



پاسخ نامه آزمون محاسبات

دی ۱۴۰۴



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: مبحث ۷ و ۸



مهندس سید محمدجواد هاشمی

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

سوال ۱

یک تیر دو سر ساده به طول دهانه ۵ متر مربوط به کف مخزن کتاب یک کتابخانه با قفسه های ثابت به ارتفاع ۲ متر طراحی شده است. کل عرض سهم بارگیر این تیر ۴ متر است. بدون کاهش بار زنده و با توجه به حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت و بار زنده متمرکز کف ها (که به صورت نقطه ای فرض می شود)، حداکثر لنگر خمشی ناشی از بار زنده برابر M_{L1} به دست آمده است. در صورتی که مقرر گردد مخزن کتاب با قفسه های متحرک باشند و سایر شرایط مسئله تغییر نکند، حداکثر لنگر خمشی این تیر تحت بار زنده M_{L2} خواهد بود. نسبت $\frac{M_{L2}}{M_{L1}}$ به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱/۶۷ (۱)

۱/۳۳ (۲)

۰/۶۷ (۳)

۱/۰ (۴)

گزینه ۲ صحیح است.

سطح سوال: آسان

حل:

طبق ردیف ۳-۶ و ۴-۶ جدول ۱-۵-۶ صفحه ۳۲ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

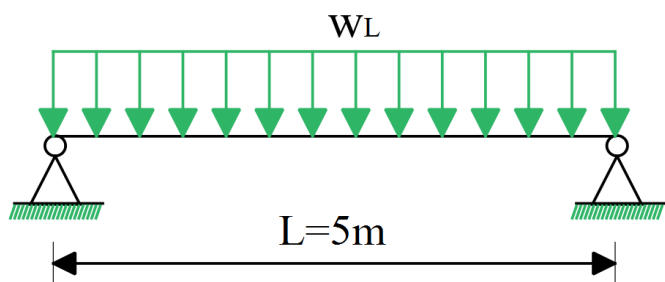
ادامه جدول ۱-۵-۶ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_0 و بار زنده متمرکز کفها			
ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۶	ساختمان های آموزشی - فرهنگی و کتابخانه ها	۲/۵	۴/۵
۱-۶	کلاس درس، آزمایشگاه های سبک	۳	۴/۵
۲-۶	اتاق مطالعه		
۳-۶	مخزن کتاب یا اتاق بایگانی با قفسه های ثابت	۲/۵ به ازای هر متر ارتفاع، حداقل ۷/۵	۴/۵
۴-۶	مخزن کتاب یا محل بایگانی با قفسه های متحرک	۴ به ازای هر متر ارتفاع، حداقل ۱۰	۷
۵-۶	راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۵	۴/۵
۶-۶	راهروهای سایر طبقات	۴	۴/۵

حالت اول: مخزن کتاب با قفسه های ثابت:

$$q_L = \max\left(2 * 2.5 = 5 \frac{KN}{m^2}, 7.5 \frac{KN}{m^2}\right) = 7.5 \frac{KN}{m^2}$$

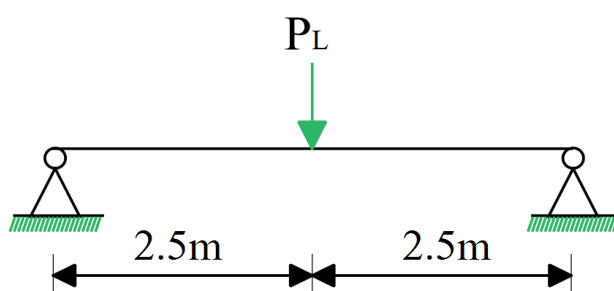
$$w_L = q_L * \text{عرض بارگیر} = 7.5 * 4 = 30 \frac{KN}{m}$$

$$P_L = 4.5 KN$$



طبق تحلیل سازه ها داریم:

$$M_{w_L} = \frac{w_L * L^2}{8} = \frac{30 * 5^2}{8} = 93.75 \text{ KN.m}$$



$$M_{P_L} = \frac{P_L * L}{4} = \frac{4.5 * 5}{4} = 5.625 \text{ KN.m}$$

$$M_{L1} = \max\{M_{w_L}, M_{P_L}\} = 93.75 \text{ KN.m}$$

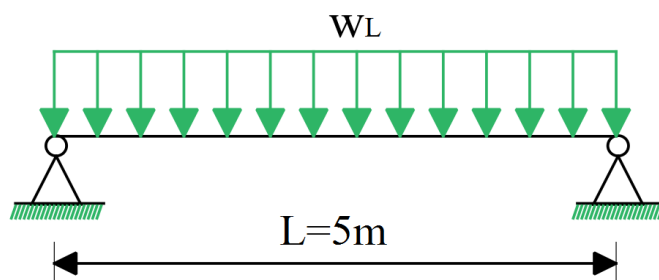
حالت دوم: مخزن کتاب با قفسه های متحرک:

$$q_L = \max\left(2 * 4 = 8 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}, 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) = 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$w_L = q_L * \text{عرض بارگیر} = 10 * 4 = 40 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$P_L = 7 \text{ KN}$$

طبق تحلیل سازه ها داریم:

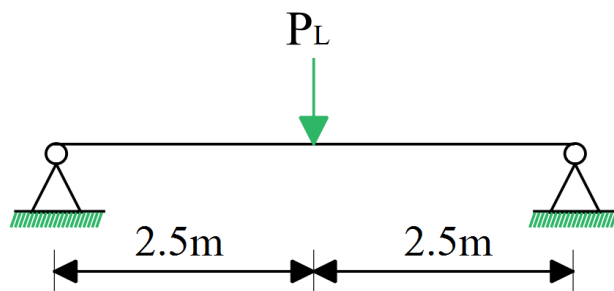


$$M_{w_L} = \frac{w_L * L^2}{8} = \frac{40 * 5^2}{8} = 125 \text{ KN.m}$$



$$M_{P_L} = \frac{P_L * L}{4} = \frac{7 * 5}{4} = 8.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{L2} = \max\{M_{w_L}, M_{P_L}\} = 125 \text{ KN.m}$$



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

$$\frac{M_{L2}}{M_{L1}} = \frac{125}{93.75} = 1.33$$



sabzsaze

استرس تمام!

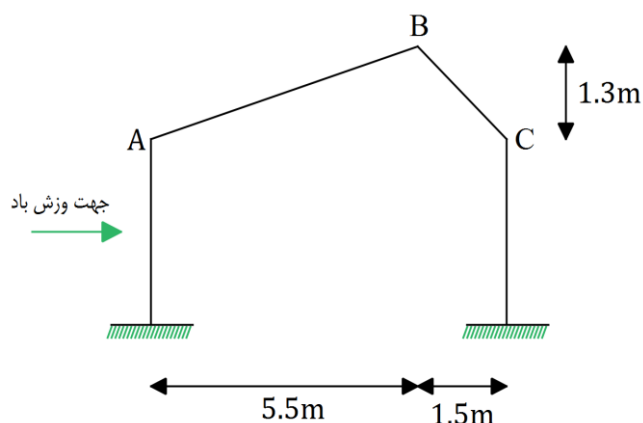
**محاسبه درصد قبولیتون
در کمتر از ۲ دقیقه**

بر اساس پاسخنامه معتبر سبزسازه
با احتساب نمره منفی

انتهای فایل، بعد از بررسی پاسخها

سوال ۲

در یک استادیوم ورزشی واقع در شهر رشت برای سقف جایگاه تماشاچیان که زیر بام آن باز است، از قاب هایی مانند شکل زیر استفاده می شود. بام برف ریز محسوب شده و در ناحیه باز قرار دارد و شرایط لغزنده برای سطح بام وجود دارد. با توجه به جهت وزش باد مشخص شده در شکل، کدام یک از گزینه های زیر برای شدت بار برف بر تصویر افقی سطح صحیح است؟ در شکل ابعاد به متر است



(۱) شدت بار متوازن برف در قسمت BC برابر 1.12 kN/m^2 است.

(۲) شدت بار متوازن برف در قسمت AB برابر 1.5 kN/m^2 است.

(۳) شدت بار نامتوازن برف در قسمت AB برابر 1.12 kN/m^2 است.

(۴) شدت بار نامتوازن برف در قسمت BC برابر 1.5 kN/m^2 است.

گزینه ۱ صحیح است.

سطح سوال: آسان و تکراری

حل:

طبق بند ۶-۷-۳ صفحه ۴۵ و بند ۶-۷-۱-۷ صفحه ۵۲ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۲=۷=۶ بار برف بام

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

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

که در آن:

P_s = بار برف مینا طبق بخش ۶-۷-۳

I_s = ضریب اهمیت بار برف طبق جدول ۶-۱-۲

C_n = ضریب برف گیری طبق بخش ۶-۷-۴

C_h = ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۶-۷-۵

C_s = ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

است

۳-۷-۶ بار برف مبنا

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

بار برف مبنا در مناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم‌بندی مشخص‌شده 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

این بار را می‌توان با انجام مطالعات دقیق‌تر آماری برای منطقه مورد نظر نیز تعیین نمود، ولی مقدار آن نباید کمتر از ۰/۸ مقدار بار منطقه مربوطه در نظر گرفته شود.

جدول ۱-۷-۶ تقسیم‌بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۲۹	بندرعباس	۱	۵۹	رباط پشت‌بام	۲
۳۰	بندر لنگه	۱	۶۰	رشت	۵

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 به‌جز 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:

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

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

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

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

۶-۷-۶-۱ اگر سطح بام لغزنده بوده و لغزش برف بر روی سطح شیب‌دار بدون مانع باشد و همچنین فضای کافی پایین‌تر از لبه بام برای ریزش برف موجود باشد، مقدار α_o برای $C_{H1} = 1$ برابر ۵ درجه، برای $C_{H1} = 1/1$ برابر ۱۰ درجه و برای مقادیر بیشتر C_{H1} برابر ۱۵ درجه خواهد بود. بام‌های لغزنده شامل پوشش‌های فلزی، سنگ‌برگ، شیشه‌ای و پوشش لاستیکی، پلاستیکی و قیراندود با سطوح صاف و هموار می‌باشند. غشاهای دارای سطوح آجدار را نمی‌توان صاف در نظر گرفت. ورقه‌های پوشش آسفالتی و چوبی لغزنده محسوب نمی‌شوند.

۶-۷-۴ ضریب برف‌گیری

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

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری، C_n

نوع ناحیه	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
پرتراکم	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۱
باز	۰٫۸	۰٫۹	۱٫۰

جدول ۱-۶ گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، زلزله و یخ

گروه خطرپذیری	نوع کاربری
۲	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی قابل توجه شود مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری، یا هر فضای سرپوشیده‌ای که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر زیر یک سقف باشد. ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشند لکن خرابی آن‌ها خسارت اقتصادی قابل توجهی داشته یا باعث از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد مانند موزه‌ها، کتابخانه‌ها و به طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پرازش نگهداری می‌شود. ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تأسیسات صنعتی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشند لیکن خرابی آن‌ها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش‌سوزی وسیع می‌شود مانند پالایشگاه‌ها، مراکز گازرسانی، انبارهای سوخت یا هرگونه ساختمان یا تأسیساتی که محل ساخت یا نگهداری مقادیری از موادی مانند سوخت‌های خطرناک یا مواد شیمیایی یا زباله خطرناک یا مواد منفجره باشند.

جدول ۲-۱-۶ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای

بارهای باد، برف، یخ و زلزله

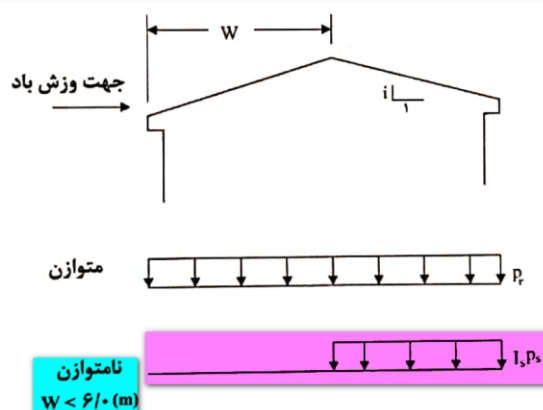
گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۶	ضریب اهمیت I_e بار زلزله	ضریب اهمیت I_w بار باد	ضریب اهمیت I_i بار یخ	ضریب اهمیت I_s بار برف
۱	۱/۴	۱/۲	۱/۲	۱/۲
۲	۱/۲	۱/۱	۱/۱	۱/۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸

۱-۷-۷-۶ بام‌های با شیب دو یا چند طرفه

برای بام‌های با شیب دو یا چند طرفه، بارگذاری متوازن و نامتوازن برف مطابق شکل ۲-۷-۶ انجام می‌شود. درنظر گرفتن بار نامتوازن برف برای بام‌های با شیب سقف کمتر از ۴٪ و شیب سقف

بیشتر از ۶۰٪ لازم نیست.

برای بام‌های با فاصله افقی بین تاج و پای شیب (W) کمتر از ۶ متر با تیرهای با تکیه‌گاه ساده بین تاج و پای شیب، بار نامتوازن یکنواخت برف در قسمت پشت به باد مطابق شکل با شدت $I_s P_s$ و در قسمت رو به باد بدون بار برف درنظر گرفته شود.



ابتدا بارهای متوازن برف را محاسبه می‌کنیم:

محاسبه بار برف متوازن در قسمت AB:

$$I_s = 1.1$$

$$C_n = 0.8$$

$$C_h = 1.2$$

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



$$\alpha_o = 15^\circ$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1.3}{5.5} \right) = 13.3^\circ$$

$$\rightarrow \alpha \leq \alpha_o \rightarrow C_s = 1$$

$$(P_r)_{AB} = I_s C_n C_h C_s P_s = 1.1 * 0.8 * 1.2 * 1 * 2 = 2.112 \frac{KN}{m^2}$$

گزینه دوم صحیح نیست.

محاسبه بار برف متوازن در قسمت BC:

$$I_s = 1.1$$

$$C_n = 0.8$$

$$C_h = 1.2$$

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

$$\alpha_o = 15^\circ$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1.3}{1.5} \right) = 40.914^\circ$$

$$\rightarrow \alpha_o < \alpha < 70^\circ \rightarrow C_s = 1 - \frac{40.914 - 15}{70 - 15} = 0.529$$

$$(P_r)_{BC} = I_s C_n C_h C_s P_s = 1.1 * 0.8 * 1.2 * 0.529 * 2 = 1.12 \frac{KN}{m^2}$$

گزینه اول صحیح است و پاسخ سوال می باشد.

در ادامه بارهای نامتوازن برف را هم بررسی و محاسبه می کنیم:

محاسبه بار برف نامتوازن در قسمت AB با توجه به جهت باد و رو به باد بودن آن:

$$S = 100 * \tan \alpha = 100 * \left(\frac{1.3}{5.5} \right) = 23.64\%$$

$$4\% < S < 60\% \quad OK \quad \checkmark$$

$$W < 6m$$

$$(P_r)_{AB} = 0$$

گزینه سوم صحیح نیست.

محاسبه بار برف نامتوازن در قسمت BC:

$$(P_r)_{BC} = I_s P_s = 1.1 * 2 = 2.2 \frac{KN}{m^2}$$

گزینه چهارم صحیح نیست.



سوال ۳

در بام یک ساختمان مسکونی به ارتفاع ۴۶ متر از روی زمین واقع در ناحیه پرتراکم مسطح شهر تهران به ابعاد ۲۵×۲۰ متر از یک سقف نورگیر افقی به ابعاد ۲×۲ متر و در وسط لبه رو به باد بام استفاده شده است. تراز نورگیر در تراز بام است. حداکثر کل نیروی باد وارد بر سقف نورگیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ ساختمان دارای شرایط بدون بازشو بزرگ است محاسبه مقدار دقیق ضریب C_{gi} مدنظر این سوال نیست.

(۱) -8.6 KN (۲) -6.8 KN (۳) -9.5 KN (۴) -6.3 KN

گزینه ۴ صحیح است.

سطح سوال: سخت

حل:

طبق بند ۶-۱۰-۵ صفحه ۷۶ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۱۰-۴ فشار باد بر ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها

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 می‌آید.

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

۶-۱۰-۴-۲ فشار یا مکش داخلی

فشار یا مکش داخلی ساختمان تحت اثر باد از رابطه (۶-۱۰-۳-ب) به دست می‌آید.

$$P_i = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d \quad (۶-۱۰-۳-ب)$$

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 می‌کند.

۶-۱۰-۵ نیروی باد

بار خالص باد، F_t ، برای کل ساختمان یا اجزاء پوششی ساختمان (اجزاء نما - پوشش بام) از جمع جبری حاصل ضرب فشارها یا مکش‌های داخلی و خارجی وارد بر سطوح ساختمان (یا اجزاء) در مساحت سطوح ساختمان (یا اجزاء) به دست می‌آید.

$$F_t = \sum P_j A_j + \sum P_{ij} A_j \quad (۶-۱۰-۴)$$



جدول ۱-۱-۶ گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، زلزله و یخ

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

جدول ۲-۱-۶ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای

بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۱-۶	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

۱۲-۱۰-۶ ضریب هم راستایی باد C_d

ضریب هم‌راستایی باد به منظور در نظر گرفتن احتمال هم‌راستایی جهت باد، ساختمان و ضریب فشار مربوط در همان جهت یاد پیش‌بینی شده است. بجز در ساختمان‌ها و حالات زیر، ضریب هم‌راستایی C_d برابر با ۰/۸۵ اختیار می‌شود.

۱- دودکش‌ها، منابع و ساختمان‌های مشابه با مقطع مربع $C_d=0/9$ ، با مقطع دایره یا هشت ضلعی $C_d=0/95$

۲- پایه‌های انتقال نیرو (برج‌های خرابایی) با مقطع مثلث، مربع و مستطیل $C_d=0/85$ ، با سایر مقاطع $C_d=0/95$

۷-۱۰-۶ ضریب پستی و بلندی زمین C_t

چنانچه ساختمان یا سازه در بالای تپه، پرتگاه یا سینه‌کش منفردی با شیب متوسط $(\frac{H_h}{2L_h})$ بیشتر از ۱۰ درصد قرار گرفته باشد، در نواحی پایینی ساختمان یا سازه سرعت باد افزایش می‌یابد. (شکل ۱-۱۰-۶) این افزایش در نواحی نزدیک به رأس تپه یا پرتگاه زیاده‌تر از دیگر نواحی است. در شرایط معمولی، $C_t=1$ خواهد بود.

۱-۶-۱۰-۶ ارتفاع مبنا

ارتفاع مبنا که در محاسبه ضریب C_e به کار می‌رود، به شرح زیر تعریف می‌شود:

الف) برای ساختمان‌های منطبق بر بند ۱۰-۶-۸ 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 بدنه‌های جانبی ساختمان معادل ارتفاع کل ساختمان ($Z=H$) 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 ($Z=H$).

۳-۶-۱۰-۶ 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.

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

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:

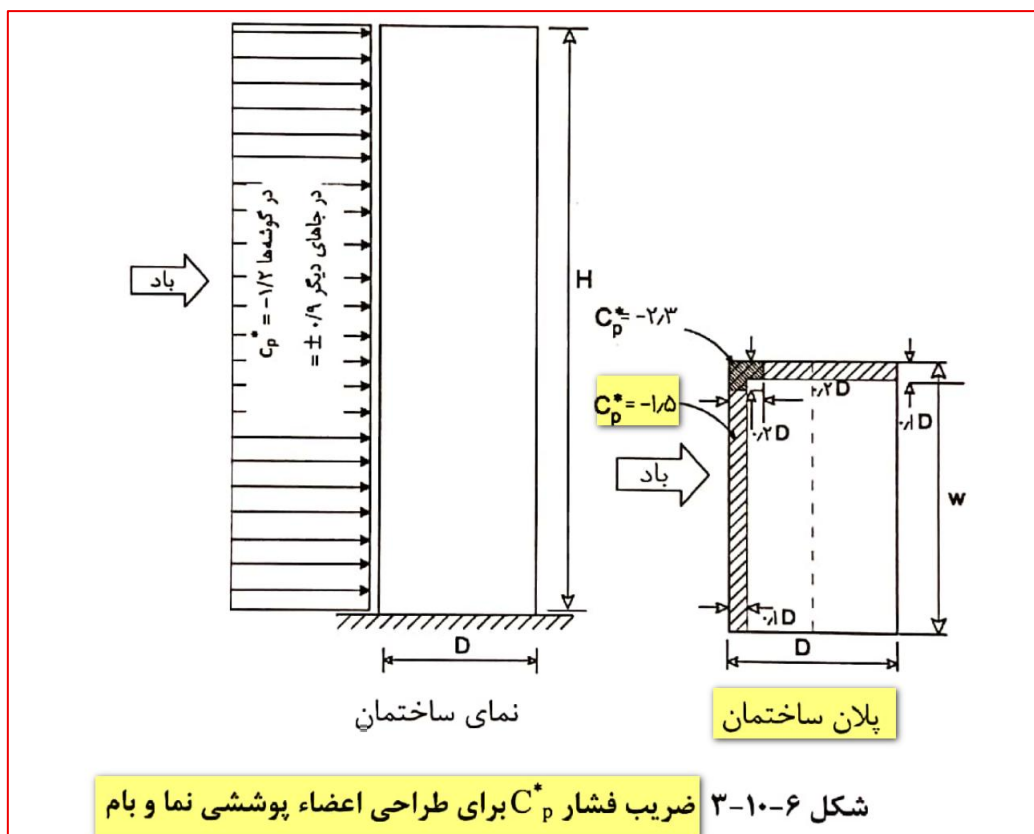
الف) برای محاسبه نیروهای کلی خارجی ساختمان $C_g = 2/0$

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 $2/0$ اختیار نمود.

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	ردیف	نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (V) km/h	فشار مبنای (q) kN/m ²
۱۱۸	خور و بیابانک	۹۰	۰/۳۸	۸۶	تهران	۱۰۰	۰/۴۷



گروه ۱: ساختمان‌های بدون بازشوهای بزرگ و قابل توجه، ساختمان‌های با نسبت ابعادی بزرگتر از واحد که اسماً هوا بند شده‌اند و تهویه هوا از طرق مکانیکی صورت می‌گیرد یا مجموعه بازشوهای کوچک بدنه و بام ساختمان کمتر از ۰/۱ درصد مساحت کل بدنه ساختمان باشد.

مقدار C_{pi} در این حالت بین ۰/۱۵- تا ۰ می‌باشد. C_{pi} تنها زمانی صفر خواهد بود که بازشوها در کاهش بارهای خارجی باد مؤثر باشند.

برای محاسبه فشار خارجی ناشی از بار باد ابتدا پارامترهای رابطه فشار خارجی بار باد P را مشخص می‌کنیم:

$$P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d$$

$$I_w = 1$$

$$q_{\text{تهران}} = 0.47 \frac{KN}{m^2}$$

$$C_d = 0.85$$

$$C_p = -1.5$$

$$C_t = 1$$

$$C_e = \max \left\{ 0.7, 0.7 * \left(\frac{46}{12} \right)^{0.3} = 1.048 \right\} = 1.048$$

$$Z = 46m$$

$$C_g = 2.5$$



در ادامه برای محاسبه حداکثر فشار خارجی ناشی از بار باد (P) به صورت زیر عمل می کنیم:

$$\rightarrow P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d = 1 * 0.47 * 1.048 * 1 * 2.5 * (-1.5) * 0.85$$

$$\rightarrow P = -1.57 \frac{KN}{m^2}$$

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

$$P_i = 0$$

$$I_w = 1$$

$$q_{\text{تهران}} = 0.47 \frac{KN}{m^2}$$

$$C_d = 0.85$$

$$C_t = 1$$

$$C_e = \max \left\{ 0.7, 0.7 * \left(\frac{46}{12} \right)^{0.3} = 1.048 \right\} = 1.048$$

$$Z = 46m$$

$$C_{gi} = 2$$

$$C_{pi} = 0 \text{ یا } -0.15$$

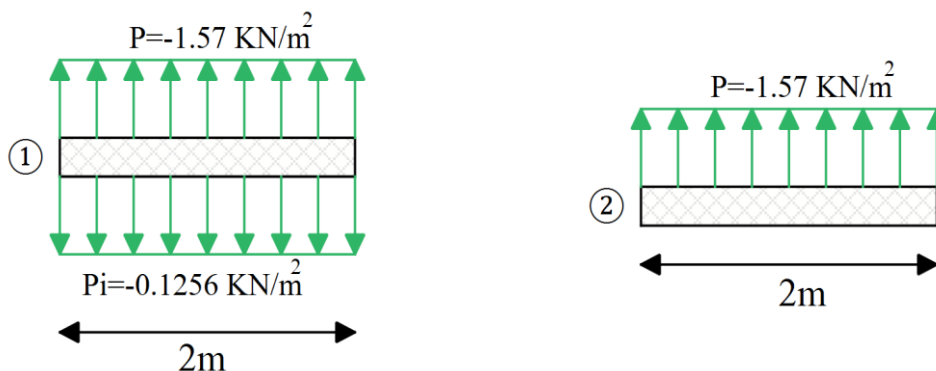
در ادامه برای محاسبه فشار داخلی ناشی از باد (P_i) در دو حالت با $C_{pi} = -0.15$ و 0 به صورت زیر عمل می کنیم:

$$\rightarrow P_{i1} = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d = 1 * 0.47 * 1.048 * 1 * 2 * (-0.15) * 0.85$$

$$\rightarrow P_i = -0.1256 \frac{KN}{m^2}$$

$$\rightarrow P_{i2} = 0$$

تذکر مهم: با توجه به مکشی بودن فشار داخلی باد و با توجه به اثر کاهندگی در نیروی باد وارد بر سقف نورگیر با توجه به شکل زیر می توان نتیجه گرفت که برای C_{pi} مقدار صفر را انتخاب کرده و در نتیجه از محاسبه فشار داخلی باد صرف نظر شود و آن را برابر صفر در نظر بگیریم:



در نهایت داریم:

$$\rightarrow F_{t1} = (P - P_i) A_w = [(-1.57) - (-0.1256)] * (2 * 2) = -5.78 KN$$

$$\rightarrow F_{t2} = (P + P_i) A_w = [(-1.57) + (0)] * (2 * 2) = -6.28 KN$$

$$\rightarrow F_t = \max(F_{t1}, F_{t2}) = -6.28 KN$$



سوال ۴

بام تخت یک ساختمان مسکونی واقع در ناحیه پرتراکم در شهر اصفهان دارای شرایط برف گیر است. شدت بار ناشی از اثرات برف بدون ضریب بار بر روی این بام با در نظر گرفتن اثر سربار باران بر برف به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

$$(1) \quad 1.25 \frac{KN}{m^2}$$

$$(2) \quad 1.1 \frac{KN}{m^2}$$

$$(3) \quad 1.0 \frac{KN}{m^2}$$

$$(4) \quad 1.35 \frac{KN}{m^2}$$

گزینه ۱ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

طبق بند ۶-۷-۳ صفحه ۴۵ و بند مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۷-۲ 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 ۶-۷-۱ تعیین می‌شود:

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

که در آن:

P_s = بار برف مبنا طبق بخش ۶-۷-۳

I_s = ضریب اهمیت بار برف طبق جدول ۶-۱-۲

C_n = ضریب برف‌گیری طبق بخش ۶-۷-۴

C_h = ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۶-۷-۵

C_s = ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

است

۶-۷-۱۲ سربار باران بر برف

در مناطق ۲ و ۳ بار برف، برای بام با شیب کمتر از $W/15$ درجه (W فاصله افقی لبه پایین تا خطالرأس سقف شیب‌دار بر حسب متر می‌باشد)، سربار باران به مقدار 0.25 کیلونیوتن بر مترمربع به بار برف متوازن اضافه خواهد شد. این بار لازم نیست همراه با اثر انباشتگی، لغزش، بار برف نامتوازن یا بار بارگذاری بخشی برف در نظر گرفته شود.

جدول ۶-۱-۱ گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، زلزله و یخ

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

جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۶-۱-۱	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

۶-۷-۵ ضریب شرایط دمایی

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

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، C_h

تمام ساختمان‌ها به‌جز موارد زیر	۱.۰
ساختمان‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شوند.	۱.۱
ساختمان‌های بدون گرمایش و ساختمان‌هایی که زیر بام آنها باز است.	۱.۲
ساختمان‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگه‌داشته می‌شود.	۱.۳

جدول ۱-۷-۶ تقسیم‌بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۷	اصفهان	۳	۳۷	تربت حیدریه	۳

۳-۷-۶ بار برف مبنا

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

بار برف مبنا در مناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم‌بندی مشخص‌شده 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

۴-۷-۶ ضریب برف‌گیری

ضریب برف‌گیری، C_n ، با توجه به اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف‌گیری بام

ساختمان بر اساس جدول ۲-۷-۶، در نظر گرفته می‌شود. برای مناطق ۱ الی ۳ بار برف، این ضریب

برابر یک در نظر گرفته 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.



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

$$I_s = 1$$

$$C_n = 1$$

$$C_h = 1$$

$$C_s = 1$$

$$P_s = 1 \frac{KN}{m^2}$$

محاسبهٔ سربار باران بر برف مطابق بند ۶-۷-۱۲ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸: شهر اصفهان در منطقهٔ ۳ بار برف قرار دارد و شیب بام تخت صفر می باشد که قطعاً کمتر از شیب $\frac{W}{15}$ می باشد. لذا سربار باران بر برف باید در نظر گرفته شود.

بنابراین مقدار کل بار برف بدون ضریب بر روی بام به صورت زیر محاسبه می شود:

$$P_{\text{کل}} = P_r + 0.25 = 1 + 0.25 = 1.25 \frac{KN}{m^2}$$



سوال ۵

برای یک دیوار بنایی مسلح با نسبت $h/r = 70$ مقدار مقاومت محوری اسمی برابر P_{n1} محاسبه شده است. در صورتی که h دو برابر شود ولی سایر شرایط دیوار بدون تغییر باقی بماند، مقدار مقاومت محوری اسمی (P_{n2}) چه مقدار خواهد بود؟ h ارتفاع مؤثر دیوار و r شعاع ژیراسیون است. طراحی بر مبنای مقاومت نهایی مد نظر است.

$$\frac{1}{4} P_{n1} \quad (۱)$$

$$\frac{1}{2} P_{n1} \quad (۲)$$

$$\frac{1}{3} P_{n1} \quad (۳)$$

$$\frac{3}{4} P_{n1} \quad (۴)$$

گزینه ۳ صحیح است.

سطح سوال ساده

حل:

مطابق بند ۸-۴-۶-۹-۴-ب صفحه ۹۳ مبحث هشتم ویرایش ۱۳۹۸:

ب- مقاومت محوری، خمشی و برشی اسمی:

مقاومت محوری، خمشی و برشی اسمی با استفاده از ضوابط بند ۸-۴-۶-۲ به دست می آیند.

لذا براساس بند ۸-۴-۶-۲-۲ صفحه ۷۹ و ۸۰، بر اساس نسبت $\frac{h}{r}$ مقاومت محوری اسمی دیوار محاسبه می گردد:

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:

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

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

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

ابتدا نسبت $\frac{h}{r}$ را در حالت اول و حالت دوم را تعیین روابط مربوطه را مشخص می کنیم:

$$\frac{h_1}{r_1} = 70 < 100 \rightarrow P_{n1} = 0.8[0.8f'_m(A_n - A_{st}) + A_{st}f_y] \left[1 - \left(\frac{h_1}{140r_1} \right)^2 \right]$$

$$\frac{h_2}{r_2} = \frac{2h_1}{r_1} = 2 \times 70 = 140 \geq 100$$

$$\rightarrow P_{n2} = 0.8[0.8f'_m(A_n - A_{st}) + A_{st}f_y] \left[\left(\frac{70r_2}{h_2} \right)^2 \right]$$

بنابراین خواهیم داشت:

$$\frac{P_{n2}}{P_{n1}} = \frac{\left(\frac{70r_2}{h_2} \right)^2}{1 - \left(\frac{h_1}{140r_1} \right)^2} = \frac{\left(70 \times \frac{1}{140} \right)^2}{1 - \left(\frac{70}{140} \right)^2} = \frac{\frac{1}{4}}{\frac{3}{4}} = \frac{1}{3}$$



سوال ۶

یک ساختمان بنایی محصور شده با کلاف در نجف آباد، با یک زیرزمین، یک طبقه روی آن (با مساحت برابر با زیرزمین) و یک خرپشته احداث خواهد شد. مجموع مساحت های زیرزمین و طبقه اول $116 m^2$ و مساحت خرپشته $15 m^2$ خواهد بود. بر اساس مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان حداقل سطح مقطع دیوارهای سازه ای در هر امتداد در طبقه اول چقدر باید باشد؟ نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید. دیوارها از نوع آجری است

- (۱) $3 m^2$
 (۲) $3.5 m^2$
 (۳) $4 m^2$
 (۴) $4.5 m^2$

گزینه ۱ صحیح است.

سطح سوال آسان

حل:

مطابق پیوست ۱ استاندارد ۲۸۰۰ شهر نجف آباد در منطقه با خطر نسبی زلزله متوسط قرار دارد:

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۶	نایی سر	کردستان			*	
۷	نجف آباد	اصفهان		*		
۸	نجف شهر	کرمان		*		

اکنون براساس بند ۸-۵-۵-۹ صفحه ۱۲۸ باید طبقه بودن یا نبودن خرپشته کنترل شود. توجه شود مساحت هر طبقه ۵۸ مترمربع می باشد:

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 ۸-۵-۵-۳-۲، رعایت شود.
- ۳- لازم است سیستم کلاف بندی ساختمان، شامل کلاف های قائم و افقی، در خرپشته نیز ادامه یابد.

$$\frac{\text{مساحت خرپشته}}{\text{مساحت طبقه زیرین}} = \frac{15}{58} = 0.258 \geq 0.25 \rightarrow \text{بنابراین خرپشته طبقه محسوب می شود}$$

بنابراین ساختمان مذکور دو طبقه لحاظ می گردد و مطابق جدول ۸-۵-۳ صفحه ۱۱۳ حداقل درصد دیوار نسبی در طبقه اول برابر با ۵ درصد خواهد بود:

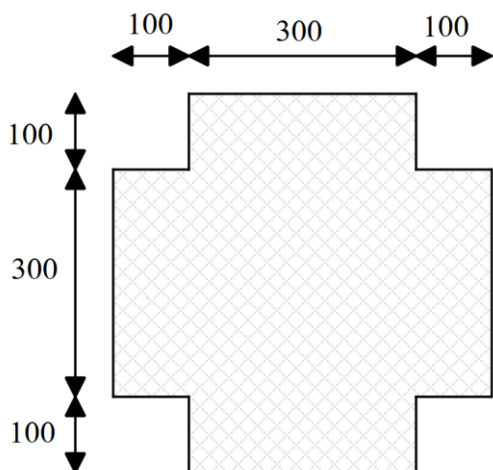
جدول ۸-۵-۳ حداقل دیوار نسبی سازه‌ای در هر امتداد ساختمان بنایی با کلاف (%)							
خطر نسبی زلزله						نوع دیوار و تعداد طبقات	
خطر نسبی متوسط و کم			خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد				
طبقه دوم	طبقه اول	زیرزمین	طبقه دوم	طبقه اول	زیرزمین		
-	۳	۵	-	۴	۶	یک طبقه	دیوار آجری
۳	۵	۶	۴	۶	۸	دو طبقه	
-	۵	۸	-	۶	۱۰	یک 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	

در نتیجه حداقل سطح مقطع دیوارهای سازه‌ای در هر امتداد برابرست با:

$$0.05 \times 58 = 2.9 \text{ m}^2$$

سوال ۷

یک ستون با مصالح بنایی غیر مسلح با مقطع مطابق شکل زیر در بالا و پایین خود دارای تکیه گاه است. حداکثر ارتفاع مؤثر این ستون برای کنترل لاغری به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.



$$h_c = 4.8 \text{ m} \quad (۱)$$

$$h_c = 9.1 \text{ m} \quad (۲)$$

$$h_c = 7.5 \text{ m} \quad (۳)$$

$$h_c = 6.8 \text{ m} \quad (۴)$$

گزینه ۴ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

مطابق بند ۸-۳-۴-۵-ب صفحه ۵۱ مبحث هشتم ویرایش ۱۳۹۸:

ب) کنترل نسبت لاغری در ستون

نسبت لاغری در ستون از تقسیم ارتفاع مؤثر ستون بر عرض مؤثر در هر امتداد، هر کدام که بیشتر است، به دست می آید. در ستون های غیرمسلح، نسبت لاغری نباید از ۱۵ بیشتر باشد. در ستون های مسلح، این نسبت به عدد ۲۰ محدود می شود. در محاسبات باید حداکثر خروج از مرکزیتی معادل با ۱۰ درصد بعد ستون در هر امتداد در نظر گرفت.

