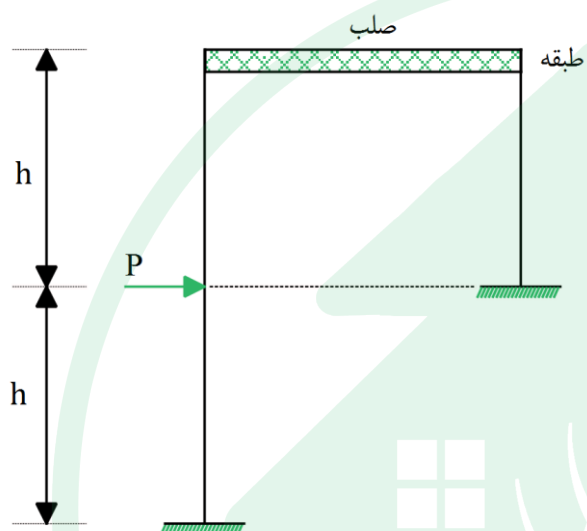


آزمون محاسبات نظام مهندسی	
تعداد سوالات	۶۰

- ۱- در قاب شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی ستون ها صرف نظر شود و تیر کاملاً صلب باشد، جابه جایی افقی در تراز طبقه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ صلیبت خمشی ستون ها یکسان و برابر EI است.



(۱) $\frac{7Ph^3}{288EI}$

(۲) $\frac{Ph^3}{27EI}$

(۳) $\frac{3Ph^3}{196EI}$

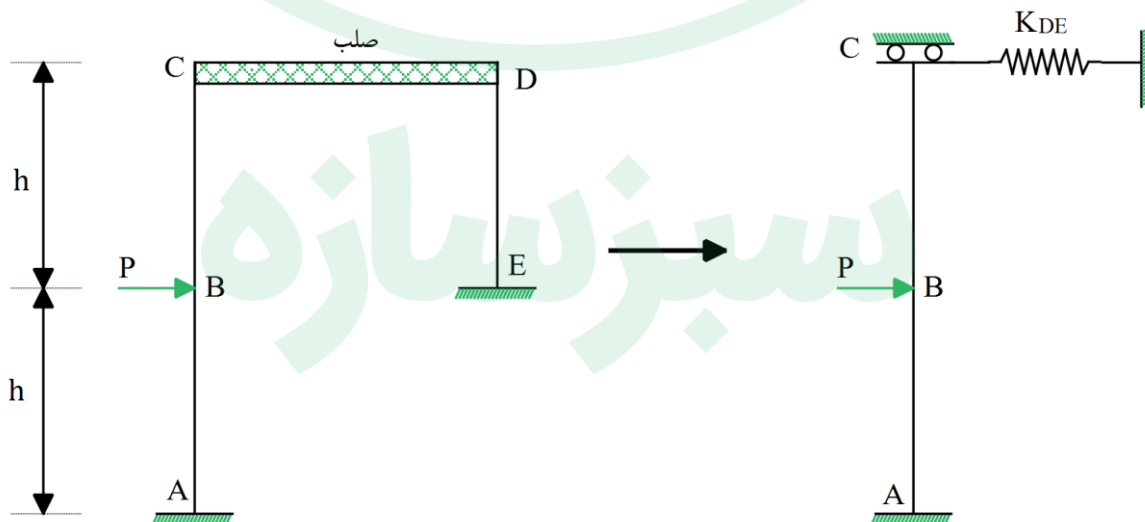
(۴) $\frac{5Ph^3}{198EI}$

پاسخ سوال (۱)

سطح سوال متوسط رو به سخت

روش حل اول: طبق مفاهیم تحلیل سازه و استفاده از روش سازگاری و روش باز و بسته کردن داریم:

مدلسازی کل سازه به صورت زیر می باشد:

