ۱ صحیح است

سطح سوال: متوسط و نکته دار

حل: طبق بند ۳-۳-۵-۹-۱ مورد ب و بند ۳-۳-۶ صفحات ۳۷ و ۳۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:



۳-۵-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع استفاده شده باشد، برای تعیین نیروی جانبی زلزله باید الزامات زیر رعایت گردد:

۳-۵-۹-۱ حالت کلی

الف- زمان تناوب اصلی سازه باید مطابق ضوابط بند (۳-۳-۳) تعیین گردد. در مواردی که از روابط تجربی استفاده می‌شود، این زمان باید برابر با متوسط وزنی زمان‌های تناوب هر یک از سیستم‌ها در ارتفاع کل سازه در نظر گرفته شود.

ب- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی بیشتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات هردو قسمت مورد استفاده قرار گیرد.

پ- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی کمتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات این قسمت مورد استفاده قرار گیرد. برای محاسبات قسمت تحتانی مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 مربوط به همین قسمت مورد استفاده قرار می‌گیرد. ولی حالت نیروهای عکس‌العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/ρ قسمت فوقانی به R_u/ρ قسمت تحتانی ضرب شده‌اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اضافه شود. این نسبت در هر حال نباید کوچک‌تر از ۱/۰ باشد.

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

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

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

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:

$$K = 0.5T + 0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (۷-۳)$$

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.

ابتدا برش پایه ناشی از سیستم فوقانی را به صورت زیر محاسبه می‌کنیم:

$$\rightarrow T = 0.48s \rightarrow K = 1$$



ادامه سوال ۱۵

$$\rightarrow F_{u2} = \frac{W * 2h}{W(h + 2h + 3h + 4h)} * V_{u,top} = 0.2V_{u,top}$$

$$\rightarrow F_{u3} = \frac{W * 3h}{W(h + 2h + 3h + 4h)} * V_{u,top} = 0.3V_{u,top}$$

$$\rightarrow F_{u4} = \frac{W * 4h}{W(h + 2h + 3h + 4h)} * V_{u,top} = 0.4V_{u,top}$$

$$V_{top} = F_{u2} + F_{u3} + F_{u4} = 0.2V_{u,top} + 0.3V_{u,top} + 0.4V_{u,top} = 0.9V_{u,top}$$

$$V_{top} = 1230KN \rightarrow 1230 = 0.9V_{u,top} \rightarrow V_{u,top} = \frac{1230}{0.9} = 1366.67KN$$

نکته مهم: مقدار $1366.67KN$ برش پایه بدست آمده با استفاده از ضریب رفتار قسمت فوقانی می باشد.

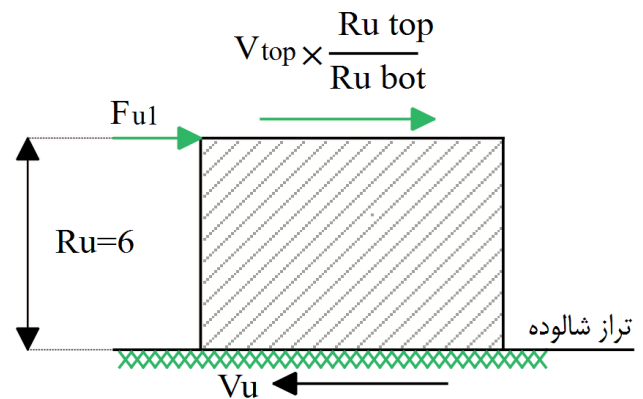
در ادامه داریم:

$$\rho_{top} = \rho_{bot} = 1$$

$$\left(\frac{R_u}{\rho}\right)_{top} = R_{u,top} = 7.5$$

$$\left(\frac{R_u}{\rho}\right)_{bot} = R_{u,bot} = 6$$

$$\frac{R_{u,top}}{R_{u,bot}} = \frac{7.5}{6} = 1.25 \geq 1 \text{ ok } \checkmark$$



برای محاسبه نیروی جانبی زلزله در تراز طبقه اول در سیستم تحتانی ابتدا باید برش پایه با استفاده از ضریب رفتار قسمت تحتانی را محاسبه کنیم:

$$V_{u,bot} = \frac{V_{u,top} * R_{u,top}}{R_{u,bot}} = \frac{1366.67 * 7.5}{6} = 1708.34 KN$$

$$\rightarrow F_{u1} = \frac{W * h}{W_A(h + 2h + 3h + 4h)} * 1708.34 = 170.834 KN$$

در نهایت برای قسمت تحتانی برش ناشی از نیروی جانبی زلزله روی تراز شالوده را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow V_u = F_{u1} + \frac{R_{u,top}}{R_{u,bot}} * V_{top} = 170.834 + 1.25 * 1230 = 1708.334 KN$$

$$\rightarrow V_u \approx 1710 KN$$



سوال ۱۶

ساختمانی ۸ طبقه از نوع سیستم دوگانه با قاب خمشی بتن آرمه ویژه توام با دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه بدون زیرزمین با کاربری بیمارستان در شهر تبریز روی زمین نوع II به ارتفاع هر طبقه ۴ متر موجود است. هرگاه زمان تناوب اصلی ساختمان با استفاده از تحلیل دینامیکی ۱.۲ ثانیه باشد. و جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نکنند. در محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه کمترین مقدار قابل قبول ضریب زلزله (C) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

0.055 (۴)

0.09 (۳)

0.075 (۲)

0.065 (۱)

گزینه ۳ صحیح است

سطح سوال: آسان و تکراری

حل: طبق بند ۳-۳-۱-۱-۱ صفحه ۲۸ و بند ۳-۵-۳-۳ صفحه ۴۶ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان های متعارف

ساختمان های متعارف به ساختمان هایی اطلاق می شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان ها زمان تناوب اصلی نوسان را می توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب های بتن آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمایند:

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

ب- برای ساختمان های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب های فولادی، از رابطه (۳-۳)

پ- برای ساختمان های با سایر سیستم های مندرج در جدول (۵-۳)، به غیر از سیستم

کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۵-۳)$$



۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۱-۳) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۱-۳-۳-۳) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۱-۱-۳-۳) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است.

$$V_u = CW$$

(۱-۳)

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی در حد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب $1/4$ تقسیم شود.

W : وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۱-۳). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

C : ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می‌آید:

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

(۲-۳)

مقدار برش پایه، V_u ، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u \min} = 0.12AIW$$

(۳-۳)



گروه ۱- ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان های ضروری:

این گروه شامل ساختمان هایی است که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره برداری از آنها غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می شود؛ مانند بیمارستان ها و درمانگاه ها، مراکز آتش نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمان های نیروگاه ها و تأسیسات برق رسانی، برج های مراقبت فرودگاه ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کمک رسانی و به طور کلی تمام ساختمان هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می باشد.

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۵	تالش	گیلان			*	
۶	تایباد	خراسان رضوی			*	
۷	تبریز	آذربایجان شرقی				*



۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B = B_1 N \quad (۱-۲)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

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

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

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

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

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

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

جدول ۴-۳ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
ت-سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

زمان تناوب تجربی سیستم قاب خمشی بتنی ویژه بدون اثر جداگرهای میانقابی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$T_a = 0.05(H)^{0.75} = 0.05 * (8 * 4)^{0.75} = 0.672s$$



ادامه سوال ۱۶

در ادامه طبق بند ۳-۵-۳ صفحه ۴۶ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برای درمانگاه ها با اهمیت خیلی زیاد داریم:

$$T_m = 1.2s$$

$$T_{\text{اصلی}} = \min(1.25T_a, T_m) = \min(1.25 * 0.672 = 0.84s, 1.2s) = 0.84s$$

برای ساختمان بیمارستان در شهر تبریز با خطر نسبی بسیار زیاد بر روی زمین نوع II داریم:

$$\rightarrow A = 0.35$$

$$\rightarrow I = 1.4$$

$$\rightarrow T = 0.84s$$

$$\rightarrow T_s = 0.5s$$

$$\rightarrow S = 1.5$$

$$\rightarrow R_u = 7.5$$

$$\rightarrow T_s < T < 4S$$

$$\rightarrow B_1 = (S + 1) * \frac{T_s}{T} = (1.5 + 1) * \frac{0.5}{0.84} = 1.486$$

$$\rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.5} (0.84 - 0.5) + 1 = 1.068$$

$$\rightarrow B = B_1 * N = 1.486 * 1.068 = 1.587$$

در ادامه کمترین مقدار قابل قبول ضریب زلزله به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rightarrow C = \frac{ABI}{R_u} \geq 0.12AI$$

$$\rightarrow C = \frac{0.35 * 1.587 * 1.4}{7.5} = 0.1$$

$$\rightarrow C = 0.1 \geq 0.12AI = 0.12 * 0.35 * 1.4 = 0.059 \quad OK \checkmark$$

پاسخ سوال به گزینه ۳ نزدیک تر می باشد.



سوال ۱۷

ساختمان بتنی ۳ طبقه منظم به ارتفاع هر طبقه ۴ متر و وزن مؤثر لرزه ای هر طبقه 1500 kN بر روی شالوده گسترده به ابعاد $10 \times 10 \times 1$ متر موجود است. هرگاه نیروی جانبی وارد بر طبقه سوم، دوم و اول به ترتیب ۳۰۰، ۲۰۰ و ۱۰۰ کیلونیوتن باشد. نسبت لنگر واژگونی به لنگر مقاوم به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ وزن حجمی بتن $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ فرض شود. مرکز جرم طبقات بر مرکز سطح شالوده واقع بوده و روی شالوده فاقد هرگونه خاک و کف سازی در نظر گرفته شود.

۰.۱۰ (۴)

۰.۱۸ (۳)

۰.۲۵ (۲)

۰.۲ (۱)

گزینه ۳ صحیح است

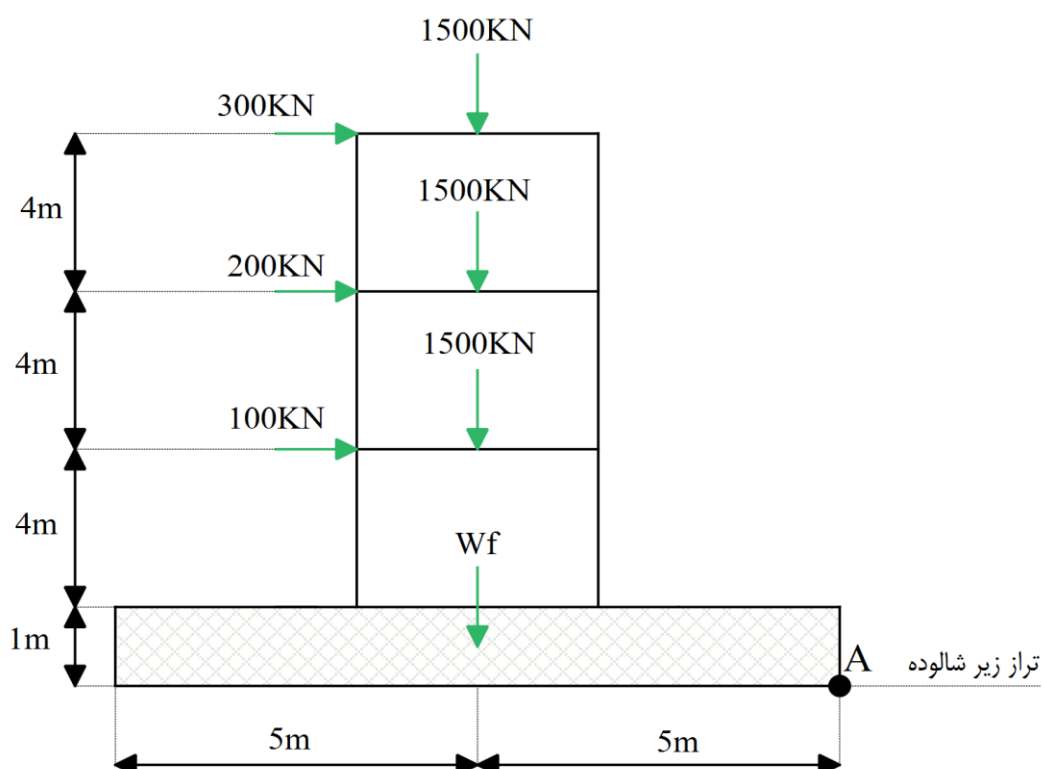
سطح سوال: آسان و تکراری

حل: طبق بند ۳-۳-۸ صفحه ۴۰ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۳-۳-۸ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزله در تراز زیر شالوده برابر مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان است. در محاسبه لنگر مقاوم در برابر واژگونی، بار تعادل وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان است که برای تعیین نیروی جانبی به کار رفته است و وزن شالوده و خاک روی آن به وزن مؤثر لرزه‌ای اضافه می‌شود. سازه ساختمان و پی آن باید به گونه‌ای طراحی شوند که توانایی تحمل اثر لنگر واژگونی را داشته باشند.

ابتدا شکل کلی سازه را طبق صورت سوال ترسیم می‌کنیم:



ادامه سوال ۱۷

ابتدا لنگر واژگونی در اثر نیروهای جانبی زلزله را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow M_A = [(300 * 13) + (200 * 9) + (100 * 5)] = 6200 \text{ KN.m}$$

وزن شالوده بتنی را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow W_f = \gamma V = 25 * (10 * 10 * 1) = 2500 \text{ KN}$$

در ادامه لنگر مقاوم ناشی از وزن موثر لرزه ای طبقات سازه و وزن شالوده را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow M_P = [(1500 + 1500 + 1500 + 2500) * 5] = 35000 \text{ KN.m}$$

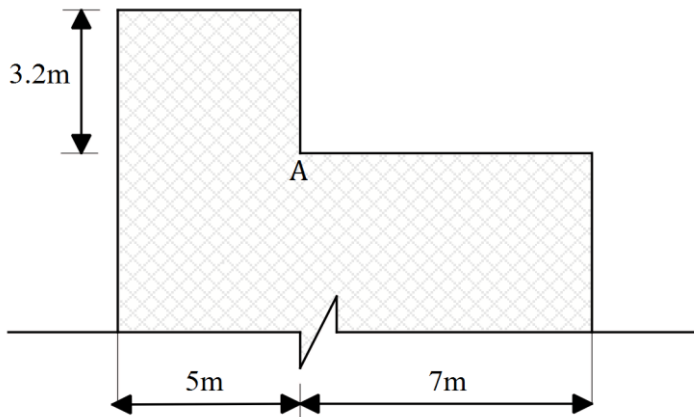
در نهایت طبق صورت سوال نسبت مورد نظر را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \frac{M_A}{M_P} = \frac{6200}{35000} = 0.177 \approx 0.18$$



سوال ۱۸

یک ساختمان اداری معمولی در یک منطقه پرتراکم شهر کرج واقع شده است. مقطع بام ساختمان مطابق شکل در یک بخش دارای خرپشته است. در نقطه A بیشترین بار برف وارد بر بام به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بام نیمه برف گیر فرض شود.



$$P_A = 1.85 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (۱)$$

$$P_A = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (۲)$$

$$P_A = 2.84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (۳)$$

$$P_A = 2.27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (۴)$$

گزینه ۴ صحیح است

سطح سوال آسان و تکراری

حل: طبق بند ۲-۷-۶ و بند ۶-۷-۱۰ صفحات ۴۵ و ۶۱ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۲-۷-۶ بار برف بام

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

$$P_r = I_s C_n C_h C_s P_s \quad (۱-۷-۶)$$

که در آن:

$$P_s = \text{بار برف مبنا طبق بخش ۳-۷-۶}$$

$$I_s = \text{ضریب اهمیت بار برف طبق جدول ۲-۱-۶}$$

$$C_n = \text{ضریب برف‌گیری طبق بخش ۴-۷-۶}$$

$$C_h = \text{ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۵-۷-۶}$$

$$C_s = \text{ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶}$$

است



۴-۷-۶ ضریب برف گیری

ضریب برف گیری، C_n ، با توجه به اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف گیری بام ساختمان بر اساس جدول ۲-۷-۶، در نظر گرفته می شود. برای مناطق ۱ الی ۳ بار برف، این ضریب برابر یک در نظر گرفته می شود.

جدول ۲-۷-۶ ضریب برف گیری، C_n

نوع ناحیه	بام برف ریز	بام نیمه برف گیر	بام برف گیر
پرتراکم	۰/۹	۱/۰	۱/۱
پاز	۰/۸	۰/۹	۱/۰

در جدول ۲-۷-۶، بام برف ریز بامی است که بالاتر از محیط اطراف می باشد و محافظتی از اطراف وجود ندارد. اگر واحدهای تأسیساتی بزرگ بر روی بام وجود داشته باشند یا ارتفاع دست انداز بام و سایر برجستگی ها از روی بام بیشتر از ارتفاع برف متوازن، $h_b = P_r / \gamma$ ، باشد، در این صورت آن بام نمی تواند در گروه بام برف ریز قرار گیرد. موانع اطراف ساختمان تا فاصله ده برابر h_b می توانند برای برف بام آن ساختمان محافظت ایجاد کرده و در آن صورت بام را نمی توان در گروه بام برف ریز دانست. h_b ، فاصله قائم از روی مرتفع ترین مانع تا روی بام می باشد. وزن مخصوص برف، γ ، را می توان از رابطه ۲-۷-۶ محاسبه کرد.

$$\gamma = 0.43 P_s + 2.2 \quad \text{kN/m}^3 \quad (2-7-6)$$

بام برف گیر بامی است که از تمام جوانب، پایین تر از موانع متصل به آن و یا موانع اطراف می باشد. بام های غیر برف گیر و غیر برف ریز، بام های نیمه برف گیر محسوب می شوند.

ادامه جدول ۱-۷-۶ تقسیم بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۶۱	رفسنجان	۳	۹۱	کاشمر	۲
۶۲	روانسر	۴	۹۲	کرج	۴

۳-۷-۶ بار برف مبنا

بار برف مبنا، P_s ، باری است که بر اساس آمار موجود در منطقه، احتمال فراگشت از آن در سال دو درصد باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال).

بار برف مبنا در مناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم بندی مشخص شده در جدول ۱-۷-۶ یا در شکل پیوست ۵-۶، حداقل برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

منطقه ۱- برف بسیار کم (نادر)	۰/۲۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۲- برف کم	۰/۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۳- برف متوسط	۱ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۴- برف زیاد	۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۵- برف سنگین	۲ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۶- برف فوق سنگین	۳ کیلونیوتن بر مترمربع



۵-۷-۶ ضریب شرایط دمایی

ضریب شرایط دمایی، C_h ، از جدول ۳-۷-۶، با توجه به شرایط مورد انتظار ساختمان در سال‌های عمر مفید تعیین می‌شود.

جدول ۳-۷-۶ ضریب شرایط دمایی، C_h

۱،۰	تمام ساختمان‌ها به جز موارد زیر
۱،۱	ساختمان‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شوند.
۱،۲	ساختمان‌های بدون گرمایش و ساختمان‌هایی که زیر بام آنها باز است.
۱،۳	ساختمان‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگه‌داشته می‌شود.

۶-۷-۶ ضریب شیب

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

$$C_s = 1 \quad \alpha \leq \alpha_0 \quad (\text{الف-۳-۷-۶})$$

$$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{70 - \alpha_0} \quad \alpha_0 < \alpha < 70^\circ \quad (\text{ب-۳-۷-۶})$$

$$C_s = 0 \quad \alpha \geq 70^\circ \quad (\text{پ-۳-۷-۶})$$

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

۱۰-۷-۶ انباشتگی برف در اطراف قسمت‌های بالا آمده و دست‌انداز بام

برای مناطق ۴، ۵ و ۶ بار برف، انباشتگی برف در اطراف قسمت‌های بالا آمده از بام از قبیل خریشته و فضاهای تأسیساتی و پشت دست‌انداز اطراف بام باید مطابق بند ۱-۹-۷-۶ در نظر گرفته شود. ارتفاع حداکثر انباشت برف را می‌توان سه چهارم مقدار حاصل از رابطه ۵-۷-۶ در نظر گرفت. در مورد دست‌اندازها، طول بام در جهت عمود بر دست‌انداز برای I_{II} منظور خواهد شد، ولی در مورد قسمت‌های بالا آمده از بام، مقدار بزرگتر طول رو به باد و طول پشت به باد بر روی بام برای I_{II} منظور خواهد شد. اگر عرض وجه قسمت بالا آمده بر روی بام کمتر از ۴/۵ متر داشته باشد، برای آن لحاظ بار برف انباشت لازم نیست.

$$h_d = 0.12 \sqrt[4]{I_{II}} \sqrt[4]{100 P_s + 50} - 0.5 \quad (۴-۷-۶)$$



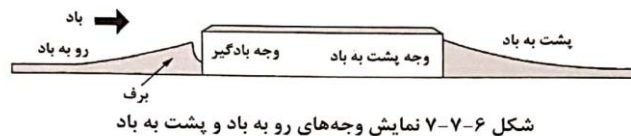
۹-۷-۶ انباشتگی برف در بام‌های پایین‌تر

برای مناطق ۴، ۵ و ۶ بار برف، بام باید برای تحمل بارهای انباشته شده برف ناشی از سایه و باد قسمت‌های بالاتر همان ساختمان یا بلندی‌ها و ساختمان‌های مجاور طراحی شود.

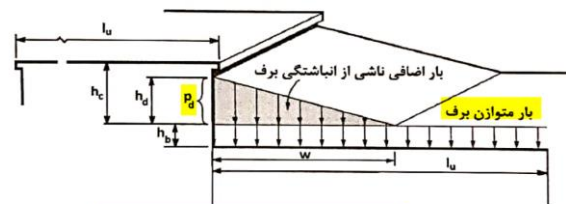
۶-۹-۱ بام پایین تر در ساختمان های با بام پله ای

مطابق شکل ۶-۷ برف بر اثر وزش باد ممکن است از قسمت بالاتر بام ساختمان بر روی بام پایین تر آن ریزش کند (انباشت پشت به باد) یا باد در جهت مقابل بار برف را بر روی بام پایین تر در مجاورت قسمت بلندتر انباشته سازد (انباشت رو به باد). مقدار انباشت بار برف مطابق شکل ۶-۸ به بار متوازن اضافه خواهد شد. چنانچه نسبت $h_c/h_b < 0.2$ باشد، نیازی به در نظر گرفتن انباشتی برف نیست. $h_b = P_r/\gamma$ ارتفاع بار برف متوازن و h_c برابر ارتفاع نزدیکترین نقطه بام مجاور بالاتر از روی برف متوازن روی بام پایین تر می باشد. هر دو امکان انباشت پشت به باد و رو به باد باید مطابق حالت های الف و ب در نظر گرفته شود:

الف- در حالت پشت به باد، شدت بار برف انباشت برابر مقدار $P_d = \gamma h_d$ در پای دیوار قسمت بلندتر خواهد بود. h_d از رابطه ۶-۴ به دست می‌آید و در آن رابطه I_u بیانگر طول بام بالاتر می‌باشد.



شکل ۶-۷-۷ نمایش وجه‌های رو به باد و پشت به باد



شکل ۶-۷-۸ نمایش برف انباشته شده بر بام پایین تر

گروه خطر پذیری	نوع کاربری
۳	کلیه ساختمان‌ها و سازه‌های مشمول این مبحث که جزو ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه خطرپذیری دیگر نباشند، مانند ساختمان‌های مسکونی ^۱ اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های طبقاتی، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی و غیره.

گروه خطر پذیری مطابق جدول ۱-۶-۱	ضریب اهمیت I_e بارزلزله	ضریب اهمیت I_w بار باد	ضریب اهمیت I_f بار یخ	ضریب اهمیت I_s بار برف
۱	۱٫۴	۱٫۲	۱٫۲	۱٫۲
۲	۱٫۲	۱٫۱	۱٫۱	۱٫۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸

ابتدا بار برف متوازن را محاسبه می کنیم:

$$P_r = I_s C_n C_h C_s P_s = 1 * 1 * 1 * 1 * 1.5 = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$I_S = 1$$

$$C_n = 1$$



ادامه سوال ۱۸

$$C_h = 1$$

$$C_s = 1$$

$$P_s = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

محاسبه انباشتگی بار برف مطابق بند ۶-۷-۱۰ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸:

$$\gamma = 0.43P_s + 2.2 = 0.43 * 1.5 + 2.2 = 2.845 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$h_b = \frac{P_r}{\gamma} = \frac{1.5}{2.845} = 0.527\text{m}$$

$$h_c = h - h_b = 3.2 - 0.527 = 2.673\text{m}$$

$$\frac{h_c}{h_b} = \frac{2.673}{0.527} = 5.07 \geq 0.2$$

باید انباشتگی بار برف در نظر گرفته شود.

$$h_d = \frac{3}{4} (0.12 \sqrt[3]{L_u} \sqrt[4]{100P_s + 50} - 0.5)$$

$$h_d = \frac{3}{4} (0.12 \sqrt[3]{7} \sqrt[4]{100 * 1.5 + 50} - 0.5) = 0.272\text{m}$$

$$L_u = \max\{5\text{m}, 7\text{m}\} = 7\text{m}$$

$$P_d = \gamma * h_d = 2.845 * 0.272 = 0.774 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

مقدار حداکثر بار برف در نقطه A به صورت زیر محاسبه می شود:

$$P_A = P_r + P_d = 1.5 + 0.774 = 2.274 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$



سوال ۱۹

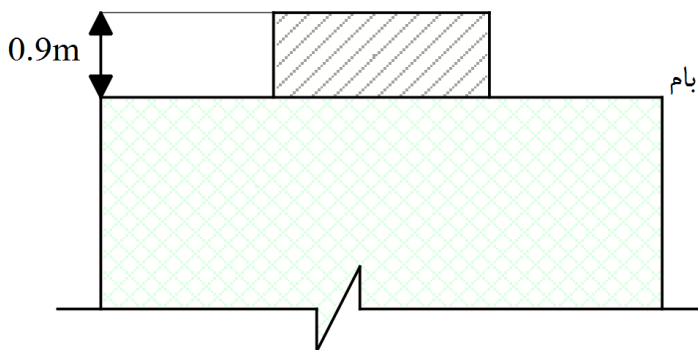
- در شکل زیر یک دستگاه سیستم سرمایشی چیلر مستقر بر بام ساختمان رادیو و تلویزیون با ارتفاع $12m$ از تراز پایه در شهر منجیل (گیلان) نشان داده شده است. چنانچه نوع خاک III و وزن این سیستم در زمان بهره برداری $45KN$ باشد، نسبت برآیند حداکثر نیروی قائم به نیروی افقی وارد بر چیلر در هنگام زلزله به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ از روش تحلیل استاتیکی معادل و حد مقاومت در محاسبه نیروی زلزله استفاده شود. حفظ سیستم سرمایشی برای خدمت رسانی بی وقفه سازه لازم است.