برای محاسبه نسبت لاغری ستون ابتدا می بایست با تعریف ارتفاع مؤثر طبق بند ۸-۳-۴-۲-۲ و عرض مؤثر ستون طبق بند ۸-۳-۴-۲-۱-پ صفحه ۴۹ توجه کنیم:

پ) ستون

عرض مؤثر ستون مستطیلی در امتداد مورد نظر، برابر با عرض ستون، بدون در نظر گرفتن نازک کاری است. عرض مؤثر برای ستون های غیر مستطیلی، بعد یک ستون مربعی با همان ممان اینرسی، حول محوری می باشد که در ستون واقعی مورد نظر است.

۸-۳-۴-۲-۲ ارتفاع مؤثر

ارتفاع مؤثر دیوار و ستون، برابر با ارتفاع آزادی است که بین تکیه گاه های جانبی بالا و پایین و در امتداد عمود بر محور مورد نظر قرار دارد. برای اعضایی که در بالا و در امتداد عمود بر محور مورد نظر، دارای تکیه گاه نیستند، ارتفاع مؤثر، دو برابر ارتفاع عضو از بالای آن تا تکیه گاه پایین است.



با توجه به اینکه مقطع نشان داده شده، غیرمستطیلی است، عرض موثر برابرست با عرض مربعی که ممان اینرسی آن با ممان اینرسی مقطع غیرمستطیلی برابر باشد. ممان اینرسی مقطع در هر دو جهت برابرست با:

$$I_{\text{غیر مستطیلی}} = \frac{1}{12} \times 300 \times 500^3 + 2 \left(\frac{1}{12} \times 100 \times 300^3 \right) = 3575 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{مربعی}} = I_{\text{غیر مستطیلی}} \rightarrow \frac{1}{12} b^4 = 3575 \times 10^6 \rightarrow b = 455 \text{ mm}$$

با توجه به اینکه حداکثر نسبت لاغری در ستون غیرمسلح ۱۵ می باشد، داریم:

$$\frac{h}{b} \leq 15 \rightarrow \frac{h}{455} \leq 15 \rightarrow h \leq 6825 \text{ mm} = 6.8 \text{ m}$$



سوال ۸

در یک ساختمان بنایی مسلح تیری به عرض ۲۰۰ میلی متر و عمق ۲۵۰ میلی متر استفاده شده است. پوشش تا مرکز میلگردها برابر ۶۰ میلی متر می باشد. حداکثر فاصله تکیه گاه های جانبی وجه فشاری تیر به کدام یک از گزینه های زیر نزدیکتر است؟

(۱) 12.8 m

(۲) 6.4 m

(۳) 25.2 m

(۴) 3.2 m

گزینه ۲ صحیح است.

سطح سوال آسان

حل:

مطابق بند ۸-۴-۶-۵-۲ مورد ۵ صفحه ۸۳ مبحث هشتم ویرایش ۱۳۹۸:

۵- وجه فشاری تیر باید دارای تکیه گاه جانبی مناسب در فواصل حداکثر ۳۲ برابر عرض تیر یا $120 \cdot b^2/d$ ، هر کدام کمتر باشد، در نظر گرفته شود.

$$l_b = \min \left\{ 32b, 120 \frac{b^2}{d} \right\}$$

$$d = h - cover = 250 - 60 = 190 \text{ mm}$$

در نتیجه حداکثر فاصله تکیه گاه جانبی وجه فشاری برابرست با:

$$l_b = \min \left\{ 32 \times 200, 120 \times \frac{200^2}{190} \right\} = 6400 \text{ mm} = 6.4 \text{ m}$$

سوال ۹

یک ساختمان بنایی مسلح فاقد کلاف چهار طبقه با پلان منظم واقع بر روی سطح زمین (تراز پایه) تحت اثر نیروی زلزله طرح قرار دارد. با استفاده از روشهای تحلیل خطی جابه جایی افقی مرکز جرم طبقه اول (اولین سقف) نسبت به سطح زمین برابر ۲۰ میلی متر و جابه جایی افقی مرکز جرم طبقات دوم الی بام نسبت به سطح زمین به ترتیب برابر ۳۰، ۴۰ و ۵۰ میلی متر محاسبه شده است. اگر ارتفاع طبقه اول $1.25h$ و ارتفاع سایر طبقات h باشد و رفتار دیوارهای ساختمان طره ای لیکن دارای تکیه گاه جانبی در تراز هر طبقه فرض شود، مقدار مجاز h به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید دوره تناوب طبیعی ساختمان کمتر از 0.7 ثانیه است.

(۱) ۳ متر

(۲) $4/8$ متر

(۳) برای h مقدار مجازی وجود ندارد.

(۴) ۸ متر

گزینه ۳ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

مطابق بند ۸-۴-۲-۸-۱ صفحه ۶۷ مبحث هشتم ویرایش ۱۳۹۸:

۸-۴-۲-۸-۱ محاسبه تغییر مکان نسبی طبقه

تغییر مکان نسبی هر طبقه (Δ_M) طبق رابطه ۸-۴-۱ محاسبه می شود.

$$\Delta_M = C_d \Delta_{eu} \quad (۸-۴-۱)$$

در این رابطه:

C_d = ضریب افزایش تغییر مکان که برای ساختمان بنایی مسلح برابر $3/0$ منظور می شود.

Δ_{eu} = جابجایی نسبی طبقه تحت اثر زلزله طرح با استفاده از روش های تحلیل خطی.

در صورت سوال، تغییر مکان های مطلق خطی طبقات نسبت زمین داده شده است. با استفاده از این اطلاعات، تغییر مکان نسبی خطی (Δ_{eu}) هر طبقه را محاسبه نموده و سپس تغییر مکان نسبی طبقه (Δ_M) را با تغییر مکان نسبی مجاز طبقه مطابق بند ۸-۴-۲-۸-۲ صفحه ۶۷ کنترل می نماییم:

**۲-۸-۲-۴-۸ تغییرمکان نسبی مجاز طبقه**

تغییرمکان نسبی مجاز هر طبقه ناشی از بارهای جانبی (Δa) برای دیوارهای طره و دوسر گیردار، به ترتیب $0.1h_s$ و $0.07h_s$ می‌باشد. اگر دوره تناوب طبیعی ساختمان برابر یا بیشتر از 0.7 ثانیه باشد، تغییرمکان نسبی مجاز باید ۲۰ درصد کمتر از مقادیر داده شده در این بند در نظر گرفته شود.

کنترل طبقه اول:

$$\Delta_{M1} = C_d \Delta_{eu1} = 3 \times (20 - 0) = 60 \leq 0.01 \times 1.25h \rightarrow h \geq 4800m = 4.8m$$

کنترل طبقه دوم:

$$\Delta_{M2} = C_d \Delta_{eu2} = 3 \times (30 - 20) = 30 \leq 0.01 \times h \rightarrow h \geq 3000m = 3m$$

کنترل طبقه سوم:

$$\Delta_{M3} = C_d \Delta_{eu3} = 3 \times (40 - 30) = 30 \leq 0.01 \times h \rightarrow h \geq 3000m = 3m$$

کنترل طبقه بام:

$$\Delta_{M4} = C_d \Delta_{eu4} = 3 \times (50 - 40) = 30 \leq 0.01 \times h \rightarrow h \geq 3000m = 3m$$

بنابراین برای جوابگو بودن تغییر مکان نسبی باید $h \geq 4.8m$ باشد

از طرفی مطابق بند ۲-۱-۴-۸-۸ صفحه ۶۳ حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان های بنایی مسلح از تراز پایه ۱۵ متر می باشد:

۲-۱-۴-۸ محدوده کاربرد

حداکثر ارتفاع ساختمان های بنایی مسلح ۱۵ متر از تراز پایه یا حداکثر ۵ طبقه با احتساب زیرزمین می باشد.

$$\text{ارتفاع ساختمان} = 1.25h + h + h + h = 4.25h \leq 15 \rightarrow h \leq 3.53m$$

این دو نامعادله هیچ اشتراکی نداشته و لذا مقدار مجازی برای h وجود ندارد.

سوال ۱۰

در یک ساختمان ۲ طبقه مسکونی متعارف به ارتفاع کل ۷ متر از تراز پایه و از نوع قاب خمشی فولادی ویژه واقع در شهر تهران، اگر برای محاسبه نیروی زلزله از زمان تناوب تجربی (بدون هرگونه کاهش یا افزایش) استفاده شود. مقدار برش پایه برابر V_u به دست می آید. اگر این ساختمان به جای شهر تهران در شهر اصفهان و با همان کیفیت طراحی اجرا شود در کدام یک از حالت های زیر نسبت مقدار برش پایه ساختمان واقع در شهر اصفهان به مقدار برش پایه ساختمان واقع در شهر تهران دارای بیشترین مقدار خواهد بود؟

(1) هر دو بر روی زمین نوع III اجرا شده باشند.

(2) هر دو بر روی زمین نوع IV اجرا شده باشند.

(3) هر دو بر روی زمین نوع II اجرا شده باشند.

(4) هر دو بر روی زمین نوع I اجرا شده باشند.

گزینه ۲ 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 درحد 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 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)

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)



ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله		
			کم	متوسط	زیاد
۲۸	تهران	تهران			بسیار زیاد
۸۶	اصفهان	اصفهان		*	*

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

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)
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	-

۴-۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان، ۱

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه بندی آنها، در بند (۱-۶)، مطابق جدول (۳-۳) تعیین می گردد:

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»

این گروه ساختمان ها شامل کلیه ساختمان های مشمول این آیین نامه، بجز ساختمان های عنوان شده در سه گروه دیگر می باشند، مانند ساختمان های مسکونی و اداری و تجاری، هتل ها، پارکینگ های چند طبقه، انبارها، کارگاه ها، ساختمان های صنعتی

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

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

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)

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

الف- برای پهنه‌های باخطر 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)

$$N = 1.7$$

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

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

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

(۴-۲)

$$N = 1.4$$

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

روابط فوق برای خاک نوع II در شکل (۲-۲) نشان داده شده‌اند.

**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:

$$B = B_1 N$$

(۱-۲)

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

۳-۲-۱ 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 (۱-۲-الف) و (۱-۲-ب) تعیین می‌گردد.

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

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

$$B_1 = (S + 1)(T_s/T) \quad T > T_s$$

(۲-۲)

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

$$\rightarrow V_u \propto AB$$

کنترل گزینه ۱: برای زمین نوع III:

$$T = 0.08 * (7)^{0.75} = 0.344s$$

$$\rightarrow V_{u_{تهران}} = AB = 0.35 * 2.75 = 0.9625 \geq V_{umin} \text{ ok } \checkmark$$

$$\rightarrow V_{u_{اصفهان}} = AB = 0.25 * 2.75 = 0.6875 \geq V_{umin} \text{ ok } \checkmark$$

$$A_{تهران} = 0.35, A_{اصفهان} = 0.25$$

$$I = 1$$

$$T_0 < T < T_s$$

$$\rightarrow S_{تهران} = S_{اصفهان} = 1.75$$

$$N = 1$$

$$B_{تهران} = B_{اصفهان} = B_1 = S + 1 = 1.75 + 1 = 2.75$$

$$R_u = 7.5$$

$$\rightarrow \frac{V_{u_{اصفهان}}}{V_{u_{تهران}}} = \frac{0.6875}{0.9625} = 0.714$$

کنترل گزینه ۲: برای زمین نوع IV:

$$T = 0.08 * (7)^{0.75} = 0.344s$$

$$\rightarrow V_{u_{تهران}} = AB = 0.35 * 2.75 = 0.9625 \geq V_{umin} \text{ ok } \checkmark$$

$$\rightarrow V_{u_{اصفهان}} = AB = 0.25 * 3.25 = 0.8125 \geq V_{umin} \text{ ok } \checkmark$$

$$A_{\text{تهران}} = 0.35, A_{\text{اصفهان}} = 0.25$$

$$T_o < T < T_s$$

$$\rightarrow S_{\text{تهران}} = 1.75$$

$$\rightarrow S_{\text{اصفهان}} = 2.25$$

$$T_o < T < T_s$$

$$N = 1$$

$$B_{\text{اصفهان}} = B_1 = S_{\text{اصفهان}} + 1 = 2.25 + 1 = 3.25$$

$$B_{\text{تهران}} = B_1 = S_{\text{تهران}} + 1 = 1.75 + 1 = 2.75$$

$$\rightarrow \frac{V_{u_{\text{اصفهان}}}}{V_{u_{\text{تهران}}}} = \frac{0.8125}{0.9625} = 0.844$$

کنترل گزینه ۳: برای زمین نوع II:

$$T = 0.08 * (7)^{0.75} = 0.344s$$

$$\rightarrow V_{u_{\text{تهران}}} = AB = 0.35 * 2.5 = 0.875 \geq V_{u_{\min}} \text{ ok } \checkmark$$

$$\rightarrow V_{u_{\text{اصفهان}}} = AB = 0.25 * 2.5 = 0.625 \geq V_{u_{\min}} \text{ ok } \checkmark$$

$$A_{\text{تهران}} = 0.35, A_{\text{اصفهان}} = 0.25$$

$$T_o < T < T_s$$

$$\rightarrow S_{\text{تهران}} = S_{\text{اصفهان}} = 1.5$$

$$N = 1$$

$$B_{\text{تهران}} = B_{\text{اصفهان}} = B_1 = S + 1 = 1.5 + 1 = 2.5$$

$$R_u = 7.5$$

$$\rightarrow \frac{V_{u_{\text{اصفهان}}}}{V_{u_{\text{تهران}}}} = \frac{0.625}{0.875} = 0.714$$

کنترل گزینه ۴: برای زمین نوع I:

$$T = 0.08 * (7)^{0.75} = 0.344s$$

$$\rightarrow V_{u_{\text{تهران}}} = AB = 0.35 * 2.5 = 0.875 \geq V_{u_{\min}} \text{ ok } \checkmark$$

$$\rightarrow V_{u_{\text{اصفهان}}} = AB = 0.25 * 2.5 = 0.625 \geq V_{u_{\min}} \text{ ok } \checkmark$$

$$A_{\text{تهران}} = 0.35, A_{\text{اصفهان}} = 0.25$$

$$T_o < T < T_s$$



$$\rightarrow S_{\text{تهران}} = S_{\text{اصفهان}} = 1.5$$

$$N = 1$$

$$B_{\text{تهران}} = B_{\text{اصفهان}} = B_1 = S + 1 = 1.5 + 1 = 2.5$$

$$R_u = 7.5$$

$$\rightarrow \frac{V_{u_{\text{اصفهان}}}}{V_{u_{\text{تهران}}}} = \frac{0.625}{0.875} = 0.714$$

در نهایت داریم:

$$\rightarrow \left(\frac{V_{u_{\text{اصفهان}}}}{V_{u_{\text{تهران}}}} \right)_{\max} = 0.844 \rightarrow \text{زمین نوع IV}$$

تذکر مهم: در این سوال مفهومی با کمی دقت می توان فهمید که با توجه به $V_u \propto AB$ و $B = S + 1$ فقط در زمین نوع IV مقدار S برای اصفهان با خطر نسبی متوسط بیشتر از تهران با خطر نسبی بسیار زیاد است. لذا در همین نوع خاک نسبت V_u اصفهان به تهران بیشترین مقدار را دارد. لذا نیازی به محاسبات بالا نمی باشد و گزینه ۲ پاسخ سوال است.

سوال ۱۱

یک ساختمان مسکونی از نوع سیستم قاب ساختمانی با مهاربندهای همگرای ویژه فولادی در هر دو راستا و به ارتفاع ۶۵ متر از روی تراز پایه مفروض است. در خصوص این ساختمان کدام یک از عبارت های زیر صحیح نیست؟

- (۱) در صورتی که زمین ساختگاه از نوع II باشد، استفاده از این نوع سیستم سازه ای تحت شرایطی می تواند بلامانع باشد.
- (۲) در صورتی که ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع شدید پیچشی باشد، استفاده از این نوع سیستم سازه ای نمی تواند مجاز باشد.
- (۳) در صورتی که ساختمان مشمول اعمال ضریب نامعینی شود، استفاده از این نوع سیستم سازه ای نمی تواند مجاز باشد.
- (۴) در صورتی که در هر دو امتداد اصلی، ساختمان دارای سیستم مقاوم جانبی در هر دو طرف مرکز جرم باشد، استفاده از این نوع سیستم سازه ای تحت شرایطی می تواند بلامانع باشد.

گزینه ۳ صحیح است.

سطح سوال آسان

حل:

طبق زیر نویس شماره ۲ جدول ۳-۴ صفحه ۳۵ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی
۵۰	۵	۲/۵	۶	ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]
۳۵	۴	۲/۵	۵		۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط
-	۳	۲/۵	۴		۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳		۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح
۵۰	۴	۲	۷		۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]
۵۰	۵	۲/۵	۷		۶- مهاربندی کماتش تاب
۱۵	۳/۵	۲	۳/۵		۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی
۵۰	۵	۲	۵/۵		۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]

[۲] ارتفاع مجاز در سیستم قاب ساختمانی با دیوار برشی بتن آرمه ویژه، با مهاربندهای واگرای ویژه یا با مهاربندهای همگرای ویژه، در صورتی که شرایط زیر موجود باشد، می تواند از ۵۰ متر به ۷۵ متر افزایش یابد:

- الف- زمین ساختگاه از نوع I، II یا III جدول (۴-۲) باشد.
- ب- ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع شدید پیچشی نباشد.
- پ- ساختمان در هر امتداد اصلی دارای سیستم مقاوم جانبی در دو طرف مرکز جرم باشد.

کنترل گزینه ۱: طبق مورد الف زیر نویس شماره ۲ جدول ۳-۴ در صورتی که زمین ساختگاه از نوع II باشد، استفاده از این نوع سیستم سازه ای تحت شرایطی می تواند بلامانع باشد. این گزینه صحیح است و پاسخ سوال نیست.



کنترل گزینه ۲: طبق مورد الف زیر نویس شماره ۲ جدول ۳-۴ در صورتی که ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع شدید پیچشی باشد، استفاده از این نوع سیستم سازه ای نمی تواند مجاز باشد. این گزینه صحیح است و پاسخ سوال نیست.

کنترل گزینه ۳: در صورتی که ساختمان مشمول اعمال ضریب نامعینی شود، استفاده از این نوع سیستم سازه ای نمی تواند مجاز باشد. این گزینه صحیح نیست و پاسخ سوال است.

کنترل گزینه ۴: طبق مورد پ زیر نویس شماره ۲ جدول ۳-۴ در صورتی که در هر دو امتداد اصلی، ساختمان دارای سیستم مقاوم جانبی در هر دو طرف مرکز جرم باشد، استفاده از این نوع سیستم سازه ای تحت شرایطی می تواند بلامانع باشد. این گزینه صحیح است و پاسخ سوال نیست.

سوال ۱۲

یک ساختمان مسکونی ۱۰ طبقه از روی تراز پایه (سطح زمین) از نوع قاب خمشی بتن آرمه ویژه با ارتفاع و وزن مؤثر لرزه ای یکسان در تمامی طبقات مفروض است. در صورتی که مقدار برش پایه این ساختمان V_u باشد و جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمایند، در تحلیل به روش استاتیکی معادل مقدار نیروی جانبی در تراز سقف بالاترین طبقه (بام) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ارتفاع هر طبقه ۴ متر در نظر گرفته شود.

(۵) $0.2 V_u$

(۶) $0.3 V_u$

(۷) $0.15 V_u$

(۸) $0.25 V_u$

گزینه ۱ صحیح است.

سطح سوال آسان و تکراری

حل:

طبق بند ۳-۳-۶ صفحه ۳۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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 می گردد:

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

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

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

مقدار K برای مقادیر T کوچک تر از 0.5 ثانیه و بزرگ تر از 2.5 ثانیه باید به ترتیب برابر با $1/0$ و $2/0$ در نظر گرفته شود.



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

- 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.

$$T = 0.8 * 0.05(H)^{0.9} = 0.8 * 0.05 * (10 * 4)^{0.9} = 1.1s$$

در نهایت داریم:

$$\rightarrow T = 1.1s \rightarrow K = 0.5 * 1.1 + 0.75 = 1.3$$

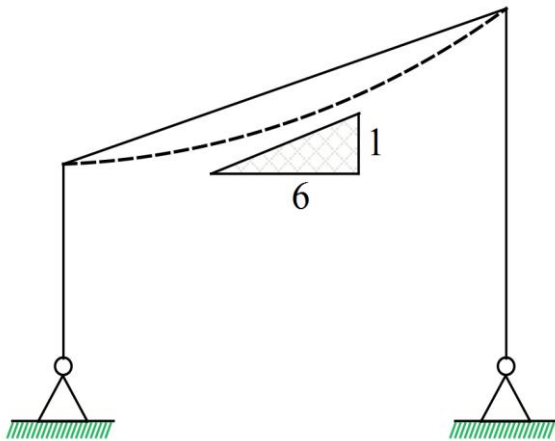
$$F_{u10} = \frac{W * 40^{1.3}}{W(4^{1.3} + 8^{1.3} + 12^{1.3} + 16^{1.3} + 20^{1.3} + 24^{1.3} + 28^{1.3} + 32^{1.3} + 36^{1.3} + 40^{1.3})} * V_u$$

$$F_{u10} = \frac{120.97W}{587.49W} V_u = 0.2V_u$$



سوال ۱۳

وزن مرده بام با پوشش سبک قاب شیبدار فولادی نشان داده شده با احتساب وزن تیر شیبدار ۵۰۰ نیوتن برای هر متر مربع از سطح شیبدار، و بار برف متوازن $1.4 \frac{KN}{m^2}$ است. اگر مقدار مجاز تغییر شکل قائم تیر شیبدار نسبت به دو انتهای خود، برای حالتی که بارهای مرده و برف در نظر گرفته شوند، 50mm باشد، براساس این اطلاعات کدام یک از گزینه های زیر درست خواهد بود؟ تحلیل الاستیک مرتبه اول است



- (۱) تغییر شکل قائم تیر شیبدار نسبت به دو انتهای خود به ازای بار مرده تنها، در محدوده مجاز و حداکثر حدود 25mm باشد.
- (۲) تغییر شکل قائم تیر شیبدار نسبت به دو انتهای خود به ازای بار مرده تنها، در محدوده مجاز و حداکثر حدود 10mm باشد.
- (۳) تغییر شکل قائم تیر شیبدار نسبت به دو انتهای خود به ازای بار مرده تنها، در محدوده مجاز و حداکثر حدود 15mm باشد.
- (۴) تغییر شکل قائم تیر شیبدار نسبت به دو انتهای خود به ازای بار مرده تنها، در محدوده مجاز و حداکثر حدود 20mm باشد.

گزینه ۴ صحیح است.

سطح سوال متوسط و نکته ای

حل:

طبق بند ۶-۲-۵-۱ صفحه ۱۵ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۱-۵-۲-۶ تغییر شکل قائم (افتادگی)

تغییر شکل‌های قائم (افتادگی) اعضای کف‌ها و سقف‌ها تحت ترکیب بارهای زیر نباید از مقادیر مجاز آیین‌نامه‌های طراحی تجاوز نماید. در صورتی که در مباحث طراحی مقررات ملی ساختمان یا سایر آیین‌نامه‌های طراحی مرتبط، استفاده از ضرایب بار کمتر از واحد پیشنهاد شده باشد، می‌توان از آن ضرایب به جای واحد در ترکیب بارها استفاده نمود.

۱) D

۲) L

۳) D + L

۴) D + (L_r یا ۰/۵ S)

- در طراحی سازه‌های پیش‌تنیده، اثر پیش‌تنیدگی باید مانند اثر بار مرده در ترکیب بارها وارد شود.

- در صورت وجود بار سیال یا فشار مواد انبساطی، باید اثرات آن‌ها با ضریب یک در ترکیب بارهای فوق لحاظ گردد.

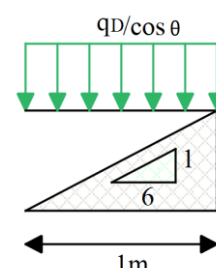
ابتدا مقدار تغییر مکان قائم وسط دهانه تیر را تحت بار متوازن برف به صورت زیر محاسبه می‌کنیم:

$$q_D = \frac{500 * 10^{-3}}{1 * 1 \cos \theta} = \frac{500 * 10^{-3}}{1 * 1 \cos 9.46} = 0.507 \frac{KN}{m^2}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{1}{6} \right) = 9.46^\circ$$

$$q_S = 1.4 \frac{KN}{m^2}$$

$$\frac{\Delta_D}{\Delta_S} = \frac{\frac{5 * q_D * L^4}{384EI}}{\frac{5 * q_S * L^4}{384EI}} = \frac{5 * 0.507 * L^4}{384EI} \cdot \frac{384EI}{5 * 1.4 * L^4} \rightarrow \frac{\Delta_D}{\Delta_S} = \frac{0.507}{1.4} \rightarrow \Delta_S = 2.76 \Delta_D$$

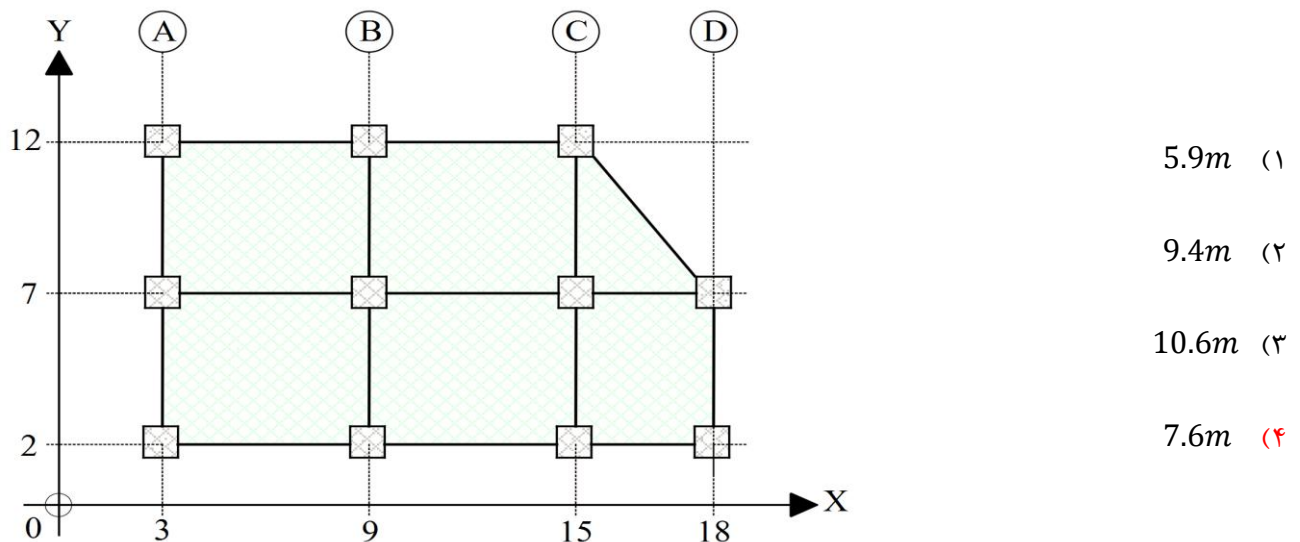


در نهایت با کنترل تغییر شکل وسط تیر تحت بار مرده و برف در ترکیب بار ردیف ۴ مربوط به تغییر شکل قائم با مقدار حداکثر داده شده در صورت سوال (50mm) مقدار حداکثر تغییر شکل وسط تیر تحت بار مرده را به صورت زیر محاسبه می‌کنیم:

$$\Delta_D + 0.5 \Delta_S \leq 50mm \rightarrow \Delta_D + 0.5 * 2.76 \Delta_D \leq 50 \rightarrow \Delta_D \leq \frac{50}{2.38} = 21mm$$

سوال ۱۴

یک ساختمان یک طبقه با توزیع جرم غیریکنواخت و با ارتفاع ستون های 4m، در یک نرم افزار تحلیل سازه مدلسازی شده است. مبدأ مختصات در موقعیت نشان داده شده و در تراز پایه (شالوده) قرار دارد. براساس نتیجه تحلیل، برآیند لنگرهای ناشی از بارگذاری زلزله راستای Y، در مبدأ مختصات حول محورهای Z، Y و X به ترتیب $M_z=3975$ ، $M_y=0$ ، و $M_x=1500$ کیلونیوتن متر است. فاصله مرکز جرم از محور A سازه به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ تحلیل استاتیکی معادل، بدون در نظر گرفتن پیچش اتفاقی است. برای لنگرها مقادیر مطلق قید شده و واحدهای روی شکل به متر است.



گزینه ۴ صحیح است.

سطح سوال سخت

حل:

طبق بند ۳-۳-۷-۲ صفحه ۳۹ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۳-۳-۷-۲ لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i، در اثر نیروهای جانبی زلزله، از رابطه زیر به دست می آید:

$$M_{u,i} = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_{u,j} \quad (۸-۳)$$

در این رابطه:

e_{ij} : برون مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه i، فاصله افقی مرکز

جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i

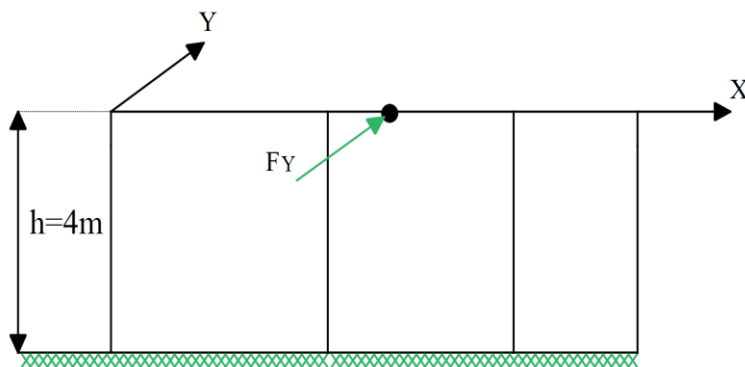
e_{aj} : برون مرکزی اتفاقی طبقه j، موضوع بند (۳-۳-۷-۳)

$F_{u,j}$: نیروی جانبی در تراز طبقه j

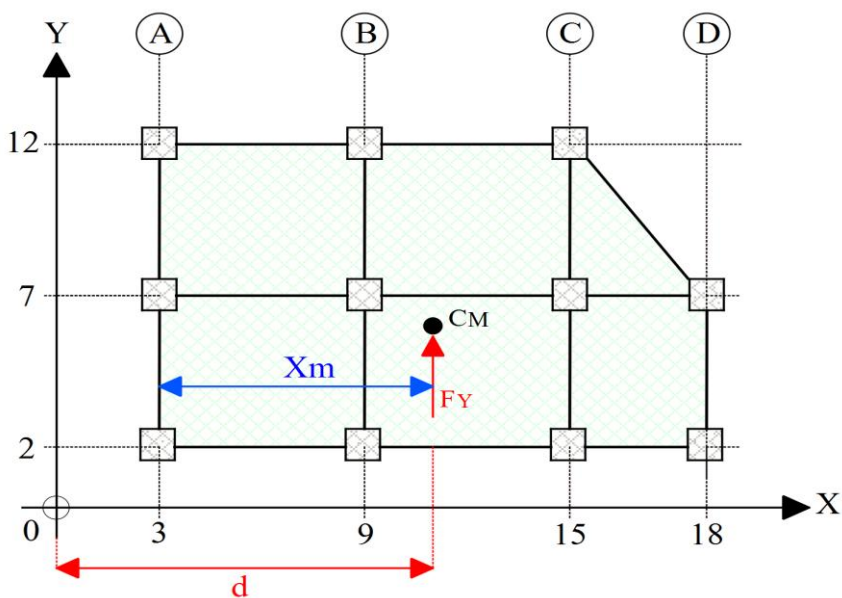


از طریق شرایط اولیه داده شده در صورت سوال می توان ابتدا مقدار نیروی زلزله در جهت Y را محاسبه نمود:

$$\begin{aligned} \rightarrow M_X &= F_Y * h \\ \rightarrow F_Y &= \frac{M_X}{h} \\ \rightarrow F_Y &= \frac{1500}{4} = 375 \text{ KN} \end{aligned}$$



در ادامه می توان فاصله از محل مرکز جرم تا مبدأ مختصات را به صورت زیر محاسبه نمود:



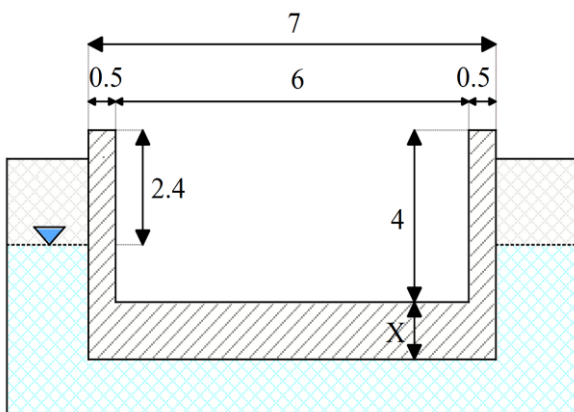
$$\begin{aligned} \rightarrow M_Z &= F_Y * d \\ \rightarrow 3975 &= 375 * d \rightarrow d = 10.6 \text{ m} \end{aligned}$$

در نهایت می توان فاصله از محل مرکز جرم تا محور A را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\rightarrow X_m = d - 3 = 10.6 - 3 = 7.6 \text{ m}$$

سوال ۱۵

مخزن آب بتن آرمه روبازی با مقطع نشان داده شده و با طول بسیار زیاد در محوطه یک کارخانه خواهد شد. تراز آب زیرزمینی ۲/۴ متر پایین تر از لبه دیوار مخزن قرار دارد. ضخامت شالوده مخزن (X) حداقل چقدر باید باشد تا در حالت خالی بودن مخزن، ضریب اطمینان در برابر فشار رو به بالا و پایداری کلی مخزن، ناشی از فشار هیدرواستاتیکی آب زیرزمینی ۱/۵ باشد (روش تنش مجاز)؟ خاک محل احداث شن و ماسه ای است وزن مخصوص آب $10 \frac{KN}{m^3}$ و وزن مخصوص بتن $25 \frac{KN}{m^3}$ فرض می شود. از چسبندگی و اصطکاک بین دیواره مخزن و خاک صرف نظر شود. در شکل ابعاد به متر است و نزدیکترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید



۰.۹ m (۱)

۱.۰ m (۲)

۰.۸ m (۳)

۱.۲ m (۴)

گزینه ۲ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

طبق بند ۶-۴-۳ در صفحه ۲۰ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۴-۳ زیر فشار وارد بر کف و شالوده

در طراحی کف زیرزمین و دیگر اجزاء مشابه تقریباً افقی که پایین تر از سطح زمین قرار دارند، اثر زیر فشار آب زیرزمینی، در صورت وجود، باید به صورت فشار هیدرواستاتیکی بر تمام کف در نظر گرفته شود. بارهای هیدرواستاتیکی باید تا زیر سطح شالوده ساختمان محاسبه شوند. هرگونه بار به سمت بالای دیگر نیز باید در طراحی منظور شود.