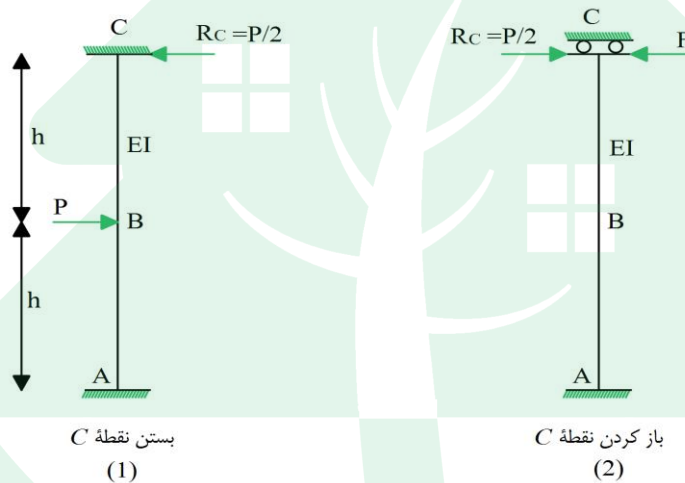


در ستون AC با نوشتن رابطه سازگاری داریم:

$$\rightarrow^+ \Delta_{Cx} = \Delta_{\text{فنر}}$$

$$K_{DE} = \frac{12EI}{h^3}$$

در ستون AC طبق روش باز و بسته کردن می توان تغییر مکان افقی نقطه C را محاسبه نمود. بنابراین داریم:



$$\rightarrow^+ \Delta_{Cx} = \Delta_{Cx1} + \Delta_{Cx2} = 0 + \frac{\left(\frac{P}{2} - F\right) * (2h)^3}{12EI} = \frac{Ph^3}{3EI} - \frac{2Fh^3}{3EI}$$

$$\Delta_{\text{فنر}} = \frac{F}{K_{DE}} = \frac{F}{\frac{12EI}{h^3}} = \frac{Fh^3}{12EI}$$

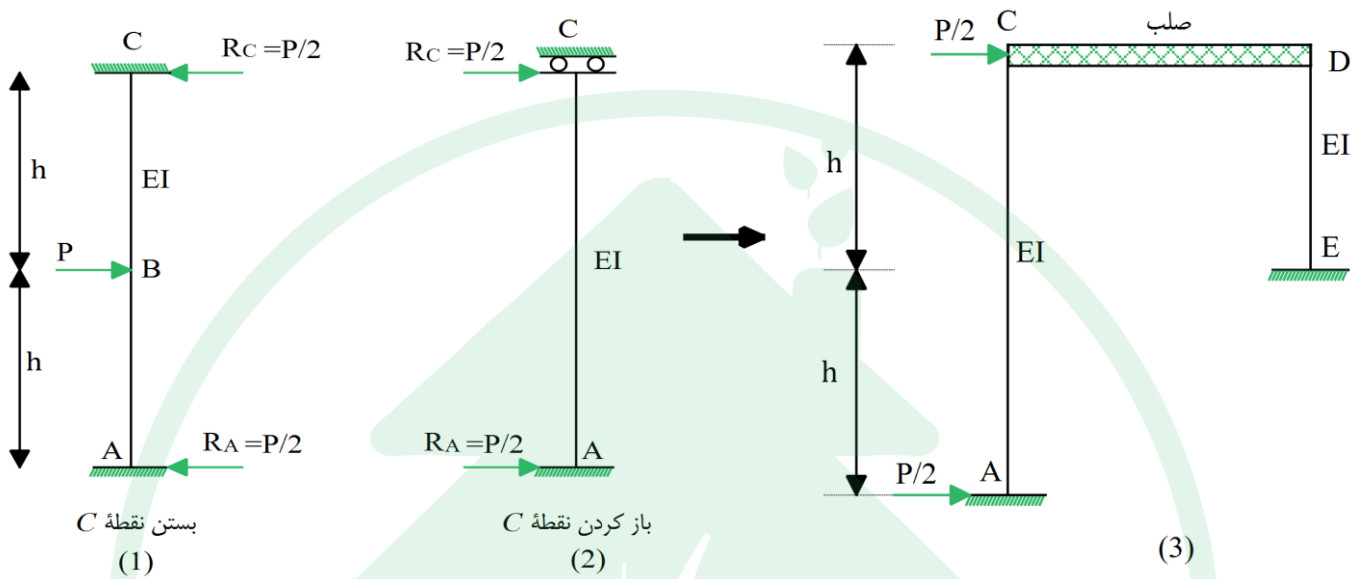
در ادامه می توان نیرو در فنر DE را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\rightarrow^+ \Delta_{Cx} = \Delta_{\text{فنر}} \rightarrow \frac{Ph^3}{3EI} - \frac{2Fh^3}{3EI} = \frac{Fh^3}{12EI} \rightarrow F = \frac{4P}{9}$$