(۱) 2

(۲) 1.9

(۳) 1.13

(۴) 2.5



گزینه ۱ صحیح است

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحه ۲۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۱-۲-۴ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۱-۴) محاسبه شده و بر مرکز جرم جزء اثر

$$V_{pu} = \frac{0.4a_p A(1+S)W_p I_p}{R_{pu}} \left(1 + 2\frac{Z}{H}\right) \quad (1-4)$$

در این رابطه:

 V_{pu} = نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت. برای تعیین این نیرو در حد تنش های مجازباید این مقادیر به $1/4$ تقسیم شود. A = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲ $1+S$ = ضریب شتاب طیفی طبق بند (۲-۳-۱) a_p = ضریب بزرگنمایی جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴) I_p = ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴) W_p = وزن جزء سازه ای همراه با محتویات آن در زمان بهره برداری R_{pu} = ضریب رفتار جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴). Z = ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه. مقدار Z لازم نیست بیشتر از H در نظر گرفته شود. H = ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایهمقدار V_{pu} در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{pu}(\min) = 0.3A(1+S)I_p W_p \quad (2-4)$$

همچنین مقدار V_{pu} لزومی ندارد بیشتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{pu}(\max) = 1.6A(1+S)I_p W_p \quad (3-4)$$



۲-۲-۴ مؤلفه قائم نیروی زلزله

مؤلفه قائم نیروی زلزله از رابطه (۵-۴) تعیین می‌شود. این مؤلفه باید همزمان با نیروی جانبی به جزء اثر داده شده و در ترکیب‌های بارگذاری‌های مختلف به کار برده شود.

$$F_{pu} = 0.2A(1 + S)I_p W_p \quad (۵-۴)$$

۳-۱-۴ ضریب اهمیت جزء

اجزای غیرسازه‌ای برحسب میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به دو گروه تقسیم و در تعیین نیروی جانبی زلزله برای هر یک "ضریب اهمیت جزء I_p " خاص در نظر گرفته می‌شود. این ضریب برای اجزاء زیر برابر با ۱/۴ و برای سایر اجزا برابر ۱/۰ می‌باشد:

الف- جزء در داخل و یا متکی به سازه با اهمیت خیلی زیاد بوده و حفظ آن برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه سازه لازم باشد.

ب- محتوای جزء مواد خطرناک با امکان ایجاد مسمومیت زیاد و یا انفجار باشد.

پ- خدمت‌رسانی جزء برای تأمین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم باشد، مانند سیستم اطفای حریق و پلکان فرار

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله		
			کم	متوسط	زیاد
۶۱	منجیل	گیلان			*
۶۲	منظریه	اصفهان			*

جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

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

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



گروه ۱- ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان های ضروری:

این گروه شامل ساختمان هایی است که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره برداری از آنها غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می شود؛ مانند بیمارستان ها و درمانگاه ها، مراکز آتش نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمان های نیروگاه ها و تأسیسات برق رسانی، برج های مراقبت فرودگاه ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کمک رسانی و به طور کلی تمام ساختمان هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می باشد.

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

جدول ۲-۴ ضرایب لرزه ای برای تجهیزات مکانیکی و برقی

R _{pu}	a _p	نام تجهیزات
۶	۲/۵	الف- تجهیزات برقی و مکانیکی هواکش، واحدهای تهویه مطبوع، گرم کننده ها و جعبه های تقسیم هوا، سایر تجهیزات مکانیکی ساخته شده از ورق های فلزی
۲/۵	۱	واحدهای تهویه مطبوع آبی، دیگ بخار، کوره، تانکر و مخزن فشار اتمسفری، چیلر، سیستم گرم کننده آب، مبدل حرارتی و تجهیزاتی که از مواد با قابلیت تغییر شکل زیاد ساخته شده اند.
۲/۵	۱	موتور، توربین، پمپ و کمپرسور و مخزن تحت فشار که فاقد پایه های پیرامونی بوده و مستقیماً توسط شاسی به کف متصل شود.
۲/۵	۲/۵	مخزن تحت فشاری که بر روی پایه های پیرامونی نصب شده باشد.
۲/۵	۱	آسانسور و پله برقی
۲/۵	۱	ژنراتور، باتری، موتور، مبدل و سایر تجهیزات برقی که از مواد با قابلیت تغییر شکل زیاد ساخته شده باشد.
۶	۲/۵	تابلو برق، مراکز کنترل موتور، و سایر تجهیزات برقی که از ورق های فلزی ساخته شده باشد.
۲/۵	۱	تجهیزات مخابراتی، رایانه و سیستم های کنترل و ابزار دقیق

مطابق رابطه زیر حداکثر نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت وارد بر چیلر مستقر بر روی بام را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow V_{Pu} = \frac{0.4a_p A(1+S)W_P I_P}{R_{Pu}} \left(1 + 2\frac{Z}{H}\right)$$

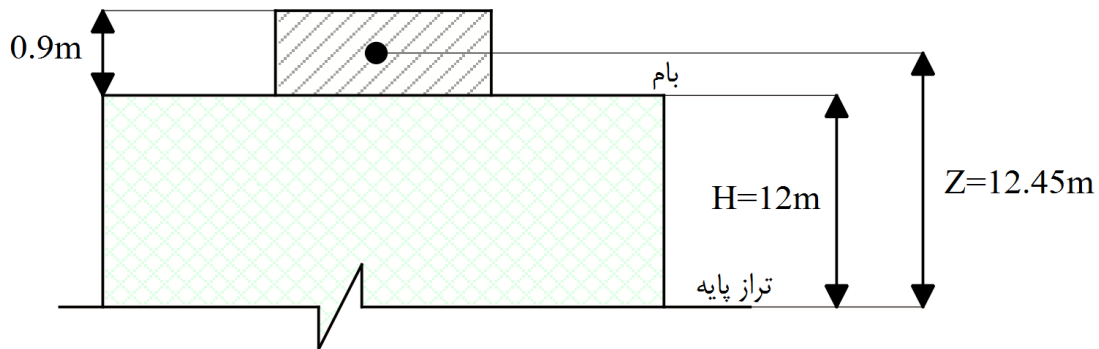
برای چیلر طبق جدول ۴-۱ داریم:

$$a_p = 1, \quad R_{Pu} = 2.5$$

با توجه به اینکه مرکز جرم چیلر بالاتر از ارتفاع ساختمان می باشد. لذا داریم:



ادامه سوال ۱۹



$$Z = 12.5m \leq H = 12m \text{ not ok } \times \rightarrow Z = 12m$$

$$H = 12m$$

$$\frac{Z}{H} = 1$$

$$I_p = 1.4$$

$$W_p = 45 \text{ KN}$$

$$S = 1.75$$

$$A = 0.35$$

در ادامه مقدار V_{Pu} را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow V_{Pu} = \frac{0.4 * 1 * 0.35 * (1 + 1.75) * 45 * 1.4}{2.5} (1 + 2 * 1) = 29.1 \text{ KN}$$

در ادامه مقدار V_{Pu} را با $V_{Pu_{min}}$ و $V_{Pu_{max}}$ کنترل می کنیم:

$$V_{Pu_{min}} = 0.3A(1 + S)W_p I_p = 0.3 * 0.35 * (1 + 1.75) * 45 * 1.4$$

$$V_{Pu_{min}} = 18.2 \text{ KN}$$

$$V_{Pu_{max}} = 1.6A(1 + S)W_p I_p = 1.6 * 0.35 * (1 + 1.75) * 45 * 1.4 = 97 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{Pu_{min}} \leq V_{Pu} \leq V_{Pu_{max}} \text{ OK } \checkmark$$



ادامه سوال ۱۹

مطابق رابطه زیر حداکثر نیروی قائم زلزله وارد بر چیلر مستقر بر روی بام را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow F_{Pu} = 0.2A(1 + S)W_P I_P = 0.2 * 0.35 * (1 + 1.75) * 45 * 1.4 = 12.13 KN$$

$$I_P = 1.4$$

$$W_P = 45 KN$$

$$S = 1.75$$

$$A = 0.35$$

نکته مهم: در صورت سوال به برآیند حداکثر نیروی قائم وارد بر چیلر اشاره شده است. بنابراین داریم:

$$\rightarrow F_y = F_{Pu} + W_P = 12.13 + 45 = 57.13 KN$$

در نهایت طبق صورت سوال نسبت مورد نظر را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \frac{F_y}{V_{Pu}} = \frac{57.13}{29.1} = 1.963$$

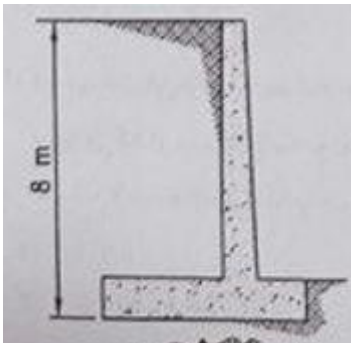
پاسخ سوال به گزینه ۱ نزدیک تر می باشد.

تذکر: در این سوال استفاده از ترکیب بار برای محاسبه برآیند حداکثر نیروی قائم وارد بر چیلر مدنظر طراح نبوده است.



سوال ۲۰

در دیوار حائل نشان داده شده، فشار جانبی خاک در هنگام زلزله، بر واحد طول دیوار، از روش مونونابه-اکابه، $318 \text{ kN} / \text{m}$ محاسبه شده است. چنانچه نقطه ی اثر اضافه فشار دینامیکی، 4.8 m بالاتر از زیر شالوده باشد، فقط با اطلاعات موجود، لنگر واژگونی دیوار تحا فشار جانبی خاک هنگام زلزله، در روش تنش مجاز، به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ وزن واحد حجم خاک $21 \text{ kN} / \text{m}^3$ ، زاویه اصطحاک داخلی $\phi = 30^\circ$ و چسبندگی خاک $C=0$ فرض می شود. از وجود خاک در جلوی شالوده صرف نظر شود. در محاسبات، فشار خاک در حالت استاتیکی به صورت محرک در نظر گرفته شود.



۱. $1160 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$

۲. $920 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$

۳. $1530 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$

۴. $1050 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$

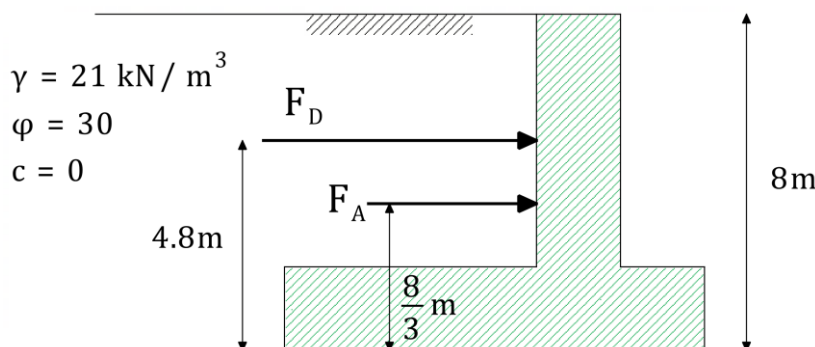
گزینه ۴ صحیح است

مطابق بند ۷-۵-۲-۵-۵-۷ صفحه ۵۹ مبحث هفتم ۱۴۰۰، فشار جانبی خاک هنگام زلزله از دو مولفه تشکیل می شود:

$$F_E = F_D + F_A$$

۷-۵-۲-۵-۵-۷ فشار جانبی خاک در هنگام زلزله، با دو مولفه در ترکیبات بارگذاری در نظر گرفته می شود.

فشار خاک در حالت استاتیکی + اضافه فشار خاک هنگام زلزله = فشار خاک در هنگام زلزله



ادامه سوال ۲۰

محاسبات برای یک متر طول دیوار انجام میگیرد. طبق متن سوال، $F_E = 318 \text{ KN/m}$ می باشد. لذا می بایست ابتدا فشار استاتیکی خاک (F_A) را محاسبه کرده تا بتوانیم اضافه فشار خاک دینامیکی خاک (F_D) را محاسبه کنیم:

$$\phi = 30^\circ \rightarrow K_a = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = \frac{1 - 0.5}{1 + 0.5} = \frac{1}{3}$$

$$F_A = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 21 \times 8^2 = 224 \text{ KN/m}$$

در نتیجه:

$$F_E = F_D + F_A \rightarrow 318 = F_D + 224 \rightarrow F_D = 94 \text{ KN/m}$$

با توجه به توزیع مثلثی فشار استاتیکی خاک، محل اثر آن در ارتفاع $\frac{H}{3}$ از زیر شالوده دیوار قرار می گیرد. همچنین طبق صورت سوال، محل اثر اضافه فشار دینامیکی در ارتفاع $\frac{4}{8}$ متری زیر شالوده قرار دارد. بنابراین لنگر واژگونی نسبت به کف شالوده برابر است با:

$$M_O = F_D \times 4.8 + F_A \times \frac{H}{3} = 94 \times 4.8 + 224 \times \frac{8}{3} = 1048.53 \text{ KN.m/m}$$



سوال ۲۱

در یک دیوار خاک مسلح، نیروی مقاوم کششی با اعمال ضریب کاهش در حالت استاتیکی برای یک نوار مسلح کننده ژئوسنتتیک برابر 30KN محاسبه شده است. برای محاسبات در شرایط لرزه ای، این مقاومت را باید حداقل چند KN لحاظ نمود؟

36 (۴)

22.5 (۳)

40 (۲)

27 (۱)

گزینه ۲ صحیح است

طبق صورت سوال، نیروی مقاوم کششی کاهش یافته نوار مسلح کننده ژئوسنتتیک در شرایط استاتیکی برابر با 30 KN می باشد:

$$T_{a-statics} = 30 \text{ KN}$$

۷-۵-۲-۷ ضرایب کاهش نیروی مقاوم در دیوارهای خاک مسلح

در دیوارهای خاک مسلح جهت بررسی پایداری خارجی از ضرایب ارائه شده در جدول ۵-۵-۷ استفاده شود و جهت کاهش نیروی مقاوم در بررسی مسلح کننده ها از ضرایب جدول ۸-۵-۷ استفاده می شود.

جدول ۸-۵-۷ ضرایب کاهش مقاومت در پایداری داخلی دیوارهای خاک مسلح (مسلح کننده ها)

نوع پایداری سازی	کنترل ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه ای
مسلح کننده	مقاومت کششی تسمه فلزی	۰/۷۵	۰/۹۵
	مقاومت کششی مسلح کننده ژئوسنتتیک	۰/۹	۱/۲
	مقاومت بیرون کشیدن مسلح کننده	۰/۹	۰/۹۵
	لغزش بین مسلح کننده و خاک	۰/۸	۰/۹۵

حال مطابق جدول ۸-۵-۷ نیروی کششی نهایی را محاسبه می کنیم:

$$T_{a-statics} = T_u \times \phi_{statics} \rightarrow 30 \text{ KN} = T_u \times 0.9 \rightarrow T_u = 33.34 \text{ KN}$$

مطابق جدول فوق، در شرایط لرزه ای، ضریب کاهش مقاومت برابر ۱/۲ می باشد (عملاً ضریب افزایشی خواهد بود!)

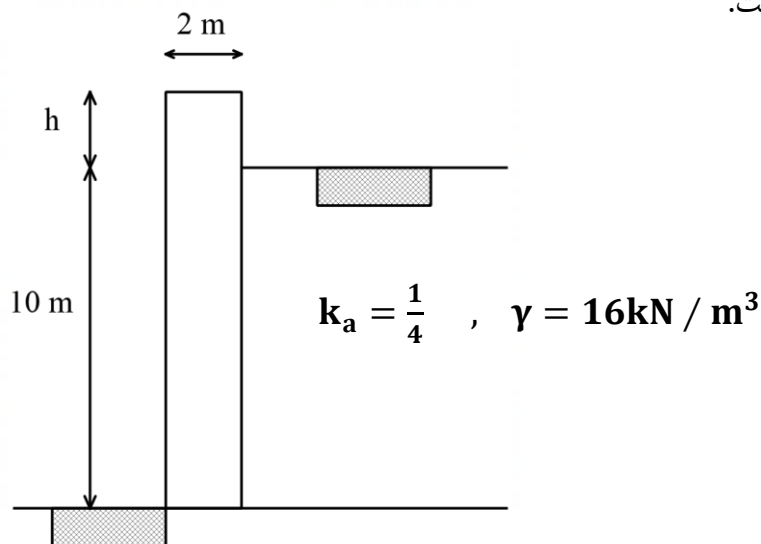
بنابراین:

$$T_{a-earthquake} = T_u \times \phi_{earthquake} = 1.2 \times 33.34 = 40 \text{ KN}$$



سوال ۲۲

مطابق شکل زیر دیوار حائل وزنی در مقابل خاک ماسه ای اجرا شده است. حداقل h را طوری تعیین کنید که لغزش در برابر این خاک در شرایط استاتیکی به روش تنش مجاز رخ ندهد. در محاسبات وزن مخصوص بتن را 25 kN/m^3 فرض نمایند. فرض کنید لغزش افقی دیوار به اندازه کافی اتفاق می افتد تا فشار خاک در حالت محرک استفاده شود. شرایط خاک زیر شالوده در حالت زهکشی شده در نظر گرفته شود. خاک زیر دیوار دارای $c_u = 15 \text{ kPa}$ و $\tan \delta = 0.5$ است.



- ۱) 2 m
- ۲) 0.5 m
- ۳) 1 m
- ۴) 0.8 m

گزینه ۱ صحیح است

کنترل لغزش در پی ها و دیوارها مطابق بند ۷-۴-۲ صفحه ۳۹ مبحث هفتم ۱۴۰۰ انجام می گردد. با توجه به اینکه مطابق صورت سوال، خاک زیر دیوار در شرایط زهکشی شده قرار دارد، محاسبه نیروی مقاوم لغزش مطابق بند الف-۳-۱-۱ انجام می شود:



۷-۴-۲ ملاحظات طراحی پی‌های سطحی

حالاتی که پی‌های سطحی معمولاً برای آنها طراحی یا کنترل می‌شوند، به شرح زیر تقسیم می‌شوند:

الف - مواردی که در حالت حدی نهایی کنترل می‌شوند:

الف-۳: گسیختگی خاک ناشی از لغزش پی

در پی‌هایی که بارهای مورب یا افقی بر آنها وارد می‌شود باید لغزش پی بررسی شود. در این پی‌ها، در مواردی که کف زیرین پی افقی است، برای تأمین ایمنی کافی، باید نامساوی زیر برقرار باشد:

$$H \leq S + P_p$$

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

S : نیروی برشی مقاوم موجود بین سطح زیرین سازه پی و خاک پی است که طبق ضوابط الف-۳-۱ محاسبه می‌شود.

الف-۳-۱: نیروی برشی مقاوم (S) در شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده (بلندمدت و کوتاه‌مدت) به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

$$S = P' \tan(\delta)$$

الف-۳-۱-۱: خاک در شرایط زهکشی شده

که در این رابطه P' : مؤلفه قائم بارهای طراحی مؤثر وارد به پی است.

δ : زاویه اصطکاک بین سطح زیرین سازه پی با خاک است. در پی‌های ساخته شده با بتن درجه δ برابر با زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و در پی‌های با بتن پیش ساخته معادل $\frac{2}{3}\phi$ است.

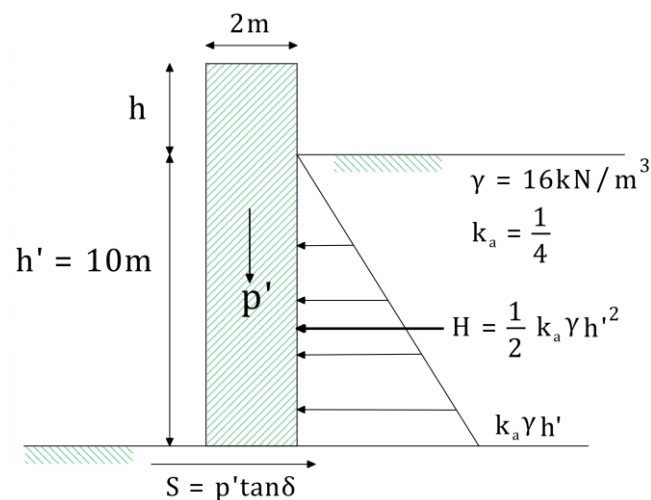
در رابطه فوق همانطوری که مشاهده می‌شود هرگونه چسبندگی مؤثر، c ، نادیده گرفته شده است.

در رابطه فوق P' همان وزن ثقلی دیوار حائل می‌باشد (محاسبات برای یک متر طول دیوار انجام شود):

$$P' = V\gamma_c = ((10 + h) \times 2 \times 1) \times 25 = 50(10 + h)$$

مطابق صورت سوال $\tan \delta = 0.5$ بنابراین:

$$S = P' \tan \delta = 50(10 + h) \times 0.5 = 25(10 + h)$$



ادامه سوال ۲۲

اکنون نیروی محرک وارد بر دیوار را محاسبه می کنیم (محاسبات برای یک متر طول دیوار انجام شود و h' ارتفاع خاک پشت دیوار است):

$$H = \frac{1}{2} K_a \gamma (h')^2 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{4} \times 16 \times 10^2 \times 1 = 200 \text{ KN}$$

با توجه به جدول ۳-۵-۷ صفحه ۶۱ مبحث هفتم ۱۴۰۰، ضریب اطمینان لغزش دیوارهای وزنی در شرایط استاتیکی برابر با ۱/۵ می باشد:

جدول ۳-۵-۷ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی در طراحی به روش تنش مجاز

شرایط	واژگونی	لغزش	ظرفیت باربری پی دیوار	پایداری کلی (شیروانی)
استاتیکی	۱/۷۵	۱/۵	۳	۱/۵
لرزه‌ای	۱/۲	۱/۲	۲	۱/۳

بنابراین خواهیم داشت

$$\frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی محرک}} \geq \text{ضریب اطمینان} \rightarrow \frac{S}{H} \geq SF \rightarrow \frac{25(10+h)}{200} \geq 1.5 \rightarrow h \geq 2m$$



سوال ۲۳

حداقل طول مهاري کششی میلگرد به قطر ۱۴ میلیمتر در یک ساختمان بنایی مسلح با پوشش بنایی ۷۰ میلیمتر به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟

$$f_y = 400 \text{ MPa}, f'_m = 10 \text{ MPa}$$

(۲) ۵۰۰ میلی متر

(۱) ۵۵۰ میلی متر

(۴) ۶۰۰ میلی متر

(۳) ۶۵۰ میلی متر

گزینه ۱ صحیح است

مطابق بند ۸-۴-۳-۳-۳ صفحه ۷۱ مبحث هشتم ۱۳۹۸ داریم:

۸-۴-۳-۳-۳ طول مهاري

طول مهاري مورد نیاز میلگرد در کشش و فشار باید با استفاده از رابطه ۸-۴-۲ محاسبه شود، اما نباید از ۳۰۰ میلی متر کمتر در نظر گرفته شود.

$$l_d = \frac{1.5 d_b^2 f_y \gamma}{K \sqrt{f'_m}}$$

(۸-۴-۲)

در معادله فوق، مقدار K نباید از حداقل پوشش بنایی و یا ۹ برابر قطر میلگرد، هر کدام کمتر است، بیشتر باشد. همچنین مقدار γ باید برای میلگردهای با قطر ۱۰ تا ۱۶ میلی متر برابر با ۱، برای میلگردهای با قطر ۱۸ تا ۲۲ میلی متر برابر با ۱/۳ و برای میلگردهای با قطر ۲۵ میلی متر و بیشتر برابر با ۱/۵ در نظر گرفته شود. طول مهاري میلگردهای با پوشش اپوکسی باید ۱/۵ برابر مقدار محاسبه شده از رابطه ۸-۴-۲ در نظر گرفته شود.

$$10 \leq \emptyset \leq 16 \rightarrow \gamma = 1$$

$$K \leq \min\{9d_b, \text{Cover}\} = \min\{9 \times 14 = 126 \text{ mm}, 70 \text{ mm}\} = 70 \text{ mm}$$

$$l_d = \frac{1.5 d_b^2 f_y \gamma}{K \sqrt{f'_m}} \geq 300 \text{ mm} \rightarrow l_d = \frac{1.5 \times 14^2 \times 400 \times 1}{70 \sqrt{10}} = 531 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$$



سوال ۲۴

در ساختمان های با مصالح بنایی، برای اجرای ۵ متر مکعب شالوده با استفاده از بتن خرده سنگی، در صورتی که از سنگ لاشه و بتن با مقاومت فشاری ۲۸ روزه $20MPa$ استفاده شود، حداکثر مقدار مجاز سنگ لاشه مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟

۱.۲ m^3 (۴)۱.۵ m^3 (۳)۱.۰ m^3 (۲)۱.۷ m^3 (۱)

گزینه ۳ صحیح است

مطابق بند ۸-۲-۲-۱۰ صفحه ۴۰ مبحث هشتم ۱۳۹۸:

۸-۲-۲-۱۰ بتن

بتن مخلوطی از سیمان، سنگ دانه، آب و افزودنی ها می باشد که در ساخت پی، کلاف بتنی و هسته های بتنی بنایی مسلح استفاده می شود. کیفیت بتن از نظر مقاومت، پایداری و سایر نیازهای ویژه محیطی باید با ضوابط مندرج در مبحث پنجم و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و ضوابط زیر مطابقت داشته باشد.