در صورت وجود خاک منبسط شونده در زیر شالوده یا تاول بر روی زمین، شالوده، تاول و دیگر اجزاء باید برای تحمل حرکات به سمت بالا طراحی شده یا در برابر بارهای به سمت بالا ناشی از خاک منبسط شونده مقاومت کنند؛ یا خاک منبسط شونده برداشته شده، یا در زیر و اطراف سازه به خوبی تثبیت گردد.

ابتدا نیروی محرک ناشی فشار بالا برنده را برای طول واحد مخزن محاسبه می کنیم: ارتفاع آب (h_w) از تراز سطح آب تا زیر تراز شالوده در نظر گرفته می شود.

$$P_w = \gamma_w * h_w = 10 * (1.6 + X) = 16 + 10X$$

$$h_w = (4 - 2.4) + X = 1.6 + X$$



$$F_w = P_w * A = (16 + 10X) * 7 * 1 = 112 + 70X$$

در ادامه نیروی مقاوم ناشی از وزن مخزن بتنی را برای طول واحد مخزن محاسبه می کنیم:

$$F_p = [(2 * 0.5 * 4 * 1) + (7 * X * 1)] * 25 = 100 + 175X$$

در نهایت داریم:

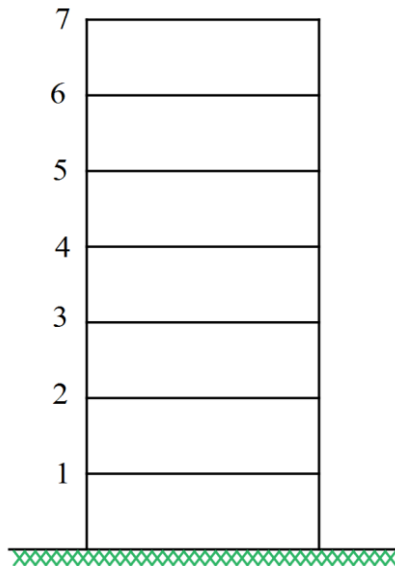
$$\rightarrow \frac{F_p}{F_w} \geq 1.5$$

$$\rightarrow \frac{100 + 175X}{112 + 70X} \geq 1.5 \rightarrow 100 + 175X \geq 168 + 105X \rightarrow X \geq \frac{68}{70}$$

$$\rightarrow X \geq 0.97m$$

سوال ۱۶

در یک سازه ۷ طبقه که جرم مؤثر لرزه ای و ارتفاع تمام طبقات آن یکسان فرض می شود، نیروی جانبی مؤثر بر دیافراگم طبقه پنجم F_{pu5} محاسبه شده است. محاسبات نشان می دهد نیروی جانبی مؤثر بر دیافراگم طبقه چهارم (F_{pu4}) ، ۲۰ درصد بیش از نیروی زلزله وارد بر آن طبقه است. نیروی جانبی مؤثر بر دیافراگم طبقه چهارم به کدام یک از گزینه های زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید نیروهای مؤثر بر دیافراگم ها بیش از حداقل و کمتر از حداکثر مقادیر آیین نامه ای است. دیافراگم ها صلب فرض شوند.



(۱) 520 KN

(۲) 580 KN

(۳) 550 KN

(۴) 610 KN

گزینه ۳ صحیح است.

سطح سوال: متوسط

حل:

طبق بند 3-8-3 صفحه 50 استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۸-۳ دیافراگم ها و جمع کنندگان

۳-۸-۳ دیافراگم های صلب و نیمه صلب باید برای تلاش های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم ها، مطابق رابطه (۱۵-۳) محاسبه شوند.

$$F_{pui} = \left(\frac{\sum_{j=1}^n F_{uj}}{\sum_{j=1}^n W_j} \right) W_i \quad (15-3)$$

در این رابطه:

F_{pui} : نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i

W_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند (۱-۱-۳-۳)

F_{uj} و W_j : به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۶-۳-۳) در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0.5 A I W_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از $A I W_i$ در نظر گرفته شود.



ابتدا طبق داده های صورت سوال داریم:

$$F_{pu5} = 580 \cdot KN$$

$$F_{pu5} = \frac{F_{u5} + F_{u6} + F_{u7}}{W_5 + W_6 + W_7} * W_5 = \frac{F_{u5} + F_{u6} + F_{u7}}{W + W + W} * W = 580$$

$$\frac{F_{u5} + F_{u6} + F_{u7}}{3} = 580 \rightarrow F_{u5} + F_{u6} + F_{u7} = 1740 \cdot KN$$

$$F_{pu4} = \frac{F_{u4} + F_{u5} + F_{u6} + F_{u7}}{W_4 + W_5 + W_6 + W_7} * W_4 = 1.2 * F_{u4}$$

$$\frac{F_{u4} + F_{u5} + F_{u6} + F_{u7}}{4W} * W = 1.2 * F_{u4}$$

$$\frac{F_{u4} + F_{u5} + F_{u6} + F_{u7}}{4} = 1.2 * F_{u4}$$

$$F_{u4} + F_{u5} + F_{u6} + F_{u7} = 4.8F_{u4} \rightarrow 3.8F_{u4} = F_{u5} + F_{u6} + F_{u7}$$

$$\rightarrow F_{u4} = \frac{1740}{3.8} = 457.9 \cdot KN$$

در نهایت داریم:

$$F_{pu4} = 1.2 * F_{u4} = 1.2 * 457.9 = 549.5 \cdot KN$$

سوال ۱۷

جان پناه یک باز شو در طبقه همکف یک مجتمع تجاری پر ازدحام از قطعات شیشه به طول ۲ متر و ارتفاع ۱/۱۰ متر تشکیل شده است. در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت حداکثر لنگر خمشی ضریبدار در هر قطعه شیشه این جان پناه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

$$M_u = 5.5 \text{ KN.m} \quad (۱)$$

$$M_u = 2.64 \text{ KN.m} \quad (۲)$$

$$M_u = 8.8 \text{ KN.m} \quad (۳)$$

$$M_u = 4.4 \text{ KN.m} \quad (۴)$$

گزینه ۳ صحیح است.

سطح سوال آسان و تکراری

حل:

طبق بند ۶-۵-۷ در صفحه ۲۷ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۵-۷ بارهای وارد بر سیستم‌های جان پناه پارکینگ، سیستم میله دستگیره،

سیستم جان پناه، سیستم نرده و نردبان ثابت

۶-۵-۷-۱ بار وارد بر سیستم‌های نرده و جان پناه

سیستم نرده یا جان پناه باید طوری طراحی شود که یک بار متمرکز ۱ کیلونیوتن وارد بر هر نقطه و در هر امتداد از آن را به نحوی که سبب ایجاد حداکثر اثر بار بر روی اجزاء سازه‌ای مربوط شود،

تحمل کرده و آن را توسط تکیه‌گاه‌های خود به سازه منتقل نماید. همچنین نرده یا جان پناه باید طوری طراحی شود که یک بار گسترده ۰/۷۵ کیلونیوتن بر متر طول را در هر امتدادی در راستای نرده یا جان پناه تحمل کند. این بار لازم نیست که به صورت همزمان با بار متمرکز فوق

در نظر گرفته شود. در سیستم‌های نرده و جان پناه که در محل‌های ازدحام و اجتماع قرار می‌گیرند

بار گسترده خطی فوق باید به ۲/۵ کیلونیوتن بر متر طول افزایش یابد.

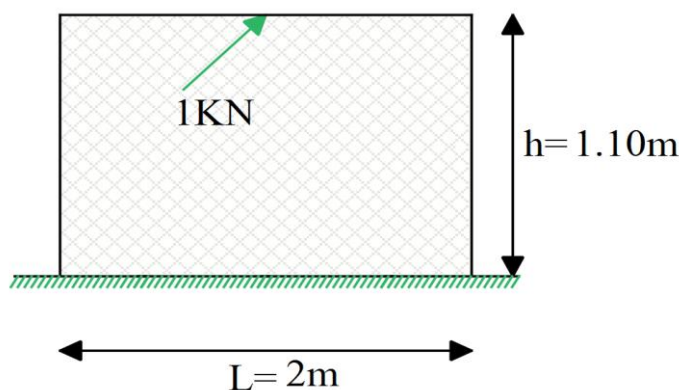
میله‌های میانی نرده‌ها و قطعات پرکننده میان آن‌ها باید برای تحمل یک بار افقی ۰/۲۵ کیلونیوتن به صورت عمود بر روی سطحی به ابعاد حداکثر ۳۰۰×۳۰۰ میلی متر (با احتساب فضای خالی بین میله‌های نرده) به نحوی که سبب ایجاد حداکثر اثرات ناشی از آن بارگذاری گردد، طراحی شوند. عکس‌العمل‌های ناشی از این بارگذاری لازم نیست به سایر بارهای مذکور در این بند اضافه گردد.

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

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

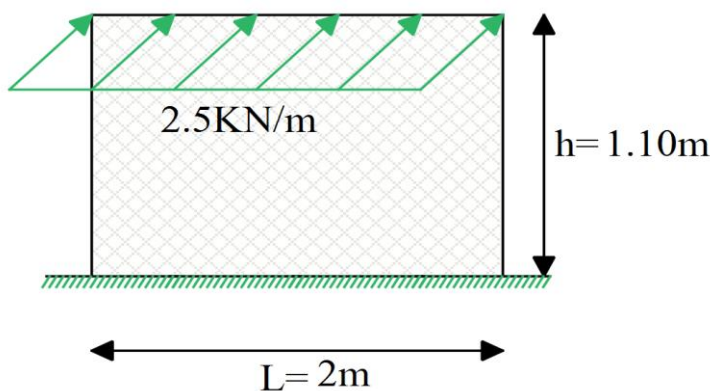
- ۱) $1/4D$
- ۲) $1/2D + 1/6L + 0/5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $1/2D + 1/6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0/5(1/6W)]$
- ۴) $1/2D + 1/6W + L + 0/5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $1/2D + E + L + 0/2S$
- ۶) $0/9D + 1/6W$
- ۷) $0/9D + E$

ابتدا حداکثر لنگر خمشی ضریب‌دار در هر قطعه شیشه جان پناه تحت بار متمرکز را به صورت زیر محاسبه می‌کنیم:



$$M_{u1} = 1.6 * P_L * h = 1.6 * 1 * 1.10 = 1.76 \text{ KN.m}$$

در ادامه حداکثر لنگر خمشی ضریب‌دار در هر قطعه شیشه جان پناه تحت بار گسترده در محل اجتماع و ازدحام را به صورت زیر محاسبه می‌کنیم:



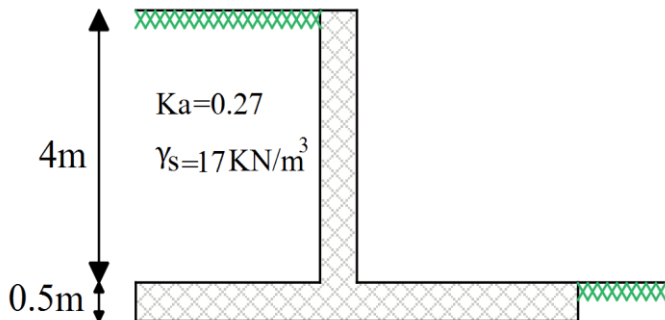
$$M_{u2} = 1.6 * q_L * L * h = 1.6 * 2.5 * 2 * 1.10 = 8.8 \text{ KN.m}$$

در نهایت داریم:

$$M_u = \max(M_{u1}, M_{u2}) = 8.8 \text{ KN.m}$$

سوال ۱۸

یک دیوار حائل محوطه با مشخصات نشان داده شده در شکل زیر نگهدارنده خاکی با وزن مخصوص $\gamma_s = 17 \frac{KN}{m^3}$ و ضریب فشار محرک برابر $k_a = 0.27$ است. در حالت استاتیک حداکثر مقدار لنگر خمشی طراحی ضریبدار در عمق ۳ متری از بالای دیوار به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



20.6 kN.m/m (1)

33 kN.m/m (2)

22.5 kN.m/m (3)

36 kN.m/m 4

گزینه ۴ صحیح است.

سطح سوال آسان و تکراری

حل:

طبق بند ۶-۴-۱-۲-۱۹ صفحه ۱۹ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ و روابط مربوط به فشار جانبی خاک وارد بر سازه های نگهدارنده در مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ داریم:

۶-۴-۲ فشار جانبی

۶-۴-۱-۲ نیروی ناشی از فشار خاک یا فشار هیدرواستاتیکی باید بر روی دیوارهای زیرزمین ها و سایر سازه های مشابه که در پشت اجزاء آنها خاک قرار دارد، منظور گردد. فشار خاک باید با توجه به مشخصات مکانیکی آن و ضوابط مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان تعیین گردد. این فشار در هر حالت نباید کمتر از فشار مایع معادل با وزن مخصوص ۵ کیلونیوتن بر مترمکعب در نظر گرفته شود.

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

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

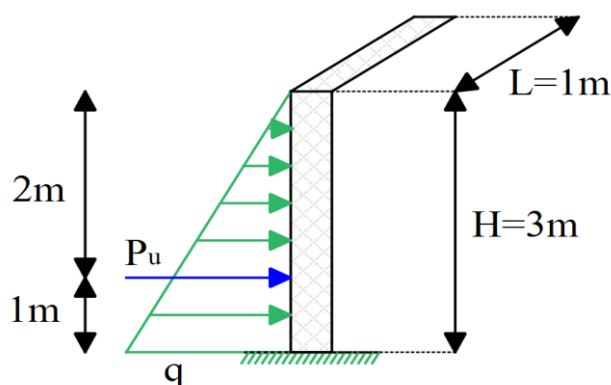
(ت) در صورت وجود فشار جانبی خاک و فشار آب زیرزمینی یا مواد انباشته، H، اثر آنها را باید به صورت زیر منظور نمود:

(ت-۱) اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر بارها باشد، اثر بار H باید با ضریب ۱/۶ در ترکیب بارها منظور شود،

(ت-۲) اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر بارها باشد، در صورت وجود دائمی بار H، اثر آن باید با ضریب ۰/۹ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرف نظر گردد.



فشار سطحی جانبی ناشی از خاک در عمق ۳ متری از بالای دیوار برای طول واحد به صورت زیر می باشد:



فشار سطحی جانبی ناشی از خاک:

$$q_1 = K_a \gamma_s H = 0.27 * 17 * 3 = 13.77 \frac{KN}{m^2}$$

فشار سطحی جانبی ناشی از مایع معادل:

$$q_{\text{فشار مایع معادل}} = 5 \frac{KN}{m^3}$$

$$q_2 = q_{\text{فشار مایع معادل}} * H = 5 * 3 = 15 \frac{KN}{m^2}$$

در ادامه کل نیروی فشاری بدون ضریب به صورت زیر محاسبه می شود:

$$P_u = \max[q_1, q_2] * \frac{H}{2} * L = \max[13.77, 15] * \frac{3}{2} * 1 = 22.5 KN$$

در ادامه حداکثر مقدار لنگر خمشی طراحی ضریبدار طبق روش ضریب بار و مقاومت در عمق ۳ متری بالای دیوار به صورت زیر محاسبه می شود:

$$M_u = 1.6 * P_u * 1 = 1.6 * 22.5 * 1 = 36 KN.m/m$$



سوال ۱۹

یک ساختمان مسکونی با پلان مربع به ابعاد ۱۵×۱۵ متر و بام تخت در ناحیه پرتراکم و مسطح شهر اصفهان دارای ارتفاع ۲۴ متر است کل نیروی باد خارجی وارد بر ساختمان در هر راستا به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

$$F_t = 355 \text{ KN} \quad (1)$$

$$F_t = 330 \text{ KN} \quad (2)$$

$$F_t = 310 \text{ KN} \quad (3)$$

$$F_t = 390 \text{ KN} \quad 4$$

گزینه ۲ صحیح است.

سطح سوال متوسط

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

۶-۱۰-۴ فشار باد بر ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها

۶-۱۰-۴-۱ فشار یا مکش خارجی

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

$$P = I_w q C_e C_l C_g C_p C_d$$

(۶-۱۰-۳-الف)

۶-۱۰-۱۲ 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 ساختمان‌ها و حالات زیر، ضریب

هم راستایی C_d برابر با ۰/۸۵ اختیار می‌شود.

۱- دودکش‌ها، منابع و ساختمان‌های مشابه با مقطع مربع $C_d=0/9$ ، با مقطع دایره یا هشت ضلعی

$$C_d=0/95$$

۲- پایه‌های انتقال نیرو (برج‌های خرابایی) با مقطع مثلث، مربع و مستطیل $C_d=0/85$ ، با سایر

$$\text{مقاطع } C_d=0/95$$



جدول ۱-۱-۶ گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، زلزله و یخ

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

جدول ۲-۱-۶ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای

بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۱-۶	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

۷-۱۰-۶ ضریب پستی و بلندی زمین C_t

چنانچه ساختمان یا سازه در بالای تپه، پرتگاه یا سینه‌کش منفردی با شیب متوسط ($\frac{H_h}{L_h}$) بیشتر از ۱۰ درصد قرار گرفته باشد، در نواحی پایینی ساختمان یا سازه سرعت باد افزایش می‌یابد. (شکل ۱-۱۰-۶)

این افزایش در نواحی نزدیک به رأس تپه یا پرتگاه زیاده‌تر از دیگر نواحی است. در شرایط معمولی، $C_t=1$ خواهد بود.

۱-۶-۱۰-۶ ارتفاع مبنا

ارتفاع مبنا که در محاسبه ضریب C_e به کار می‌رود، به شرح زیر تعریف می‌شود:

الف) برای ساختمان‌های منطبق بر بند ۸-۱۰-۶ 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 بدنه‌های جانبی ساختمان معادل ارتفاع کل

ساختمان ($Z=H$) 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 ($Z=H$).

۳-۶-۱۰-۶ 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 (هر کدام که بیشتر است) امتداد داشته باشد، ضریب C_e از رابطه

(۶-۱۰-۶) تعیین می‌گردد.

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

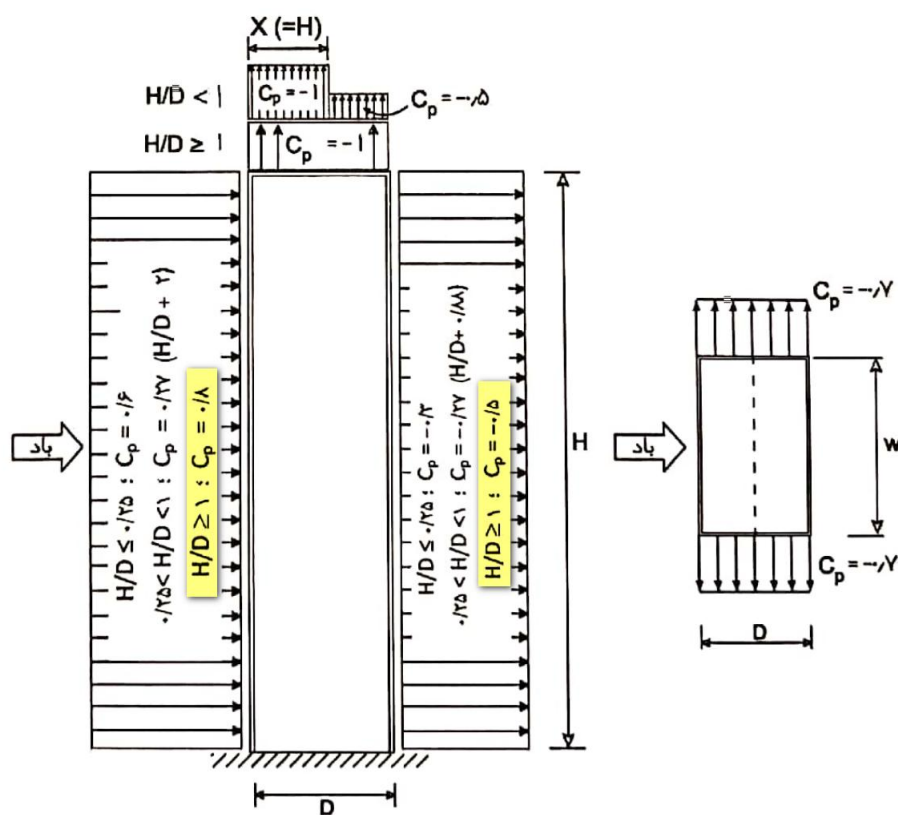
(۶-۱۰-۶)

۶-۱۰-۸-۱ 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 $C_g = ۲/۰$

ب) برای محاسبه نیروهای وارد بر اجزاء پوشش نما یا بام (به طور موضعی) $C_g = ۲/۵$
برای محاسبه فشار یا مکش داخلی، مقدار ضریب C_{gi} را می‌توان به صورت محافظه کارانه برابر ۲/۰ اختیار نمود.



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

جدول ۶-۱۰-۱ سرعت مبنای باد

شماره	نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (V) km/h	فشار مینا (q) kN/m ²
۵۶	بندر دیر	۹۰	۰/۳۸
۲۴	اصفهان	۱۱۰	۰/۵۷



فشار خارجی ناشی از بار باد در سمت رو به باد را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$I_w = 1$$

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

$$C_d = 0.85$$

$$\frac{H}{D} = \frac{24}{15} = 1.6 \rightarrow C_p = 0.8$$

$$C_t = 1$$

$$C_g = 2$$

محاسبه C_e در تراز بام:

$$C_e = \max \left\{ 0.7, 0.7 * \left(\frac{24}{12} \right)^{0.3} = 0.862 \right\} = 0.862$$

$$Z = 24m$$

محاسبه C_e در تراز ۱۲ متری ارتفاع از پای سازه با فشار یکنواخت:

$$C_e = \max \left\{ 0.7, 0.7 * \left(\frac{12}{12} \right)^{0.3} = 0.7 \right\} = 0.7$$

$$Z = 12m$$

فشار خارجی ناشی از بار باد در سمت رو به باد در تراز بام را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow P_{\text{رو به باد تراز بام}} = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d = 1 * 0.57 * 0.862 * 1 * 2 * 0.8 * 0.85$$

$$\rightarrow P_{\text{رو به باد تراز بام}} = 0.67 \frac{KN}{m^2}$$

فشار خارجی ناشی از بار باد در سمت رو به باد در تراز ۱۲ متری ارتفاع از پای سازه با فشار یکنواخت را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow P_{\text{رو به باد تراز ۱۲ متری}} = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d = 1 * 0.57 * 0.7 * 1 * 2 * 0.8 * 0.85$$

$$\rightarrow P_{\text{رو به باد تراز ۱۲ متری}} = 0.54 \frac{KN}{m^2}$$

فشار خارجی ناشی از بار باد در سمت پشت به باد را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$I_w = 1$$

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

$$C_d = 0.85$$

$$\frac{H}{D} = \frac{24}{15} = 1.6 \rightarrow C_p = -0.5$$

$$C_t = 1$$

$$C_e = \max \left\{ 0.7, 0.7 * \left(\frac{12}{12} \right)^{0.3} = 0.7 \right\} = 0.7$$

$$Z = \frac{H}{2} = \frac{24}{2} = 12m$$

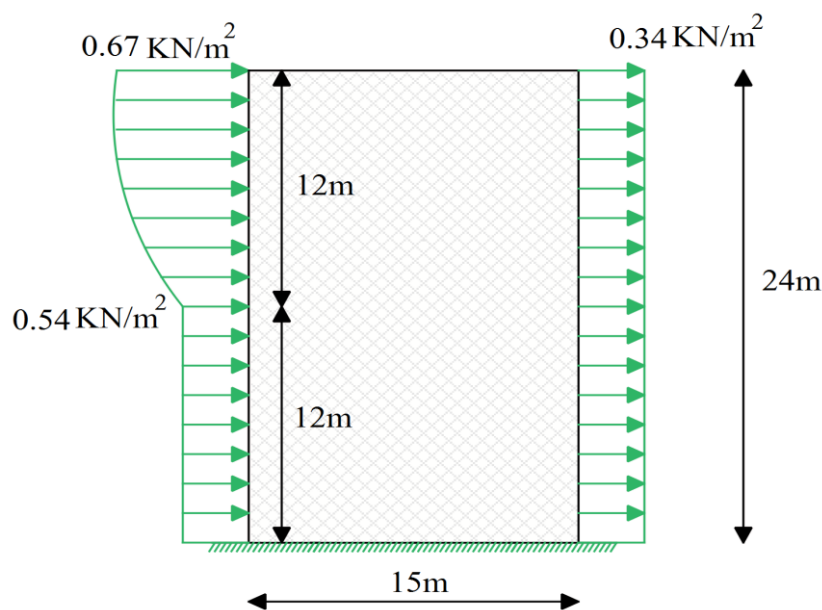
$$C_g = 2$$

در ادامه فشار خارجی ناشی از بار باد در سمت پشت به باد را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow P_{\text{پشت به باد}} = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d = 1 * 0.57 * 0.7 * 1 * 2 * (-0.5) * 0.85$$

$$\rightarrow P_{\text{پشت به باد}} = -0.34 \frac{KN}{m^2}$$

در نهایت داریم:



$$\rightarrow F_t = P_{\text{رو به باد تراز 12 متری}} * (24 * 15) + \frac{2}{3} * (P_{\text{رو به باد تراز بام}} - P_{\text{رو به باد تراز 12 متری}}) * 12 * 15$$

$$+ P_{\text{پشت به باد}} * (24 * 15)$$

$$\rightarrow F_t = 0.54 * (24 * 15) + \frac{2}{3} * (0.67 - 0.54) * 12 * 15$$

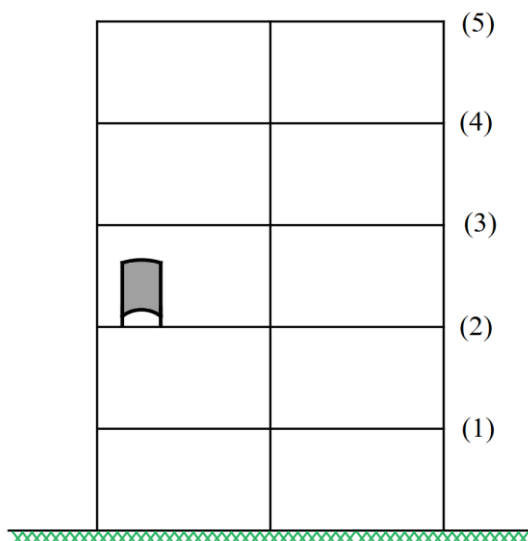
$$+ 0.34 * (24 * 15) \rightarrow F_t = 332.4 KN$$

پاسخ به گزینه 2 نزدیک تر می باشد.



سوال ۲۰

یک مخزن استوانه ای تجهیزات مکانیکی حاوی مواد مسموم کننده به جرم یک تن که تحت فشار نمی باشد، در طبقه دوم یک بیمارستان ۵ طبقه در شهر تهران نصب می گردد. ارتفاع طبقات ۴ متر و تیپ خاک III می باشد. مخزن صلب است و اتصالات آن شکل پذیری کمی دارد. نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت این مخزن به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ جرم مخزن استوانه ای در حالت بدون مواد مسموم کننده ۳ تن فرض شود. مرکز جرم مخزن ۲ متر بالاتر از کف طبقه فرض شود.



(۱) 30 KN

(۲) 90 KN

(۳) 60 KN

(۴) 15 KN

گزینه ۱ صحیح است.

سطح سوال: متوسط و نکته ای

حل: طبق بند ۴-۲-۱-۱ صفحه ۵۹ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

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

نام تجهیزات			a_p	R_{pu}
الف - تجهیزات برقی و مکانیکی				
سایر تجهیزات مکانیکی و برقی			۱	۱/۵

۴-۱-۱ 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 تنش‌های مجاز

باید این مقدار 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 سازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری

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 پایه

مقدار 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.

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

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله		
			کم	متوسط	زیاد
۲۸	تهران	تهران			بسیار زیاد
					*

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

۴-۱-۲ 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 $1/4$ و برای سایر اجزاء برابر $1/0$ 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 خطرزا 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



$$Z = (2 * 4) + 2 = 10m \leq H = 20m \quad \text{ok } \checkmark$$

$$H = 5 * 4 = 20m$$

$$\frac{Z}{H} = \frac{10}{20} = 0.5$$

$$W_p = (3 + 1) * 10 = 40 \text{ KN}$$

$$S = 1.75$$

$$A = 0.35$$

$$a_p = 1, \quad R_{Pu} = 1.5$$

$$I_p = 1.4$$

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

$$\rightarrow V_{Pu} = \frac{0.4 * 1 * 0.35 * (1 + 1.75) * 40 * 1.4}{1.5} (1 + 2 * 0.5) = 28.75 \text{ KN}$$

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

$$V_{Pu_{min}} = 0.3A(1 + S)W_pI_p = 0.3 * 0.35 * (1 + 1.75) * 40 * 1.4$$

$$V_{Pu_{min}} = 16.17 \text{ KN}$$

$$V_{Pu_{max}} = 1.6A(1 + S)W_pI_p = 1.6 * 0.35 * (1 + 1.75) * 40 * 1.4$$

$$V_{Pu_{max}} = 86.24 \text{ KN}$$

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

$$\rightarrow V_{Pu} = 28.75 \text{ KN}$$

پاسخ به گزینه ۱ نزدیک تر است.



چک پاسخ‌ها با شما

محاسبه درصد قبولیتون با ما

منتظر محاسبه آنلاین نمرتون در انتهای همین فایل باشید






سوال ۲۱

یک شمع بتنی درجا ریز، به قطر 700 mm و به عمق 6 m در خاک متراکم غیر چسبنده با وزن مخصوص خشک $18 \text{ kN} / \text{m}^3$ اجرا شده است. سطح آب زیرزمینی در عمق 10 m از سطح خاک است. در صورتی که براساس روابط معتبر $N_q^* = 50$ و $N_c^* = 85$ به دست آمده باشند با استفاده از روابط تحلیلی، ظرفیت باربری نوک شمع بر حسب مگاپاسکال به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(۱) 2.4

(۲) 3.6

(۳) 5.4

(۴) 1.8

گزینه ۳ صحیح است.

سطح سوال آسان

حل:

مطابق بند ۸-۶-۴-۱-۲-الف صفحه ۷۴ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰:

الف- ظرفیت باربری نوک شمع q_b را می توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$q_b = cN_c^* + \bar{q}N_q^*$$

(۵-۶-۷)

که در آن c چسبندگی خاک در اطراف و زیر نوک شمع و $\bar{q}$ تنش موثر قائم در تراز نوک شمع است.

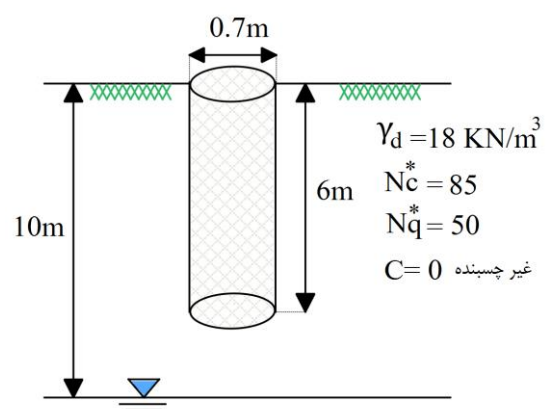
برای محاسبه N_c^* و N_q^* باید از روابط معتبری مانند "مایر هوف"، "وسیک"، "جانبو"، "کولهاوی" (مخصوص شمع های درجاریز) یا هر روش دیگری که در مراجع معتبر آمده است، استفاده نمود.

با توجه به پایین تر بودن سطح آب زیرزمینی از نوک شمع، در محاسبه ظرفیت باربری نوک شمع تاثیرگذار نخواهد بود. لذا تنش موثر در تراز نوک شمع برابرست با:

$$\bar{q} = \gamma_d h = 18 * 6 = 108 \text{ KN/m}^2$$

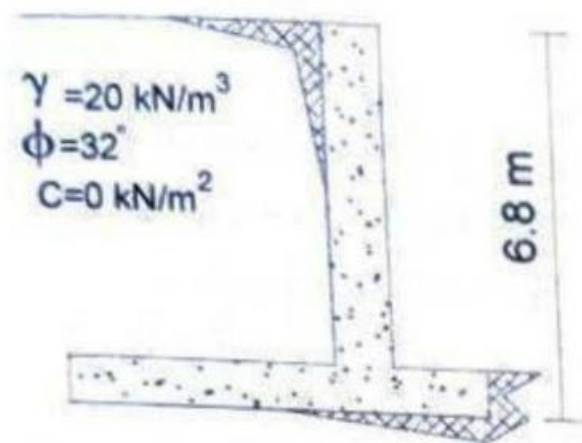
در نتیجه ظرفیت (تنش) باربری نوک شمع برابرست با:

$$q_b = cN_c^* + \bar{q}N_q^* = 0 * 85 + 108 * 50 = 5400 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 5.4 \text{ MPa}$$



سوال ۲۲

در طراحی دیوار حائل نشان داده شده برای شرایط بارگذاری لرزه ای از روش مونونابه - اکابه استفاده شده است. برای کنترل ضرایب اطمینان در برابر واژگونی و لغزش (روش تنش مجاز) در شرایط بارگذاری لرزه ای، لنگر واژگونی و نیروی رانش در تراز زیر شالوده به ترتیب $M_0 = 531 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$ و $F = 200 \text{ kN} / \text{m}$ محاسبه شده است. براساس این محاسبات ارتفاع نقطه اثر اضافه فشار دینامیکی از تراز زیر شالوده به کدام یک از گزینه های زیر نزدیکتر است؟ اطلاعات شامل وزن مخصوص، زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی روی شکل مشخص شده است. از آثار فشار مقاوم خاک جلوی شالوده دیوار صرف نظر شود.



(۱) 3.6 m

(۲) 4.2 m

(۳) 2.3 m

(۴) 4.5 m

گزینه ۱ صحیح است.

سطح سوال سخت

حل:

مطابق بند ۷-۵-۲-۴-۱ صفحه ۵۷ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰:

۷-۵-۲-۴-۱ در صورت وجود زلزله، فشار جانبی خاک را می توان از روش های شبه استاتیکی مانند روابط مونونابه - اکابه محاسبه و این مقادیر در محاسبات پایداری و سازه ای دیوار منظور شود. همچنین نقطه اثر اضافه فشار دینامیکی را می توان بین ۰/۴۵ تا ۰/۶ ارتفاع دیوار از پای دیوار در نظر گرفت. هر چه صلبیت دیوار کمتر باشد مقادیر بزرگتری برای نقطه اثر اختیار می شود.

۷-۵-۲-۴-۲ در شرایط بارگذاری زلزله اضافه فشار مقاوم با اثر مساعد در پایداری دیوار، نادیده گرفته شود.

از طرفی بر اساس بند ۷-۵-۲-۵-۳ صفحه ۵۸ در دیوارهای طره ای باید از فشار محرک خاک استفاده گردد:

۷-۵-۲-۵-۳ در دیوارهای طره ای یا دیوارهای سپری بدون مهار یا مهار شده با یک میل مهار از پشت باید از فشار خاک در حالت محرک با توزیع مثلی استفاده شود. چنانچه مهارهای پشت زیاد باشد (دیوار پشت بنددار)، می توان توزیع فشار خاک را با تحلیل های عددی یا روش های تجربی به دست آورد.