۱- حداقل عیار سیمان ۲۵۰ کیلوگرم در هر مترمکعب بتن می باشد.

۲- حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن مورد استفاده در کلاف ها ۲۰ مگاپاسکال می باشد.

۳- حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن مورد استفاده در پی ۲۰ مگاپاسکال می باشد.

۴- حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن مورد استفاده در بنایی مسلح ۲۰ مگاپاسکال می باشد.

۵- برای پی سازی استفاده از بتن خرده سنگی با مصرف حداقل ۷۰ درصد بتن با مقاومت فشاری

۲۸ روزه ۲۰ مگاپاسکال و ۳۰ درصد سنگ لاشه یا خرده سنگ، مجاز است.

مطابق بند فوق در پی سازی با بتن خرده سنگی، استفاده از حداکثر ۳۰ درصد سنگ لاشه مجاز است:

$$5 \times 0.3 = 1.5m^3$$



سوال ۲۵

ابعاد پلان مربع شکل یک ساختمان بنایی محصور شده با کلاف در شهر سنندج ۹*۹ متر است. این ساختمان یک طبقه بوده، دارای یک طبقه زیرزمین در تمام پلان و یک خرپشته به ابعاد ۳.۵*۶ متر است. برای ساختن این ساختمان از دیوار آجری به ضخامت ۲۲۰ mm استفاده خواهد شد. چنانچه فاصله مرکز سطح بام نسبت به مرکز سطح دیوارهای نسبی طبقه اول در هر دو راستا ۱.۰۸ m باشد، کمترین طول قابل قبول دیوارهای سازه ای قابل استفاده در محاسبه دیوار نسبی در طبقه اول (در هر امتداد)، به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ در این سوال فقط رعایت الزامات مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان مدنظر است.

(۱) ۱۶ متر (۲) ۲۴ متر (۳) ۲۲ متر (۴) ۱۵ متر

گزینه ۲ صحیح است

با توجه به مطرح شدن ابعاد خرپشته در این سوال، اولین سوالی که مطرح می شود این است که آیا خرپشته به عنوان طبقه محسوب می گردد یا نه. مطابق بند ۸-۵-۵-۹ صفحه ۱۲۸ مبحث هشتم ۱۳۹۸:

۸-۵-۵-۹ خرپشته

در اجرای خرپشته باید الزامات زیر رعایت شود.

- ۱- چنانچه سطح زیربنای خرپشته بیش از ۲۵ درصد سطح زیربنای طبقه زیر خود باشد، خرپشته به عنوان یک طبقه محسوب شده و باید ضوابط بند ۸-۵-۴-۲ را برآورده نماید.
- ۲- لازم است ضوابط مربوط به دیوار نسبی طبقه، در هر دو امتداد، مطابق الزامات بند ۸-۵-۵-۳ رعایت شود.
- ۳- لازم است سیستم کلاف بندی ساختمان، شامل کلاف های قائم و افقی، در خرپشته نیز ادامه یابد.

$$\frac{\text{مساحت خرپشته}}{\text{مساحت طبقه اول}} = \frac{3.5 \times 6}{9 \times 9} = \frac{21}{81} = 0.26 \geq 0.25 \rightarrow \text{خرپشته یک طبقه محسوب میشود}$$

بنابراین ساختمان ما یک ساختمان بنایی کلاف دار دو طبقه محسوب می شود. لذا مطابق جدول ۸-۵-۳ صفحه ۱۱۳ مبحث هشتم ۱۳۹۸، درصد دیوار نسبی طبقه اول در شهر سنندج (که مطابق پیوست ۱ استاندارد ۲۸۰۰ در منطقه با خطر نسبی زیاد زلزله قرار دارد) برابر با ۶ درصد می باشد:



جدول ۸-۵-۳ حداقل دیوار نسبی سازه‌ای در هر امتداد ساختمان بنایی با کلاف (%)

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

۲- دیوارهای سازه‌ای قابل استفاده در محاسبه دیوار نسبی در هر طبقه و در هر امتداد باید به‌طور یک‌نواخت و قرینه در سطح طبقه پخش شوند، به‌گونه‌ای که فاصله بین مرکز سطح یک طبقه و مرکز سطح دیوارهای نسبی آن طبقه (خروج از مرکزیت) در هر امتداد از ۵٪ بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد. چنان‌چه این فاصله در هر کدام از دو امتداد از ۵٪ بیشتر شود، لازم است به ازای هر یک درصد خروج از مرکزیت مازاد، مقادیر حداقل دیوار نسبی مندرج در جدول ۸-۵-۳ به اندازه یک درصد افزایش یابند (در ۱/۰۱ ضرب شوند). در هر صورت، در هر طبقه و در هر امتداد، خروج از مرکزیت بیش از ۲۰٪ مجاز نمی‌باشد.

اکنون می‌بایست خروج از مرکزیت دیوارهای نسبی را حساب کنیم تا ببینیم آیا مشمول افزایش درصد دیوار نسبی می‌شود یا نه:

$$e = \frac{1.08}{9} = 0.12 = 12\% \text{ خروج مرکزیت}$$

یعنی خروج از مرکزیت ۱۲ درصد بوده که ۷ درصد بیشتر از مقدار مجاز (یعنی ۵ درصد) می‌باشد. بنابراین درصد دیوار نسبی حداقل، ۷ درصد نسبت به جدول فوق افزایش می‌یابد:

$$\text{حداقل دیوار نسبی} = 6 \times 1.07 = 6.42\%$$

اکنون با توجه به اینکه ضخامت دیوارهای آجری ۲۲ سانتی متر می‌باشد، می‌توان حداقل طول دیوار نسبی در هر امتداد طبقه اول را محاسبه نمود:

$$\text{دیوار نسبی} = \frac{\text{سطح مقطع دیوارها}}{\text{مساحت پلان}} \rightarrow 0.0642 \leq \frac{L \times 0.22}{9 \times 9} \rightarrow L \geq 23.63 \text{ m}$$



سوال ۲۶

یک دیوار مسلح با آجر رسی با مقاومت فشاری 4 MPa و ملات متوسط با تسلیح 0.2% و مقاومت تسلیم 300MPa برای میلگردها، چه مقاومت محوری فشاری اسمی دارد؟ ضخامت دیوار 200 mm، ارتفاع موثر 6 متر و طول دیوار 3 متر می باشد. کنترل مقادیر آرماتورهای حداقل و حداکثر مدنظر این سوال نیست.

374 kN (۴)

423 kN (۳)

353 kN (۲)

407 kN (۱)

گزینه ۴ صحیح است

برای محاسبه مقاومت محوری اسمی مقطع دیوار از بند ۸-۴-۶-۲-۲ صفحه ۷۹ مبحث هشتم استفاده می کنیم. در ابتدا می بایست نسبت $\frac{h}{r}$ را در دیوار محاسبه کنیم که h ارتفاع موثر دیوار و r شعاع ژیراسیون مقطع دیوار حول ضخامت دیوار می باشد:

۸-۴-۶-۲ مقاومت محوری اسمی

مقاومت محوری اسمی (P_n) یک مقطع باید بر اساس فرضیات طراحی بند ۸-۴-۶-۱ و ضوابط این بخش تعیین شود.

مقاومت محوری اسمی نباید از مقدار محاسبه شده توسط رابطه ۸-۴-۵ یا رابطه ۸-۴-۶ فراتر رود. الف- برای اعضای که مقدار h/r در آنها از ۱۰۰ کمتر است:

$$P_n = 0.8[0.8f'_m(A_n - A_{st}) + f_y A_{st}] \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \quad (۸-۴-۵)$$

ب- برای اعضای که مقدار h/r در آنها برابر و یا بیشتر از ۱۰۰ است:

$$P_n = 0.8[0.8f'_m(A_n - A_{st}) + f_y A_{st}] \left[\left(\frac{70r}{h} \right)^2 \right] \quad (۸-۴-۶)$$

در نتیجه داریم:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12}Lt^3}{Lt}} = \sqrt{\frac{1}{12}t} = \sqrt{\frac{1}{12}} \times 200 = 57.7mm \rightarrow \frac{h}{r} = \frac{6000}{57.73} = 103.93 \geq 100$$

بنابراین برای محاسبه مقاومت محوری اسمی از رابطه ۸-۴-۶ استفاده می کنیم. ابتدا پارامترهای لازم را با استفاده از داده های سوال محاسبه می کنیم:



ادامه سوال ۲۶

$$A_n = L \times t = 3000 \times 200 = 600000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 0.2\% A_n = 0.002 A_n = 0.002 \times 600000 = 1200 \text{ mm}^2$$

با استفاده از جدول ۴-۲-۸ صفحه ۴۴ مبحث هشتم ۱۳۹۸ مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی را تعیین می کنیم. در نتیجه:

$$f'_m = 1.4 \text{ MPa}$$

جدول ۴-۲-۸ مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f'_m بر حسب مقاومت فشاری آجر رسی

مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f'_m (MPa)		مقاومت فشاری مشخصه آجر (MPa)
ملات ماسه-سیمان نوع متوسط	ملات ماسه-سیمان نوع خیلی قوی یا قوی	
۳/۰	۳/۵	≥ 10
۲/۸	۳/۴	۹
۲/۵	۳/۰	۸
۲/۳	۲/۸	۷
۲/۰	۲/۴	۶
۱/۷	۲/۰	۵
۱/۴	۱/۸	۴
۱/۰	۱/۴	۳

اکنون مطابق رابطه ۶-۴-۸ خواهیم داشت:

$$P_n = 0.8(0.8f'_m(A_n - A_{st}) + f_y A_{st}) \left(\frac{70r}{h} \right)^2$$

$$\rightarrow P_n = 0.8(0.8 \times 1.4(600000 - 1200) + 300 \times 1200) \left(\frac{70 \times 57.73}{6000} \right)^2 = 374024 \text{ N} = 374 \text{ KN}$$



سوال ۲۷

در یک تیر بتنی غیرباربر جانبی به ابعاد 500*500 میلی متر سطح مقطع آرماتورهای کششی محاسباتی و موجود برابر 950 میلی متر مربع است. اگر بتن از رده C25 بوده و ارتفاع مؤثر مقطع برابر 0.9 ارتفاع کل مقطع باشد، حداقل رده قابل قبول فولاد میلگردهای کششی مطابق کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟

S 300 (۴)

S 400 (۳)

S 350 (۲)

S 340 (۱)

گزینه ۱ صحیح است

با توجه به بند ۱-۱-۵-۱۱-۹ و ۲-۱-۵-۱۱-۹ باید حداقل آرماتور کششی در مقطع قرار داده شود.

۱-۱-۵-۱۱-۹ حداقل مقدار آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ ، باید در تمامی مقاطع عضو خمشی که نیاز به میلگرد کششی باشد، تأمین گردد.

۲-۱-۵-۱۱-۹ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگترین مقادیر زیر کمتر باشد؛ به جز موردی که در ضابطه‌ی بند ۳-۱-۵-۱۱-۹ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جایگزینی با کمترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

$$0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (الف-۱-۱۱-۹)$$

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (ب-۱-۱۱-۹)$$

۳-۱-۵-۱۱-۹ اگر سطح مقطع آرماتورهای طولی تأمین شده در وجه کششی، حداقل به اندازه‌ی یک سوم بیش‌تر از مقدار مورد نیاز بر اساس محاسبه باشد، نیازی به کنترل ضوابط بندهای ۱-۱-۵-۱۱-۹ و ۲-۱-۵-۱۱-۹ نمی‌باشد.

$$A_{smin} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.4}{f_y} bd = \frac{1.4}{f_y} \times 500 \times (0.9 \times 500) = \frac{315000}{f_y} \\ \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.25 \times \sqrt{25}}{f_y} \times 500 \times (0.9 \times 500) = \frac{281250}{f_y} \end{array} \right.$$

$$A_{smin} = \frac{315000}{f_y}$$



ادامه سوال ۲۷

چون در صورت سوال گفته شده مقدار آرماتور محاسباتی و آرماتور موجود با هم برابرند می توانیم نتیجه بگیریم که مقدار آرماتور محاسباتی بزرگتر مساوی آرماتور حداقل می باشد بنابراین خواهیم داشت:

$$A_{s \text{ محاسباتی}} = A_{s \text{ موجود}} = 950 \text{ mm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = \frac{315000}{f_y}$$

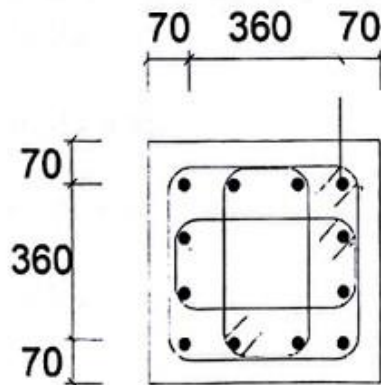
$$f_y \geq \frac{315000}{950} = 331.6 \text{ MPa}$$

بنابراین حداقل رده قابل قبول فولاد میلگردهای کششی، رده S340 می باشد.



سوال ۲۸

در ستون بتنی شکل زیر بتن از رده C30 ، فولاد میلگردهای طولی از نوع S400 است. اگر نسبت حداکثر مقاومت فشاری محوری ستون به حداکثر مقاومت کششی محوری برابر 2.92 باشد، بدون توجه به مقادیر حداقل و حداکثر آرماتورهای طولی، قطر آرماتورهای طولی به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد مقطع به میلی متر است.



(۱) 28 mm

(۲) 25 mm

(۳) 22 mm

(۴) 20 mm

گزینه ۴ صحیح است

حداکثر مقاومت فشاری محوری اسمی و حداکثر مقاومت کششی محوری اسمی با توجه بندهای ۹-۸-۳-۳ و ۹-۳-۴-۸ بدست می آیند و هم چنین ضرایب کاهش مقاومت هم با توجه به بندهای ۹-۷-۲ و ۹-۴-۳-۷ و جدول ۹-۷-۲ بدست می آیند.

۹-۸-۳-۳ حداکثر مقاومت فشاری محوری

۹-۸-۳-۳-۱ به منظور در نظر گرفتن خروج از محوری اتفاقی، مقاومت فشاری اسمی، P_n ، نباید از $P_{n,max}$ ، مطابق رابطه های زیر تجاوز کند.

- برای ستون با تنگ بسته:

$$P_{n,max} = 0.8P_0$$

(۹-۸-۵-الف)

- برای ستون با دورپیچ:



$$P_{n,max} = 0.85P_0 \quad (۵-۸-۹)$$

- برای اعضای شالوده‌ی عمیق با تنگ بسته:

$$P_{n,max} = 0.8P_0 \quad (۵-۸-۹)$$

در این رابطه‌ها، P_0 مقاومت فشاری اسمی تحت اثر بار محوری بدون خروج از مرکزیت بوده و به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (۶-۸-۹)$$

که در آن A_g مساحت سطح مقطع کل و A_{st} سطح مقطع فولادهای طولی است. در این رابطه مقدار f_y به ۵۵۰ مگاپاسکال محدود می‌شود.

۲-۳-۳-۸-۹ فولادهای عرضی به صورت تنگهای بسته و یا دورپیچ که به عنوان مهار جانبی فولادهای طولی در اعضای فشاری به کار می‌روند، باید ضوابط مرتبط را که در فصل‌های ۹-۱۲ و ۹-۲۱ ارائه شده‌اند، تامین نمایند.

۴-۳-۸-۹ حداکثر مقاومت کششی محوری

۱-۴-۳-۸-۹ مقاومت کششی محوری اسمی، P_{nt} ، نباید از حداکثر مقاومت کششی محوری $P_{nt,max}$ که بر اساس رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود، بیش‌تر شود.

$$P_{nt,max} = A_{st} f_y \quad (۷-۸-۹)$$

۲-۴-۷-۹ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع کشش-کنترل تلقی میشوند که در آن‌ها هم زمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن، ϵ_{tu} ، به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ϵ_t ، بزرگ‌تر یا مساوی

$\epsilon_{ty} + 0.003$ باشد. ϵ_{ty} کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است؛ و برای میلگردهای آجدار از تقسیم تنش تسلیم بر مدول الاستیسیته‌ی فولاد تعیین می‌شود.



جدول ۲-۷-۹ ضریب‌های کاهش مقاومت ϕ بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع

ϕ	وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع
۰/۹۰	(۱) لنگر، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری (الف) مقاطع کشش- کنترل (بند ۲-۴-۷-۹) (ب) مقاطع فشار- کنترل (بند ۳-۴-۷-۹)
۰/۷۵	- اعضای با دورپیچ
۰/۶۵	- سایر اعضا
۰/۶۵-۰/۹۰	(پ) مقاطع در ناحیه‌ی انتقال (بند ۴-۷-۹)
۰/۷۵	(۲) برش
۰/۷۵	(۳) پیچش
۰/۶۵	(۴) مقاومت اتکایی (لهیدگی)
۰/۸۵	(۵) نواحی مهارى پس کشیده
۰/۷۵	(۶) نشیمن‌ها (براکت‌ها و کوربل‌ها)
۰/۷۵	(۷) نواحی مختلف در مدل‌های بست و بند
۰/۹۰	(۸) اجزای اتصالات اعضای پیش ساخته‌ای که با تسلیم عناصر فولادی در کشش کنترل می‌شوند.
۰/۶۰	(۹) عناصر بتنی ساده (بدون فولاد)
۰/۴۵-۰/۷۵	(۱۰) مهار در عناصر بتنی

۲-۴-۷-۹ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع فشار-کنترل تلقی می‌شوند که در آن‌ها هم‌زمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که ϵ_{cu} به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ϵ_t ، کوچک‌تر یا مساوی با ϵ_{ty} باشد. برای آرماتور S420، اجازه داده می‌شود که این حد کرنش برابر با ۰/۰۰۲ در نظر گرفته شود.

با توجه به صورت سوال خواهیم داشت:

$$\frac{\phi P_{n,max}}{\phi P_{nt,max}} = 2.92$$

$$P_{n,max} = 0.8P_0$$

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y$$

$$\phi = 0.65$$



$$\phi P_{n,max} = 0.65 \times 0.8 \times [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y]$$

$$P_{nt,max} = A_{st}f_y$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi P_{nt,max} = 0.9 \times A_{st}f_y$$

$$\frac{0.65 \times 0.8 \times [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y]}{0.9 \times A_{st}f_y} = 2.92$$

$$\frac{0.65 \times 0.8 \times [0.85 \times 30 \times (500^2 - A_{st}) + A_{st} \times 400]}{0.9 \times A_{st} \times 400} = 2.92$$

$$6375000 + 374.5A_{st} = 2021.54A_{st}$$

$$A_{st} = 3870.6 \text{ mm}^2$$

$$12 \times \pi \times \frac{d_b^2}{4} = 3870.6$$

$$d_b = 20.265 \text{ mm}$$



سوال ۲۹

در یک ستون بتنی با مقطع مربع و آرماتورگذاری متقارن، مقدار مقاومت برشی طراحی در هر راستا برابر V_0 است. ستون تحت نیروی برشی همزمان در دو راستا قرار دارد. در صورتی که مقدار نیروی برشی ضریبدار در یک راستا برابر $0.8V_0$ باشد، حداکثر نیروی برشی ضریبدار راستای دیگر چه مقداری می تواند باشد؟

(۱) $0.5V_0$

(۲) $0.2V_0$

(۳) V_0

(۴) $0.7V_0$

گزینه ۴ صحیح است

با توجه به بند ۷-۱-۴-۸-۹ و ۸-۱-۴-۸-۹ خواهیم داشت:

۷-۱-۴-۸-۹ در صورت تامین یکی از شرایط زیر، از تاثیر متقابل نیروهای برشی که در راستای دو محور متعامد X و Y اثر می کنند، می توان صرف نظر نمود.

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} \leq 0.5 \quad (۸-۱۰-۸-۹ \text{ الف})$$

$$\frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 0.5 \quad (۸-۱۰-۸-۹ \text{ ب})$$

۸-۱-۴-۸-۹ اگر هیچ کدام از رابطه های (۸-۱۰-۸-۹) برآورده نشود، لازم است رابطه ی زیر تامین گردد.

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} + \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 1.5 \quad (۸-۱۱-۸-۹)$$

با توجه به صورت سوال داریم:

$$\phi V_{nx} = \phi V_{ny} = V_0$$

$$V_{ux} = 0.8V_0$$

$$\frac{V_{ux}}{\phi V_{nx}} + \frac{V_{uy}}{\phi V_{ny}} \leq 1.5$$

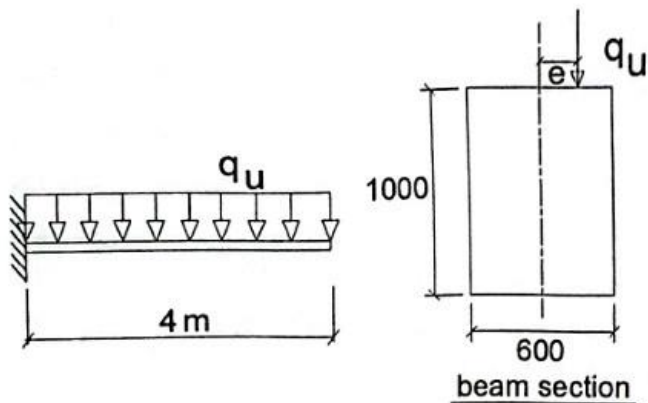
$$\frac{0.8V_0}{V_0} + \frac{V_{uy}}{V_0} \leq 1.5$$

$$V_{uy} \leq 0.7V_0$$



سوال ۳۰

یک تیر کنسول بتنی به طول ۴ متر تحت بار گسترده خطی ضربیدار $q_u = 50 \text{ kN/m}$ مطابق شکل قرار دارد. حداکثر مقدار خروج از مرکزیت بار گسترده خطی برای آنکه تیر نیازی به طراحی برای پیچش نداشته باشد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی C25 بوده و از اثرات کاهنده پیچش ناشی از وزن تیر صرف نظر شود. در شکل ابعاد مقطع تیر به میلی متر هستند.



- (۱) $e = 0$
 (۲) $e = 230 \text{ mm}$
 (۳) $e = 175 \text{ mm}$
 (۴) $e = 700 \text{ mm}$

گزینه ۳ صحیح است

با توجه به بند ۹-۸-۶-۱-۲ چنانچه $T_u \leq \phi T_{th}$ باشد، می توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود.

۹-۸-۶-۱-۲ ضوابط این بخش برای اعضای به کار می روند که در آن ها $T_u \geq \phi T_{th}$ باشد؛ که ϕ ضریب کاهش مقاومت در پیچش بوده و برابر با ۰/۷۵ منظور می شود. همچنین T_{th} لنگر آستانه ی پیچش بوده و بر اساس رابطه های (۹-۸-۲۸) محاسبه می گردد. چنانچه $T_u < \phi T_{th}$ باشد، می توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود.

۹-۸-۶-۱-۲ پیچش آستانه، T_{th} ، برای مقاطع توپر بر اساس رابطه های (۹-۸-۲۸) محاسبه می شود. در این رابطه ها، مقدار N_u معرف نیروی محوری است که برای فشار مثبت، و برای کشش منفی در نظر گرفته می شود. پیچش T_{th} برای مقاطع تو خالی نیز بر اساس رابطه های (۹-۸-۲۸) محاسبه می شود؛ با این تفاوت که به جای متغیر A_{cp} ، از A_g (سطح مقطع ناخالص بدون در نظر گرفتن سطح حفره ها) استفاده می شود. متغیرهای A_{cp} و p_{cp} به ترتیب مساحت محصور و محیط بیرونی ترین خطوط در برگیرنده ی مقطع می باشند.

- بدون حضور نیروی محوری:

$$T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad \text{(الف-۹-۸-۲۸)}$$

- در صورت وجود نیروی محوری:

$$T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}} \quad \text{(ب-۹-۸-۲۸)}$$



ادامه سوال ۳۰

$$T_u = 50 \times e \times 4 = 200e$$

$$T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 0.083 \times 1 \times \sqrt{25} \times \left(\frac{(600 \times 1000)^2}{2 \times (600 + 1000)} \right) \times 10^{-6}$$

$$T_{th} = 46.6875 \text{ kN.m}$$

$$200e < 0.75 \times 46.6875 \quad e < 0.175 \text{ m} = 175 \text{ mm}$$



سوال ۳۱

در یک دال بتنی یک طرفه با ضخامت 200 میلی متر، مقدار آرماتور طولی 1.25 برابر مقدار آرماتور طولی حداقل دال بوده و از آرماتور برشی استفاده نشده است. مقاومت برشی طراحی دال به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن از نوع معمولی C25 است و عمق مؤثر 150 میلیمتر فرض شود. همچنین فرض کنید نیروی محوری دال بتنی ناچیز است.

$$75.2 \text{ kN} / \text{m} \quad (۱)$$

$$48.6 \text{ kN} / \text{m} \quad (۲)$$

$$53.5 \text{ kN} / \text{m} \quad (۳)$$

$$66.5 \text{ kN} / \text{m} \quad (۴)$$

گزینه ۳ صحیح است

با توجه به بند ۱-۶-۹-۹ و ۲-۴-۴-۸-۹ و ۵-۴-۴-۸-۹ خواهیم داشت:

۱-۶-۹-۹ حداقل آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ در وجه کششی، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.

۲-۴-۴-۸-۹ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد، $V_c, A_v < A_{v,min}$ از رابطه‌ی (۱۳-۸-۹) تعیین می‌شود.

$$V_c = \left(0.66 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۱۳-۸-۹)$$

که λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۱۴-۸-۹) تعیین می‌شود.

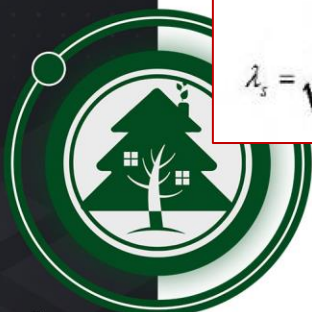
۳-۴-۴-۸-۹ در رابطه‌های (۱۲-۸-۹) و (۱۳-۸-۹)، بار محوری N_u در فشار مثبت، و در

کشش منفی منظور می‌شود. همچنین مقدار $\frac{N_u}{6A_g}$ نباید بیش از $0.05 f'_c$ منظور شود.

۴-۴-۴-۸-۹ V_c نباید بزرگ‌تر از $0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ ، و یا کوچک‌تر از صفر در نظر گرفته شود.

۵-۴-۴-۸-۹ ضریب اصلاح تاثیر اندازه، λ_s ، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+d/250}} \leq 1.0 \quad (۱۴-۸-۹)$$



ادامه سوال ۳۱

با توجه به صورت سوال خواهیم داشت:

$$A_s = 1.25 A_{smin}$$

$$A_{smin} = 0.0018bh$$

$$A_s = 1.25 \times 0.0018 \times 1000 \times 200 = 450 \text{ mm}^2$$

$$V_n = V_c$$

$$V_c = \left(0.66 \lambda_s \lambda \rho_w^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{250}}} = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{150}{250}}} = 1.118 \leq 1 \quad \lambda_s = 1$$

$$V_c = \left(0.66 \times 1 \times 1 \times \left(\frac{450}{1000 \times 150} \right)^{\frac{1}{3}} \sqrt{25} + 0 \right) \times 1000 \times 150 \times 10^{-3}$$

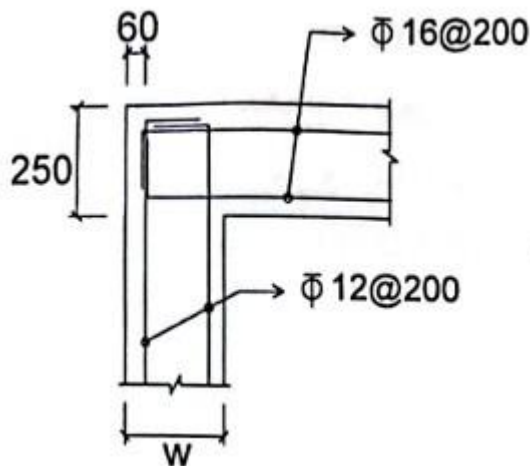
$$V_c = 71.4 \frac{kN}{m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = 0.75 \times 71.4 = 53.55 \frac{kN}{m}$$



سوال ۳۲

در اتصال گیردار یک دال به دیوار مطابق شکل، حداقل ضخامت دیوار برای تامین طول گیرایی آرماتورهای فوقانی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی C25، آرماتورها S400 و بدون اندود هستند، پوشش روی آرماتورها ۶۰ میلی متر فرض شود، در شکل ابعاد به میلی متر است.



250 mm (۱)

360 mm (۲)

275 mm (۳)

300 mm (۴)

گزینه ۴ صحیح است

با توجه به بند ۹-۲۱-۳-۱ و جدول ۹-۲۱-۵ خواهیم داشت:

۹-۲۱-۳-۳ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش

۹-۲۱-۳-۳-۱ طول گیرایی با قلاب برای میلگردهای آجدار در کشش که به قلاب استاندارد ختم می شوند، l_{dh} نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کم تر باشد.

الف- رابطه ی زیر با ضرایب اصلاح ψ_e ، ψ_r ، ψ_o و ψ_c مطابق بند ۹-۲۱-۳-۲:

$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \quad (۹-۲۱-۳)$$

ب- هشت برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی متر، هر کدام بزرگ تر است.



جدول ۹-۲۱-۵ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار با قلاب استاندارد در کشش

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ای اپوکسی و روی	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_r ضریب آرماتور محصورکننده	برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلی متر با $A_{tr} \geq 0.40A_{RS}$ و یا با فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۶
ψ_o ضریب محل مهار	برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلی متر و مهار شده در هسته‌ی ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از ۶۵ میلی متر و یا با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۲۵
ψ_c ضریب مقاومت بتن	برای بتن با مقاومت کمتر از ۴۲ مگاپاسکال	$f'_c / 105 + 0.6$
	برای بتن با مقاومت بزرگتر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال	۱/۰

آرماتورها بدون اندود هستند بنابراین:

$$\psi_e = 1$$

فاصله میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد می باشد بنابراین:

$$200 \text{ mm} > 6 \times 16 = 96 \text{ mm} \rightarrow \psi_r = 1$$

پوشش جانبی عمود بر صفحه قلاب برابر ۶۰ میلی متر می باشد بنابراین:

$$\begin{cases} 60 \text{ mm} < 65 \text{ mm} \\ 60 \text{ mm} < 6d_b = 6 \times 16 = 96 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \psi_o = 1.25$$

بتن رده C25 می باشد بنابراین:

$$\psi_c = \frac{f'_c}{105} + 0.6 = \frac{25}{105} + 0.6 = 0.838$$

$$L_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \times \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 8d_b \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$L_{dh} = \frac{1 \times 1 \times 1.25 \times 0.838}{1} \times \frac{0.043 \times 400}{\sqrt{25}} \times 16^{1.5} = 230.62 \text{ mm}$$

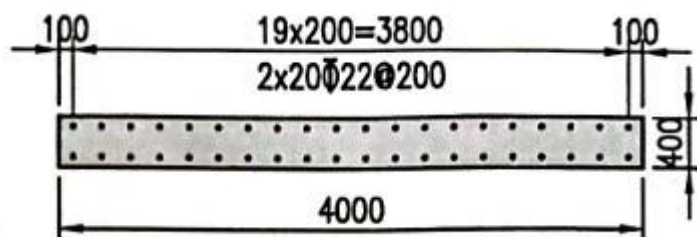
$$L_{dh} = 230.62 \text{ mm} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 8 \times 16 = 128 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right. = 150 \text{ mm} \quad OK$$

$$W = L_{dh} + 60 \text{ mm} = 230.62 + 60 = 290.62 \text{ mm}$$



سوال ۳۳

مقطع عمومی یک دیوار برشی با شکل پذیری زیاد و با ارتفاع 16 m در شکل نشان داده شده است. مقطع بحرانی این دیوار روی شالوده در تراز 1.0 m قرار داشته اما در هیچ تراز از دیوار نیازی به اجزای مرزی ویژه وجود ندارد چنانچه برای ساده سازی طرح، فاصله عمودی آرماتورهای عرضی در اجزای مرزی دیوار ثابت در نظر گرفته شود، کدام یک از گزینه های زیر در مورد آن قابل قبول خواهد بود؟ رده بتن و میلگرد به ترتیب C35 و S400 است. در شکل میلگردهای افقی نشان داده نشده اند ابعاد به میلی متر هستند.



- (۱) میلگردهای ϕ_8 با فواصل عمودی 100 mm
- (۲) میلگردهای ϕ_{10} با فواصل عمودی 125 mm
- (۳) میلگردهای ϕ_{12} با فواصل عمودی 150 mm
- (۴) اساساً نیازی به این آرماتورها نیست.

گزینه ۲ صحیح است

با توجه به بند ۵-۴-۷-۲۰-۹ خواهیم داشت:

۵-۴-۷-۲۰-۹ در مواردی که بر اساس بندهای ۲-۴-۷-۲۰-۹ یا ۳-۴-۷-۲۰-۹ به اجزای مرزی ویژه نیازی نباشد، ضوابط (الف) و (ب) باید رعایت شوند:

الف- در مواردی که نسبت آرماتورهای طولی عضو مرزی دیوار از $\frac{2.8}{f_y}$ تجاوز نماید، آرماتورهای عرضی عضو مرزی، مطابق شکل ۲-۲۰-۹، باید در طولی مطابق بند ۴-۴-۷-۲۰-۹ (الف) ضوابط بندهای ۲-۳-۳-۶-۲۰-۹ (الف) تا (ث) را تامین نمایند. فاصله قائم این آرماتورهای عرضی باید مطابق با جدول ۳-۲۰-۹ باشد.



جدول ۹-۲۰-۳ فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی

مقاومت حد تسلیم آرماتورهای اصلی خمشی	آرماتورهای عرضی مورد نیاز	فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی
۴۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه‌ای برابر با بزرگ‌ترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پایین مقطع بحرانی [۲]	کوچک‌ترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلی متر [۱]
	در سایر نقاط	کوچک‌ترین مقدار $8d_b$ و ۲۰۰ میلی متر
۵۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه‌ای برابر با بزرگ‌ترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پایین مقطع بحرانی [۲]	کوچک‌ترین مقدار $5d_b$ و ۱۵۰ میلی متر
	در سایر نقاط	کوچک‌ترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلی متر

[۱] d_b قطر کوچک‌ترین آرماتور اصلی خمشی است.

[۲] مقطع بحرانی مقطعی است که در آن در اثر تغییر مکان جانبی، امکان جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد.

۹-۲۱-۶-۲ قطر تنگ‌ها باید حداقل برابر مقادیر زیر باشد:

الف- قطر ۱۰ میلی متر برای میلگرد طولی تا قطر ۳۲ میلی متر.

ب- قطر ۱۲ میلی متر برای میلگرد طولی به قطر ۳۴ میلی متر و بزرگ‌تر و یا گروه میلگردهای طولی.

$$\rho = \frac{2 \times 20 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}{400 \times 4000} = 0.0095 > \frac{2.8}{f_y} = \frac{2.8}{400} = 0.007 \quad OK$$

پس نیاز به آرماتور عرضی داریم



ادامه سوال ۳۳

از طرفی چون گفته شده برای ساده سازی طرح، فاصله آرماتورهای عرضی ثابت در نظر گرفته شود بنابراین مطابق با بحرانی ترین حالت جدول ۹-۲۰-۳ در نظر می گیریم:

$$S_{max} = \min \begin{cases} 6d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} = 132 \text{ mm}$$

حداقل قطر آرماتور عرضی در این حالت برابر ۱۰ میلی متر می باشد
بنابراین میلگردهای $\phi 10$ با فواصل عمودی 125 mm می تواند مناسب باشد



فرصت دریافت محدود

3 ایبوک رایگان طراحی سازه بتنی

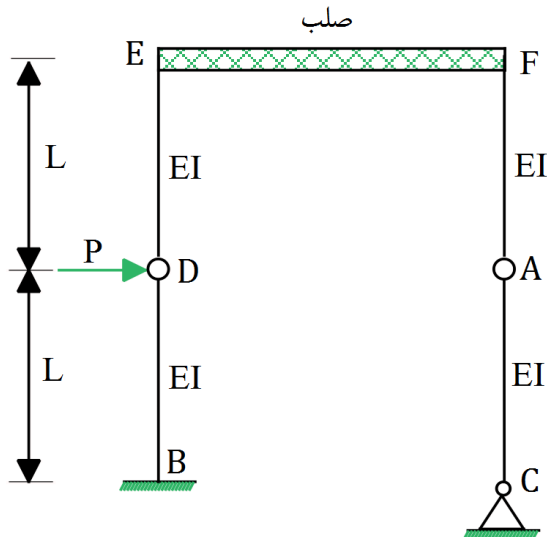
طراحی فونداسیون، طراحی ستون و طراحی تیر بتنی در ایتبس
با دریافت و یادگیری این مجموعه ارزشمند اما رایگان، یک قدم بزرگ به سمت حرفه ای شدن در طراحی سازه برخواهید داشت.

همین حالا میخوام دریافت کنم



سؤال ۳۴

در قاب شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود و صلبیت خمشی کلیه اعضا یکسان و برابر EI باشد، جابجایی افقی گره A مطابق کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟

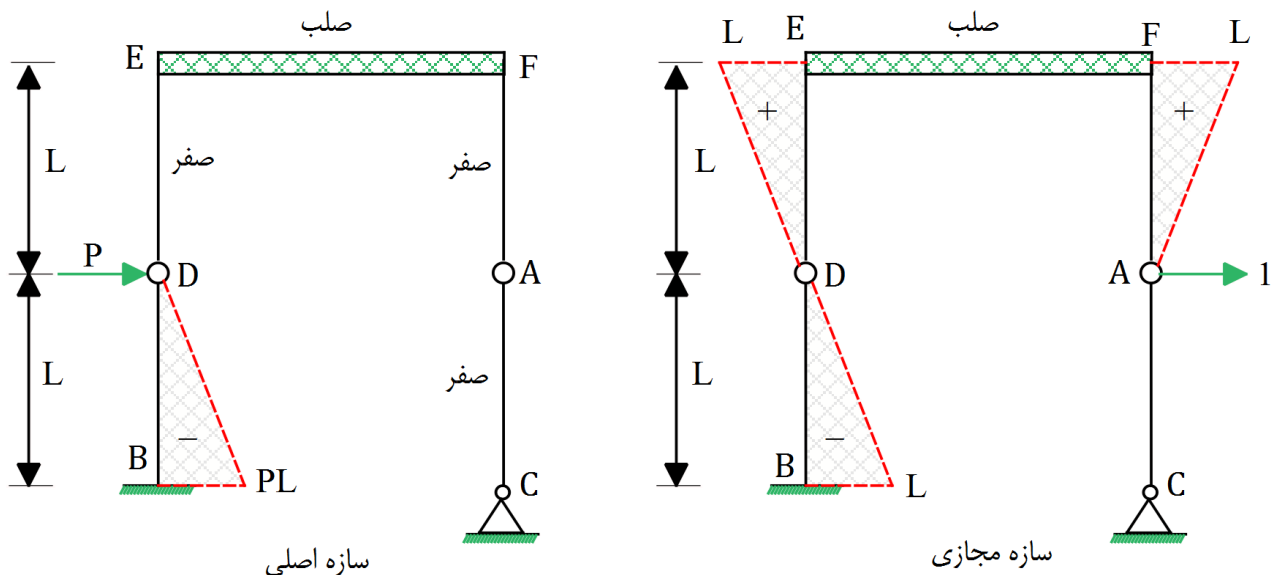


- (۱) $\frac{PL^3}{3EI}$
- (۲) $\frac{PL^3}{6EI}$
- (۳) $\frac{2PL^3}{3EI}$
- (۴) $\frac{PL^3}{12EI}$

گزینه ۱ صحیح است

سطح سؤال آسان

حل: سازه معین بوده و طبق روش کار مجازی جابجایی افقی نقطه A را محاسبه می کنیم: با ترسیم نمودار لنگر خمشی در اعضای انعطاف پذیر قاب در سازه های اصلی و مجازی داریم:

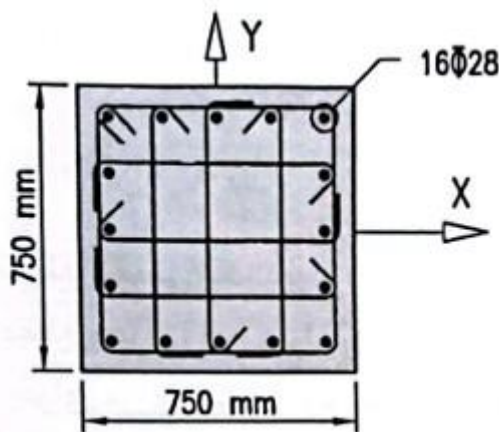


$$\rightarrow \Delta_{Ax} = \frac{PL * L * L}{3EI} = \frac{PL^3}{3EI}$$



سوال ۳۵

در یک ترکیب بارگذاری شامل نیروی زلزله، نیروی محوری فشاری نهایی یک ستون با مقطع نشان داده شده، $P_u = 700 \text{ kN}$ و نیروی برشی نهایی در راستای X، $V_{ux} = 800 \text{ kN}$ است. اگر نیروی برشی طراحی این ستون در راستای X، $V_{ex} = 915 \text{ kN}$ محاسبه شده باشد، حداکثر فاصله قابل قبول میلگردهای عرضی (از ϕ_{12}) در نواحی بحرانی این ستون، فقط با معیار تامین مقاومت طراحی برشی، به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ ستون مربوط به یک قاب با شکل پذیری زیاد بوده و رده بتن و میلگرد به ترتیب C30 و S400 است. از تاثیر برش راستای Y صرف نظر نموده و عمق مؤثر مقطع $d = 675 \text{ mm}$ فرض شود.



$$S = 150 \text{ mm} \quad (1)$$

$$S = 75 \text{ mm} \quad (2)$$

$$S = 125 \text{ mm} \quad (3)$$

$$S = 100 \text{ mm} \quad (4)$$

گزینه ۳ صحیح است

با توجه به بند ۹-۲۰-۶-۳-۴-۲ و ۹-۸-۴-۵-۳ خواهیم داشت:

۹-۲۰-۶-۳-۴-۲ در ستون‌ها، در حالتی که هر دو شرط (الف) و (ب) این بند برقرار باشند، به منظور طراحی آرماتورهای عرضی در محدوده‌ی l_0 مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۱، باید از مقاومت بتن در برش، V_c ، صرف نظر نمود:

الف- برش محاسبه شده بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۳-۱، برابر با حداقل نصف مقاومت برشی مورد نیاز در محدوده‌ی l_0 باشد.

ب- نیروی محوری فشاری ضریب‌دار، P_u ، که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05 A_g f'_c$ کم‌تر باشد.



۳-۵-۴-۸-۹ مقاومت برشی یک طرفه ناشی از فولاد عرضی عمود بر محور طولی عضو

استفاده از آرماتور برشی عرضی در یکی از حالت‌های زیر با تامین شرایط لازم، مجاز می‌باشد:

الف) خاموت‌ها، تنگ‌ها یا دورگیرهای متعامد بر محور طولی عضو؛

ب) شبکه‌ی سیمی جوش شده با سیم‌های متعامد بر محور طولی عضو؛

پ) دورپیچ‌ها.

در این حالت V_s از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (۱۶-۸-۹)$$

در این رابطه s گام دورپیچ یا فاصله‌ی طولی بین آرماتورهای برشی و A_v سطح مقطع شاخه‌های

عمود بر محور طولی عضو است که مطابق بند ۵-۵-۴-۸-۹ محاسبه می‌شود. هم‌چنین f_y مقاومت تسلیم فولادهای عرضی می‌باشد.

$$\begin{cases} V_e \geq \frac{1}{2} V_u \\ P_u < 0.05 A_g f_c' \end{cases} \rightarrow V_c = 0$$

$$\begin{cases} 915 \geq \frac{1}{2} \times 800 = 400 \quad OK \\ 700 < 0.05 \times 750^2 \times 30 \times 10^{-3} = 843.75 \quad OK \end{cases} \rightarrow V_c = 0$$

$$V_n = V_s$$

$$V_e = \phi V_n = \phi V_s = \phi \frac{A_v f_y d}{s}$$

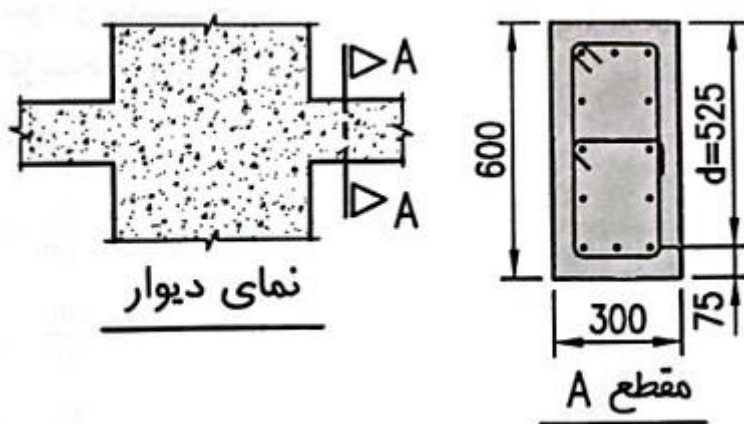
$$915 = 0.75 \times \frac{5 \times \pi \times \frac{12^2}{4} \times 400 \times 675}{s} \times 10^{-3}$$

$$s = 125.15 \text{ mm}$$



سوال ۳۶

در یک ساختمان با سیستم دوگانه قاب خمشی بتن آرمه متوسط با دیوارهای برشی ویژه، یک تیر با مقطع نشان داده شده، علاوه بر اینکه بخشی از قاب بوده و برای خمش ناشی از آثار زلزله طراحی می شود، به عنوان "جمع کننده" که به یک دیوار برشی متصل می شود نیز عمل می کند. نیروی محوری فشاری نهایی این تیر در محل اتصال به دیوار، با در نظر گرفتن نیروی مؤثر بر دیافراگم و تحت زلزله تشدید یافته، $P_u = 1000 \text{ kN}$ است. کدام یک از گزینه های زیر بیشترین فاصله قابل قبول برای آرماتورهای عرضی تیر در نزدیک محل اتصال به دیوار را نشان می دهد؟ رده بتن و میلگرد به ترتیب C25 و S400 بوده و قطر کوچکترین میلگردهای طولی تیر $\phi 25$ فرض می شود. از آثار برش و پیچش در مقطع صرف نظر کنید. ابعاد روی شکل به میلی متر هستند. عمق مؤثر مقطع 525 mm است.



$$S = 125 \text{ mm} \quad (۱)$$

$$S = 150 \text{ mm} \quad (۲)$$

$$S = 75 \text{ mm} \quad (۳)$$

$$S = 100 \text{ mm} \quad (۴)$$

گزینه ۱ صحیح است

با توجه به بند ۵-۷-۸-۲۰-۹ و ۵-۲-۵-۲۰-۹ خواهیم داشت:

۵-۷-۸-۲۰-۹ در اجزای جمع کننده، در مواردی که تنش فشاری در هر مقطع بیشتر از $0.2f'_c$ باشد، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۵-۲-۵-۲۰-۹ تا (الف) تا (ث) و بند ۵-۲-۵-۲۰-۹ استفاده شود؛ و محدودیت بندهای ۵-۲-۵-۲۰-۹ تا (الف) باید به یک سوم بعد کوچکتر جزء جمع کننده تغییر یابد. مقدار آرماتور عرضی باید مطابق موارد (الف) و (ب) این بند باشد. همچنین نیازی به آرماتورهای عرضی در مقاطعی که تنش فشاری از $0.15f'_c$ کم تر است، نمی باشد.

در مواردی که از نیروهای طراحی تشدید یافته به منظور تامین اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده باشد، باید مقادیر $0.2f'_c$ و $0.15f'_c$ را به ترتیب به $0.5f'_c$ و $0.4f'_c$ افزایش داد.

الف- در صورت استفاده از دورگیر با خطوط مستقیم، نسبت $A_{sh}/s_b c$ برابر با $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ است.

ب- در صورت استفاده از دورپیچ ها یا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید بیشترین از دو مقدار $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ و $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.



۹-۲۰-۵-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۳-۱ در تیرها در طول ناحیه‌های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می‌باشد، باید دورگیر مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۳-۲ به کار برده شود؛ مگر آن که طراحی برای برش و یا پیچش، نیاز به آرماتور بیش‌تری را ایجاب کند.

۹-۲۰-۵-۳-۲ دورگیرها و فواصل آن‌ها از یک دیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف - قطر دورگیرها کم‌تر از ۸ میلی متر نباشد.

ب - فاصله‌ی دورگیرها از یک دیگر بیش‌تر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر دورگیر و ۳۰۰ میلی متر اختیار نشود.

پ - فاصله‌ی اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیش‌تر از ۵۰ میلی متر نباشد.

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{1000 \times 10^3}{300 \times 600} = 5.56 < 0.4f'_c = 0.4 \times 25 = 10$$

پس نیازی به در نظر گرفتن محدودیت‌های بند ۹-۲۰-۵-۳-۷ نمی باشد.

از طرفی برای ناحیه بحرانی تیر در شکل پذیری متوسط محدودیت‌های فاصله آرماتور عرضی به صورت زیر می باشد:

$$s_{max} = \min \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{525}{4} = 131.25 \text{ mm} \\ 8d_{bmin} = 8 \times 25 = 200 \text{ mm} = 131.25 \text{ mm} \\ 24d_v \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$



سوال ۳۷

مقطع تیر بتنی به ابعاد 500×600 mm موجود است. هرگاه لنگر پیچشی ضریبدار $T_u = 30 \text{ kN.m}$ باشد، نسبت مقدار آرماتور پیچشی طولی ناشی از این لنگر به آرماتور پیچشی طولی ناشی از لنگر ϕT_{cr} چه مقدار است؟ پوشش روی آرماتور عرضی ϕ_{10} را ۳۵ میلی متر در نظر بگیرید. از نیروی محوری تیر صرف نظر نموده و بتن از نوع معمولی فرض شود.

$$f_y = f_{yt} = 400 \text{ MPa}, \quad f'_c = 30 \text{ MPa}$$

(۱) 2

(۲) 0.55

(۳) 0.75

(۴) 1.30

گزینه ۲ صحیح است

با توجه به بند ۹-۸-۶-۲ و ۹-۸-۶-۳-۱ خواهیم داشت:

۹-۸-۶-۲ پیچش ترک خوردگی، T_{cr} ، برای مقاطع توپر و تو خالی بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۹) محاسبه می‌شود. در این رابطه‌ها، مقدار N_u معرف نیروی محوری است که برای فشار، مثبت فرض شده، و برای کشش، منفی در نظر گرفته می‌شود.