اکنون بر اساس بند ۷-۵-۲-۵-۷ صفحه ۵۹:



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

نیرو محرک لغزش دیوار در حالت تنش مجاز برابر با مجموع نیروی فشار محرک خاک در حالت استاتیکی (F_s) و نیروی اضافه فشار دینامیکی (F_d) خواهد بود (محاسبات را برای عرض یک متر از دیوار انجام می دهیم)

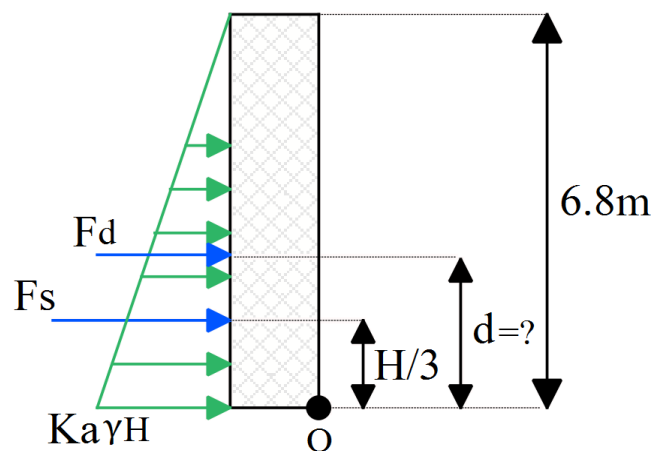
$$K_a = \frac{1 - \sin 32}{1 + \sin 32} = 0.307$$

بنابراین:

$$F = F_s + F_d = 200 \text{ KN} \rightarrow \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + F_d = 200 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \frac{1}{2} \times 0.307 \times 20 \times 6.8^2 + F_d = 200 \text{ KN} \rightarrow F_d = 58.04 \text{ KN}$$

همچنین لنگر محرک واژگونی در حالت تنش مجاز برابر با مجموع لنگر ناشی از فشار محرک خاک در حالت استاتیکی (M_s) و لنگر ناشی از نیروی اضافه فشار دینامیکی (M_d) حول پاشنه دیوار (نقطه O) خواهد بود (محاسبات را برای عرض یک متر از دیوار انجام می دهیم)



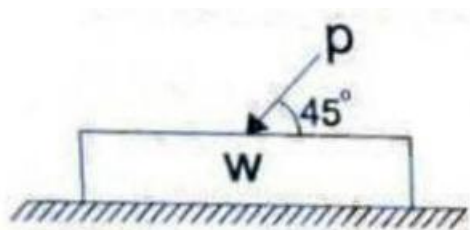
$$M_O = M_s + M_d = 531 \text{ KN.m} \rightarrow \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \times \frac{H}{3} + F_d \times d = 531 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \frac{1}{2} \times 0.307 \times 20 \times 6.8^2 \times \frac{6.8}{3} + 58.04 \times d = 531 \text{ KN.m} \rightarrow d = 3.6 \text{ m}$$



سوال ۲۳

یک شالوده منفرد پیش ساخته جهت نگهداری یک پایه با نیروی P (استاتیکی و بدون ضریب) مطابق شکل بر روی خاک زهکشی شده قرار داده شده است. در صورتی که زاویه اصطکاک داخلی خاک ۳۲° درجه باشد حداقل وزن پی برای کنترل لغزش به روش تنش مجاز به کدام یک از موارد زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید تنش در زیر شالوده همواره فشاری است.



$$W=1 P \quad (۱)$$

$$W=2 P \quad (۲)$$

$$W=1.5 P \quad (۳)$$

$$W=2.5 P \quad (۴)$$

گزینه ۲ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

مطابق بند ۷-۴-۲ قسمت الف-۳-۱-۱ صفحه ۴۱ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰:

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

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 درجا δ برابر با

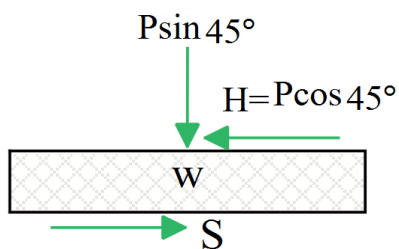
زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و در پی‌های با بتن پیش ساخته معادل $\frac{2}{3}\phi$ است.

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

از طرفی طبق جدول ۷-۴-۴ صفحه ۴۵ ضریب اطمینان در برابر لغزش باید حداقل $۱/۵$ باشد:

جدول ۷-۴-۴ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد- نواری)

نوع حالت حدی	برشی				تراوش	
	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی ساختمان	پایداری کلی	رگاب	فشار رو به بالا
ضریب اطمینان	۱/۵	۳	۱/۷۵	۱/۵	۴	۱/۵



اکنون خواهیم داشت:

$$P' = P \sin 45 + W = 0.707P + W$$

در نتیجه:

$$\frac{S}{H} \geq 1.5 \rightarrow \frac{P' \tan\left(\frac{2}{3}\varphi\right)}{P \cos 45} \geq 1.5 \rightarrow \frac{(0.707P + W) \tan\left(\frac{2}{3} \times 32\right)}{0.707P} \geq 1.5 \rightarrow W \geq 1.94P$$



سوال ۲۴

در کدام یک از گزینه های زیر، تحلیل گروه شمع با فرض خاک به صورت محیط پیوسته با استفاده از نرم افزارهای عددی صحت سنجی شده، ضروری نیست؟

(۱) ساختمان های ۹ طبقه با اهمیت متوسط

(۲) ساختمان های ۵ طبقه با اهمیت زیاد

(۳) ساختمان های ۴ طبقه با اهمیت بسیار زیاد

(۴) کلیه ساختمان های با اهمیت کم

گزینه ۴ صحیح است.

سطح سوال آسان

حل:

مطابق بند ۷-۶-۳-۳ صفحه ۸۱ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰:

۷-۶-۳-۳ علاوه بر تحلیل های بندهای ۷-۶-۳-۱ و ۷-۶-۳-۲ تحلیل گروه شمع با فرض خاک به صورت محیط پیوسته با استفاده از نرم افزارهای عددی صحت سنجی شده، در ساختمان های با اهمیت زیاد و بسیار زیاد و با تعداد طبقات بیشتر از ۳ طبقه و ساختمان های با اهمیت متوسط با تعداد طبقات بیشتر از ۸ طبقه ضروری است.

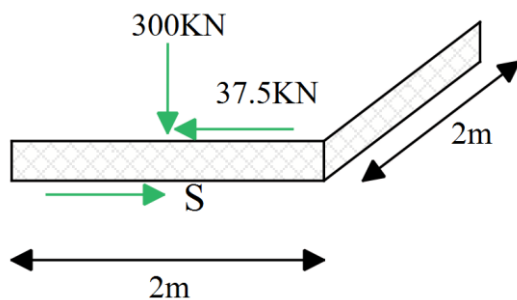
سوال ۲۵

یک شالوده سطحی مستطیلی به ابعاد ۲×۲ متر به صورت بتن درجا ساخته می شود. این شالوده بار قائم (ناشی از نیروی ستون به علاوه وزن شالوده و خاک روی آن) 300 kN و نیروی افقی 37.5 kN را تحمل می کند. در صورتی که از نیروی رانشی مقاوم خاک جلوی شالوده صرف نظر شود، تحت اثر بارهای ذکر شده ضریب اطمینان این شالوده منفرد در مقابل لغزش در شرایط استاتیکی و با روش تنش مجاز به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ کف زیرین پی افقی، خاک زیر شالوده در شرایط زهکشی نشده و مشخصات آن به صورت زیر است:

وزن مخصوص خاک 18 K N/m^3

چسبندگی زهکشی نشده 15 kPa

زاویه اصطکاک خارجی 30°



1.6 (۱)

1.5 (۲)

1.75 (۳)

2.0 (۴)

گزینه ۱ صحیح است.

سطح سوال آسان

حل:

مطابق بند ۷-۴-۲ قسمت الف-۳-۱-۲ صفحه ۴۱ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰:

$$S = A' \cdot C_u$$

الف-۳-۱-۲: خاک در شرایط زهکشی نشده

در این رابطه A' مساحت مؤثر سطح زیرین پی و C_u چسبندگی زهکشی نشده خاک می باشد.

در نتیجه خواهیم داشت:

$$FS = \frac{S}{H} = \frac{A' C_u}{H} = \frac{(2 \times 2) \times 15}{37.5} = \frac{60}{37.5} = 1.6$$



سوال ۲۶

در یک دیافراگم بتنی بر اساس بارگذاری ضریب دار مقدار f_{12} (نیروی برشی داخل صفحه) برابر 500 kN/m به دست آمده است. حداقل ضخامت قابل قبول دیافراگم از نوع دال بتنی توپر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید دیافراگم به صورت درجا اجرا می شود، بتن از نوع معمولی است و $f'_c = 30 \text{ MPa}$ است. کلیه ترکیبات بارگذاری، غیرلرزه ای فرض شوند.

(۱) 150 mm

(۲) 200 mm

(۳) 120 mm

(۴) 100 mm

گزینه ۲ صحیح است.

سطح سوال آسان

حل:

۹-۱۴-۵-۳-۲ ضریب کاهش مقاومت ϕ باید برابر با ۰/۷۵ در نظر گرفته شود؛ مگر در مواردی که بر اساس بند ۹-۷-۴، مقدار کمتری برای این ضریب معرفی شده باشد.

۹-۱۴-۵-۳-۴ در دیافراگم‌های درجا اجرا شده، ابعاد A_{cv} باید چنان انتخاب شوند که رابطه‌ی (۹-۱۴-۲) برقرار باشد:

$$V_u \leq 0.66\phi A_{cv}\sqrt{f'_c}$$

(۹-۱۴-۲)

محاسبات با فرض عمق دیافراگم برابر یک متر انجام شده است:

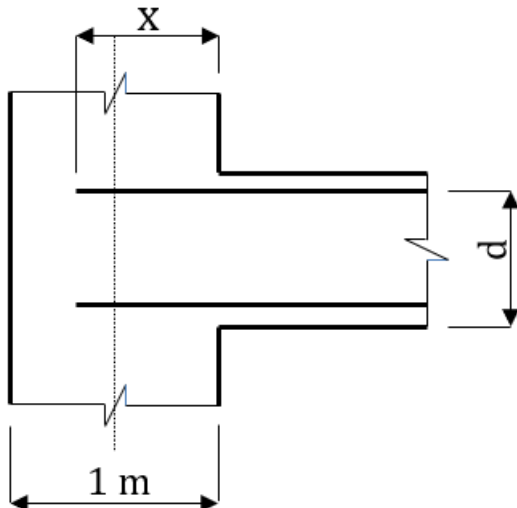
$$V_u \leq 0.66\phi A_{cv}\sqrt{f'_c}$$

$$500 \times 10^3 \leq 0.66 \times 0.75 \times (t \times 1000) \times \sqrt{30}$$

$$t \geq 184.42 \text{ mm}$$

سوال ۲۷

در اتصال تیر به ستون نشان داده شده از یک قاب خمشی بتن آرمه متوسط، اگر عمق موثر تیر (d) کوچکتر از 300 mm باشد، طول گیرایی میلگردهای مستقیم در کشش (میلگردهای بالا)، با در نظر گرفتن تمام عوامل موثر برابر 500 mm محاسبه شده است. اگر فقط عمق موثر $d = 400 \text{ mm}$ شود، ولی سایر شرایط تغییر نکند کمترین مقدار قابل قبول X به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ اجرای سازه کاملاً متعارف فرض شده و درصد میلگرد قابل قبول تلقی می شود.



(۱) 650 mm

(۲) 800 mm

(۳) 950 mm

(۴) 500 mm

گزینه ۱ صحیح است.

سطح سوال آسان

حل:

۳-۴-۵-۲۰-۹ آرماتورهای طولی که در ناحیه ی اتصال تیر به ستون قطع می شوند، باید تا وجه دورتر هسته ی ناحیه ی اتصال ادامه داشته، و طول گیرایی آن ها برای کشش مطابق بند ۵-۵-۶-۲۰-۹ و برای فشار مطابق بند ۸-۳-۲۱-۹ محاسبه شود.

۵-۵-۶-۲۰-۹ طول گیرایی میلگردهای کششی

۱-۵-۵-۶-۲۰-۹ طول گیرایی میلگردها، l_{dh} ، که به قلاب استاندارد ختم شده اند، باید با استفاده از رابطه ی (۱-۲۰-۹) محاسبه شود؛ ولی نباید کمتر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی متر اختیار گردد.

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c}) \quad (۱-۲۰-۹)$$

۲-۵-۵-۶-۲۰-۹ قلاب میلگرد تیرها باید در هسته ی محصور شده ی ستون ها و یا در اجزای لبه ی دیوارها مهار شده، و خم آن ها به طرف داخل ناحیه ی اتصال باشد.

۳-۵-۵-۶-۲۰-۹ طول گیرایی میلگردهای مستقیم در کشش، l_d ، با قطر کوچکتر از ۳۶ میلی متر، باید برابر با بزرگترین دو مقدار (الف) و (ب) در نظر گرفته شود:

الف- در مواردی که حداکثر ۳۰۰ میلی متر بتن در یک مرحله در زیر میلگرد ریخته شده باشد: ۲/۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلاب دار، l_{dh} ، در رابطه ی (۱-۲۰-۹).

ب- در مواردی که بیش تر از ۳۰۰ میلی متر بتن در یک مرحله در زیر میلگرد ریخته شده باشد: ۳/۲۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلاب دار، l_{dh} ، در رابطه ی (۱-۲۰-۹).



حالت اول:

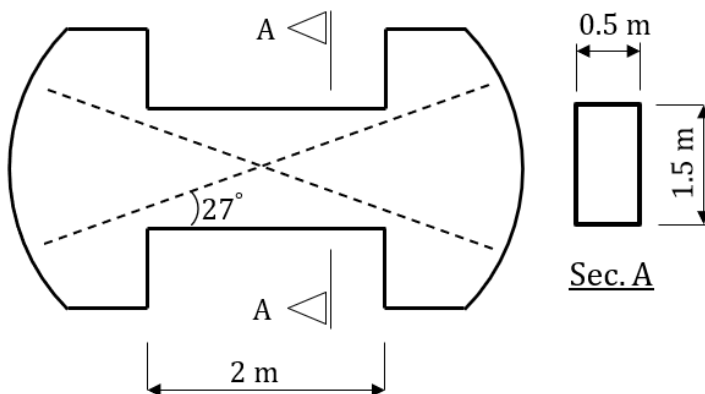
$$d < 300 \text{ mm} \rightarrow l_d = \frac{2.5f_y d_b}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} = 500 \text{ mm} \rightarrow \frac{f_y d_b}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} = \frac{500}{2.5} = 200$$

حالت دوم:

$$d = 400 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \rightarrow l_d = \frac{3.25f_y d_b}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} = 3.25 \times 200 = 650 \text{ mm}$$

سوال ۲۸

در یک ترکیب بارگذاری شامل بارهای لرزه ای، قدرمطلق لنگرهای خمشی ضریب دار در سمت راست و چپ تیر هم بند نشان داده شده (مربوط به یک دیوار برشی بتن آرمه هم بسته با شکل پذیری زیاد) در شکل به ترتیب $M_{uR} = 2100 \text{ kN.m}$ و $M_{uL} = 1500 \text{ kN.m}$ است. اگر این لنگرها انحناء دوطرفه در تیر هم بند ایجاد کرده باشند، مساحت کل هر گروه از آرماتورهای قطری مورد نیاز در این ترکیب بارگذاری به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ رده بتن و میلگرد به ترتیب C35 و S400 بوده و زاویه آرماتورهای قطری و محور طولی تیر ۲۷ درجه فرض می شود. از وزن تیر هم بند و بارهای ثقلی وارد بر آن صرف نظر و بتن را معمولی فرض کنید.



6000 mm² (۱)

1000 mm² (۲)

3000 mm² (۳)

4500 mm² (۴)

گزینه ۱ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

۴-۵-۷-۲۰-۹ در تیرهای همبندی که با دو گروه آرماتورهای متقاطع و متقارن نسبت به مرکز تیر، تقویت شده اند، باید دو بند (الف) و (ب) و یکی از بندهای (پ) یا (ت) را رعایت نمود؛ در این حالت نیازی به رعایت بند ۹-۱۱-۸ نمی باشد.

الف - V_n از رابطه ی زیر محاسبه گردد:

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (۱۳-۲۰-۹)$$

در رابطه ی فوق، α زاویه ی بین آرماتورهای قطری و محور طولی تیر همبند می باشد.

ت- در اتصالات تیر- ستون قاب های خمشی ویژه و نیز در تیرهای همبندی که با فولاد گذاری قطری مسلح شده اند، در برش $\phi = 0.85$ منظور می شود.

$$V_u = \frac{M_{uR} + M_{uL}}{L_n} = \frac{2100 + 1500}{2} = 1800 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi V_n = \phi \times \min \left\{ \begin{array}{l} 2A_{vd}f_y \sin \alpha \\ 0.83A_{cw}\sqrt{f'_c} \end{array} \right.$$

$$1800 \times 10^3 \leq 0.85 \times \min \left\{ \begin{array}{l} 2A_{vd} \times 400 \times \sin 27 \\ 0.83 \times (500 \times 1500) \times \sqrt{35} \end{array} \right.$$

$$1800 \times 10^3 \leq 0.85 \times 2A_{vd} \times 400 \times \sin 27 \rightarrow A_{vd} \geq 5830.65 \text{ mm}^2$$



سوال ۲۹

در یک قاب خمشی بتنی با شکل پذیری زیاد، طراحی یک ستون با ابعاد مقطع 600×600 میلی متر و ارتفاع آزاد 6 متر، نشان می دهد چنانچه میلگردهای عرضی ناحیه بحرانی (l_0) در کل ارتفاع ستون قرار داده شود، تمام ضوابط و الزامات طراحی بدون کوچکترین محافظه کاری تامین می شود و این در حالی است که برش ناشی از بارهای غیرلرزه ای در این ستون در حد صفر بوده و در تمام ترکیبات بارگذاری برای طراحی، بیشترین بار محوری فشاری ضریب دار شامل اثرات زلزله (حتی اگر اثرات زلزله تشدید یافته در نظر گرفته شود)، $(P_u)_{\max} = 800 \text{ kN}$ است. در کدام یک از گزینه های زیر به یکی از نتایج مختلفی که با این اطلاعات می توان رسید اشاره شده است؟ میلگردهای طولی ستون در طبقه مورد نظر فاقد وصله پوششی هستند. رده بتن و میلگرد C25 و S400 است (بتن معمولی است).

(۱) قطعا در یکی از ترکیبات بارگذاری ستون، تحت کشش محوری ضریب دار بیش از $P_u = 210 \text{ kN}$ بوده است.

(۲) ستون در طبقه مورد نظر مستقیما زیر دیوارهای منقطع طبقه بالایی خود قرار دارد.

(۳) قطعا ترکیبات بار مورد اشاره در صورت مسئله شامل اثرات زلزله تشدید یافته نیز بوده است.

(۴) در تمام ترکیبات بارگذاری (طراحی) بار محوری ستون فشاری و مقدار آن بیش از $P_u = 450 \text{ kN}$ بوده است.

گزینه ۴ صحیح است.

سطح سوال سخت

حل:

۹-۲۰-۶-۳-۷ در ستون هایی که عکس العمل اعضای سخت ناپیوسته را تحمل می کنند، مانند ستون های واقع در زیر دیوارهای منقطع، باید آرماتورهای عرضی ویژه مطابق ضوابط (الف) و (ب) به کار برده شوند:

الف- در مواردی که بار محوری فشاری ضریب دار ستون در اثر زلزله از $0.10A_g f'_c$ تجاوز نماید، باید از آرماتورهای عرضی مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۵ در تمام طول ستون و در کلیه طبقات در زیر سطحی که در آن ناپیوستگی رخ می دهد، استفاده شود. در مواردی که از اثرات زلزله تشدید یافته برای لحاظ نمودن اثرات اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده باشد، محدودیت $0.10A_g f'_c$ باید به $0.25A_g f'_c$ افزایش داده شود.

۹-۲۰-۶-۳-۲ در ستون ها، در حالتی که هر دو شرط (الف) و (ب) این بند برقرار باشند، به منظور طراحی آرماتورهای عرضی در محدوده 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 یا حداقل نصف مقاومت برشی مورد نیاز در محدوده l_0 باشد.

ب- نیروی محوری فشاری ضریب دار، P_u ، که شامل اثرات زلزله می باشد، از $0.05A_g f'_c$ کم تر باشد.

۵-۴-۶-۲۰-۹ در صورتی که تنش‌های محوری ایجاد شده از ترکیب‌های بارهای ضریب‌داری که شامل اثرات E هستند از $0.10A_g f'_c$ کم‌تر باشند، می‌توان در ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه، و نیز در ستون‌هایی که در بالای اتصال امتداد نمی‌یابند در قاب‌های چند طبقه، رابطه‌ی (۱۰-۲۰-۹) را رعایت نمود. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه‌ی بند ۶-۴-۶-۲۰-۹ را تأمین کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه‌ی بند ۳-۴-۶-۲۰-۹ نمی‌شوند.

۶-۴-۶-۲۰-۹ در ستون‌هایی که مطابق بندهای ۴-۴-۶-۲۰-۹ و ۵-۴-۶-۲۰-۹ عضوی از سیستم باربر لرزه‌ای محسوب می‌شوند، باید میلگرد گذاری عرضی ویژه در تمام طول آن‌ها رعایت شود.

$$(P_u)_{\max} = 800 \text{ kN} \leq 0.1A_g f'_c = 0.1 \times 600 \times 600 \times 25 \times 10^{-3} = 900 \text{ kN}$$

$$(P_u)_{\max} = 800 \text{ kN} \leq 0.25A_g f'_c = 0.25 \times 600 \times 600 \times 25 \times 10^{-3} = 2250 \text{ kN}$$

شرط بند ۷-۳-۳-۶-۲۰-۹ الف برقرار نمی‌باشد بنابراین گزینه ۲ صحیح نمی‌باشد.

از طرفی بند ۲-۴-۳-۶-۲۰-۹ ب شرطی را برای اینکه مقدار V_c را در ناحیه بحرانی برابر صفر قرار دهیم آورده است و این موضوع می‌تواند مقدار فاصله آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی و غیربحرانی را متفاوت کند بنابراین می‌توانیم نتیجه بگیریم که این شرط نباید برقرار باشد. پس خواهیم داشت:

$$P_u \geq 0.05A_g f'_c = 0.05 \times 600 \times 600 \times 25 \times 10^{-3} = 450 \text{ kN}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح می‌باشد.

همچنین ممکن است ستون با توجه به بند ۵-۴-۶-۲۰-۹ ضابطه تیر ضعیف ستون قوی را رعایت نکند بنابراین مطابق بند ۶-۴-۶-۲۰-۹ باید میلگرد گذاری ویژه در تمام طول آن رعایت شود.

$$P_u < 0.1A_g f'_c = 0.1 \times 600 \times 600 \times 25 \times 10^{-3} = 900 \text{ kN} \quad \text{ok}$$



سوال ۳۰

دو حالت در نظر بگیرید. در حالت اول یک ستون فولادی با مقطع جعبه ای با ابعاد بیرونی 450×450 میلی متر، با کف ستونی به ابعاد 650×650 میلی متر (هم مرکز با ستون) روی شالوده گسترده با عمق موثر $d = 1 \text{ m}$ قرار دارد. در حالت دوم یک ستون بتنی با مقطع مربع به ابعاد 500×500 میلی متر روی شالوده گسترده با عمق موثر $d = 1.1 \text{ m}$ قرار دارد. در هر دو حالت ستون ها میانی (با فاصله زیاد از لبه های شالوده) بوده و فقط تحت نیروی محوری فشاری قرار دارند. با فرض یکسان بودن مقاومت مشخصه بتن شالوده در هر دو حالت و در غیاب میلگردهای برشی، کدام یک از گزینه های زیر در مورد مقاومت برشی دوطرفه اسمی شالوده صحیح است؟ فرض کنید اتصال ستون به کف ستون از طریق جوش شیار با نفوذ کامل و بدون استفاده از هر گونه سخت کننده صورت گرفته است.

(۱) مقاومت برشی دوطرفه اسمی شالوده در هر دو حالت به میزان بار محوری فشاری ستون بستگی دارد و بدون داشتن مقادیر آنها نمی توان اظهار نظر نمود.

(۲) مقاومت برشی دوطرفه اسمی شالوده در حالت اول بیشتر از حالت دوم است.

(۳) مقاومت برشی دوطرفه اسمی شالوده در هر دو حالت یکسان است.

(۴) مقاومت برشی دوطرفه اسمی شالوده در حالت اول کمتر از حالت دوم است.

گزینه ۴ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

۹-۸-۳ مقاومت برشی دو طرفه ی تامین شده توسط بتن

۹-۸-۳-۱ مقاومت برشی بتن برای اعضای دو طرفه ی که در آنها از آرماتور برشی استفاده نشده باشد، کمترین مقداری است که از سه رابطه ی زیر تعیین می شود.

$$v_c = 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (9-8-20 \text{ الف})$$

$$v_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (9-8-20 \text{ ب})$$

$$v_c = 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (9-8-20 \text{ پ})$$

در رابطه های فوق، β نسبت وجه بزرگ به وجه کوچک مقطع ستون است. هم چنین مقدار α_s برای ستون های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر با ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می شود. به علاوه λ ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه ی (۹-۸-۱۴) تعیین می شود.

۹-۱۵-۲-۵ در طراحی شالوده های سطحی می توان از ضریب تاثیر عمق برای مقاومت برشی

یک طرفه و مقاومت برشی دو طرفه صرف نظر نمود.



۹-۸-۵-۲ مقاطع بحرانی برای برش دو طرفه

۹-۸-۵-۱-۲ مقطع بحرانی برای برش دو طرفه، سطح جانبی منشوری است که وجوه آن موازی با نیروی برشی بوده و محل آن‌ها باید طوری در نظر گرفته شود که محیط قاعده‌ی آن، b_0 حداقل باشد؛ ولی لازم نیست فاصله‌ی وجوه منشور از هر یک از موارد زیر کمتر از $0.5d$ در نظر گرفته شود.

حالت اول:

$$\lambda_s = 1$$

$$d = 1000 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = 40$$

$$\beta = \frac{650}{650} = 1$$

$$b_0 = 4 \times \left(650 + 2 \times \frac{1000}{2} \right) = 6600 \text{ mm}$$

$$V_c = \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d \times \min \begin{cases} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \\ 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \end{cases}$$

$$= 1 \times \lambda \sqrt{f'_c} \times 6600 \times 1000 \times \min \begin{cases} 0.33 \\ 0.17 \times \left(1 + \frac{2}{1} \right) = 0.51 \\ 0.083 \times \left(2 + \frac{40 \times 1000}{6600} \right) = 0.669 \end{cases}$$

$$V_c = 1 \times \lambda \sqrt{f'_c} \times 6600 \times 1000 \times 0.33 = 2178000 \times \lambda \sqrt{f'_c}$$

حالت دوم:

$$\lambda_s = 1$$

$$d = 1100 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = 40$$

$$\beta = \frac{500}{500} = 1$$

$$b_0 = 4 \times \left(500 + 2 \times \frac{1100}{2} \right) = 6400 \text{ mm}$$



$$V_c = \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d \times \min \begin{cases} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \\ 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \end{cases}$$

$$= 1 \times \lambda \sqrt{f'_c} \times 6400 \times 1100 \times \min \begin{cases} 0.33 \\ 0.17 \times \left(1 + \frac{2}{1} \right) = 0.51 \\ 0.083 \times \left(2 + \frac{40 \times 1100}{6400} \right) = 0.737 \end{cases}$$

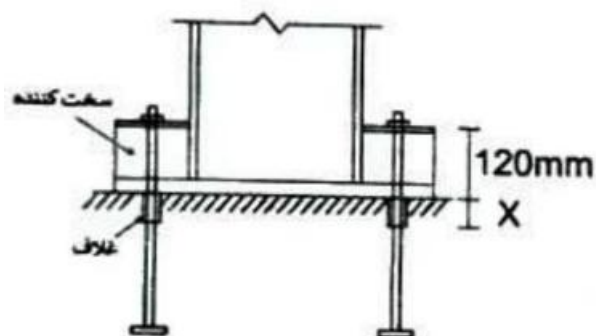
$$V_c = 1 \times \lambda \sqrt{f'_c} \times 6400 \times 1100 \times 0.33 = 2323200 \times \lambda \sqrt{f'_c}$$

$$V_{c_1} = 2178000 \times \lambda \sqrt{f'_c} < V_{c_2} = 2323200 \times \lambda \sqrt{f'_c}$$



سوال ۳۱

در کف ستون شکل زیر فرض نمائید میل مهارها برای نیروی زلزله تشدید یافته و یا برای آثار اضافه مقاومت مصالح و سخت شوندگی کرنشی طراحی نشده اند و نیز مقاومت وابسته به بتن بیش از مقاومت فولاد مهار است. اگر حدوداً 30 درصد نیروی کششی مهارها مربوط به نیروی زلزله باشد، بر اساس همین اطلاعات، برای تامین رفتار شکل پذیر مهارهای با قطر 25 mm، حداقل مقدار قابل قبول X به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟



100 mm (۱)

80 mm (۲)

120 mm (۳)

150 mm (۴)

گزینه ۲ صحیح است.

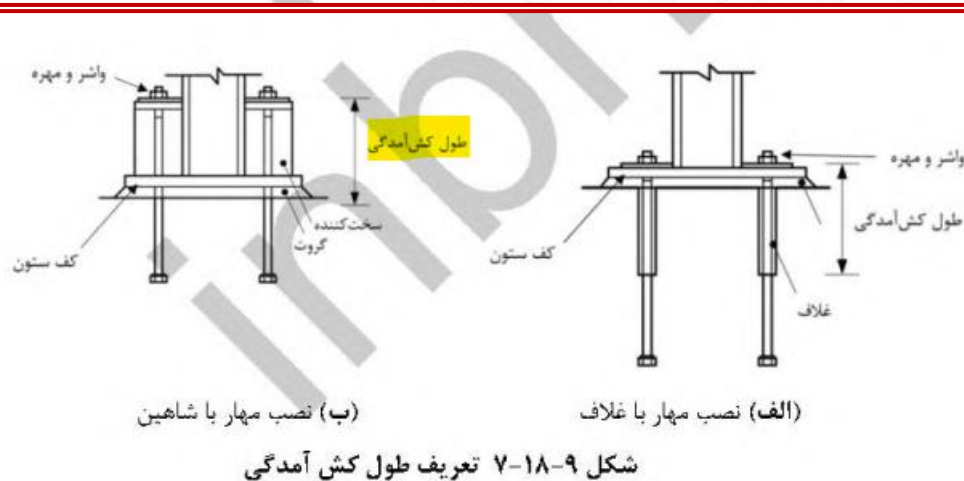
سطح سوال آسان

حل:

۹-۱۸-۸-۲-۲ در مواردی که مولفه‌ی کششی بار زلزله روی مهار تکی یا گروهی، بیش‌تر از ۲۰ درصد کل بار کششی روی مهار در همان ترکیب بار باشد، طراحی مهارها و ملحقات آن‌ها باید یکی از بندهای (الف) تا (ت) زیر را تامین نماید.

الف- در مهارهای تکی، مقاومت وابسته به بتن (مقاومت حالات گسیختگی بتن) باید بیش‌تر از مقاومت فولاد مهار باشد. در مهارهای گروهی نسبت بار کششی وارده به مهاری که بیش‌ترین تنش را تحمل می‌کند به مقاومت فولاد آن مهار، باید بیش‌تر یا مساوی نسبت بار وارده به کلیه‌ی مهارهای کششی آن گروه به مقاومت وابسته به بتن در آن مهارها باشد. در این حالت شرایط زیر باید تامین شوند

- ۱- مقاومت فولاد مهار باید $1/2$ برابر مقاومت اسمی آن در نظر گرفته شود.
- ۲- مقاومت وابسته به بتن باید مقاومت اسمی تلقی شده و برای محاسبه‌ی آن باید اثرات گسیختگی مخروطی بتن، بیرون کشیدگی، بیرون زدگی جانبی بتن و مقاومت پیوستگی، هر کدام که حاکم باشد، منظور شوند. در محاسبه‌ی مقاومت بیرون کشیدگی برای مهارهای گروهی، نسبت بار به مقاومت باید برای مهار با بیش‌ترین تنش محاسبه شود. مقاومت کششی وابسته به بتن مجموعه‌ی مهار در طراحی، باید بر اساس ضرایب کاهش مقاومت بند ۹-۱۸-۳ و حالات گسیختگی بند ۹-۱۸-۴، با فرض ترک خوردگی بتن تعیین شود؛ مگر آن که بتوان نشان داد که بتن ترک نخورده است، که در این صورت مقاومت متناظر با حالات گسیختگی را میتوان با فرض ترک نخوردن بتن محاسبه نمود.
- ۳- برای تامین رفتار شکل پذیر در مهارها، انتقال نیروی کششی باید توسط مهار فولادی شکل‌پذیر با طول کش آمدگی حداقل ۸ برابر قطر مهار مطابق شکل ۹-۱۸-۷ تامین شود؛ مگر آن که طول دیگری بر اساس نتایج تحلیل منظور شود.



$$\frac{N_{Ea}}{N_{ua}} = 0.3 > 0.2$$

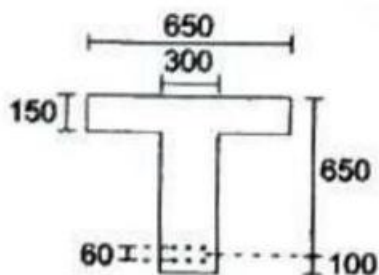
$$8 \times 25 = 200 \text{ mm} = \text{مهار قطر} \times 8 = \text{آمدگی کش طول حداقل}$$

$$x + 120 \geq 200 \rightarrow x \geq 80 \text{ mm}$$



سوال ۳۲

در تیر T منفرد شکل زیر اگر از اثر آرماتورهای ناحیه فشاری در مقاومت خمشی مثبت تیر صرف نظر شود و بال و جان تیر یکپارچه ریخته شده باشند، مقدار ϵ_t هنگامی که کرنش در بتن به 0.003 می رسد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ بتن از نوع معمولی و C20 و میلگردها S400 هستند. ابعاد روی شکل بر حسب میلی متر هستند. میلگردهای کششی $6\phi 32$ و میلگردهای ناحیه فشاری و خاموت ها در شکل نشان داده نشده اند.



(۱) 0.0055

(۲) 0.0069

(۳) 0.0050

(۴) 0.0025

گزینه ۱ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

۲-۲-۸-۹ فرضیات طراحی

۱-۲-۲-۸-۹ در هر مقطع لازم است تعادل بین نیروهای موثر برقرار گردد.

۲-۲-۲-۸-۹ کرنش در تارهای مقطع بتنی و نیز در فولادها به صورت خطی متناسب با فاصله‌ی آن تار یا فولاد از محور خنثی تعیین می‌شود.

۳-۲-۲-۸-۹ کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن برابر با 0.003 در نظر گرفته می‌شود.

۴-۲-۲-۸-۹ از مقاومت کششی بتن در مقطع صرف نظر می‌گردد.

۵-۲-۲-۸-۹ 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 ۶-۲-۲-۸-۹ استفاده نمود.

۶-۲-۲-۸-۹ 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.

$$a = \beta_1 c \quad (2-8-9)$$

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:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{برای } 17 \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \quad (2-8-9 \text{ الف})$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f'_c - 28) \geq 0.65 \quad \text{برای } f'_c > 28 \text{ MPa} \quad (2-8-9 \text{ ب})$$

۷-۲-۲-۸-۹ 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.

$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{0.022}{7}(f'_c - 55) \geq 0.7 \quad (4-8-9)$$

۸-۲-۲-۸-۹ 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.



if $a > 150 \text{ mm}$

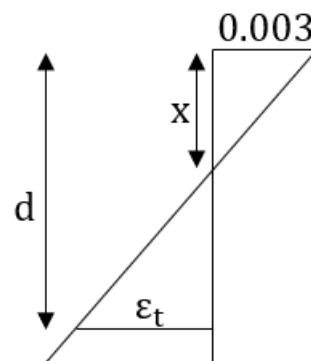
$$A_s f_y = \alpha_1 f'_c A_c \rightarrow 6 \times \pi \times \frac{32^2}{4} \times 400 = 0.85 \times 20 \times (150 \times 650 + (a - 150) \times 300) \rightarrow a = 203.5 \text{ ok}$$

$$a = \beta_1 x \rightarrow x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{203.5}{0.85} = 239.4 \text{ mm}$$

$$d = 650 + \frac{60}{2} = 680 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_t}{d - x} = \frac{0.003}{x}$$

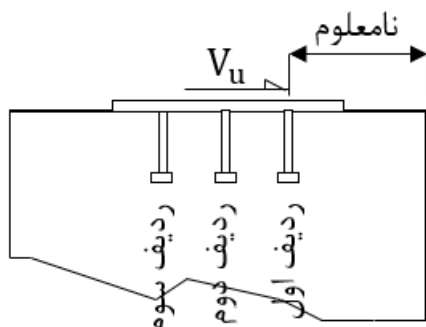
$$\frac{\epsilon_t}{680 - 239.4} = \frac{0.003}{239.4} \rightarrow \epsilon_t = 0.00552$$





سوال ۳۳

برای اتصال یک عضو فولادی به یک عضو بتنی، از مهارهای گروهی تعبیه شده از نوع گل میخ استفاده خواهد شد. چنانچه نیروی اعمالی به مهارها فقط و فقط برشی، در جهت نشان داده شده باشد، کدام یک از گزینه های زیر در رابطه با مسائل مرتبط با حالت های گسیختگی مهارها در برش درست است؟ مهارها به نحوی به ورق اتصال جوش شده اند که امکان توزیع بار بین تمام آنها وجود دارد. در هر ردیف، دو گل میخ وجود دارد.



- (۱) همواره گل میخ های ردیف دوم، سهم بیشتری از نیروی برشی وارد شده داشته و بحرانی ترند.
- (۲) همواره گل میخ های ردیف اول، سهم بیشتری از نیروی برشی وارد شده داشته و بحرانی تر از سایر گل میخ ها هستند.
- (۳) برای کنترل کامل الزامات طراحی برای بارهای برشی، همواره محاسبه مقاومت گسیختگی مخروطی بتن مهار در کشش نیز الزامی است.
- (۴) چنانچه نیروی برشی وارد شده (V_u) دائمی نباشد، برای کنترل الزامات طراحی برای بارهای برشی، محاسبه مقاومت گسیختگی مخروطی بتن مهار در کشش الزامی نیست.

گزینه ۳ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

در محاسبه مقاومت قلوه کن شدن بتن برای مهار در برش در همه حالات باید مقدار مقاومت گسیختگی مخروطی بتن مهار در کشش را بدست بیاوریم.



۳-۵-۱۸-۹ مقاومت قلوه کن شدن بتن برای مهار در برش

۱-۳-۵-۱۸-۹ مقاومت اسمی قلوه کن شدن V_{cp} برای مهار تکی یا V_{cpg} برای مهار گروهی، باید به صورت زیر محاسبه شود:

الف- برای مهارهای تکی

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} \quad (۳۱-۱۸-۹)$$

برای مهارهای تعبیه شده، انبساطی و زیر چاکی، N_{cp} باید برابر با N_{cb} از رابطه (۳-۱۸-۹) الف)، و برای مهار چسبی، N_{cp} باید برابر با کمترین دو مقدار N_a از رابطه (۱۳-۱۸-۹) و N_{cb} از رابطه (۳-۱۸-۹) الف) در نظر گرفته شود.

ب- برای مهارهای گروهی

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg} \quad (۳۲-۱۸-۹)$$

برای مهارهای تعبیه شده، انبساطی و زیر چاکی، N_{cpg} باید برابر با N_{cbg} از رابطه (۳-۱۸-۹) ب)، و برای مهار چسبی، N_{cpg} باید برابر با کمترین دو مقدار N_{ag} از رابطه (۱۴-۱۸-۹) و N_{cbg} از

رابطه (۳-۱۸-۹) ب) در نظر گرفته شود.

متغیر k_{cp} در رابطه های فوق، در مواردی که h_{ef} کمتر از ۶۵ میلی متر است برابر با ۱/۰، و در مواردی که h_{ef} بیش تر یا مساوی ۶۵ میلی متر است برابر با ۲/۰ منظور می شود.

۲-۴-۱۸-۹ مقاومت گسیختگی مخروطی بتن مهار در کشش

۱-۲-۴-۱۸-۹ مقاومت اسمی گسیختگی مخروطی بتن مهار در کشش، N_{cb} برای مهارهای تکی، یا N_{cbg} برای مهارهای گروهی، نباید از مقادیر زیر بیش تر در نظر گرفته شود.

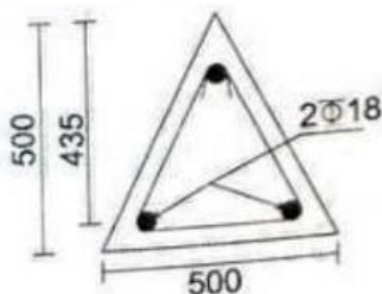
$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (الف-۳-۱۸-۹)$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (ب-۳-۱۸-۹)$$



سوال ۳۴

یک تیر بتنی دارای مقطع شکل زیر است. مقاومت خمشی اسمی این تیر برای لنگر مثبت به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ از اثر میلگردهای ناحیه فشاری بر مقاومت خمشی اسمی صرف نظر کنید. بتن از نوع معمولی و C25 و میلگردها S400 هستند. در شکل ابعاد به میلی متر است. میلگردهای تحتانی تحت کشش قرار دارند.



(۱) 65 kN.m

(۲) 80 kN.m

(۳) 75 kN.m

(۴) 70 kN.m

گزینه ۴ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

۲-۲-۸-۹ فرضیات طراحی

۱-۲-۲-۸-۹ در هر مقطع لازم است تعادل بین نیروهای موثر برقرار گردد.

۲-۲-۲-۸-۹ کرنش در تارهای مقطع بتنی و نیز در فولادها به صورت خطی متناسب با فاصله‌ی آن تار یا فولاد از محور خنثی تعیین می‌شود.

۳-۲-۲-۸-۹ کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن برابر با 0.003 در نظر گرفته می‌شود.

۴-۲-۲-۸-۹ از مقاومت کششی بتن در مقطع صرف نظر می‌گردد.

۵-۲-۲-۸-۹ 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 ۶-۲-۲-۸-۹ استفاده نمود.

۶-۲-۲-۸-۹ 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.

$$a = \beta_1 c \quad (2-8-9)$$

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:

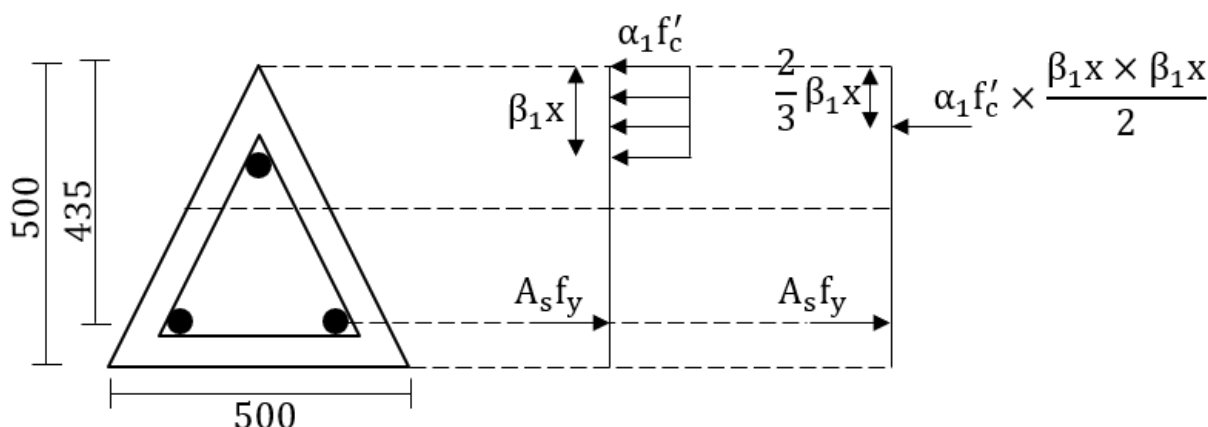
$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{برای } 17 \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \quad (\text{الف-۳-۸-۹})$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f'_c - 28) \geq 0.65 \quad \text{برای } f'_c > 28 \text{ MPa} \quad (\text{ب-۳-۸-۹})$$

۷-۲-۲-۸-۹ 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.

$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{0.022}{7}(f'_c - 55) \geq 0.7 \quad (\text{۴-۸-۹})$$

۸-۲-۲-۸-۹ 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.



$$A_s f_y = \alpha_1 f'_c \times \frac{\beta_1 x \times \beta_1 x}{2} \rightarrow 2 \times \pi \times \frac{18^2}{4} \times 400 = 0.85 \times 25 \times \frac{0.85x \times 0.85x}{2} \rightarrow x$$

$$= 162.85 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s f_y \times \left(d - \frac{2}{3} \beta_1 x \right) = 2 \times \pi \times \frac{18^2}{4} \times 400 \times \left(435 - \frac{2}{3} \times 0.85 \times 162.85 \right) \times 10^{-6} = 69.77 \text{ kN.m}$$

سوال ۳۵

در صورتی که مقاومت طراحی برش داخل صفحه بتن یک دیافراگم برابر $\phi V_c = 190 \text{ kN/m}$ و کل نیروی برش طراحی آن $V_u = 2\phi V_c$ باشد، حداقل نسبت آرماتور توزیع شده لازم این دیافراگم به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی درجا C25 و فولاد S300 است.

(۱) $\rho_t = 0.0038$

(۲) $\rho_t = 0.0028$

(۳) $\rho_t = 0.0018$

(۴) $\rho_t = 0.0048$

گزینه ۲ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

۹-۱۴-۵-۳-۲ ضریب کاهش مقاومت ϕ باید برابر با ۰/۷۵ در نظر گرفته شود؛ مگر در مواردی که بر اساس بند ۹-۷-۴، مقدار کمتری برای این ضریب معرفی شده باشد.

۹-۱۴-۵-۳-۳ در دیافراگم‌هایی که کاملاً درجا اجرا شده‌اند، مقدار V_n باید با استفاده از رابطه‌ی (۱-۱۴-۹) تعیین شود.

$$V_n = A_{cv} (\lambda \times 0.17 \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (1-14-9)$$

۹-۱۴-۵-۳-۴ در دیافراگم‌های درجا اجرا شده، ابعاد A_{cv} باید چنان انتخاب شوند که رابطه‌ی (۲-۱۴-۹) برقرار باشد:

$$V_u \leq 0.66 \phi A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (2-14-9)$$

محاسبات با فرض عمق دیافراگم برابر یک متر انجام شده است:

$$V_n = A_{cv} (0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

$$\phi V_c = 190 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\phi V_c = \phi \times A_{cv} \times 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} \rightarrow A_{cv} = \frac{190 \times 10^3}{0.75 \times 0.17 \times 1 \times \sqrt{25}} = 298.04 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$V_u = 2\phi V_c$$

$$V_u \leq \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$2\phi V_c \leq \phi V_c + \phi A_{cv} \rho_t f_y \rightarrow \phi V_c \leq \phi A_{cv} \rho_t f_y$$



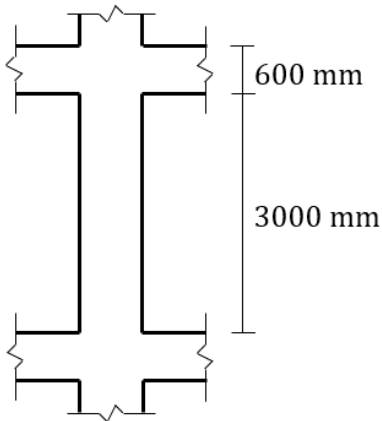
$$\rightarrow 190 \times 10^3 \leq 0.75 \times 298.04 \times 10^3 \times \rho_t \times 300$$

$$\rightarrow \rho_t \geq 0.002833$$

$$V_u = 2\phi V_c = 2\phi A_{cv} \times 0.17\lambda \sqrt{f'_c} = 0.34\phi A_{cv} \sqrt{f'_c} \leq 0.66\phi A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad \text{ok}$$

سوال ۳۶

یک ستون میانی بتنی از قاب خمشی با شکل پذیری زیاد مطابق شکل ارائه شده است. مقدار برش ستون ناشی از تحلیل برای بارهای لرزه ای برابر $V_u = 320 \text{ kN}$ ، بیشترین لنگر خمشی مقاوم محتمل ستون برابر $M_{prc} = 850 \text{ kN.m}$ و لنگر خمشی مقاوم محتمل تیرهای متصل به ستون برابر $M_{prb} = \pm 700 \text{ kN.m}$ تعیین شده است. نیروی برشی طراحی این ستون به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ارتفاع طبقات 3.6 m، بتن معمولی از نوع C25 و فولاد S400 است.



$$V_e = 390 \text{ kN} \quad (۱)$$

$$V_e = 320 \text{ kN} \quad (۲)$$

$$V_e = 570 \text{ kN} \quad (۳)$$

$$V_e = 760 \text{ kN} \quad (۴)$$

گزینه ۱ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

۹-۲۰-۶-۳-۴ برش در ستون‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۳-۴ نیروی برشی طراحی، V_e ، در ستون‌ها باید با در نظر گرفتن اندر کنش نیروهای محوری ضریب‌دار و لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در مقاطع انتهایی ستون با فرض آن که در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین گردد. نیروی محوری P_u در محدوده‌ی بارهای محوری ضریب‌دار ستون طوری انتخاب می‌شود که بیش‌ترین لنگر خمشی محتمل، M_{pr} ، حاصل شود.

این برش در هیچ حالت نباید کم‌تر از برش به دست آمده از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله باشد. هم چنین نیازی نیست که مقدار نیروی برشی ستون، از نیروی محاسبه شده بر اساس مقاومت گره که با فرض لنگر خمشی محتمل، M_{pr} ، در تیرهای منتهی به گره به دست می‌آید، بیش‌تر باشد.

$$V_e = \max \left\{ \min \begin{cases} V_{u1} = 566.67 \text{ kN} \\ V_{u2} = 388.89 \text{ kN} \\ V_{u3} = 320 \text{ kN} \end{cases} \right. = 388.89 \text{ kN}$$

$$V_{u1} = \frac{M_{prc_t} + M_{prc_b}}{l_n} = \frac{850 + 850}{3} = 566.67 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = \frac{M_{prb_r} + M_{prb_l}}{\frac{1}{2}(l_{nt} + l_{nb}) + h_b} = \frac{700 + 700}{\frac{1}{2}(3 + 3) + 0.6} = 388.89 \text{ kN}$$

$$V_{u3} = V_{u_{analysis}} = 320 \text{ kN}$$



سوال ۳۷

در یک سازه بتنی سه طبقه با قاب خمشی ویژه دارای سه دهانه ابعاد کلیه ستون ها 500×500 میلی متر و کلیه تیرها با عرض 500 میلی متر و ارتفاع کل 600 میلی متر هستند. بر اساس فقط همین اطلاعات و بدون توجه به رده بتن حداکثر قطر قابل قبول آرماتور طولی سراسری برای تیرها به کدام یک از مقادیر نزدیکتر است؟ بتن معمولی و فولاد از نوع S400 است.

$$d_b = 30 \text{ mm} \quad (۱)$$

$$d_b = 28 \text{ mm} \quad (۲)$$

$$d_b = 25 \text{ mm} \quad (۳)$$

$$d_b = 22 \text{ mm} \quad (۴)$$

گزینه ۳ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

۹-۲-۵-۳-۴ در مواردی که آرماتورهای طولی تیر از ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون عبور می‌کنند، بعد گره، d ، به موازات آرماتورهای طولی تیر باید بیش‌ترین مقدار به دست آمده از (الف) تا (پ) باشد.

الف- برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر برابر با $\frac{20}{\lambda} d_b$ ، که d_b قطر بزرگ‌ترین میلگرد است.

ب- برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال برابر با $26d_b$ بر اساس قطر بزرگ‌ترین

میلگرد.

پ- نصف ارتفاع هر تیری که در امتداد مورد نظر به اتصال تیر به ستون وصل بوده و با عمل‌کرد خود به صورت بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله، در اتصال ایجاد برش می‌کند.

$$f_y = 400 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa} \rightarrow h_c = \max\left(\frac{20}{\lambda} d_{b_{\max}}, \frac{h_b}{2}\right)$$

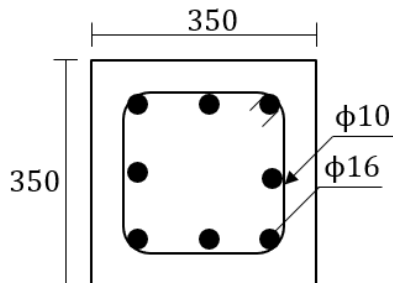
$$\rightarrow 500 = \max\left(\frac{20}{1} \times d_{b_{\max}}, \frac{600}{2} = 300 \text{ mm}\right)$$

$$\rightarrow 500 = 20 d_{b_{\max}}$$

$$\rightarrow d_{b_{\max}} = 25 \text{ mm}$$

سوال ۳۸

ستونی با مقطع شکل ارائه شده تحت نیروهای برشی طراحی غیرلرزه ای با مقادیر $V_{ux} = 150 \text{ kN}$ و $V_{uy} = 100 \text{ kN}$ قرار دارد. بر اساس همین نیروهای برشی، حداکثر مقدار فاصله خاموت ها (S) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن C25 معمولی و فولاد S300، مقدار $V_c = 80 \text{ kN}$ و $d = 290 \text{ mm}$ فرض شود. در شکل ابعاد به میلی متر است.



(۱) $S = 145 \text{ mm}$

(۲) $S = 110 \text{ mm}$

(۳) $S = 80 \text{ mm}$

(۴) $S = 95 \text{ mm}$

گزینه ۴ صحیح است.

سطح سوال آسان

حل:

۹-۸-۴-۱-۲ مقاومت برشی یک طرفه ای اسمی مقطع، V_n ، به صورت زیر تعیین می شود.

$$V_n = V_c + V_s \quad (۹-۸-۸)$$

در این رابطه V_c و V_s به ترتیب مقاومت های تامین شده توسط بتن و فولادهای برشی در مقطع هستند که بر اساس بخش های ۹-۸-۴ و ۹-۸-۵ تعیین می شوند.

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

ϕ	وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع
	(۱) لنگر، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری
۰/۹۰	الف) مقاطع کشش- کنترل (بند ۹-۷-۴-۲)
	ب) مقاطع فشار- کنترل (بند ۹-۷-۴-۳)
۰/۷۵	- اعضای با دورپیچ
۰/۶۵	- سایر اعضا
۰/۶۵-۰/۹۰	ب) مقاطع در ناحیه ی انتقال (بند ۹-۷-۴-۴)
۰/۷۵	(۲) برش



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 می‌کنند، می‌توان صرف نظر نمود.

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

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

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

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

$$V_{ux} \leq \phi V_{nx} \rightarrow 150 \leq 0.75 \times (V_s + 80) \rightarrow V_s \geq 120 \text{ kN}$$

$$V_{uy} \leq \phi V_{ny} \rightarrow 100 \leq 0.75 \times (V_s + 80) \rightarrow V_s \geq 53.33 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{ux}}{\phi V_{nx}} + \frac{V_{uy}}{\phi V_{ny}} \leq 1.5 \rightarrow \frac{150}{0.75 \times (V_s + 80)} + \frac{100}{0.75 \times (V_s + 80)} \leq 1.5$$

$$\rightarrow 150 + 100 \leq 1.5 \times 0.75 \times (V_s + 80) \rightarrow V_s \geq 142.22 \text{ kN}$$

$$V_s \geq \max(120 \text{ kN}, 53.33 \text{ kN}, 142.22 \text{ kN}) = 142.22 \text{ kN}$$

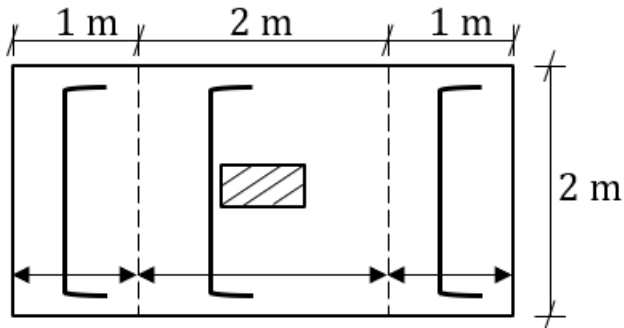
$$\frac{A_v f_y d}{S} = \frac{2 \times \pi \times \frac{10^2}{4} \times 300 \times 290}{S} \geq 142.22 \times 10^3 \rightarrow S \leq 96.09 \text{ mm}$$

$$V_s = 142.22 \text{ kN} \leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d = 0.33 \times \sqrt{25} \times 350 \times 290 \times 10^{-3} = 167.475 \text{ kN}$$

$$S \leq S_{\max} = \min\left(\frac{d}{2}, 600 \text{ mm}\right) = \min\left(\frac{290}{2} = 145 \text{ mm}, 600 \text{ mm}\right) = 145 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

سوال ۳۹

یک شالوده سطحی منفرد مستطیلی به ابعاد 2×4 متر مفروض است. در جهت کوتاه، چند درصد میلگردهای مورد نیاز در هر یک از نوارهای یک متری دو انتها باید توزیع گردد؟ ستون در مرکز شالوده سطحی قرار دارد.



(۱) ۲۵ درصد

(۲) ۱۶.۶۷ درصد

(۳) ۱۳.۳۳ درصد

(۴) ۸.۳۳ درصد

گزینه ۲ صحیح است.

سطح سوال آسان

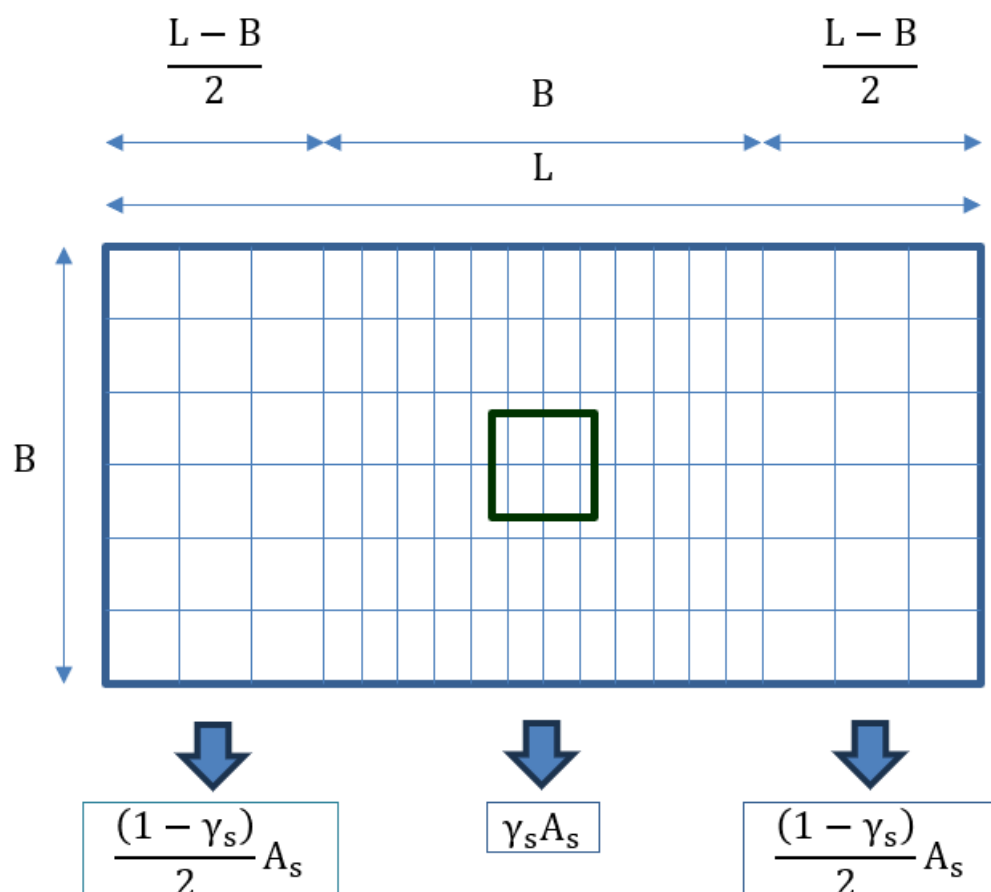
حل:

۹-۱۵-۳-۳-۳ در شالوده‌های سطحی منفرد مستطیلی، میلگردها باید مطابق بندهای (الف) و (ب) توزیع شوند؛

الف- میلگردها در جهت بلند باید به طور یکنواخت در کل عرض شالوده توزیع شوند.

ب- برای میلگردها در جهت کوتاه، بخشی از کل میلگرد $(\gamma_s A_s)$ باید به طور یکنواخت در نواری به اندازه‌ی عرض شالوده با مرکزیت محور ستون یا ستون پایه توزیع شوند. باقی مانده‌ی میلگردها در جهت کوتاه، $(1 - \gamma_s) A_s$ ، باید به طور یکنواخت در خارج از این نوار در شالوده توزیع شوند.

$\gamma_s = 2/(\beta + 1)$ می‌باشد؛ که β نسبت طول جهت بلند به طول جهت کوتاه است.



$$\beta = \frac{L}{B} = \frac{4}{2} = 2$$

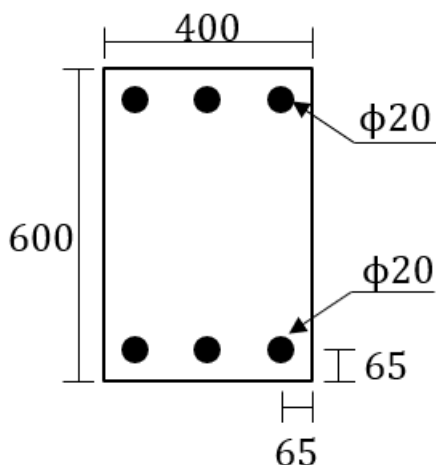
$$\gamma_s = \frac{2}{\beta + 1} = \frac{2}{2 + 1} = \frac{2}{3}$$

$$\frac{(1-\gamma_s)}{2} A_s = \frac{\left(1 - \frac{2}{3}\right)}{2} A_s = 0.1667 A_s$$

$$= 16.67\% A_s$$

سوال ۴۰

یک تیر بتنی با مقطع شکل زیر تحت برش ضریب دار طراحی ناشی از بارهای قائم غیرلرزه ای برابر $V_u = 450 \text{ kN}$ قرار دارد. کدام یک از گزینه های زیر در مورد آرماتورهای عرضی تیر صحیح است؟ بتن از نوع C25 معمولی، فولاد S400 و مقدار $V_c = 180 \text{ kN}$ فرض شود. در شکل ابعاد به میلی متر است.



(۱) $3\phi 12@150 \text{ mm}$ (شامل یک خاموت بسته و یک سنجاقی)

(۲) $2\phi 12@100 \text{ mm}$ (شامل یک خاموت بسته)

(۳) $3\phi 10@100 \text{ mm}$ (شامل یک خاموت بسته و یک سنجاقی)

(۴) $2\phi 10@80 \text{ mm}$ (شامل یک خاموت بسته)

گزینه ۳ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

۹-۸-۴-۱-۲ مقاومت برشی یک طرفه ای اسمی مقطع، V_n ، به صورت زیر تعیین می شود.

$$V_n = V_c + V_s \quad (۹-۸-۸)$$

در این رابطه V_c و V_s به ترتیب مقاومت های تامین شده توسط بتن و فولادهای برشی در مقطع هستند که بر اساس بخش های ۹-۸-۴ و ۹-۸-۵ تعیین می شوند.

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

ϕ	وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع
	(۱) لنگر، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری
۰/۹۰	الف) مقاطع کشش - کنترل (بند ۹-۷-۲-۲)
	ب) مقاطع فشار - کنترل (بند ۹-۷-۳)
۰/۷۵	- اعضای با دوربج
۰/۶۵	- سایر اعضا
۰/۶۵-۰/۹۰	ب) مقاطع در ناحیه ی انتقال (بند ۹-۷-۴)
۰/۷۵	۲) برش



در این حالت V_s از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

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

۹-۱۱-۶-۵-۳ در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c} b_w d$ باشد، حداکثر فاصله‌ی افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کمترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر بیشتر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار d و ۶۰۰ میلی متر بیشتر باشد. اگر $V_s > 0.33\sqrt{f'_c} b_w d$ باشد، حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی در طول عضو نباید از کمترین مقدار $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر بیشتر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار $d/2$ و ۳۰۰ میلی متر بیشتر باشد.

$$d = 600 - 65 = 535 \text{ mm}$$

$$\frac{A_v}{S} \geq \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{f_y d} = \frac{\frac{450 \times 10^3}{0.75} - 180 \times 10^3}{400 \times 535} = 1.9626$$

$$\frac{3 \times \pi \times \frac{12^2}{4}}{150} = 2.262 \geq 1.9626 \quad \text{ok}$$

$$\frac{2 \times \pi \times \frac{12^2}{4}}{100} = 2.262 \geq 1.9626 \quad \text{ok}$$

$$\frac{3 \times \pi \times \frac{10^2}{4}}{100} = 2.356 \geq 1.9626 \quad \text{ok}$$

$$\frac{2 \times \pi \times \frac{10^2}{4}}{80} = 1.9635 \geq 1.9626 \quad \text{ok}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{450}{0.75} - 180 = 420 \text{ kN}$$

$$V_s = 420 \text{ kN} > 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d = 0.33 \times \sqrt{25} \times 400 \times 535 \times 10^{-3} = 353.1 \text{ kN}$$

$$S_{\max} = \min\left(\frac{d}{4}, 300 \text{ mm}\right) = \min\left(\frac{535}{4} = 133.75 \text{ mm}, 300 \text{ mm}\right) = 133.75 \text{ mm}$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح نمی باشد

$$D_{\max} = \min\left(\frac{d}{2}, 300 \text{ mm}\right) = \min\left(\frac{535}{2} = 267.5 \text{ mm}, 300 \text{ mm}\right) = 267.5 \text{ mm}$$

$$D = 400 - 2 \times 65 + 2 \times \frac{d_b}{2} + 2 \times \frac{d_v}{2} = 400 - 2 \times 65 + 2 \times \frac{20}{2} + 2 \times \frac{d_v}{2} = 290 + d_v > D_{\max}$$

بنابراین استفاده از یک خاموت بسته تنها مجاز نمی باشد و گزینه های ۲ و ۴ صحیح نمی باشد.

سوال ۴۱

در یک تیر فولادی دو سر ساده برای تامین عملکرد مختلط کامل از برشگیرهای از نوع گل میخ استفاده شده است. حداقل مقدار f_c' برای آنکه مقاومت اسمی گل میخ های مورد نیاز مستقل از مقاومت بتن باشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ F_u تنش کششی نهایی مصالح گل میخ و f_c' تنش فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتنی بوده و دال بتنی تخت (بدون استفاده از عرشه فولادی) فرض شود.

$$W_c = 2500 \text{ kg/m}^3$$

(۱) $(0.02 F_u)^{4/3}$

(۲) $(0.02 F_u)^{4/5}$

(۳) $(0.02 F_u)$

(۴) $(0.02 F_u)^{3/5}$

گزینه ۱ صحیح است.

(سطح سوال سخت)

حل:

طبق توضیحات بند ب از ۱۰-۸-۲-۸ صفحه ۱۷۷ مبحث دهم نیز خواهیم داشت:

(ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل میخ کلاهک دار

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل میخ از رابطه زیر تعیین می شود:

$$Q_n = 0.5 A_{sz} \sqrt{f_c' E_c} \leq R_g R_p A_{sz} F_u \quad (۱۰-۸-۲-۳۶)$$

که در آن:

A_{sz} = سطح مقطع گل میخ

E_c = مدول الاستیسیته بتن

f_c' = تنش فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن

F_u = تنش کششی نهایی مصالح گل میخ

R_g و R_p = ضرایب اصلاحی مطابق جدول ۱۰-۸-۲-۴

جدول ۱۰-۲-۸-۴: مقادیر R_p و R_g

R_g	R_p	حالت
0.75	1	۱- مقاطع مختلف بدون استفاده از عرشه فولادی
0.75	1	$w_f/h_f \geq 1.5$ کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی
0.75	≤ 0.85	$w_f/h_f < 1.5$ کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی
0.6	1	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر با 1
0.6	0.85	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر با 2
0.6	0.7	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر یا بزرگ‌تر از 3

در جدول فوق:

h_f = ارتفاع اسمی کنگره ورق عرشه

w_f = پهنای متوسط بتن داخل کنگره فولادی

* در صورتی که فاصله بین لبه بدنه گل‌میخ تا نصف ارتفاع عرشه فولادی بیشتر از 50 میلی‌متر باشد، این مقدار می‌تواند تا 0.75 افزایش یابد.

** برای گل‌میخ تکی

بنابر این با توجه به خواسته سوال مقدار Q_n باید از حد بالای رابطه ۱۰-۲-۸-۳۶ تبعیت کند یعنی

$$0.5A_{sa}\sqrt{f_c E_c} > R_g R_p A_{sa} F_u$$

در این حالت، مقاومت اسمی به رده بتن وابسته نخواهد شد و به ظرفیت فولاد گل‌میخ متکی خواهد شد... طبق شرایط سوال:

$$R_g = 1, R_p = 0.75$$

$$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f_c} = 0.043 \times (2500)^{1.5}\sqrt{f_c} = 5375\sqrt{f_c}$$

بنابر این

$$0.5A_{sa}\sqrt{f_c \times 5375\sqrt{f_c}} > 1 \times 0.75 \times A_{sa} F_u$$

$$\rightarrow 0.5 \times 73.31 \sqrt{f_c \sqrt{f_c}} > 1 \times 0.75 \times F_u$$

در نهایت:

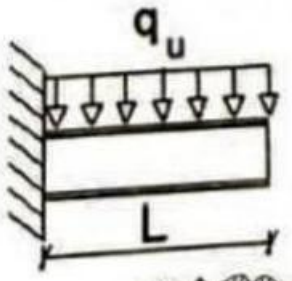
$$36.66(f_c)^{\frac{3}{4}} > 0.75F_u \rightarrow (f_c)^{\frac{3}{4}} > 0.02F_u \rightarrow f_c > (0.02F_u)^{\frac{4}{3}}$$



سوال ۴۲

در تیر طره ای شکل زیر برای کنترل حالت حدی تسلیم بال فشاری مقطع، مقدار پارامتر h_c به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

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



(۱) 430 mm

(۲) 520 mm

(۳) 340 mm

(۴) 680 mm

گزینه ۲ صحیح است.

(سطح سوال آسان)

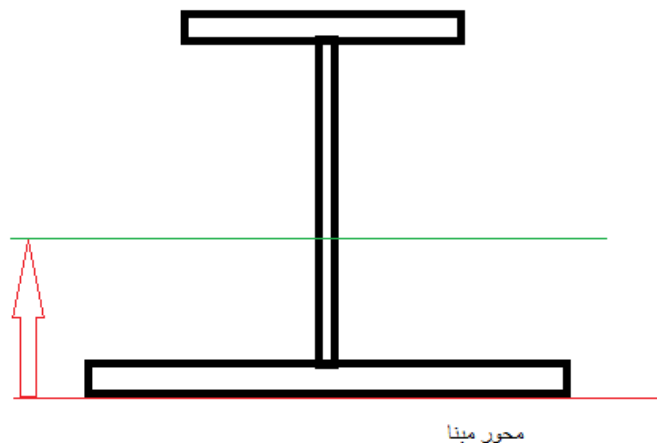
حل:

بر اساس توضیحات بند ۱۰-۲-۲-۴ صفحه ۵۲ مبحث دهم، h_c به صورت زیر محاسبه می گردد:

(ب) برای جان مقاطع ساخته شده از ورق، h عبارت است از فاصله بین نزدیکترین دو ردیف پیچ و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، h برابر فاصله خالص بین دو بال است. برای مقاطع با بالهای نامساوی، h_c عبارت است از دو برابر فاصله محور خنثی در حالت الاستیک تا نزدیکترین ردیف وسایل اتصال در سمت بال فشاری و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، عبارت است از دو برابر فاصله محور خنثی در حالت الاستیک تا رویه داخلی بال فشاری.