- بدون حضور نیروی محوری:

$$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (۹-۸-۲۹ \text{ الف})$$



۹-۳-۶-۸-۱ مقاومت پیچشی اسمی عضو بتن آرمه، T_n ، بر اساس عمل توام خاموت‌های بسته و فولادهای طولی پیچشی، تامین شده و برابر با کم‌ترین از دو مقدار زیر منظور می‌شود.

$$T_n = \frac{2A_0A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (\text{الف-۳۰-۸-۹})$$

$$T_n = \frac{2A_0A_t f_y}{p_h} \tan \theta \quad (\text{ب-۳۰-۸-۹})$$

در این رابطه‌ها، A_0 سطح مقطع ناخالصی است که با مسیر جریان برش پیچشی احاطه می‌شود؛ و با استفاده از تحلیل و با فرض مقطع جدار نازک تعیین می‌گردد. همچنین می‌توان فرض نمود که $A_0 = 0.85A_{oh}$ باشد؛ که A_{oh} مساحت محصور به بیرونی‌ترین خاموت‌های بسته‌ی پیچشی است. از طرفی زاویه‌ی θ نباید کم‌تر از 30° درجه و بزرگ‌تر از 60° درجه تعیین شود؛ همچنین می‌توان فرض نمود که $\theta = 45^\circ$ باشد. همچنین متغیر A_t مقدار سطح مقطع یک ساق از خاموت بسته‌ای است که در مقابل پیچش مقاومت می‌کند؛ A_t سطح مقطع میلگردهای طولی پیچشی است، و p_h محیط خط میانی بیرونی‌ترین خاموت بسته است.

$$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$$

$$\phi T_{cr} = 0.75 \times 0.33 \times 1 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{(500 \times 600)^2}{2 \times (500 + 600)} \right) \times 10^{-6} = 55.46 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 30 \text{ kN.m}$$

$$T_n = \frac{2A_0A_t f_y}{p_h} \tan \theta$$

$$\frac{A_{l(T_u)}}{A_{l(\phi T_{cr})}} = \frac{\frac{T_u p_h}{2\phi A_0 f_y \tan \theta}}{\frac{\phi T_{cr} p_h}{2\phi A_0 f_y \tan \theta}} = \frac{T_u}{\phi T_{cr}} = \frac{30}{55.46} = 0.541$$



سوال ۳۸

مقاومت برشی اسمی داخل صفحه یک دیوار برشی (V_n) به ضخامت 400 میلی متر و طول 6 متر و ارتفاع 9 متر هرگاه آرماتور افقی آن $\phi_{18} @ 200 \text{ mm}$ و نیروی فشاری آن 1000 kN و از بتن معمولی ساخته شده باشد حدوداً چه مقدار است؟ استفاده از روش خرابایی مدنظر نمی باشد.

$$f_y = 400 \text{ MPa}, f_{yt} = 400 \text{ MPa}, f'_c = 25 \text{ MPa}$$

(۱) 9960 kN

(۲) 7920 kN

(۳) 8616 kN

(۴) 6890 kN

گزینه ۲ صحیح است

با توجه به بند ۹-۱۳-۵-۳ و ۹-۱۳-۵-۳-۳ خواهیم داشت:

۹-۱۳-۵-۳-۲ در هیچ مقطع افقی از دیوار، مقدار V_n نباید بیش تر از $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$ منظور شود.

۹-۱۳-۵-۳ مقدار V_n از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \quad (۹-۱۳-۲)$$

در این رابطه α_c ضریبی است که مطابق (الف) تا (پ) این بند تعیین می شود:

الف- در دیوارهایی که در آن ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگتر یا مساوی ۲ است: $\alpha_c = 0.17$

ب- در دیوارهایی که در آن ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچکتر یا مساوی ۱/۵ است: $\alpha_c = 0.25$

پ- در دیوارهایی که در آن ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می شود.

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{9}{6} = 1.5 \rightarrow \alpha_c = 0.25$$

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$$

$$V_n = \left(0.25 \times 1 \times \sqrt{25} + \frac{2 \times \pi \times 18^2}{4 \times 200 \times 400} \times 400 \right) \times 400 \times 6000 \times 10^{-3}$$

$$V_n = 9107.26 \text{ kN}$$

$$V_n \leq 0.66\sqrt{f'_c}A_{cv} = 0.66 \times \sqrt{25} \times 400 \times 6000 \times 10^{-3} = 7920 \text{ kN}$$



سوال ۳۹

در یک مقطع بتنی تحت خمش، حداکثر نسبت عمق بلوک فشاری بتن به عمق مؤثر مقطع، برای آنکه مقطع کشش کنترل تلقی شود، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و C35 و میلگردها S400 هستند.

(۱) 0.60

(۲) 0.3

(۳) 0.37

(۴) 0.45

گزینه ۲ صحیح است

با توجه به بند ۲-۴-۷-۹ و ۲-۲-۸-۹ خواهیم داشت:

۲-۴-۷-۹ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع کشش-کنترل تلقی میشوند که در آن‌ها هم زمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن، ϵ_{cu} ، به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ϵ_f ، بزرگ‌تر یا مساوی

$\epsilon_{fy} + 0.003$ باشد. ϵ_{fy} کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است؛ و برای میلگردهای آجدار از تقسیم تنش تسلیم بر مدول الاستیسیته‌ی فولاد تعیین می‌شود.



۹-۲-۸-۲ فرضیات طراحی

۹-۲-۸-۱ در هر مقطع لازم است تعادل بین نیروهای موثر برقرار گردد.

۹-۲-۸-۲ کرنش در تارهای مقطع بتنی و نیز در فولادها به صورت خطی متناسب با فاصله آن تار یا فولاد از محور خنثی تعیین می‌شود.

۹-۲-۸-۳ کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن برابر با 0.003 در نظر گرفته می‌شود.

۹-۲-۸-۴ از مقاومت کششی بتن در مقطع صرف نظر می‌گردد.

۹-۲-۸-۵ رابطه‌ی بین تنش و کرنش فشاری بتن را می‌توان به صورت مستطیلی، دوزنقه‌ای، سهمی و یا هر شکل و منحنی دیگری در نظر گرفت؛ به شرط آن که با نتایج آزمایشات جامع مرتبط تطابق داشته باشد. در این ارتباط می‌توان از توزیع تنش مستطیلی معادل طبق مشخصات بند ۹-۲-۸-۶ استفاده نمود.

۹-۲-۸-۶ تنش فشاری بتن برابر با $0.85f'_c$ و با توزیع یک‌نواخت در ناحیه‌ی فشاری معادل که به وجوه جانبی مقطع و یک خط موازی با تار خنثی و به فاصله‌ی a از دورترین تار فشاری مقطع محدود می‌گردد، فرض می‌شود. عمق بلوک فشاری بتن، a ، از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$a = \beta_1 c \quad (۹-۸-۲)$$

در این رابطه:

c عمق تار خنثی، یعنی فاصله‌ی موقعیت تار بتنی با حداکثر کرنش فشاری تا تار خنثی در راستای عمود بر تار خنثی است.

ضریب β_1 که ضریب عمق بلوک مستطیل معادل تنش فشاری است، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{برای } 17 \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \quad (۹-۸-۳ \text{ الف})$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f'_c - 28) \geq 0.65 \quad \text{برای } f'_c > 28 \text{ MPa} \quad (۹-۸-۳ \text{ ب})$$

۹-۲-۸-۷ در صورتی که از بتن با مقاومت بیش از ۵۵ مگاپاسکال استفاده شود، تنش فشاری بتن را می‌توان برابر با $\alpha_0 f'_c$ و با توزیع مشابه بند قبلی در نظر گرفت. در این حالت ضریب α_0 به صورت زیر تعیین می‌گردد.

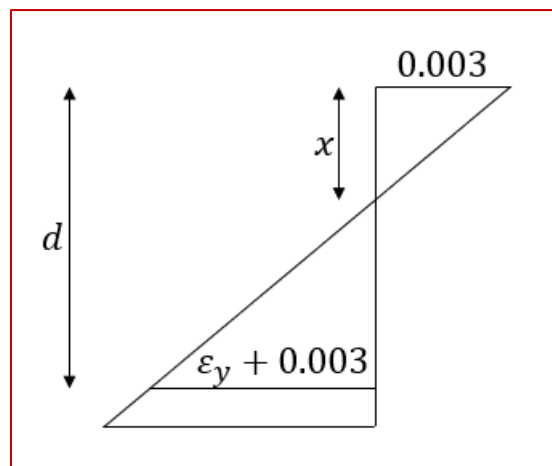
$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{0.022}{7}(f'_c - 55) \geq 0.7 \quad (۹-۸-۴)$$

۹-۲-۸-۸ تنش در فولادهای مقطع، در مواردی که کرنش در آن‌ها کمتر از کرنش تسلیم فولاد، ϵ_y ، است، از حاصل ضرب مدول الاستیسیته‌ی فولاد در کرنش آن محاسبه می‌شود؛ و در مواردی که کرنش مساوی یا بیش‌تر از ϵ_y است، برابر با تنش تسلیم فولاد، f_y ، منظور می‌گردد.



ادامه سوال ۳۹

بنابراین:



$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 0.002$$

$$x = \frac{0.003}{\varepsilon_y + 0.003 + 0.003} d = \frac{0.003}{0.002 + 0.003 + 0.003} d = \frac{3}{8} d$$

$$a = \beta_1 x$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} (f'_c - 28) \geq 0.65$$

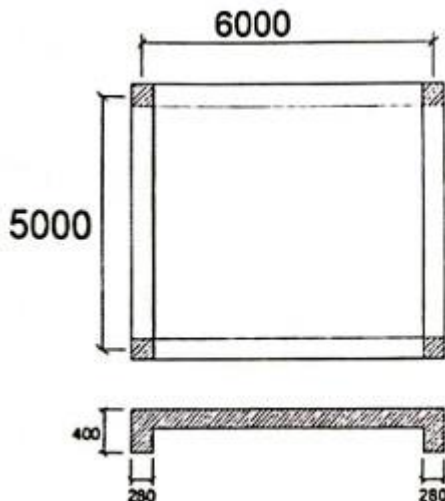
$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} (35 - 28) = 0.8 \geq 0.65 \quad OK$$

$$a = 0.8 \times \frac{3}{8} d = 0.3d$$



سوال ۴۰

سقف با تیرهای لبه و دال بتنی دو طرفه مطابق شکل زیر به صورت یکپارچه بتن ریزی شده است. در صورتی که مقدار سختی معادل تیرهای لبه برابر $20k$ و سختی دال در جهت بلند و کوتاه به ترتیب $6k$ و $7k$ فرض شوند، حداقل ضخامت دال برای آن که تحت بارهای متعارف نیازی به محاسبه و کنترل محدودیت خیز نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است. k مقداری ثابت است. بتن معمولی و $C30$ و میلگردها $S400$ هستند. ابعاد روی شکل به میلی متر هستند.



(۱) ۱۰۰ میلی متر

(۲) ۲۵۰ میلی متر

(۳) ۲۰۰ میلی متر

(۴) ۱۵۰ میلی متر

گزینه ۴ صحیح است

با توجه به بند ۲-۱-۶-۱۰-۹ و جدول ۲-۱۰-۹ خواهیم داشت:

۲-۱-۶-۱۰-۹ دال های دوطرفه با تیرهای بین تکیه گاه ها در همه لبه ها حداقل ضخامت دال برای بارهای متعارف باید محدودیت های جدول ۲-۱۰-۹ را تأمین نماید؛ مگر این که محدودیت های خیز محاسبه شده در بند ۲-۶-۱۰-۹ برآورده شود.

جدول ۲-۱۰-۹ حداقل ضخامت دال های دوطرفه با تیرهای بین تکیه گاه ها در همه ی لبه ها

حالت	حداقل مقدار h (میلی متر)	$\alpha_{fm}^{[۱]}$
(الف)	بند ۲-۱-۶-۱۰-۹	$\alpha_{fm} \leq 0.2$
(ب) $[۲]$ و $[۳]$	$\frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5 \beta (\alpha_{fm} - 0.2)}$	$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2$
(پ)	۱۲۵	
(ت) $[۲]$ و $[۳]$	$\frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9 \beta}$	$2 < \alpha_{fm}$
(ث)	۹۰	

[۱] α_{fm} مقدار میانگین α_f برای همه تیرهای لبه ی چشمه است.

[۲] l_n دهانه ی آزاد در جهت بلند و برحسب میلی متر می باشد که از تر تا تر تیرها اندازه گیری می شود.

[۳] β نسبت دهانه های آزاد در جهت بلند به کوتاه دال می باشد.



ادامه سوال ۴۰

نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی عرضی از دال که به خطوط مرکزی پانل‌های مجاور در هر طرف تیر، در صورت وجود، محدود می‌شود.	α_f
مقدار متوسط α_f برای تمام تیرهای اطراف یک پانل.	α_{fm}

بنابراین:

$$\alpha_{f1} = \alpha_{f3} = \frac{20k}{6k} = \frac{20}{6}$$

$$\alpha_{f2} = \alpha_{f4} = \frac{20k}{7k} = \frac{20}{7}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{2 \times \frac{20}{6} + 2 \times \frac{20}{7}}{4} = 3.095 > 2$$

$$h_{min} = \frac{L_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

$$L_n = 6000 - 2 \times \frac{280}{2} = 5720 \text{ mm}$$

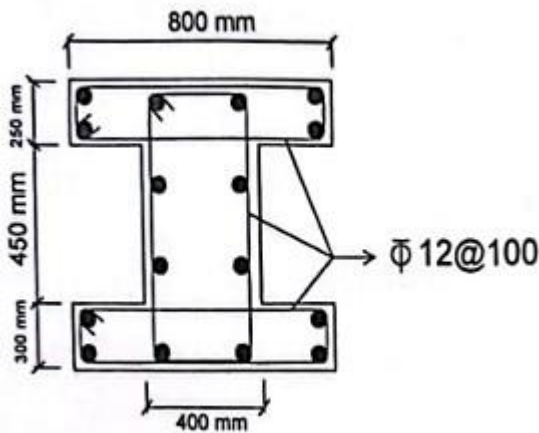
$$\beta = \frac{6000 - 280}{5000 - 280} = 1.212$$

$$h_{min} = \frac{5720 \times \left(0.8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 9 \times 1.212} = 132.39 \text{ mm} \geq 90 \text{ mm}$$



سوال ۴۱

در محاسبه مقاومت پیچشی تامین شده توسط مقطع بتنی شکل زیر، سطح ناخالص محدود به مسیر جریان برش ناشی از پیچش، در صورتی که از تحلیل های دقیق فرض مقطع جدار نازک استفاده نشود، حدوداً چه مقدار است؟ مقطع بال دار با فولاد پیچشی در بال و جان است. پوشش بتن روی میلگردهای عرضی بسته در همه جا 50 mm است. ابعاد روی شکل به میلی متر هستند. بتن معمولی C30 و میلگردها S400 هستند.



$$2.2 \times 10^5 \text{ mm}^2 \quad (۱)$$

$$4.4 \times 10^5 \text{ mm}^2 \quad (۲)$$

$$3.3 \times 10^5 \text{ mm}^2 \quad (۳)$$

$$5.5 \times 10^5 \text{ mm}^2 \quad (۴)$$

گزینه ۳ صحیح است

با توجه به بند ۹-۸-۶-۳-۱ خواهیم داشت:

۹-۸-۶-۳-۱ مقاومت پیچشی اسمی عضو بتن آرمه، T_n ، بر اساس عمل توام خاموت های بسته و فولادهای طولی پیچشی، تامین شده و برابر با کمترین از دو مقدار زیر منظور می شود.

$$T_n = \frac{2A_0A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (۹-۸-۳۰-الف)$$

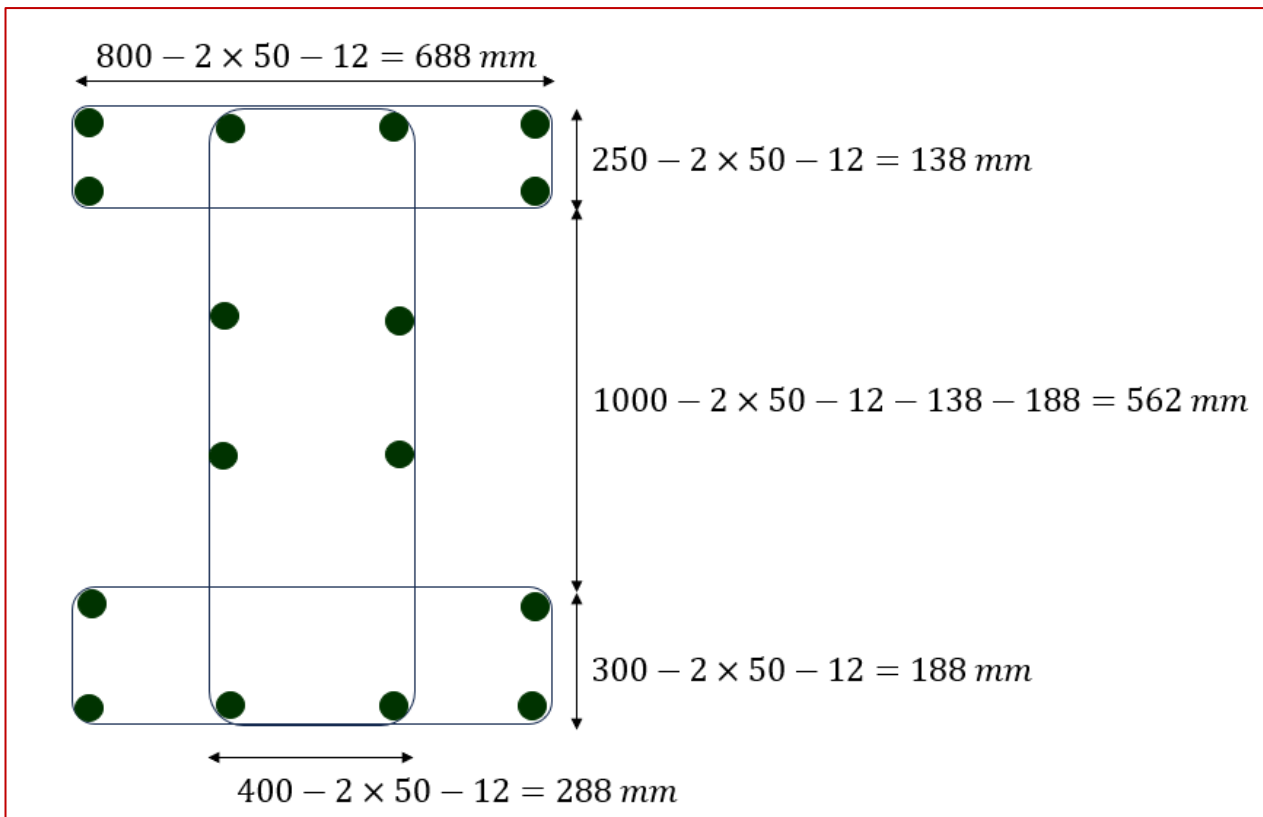
$$T_n = \frac{2A_0A_\ell f_y}{p_h} \tan \theta \quad (۹-۸-۳۰-ب)$$

در این رابطه ها، A_0 سطح مقطع ناخالصی است که با مسیر جریان برش پیچشی احاطه می شود؛ و با استفاده از تحلیل و با فرض مقطع جدار نازک تعیین می گردد. همچنین می توان فرض نمود که $A_0 = 0.85A_{oh}$ باشد؛ که A_{oh} مساحت محصور به بیرونی ترین خاموت های بسته ی پیچشی است. از طرفی زاویه ی θ نباید کمتر از ۳۰ درجه و بزرگتر از ۶۰ درجه تعیین شود؛ همچنین می توان فرض نمود که $\theta = 45^\circ$ باشد. همچنین متغیر A_ℓ مقدار سطح مقطع یک ساق از خاموت بسته ای است که در مقابل پیچش مقاومت می کند؛ A_ℓ سطح مقطع میلگردهای طولی پیچشی است، و p_h محیط خط میانی بیرونی ترین خاموت بسته است.



ادامه سوال ۴۱

بنابراین:



$$A_0 = 0.85A_{oh}$$

$$A_{oh} = 688 \times 138 + 562 \times 288 + 688 \times 188 = 386144 \text{ mm}^2$$

$$A_0 = 0.85 \times 386144 = 328222.4 \text{ mm}^2 = 3.28 \times 10^5 \text{ mm}^2$$



سوال ۴۲

در یک سازه بتنی با سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی، سختی جانبی دیوارها 15 برابر سختی کل ستون های طبقه است. برای یک ستون مربعی 500*500 mm طول آزاد 4500 mm، $K=1.0$ و لنگر ضریبدار پای ستون 600 kN.m، جهت صرف نظر کردن از اثرات لاغری، لنگر ضریبدار بالای ستون کدام یک از حالات زیر نمی تواند باشد؟

(۱) ستون با انحنای مضاعف 1000 kN.m

(۲) ستون با انحنای مضاعف 500 kN.m

(۳) ستون با انحنای ساده و لنگر 2000 kN.m

(۴) ستون با انحنای ساده و لنگر 1000 kN.m

گزینه ۴ صحیح است

با توجه به بند ۹-۶-۲-۱ و ۹-۶-۲-۲ خواهیم داشت:

۹-۶-۲-۱ اثرات لاغری مطابق ضوابط این فصل در نظر گرفته می شوند. در موارد زیر می توان از این اثرات صرف نظر نمود.

الف- در ستون های مهار نشده به شرط برقراری رابطه ی زیر:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad (۹-۶-۱)$$

ب- در ستون های مهار شده به شرط برقراری رابطه ی زیر:

$$\frac{kl_u}{r} \leq \min \left\{ 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right), 40 \right\} \quad (۹-۶-۲)$$

در رابطه ی (۹-۶-۲)، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ برای ستون هایی که دارای یک انحنا در یک جهت هستند، منفی؛ و برای ستون هایی که دارای انحنا در دو جهت هستند، مثبت در نظر گرفته می شود.

چنان چه جمع سختی کلیه ی اعضای مهارى که از حرکت جانبی طبقه جلوگیری می کنند، حداقل ۱۲ برابر سختی کل ستون های طبقه در آن امتداد باشد، اجازه داده می شود که آن ستون ها را مهار شده در نظر گرفت.

۹-۶-۲-۲ شعاع ژیراسیون، r را می توان از یکی از روش های (الف) تا (پ) زیر محاسبه نمود.

الف- با استفاده از رابطه ی زیر:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (۹-۶-۳)$$

ب- در ستون های با مقطع مستطیل، در هر امتداد برابر با 0.30 بعد مقطع ستون در آن امتداد.

پ- در ستون های با مقطع دایره، برابر با 0.25 قطر مقطع ستون.



ادامه سوال ۴۲

با توجه به اینکه در صورت سوال گفته شده سختی جانبی دیوارها ۱۵ برابر سختی کل ستون های طبقه است. در انتهای بند ۹-۶-۲-۱ گفته شده چنان چه جمع سختی کلیه ی اعضای مهارى که از حرکت جانبی طبقه جلوگیری می کنند، حداقل ۱۲ برابر سختی کل ستون های طبقه در آن امتداد باشد، اجازه داده می شود که آن ستون ها را مهار شده در نظر گرفت.

بنابراین در این سوال ستون ها مهار شده می باشند.

شرط صرف نظر از لاغری در ستون مهار شده به صورت زیر می باشد:

$$\frac{kl_u}{r} \leq \min \left\{ 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right), 40 \right\}$$

$$r = 0.3h = 0.3 \times 500 = 150 \text{ mm}$$

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1 \times 4500}{150} = 30$$

بررسی گزینه ها:

گزینه ۱:

$$\begin{cases} M_1 = 600 \text{ kN.m} \\ M_2 = 1000 \text{ kN.m} \\ \frac{M_1}{M_2} > 0 \end{cases} \rightarrow 30 \leq \min \left\{ 34 + 12 \times \frac{600}{1000} = 41.2 = 40 \right\} \quad OK$$

گزینه ۲:

$$\begin{cases} M_1 = 500 \text{ kN.m} \\ M_2 = 600 \text{ kN.m} \\ \frac{M_1}{M_2} > 0 \end{cases} \rightarrow 30 \leq \min \left\{ 34 + 12 \times \frac{500}{600} = 44 = 40 \right\} \quad OK$$

گزینه ۳:

$$\begin{cases} M_1 = 600 \text{ kN.m} \\ M_2 = 2000 \text{ kN.m} \\ \frac{M_1}{M_2} < 0 \end{cases} \rightarrow 30 \leq \min \left\{ 34 - 12 \times \frac{600}{2000} = 30.4 = 30.4 \right\} \quad OK$$





ادامه سوال ۴۲

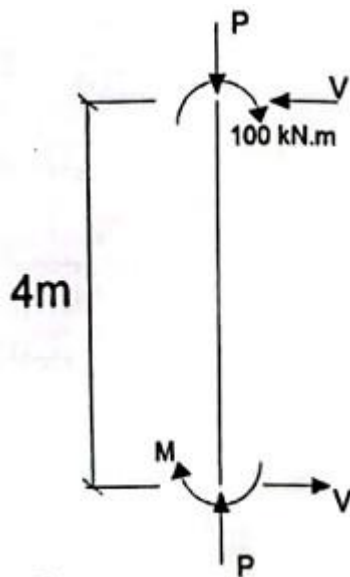
گزینه ۴:

$$\begin{cases} M_1 = 600 \text{ kN.m} \\ M_2 = 1000 \text{ kN.m} \\ \frac{M_1}{M_2} < 0 \end{cases} \rightarrow 30 \leq \min \left\{ 34 - 12 \times \frac{600}{1000} = 26.8 = 26.8 \text{ Not OK} \right.$$



سوال ۴۳

یک ستون بتنی مستطیلی به ابعاد 300×400 mm تحت لنگرهای نشان داده شده در شکل حول محور ضعیف قرار دارد. ضریب طول موثر K را برابر 0.8 در نظر بگیرید. به ازای کدام یک از لنگر انتهایی (M) زیر، در نظر گرفتن آثار لاغری ستون الزامی است؟



(۱) 10 kN.m

(۲) 30 kN.m

(۳) 20 kN.m

(۴) 25 kN.m

گزینه ۱ صحیح است

با توجه به بند ۹-۶-۲-۱ و ۹-۶-۲-۲ و شکل ۹-۶-۱ خواهیم داشت:

۹-۶-۲-۱ اثرات لاغری مطابق ضوابط این فصل در نظر گرفته می شوند. در موارد زیر می توان از این اثرات صرف نظر نمود.

الف- در ستون های مهار نشده به شرط برقراری رابطه ی زیر:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad (۹-۶-۱)$$

ب- در ستون های مهار شده به شرط برقراری رابطه ی زیر:

$$\frac{kl_u}{r} \leq \min \left\{ 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right), 40 \right\} \quad (۹-۶-۲)$$

در رابطه ی (۹-۶-۲)، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ برای ستون هایی که دارای یک انحنا در یک جهت هستند، منفی؛ و برای ستون هایی که دارای انحنا در دو جهت هستند، مثبت در نظر گرفته می شود.