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

تار خنثی در حد الاستیک در ابتدا محاسبه خواهد شد:





$$\bar{y} = \frac{300 \times 20 \times 10 + 600 \times 10 \times 320 + 200 \times 20 \times 630}{300 \times 20 + 600 \times 10 + 200 \times 20} = 281.25 \text{ mm}$$

بنابراین با توجه به اینکه بال پایین بال فشاری است، داریم:

$$h_c = 2(281.25 - 20) = 522.5 \text{ mm}$$



محاسبه درصد قبولیتون با ما

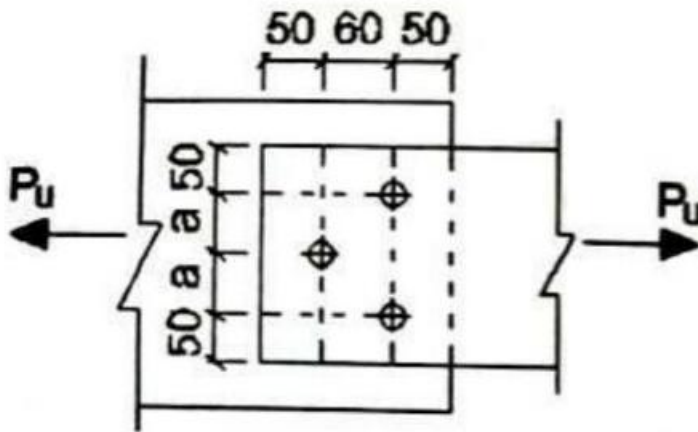
منتظر محاسبه آنلاین نمرتون در انتهای همین فایل باشید

چک پاسخ‌ها با شما



سوال ۴۳

در اتصال پیچی دو تسمه فولادی زیر، چنانچه پیچ ها از نوع M16 و سوراخ ها استاندارد باشند حداکثر فاصله قابل قبول a برای آنکه مقطع گذرنده از سه سوراخ در کنترل حالت حدی گسیختگی کششی تسمه با پهنای کوچکتر به عنوان مقطع بحرانی نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.



(۱) 75 mm

(۲) 80 mm

(۳) 90 mm

(۴) 60 mm

گزینه ۳ صحیح است.

(سطح سوال متوسط)

حل:

بر اساس توضیحات ضابطه ۱۰-۲-۳-۴ صفحه ۶۳ و ۶۴ و نیز بند ۱۰-۲-۳-۳ صفحه ۶۰ در خصوص تعیین سطح خالص مؤثر خواهیم داشت:

۱۰-۲-۳-۳ سطح مقطع خالص مؤثر در محل اتصالات و وصله های اعضای کششی

در محل اتصالات و وصله های اعضای کششی، سطح مقطع خالص مؤثر به شرح زیر تعریف می شود:

$$A_e = U A_n$$

(۱۰-۲-۳-۱)

در رابطه فوق:

A_n = سطح مقطع خالص عضو (سطح مقطع کل منهای سطح مقطع سوراخ ها یا شکاف ها). اگر سوراخ های متعددی به شکل زنجیره (به صورت قطری یا زیگزاگ) در مسیر مقطع بحرانی احتمالی قرار داشته باشند، برای محاسبه پهنای خالص باید از پهنای کل مورد بررسی، مجموع قطر سوراخ های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام مورب در زنجیره، یک مرتبه جمله $s^2/4g$ را اضافه کرد.



۴-۳-۲-۱۰ مقاومت کششی

در اعضای کششی، مقاومت کششی طراحی $(\phi_t P_n)$ و مقاومت کششی مجاز (P_n/Ω_t) باید به شرح زیر برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کل (A_g) و گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو (A_n) در خارج از ناحیه اتصال و نیز مقطع خالص مؤثر (A_e) در محل اتصال در نظر گرفته شود:

الف) براساس تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$P_n = F_y A_g \quad (۲-۳-۲-۱۰)$$

$$\phi_t = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)}$$

ب) براساس گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو و در خارج از ناحیه اتصال عضو کششی:

$$P_n = F_u A_n \quad (۳-۳-۲-۱۰)$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_t = 2.00 \text{ (ASD)}$$

پ) براساس گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر عضو در محل اتصال عضو کششی:

$$P_n = F_u A_e \quad (۴-۳-۲-۱۰)$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_t = 2.00 \text{ (ASD)}$$

در روابط فوق:

A_g = سطح مقطع کل

A_n = سطح مقطع خالص

A_e = سطح مقطع خالص مؤثر

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد

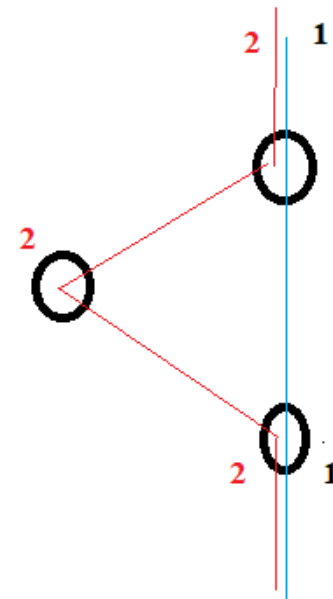
F_u = تنش کششی نهایی مشخصه فولاد

طبق جدول ۱۰-۲-۹-۶ صفحه ۲۰۹، ابعاد سوراخ استاندارد برای پیچ M16 برابر است با

$$16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$A_g = (100 + 2a)t$$

مسیرهای شکست احتمالی به صورت زیر بررسی خواهد شد:



$$A_{n1} = A_g - 2 \times (18 + 2)t = (100 + 2a)t - 2 \times (18 + 2)t$$

$$A_{n1} = (100 - 40 + 2a)t = (60 + 2a)t$$

$$A_{n2} = A_g - 3 \times (18 + 2)t + 2 \times \frac{60^2}{4 \times a} t$$

$$A_{n2} = (100 + 2a)t - 3 \times (18 + 2)t + 2 \times \frac{60^2}{4 \times a} t$$

$$A_{n2} = \left(100 + 2a - 60 + \frac{1800}{a}\right)t = \left(40 + 2a + \frac{1800}{a}\right)t$$

بر اساس خواسته سوال، مقطع گذرنده از دو سوراخ پیچ باید بحرانی باشد، یعنی به عبارتی باید نامساوی زیر برقرار باشد:

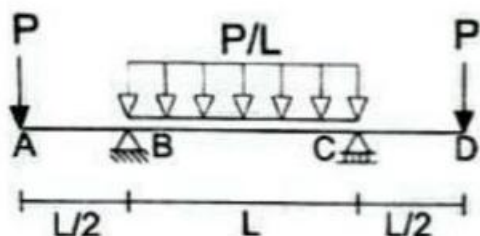
$$A_{n1} < A_{n2} \rightarrow (60 + 2a)t < \left(40 + 2a + \frac{1800}{a}\right)t \rightarrow$$

$$60 + 2a < 40 + 2a + \frac{1800}{a} \rightarrow 20 < \frac{1800}{a} \rightarrow a < 90 \text{ mm}$$



سوال ۴۴

در تیر شکل زیر در نقاط A، B، C و D تکیه گاه جانبی وجود دارد. مقدار ضریب اصلاح کمانش جانبی - پیچشی در فاصله BC به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۱/۲۰ (۱)

۱/۳۳ (۲)

۱/۶۷ (۳)

۱/۱۴ (۴)

گزینه ۱ صحیح است.

(سطح سوال متوسط)

حل:

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۵-۱-۱ صفحه ۸۶

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیه اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش جانبی - پیچشی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیریکنواخت در حدفاصل دو مقطع مهارشده از رابطه زیر تعیین می گردد و مقدار آن نباید بزرگتر از 3.0 در نظر گرفته شود:

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3.0 \quad (10-2-5-1)$$

که در آن:

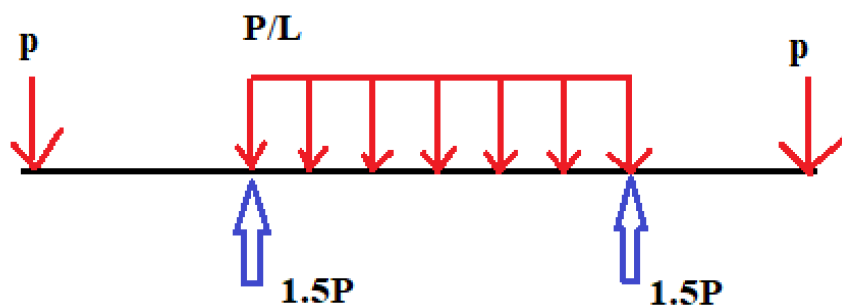
M_{max} = قدرمطلق لنگر خمشی حداکثر در حدفاصل دو مقطع مهارشده

M_A = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{4}$ طول مهارنشده

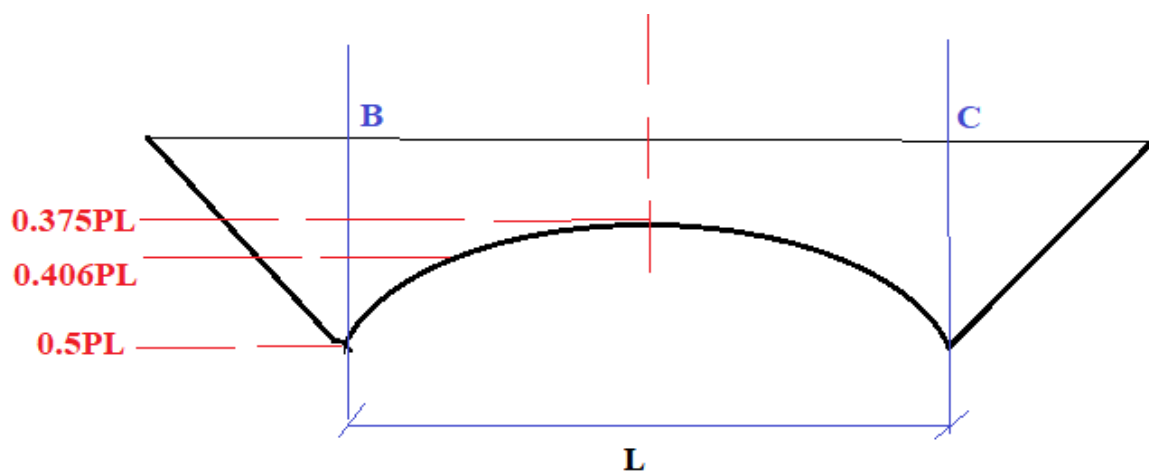
M_B = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{2}$ طول مهارنشده

M_C = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{3}{4}$ طول مهارنشده

نیاز به تحلیل تیر و ترسیم دیاگرام لنگر خمشی وجود دارد، بنابراین



بنابراین دیاگرام خمش به صورت زیر ترسیم خواهد شد:



با توجه به خواسته سوال در ناحیه BC، مقادیر مورد نیاز برای استفاده در رابطه C_b به صورت زیر است:

$$M_{max} = 0.5PL \quad M_A = M_C = 0.406PL \quad M_B = 0.375PL$$

در نتیجه

$$C_b = \frac{12.5 \times 0.5PL}{2.5 \times 0.5PL + 3 \times 0.406PL + 4 \times 0.375PL + 3 \times 0.406PL} = 1.2$$

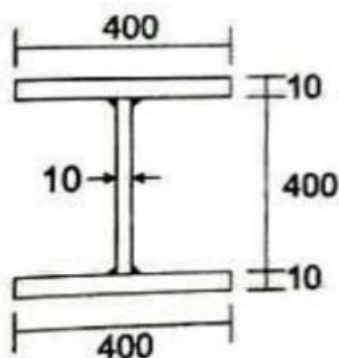
$$C_b \leq 3 \quad \text{OK}$$



سوال ۴۵

مقاومت خمشی اسمی مقطع نشان داده شده در شکل زیر نسبت به محور ضعیف مقطع به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است. در محاسبات از بعد جوش صرف نظر شود.

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



$$115 \text{ kN.m (۱)}$$

$$190 \text{ kN.m (۲)}$$

$$175 \text{ kN.m (۳)}$$

$$140 \text{ kN.m (۴)}$$

گزینه ۴ صحیح است.

(سطح سوال متوسط)

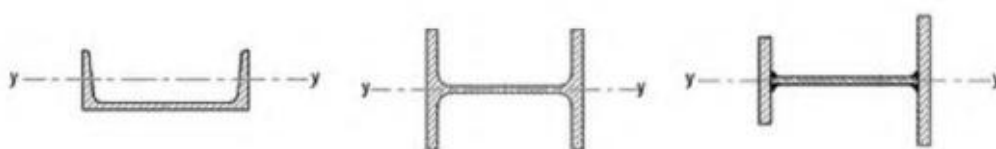
حل:

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۵-۶ صفحه ۱۰۲ و نیز ردیف ۱۳ جدول ۱۰-۲-۳-۳ صفحه ۵۵ همان مبحث داریم:

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، غیر فشرده 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

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \quad (۱۰-۲-۵-۴۴)$$

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:

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7 F_y S_y \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (۴۵-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای مقاطع با بال‌های لاغر:

$$M_n = \frac{0.7 E S_y}{\lambda_{rf}^2} \quad (۴۶-۵-۲-۱۰)$$

همانگونه که مشخص است، دو حالت باید بررسی شود. تسلیم و کمانش موضعی بال که برای کنترل کمانش موضعی بال نیاز به تعیین وضعیت لاغری بال است که در ادامه راه حل بررسی خواهد شد.

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:

$$mm^3 Z_y = 200 \times 10 \times 100 \times 4 + 400 \times 5 \times 2.5 \times 2 = 810000$$

$$mm^4 I_y = 2 \times \frac{1}{12} \times 10 \times 400^3 + \frac{1}{12} \times 400 \times 10^3 = 106700000$$

$$mm^3 S_y = \frac{I_y}{c} = \frac{106700000}{200} = 533500$$

$$M_n = 240 \times 810000 = 194400000 \text{ N.mm} \leq 1.6 \times 240 \times 533500$$

$$= 204864000 \text{ N.mm}$$

$$\rightarrow M_n = 194400000 \text{ N.mm} = 194.4 \text{ KN.m}$$

کنترل کمانش موضعی بال بر اساس شرایط فشرده‌گی مقطع مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ جدول ۱۰-۲-۲-۳ ردیف ۱۳ صفحه ۵۵

	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بال‌های کلیه مقاطع I شکل و تاوانی تحت اثر خمشی حول محور ضعیف	۱۳
--	----------------------------	-----------------------------	-----	--	----

$$b = \frac{400 - 10}{2} = 195 \text{ mm}$$

$$\lambda_f = \frac{b}{2t} = \frac{195}{10} = 19.5$$



$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 10.97$$

$$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \sqrt{\frac{200000}{240}} = 28.87$$

بنابراین بال مقطع غیرفشرده است و در این حالت داریم:

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_y) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) =$$

$$M_n = 194400000 - (194400000 - 0.7 \times 240 \times 533500) \left(\frac{19.5 - 10.97}{28.87 - 10.97} \right)$$

$$M_n = 144472337.4 \text{ N.mm} = 144.47 \text{ KN.m}$$

در نهایت:

$$M_n \leq \text{Min} (194.4, 144.47) = 144.47 \text{ KN.m}$$

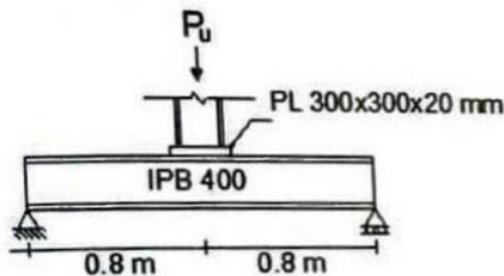
تنها گزینه نزدیک پاسخ، گزینه ۴ سوال است.



سوال ۴۶

در تیر شکل زیر حداکثر بار در طراحی P_u (به روش LRFD) برای آنکه جان تیر جوابگوی تسلیم موضعی جان و چروکیدگی موضعی جان در برابر بار متمرکز وارده (P_u) باشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

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

۱) 2625 kN ۲) 1795 kN ۳) 1385 kN ۴) 1313 kN

گزینه ۲ صحیح است.

(سطح سوال سخت)

حل:

بر اساس بند ۲-۱۰-۹-۲-۱۰ و نیز ۲-۱۰-۹-۲-۱۰-۳ صفحات ۲۳۰ الی ۲۳۲ بحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ خواهیم داشت:

۲-۱۰-۹-۲-۱۰ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی یا فشاری الزامات این بند برای نیروی متمرکز کششی تکی، نیروی متمرکز فشاری تکی و هر دو مؤلفه فشاری و کششی زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی کاربرد دارد (شکل ۲-۱۰-۹-۲-۱۰). مقاومت موجود تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی یا فشاری در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی یا فشاری) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

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

$$R_n = F_y t_w (5k + l_b) \quad (30-9-2-10)$$

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

$$R_n = F_y t_w (2.5k + l_b) \quad (31-9-2-10)$$



۳-۱۰-۹-۲-۱۰ چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

الزامات این بند برای نیروی متمرکز فشاری تکی و مؤلفه فشاری زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی کاربرد دارد (شکل ۳-۱۰-۹-۲۵).

مقاومت موجود چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب

اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا بزرگ‌تر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = 0.80t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} \quad (۳۲-۹-۲-۱۰)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کوچک‌تر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

- در صورتی که $l_b/d \leq 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} \quad (۳۳-۹-۲-۱۰)$$

- در صورتی که $l_b/d > 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4l_b}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} \quad (۳۴-۹-۲-۱۰)$$

مشخصات مورد نیاز مقطع IPB400 از جدول اشتال استخراج شده است:

$$t_f = 24 \text{ mm} \quad t_w = 13.5 \text{ mm} \quad k = 51 \text{ mm} \quad d = 400 \text{ mm}$$

کنترل حالت حدی تسلیم موضعی جان

با توجه به اینکه فاصله محل اثر بار متمرکز سوال از انتهای تیر (800 mm) از مقدار $d=400 \text{ mm}$ بیشتر است، داریم

در نتیجه

$$R_n = F_y t_w (5k + l_b) = 240 \times 13.5 \times (5 \times 51 + 300) \times 10^{-3} = 1798.2 \text{ KN}$$

در نتیجه بر اساس این معیار خواهیم داشت:

$$P_u \leq \phi R_n = 1 \times 1798.2 = 1798.2 \text{ KN}$$

کنترل حالت حدی چروکیدگی موضعی جان

با توجه به اینکه فاصله محل اثر بار متمرکز سوال از انتهای تیر (800 mm) از مقدار $d/2=200 \text{ mm}$ بیشتر است، مطابق با حالت ۱ داریم:



$$R_n = 0.8t_w^2 \left[1 + 3 \left(l_b/d \right) \left(t_w/t_f \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}}$$

$$= 0.8 \times 13.5^2 \left[1 + 3 \left(300/400 \right) \left(13.5/24 \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{200000 \times 240 \times 24}{13.5}} \times 10^{-3}$$

$$R_n = 2625.29 \text{ KN}$$

$$P_u \leq \phi R_n = 0.75 \times 2625.9 = 1969 \text{ KN}$$

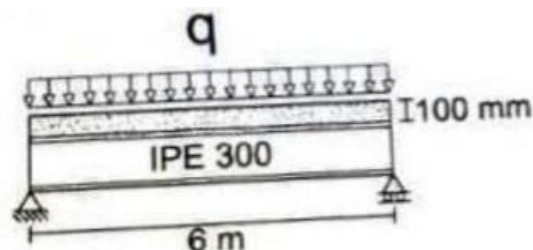
در نهایت، مقدار P_u بر اساس کمینه مقدار در دو حالت در نظر گرفته خواهد شد:

$$P_u \leq \text{Min} (1798.2, 1969) = 1798.2 \text{ KN}$$

سوال ۴۷

فرض کنید برای پوشش یک سقف از تیرچه های مختلط مطابق شکل زیر استفاده شده است. اگر فاصله تیرچه های مختلط از یکدیگر و با تیرهای اصلی ۱/۳ متر باشد و برای تامین عملکرد مختلط کامل از ناودانی UNP65 به طول ۶۰ میلی متر استفاده شده باشد حداقل تعداد این ناودانی ها در کل طول تیر برای آنکه تیرچه ها دارای عملکرد مختلط کامل باشند، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

$$f'_c = 30 \text{ MPa}, F_y = 240 \text{ MPa}, W_c = 2500 \text{ kg/m}^3$$



عدد ۲۴ (۱)

عدد ۱۵ (۲)

عدد ۱۸ (۳)

عدد ۳۰ (۴)

گزینه ۳ صحیح است.

(سطح سوال سخت)

حل:

با مراجعه به بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ مورد ت در صفحه ۱۶۲ مبحث دهم

ت) مقاومت برشی موردنیاز بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-۱) در نواحی لنگر خمشی مثبت

برش افقی موردنیاز کل (V_H) بین تیر فولادی و دال بتنی در فاصله نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر در حالت عملکرد مختلط کامل باید برابر کوچکترین دو مقدار به دست آمده از حالت های حدی زیر در نظر گرفته شود:

۱- خردشدگی بتن مطابق رابطه زیر:

$$V_H = 0.85 f'_c A_c \quad (۲۰-۸-۳-۱۰)$$

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطه زیر:

$$V_H = F_y A_s \quad (۲۱-۸-۲-۱۰)$$

تبصره: در ناحیه لنگر خمشی مثبت (فاصله بین نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر) چنانچه مقدار $\sum Q_H$ مساوی یا بیش از V_H باشد تیر دارای عملکرد مختلط کامل، کمتر از V_H و مساوی یا بیشتر از $0.25 V_H$ باشد تیر دارای عملکرد مختلط ناقص و کمتر از $0.25 V_H$ باشد تیر بدون عملکرد مختلط در نظر گرفته می شود.



با توجه به توضیحات سوال، شرایط مختلط کامل برقرار است.

همچنین طبق مورد پ از بند ۱۰-۸-۸ نیز مقاومت برشی اسمی برشگیرهای ناودانی برابر است با:

پ) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، بدون توجه به جهت قرارگیری ناودانی در طول تیر از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w) l_a \sqrt{f'_c E_c} \quad (۳۷-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

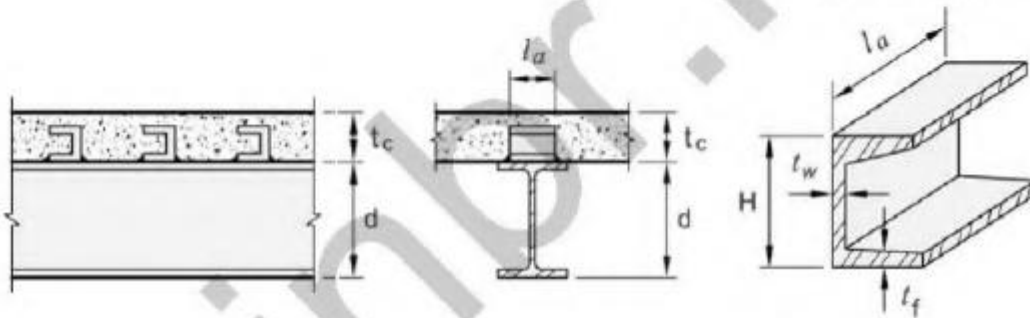
t_f = ضخامت متوسط بال ناودانی

t_w = ضخامت جان ناودانی

l_a = طول ناودانی

f'_c = تنش فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

E_c = مدول الاستیسیته بتن



مشخصات ناودانی UNP65 از جدول اشتال استخراج خواهد شد:

$$t_f = 7.5 \text{ mm} \quad t_w = 5.5 \text{ mm} \quad l_a = 60 \text{ mm}$$

$$E_c = 0.043w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 0.043 \times (2500)^{1.5} \sqrt{5} = 26875 \text{ MPa}$$

در نتیجه مقاومت برشی اسمی یک برشگیر از این نوع برابر است با:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5 t_w) l_a \sqrt{E_c f'_c} = 151230.93 \text{ N} = 151.23 \text{ KN}$$

در نتیجه با توجه به شرایط قرارگیری تیرهای فرعی و ضوابط بند زیر داریم:



۱۰-۳-۸-۳-۱ پهنای مؤثر و حداقل ضخامت دال بتنی

الف) پهنای مؤثر

پهنای مؤثر دال بتنی برابر با مجموع پهنای مؤثر در هر طرف محور مقطع فولادی بوده و با تیر فولادی به کمک برشگیرها به صورت مختلط عمل می‌نماید. پهنای مؤثر دال بتنی در هر طرف تیر نباید از کوچک‌ترین مقادیر زیر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود:

- ۱- یک‌هشتم طول دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)
- ۲- نصف فاصله محور تیر تا محور تیر مجاور برای تیرهای مختلط میانی
- ۳- فاصله محور تیر تا لبه آزاد دال بتنی برای تیرهای مختلط کناری

$$b_{er} = b_{el} \leq \text{Min} \left(\frac{6000}{8}, \frac{1300}{2} \right) = 650 \text{ mm}$$

در نهایت

$$b_e = 2 \times 650 = 1300 \text{ mm} \rightarrow A_c = b_e t = 1300 \times 100 = 130000 \text{ mm}^2$$

از جدول اشتال مساحت مقطع IPE300 استخراج خواهد شد:

$$A_s = 53.8 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$\sum Q_n \geq \text{Min}(0.85 \times 25 \times 130000, 240 \times 53.8 \times 100) \rightarrow$$

$$\sum Q_n \geq 1291.2 \text{ KN}$$

اگر تعداد ناودانی‌ها در ناحیه لنگر خمشی بیشینه یعنی میانه تیر تا انتهای آن را n بنامیم خواهیم داشت:

$$n \times 151.23 \geq 1291.2 \text{ KN} \rightarrow n \geq 8.5 \rightarrow n = 9$$

لذا در کل طول تیر

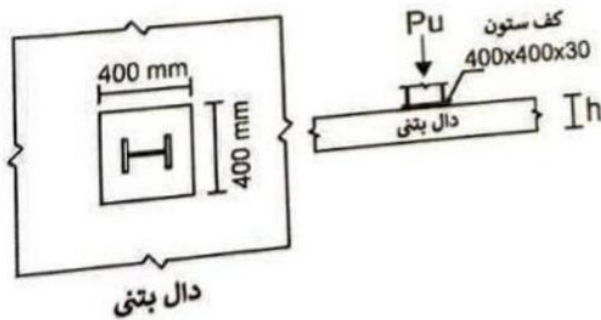
$$N = 2n = 18$$



سوال ۴۸

در شکل زیر حداقل ضخامت دال بتنی برای آنکه مقاومت اتکایی موجود در طراحی به روش LRFD کمتر از ۵۳۰۴ کیلونیوتن نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ در شکل ابعاد به میلیمتر است.

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$



(۱) 100 mm

(۲) 120 mm

(۳) 150 mm

(۴) 200 mm

گزینه ۱ صحیح است.

(سطح سوال آسان)

حل:

مطابق بند ۱۰-۲-۹-۸ صفحه ۲۲۶ مبحث دهم داریم:

۱۰-۲-۹-۸ کفستونها، ورق‌های نشیمن و فشار مستقیم بر بتن و مصالح بنایی

مقاومت اتکایی موجود برای مصالح تکیه‌گاهی در روش LRFD مساوی $\phi_c P_p$ و در روش ASD مساوی P_p / Ω_c بوده که در آن ϕ_c (ضریب کاهش مقاومت)، Ω_c (ضریب اطمینان) و P_p (مقاومت اتکایی اسمی) براساس حالت حدی خردشدگی مصالح تکیه‌گاهی به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi_c = 0.65 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_c = 2.31 \text{ (ASD)}$$

پ) فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه بتنی:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c A_1 \quad (۱۰-۲-۹-۲۸)$$

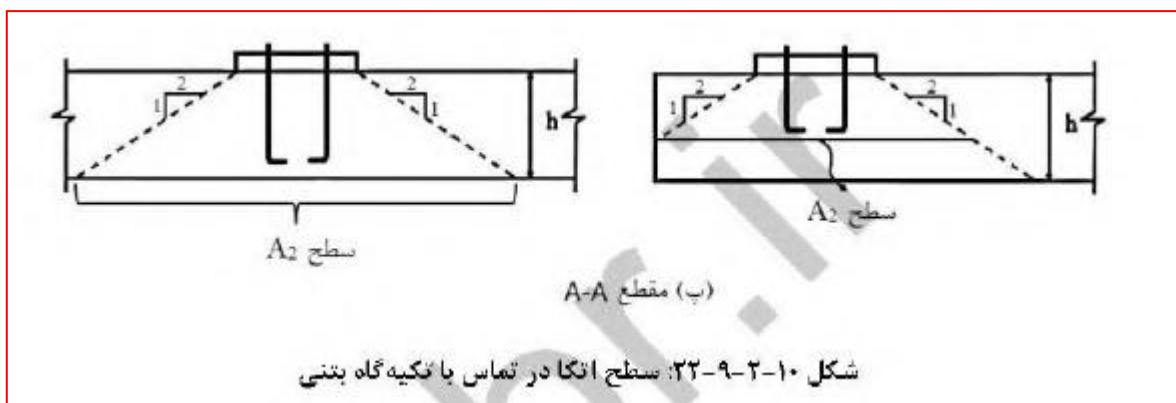
طبق اطلاعات سوال

$$P_u = 5304 \text{ KN} \leq 0.65 P_p \rightarrow P_p \geq 8160 \text{ KN}$$

همچنین

$$A_1 = 400 \times 400 = 160000 \text{ mm}^2$$

همچنین در محاسبه پارامتر A_2 از شکل زیر الگو گرفته خواهد شد:



$$A_2 = (400 + 4h)^2$$

در نهایت

$$P_p \geq 8160 \text{ KN} \rightarrow 0.85 \times 30 \times 160000 \times \sqrt{\frac{(400 + 4h)^2}{160000}} = 10200(400 + 4h)$$

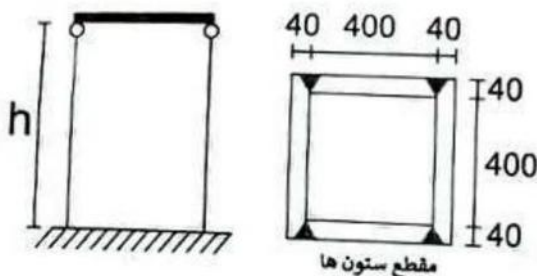
$$10200(400 + 4h) \geq 8160 \times 10^3 \rightarrow h \geq 100 \text{ mm}$$



سوال ۴۹

فرض کنید در یک سیستم کنسولی فولادی ویژه، مقطع ستون ها مطابق شکل زیر است. اگر در طول ستون از مهار جانبی استفاده نشود. براساس روش طول مؤثر حداکثر طول قابل قبول ستون ها به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ ابعاد در شکل به میلی متر است.

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



(۱) 13 m

(۲) 22 m

(۳) 7.5 m

(۴) 18 m

گزینه ۴ صحیح است.

(سطح سوال متوسط)

حل:

بر اساس بند ۱۰-۲-۴-۲ صفحه ۶۹ مبحث دهم، در یک عضو فشاری باید داشته باشیم:

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

همچنین بر اساس توضیحات پیوست ۲ کتاب در خصوص ضریب طول مؤثر ستون ها

۱۰-۲-۲ قاب های مهار نشده و طول مؤثر کمانشی اعضاء

قاب های مهار نشده به قاب هایی گفته می شود که در آن ها فقط سختی جانبی قاب ها در پایداری جانبی مؤثر هستند و قاب به دیوار برشی یا مهاربندی متکی نیست. در این نوع قاب ها ضریب طول مؤثر (K) باید با استفاده از تحلیل کمانشی و الزامات بند ۱۰-۲-۱-۱ تعیین شود و هیچ گاه نباید کوچکتر از 1.0 در نظر گرفته شود.



جدول ۱۰-۲: ضریب طول مؤثر (K) اعضای فشاری با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل

توضیحات	انواع مختلف اعضای فشاری با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل					
شکل کمانش یافته عضو فشاری به صورت خط چین نشان داده شده است.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
مقادیر نظری K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
مقادیر پیشنهادی K برای طراحی	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
نماد شرایط مرزی	انتقال و دوران مقید = انتقال مقید، دوران آزاد = انتقال آزاد، دوران مقید = انتقال و دوران آزاد =					

مقدار k برابر ۲ لحاظ خواهد شد.

مشخصات مقطع ستون به صورت زیر است:

$$A = 480^2 - 400^2 = 70400 \text{ mm}^2$$

$$I_x = I_y = \frac{1}{12} \times (480^4 - 400^4) = 2290346667 \text{ mm}^4$$

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{2290346667}{70400}} = 180.37 \text{ mm}$$

در نتیجه:

$$\frac{2 \times L}{180.37} \leq 200 \rightarrow L \leq 18037 \text{ mm} = 18.037 \text{ m}$$

اگر به ضوابط مرتبط با سیستم کنسولی در فصل ۳ کتاب مراجعه شود داریم:

۱۰-۳-۳-۵-۳ مقاومت ستون‌ها

در این نوع سیستم باربر جانبی، کلیه ستون‌ها باید الزامات زیر را تأمین نمایند:
الف) مقطع ستون علاوه بر ترکیبات بارگذاری متعارف، باید برای ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته نیز طراحی شود.

ب) در ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته، نسبت مقاومت محوری مورد نیاز ستون (P_r) به مقاومت تسلیم محوری موجود ستون (P_{yc}) نباید از ۰.۱۵ بیشتر باشد که در آن:

$$P_r = \text{مقاومت محوری مورد نیاز ستون متناسب با روش طراحی مورد نظر}$$

$$P_{yc} = \text{مقاومت تسلیم محوری موجود ستون مطابق رابطه } P_{yc} = A_g F_y / \alpha_s$$

$$A_g = \text{سطح مقطع ستون}$$

مقطع ستون باید برای ترکیب بار شامل زلزله تشدید یافته کنترل شود و نامساوی زیر در این ترکیب بار رعایت شود:

$$P_r \leq 0.15 A_g F_y$$

بر اساس رابطه کلی طراحی ستون باید داشته باشیم

$$P_r \leq 0.9 A_g F_{cr} \rightarrow 0.15 A_g F_y \leq 0.9 A_g F_{cr} \rightarrow F_{cr} \geq 0.167 \times 240 = 40 \text{ MPa} \rightarrow$$

$$\lambda > 200$$

به عبارت دیگر، ستون با این شرایط با نسبت لاغری بیش از حد مجاز، جوابگوی بند ب از ۱۰-۳-۳-۵-۳ است. بنابراین بر اساس اطلاعات سوال، حداکثر لاغری مجاز مبنای تعیین طول ستون خواهد بود.

همچنین طبق بند زیر داریم:

۱۰-۳-۳-۵-۴ مهار جانبی ستون‌ها

در ارتباط با مهار جانبی ستون‌ها، الزامات زیر باید تأمین شوند:
الف) کلیه ستون‌ها باید در انتها و در صورت لزوم در طول خود دارای مهار جانبی باشند به طوری که این مهارهای جانبی بتوانند از تغییر مکان جانبی هر دو بال ستون یا از پیچش کل مقطع به نحو مؤثری جلوگیری نمایند تا از این طریق در تعیین مقاومت خمشی اسمی ستون (M_n)، حالت حدی کماتش جانبی-پیچشی تعیین کننده نباشد.

ب) مهارهای جانبی ستون‌ها باید مطابق بند ۱۰-۳-۳-۸-۱ الزامات مهارهای جانبی در قالب‌های خمشی متوسط را تأمین نمایند.

یعنی بند زیر



۱۰-۳-۲-۸-۱ مهارهای جانبی در اعضای با شکل پذیری متوسط

الف) تیرهای فولادی تنها

تیرهای فولادی با شکل پذیری متوسط باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

۱- هر دو بال تیر باید به صورت جانبی یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه‌ای، مهار شود.

۲- در طول تیر، فاصله مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.17 r_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد. r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

با توجه به مورد ۲ از این بند خواهیم داشت:

$$L_b \leq \frac{0.17 r_y E}{R_y F_y} = \frac{0.17 \times 180.37 \times 200000}{1.15 \times 240} = 22219 \text{ mm} = 22.2 \text{ m}$$

البته با توجه به مقطع ستون، الزام به تامین مهار جانبی در طول و انتها وجود ندارد.

تبصره ۲: در مقاطع قوطی شکل نوردشده (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق، در صورتی که مقطع به صورت مربع شکل باشد، در طول و انتهای ستون، تعبیه مهار جانبی الزامی نیست.

البته لازم به توجه است که حداکثر ارتفاع مجاز این سیستم در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برابر ۱۰ متر است.!!



آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله / ۲۵

۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷	۷- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۸- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۱۰	۲	۱/۵	۲	۱- سازه‌های فولادی یا بتن آرمه ویژه	ت- سیستم کنسولی



سوال ۵۰

فرض کنید در تحلیل و طراحی برای تامین پایداری یک سیستم سازه ای از نوع قاب خمشی فولادی ویژه از روش طول مؤثر و تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته استفاده شده است. در این خصوص کدام یک از عبارتهای زیر صحیح است؟

- (۱) در صورتی که مقدار B_2 در تمامی طبقات کوچکتر از $1/7$ باشد می توان از آثار مرتبه دوم $P - \Delta$ صرف نظر نمود.
- (۲) در صورتی که مقدار B_2 در تمامی طبقات کوچکتر از $1/8$ باشد می توان قاب را مهار شده تلقی نمود.
- (۳) در صورتی که مقدار B_2 در تمامی طبقات کوچکتر از $1/7$ باشد می توان از آثار بار جانبی فرضی در تمامی ترکیبات بارگذاری صرف نظر نمود.
- (۴) در صورتی که مقدار B_2 در تمامی طبقات کوچکتر از $1/5$ باشد می توان از آثار نواقص هندسی اولیه به کلی صرف نظر نمود.

گزینه ۲ صحیح است.

(سطح سوال متوسط)

حل:

با توجه به تبصره ۲ صفحه ۴۲ که در ادامه آمده است، گزینه ۱ صحیح نیست.

تبصره ۲: در روش تحلیل الاستیک مرتبه دوم (ذکرشده در بند ۱۰-۲-۱-۴-الف)، با ارضاء محدودیت‌های زیر می‌توان از آثار $P-\delta$ صرف‌نظر نمود، مشروط بر اینکه لنگرهای خمشی به‌دست‌آمده از روش‌های تحلیلی مذکور در اعضای تحت اثر توأم نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی با ضریب B_1 (مطابق پیوست ۳) تشدید شده باشند:

- (۱) بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل شوند.
- (۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه اول یا به‌طور تقریبی مقدار ضریب B_2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، در تمام طبقات و در راستای موردنظر کوچکتر یا مساوی ۱.۷ باشد.
- (۳) حداکثر یک‌سوم بارهای ثقلی کل سازه توسط ستون‌های قاب‌های خمشی تحمل گردد.

با توجه به تبصره صفحه ۵۳۹ که در ادامه آمده است، گزینه ۲ صحیح است.

تبصره: هرگاه نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر حاصل از تحلیل مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر ناشی از تحلیل مرتبه اول یا به‌طور تقریب مقدار ضریب B_2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، برای تمام طبقات هر نوع سیستم سازه‌ای کمتر یا مساوی ۱.۱ باشد، کلیه قاب‌های آن سیستم سازه‌ای را می‌توان به‌عنوان قاب‌های مهارشده تلقی نمود و در نتیجه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴ ضریب طول مؤثر (K) برای اعضای فشاری کلیه قاب‌های این نوع سیستم‌های سازه‌ای را برابر یک در نظر گرفت.



بر اساس ادامه جدول ۱۰-۲-۱ در صفحه ۴۹ در خصوص نکات روش طول موثر که در ادامه قابل مشاهده است، گزینه ۳ و ۴ نیز صحیح نیست.

ادامه جدول ۱۰-۲-۱: الزامات و محدودیت‌های روش‌های طراحی

ب- روش طول موثر

نوع تحلیل	محدودیت	الزامات
تحلیل الاستیک مرتبه دوم	$\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5$ (برای تمامی طبقات)	انجام تحلیل مرتبه دوم عدم اعمال کاهش سختی $K = K_2 \geq 1$ (برای تعیین P_n) اعمال بارهای جانبی فرضی در تمامی ترکیبات بارگذاری، اگر $\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.7$ باشد، بارهای جانبی فرضی فقط در ترکیبات بارگذاری تکی وارد می‌شوند.
تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته	$\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5$ (برای تمامی طبقات)	انجام تحلیل مرتبه اول عدم اعمال کاهش سختی محاسبه $K_1 = 1$ برای B_1 محاسبه $K_2 \geq 1$ برای B_2 $K = K_2 \geq 1$ (برای تعیین P_n) اعمال بارهای جانبی فرضی در تمامی ترکیبات بارگذاری، اگر $B_2 \leq 1.7$ باشد، بارهای جانبی فرضی فقط در ترکیبات بارگذاری تکی وارد می‌شوند.

جهت تکمیل نکات، مطابق با بند ۱۰-۲-۱-۵-۲، بحث دهم، باید اشاره کرد که یکی از محدودیت‌های الزامی استفاده از روش طول موثر این است که مقدار B_2 حداکثر ۱/۵ باشد.

۱۰-۲-۱-۵-۲ محدودیت‌ها و الزامات روش طول موثر

برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز اعضا و طراحی آن‌ها در تحلیل و طراحی به روش طول موثر محدودیت‌ها و الزامات زیر باید تأمین شوند:

الف- محدودیت‌ها

(۱) بارهای تکی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قلاب‌های قائم تحمل شوند.

(۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه اول یا به‌طور تقریبی مقدار ضریب تشدید B_2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، در کلیه طبقات کوچک‌تر یا مساوی ۱.۵ باشد.

سوال ۵۱

در خصوص فولادهای مورد استفاده برای کاربردهای لرزه ای تحت چه شرایطی رعایت شرط حداکثر نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی الزامی نیست؟

(۱) اگر براساس استاندارد ISIRI ۱۲۰۶۵ تولید شده باشند.

(۲) اگر براساس استاندارد ISIRI ۱۴۲۶۲ تولید شده باشند.

(۳) اگر براساس استاندارد ASTM تولید شده باشند.

(۴) اگر براساس استاندارد EN ۱۰۰۲۵ تولید شده باشند.

گزینه ۱ صحیح است.

(سطح سوال آسان)

حل:

مطابق محتوای اشاره شده در ادامه جدول ۱۰-۱-۲ صفحه ۳۱ برای فولادهای رده S235S و نیز S325S، الزام به رعایت حداکثر نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی به طور خود به خود برقرار است. استاندارد ضامن این رده های فولاد، عناوین روی جدول هستند.

جدول ۱۰-۱-۲: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی بهبود یافته برای شرایط لرزه ای

مطابق استانداردهای ISIRI 12065 و ISO 24314

کوفش نهایی (ϵ_u) (%)	نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی (%)	تنش کششی نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	ضخامت (mm)	نام رده فولاد مطابق استانداردهای ISIRI 12065 و ISO 24314
21	— ≤ 80 ≤ 80 ≤ 80	400 - 510	235 - 355 235 - 355 235 - 355 215 - 335	$6 \leq t < 12$ $12 \leq t < 16$ $16 \leq t < 40$ $40 \leq t \leq 125$	S235S
20	— ≤ 80 ≤ 80 ≤ 80	490 - 610	325 - 445 325 - 445 325 - 445 295 - 415	$6 \leq t < 12$ $12 \leq t < 16$ $16 \leq t < 40$ $40 \leq t \leq 125$	S325S
19	≤ 85 ≤ 85 ≤ 85 ≤ 85	≥ 450	345 - 450 345 - 450 345 - 450 345 - 450	$6 \leq t < 12$ $12 \leq t < 16$ $16 \leq t < 40$ $40 \leq t \leq 125$	S345S

* برای رده های S235S و S325S، الزامات لرزه ای مصالح مقرر شده در فصل ۱۰-۳ برای حداکثر نسبت

تنش تسلیم به تنش کششی نهایی و حداقل طاقت نمونه شیار داده شده شاری: مطابق استاندارد این

دو رده فولاد تضمین می شوند، لیکن رعایت سایر الزامات لرزه ای مصالح، مطابق بخش های ۱۰-۳-۲،

۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.



سوال ۵۲

یک تیر دو سر ساده فولادی با دهانه نسبتاً بزرگ و دال بتنی روی آن مفروض است. اگر عملکرد تیر فولادی و دال روی آن غیر مختلط باشند، تغییر مکان وسط دهانه تیر با صرف نظر کردن از سختی خمشی دال، تحت بار زنده گسترده یکنواخت 40 mm است. اگر با تعبیه برشگیرهای از نوع ناودانی با فواصل یکسان در طول تیر فولادی، با حداقل تعدادی که عملکرد مختلط کامل بوجود آید، تغییر مکان وسط دهانه تحت همان بارگذاری به 13 mm کاهش می یابد. چنانچه با حفظ تمام الزامات طراحی، برشگیرها یک در میان حذف شده و تعداد آنها به نصف برسد، تغییر مکان وسط دهانه تحت همان بارگذاری به کدام یک از گزینه های زیر نزدیکتر خواهد بود؟

(۱) 33 mm

(۲) 28 mm

(۳) 24 mm

(۴) 30 mm

گزینه ۳ صحیح است.

(سطح سوال سخت)

حل:

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۸-۳-۴ صفحه ۱۶۳ و ۱۶۴ مبحث دهم داریم:

۱۰-۲-۸-۳-۴ تغییر شکل های قائم و تغییر مکان های جانبی اعضای خمشی مختلط

برای محاسبه تغییر شکل های قائم و تغییر مکان های جانبی در تحلیل الاستیک سیستم های شامل اعضای با مقطع مختلط، ممان اینرسی مؤثر اعضای با مقطع مختلط می تواند براساس رابطه زیر تعیین شود:

$$I_{equivalent} = 0.75(\alpha I_{pos} + \beta I_{neg}) \quad (۱۰-۲-۸-۳-۴)$$

که در آن:

I_{pos} = ممان اینرسی مؤثر عضو خمشی مختلط در ناحیه خمشی مثبت براساس مقطع تبدیل یافته در حالت عملکرد مختلط کامل

I_{neg} = ممان اینرسی مؤثر عضو خمشی مختلط در ناحیه خمشی منفی براساس مقطع تبدیل یافته در حالت عملکرد مختلط کامل

α و β = ضرایب وزنی مورد استفاده در محاسبه ممان اینرسی مؤثر مقطع مختلط عضو خمشی که باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

- برای تیرهای دو سر ساده، مقدار α برابر 1.0 و مقدار β برابر صفر
- برای تیرهای پیوسته تحت بارهای ثقلی، مقدار α برابر 0.6 و مقدار β برابر 0.4
- برای تیرهای خمشی مختلط واقع در قاب های خمشی تحت اثر بارهای ثقلی، مقدار α برابر 0.6 و مقدار β برابر 0.4
- برای تیرهای خمشی مختلط واقع در قاب های خمشی تحت اثر بارهای جانبی، مقدار هر دو ضریب α و β برابر 0.5



مطابق شرایط سوال، با لحاظ کردن شرایط تیر ساده داریم:

$$I_{eq} = 0.75(I_{pos} + 0) = 0.75I_{pos}$$

مقدار I_{pos} با توجه به توضیحات سوال تغییر کرده است. در حالت اول، تیر بدون عملکرد مختلط است و در حالت دوم دارای عملکرد مختلط کامل است. در حالت عملکرد مختلط ناقص باید از رابطه ۲۴-۸-۲-۱۰ استفاده کرد:

چنانچه عملکرد مختلط بین بخش بتنی و فولادی مطابق بند ۱۰-۲-۸-۳-۳-ت به صورت ناقص باشد، در رابطه ۲۴-۸-۲-۱۰ برای مقادیر I_{pos} و I_{neg} باید مطابق روابط زیر از مقادیر مؤثر آن‌ها استفاده شود:

$$I_{pos\ eff} = 0.7 \left(I_s + \sqrt{\sum Q_n / C_f} (I_{pos} - I_s) \right) \quad (24-8-2-10)$$

$$I_{neg\ eff} = 0.7 \left(I_s + \sqrt{\sum Q_n / A_s F_y} (I_{neg} - I_s) \right) \quad (25-8-2-10)$$

که در آن:

$\sum Q_n$ = مقدار مقاومت برشی اسمی برشگیرهای به صورت گل‌میخ یا ناودانی تعبیه شده در حدفاصل لنگر حداکثر مثبت و لنگر صفر در رابطه ۲۴-۸-۲-۱۰ و مقدار مقاومت برشی اسمی برشگیرهای به صورت گل‌میخ یا ناودانی تعبیه شده در حدفاصل لنگر حداکثر منفی و لنگر صفر در رابطه ۲۵-۸-۲-۱۰
 C_f = حداقل دو مقدار $0.85 f_c A_c$ و $A_s F_y$
 I_s = ممان اینرسی مقطع تیر فولادی تنها

مقدار C_f در این رابطه، همان V_h در بند زیر است:

ت) مقاومت برشی موردنیاز بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-۱) در نواحی لنگر خمشی مثبت

برش افقی موردنیاز کل (V_h) بین تیر فولادی و دال بتنی در فاصله نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر در حالت عملکرد مختلط کامل باید برابر کوچکترین دو مقدار به دست آمده از حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

۱- خردشدگی بتن مطابق رابطه زیر:

$$V_h = 0.85 f_c A_c \quad (20-8-2-10)$$

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطه زیر:

$$V_h = F_y A_s \quad (21-8-2-10)$$

تبصره: در ناحیه لنگر خمشی مثبت (فاصله بین نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر) چنانچه مقدار $\sum Q_n$ مساوی یا بیش از V_h باشد تیر دارای عملکرد مختلط کامل، کمتر از V_h و مساوی یا بیشتر از $0.25V_h$ باشد تیر دارای عملکرد مختلط ناقص و کمتر از $0.25V_h$ باشد تیر بدون عملکرد مختلط در نظر گرفته می‌شود.



میزان خیز یک تیر تحت بار گسترده قائم در صورت ثابت بودن سایر شرایط با ممان اینرسی مقطع آن به صورت زیر تغییر خواهد کرد:

$$\delta \propto \frac{1}{I}$$

در حالت اول

$$\delta_1 = 40 \text{ mm} \propto \frac{1}{I_s} \rightarrow I_s \propto \frac{1}{40}$$

در حالت دوم

$$\delta_2 = 13 \text{ mm} \propto \frac{1}{0.75 I_{pos}} \rightarrow I_{pos} \propto \frac{1}{13 \times 0.75}$$

طبق شرایط خواسته مسئله، تعداد برشگیرها نسبت به حداقل شرایط برقراری حالت مختلط کامل نصف شده است، لذا

$$I_{pos \text{ eff}} = 0.7 \left(I_s + \sqrt{\frac{1}{2}} (I_{pos} - I_s) \right) = 0.7 (0.3 I_s + 0.7 I_{pos})$$

$$I_{pos \text{ eff}} = 0.21 I_s + 0.49 I_{pos}$$

برای محاسبه خیز در حالت مختلط کامل داریم:

$$I_{eq} = 0.75 I_{pos}$$

در حالت مختلط ناقص، این رابطه به فرم زیر در خواهد آمد:

$$I_{eq} = 0.75 I_{pos \text{ eff}} = 0.75 \times (0.21 I_s + 0.49 I_{pos}) = 0.158 I_s + 0.368 I_{pos}$$

$$I_{eq} = 0.158 \times \frac{1}{40} + 0.368 \times \frac{1}{13 \times 0.75} = 0.0417$$

در نتیجه

$$\delta_3 \propto \frac{1}{I_{eq}} = \frac{1}{0.0417} = 23.98 \text{ mm} \cong 24 \text{ mm}$$



سوال ۵۳

در شکل جزئیات اتصال گیردار از نوع BFP یک تیر به دهانه آزاد ۴/۲ متر در یک قاب خمشی ویژه نشان داده شده است. در طراحی به روش LRFD، مقاومت برشی مورد نیاز در چشمه اتصال (V_{up}) به کدام یک از گزینه های زیر نزدیکتر است؟ در محاسبات از وزن تیر و بارهای ثقلی روی آن و همچنین نیروی برشی در ستون صرف نظر کنید. مقطع تیر ورق نشان داده شده مربوط به تیر است. در شکل ابعاد به میلی متر است.

مشخصات مصالح تیر $F_y = 235 \text{ MPa}$, $F_u = 360 \text{ MPa}$

مشخصات مصالح ستون $F_y = 345 \text{ MPa}$, $F_u = 470 \text{ MPa}$

(۱) 2250 kN.m

(۲) 1890 kN.m

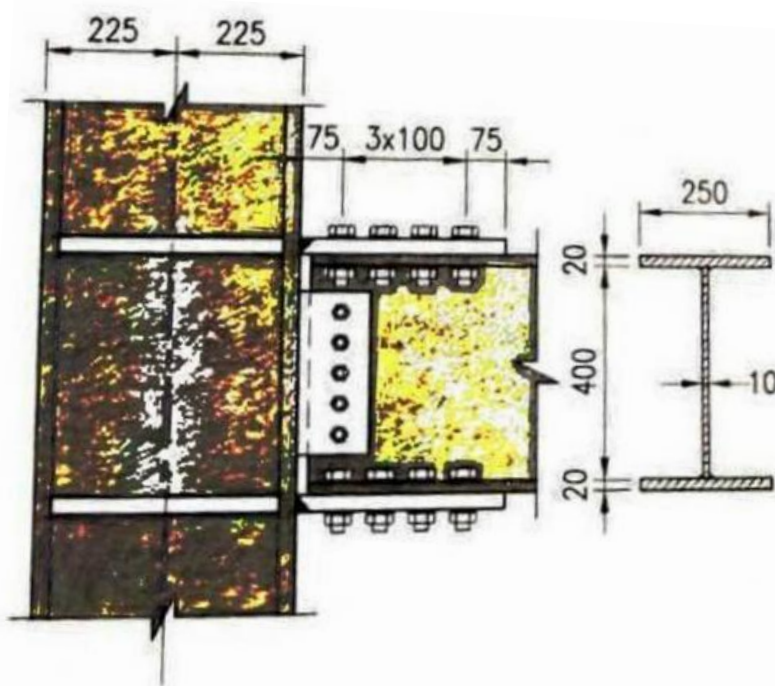
(۳) 1095 kN.m

(۴) 2520 kN.m

گزینه ۱ صحیح است.

(سطح سوال سخت)

حل:



مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۳-۳-۳-۹ و بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-۳-۳-۳-۱۰ صفحه ۳۰۳ کتاب

۱۰-۳-۳-۳-۹ برش در چشمه اتصال

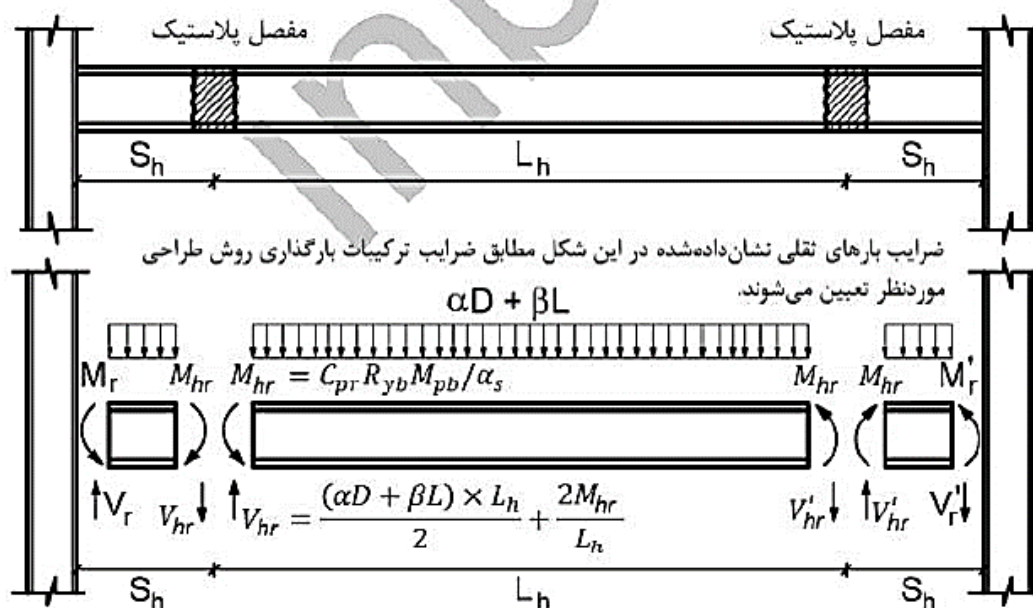
الف) چشمه اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۹-۲-۱۰ را اقلان نماید که در آن مقاومت برشی مورد نیاز این چشمه باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهایی تیرهای طرفین اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-۳-۳-۳-۱۰ الف به دست می آید، تعیین شود. در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال بیش از مقاومت برشی موجود آن باشد، در چشمه اتصال تعبیه ورق یا ورق های مضاعف الزامی بوده و ضخامت آن یا آن ها براساس اختلاف مقاومت برشی مورد نیاز و مقاومت برشی موجود به دست می آید.

۸-۳-۳-۳-۱۰ اتصال تیر به ستون

اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییر شکل‌های 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 قاب‌های خمشی ویژه از طریق آزمایش‌های تعیین شده در بخش ۸-۳-۱۰ مورد تأیید قرار گیرند. در صورت عدم انجام آزمایش، استفاده از اتصالات پیش‌تأیید شده ارائه شده در بخش ۷-۳-۱۰ بلامانع است.

در قاب‌های خمشی ویژه مقاومت‌های مورد نیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

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_{el}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۷-۳-۳-۳-۱۰ استفاده نمود. کلیه الزامات مندرج در بند ۱۰-۹-۲-۱۰ در خصوص بال و جان ستون در محل اتصال باید بر مبنای مقاومتی که از محاسبات مذکور به دست می‌آید، رعایت شود.



شکل ۸-۳-۳-۳-۱۰: نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی ویژه

با صرف نظر از بارهای ثقلی طبق فرض سوال، داریم:

$$M_{hr} = C_{pr} R_y M_p$$

$$1.1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{235 + 360}{2 \times 235} = 1.27 \leq 1.2 \rightarrow C_{pr} = 1.2$$

$$R_y = 1.15$$

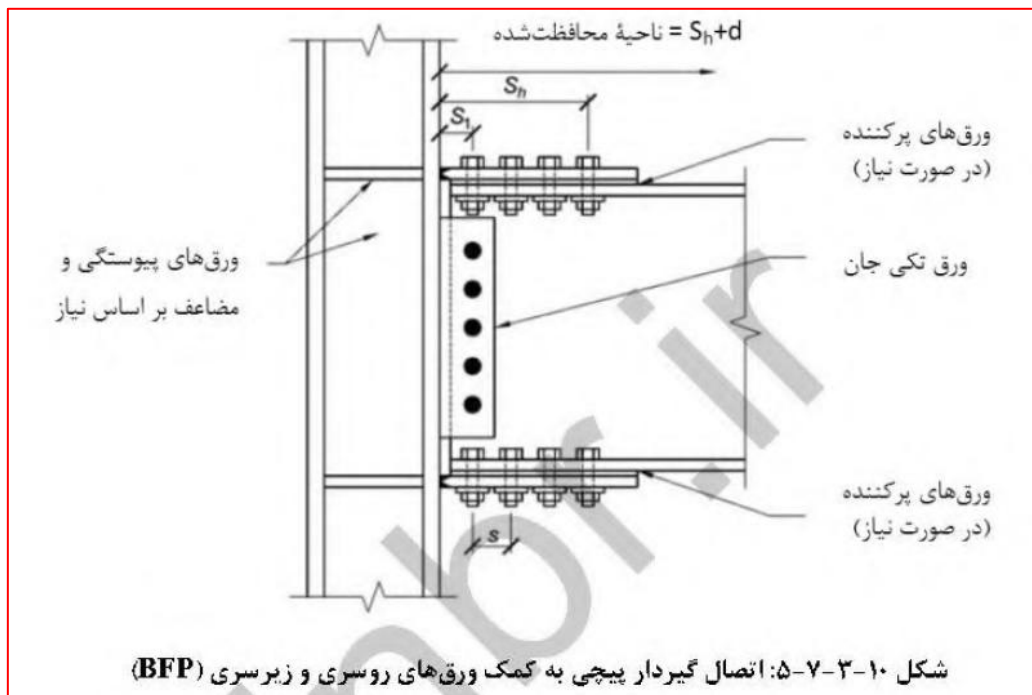
$$M_p = (2 \times 200 \times 10 \times 100 + 2 \times 250 \times 20 \times 210) \times 235$$

$$M_p = 587500000 \text{ Nmm} = 587.5 \text{ KN.m}$$

در نتیجه

$$M_{hr} = 1.2 \times 1.15 \times 587.5 = 810.75 \text{ KN.m}$$

برای محاسبه V_{hr} به مقدار S_h نیاز است که بر اساس اطلاعات مندرج در جزئیات اتصال گیردار از پیش تایید شده می توان آن را تخمین زد:



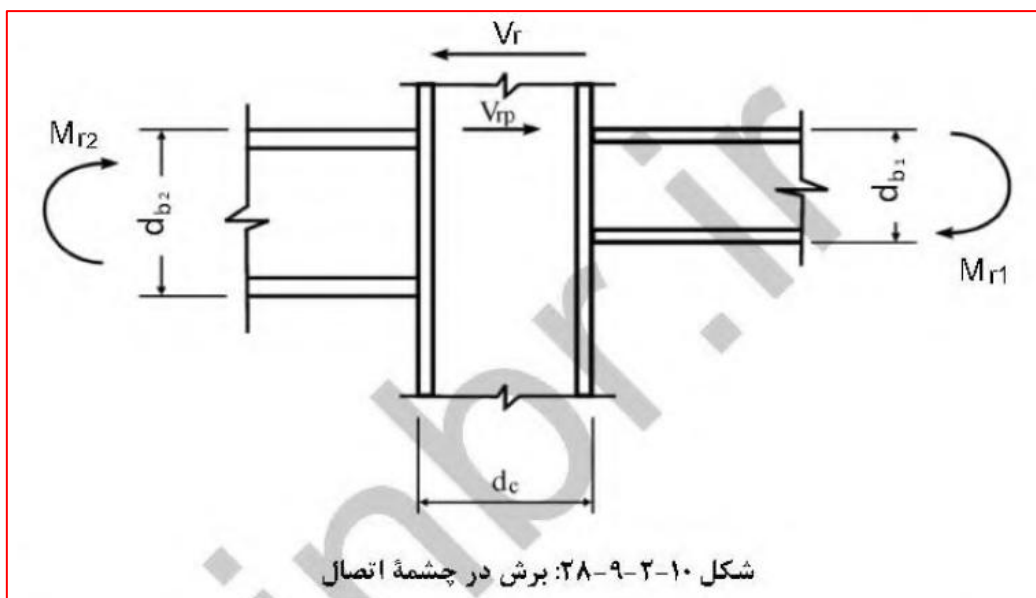
$$S_h = 300 + 75 = 375 \text{ mm}$$

$$\rightarrow L_h = 4.2 - 2 \times 0.375 = 3.45 \text{ m} \rightarrow V_{hr} = \frac{2 \times 810.75}{3.45} = 470 \text{ KN}$$

بنابراین مقدار لنگر مورد نیاز اتصال M_r به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

$$M_r = M_{hr} + S_h \times V_{hr} = 810.75 + 0.375 \times 470 = 987 \text{ KN.m}$$

مقدار برش مورد نیاز در چشمه اتصال بر اساس تعادل شکل ۱۰-۲-۹-۲۸ محاسبه خواهد شد:



مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۸، در چشمه اتصال مقاومت برشی موردنیاز (V_{rp}) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{rp} = \frac{M_{r1}}{d_{b1}} + \frac{M_{r2}}{d_{b2}} - V_r \quad (۴۴-۹-۲-۱۰)$$

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:

$$V_{rp} = \frac{M_r}{d} = \frac{987}{0.44} = 2243.2 \text{ KN}$$



سوال ۵۴

در شکل جزئیات اتصال گیردار از نوع BFP یک تیر به دهانه آزاد ۴/۲ متر در یک قاب خمشی ویژه نشان داده شده است. برای تامین الزام تیر ضعیف - ستون قوی، حداقل مجموع مقادیر اسمی مقاومت های خمشی لازم ستون های بالا و پایین گره اتصال ($\sum m_{pc}^*$) به کدام یک از گزینه های زیر نزدیکتر است؟ در محاسبات از وزن تیر و بارهای ثقلی روی آن و همچنین نیروی برشی در ستون صرف نظر کنید. مقطع تیر ورق نشان داده شده مربوط به تیر است. در شکل ابعاد به میلی متر است.

مشخصات مصالح تیر $F_u = 360 \text{ MPa}$, $F_y = 235 \text{ MPa}$

مشخصات مصالح ستون $F_u = 470 \text{ MPa}$, $F_y = 345 \text{ MPa}$

(۱) 625 kN.m

(۲) 1095 kN.m

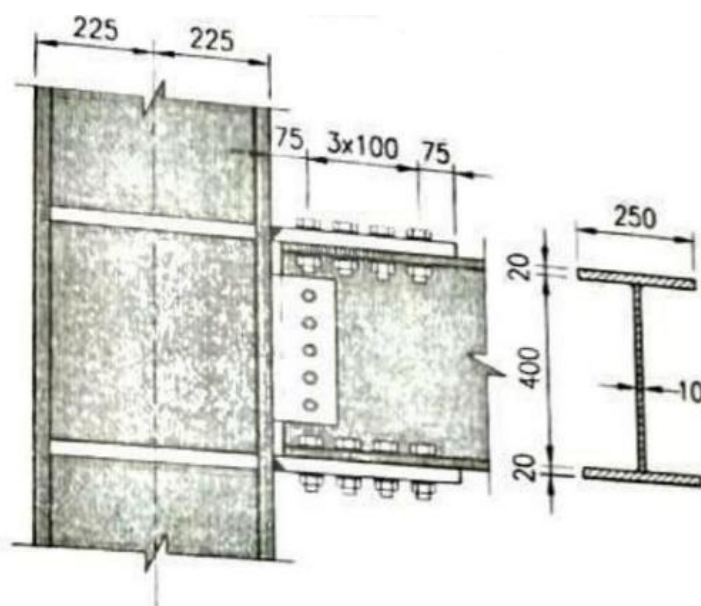
(۳) 1850 kN.m

(۴) 1225 kN.m

گزینه ۲ صحیح است.

(سطح سوال سخت)

حل:



مطابق اطلاعات و توضیحات سوال ۵۳ و بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ صفحه ۲۹۸ و ۲۹۹ مبحث دهم خواهیم داشت:

۱۰-۳-۳-۳-۶ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در قاب های خمشی ویژه، در کلیه گره های اتصالات خمشی تیر به ستون یک قاب خمشی صفحه ای، رعایت رابطه زیر الزامی است:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (10-3-3-3-10)$$

که در آن:

$\sum M_{pc}^*$ = مجموع مقادیر اسمی مقاومت های خمشی ستون های بالا و پایین گره اتصال (شامل

ماهیه ها در صورت وجود) در امتداد مورد نظر، که در محور تیر با در نظر گرفتن اثر

نیروی سحوری ستون سحاسبه می شود. این مقدار را می توان مطابق با رابطه زیر در

نظر گرفت:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g) \quad (۲-۳-۳-۳-۱۰)$$

$\sum M_{pb}^* =$ مجموع مقادیر لنگرهای خمشی مورد انتظار تیرها در گره اتصال نسبت به راستای موردنظر، که در محور ستون محاسبه می‌شود. این لنگرهای خمشی مطابق شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزله محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_c) ترکیب می‌شوند، تعیین شوند. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطهٔ زیر در نظر گرفت:

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \quad (۳-۳-۳-۳-۱۰)$$

مطابق توضیحات سوال، خواسته سوال برقراری شرط ستون قوی-تیر ضعیف است:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \rightarrow \sum M_{pc}^* > \sum M_{pb}^*$$

بنابراین مقدار $\sum M_{pb}^*$ محاسبه خواهد شد:

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_s \times M_v)$$

$$M_{pr} = 1.2 \times 1.15 \times 587.5 = 810.75 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow L_h = 4.2 - 2 \times 0.375 = 3.45 \text{ m} \rightarrow V_{hr} = \frac{2 \times 810.75}{3.45} = 470 \text{ KN}$$

$$M_v = 470 \times (0.375 + 0.225) = 282 \text{ KN.m}$$

بنابراین مقدار $\sum M_{pb}^*$ برابر خواهد بود با:

$$\sum M_{pb}^* = M_{pr} + \alpha_s \times M_v = 282 + 810.75 = 1092.75 \text{ KN.m}$$

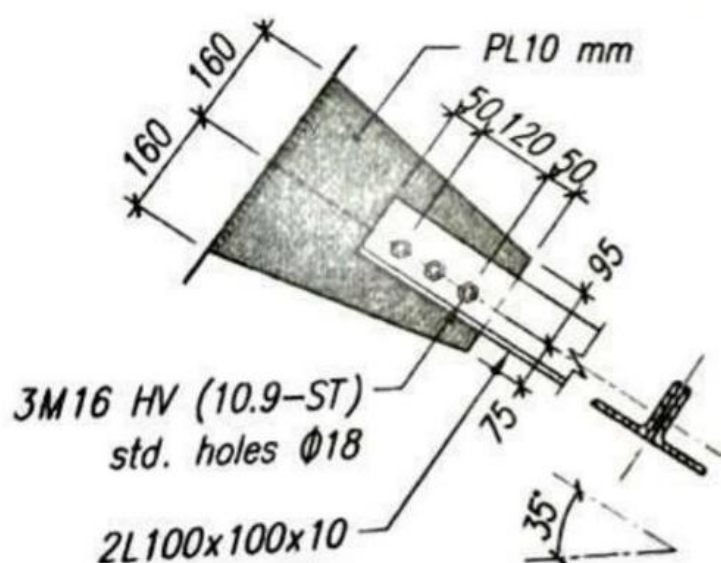


سوال ۵۵

در شکل جزئیات اتصال یک عضو کششی غیر لرزه ای دو نبشی (L100*100*10 mm) به ورق اتصال (گاست) نشان داده شده است. مقاومت کششی طراحی (ϕR_n) ورق گاست بر اساس کنترل تنش در مقطع ویتمور به کدام یک از گزینه های زیر نزدیکتر است؟ پیچ ها M16، از رده ۱۰/۹، سوراخ ها استاندارد و اتصال اتکایی فرض شود. مشخصات مصالح ورق و عضو کششی:

$$F_u = 360 \text{ MPa} , E = 2 \times 10^5 \text{ MPa} , F_y = 235 \text{ MPa}$$

واحدهای روی شکل به میلی متر است (از آثار خروج از مرکزیت نیروی کششی صرف نظر شود).



(۱) ۳۴۰ kN

(۲) ۳۲۰ kN

(۳) ۲۶۰ kN

(۴) ۲۹۰ kN

گزینه ۴ صحیح است.