چنان چه جمع سختی کلیه ی اعضای مهارى که از حرکت جانبی طبقه جلوگیری می کنند، حداقل ۱۲ برابر سختی کل ستون های طبقه در آن امتداد باشد، اجازه داده می شود که آن ستون ها را مهار شده در نظر گرفت.

۹-۶-۲-۲ شعاع ژیراسیون، r را می توان از یکی از روش های (الف) تا (پ) زیر محاسبه نمود.

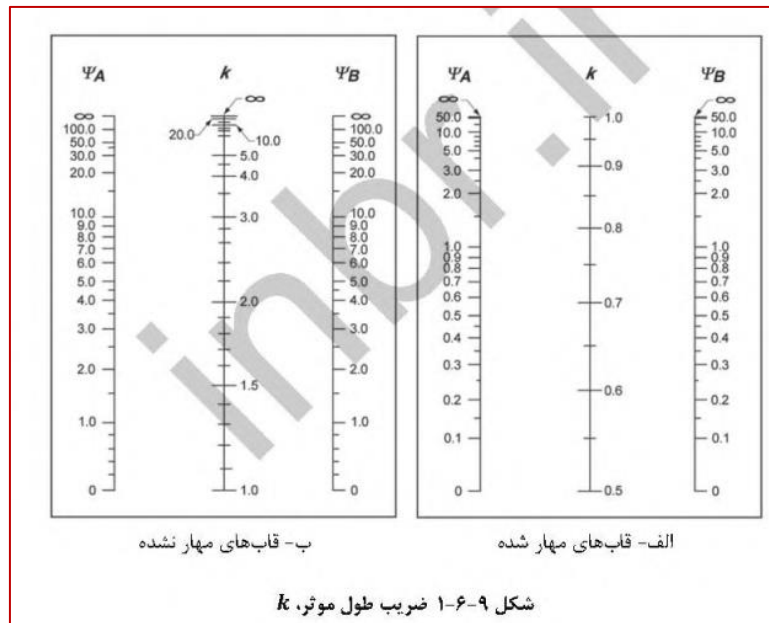
الف- با استفاده از رابطه ی زیر:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (۹-۶-۳)$$

ب- در ستون های با مقطع مستطیل، در هر امتداد برابر با 0.30 بعد مقطع ستون در آن امتداد.

پ- در ستون های با مقطع دایره، برابر با 0.25 قطر مقطع ستون.





با توجه به صورت سوال که مقدار ضریب طول موثر ستون K را برابر ۰/۸ داده و چون این مقدار کمتر از یک می باشد و با توجه به شکل ۹-۶-۱ می توانیم نتیجه بگیریم که این ستون مهار شده می باشد.

شرط صرف نظر از لاغری در ستون مهار شده به صورت زیر می باشد:

$$\frac{kl_u}{r} \leq \min \left\{ 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right), 40 \right\}$$

چون گفته شده لنگرهای نشان داده شده در شکل حول محور ضعیف قرار دارد برای محاسبه شعاع ژیراسیون بعد کوچکتر ستون را در نظر می گیریم:

$$r = 0.3h = 0.3 \times 300 = 90 \text{ mm}$$

با توجه به جهت لنگر ها ستون دارای انحنا در دو جهت می باشد و نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ مثبت در نظر گرفته می شود.

بنابراین خواهیم داشت:

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{0.8 \times 4000}{90} = 35.56$$

$$35.56 \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{100} \right)$$

$$M_1 \geq 13 \text{ kN.m}$$

بنابراین اگر مقدار M_1 کوچکتر از 13 kN.m باشد، نمی توان از اثرات لاغری صرف نظر کرد و در نظر گرفتن آثار لاغری ستون الزامی است.

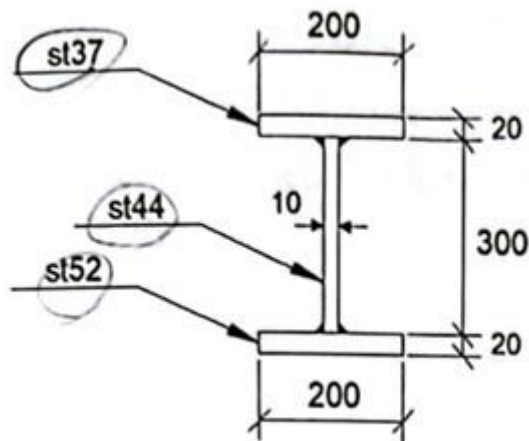
با توجه به گزینه ها تنها برای $M_1 = 10 \text{ kN.m}$ در نظر گرفتن آثار لاغری الزامی است.



سوال ۴۴

لنگر پلاستیک مقطع شکل زیر نسبت به محور قوی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.

St37: $F_y=240 \text{ MPa}$, St44: $F_y=275 \text{ MPa}$, St52: $F_y=360 \text{ MPa}$



466 kN.m (۱)

425 kN.m (۲)

360 kN.m (۳)

413 kN.m (۴)

گزینه ۲ صحیح است

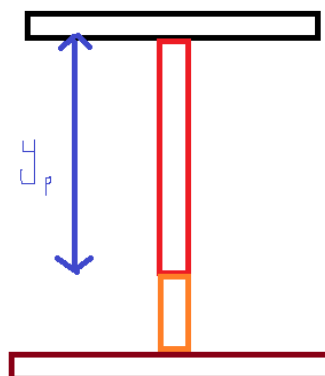
(سطح سوال متوسط)

مطابق مفاهیم مرتبط با مقاومت خمشی، به دلیل تنوع در جنس فولادهای بال ها و جان مقطع، باید تار خنثی در حد پلاستیک را محاسبه کرد و بر خلاف حد الاستیک، تقارن هندسی به تنهایی تعیین کننده نیست. مطابق با اطلاعات سوال داریم:

$$st44: F_{y2} = 275 \text{ MPa} \quad st52: F_{y3} = 360 \text{ MPa} \quad st37: F_{y1} = 240 \text{ MPa}$$

تار خنثی در حد پلاستیک در حالت کلی بر اساس شرایط برابری برابند مقدار نیرو در نواحی مختلف مقطع خواهد بود.

با فرض قرار گیری تار خنثی در حد پلاستیک در جان مقطع داریم:



ادامه سوال ۴۴

$$200 \times 20 \times 240 + 10y_p \times 275 = (300 - y_p) \times 10 \times 275 + 200 \times 20 \times 360$$

$$\rightarrow 960000 + 2750y_p = 825000 - 2750y_p + 1440000$$

$$y_p = 237.27 \text{ mm}$$

بنابراین لنگر پلاستیک مقطع زیر نسبت به محور قوی برابر است با:

$$M_p = 200 \times 20 \times \left(237.27 + \frac{20}{2}\right) \times 240 + 237.27 \times 10 \times \left(\frac{237.27}{2}\right) \times 275$$

$$+ (300 - 237.27) \times 10 \times \left(\frac{300 - 237.27}{2}\right) \times 275$$

$$+ 200 \times 20 \times \left(300 - 237.27 + \frac{20}{2}\right) \times 360 = 424929545.5 \text{ N.mm}$$

$$= 424.9 \text{ KN.m}$$



فرصت
دریافت
محدود

چک لیست جامع طراحی سازه

با ۲۹۱۱ آیتم کنترلی

با داشتن این چک لیست فوق کاربردی، هیچ موردی از قلم نخواهد افتاد

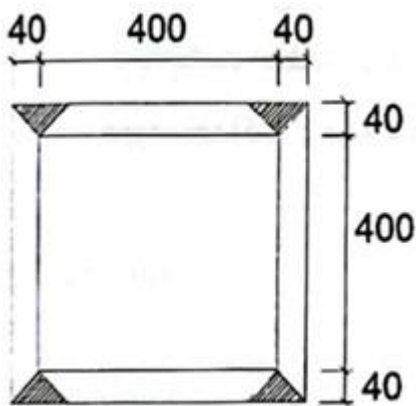
همین حالا رایگان دریافتش کن!

سبزسازه

سوال ۴۵

در یک قاب خمشی فولادی ویژه مقطع ستون ها مطابق شکل زیر است. بدون توجه به مقاومت های مورد نیاز و ضخامت بال تیرهای متصل به آن، حداقل ضخامت قابل قبول ورق های پیوستگی مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ در شکل ابعاد مقطع ستون به میلی متر است.

$$F_y = 340 \text{ MPa} \text{ و } E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



(۱) 25 mm

(۲) 15 mm

(۳) 12 mm

(۴) 20 mm

گزینه ۳ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

بر اساس الزامات ورق پیوستگی مطابق بند ۱۰-۳-۳-۱۰ و با توجه به این که شرایط اتصال تیرهای متصل به ستون مشخص نیست، بر اساس زیربند ۶ صفحه ۳۰۸ در ستون های با مقطع قوطی داریم:

۱۰-۳-۳-۳-۱۰ ورق های پیوستگی

در حالت های زیر لازم است ورق های پیوستگی در مقابل بال های تیر یا ورق های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون تعبیه شود:

(الف) در اتصالاتی که تیر به وجه یک ستون قوطی شکل متصل شده باشد. در این گونه مقاطع ابعاد ورق های پیوستگی باید براساس کل مقاومت مورد نیاز در وجه ستون (مطابق بند ۳) و بدون توجه به مقاومت های موجود ستون در برابر آن و با رعایت بند (ث) تعیین شود.

(ب) در اتصالاتی که تیر به بال یک ستون H شکل متصل شده و ضخامت بال ستون کمتر از یک ششم عرض بال یا ورق اتصال باشد. در این گونه موارد ورق های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

(پ) در اتصالاتی که تیر به بال یک ستون جعبه ای ساخته شده از مقطع I یا IPB متصل شده باشد، و ضخامت بال ستون کمتر از یک دوازدهم عرض بال یا ورق اتصال باشد. در این گونه موارد ورق های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.



ادامه سوال ۴۵

۲- پهنای ورق‌های پیوستگی در ستون‌های با مقطع قوطی شکل باید برابر فاصله خالص دو جان مقطع ستون بوده و در ستون‌های با مقطع H شکل مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در هر طرف جان مقطع ستون نباید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق پوششی اتصال کمتر باشد.

۶- نسبت پهنای ورق‌های پیوستگی با یک لبه مقید، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، نباید از $0.56\sqrt{E/(R_y F_y)}$ و در ورق‌های پیوستگی با دو لبه مقید، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $1.49\sqrt{E/(R_y F_y)}$ بزرگ‌تر باشد.

اگر پهنای ورق پیوستگی b_p و ضخامت آن t باشد:

$$b_p = 400 \text{ mm}$$

$$\frac{b_p}{t} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 1.49 \times \sqrt{\frac{200000}{1.15 \times 340}} = 33.7 \rightarrow \frac{400}{t} \leq 33.7$$

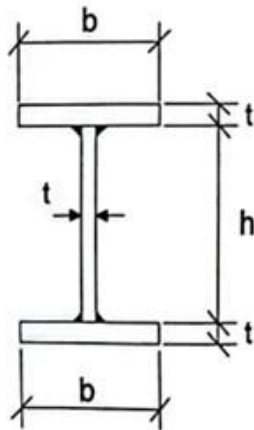
$$\rightarrow t \geq 11.86 \text{ mm} \rightarrow t = 12 \text{ mm}$$



سوال ۴۶

در مقطع شکل زیر تحت اثر لنگر خمشی حول محور قوی، اگر جان غیر فشرده باشد، حداکثر مقدار b برای آنکه بال مقطع هیچ وقت لاغر نباشد، مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟

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



(۱) 38.8 t

(۲) 20.3 t

(۳) 40.6 t

(۴) 19.4 t

گزینه ۳ صحیح است

(سطح سوال سخت)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۲-۲-۲-۲-۱۰ صفحه ۵۱ و جدول ۳-۲-۲-۱۰ ردیف ۱۱ صفحه ۵۵ و

جدول ۴-۲-۲-۱۰ ردیف ۱۵ صفحه ۵۶:

۳-۲-۲-۲-۱۰ طبقه بندی مقاطع فولادی از منظر گمانش موضعی برای لنگر خمشی

برای لنگر خمشی، مقاطع فولادی به سه گروه زیر طبقه بندی می شوند:

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

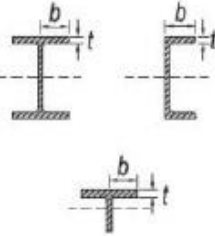
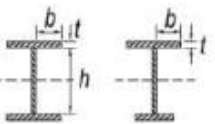
الف) مقاطع فشرده به مقاطعی گفته می شوند که در آن ها اولاً بال ها به طور سراسری و پیوسته به جان یا جل ها متصل باشند، ثانیاً نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل دهنده مقطع عضو از λ_p مشخص شده در جدول های ۳-۲-۲-۱۰ و ۴-۲-۲-۱۰ بیشتر نباشد.

ب) مقاطع غیر فشرده به مقاطعی گفته می شوند که در آن ها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جزء فشاری از مقطع عضو از λ_p مشخص شده در جدول های ۳-۲-۲-۱۰ و ۴-۲-۲-۱۰ بیشتر بوده، اما از λ_r مشخص شده در جدول های ۳-۲-۲-۱۰ و ۴-۲-۲-۱۰ کمتر باشد.

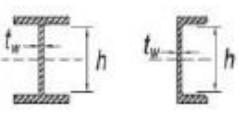
پ) مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می شوند که در آن ها نسبت پهنا به ضخامت حداقل یکی از اجزای فشاری تشکیل دهنده مقطع عضو از λ_r مشخص شده در جدول های ۳-۲-۲-۱۰ و ۴-۲-۲-۱۰ بیشتر باشد.



جدول ۱۰-۲-۳: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با یک لبه مقید در اعضای تحت اثر خمش

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء	حالت
	(عرض غیرفشرده و لاغر) λ_x	(عرض فشرده و غیرفشرده) λ_y			
	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل تورده شده ناودانی‌ها و سبیری‌ها	۱۰
	$0.95 \sqrt{\frac{K_c E}{F_L}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق یا یک یا دو محور تقارن	۱۱

جدول ۱۰-۲-۴: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با دو لبه مقید در اعضای تحت اثر خمش

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء	حالت
	(عرض غیرفشرده و لاغر) λ_x	(عرض فشرده و غیرفشرده) λ_y			
	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	h/t_w	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	۱۵

اگر جان غیرفشرده است، پس مطابق ردیف ۱۵ باید نامساوی زیر برقرار باشد:

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \lambda_w = \frac{h}{t} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow 3.76 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{240}} < \frac{h}{t} \leq 5.7 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{240}} \rightarrow 108.5 < \frac{h}{t} \leq 164.48$$

اگر قرار است که بال مقطع هیچ وقت لاغر نباشد، باید داشته باشیم:

$$\lambda_f = \frac{b}{2t} = \frac{b}{2t} \leq 0.95 * \sqrt{\frac{K_c \times E}{F_L}} \rightarrow b \leq 2t \times 0.95 * \sqrt{\frac{K_c \times E}{F_L}}$$



ادامه سوال ۴۶

$$F_L = 0.7 * 240 = 168 \text{ MPa}$$

$$0.35 \leq K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t}}} \leq 0.76$$

$$\text{If } \frac{h}{t} = 164.48 \rightarrow K_c = \frac{4}{\sqrt{164.48}} = 0.31 \rightarrow K_c = 0.35$$

$$\text{If } \frac{h}{t} = 108.5 \rightarrow K_c = \frac{4}{\sqrt{108.5}} = 0.384 \rightarrow K_c = 0.384$$

$$\text{Max } K_c = 0.384$$

بنابراین

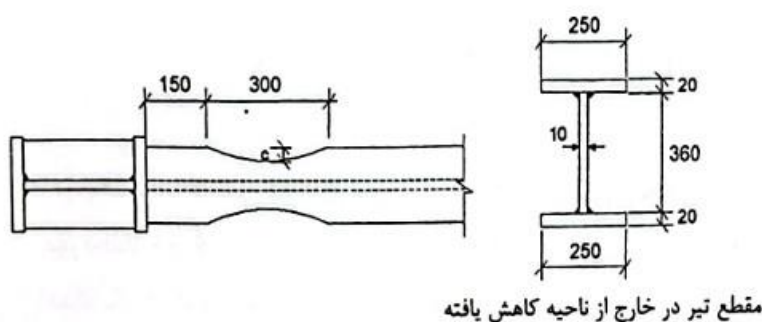
$$b \leq 2t \times 0.95 * \sqrt{\frac{0.384 \times 200000}{168}} = 40.6t$$



سوال ۴۷

فرض کنید در تیر با مقطع کاهش یافته شکل زیر تحت اثر ترکیبات متعارف بارگذاری، در هر دو انتهای تیر مقدار نسبت مقاومت خمشی مورد نیاز به مقاومت خمشی طراحی برابر یک به دست آمده است. حداکثر مقدار c برای آنکه تحت همین ترکیبات بارگذاری نسبت مقاومت خمشی مورد نیاز به مقاومت خمشی طراحی در مقطع کاهش یافته بیش از یک نشود، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ طول دهانه آزاد تیر برابر ۳ متر بوده و آثار بارهای ثقلی ناچیز فرض شود. همچنین فرض کنید تیر در سرتاسر طول خود از مهار جانبی کافی برخوردار است. در شکل ابعاد به میلی متر است.

$$F_y = 240 \text{ MPa}$$



(۱) 33 mm

(۲) 29 mm

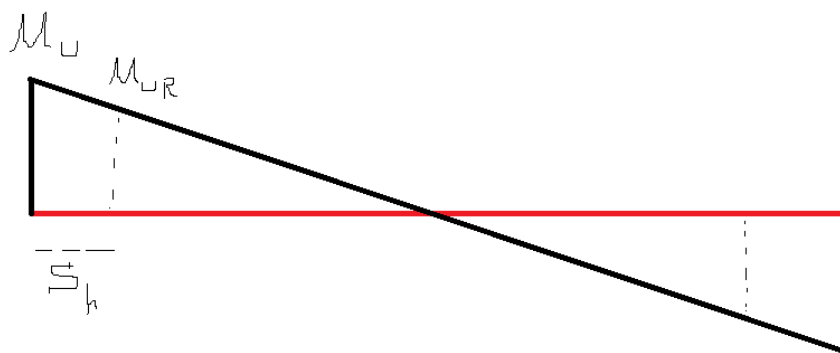
(۳) 26 mm

(۴) 37 mm

گزینه ۲ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

تیر دوسر گیردار با طول دهانه آزاد ۳ متر که با توجه به سوال، تنها اثر وارد بر آن بار جانبی زلزله است باید مد نظر قرار گیرد. تغییرات لنگر در طول این ترم به صورت زیر است:



بر این اساس، مقدار M_U و M_{UR} به ترتیب مقاومت خمشی مورد نیاز در انتها و در مرکز ناحیه کاهش یافته است که با توجه به هندسه تیر، قابل ارتباط به یکدیگر نیز هستند:



ادامه سوال ۴۷

$$S_h = a + \frac{b}{2} = 150 + \frac{300}{2} = 300 \text{ mm} = 0.3 \text{ m}$$

در نتیجه

$$\frac{M_u}{1.5} = \frac{M_{uR}}{1.5 - 0.3} \rightarrow M_{uR} = 0.8M_u$$

با توجه به توضیحات مسئله در خصوص تامین مهار جانبی در طول تیر، مقاومت خمشی بر اساس حالت حدی تسلیم محاسبه خواهد شد:

در انتهای مقطع بر اساس شرایط مقطع کاهش نیافته:

$$M_u \leq 0.9Z_F F_y = 0.9 \times (2 \times 180 \times 10 \times 90 + 2 \times 250 \times 20 \times 190) \times F_y \rightarrow M_u \leq 2001600 F_y$$

در محل مقطع کاهش یافته:

$$M_{uR} \leq 0.9Z_R F_y = 0.9 \times (2 \times 180 \times 10 \times 90 + 2 \times b \times 20 \times 190) \times F_y \rightarrow M_{uR} \leq (291600 + 6840b) F_y$$

بنابراین

$$M_{uR} = 0.8M_u \rightarrow (291600 + 6840b) = 0.8 \times 2001600 \rightarrow b = 191.47 \text{ mm}$$

بنابراین

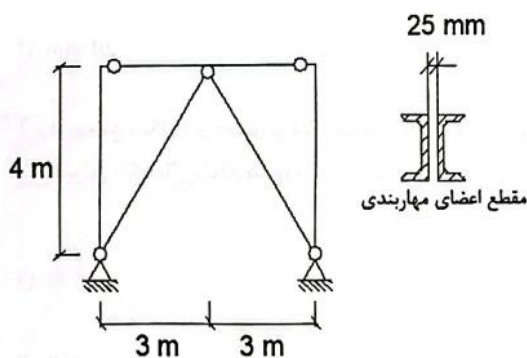
$$c = \frac{250 - 191.47}{2} = 29.26 \text{ mm}$$



سوال ۴۸

در قاب مهاربندی شده همگرای ویژه شکل زیر، برای اعضای مهاربندی از دابل ناودانی UNP160 پشت به پشت (مطابق شکل زیر) استفاده شده است برای آنکه بتوان از عملکرد مشترک ناودانی ها بهره برد، حداکثر فاصله لقمه های بین ناودانی ها به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟

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



- 400 mm (۱)
- 600 mm (۲)
- 800 mm (۳)
- 1000 mm (۴)

گزینه ۴ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

با مراجعه به بند ۱۰-۳-۴-۲-۵-۲ صفحه ۳۳۰ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

۱۰-۳-۴-۲-۵-۲ اعضای مهاربندی

در قاب های مهاربندی شده همگرای ویژه، اعضای مهاربندی باید دارای شرایط زیر باشند:

(الف) مقدار نسبت لاغری (KL/r) عضو مهاربندی نباید از ۲۰۰ بزرگتر باشد.

(ب) در مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، در طول عضو مهاربندی فاصله اتصال دهنده ها (بست ها یا لقمه ها) باید طوری باشد که نسبت لاغری حداقل (a/r_1) اجزای تشکیل دهنده

مقطع مهاربندی از ۰.۴ نسبت لاغری تعیین کننده عضو ساخته شده بیشتر نباشد. که در آن:

a = فاصله مرکز تا مرکز اتصال دهنده ها (بست ها یا لقمه ها)

r_1 = شعاع زیراسیون حداقل هر یک از نیمرخ های تشکیل دهنده مقطع عضو مهاربندی

بنابراین حداکثر فاصله بین لقمه ها، a باید تعیین شود:

در ابتدا نسبت لاغری تعیین کننده عضو مهاربندی محاسبه خواهد شد:

$$\text{تک} \quad UNP160 : r_x = 62.1 \text{ mm} \quad r_y = 18.9 \text{ mm}$$

$$I_y = 85.3 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad A = 2400 \text{ mm}^2 \quad e = 18.4 \text{ mm}$$

$$L = 5 \text{ m} = 5000 \text{ mm}$$



ادامه سوال ۴۸

$$I_y = 2 \times 85.3 \times 10^4 + 2 \times 2400 \times \left(18.4 + \frac{25}{2}\right)^2 = 6289088 \text{ mm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{6289088}{2 \times 2400}} = 36.2 \text{ mm} \text{ دویل}$$

$$r_x = \text{تک} = 62.1 \text{ mm} \text{ دویل}$$

در نتیجه

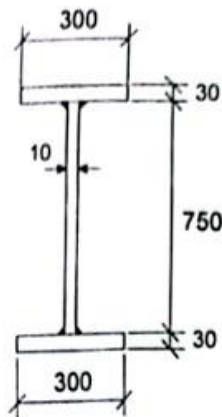
$$\lambda = \frac{1 \times 5000}{36.2} = 138.12$$

$$\frac{a}{18.9} \leq 0.4 \times 138.12 \rightarrow a \leq 1044.2 \text{ mm} \approx 1 \text{ m}$$



سوال ۴۹

در یک قاب خمشی فولادی ویژه طول دهانه آزاد تیر با مقطع نشان داده شده در شکل زیر برابر 6 متر است. کدام یک از اتصالات پیش تائید شده زیر را نمی توان برای اتصال تیر به ستون این تیر به کار برد؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.



(۱) RBS

(۲) BSEEP هشت پیچی

(۳) BSEEP چهار پیچی

(۴) WUF-W

گزینه ۳ صحیح است

(سطح سوال آسان)

بر اساس مجموعه ضوابط ۱۰-۳-۷ مرتبط با اتصالات گیردار از پیش تایید شده، یکی از معیارهای بررسی انواع این اتصالات، نسبت طول دهانه آزاد به عمق مقطع تیر است. بر این اساس در این سوال، این نسبت برابر است با:

$$\frac{L_n}{d} = \frac{6000}{750 + 60} = 7.4$$

مطابق توضیحات صفحه ۳۹۸، ۴۰۳ و ۴۱۵، حداقل این نسبت در هر یک از چهار گزینه سوال باید ۷ باشد که نسبت موجود برقرار است.

معیار مورد بررسی بعدی، ابعاد اجزای مقطع است که باید کنترل شود:

بر اساس توضیحات صفحه ۳۹۸، عمق مقطع تیر در اتصال RBS باید از ۱۱۰۰ میلیمتر کمتر و ضخامت بال تیر نیز از ۵۵ میلیمتر کمتر باشد. هر دو شرط در شکل برقرار است و استفاده از RBS منعی ندارد.

بر اساس توضیحات صفحه ۴۱۵، عمق مقطع تیر در اتصال WUF-W باید از ۱۰۰۰ میلیمتر کمتر و ضخامت بال تیر نیز از ۳۰ میلیمتر کمتر باشد. هر دو شرط در شکل برقرار است و استفاده از WUF-W نیز منعی ندارد.

برای بررسی گزینه های ۲ و ۳ به صفحه ۴۰۵ کتاب مبحث دهم، جدول ۱۰-۳-۷-۲ مراجعه شود:





جدول ۱۰-۳-۷: محدودیت‌های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

BSEEP				BUEEP		
هشت پیچی		چهار پیچی				
حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	پارامتر
30	15	25	10	25	10	t_{bf}
350	200	250	150	250	150	b_{bf}
1000	440	700	340	700	340	d_b
70	20	50	12	60	12	t_p
400	240	300	180	300	180	b_p
160	120	160	80	160	100	g
50	40	150	50	120	35	p_{fi}, p_{fo}
100	90	-	-	-	-	p_b

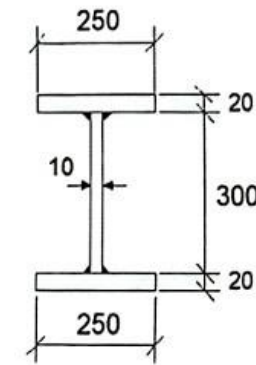
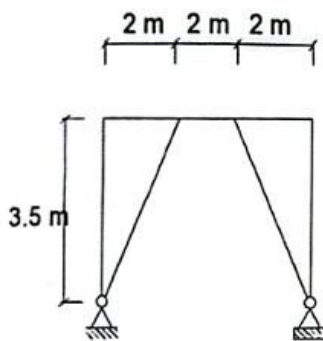
پارامتر b_{bf} در اتصال فلنجی BSEEP چهار پیچ، باید بین ۱۵۰ الی ۲۵۰ میلیمتر باشد که تیر مورد سوال این شرایط را ندارد. همچنین پارامتر t_{bf} که ضخامت بال بوده، در این اتصال باید بین ۱۰ الی ۲۵ میلیمتر باشد که در شکل سوال ۳۰ میلیمتر است.



سوال ۵۰

در قاب مهاربندی شده واگرای شکل زیر، اگر نیروی محوری تیر پیوند ناچیز فرض شود، مقاومت برشی اسمی تیر پیوند به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد مقطع تیر پیوند به میلی متر است.

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



مقطع تیر پیوند

(۱) 432 kN

(۲) 454 kN

(۳) 438 kN

(۴) 490 kN

گزینه ۱ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

مطابق توضیحات صفحه ۳۴۱ و ۳۴۲ مبحث دهم و با توجه به این که نیروی محوری ناچیز است، مقاومت برشی اسمی تیر پیوند بر اساس مینیمم دو حالت حدی تسلیم برشی در جان مقطع تیر و تسلیم خمشی در مقطع کل محاسبه خواهد شد:

(ب) مقاومت برشی اسمی تیر پیوند

مقاومت برشی موجود تیر پیوند [مقاومت برشی طراحی $(\phi_v V_n)$ در LRFD و مقاومت برشی مجاز (V_n / Ω_v) در ASD] باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی در جان مقطع و تسلیم خمشی در دو انتهای تیر پیوند در مقطع کلی در نظر گرفته شود که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر ۰.۹، Ω_v ضریب اطمینان برابر ۱.۶۷ و V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند است که باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

۱- براساس تسلیم برشی در جان مقطع

$$V_n = V_p$$

(۱-۳-۴-۳-۱۰)

۲- براساس تسلیم خمشی در مقطع کلی

$$V_n = \frac{2M_p}{e}$$

(۲-۳-۴-۳-۱۰)



در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} 0.6F_y A_{lw} & \alpha_s P_r / P_y \leq 0.15 \\ 0.6F_y A_{lw} \sqrt{1 - (\alpha_s P_r / P_y)^2} & \alpha_s P_r / P_y > 0.15 \end{cases} \quad (3-3-4-3-10)$$

$$M_p = \begin{cases} F_y Z & \alpha_s P_r / P_y \leq 0.15 \\ F_y Z \left(\frac{1 - \alpha_s P_r / P_y}{0.85} \right) & \alpha_s P_r / P_y > 0.15 \end{cases} \quad (4-3-4-3-10)$$

P_r = مقاومت محوری موردنیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بارگذاری متعارف. درواقع منظور از P_r

همان P_u در طراحی به روش LRFD و P_a در طراحی به روش ASD است.

P_y = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر $F_y A_g$

A_{lw} = مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d - 2t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل (نوردشده یا ساخته شده

از ورق) و برابر $2(d - 2t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق، که در آن ضخامت

بال، t_w ضخامت جان و d عمق کلی مقطع I شکل است.

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد تیر پیوند

Z = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

e = طول تیر پیوند که برابر است با فاصله بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصله

بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

تسلیم برشی در جان مقطع

$$A_{lw} = (d - 2t_f)t_w = (340 - 2 \times 20) \times 10 = 3000 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow V_{n1} = V_p = 0.6F_y A_{lw} = 0.6 \times 240 \times 3000 = 432000 \text{ N} = 432 \text{ KN}$$

تسلیم خمشی در مقطع کلی

$$Z = 2 \times 150 \times 10 \times 75 + 2 \times 250 \times 20 \times 160 = 1825000 \text{ mm}^3$$

$$V_{n2} = \frac{2M_p}{e} = \frac{2F_y Z}{e} = \frac{2 \times 240 \times 1825000}{2000} = 438000 \text{ N} = 438 \text{ KN}$$

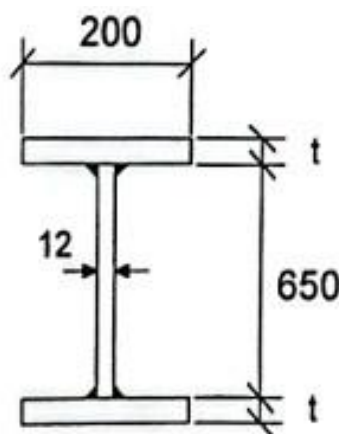
$$\rightarrow V_n = \text{Min}(V_{n1}, V_{n2}) = 432 \text{ KN}$$



سوال ۵۱

در یک قاب خمشی فولادی متوسط طول دهانه آزاد تیر با مقطع نشان داده شده در شکل زیر برابر 6 متر بوده و اتصال تیر به ستون از نوع DT پیش تائید شده است. بدون توجه به حداقل و حداکثر فواصل سوراخ پیچ ها و نیز بدون توجه به مقادیر مقاومت های مورد نیاز، کدام یک از ضخامت های زیر (t) قابل کاربرد برای این تیر نیست؟ در شکل ابعاد مقطع به میلی متر است.

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



(۱) 15 mm

(۲) 10 mm

(۳) 12 mm

(۴) 20 mm

گزینه ۴ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

بر اساس بند ۱۰-۳-۷-۱ مبحث دهم در صفحه ۴۱۸، ضوابط تیرهای مورد پذیرش بر اساس این نوع اتصال ارائه شده است:

۱۰-۳-۷-۱ تیرها

در این نوع اتصال، استفاده از مقاطع نوردشده یا ساخته شده I یا H شکل، به عنوان تیر مجاز است،

اما استفاده از مقاطع نوردشده یا بال دارای ضخامت متغیر نظیر INP مجاز نیست. همچنین:

(۱) عمق مقطع تیر نباید از 700 میلی متر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از 120 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۳) ضخامت بال مقطع تیر نباید از 20 میلی متر بیشتر باشد.

(۴) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از 9 برای قابهای خمشی ویژه و از 7 برای

قابهای خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۵) در دو انتهای تیر، ناحیه حفاظت شده برابر فاصله بر ستون تا دورترین ردیف پیچ در روی بال

تیر نسبت به بر ستون به علاوه عمق تیر، در نظر گرفته می شود.

(۶) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_H) در روی تیر باید در محل دورترین ردیف پیچ در روی بال

تیر نسبت به بر ستون، در نظر گرفته شود.



ادامه سوال ۵۱

مطابق ردیف ۳ این بند، حداکثر ضخامت بال مجاز تیر ۲۰ میلیمتر است که هر چهار گزینه بر اساس این ردیف مجاز هستند. معیار کنترل جرم واحد طول تیر که شاید در نگاه اول خیلی مهم به نظر نرسد نیز در ادامه کنترل خواهد شد. اگر چگالی فولاد ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب باشد داریم:

جرم هر متر طول از جان تیر

$$0.012 \times 0.65 \times 1 \times 7850 = 61.23 \text{ kg}$$

بنابراین مجموع جرم هر متر طول هر یک از بال ها با توجه به سقف ۱۲۰ کیلوگرم برابر خواهد بود با:

$$\frac{120 - 61.23}{2} = 29.385 \text{ kg}$$

در نتیجه حداکثر ضخامت هر بال با توجه به معیار جرم واحد طول برابر است با:

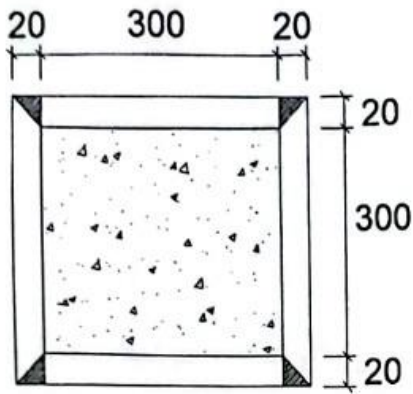
$$t \times 0.2 \times 1 \times 7850 = 29.385 \text{ kg} \rightarrow t = 0.0187 \text{ m} = 18.7 \text{ mm}$$



سوال ۵۲

صلبیت خمشی مؤثر $(EI)_{eff}$ ستون با مقطع مختلط شکل زیر به کدام یک از گزینه ها نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.

$$F_y = 240 \text{ MPa}, f'_c = 30 \text{ MPa}, w_c = 2500 \text{ kg/m}^3$$



- (۱) $1256 \times 10^{11} \text{ MPa} \cdot \text{mm}^4$
- (۲) $1056 \times 10^{11} \text{ MPa} \cdot \text{mm}^4$
- (۳) $1456 \times 10^{11} \text{ MPa} \cdot \text{mm}^4$
- (۴) $856 \times 10^{11} \text{ MPa} \cdot \text{mm}^4$

گزینه ۲ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۸-۲-۲ صفحه ۱۵۳ در خصوص ضوابط اعضای فشاری با مقطع مختلط پرشده با بتن داریم:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

$$C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9$$

بر اساس مقطع ستون مختلط داریم:

$$A_s = 340 \times 340 - 300 \times 300 = 25600 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 300 \times 300 = 90000 \text{ mm}^2$$

$$= 0 I_{sr}$$

$$= \frac{1}{12} \times 340^4 - \frac{1}{12} \times 300^4 = 438613333.3 \text{ mm}^4 I_s$$

$$= \frac{1}{12} \times 300^4 = 675000000 \text{ mm}^4 I_c$$

$$E_c = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440.09 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{25600}{90000 + 25600} \right) = 1.11 \leq 0.9 \rightarrow C_3 = 0.9$$

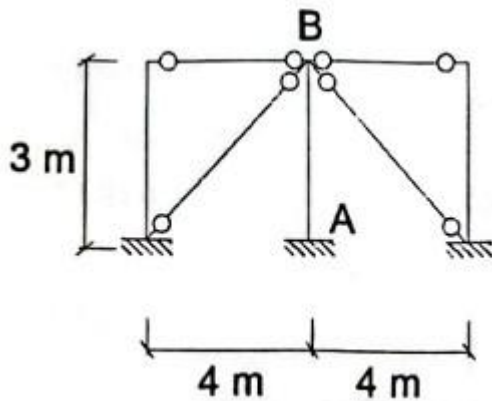
$$\rightarrow EI_{eff} = 200000 \times 438613333.3 + 200000 \times 0 + 0.9 \times 29440.09 \times 675000000 = 1.056 \times 10^{14} \text{ MPa} \cdot \text{mm}^4$$



سوال ۵۳

در قاب همگرای ویژه شکل زیر در طراحی به روش LRFD حداکثر نیروی محوری ستون AB ناشی از نیروی زلزله محدود به ظرفیت اعضای مهاربندی (E_{cl}) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ مقطع اعضای مهاربندی IPB160 است.

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



(۱) 1080 kN

(۲) 1350 kN

(۳) 810 kN

(۴) 515 kN

گزینه ۳ صحیح است

(سطح سوال سخت)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۳-۲-۳ صفحه ۳۲۶ و ۳۲۷ داریم:

۱۰-۳-۲-۳ الزامات تحلیل

در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه مقاومت‌های موردنیاز تیرها، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها باید براساس نیروی زلزله محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های موردنیاز نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچک‌تر در نظر گرفته شوند:

الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g / \alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1.14 F_{cre} A_g / \alpha_s$ است.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g / \alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g / \alpha_s$ است.

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد اعضای مهاربندی

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد اعضای مهاربندی

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی

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

α_s = برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD



۳-۴-۲-۱۰ مقاومت فشاری اسمی براساس کماتش خمشی در اعضای با مقطع بدون

اجزای لاغر

مقاومت فشاری اسمی (P_n)، اعضای فشاری با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن بدون اجزای لاغر براساس کماتش خمشی حول محور موردنظر با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۱-۴-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_g = سطح مقطع کلی عضو

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

الف) اگر $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$) باشد:

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

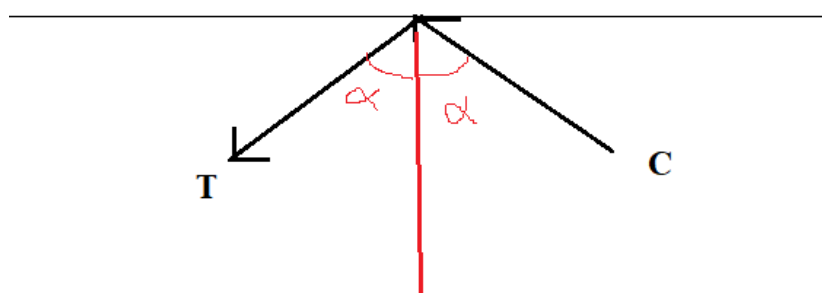
ب) اگر $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$) باشد:

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

مطابق توضیحات، باید اعضای مهاربندی را حذف و به جای آن نیرو مطابق سناریوهای الف و ب قرار داد. با توجه به شرایط قاب، حالت ب تعیین کننده است و همچنین تیرهای دوسر مفصل نیز در محاسبات مشارکت نخواهند داشت.

مشخصات هندسی مقطع مهاربندی از جدول اشتال استخراج خواهد شد:

$$IPB160: A_g = 5430 \text{ mm}^2 \quad r_x = 67.8 \text{ mm} \quad r_y = 40.5 \text{ mm}$$



$$T = R_y F_y A_g = 1.2 \times 240 \times 5430 = 1563840 \text{ N} = 1563.8 \text{ KN}$$

برای محاسبه C باید از روابط بخش ۳-۴-۲-۱۰ استفاده کرد. در ابتدا مقدار نسبت لاغری عضو مهاربندی محاسبه خواهد شد:



ادامه سوال ۵۳

$$\frac{KL}{r_{min}} = \frac{1 \times 5000}{40.5} = 123.46 \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200000}{123.46^2} = 129.5 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow F_{cre} = \left(0.658^{\frac{240 \times 1.2}{129.5}} \right) \times 1.2 \times 240 = 113.54 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow C = 0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g = 0.3 \times 1.14 \times 113.54 \times 5430 = 210845.36 \text{ N} \\ = 210.85 \text{ KN}$$

بنابراین اختلاف مولفه این نیروها در راستای محور قائم، به عنوان نیروی محوری ستون ناشی از زلزله حد ظرفیت محاسبه خواهد شد:

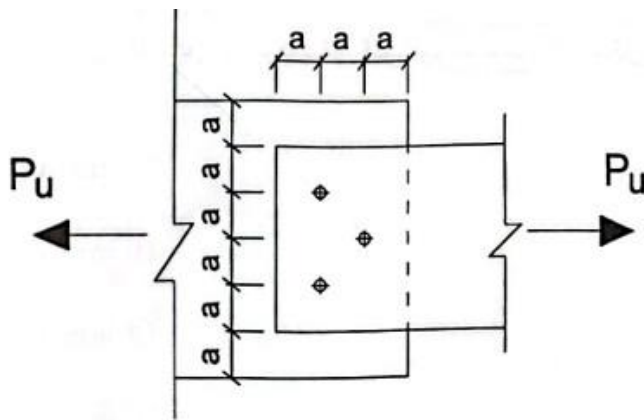
با توجه به شکل، داریم:

$$F_u = T \cos \alpha - C \cos \alpha = (T - C) \cos \alpha = (1563.8 - 210.85) \times \frac{3}{5} = 811.77 \text{ KN}$$



سوال ۵۴

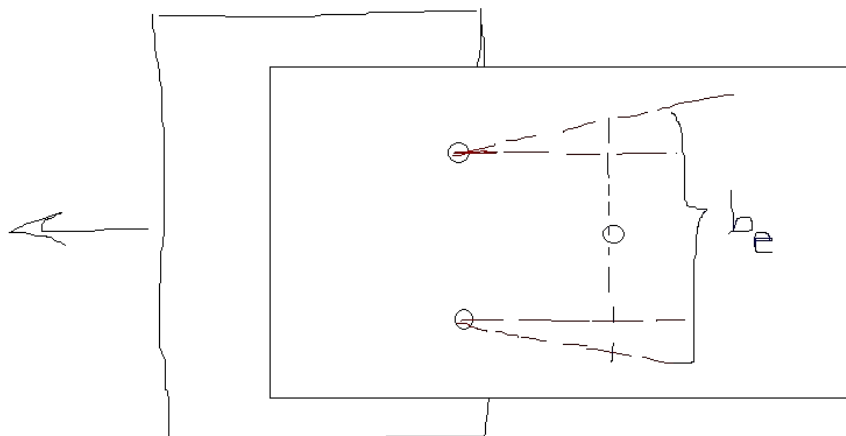
در اتصال دو ورق شکل زیر، برای کنترل حالت حدى تسليم در مقطع كلى ، پهنای ویتور ورق اتصال با پهنای کوچکتر مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟

(۱) $3.15a$ (۲) $1.15a$ (۳) $2a$ (۴) $4a$

گزینه ۱ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۹-۴-۱ صفحه ۲۱۸ و ۲۱۹ داریم:



در این حالت پهنای ویتور روی ورق اتصال کوچک تر به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

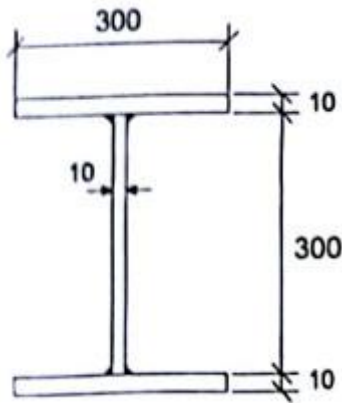
$$b_e = 2a + 2a \tan 30 = 3.15a$$



سوال ۵۵

مقاومت خمشی اسمی مقطع شکل زیر نسبت به محور ضعیف مقطع به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.

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



$$105.9 \text{ kN.m (۱)}$$

$$109.8 \text{ kN.m (۲)}$$

$$96.4 \text{ kN.m (۳)}$$

$$85.6 \text{ kN.m (۴)}$$

گزینه ۳ صحیح است

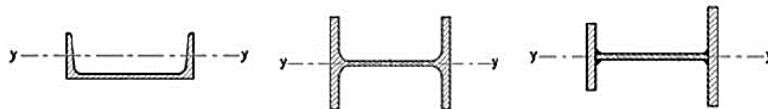
(سطح سوال سخت)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۵-۶ صفحه ۱۰۲ و ۱۰۳:

۱۰-۲-۵-۶ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی تحت اثر خمش حول

محور ضعیف

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



بالها فشرده، غیرفشرده یا لاغر

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

الف) تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \quad (۴۴-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد

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

Z_y = اساس مقطع پلاستیک حول محور ضعیف (محور y)



ب) کمانش موضعی بال

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

ب-۲) برای مقاطع با بال‌های غیرفشرده:

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_y) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{eff}}{\lambda_f - \lambda_{eff}} \right) \quad (۴۵-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای مقاطع با بال‌های لاغر:

$$M_n = \frac{0.7ES_y}{\lambda_f^2} \quad (۴۶-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

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

$$\frac{b}{t_f} = \lambda_f$$

$\lambda_p = \lambda_{eff}$ = حد لاغری بال فشرده مطابق جدول ۳-۲-۲-۱۰

$\lambda_r = \lambda_{eff}$ = حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جدول ۳-۲-۲-۱۰

t_f = ضخامت بال مقطع

b = برای مقطع I شکل برابر با نصف پهنای بال، برای مقطع ناودانی برابر با پهنای بال

کنترل حالت حدی تسلیم:

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

با توجه به تقارن مقطع، تار خنثی در حد الاستیک و پلاستیک در یک موقعیت و در میان تار جان قرار دارد:

$$mm^3 Z_y = 150 \times 10 \times 75 \times 4 + 300 \times 5 \times 2.5 \times 2 = 457500$$

$$mm^4 I_y = 2 \times \frac{1}{12} \times 10 \times 300^3 + \frac{1}{12} \times 300 \times 10^3 = 45025000$$

$$mm^3 S_y = \frac{I_y}{150} = \frac{45025000}{150} = 300166.667$$

$$M_n = 240 \times 457500 = 109800000 \text{ N.mm} \leq 1.6 \times 240 \times 300166.67 \\ = 115264001.3 \text{ N.mm}$$

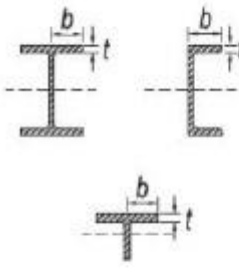
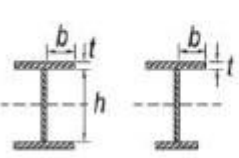
$$\rightarrow M_n = 109800000 \text{ N.mm} = 109.8 \text{ KN.m}$$

کنترل کمانش موضعی بال بر اساس شرایط فشرده‌گی مقطع:

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ جدول ۳-۲-۲-۱۰ ردیف ۱۱ صفحه ۵۵:



جدول ۱۰-۲-۳: نسبت‌های پهنای ضخامت اجزای فشاری با یک لبه مقید در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنای به ضخامت	حداکثر نسبت پهنای به ضخامت		مثال‌های نمونه
			(عرض فشرده و غیرفشرده)	(عرض غیرفشرده و لاغر)	
۱۰	بال‌های مقاطع I شکل نوردشده ناودانی‌ها و سپری‌ها	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۱	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با یک یا دو محور تقارن	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{K_c E}{F_L}}$ و $[\tau]$	

$$\lambda_f = \frac{b}{2t} = \frac{300}{2 \times 10} = 15$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 10.97$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 * \sqrt{\frac{K_c \times E}{F_L}} \rightarrow \lambda_{rf} = 0.95 * \sqrt{\frac{0.73 \times 200000}{168}} = 28$$

$$F_L = 0.7 * 240 = 168 \text{ MPa}$$

$$0.35 \leq K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{300}{10}}} = 0.73 \leq 0.76$$

بنابراین بال مقطع غیرفشرده است و در این حالت داریم:

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_y) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) =$$



ادامه سوال ۵۵

$$109800000 - (109800000 - 0.7 \times 240 \times 300166.67) \left(\frac{15 - 10.97}{28 - 10.97} \right) \\ = 95750137.5 \text{ N.mm} = 95.75 \text{ KN.m}$$

در نهایت

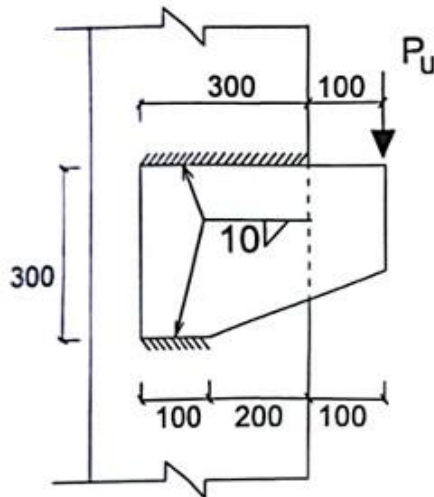
$$M_n \leq \text{Min}(109.8, 95.75) = 95.75 \text{ KN.m}$$

تنها گزینه نزدیک پاسخ، گزینه ۳ سوال است که البته اختلاف مقدار آن با مقدار محاسبات کمی زیاد است.



سوال ۵۶

حداکثر بار نهایی (P_u) قابل تحمل توسط اتصال شکل زیر فقط براساس کنترل مقاومت جوش به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ مصالح جوش براساس استاندارد ISIRI871 از نوع E-۳ است. در شکل ابعاد به میلی متر است.



(۱) 250 kN

(۲) 300 kN

(۳) 150 kN

(۴) 200 kN

گزینه ۴ صحیح است

(سطح سوال سخت)

مطابق ضوابط پایه مقاومت مصالح، جوش گوشه اتصال تحت برش مستقیم و برش ناشی از پیچش قرار دارد. در ابتدا باید نیروی وارد به اتصال به مرکز سطح اتصال انتقال پیدا کند و در این انتقال، لنگر پیچشی نیز به همراه آن منتقل خواهد شد.