(سطح سوال متوسط)

حل:

بر اساس ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۴-۱ صفحه ۲۱۸ کتاب، دو حالت حدی باید کنترل شود:

۱۰-۲-۹-۴-۱ مقاومت کششی موجود اجزای اتصال دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا

مقاومت کششی موجود اجزای اتصال دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت کششی اسمی اجزای اتصال دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا) براساس کوچکترین مقدار به دست آمده از حالت های حدی تسلیم و گسیختگی کششی به شرح زیر تعیین می شوند:

الف) حالت حدی تسلیم کششی در مقطع کلی

$$R_n = F_y A_g \quad (۱۷-۹-۲-۱۰)$$

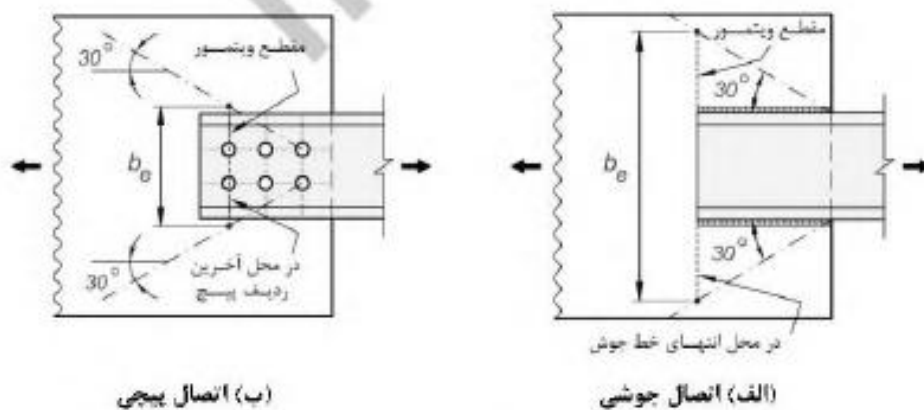
$$\phi = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

ب) حالت حدی گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر

$$R_n = F_u A_e \quad (۱۸-۹-۲-۱۰)$$

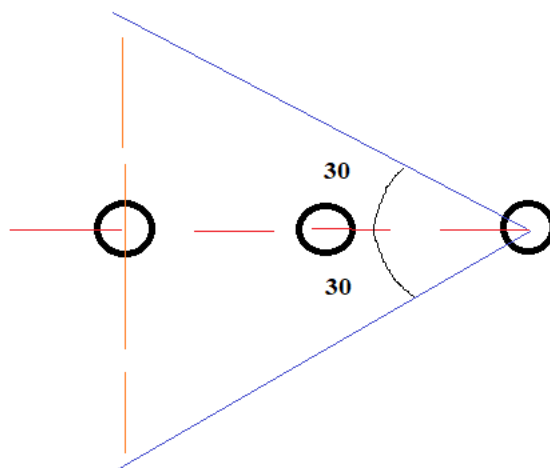
$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

تبصره: در تعیین سطح مقطع‌های فوق، پهنای مقطع جزء اتصال نباید از پهنای ویتمور مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۶ بزرگ‌تر در نظر گرفته شود. اگر پهنای ویتمور خارج از پهنای ورق اتصال قرار گیرد، پهنای ورق اتصال ملاک محاسبه خواهد بود.



شکل ۱۰-۲-۹-۱۶: پهنای ویتمور در محل اتصال اعضا به ورق اتصال (ورق فاست)

نیاز به محاسبه پهنای ویتمور وجود دارد. در این حالت داریم:



بنابراین

$$b_e = 2 \times 69.28 = 138.56 \text{ mm}$$

حالت حدی تسلیم کششی در مقطع کلی

$$R_{d1} = \phi R_n = 0.9 \times 235 \times 138.56 \times 10 = 293054.4 \text{ N} = 293 \text{ KN}$$

حالت حدی گسیختگی کششی در مقطع خالص موثر

$$R_{d2} = \phi R_n = 0.75 \times 360 \times 1 \times (138.56 \times 10 - 1 \times (18 + 2) \times 10)$$

$$R_{d2} = 320112 \text{ N} = 320.1 \text{ KN}$$

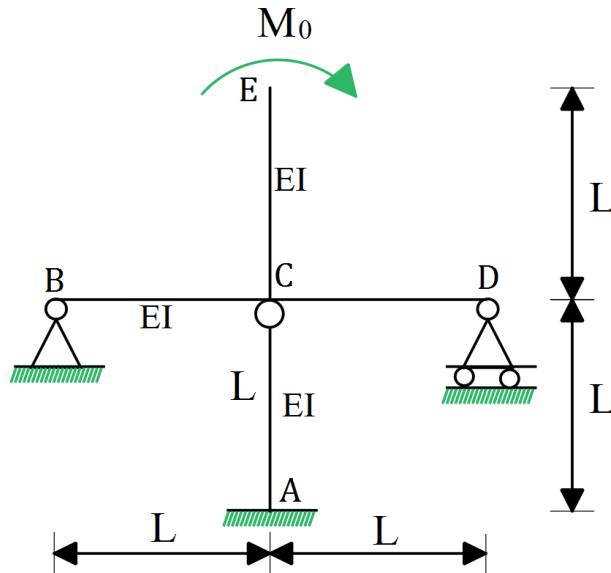
بنابراین حالت حدی تسلیم کششی در مقطع کلی تعیین کننده است.

$$R_d = \min(R_{d1}, R_{d2}) = 293 \text{ KN}$$



سوال ۵۶

در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی تمامی اعضاء صرف نظر شود و صلبیت خمشی کلیه اعضاء یکسان و برابر EI باشد. بر اساس تحلیل الاستیک مرتبه اول، جا به جایی افقی محل اثر M_0 به کدام یک از گزینه های زیر نزدیکتر است؟



$$\frac{M_0 L^2}{3EI} \quad (1)$$

$$\frac{M_0 L^2}{2EI} \quad (2)$$

$$\frac{2M_0 L^2}{3EI} \quad (3)$$

$$\frac{4M_0 L^2}{3EI} \quad (4)$$

گزینه ۳ صحیح است.

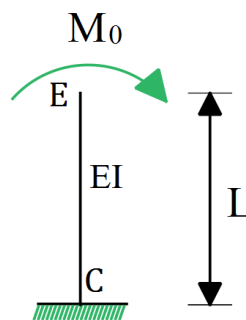
سطح سوال متوسط و نکته ای

حل:

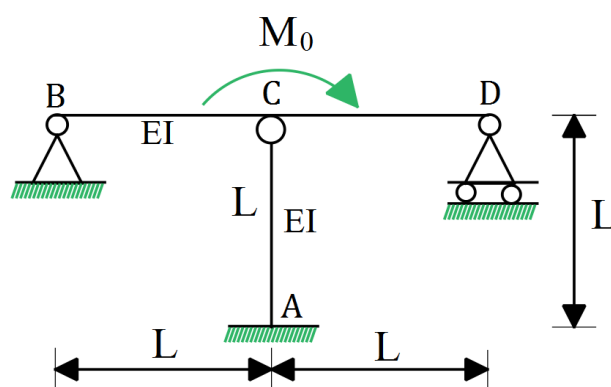
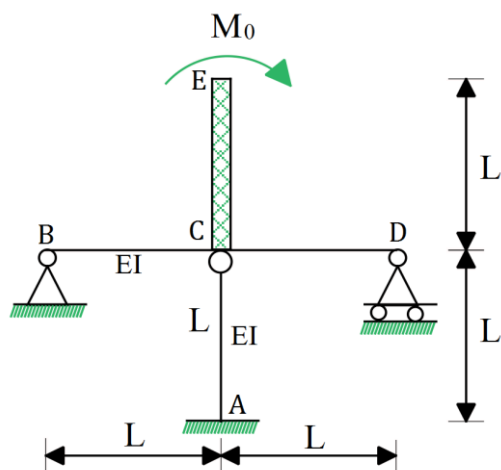
طبق اصل انعطاف پذیری در دو مرحله می توان جا به جایی افقی محل اثر لنگر متمرکز M_0 در نقطه E را محاسبه نمود. بنابراین داریم:

حالت اول: صلبیت عضو BD را برابر بی نهایت قرار داده و بنابراین هیچ گونه خیز و شیبی در طول تیر BD ایجاد نخواهد شد. لذا با توجه به نداشتن خیز و شیب در نقطه C این نقطه مانند تکیه گاه گیردار عمل کرده و با توجه به روابط حفظی خیز در تیرهای طره ای داریم:

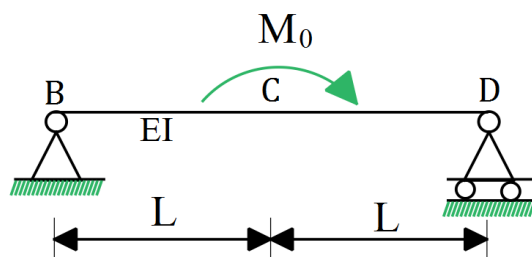
$$\rightarrow \Delta_{Ex1} = \frac{M_0 L^2}{2EI} \rightarrow$$



حالت دوم: صلبیت عضو CE را برابر بی نهایت قرار داده و لنگر ناشی از عضو طره ای CE را به نقطه C انتقال داده و با توجه به تغییر شکل خطی عضو صلب طره ای با استفاده از روابط حفظی داریم:



نکته مهم: عضو AC به دلیل اتصال مفصلی در نقطه C هیچ سهمی از لنگر متمرکز ندارد، لذا می توان آن را از سازه حذف نمود:



$$\rightarrow \Delta_{Ex2} = \theta_C * L_{CE} = \frac{M_o * 2L}{12EI} * L = \frac{M_o L^2}{6EI} \rightarrow$$

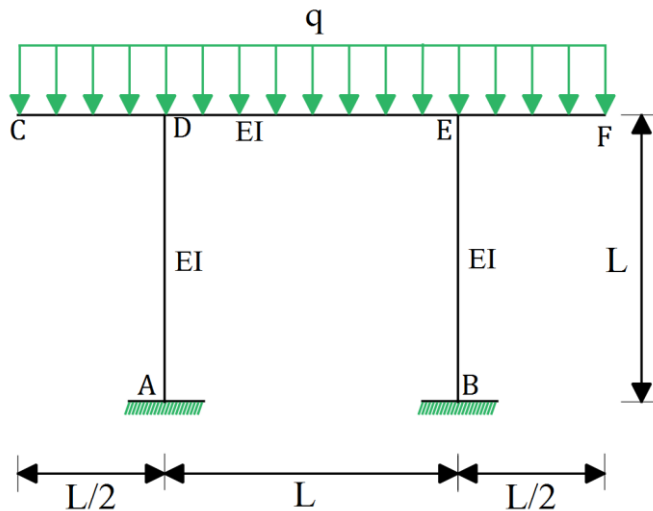
در نهایت می توان جا به جایی افقی محل اثر لنگر متمرکز M_o در نقطه E را طبق اصل جمع آثار قوا محاسبه نمود.

$$\rightarrow \Delta_{Ex} = \Delta_{Ex1} + \Delta_{Ex2} = \frac{M_o L^2}{2EI} + \frac{M_o L^2}{6EI} P = \frac{2M_o L^2}{3EI}$$



سوال ۵۷

در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی تمامی اعضاء صرف نظر شود و صلبیت خمشی کلیه اعضاء یکسان و برابر EI باشد. بر اساس تحلیل الاستیک مرتبه اول، مقدار لنگر خمشی در تکیه گاه ها به کدام یک از گزینه های زیر نزدیکتر است؟



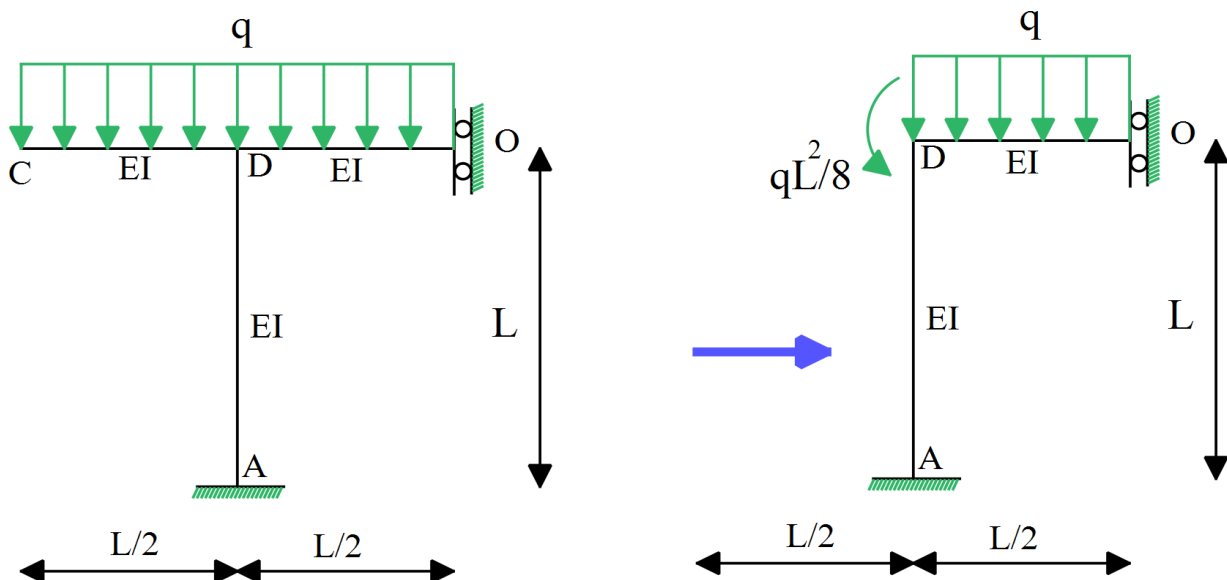
- (۱) $\frac{qL^2}{72}$
- (۲) $\frac{5qL^2}{72}$
- (۳) $\frac{qL^2}{18}$
- (۴) $\frac{qL^2}{48}$

گزینه ۱ صحیح است.

سطح سوال متوسط و نکته ای

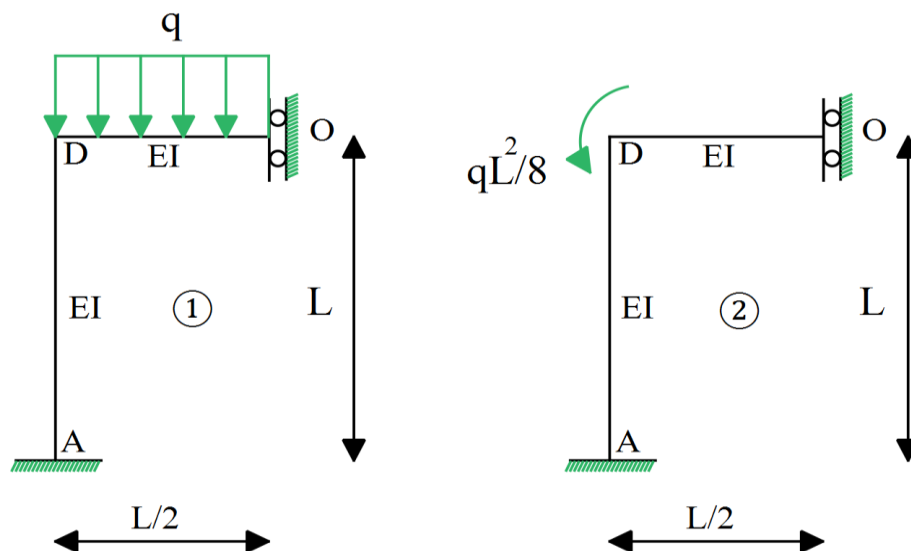
حل:

سازه متقارن بوده و تحت بارگذاری متقارن مستقیم قرار دارد. مطابق سازه نیمه داریم:

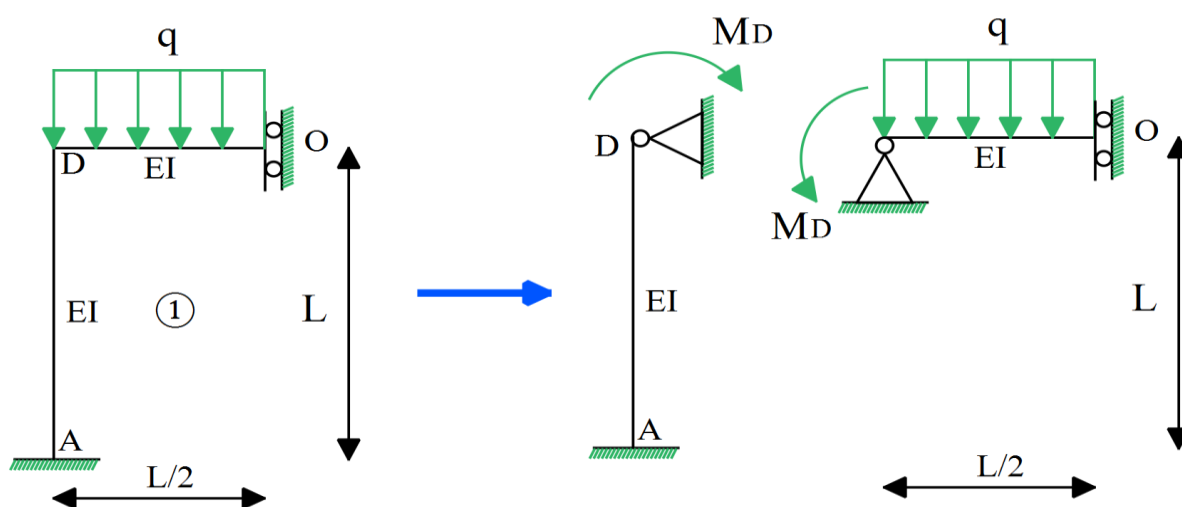




سازه بالا در سمت راست را به دو سازه زیر تبدیل کرده و در نهایت طبق اصل جمع آثار قوار مقدار لنگر در محل تکیه گاه گیردار نقطه A را محاسبه می کنیم:



در ادامه با جدا کردن سازه شماره ۱ از نقطه D و نوشتن معادله سازگاری برابر شیب در نقطه D داریم:



$$\sim^+ (\theta_L)_D = (\theta_R)_D$$

$$+\frac{M_D * L}{4EI} = +\frac{q * \left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI} - \frac{M_D * \frac{L}{2}}{EI} \rightarrow \frac{qL^3}{24EI} = \frac{3M_D L}{4EI}$$

$$\rightarrow M_D = \frac{qL^2}{18}$$

$$\rightarrow M_{A1} = \frac{1}{2} * \frac{qL^2}{18} = \frac{qL^2}{36} \text{ ساعتگرد}$$



در ادامه در سازه شماره ۲ با استفاده از روش سختی و در نظر گرفتن رفتار فنرهای موازی برای تیر و ستون با شیب برابر در نقطه D داریم: ابتدا سختی دورانی تیر و ستون را محاسبه می کنیم:

$$K_{DA} = \frac{4EI}{L}$$

$$K_{DO} = \frac{EI}{\frac{L}{2}} = \frac{2EI}{L}$$

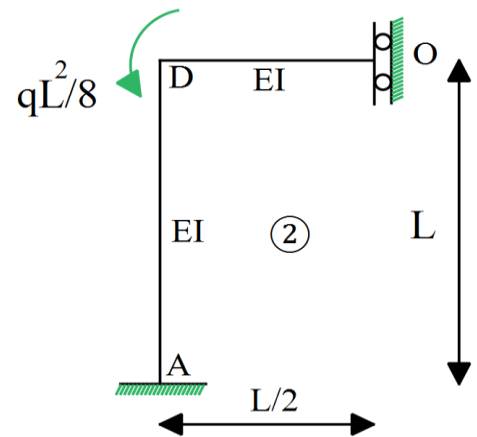
$$M_{DA} = \frac{K_{DA}}{\sum K} * M_D = \frac{\frac{4EI}{L}}{\frac{4EI}{L} + \frac{2EI}{L}} * \frac{qL^2}{8} = \frac{qL^2}{12}$$

$$\rightarrow M_{A2} = \frac{1}{2} * \frac{qL^2}{12} = \frac{qL^2}{24} \text{ پاد ساعتگرد}$$

در نهایت طبق اصل جمع آثار قوار مقدار لنگر در محل تکیه گاه گیردار نقطه A را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow M_A = M_{A1} + M_{A2} = \frac{qL^2}{36} - \frac{qL^2}{24} = -\frac{qL^2}{72} \text{ پاد ساعتگرد}$$

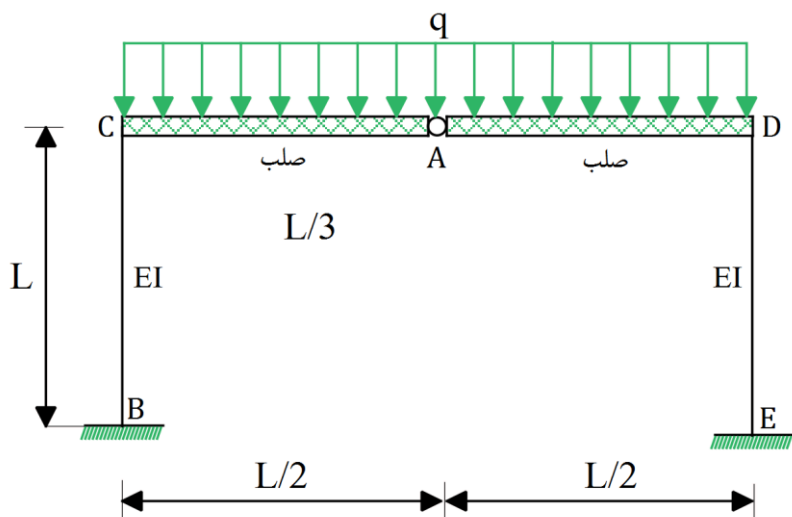
تذکر: در این سوال، سازه نیمه طبق روش شیب افت نیز قابل حل می باشد.





سوال ۵۸

در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضای قائم صرف نظر شود و اعضای افقی کاملاً صلب باشند بر اساس تحلیل الاستیک مرتبه اول، جا به جایی قائم محل مفصل (نقطه A) به کدام یک از گزینه های زیر نزدیکتر است؟



$$\frac{qL^4}{32EI} \quad (۱)$$

$$\frac{qL^4}{64EI} \quad (۲)$$

$$\frac{qL^4}{24EI} \quad (۳)$$

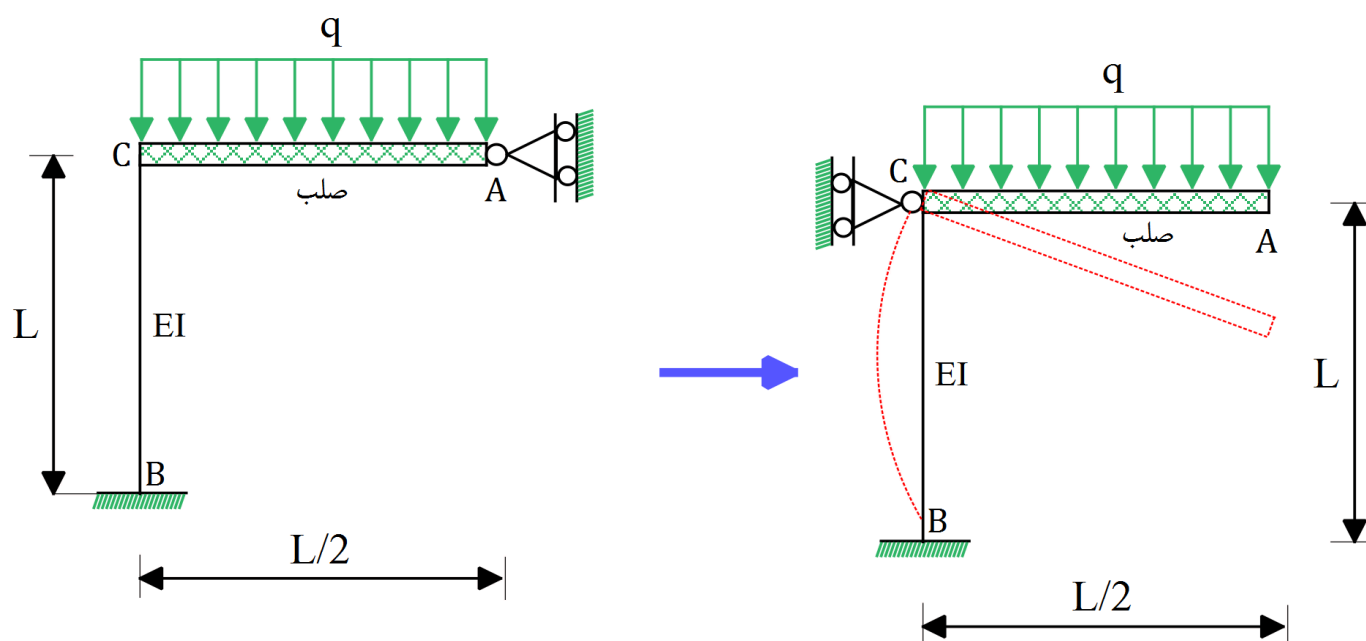
$$\frac{qL^4}{16EI} \quad (۴)$$

گزینه ۲ صحیح است.

سطح سوال متوسط

حل:

سازه در راستای محور y حول مفصل خمشی نقطه A متقارن بوده و تحت بارگذاری مستقیم قرار دارد. بنابراین سازه نیمه به صورت زیر می باشد:

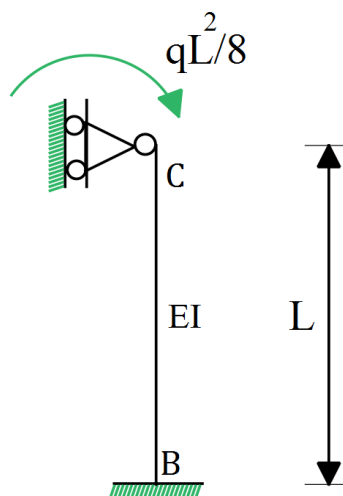




در ادامه می توان در سازه نیمه بالا در سمت راست لنگر ناشی از بارگسترده را به نقطه C انتقال داده و با توجه به خطی بودن تغییرشکل عضو صلب

AC به صورت زیر از روابط حفظی شیب و خیز مقدار خیز قائم نقطه A را محاسبه نمود:

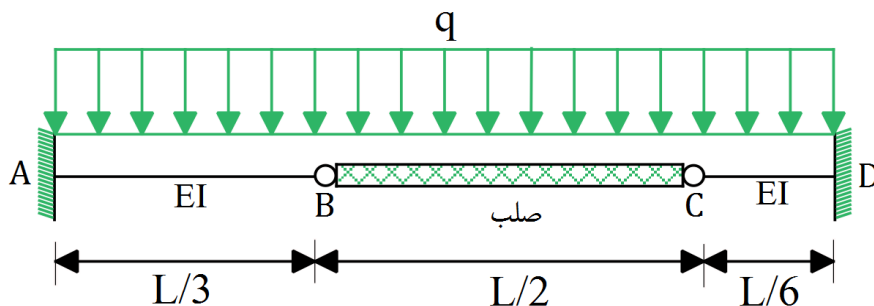
$$\Delta_{Ay} = \theta_C * L_{AC} = \frac{\frac{qL^2}{8} * L}{4EI} * \frac{L}{2} = \frac{qL^4}{64EI}$$





سوال ۵۹

در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضای AB و CD صرف نظر شود و صلیبت خمشی آنها یکسان و برابر EI باشد. دوران میله صلب BC به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



$$\frac{qL^3}{240EI} \quad (۱)$$

$$\frac{qL^3}{150EI} \quad (۲)$$

$$\frac{qL^3}{300EI} \quad (۳)$$

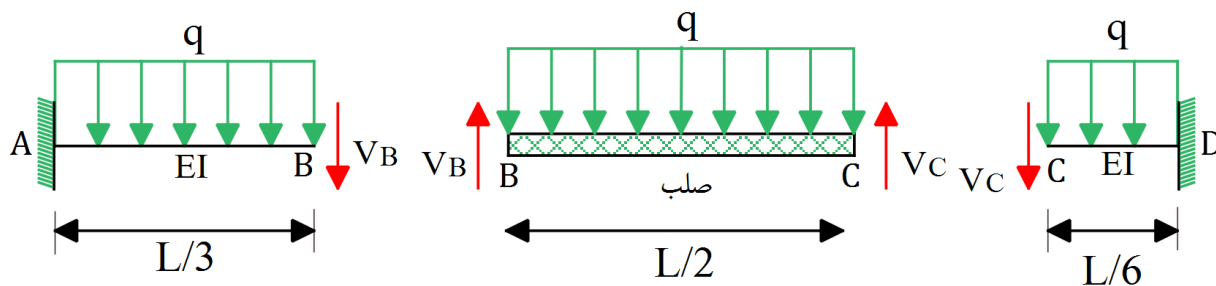
$$\frac{qL^3}{120EI} \quad (۴)$$

گزینه ۴ صحیح است.

سطح سوال آسان و تکراری

حل:

ابتدا سازه را از نقاط B و C جدا کرده و به صورت زیر اعضای AB و CD را تحلیل می کنیم:

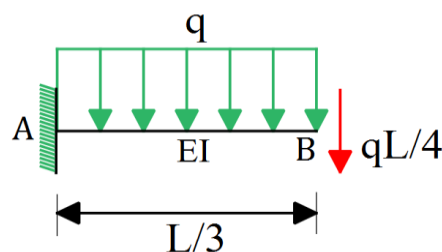


در عضو BC به دلیل تقارن داریم:

$$\rightarrow V_B = V_C = \frac{q * \frac{L}{2}}{2} = \frac{qL}{4}$$

طبق روابط حفظی خیز در تیرهای طره ای در عضو AB داریم:

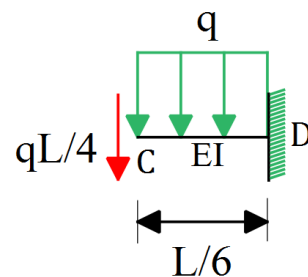
$$\rightarrow \Delta_B = \frac{q * \left(\frac{L}{3}\right)^4}{8EI} + \frac{\frac{qL}{4} * \left(\frac{L}{3}\right)^3}{3EI} = \frac{qL^4}{216EI} \quad \downarrow$$



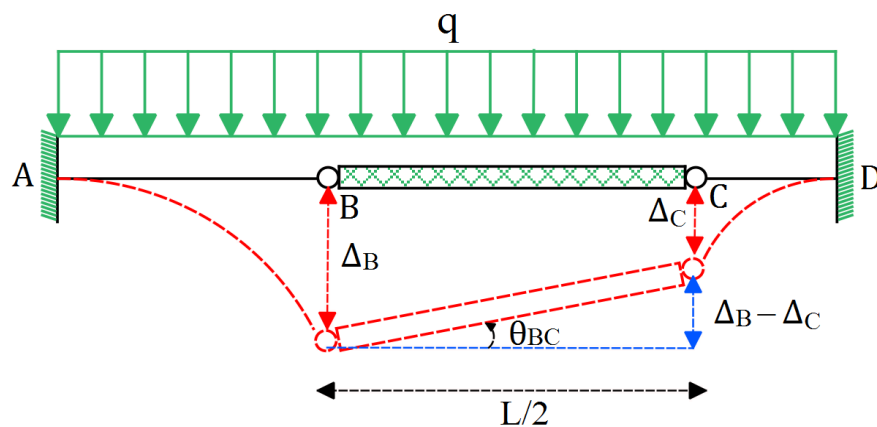


طبق روابط حفظی خیز در تیرهای طره ای در عضو CD داریم:

$$\rightarrow \Delta_C = \frac{q * \left(\frac{L}{6}\right)^4}{8EI} + \frac{\frac{qL}{4} * \left(\frac{L}{6}\right)^3}{3EI} = \frac{5qL^4}{10368EI} \downarrow$$



در نهایت دوران عضو صلب BC را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

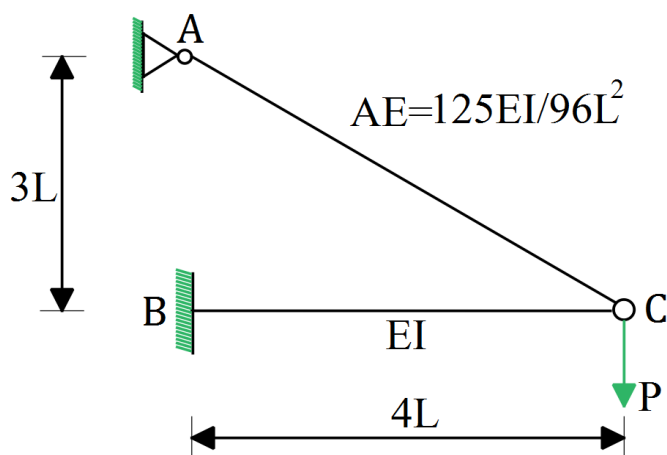


$$\rightarrow \theta_{BC} = \frac{\Delta_B - \Delta_C}{L_{BC}} = \frac{\frac{qL^4}{216EI} - \frac{5qL^4}{10368EI}}{\frac{L}{2}} = \frac{43qL^3}{5484EI} \approx \frac{qL^3}{120EI}$$



سوال ۶۰

در سازه شکل زیر، اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی عضو افقی صرف نظر شود. مقدار لنگر خمشی در تکیه گاه نقطه B به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



$$\frac{10PL}{3} \quad (۱)$$

$$2PL \quad (۲)$$

$$\frac{4PL}{3} \quad (۳)$$

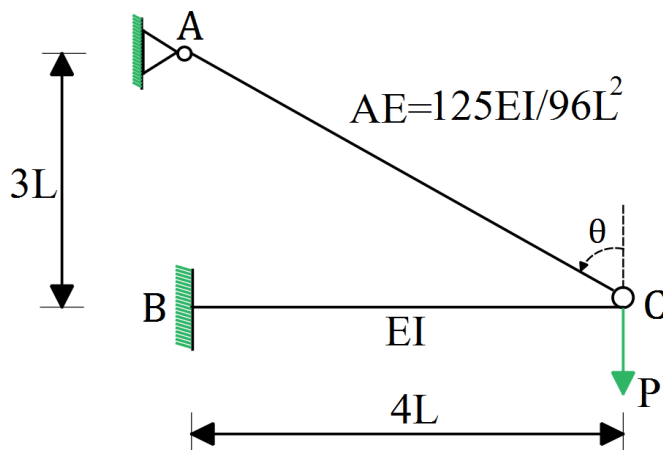
$$\frac{8PL}{3} \quad (۴)$$

گزینه ۳ صحیح است.

سطح سوال آسان و تکراری

حل:

طبق روش سختی و استفاده از فنرهای موازی نیروی متمرکز P به نسبت سختی بین اعضاء تقسیم خواهد شد. بنابراین:



$$L_{AC} = \sqrt{(4L)^2 + (3L)^2} = 5L$$

$$\cos \theta = \frac{3L}{5L} = 0.6$$

$$K_{CB} = \frac{3EI}{(4L)^3} = \frac{3EI}{64L^3}$$

$$K_{AB} = \frac{AE}{5L} \cos^2 \theta = \frac{125EI}{96L^2} * (0.6)^2 = \frac{3EI}{32L^3}$$

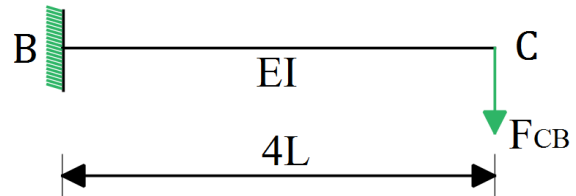


$$F_{CB} = \frac{K_{CB}}{\sum K} * P = \frac{\frac{3EI}{64L^3}}{\frac{3EI}{64L^3} + \frac{3EI}{32L^3}} * P = \frac{P}{3}$$

در نهایت در تیر BC معادله تعادل لنگر حول نقطه B را می نویسیم:

$$\sum^+ M_B = 0$$

$$M_B = F_{CB} * 4L = \frac{P}{3} * 4L = \frac{4PL}{3}$$



دقیق ترین تخمین درصد قبولی با پاسخنامه معتبر سبزسازه



برای محاسبه درصد قبولیتون اینجا کلیک کنید