تعیین مرکز سطح جوش

$$X_G = \frac{300 \times 10 \times 0.707 \times 150 + 100 \times 10 \times 0.707 \times 50}{300 \times 10 \times 0.707 + 100 \times 10 \times 0.707} = 125 \text{ mm}$$

$$Y_G = \frac{300 \times 10 \times 0.707 \times 300}{300 \times 10 \times 0.707 + 100 \times 10 \times 0.707} = 225 \text{ mm}$$

انتقال نیرو به مرکز سطح و محاسبه لنگر پیچشی انتقال یافته

$$T_u = (100 + 300 - 125) \times P_u = 275P_u$$

مشخصات هندسی مقطع اعم از مساحت و ممان اینرسی جوش محاسبه خواهد شد:

$$A_w = (300 + 100) \times 10 \times 0.707 = 2828 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12} \times 300 \times (0.707 \times 10)^3 + 300 \times 10 \times 0.707 \times 75^2 \\ &+ \frac{1}{12} \times 100 \times (0.707 \times 10)^3 + 100 \times 10 \times 0.707 \times 225^2 \\ &= 47734279.77 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 I_y &= \frac{1}{12} \times 0.707 \times 10 \times (300)^3 + 300 \times 10 \times 0.707 \times 25^2 \\
 &\quad + \frac{1}{12} \times 0.707 \times 10 \times (100)^3 + 100 \times 10 \times 0.707 \times 75^2 \\
 &= 21799166.67 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$I_o = I_x + I_y = 69533446.44 \text{ mm}^4$$

در نتیجه تنش ناشی از بارگذاری در جوش محاسبه شده و با تنش مقاوم جوش مقایسه خواهد شد:

$$f_{vy} = \frac{P_u}{A_w} = \frac{P_u}{2828}$$

$$f_{Tx} = \frac{T_u y}{I_o} = \frac{275 P_u \times 75}{69533446.44}$$

$$f_{Ty} = \frac{T_u x}{I_o} = \frac{275 P_u \times 175}{69533446.44}$$

تذکر: مختصات x و y بر اساس موقعیت نقطه بحرانی جوش در نظر گرفته شده است. با توجه به جهت نیرو و لنگر پیچشی، این نقطه در منتهی الیه سمت راست خط جوش ۳۰۰ میلیمتری واقع است. بنابراین تنش برآیند وارد بر جوش برابر است با:

$$\begin{aligned}
 f_R &= \sqrt{(f_{vy} + f_{Ty})^2 + f_{Tx}^2} = \sqrt{\left(\frac{P_u}{2828} + \frac{275 P_u \times 175}{69533446.44}\right)^2 + \left(\frac{275 P_u \times 75}{69533446.44}\right)^2} \\
 &= 1.087 \times 10^{-3} P_u
 \end{aligned}$$

تنش مقاوم جوش بر اساس مشخصات الکترود مصرفی و نوع تنش که برشی و جوش نیز گوشه است تعیین خواهد شد:



جدول ۱۰-۱-۶: مشخصات مکانیکی فولاد مغزۀ رده های اصلی الکترود جوشکاری براساس استانداردهای مورد قبول این مبحث

ISIRI 871	EN-ISO 2560	AWS A5.1	AWS A5.1M	تنش کششی نهائی (مغزۀ الکترود) (F_{ue}) (MPa)	کرنش نهایی (ϵ_u) (%)
E-1	—	—	—	430	25
E-2	E43	E60	E43	430	22
E-3	E49	E70	E49	490	18
E-4	—	—	—	510	18
E-5	E55	E80	E55	550	22

بر اساس بند ۱۰-۲-۹-۲-۴ و جدول ۱۰-۲-۹-۲-۳ داریم:

$$f_R = 1.087 \times 10^{-3} P_u \leq 0.75 f_{NW} = 0.75 \times 0.6 \times 490 = 220.5 \text{ MPa}$$

در نتیجه

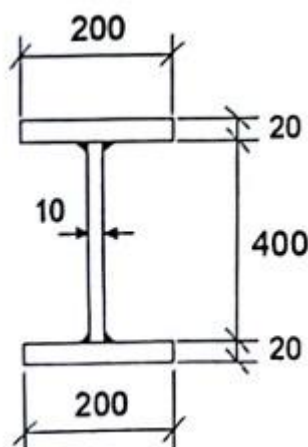
$$P_u \leq 202851.9 \text{ N} = 202.85 \text{ KN}$$



سوال ۵۷

در یک قاب خمشی فولادی ویژه با اتصال از نوع BUEEP و طول دهانه آزاد 6 متر، اگر از آثار بارهای ثقلی صرف نظر شود، حداکثر نیروی کششی نهایی هر یک از پیچ های فوقانی (P_u) به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.

$$F_y = 240 \text{ MPa}, E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}, F_u = 370 \text{ MPa}$$



(۱) 490 kN

(۲) 440 kN

(۳) 350 kN

(۴) 560 kN

گزینه ۲ صحیح است

(سطح سوال سخت)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۳-۳-۳-۸ صفحه ۳۰۳ کتاب، اجزای اتصال باید بر اساس تلاش های موجود در محل اتصال تیر به ستون محاسبه شود:

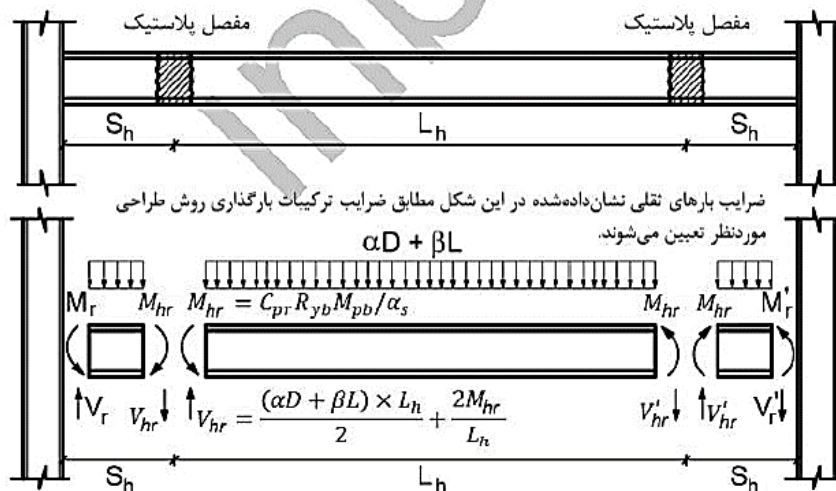
۱۰-۳-۳-۳-۸ اتصال تیر به ستون

اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییر شکل های دورانی حداقل به میزان 0.04 رادیان را بدون کاهش قابل توجه در مقاومت موجود خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به کاررفته در قاب های خمشی ویژه از طریق آزمایش های تعیین شده در بخش ۱۰-۳-۸ مورد تأیید قرار گیرند. در صورت عدم انجام آزمایش، استفاده از اتصالات پیش تأیید شده ارائه شده در بخش ۱۰-۳-۷ بلامانع است.

در قاب های خمشی ویژه مقاومت های مورد نیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می شود:

الف) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_R) و مقاومت برشی مورد نیاز (V_R) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزله محدود به ظرفیت مؤلفه خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_R) ترکیب می شوند، تعیین شود. برای این منظور می توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۷ استفاده نمود. کلیه الزامات مندرج در بند ۱۰-۲-۹-۱۰ در خصوص بال و جان ستون در محل اتصال باید بر مبنای مقاومتی که از محاسبات مذکور به دست می آید، رعایت شود.





شکل ۱۰-۳-۳-۱: نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی ویژه

(۴) فاصله محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون (S_h)، باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار $d_b/2$ و $3b_{bf}$ برای اتصالات فلنجی بدون استفاده از ورق‌های لچکی و برابر $L_{st} + t_p$ برای اتصالات فلنجی با استفاده از ورق‌های لچکی در نظر گرفته شود که در آن عمق تیر، d_b پهنای بال تیر، L_{st} طول ورق لچکی در روی بال تیر و t_p ضخامت ورق انتهایی است.

با صرف نظر از بارهای ثقیلی، داریم:

$$M_{hr} = C_{pr} R_y M_p$$

$$1.1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{240 + 370}{2 \times 240} = 1.27 \leq 1.2 \rightarrow C_{pr} = 1.2$$

$$R_y = 1.15$$

$$M_p = 2 \times 200 \times 10 \times 100 + 2 \times 200 \times 20 \times 210 \times 240 = 499200000 \text{ Nmm} \\ = 499.2 \text{ KN.m}$$

در نتیجه

$$M_{hr} = 1.2 \times 1.15 \times 499.2 = 688.9 \text{ KN.m}$$

برای محاسبه V_{hr} به مقدار S_h نیاز است که بر اساس اطلاعات مندرج در جزئیات اتصال گیردار از پیش تایید شده می‌توان آن را تخمین زد:

$$S_h = \min \left(\frac{d_b}{2}, 3b_f \right) = \min \left(\frac{440}{2}, 3 \times 200 \right) = 220 \text{ mm}$$

$$\rightarrow L_h = 6 - 2 \times 0.22 = 5.56 \text{ m} \rightarrow V_{hr} = \frac{2 \times 688.9}{5.56} = 247.8 \text{ KN}$$



ادامه سوال ۵۷

بنابراین مقدار لنگر مورد نیاز اتصال M_r به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

$$M_r = M_{hr} + S_h \times V_{hr} = 688.9 + 0.22 \times 247.8 = 743.42 \text{ KN.m}$$

برای تبدیل لنگر خمشی محل اتصال به زوج نیروی کششی و فشاری، بازوی لنگر با توجه به نحوه توزیع پیچ ها در ارتفاع ورق اتصال که شامل ۴ پیچ در تراز بال فوقانی و ۴ پیچ در تراز بال تحتانی است، برابر ارتفاع بین مرکز بال فوقانی تا مرکز بال تحتانی در نظر گرفته خواهد شد:

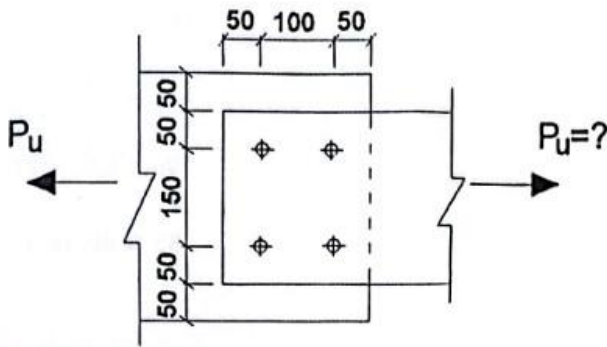
$$T = C = \frac{M_r}{0.44 - 0.02} = \frac{743.42}{0.42} = 1770 \text{ KN}$$

بنابراین هر پیچ در یک مجموعه ۴ پیچه در پشت هر بال، دارای نیروی یک چهارم نیروی فوق معادل 442.5 KN خواهد بود.



سوال ۵۸

در اتصال دو ورق شکل زیر فقط براساس کنترل گسیختگی قالبی، حداکثر نیروی کششی نهایی (P_u) قابل تحمل توسط ورق با پهنای کوچکتر به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ ضخامت ورق ها ۱۰ میلی متر $F_y = 240 \text{ MPa}$, $F_u = 370 \text{ MPa}$, سوراخ ها استاندارد و قطر پیچ ها ۲۰ میلی متر است. در شکل ابعاد به میلی متر است.



(۱) 534 kN

(۲) 638 kN

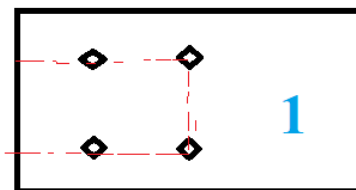
(۳) 673 kN

(۴) 709 kN

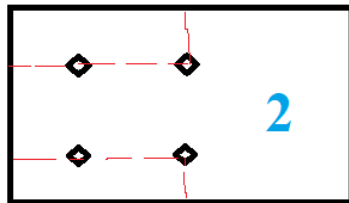
گزینه ۱ صحیح است

(سطح سوال سخت)

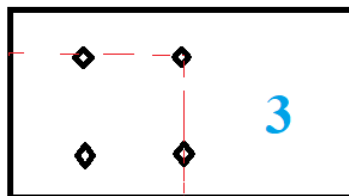
مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۹-۳-۴ صفحه ۲۱۹ تا ۲۲۱ کتاب، احتمال وقوع گسیختگی ناشی از برش قالبی در یکی از حالات زیر امکان پذیر خواهد بود:



1



2



3

$$F_y = 240 \text{ MPa} \quad F_u = 370 \text{ MPa}$$

$$P_u \leq 0.75 \times R_n$$

$$R_n = \text{Min} \left(0.6F_y A_{gv}, 0.6F_u A_{nv} \right) + U_{bs} F_u A_{nt} \quad \text{و} \quad U_{bs} = 1$$



ادامه سوال ۵۸

سوراخ ورق استاندارد است و بر اساس جدول صفحه ۲۰۹، قطر اسمی سوراخ برابر ۲۲ میلیمتر و قطر محاسباتی سوراخ ۲۴ میلیمتر لحاظ خواهد شد.

بر این اساس، باید هر یک از سه حالت بررسی و ظرفیت کمینه بین آنها انتخاب شود:

در حالت ۱

$$A_{gv} = 2 \times 150 \times 10 = 3000 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 2 \times (150 - 1.5 \times 24) \times 10 = 2280 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (150 - 2 \times 0.5 \times 24) \times 10 = 1260 \text{ mm}^2$$

$$R_n = \text{Min} \left(0.6 \times 240 \times 3000, 0.6 \times 370 \times 2280 \right) + 1 \times 370 \times 1260 \\ = 432000 + 466200 = 898200 \text{ N} = 898.2 \text{ KN}$$

در حالت ۲

$$A_{gv} = 2 \times 150 \times 10 = 3000 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 2 \times (150 - 1.5 \times 24) \times 10 = 2280 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = 2 \times (50 - 0.5 \times 24) \times 10 = 760 \text{ mm}^2$$

$$R_n = \text{Min} \left(0.6 \times 240 \times 3000, 0.6 \times 370 \times 2280 \right) + 1 \times 370 \times 760 \\ = 432000 + 281200 = 713200 \text{ N} = 713.2 \text{ KN}$$

در حالت ۳

$$A_{gv} = 150 \times 10 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = (150 - 1.5 \times 24) \times 10 = 2280 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (200 - 1.5 \times 24) \times 10 = 1640 \text{ mm}^2$$

$$R_n = \text{Min} \left(0.6 \times 240 \times 1500, 0.6 \times 370 \times 2280 \right) + 1 \times 370 \times 1640 \\ = 216000 + 606800 = 822800 \text{ N} = 822.8 \text{ KN}$$

در نهایت، بر اساس حداقل مقدار خواهیم داشت:

$$P_u \leq 0.75 \times 713.2 = 534.9$$



سوال ۵۹

اگر برای مقطع یک عضو خمشی دو سر ساده به طول ۲ متر که تحت اثر بارگذاری گسترده یکنواخت و متقارن است، قرار باشد از دو ورق یکسان به طول ۲۰۰ میلی متر و به ضخامت ۸ میلی متر، دو مقطع جداگانه که یکی نبشی تک با دو ساق مساوی و دیگری دایره ای شکل توخالی ساخته شود، با فرض فولاد مصرفی $F_y = 240 \text{ MPa}$ ، کدام یک از گزینه های زیر صحیح است؟ برای نبشی تک، نیروی برشی در امتداد یکی از ساق ها فرض شود. همچنین فرض نمائید در ساخت مقاطع از جوش زیر پودری استفاده شده است.

- (۱) مقاومت برشی اسمی مقطع دایره ای ۴/۳ مقطع نبشی است.
- (۲) مقاومت برشی اسمی مقطع دایره ای دو برابر مقطع نبشی است.
- (۳) مقاومت برشی اسمی مقطع دایره ای مساوی مقطع نبشی است.
- (۴) مقاومت برشی اسمی مقطع دایره ای نصف مقطع نبشی است.

گزینه ۳ صحیح است

(سطح سوال سخت)

به بیان ساده تر، قرار است دو مقطع دایره توخالی و نبشی بال مساوی با دو قطعه ورق مشابه ساخته شود و در نهایت مقاومت برشی اسمی آنها با یکدیگر مقایسه شود. برای محاسبه مقاومت برشی اسمی هر یک از مقاطع مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۶-۳ صفحه ۱۳۱ و بند ۱۰-۲-۶-۵ صفحه ۱۳۲ عمل خواهیم کرد:

۱۰-۲-۶-۳ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع سپری تحت اثر برش در صفحه تقارن و

نبشی تک تحت اثر برش در امتداد یکی از ساق ها

مقاومت برشی اسمی (V_n) براساس حالت های حادی تسلیم برشی و کماتش برشی از رابطه زیر تعیین می شود:

$$V_n = 0.6 F_y b t C_{v2} \quad (۱۰-۲-۶-۳)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد

b = عمق مقطع سپری یا پهنای ساق نبشی مقاوم در برابر نیروی برشی

t = ضخامت جان سپری یا نبشی مقاوم در برابر نیروی برشی

C_{v2} = ضریب برشی جان مطابق روابط ۱۰-۲-۶-۱۱ تا ۱۰-۲-۶-۱۳ یا فرض b/t و h/t_w و $k_v = 1.2$



۱۰-۲-۵- مقاومت برشی اعضای با مقطع دایره‌ای شکل توخالی

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.5 F_y A_g \quad (۲۲-۶-۲-۱۰)$$

که در آن:

$$F_{cr} = \max\left(\frac{1.6E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{1.25}}}, \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{1.5}}\right) \leq 0.6 F_y \quad (۲۳-۶-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد

E = مدول الاستیسیته فولاد

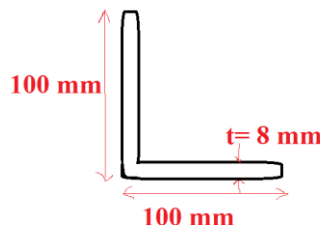
A_g = سطح مقطع کلی مقطع

D = قطر خارجی مقطع

t = ضخامت طراحی مقطع لوله‌ای معادل 0.93 برابر ضخامت اسمی مقطع برای مقاطع ساخته شده با جوش قوس الکتریکی و معادل ضخامت اسمی مقطع برای مقاطع ساخته شده با جوش زیربودری

L_v = فاصله بین محل نیروی برشی حداکثر تا محل نیروی برشی صفر در طول عضو

در حالت اول ورق خم و به فرم نبشی در خواهد آمد. نبشی حاصل یک نبشی بال مساوی با پهنای بال ۱۰۰ میلیمتر و ضخامت بال ۸ میلیمتر است:



$$F_y = 240 \text{ MPa} \quad b_f = 100 \text{ mm} \quad t_f = 8 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.6 F_y b_f t_f C_{v2}$$

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{100}{8} = 12.5 \leq 1.1 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} = 1.1 * \sqrt{\frac{1.2 * 200000}{240}} = 34.79 \rightarrow$$

$$C_{v2} = 1$$

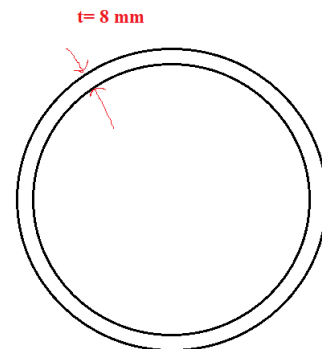
در نتیجه

$$V_n = 0.6 * 240 * 100 * 8 * 1 = 115200 \text{ N} = 115.2 \text{ KN}$$



ادامه سوال ۵۹

در حالت دوم ورق خم و به فرم دایره توخالی که محیط آن ۲۰۰ میلیمتر است در خواهد آمد.



$$F_y = 240 \text{ MPa} \quad D = \frac{200}{\pi} = 63.66 \text{ mm} \quad t = 8 \text{ mm}$$

دقت شود که تیر مورد نظر ساده و تحت بارگذاری گسترده یکنواخت قرار دارد و در این حالت برش ماکزیمم در تکیه گاه رخ داده و برش صفر در وسط دهانه، یعنی

$$L_v = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.5 F_{cr} A_g$$

$$F_{cr} = \max \left(\frac{1.6 \times 200000}{\sqrt{\frac{1000}{63.66}} \left(\frac{63.66}{8} \right)^{1.25}}, \frac{0.78 \times 200000}{\left(\frac{63.66}{8} \right)^{1.5}} \right) \leq 0.6 F_y$$

در نتیجه

$$F_{cr} = 0.6 F_y = 144 \text{ MPa}$$

در نهایت

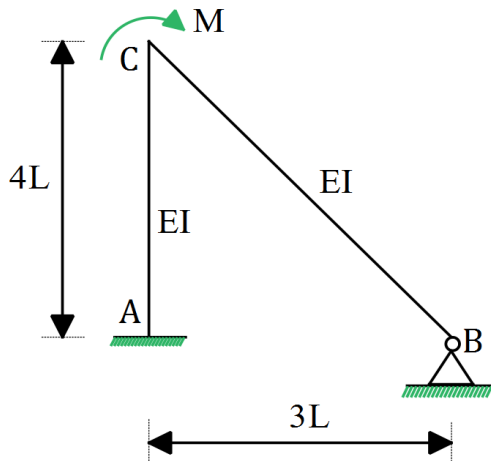
$$V_n = 0.5 \times 144 \times 200 \times 8 = 115200 \text{ N} = 115.2 \text{ KN}$$

مقاومت برشی اسمی در هر دو حالت یکسان است.



سوال ۶۰

در قاب شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود، عکس العمل قائم در تکیه گاه B مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ نزدیک ترین پاسخ به جواب مدنظر است.



$$\frac{3}{11} \frac{M}{L} \quad (۱)$$

$$\frac{5}{8} \frac{M}{L} \quad (۲)$$

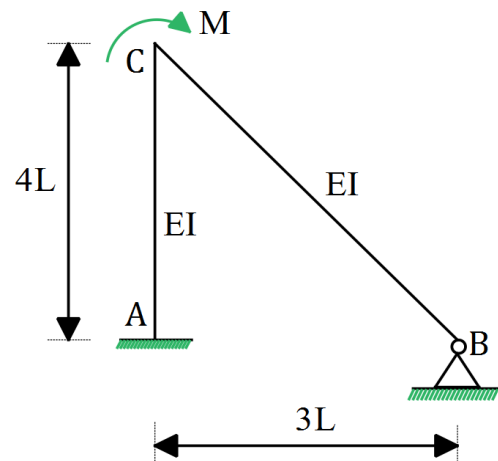
$$\frac{11}{48} \frac{M}{L} \quad (۳)$$

$$\frac{7}{16} \frac{M}{L} \quad (۴)$$

گزینه ۴ صحیح است

سطح سوال متوسط

حل: طبق روش سختی و استفاده از فرمهای موازی لنگر متمرکز M به نسبت سختی بین اعضا تقسیم خواهد شد. بنابراین:



$$L_{CB} = \sqrt{(4L)^2 + (3L)^2} = 5L$$

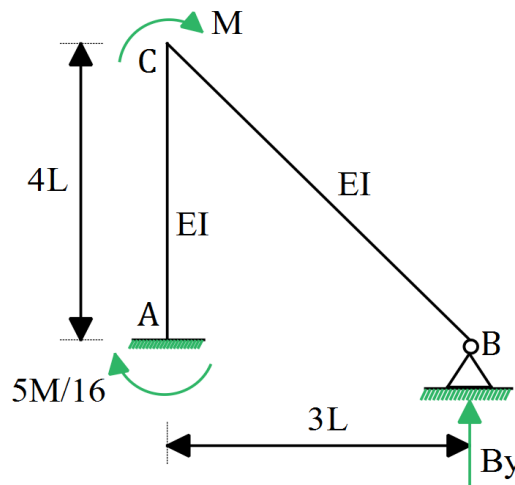
$$M_{CA} = \frac{K_{CA}}{\sum K} * M = \frac{\frac{4EI}{4L}}{\frac{4EI}{4L} + \frac{3EI}{5L}} * M = \frac{5M}{8} \text{ ساعتگرد}$$

$$M_A = \frac{1}{2} * M_{CA} = \frac{1}{2} * \frac{5M}{8} = \frac{5M}{16} \text{ ساعتگرد}$$

در نهایت در کل قاب معادله تعادل لنگر حول نقطه A را می نویسیم:



ادامه سوال ۶۰



$$\sum M_A = 0$$

$$B_y = \frac{M + \frac{5M}{16}}{3L} = \frac{7M}{16L}$$

تور جامع آمادگی آزمون محاسبات نظام مهندسی

- ✓ تشریح کامل ۹۰٪ بندهای آیین‌نامه: یادگیری آسان و بی‌ابهام با بیش از ۲۸۰ ساعت ویدئو
- ✓ بانک تست تألیفی ۹۵۰ سوالی مطابق آخرین ویرایش آیین‌نامه
- ✓ جزوات و فلوچارت‌های خلاصه: بدون نگرانی از کمبود وقت در جلسه آزمون
- ✓ پشتیبانی علمی ۲۴ ساعته در گروه تلگرامی
- ✓ مشاوره تخصصی: رفع سردرگمی در برنامه‌ریزی و نحوه مطالعه
- ✓ ویدئوهای مرور طلایی: جمع‌بندی دقیق مباحث کلیدی

هر آنچه برای قبولی در آزمون نیاز دارید! (دسترسی مادام‌العمر)

مشاوره رایگان: ۰۹۰۵۵۹۶۹۷۵۹۷ مهندس تاج آبادی

دریافت اطلاعات بیشتر



بسته جامع آمادگی آزمون نظارت و اجرای سبزشازه

- ✓ ۴۴ ساعت ویدئوی آموزشی: تسلط کامل بر بندهای آیین نامه
- ✓ کتاب طبقه بندی شده بانک سوالات: تست زنی براساس صفحات آیین نامه
- ✓ شامل ۲۲ آزمون نظارت و اجرا: افزایش قدرت قدرت تست زنی
- ✓ پشتیبانی علمی و مشاوره تخصصی در تلگرام: رفع تمام ابهامات علمی در کوتاه ترین زمان
- ✓ ۲ آزمون تألیفی نهایی: سنجش سطح آمادگی و محک واقعی



سریع ترین مسیر تسلط و قبولی در آزمون نظارت و اجرا

مشاوره رایگان: ۰۹۳۰۵۹۴۸۳۹۸ مهندس دشتی

دریافت اطلاعات بیشتر

تور تخصصی و جامع آموزش طراحی سازه

- ✓ امکان یادگیری در هر زمان و مکان با کمک ویدئوهای آموزشی روان و مفهومی
- ✓ افزایش اعتماد به نفس با آموزش پروژه محور انواع سازه بتنی، فولادی، سوله، فونداسیون و سقفها
- ✓ یادگیری در محیط نرم افزارهای پرکاربرد Etabs - Safe - Sap۲۰۰۰
- ✓ پاسخگویی به سوالات و ابهامات با پشتیبانی و مشاوره ۲۴ ساعته
- ✓ تقویت رزومه با گواهینامه معتبر دوره
- ✓ جذب پروژه و کسب درآمد با معرفی برترین ها به بازار کار هدف.



یکسال فقط روزی یک ساعت تا حرفه ای شدن

دریافت مشاوره رایگان: ۰۹۳۰۵۹۴۸۳۹۸ مهندس دشتی

دریافت اطلاعات بیشتر