در نهایت با مشخص شدن نیرو در فنر DE به راحتی می توان فهمید که تغییر مکان افقی تراز طبقه برابر مقدار تغییر مکان فنر DE می باشد. بنابراین:

$$\rightarrow^+ \Delta_{Cx} = \Delta_{\text{فنر}} = \frac{F}{K_{DE}} = \frac{\frac{4P}{9}}{\frac{12EI}{h^3}} = \frac{Ph^3}{27EI}$$

روش حل دوم: طبق روش حل اول (باز و بسته کردن نقطه C) نیروی جانبی وارد بر تراز طبقه را محاسبه می کنیم:



در نهایت با استفاده از روش فنر و با مدلسازی سازه شماره (3) با فنرهای موازی AC و DE مقدار تغییر مکان جانبی تراز طبقه در نقطه C را محاسبه می کنیم:

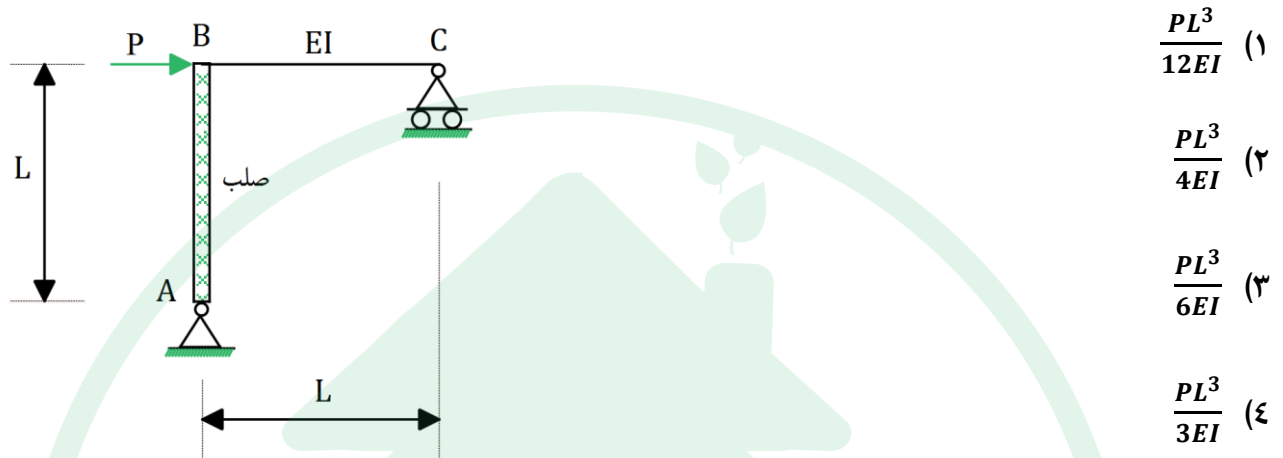
$$\rightarrow^+ \Delta_{Cx} = \frac{F}{\sum K} = \frac{F}{K_{AC} + K_{DE}} = \frac{\frac{P}{2}}{\frac{12EI}{(2h)^3} + \frac{12EI}{h^3}} = \frac{Ph^3}{27EI}$$

نکته: نیروی افقی $\frac{P}{2}$ وارد به تکیه گاه گیردار A در سازه شماره (3) تاثیری در تغییر مکان جانبی تراز طبقه نداشته و توسط تکیه گاه گیردار A تحمل می شود.

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه

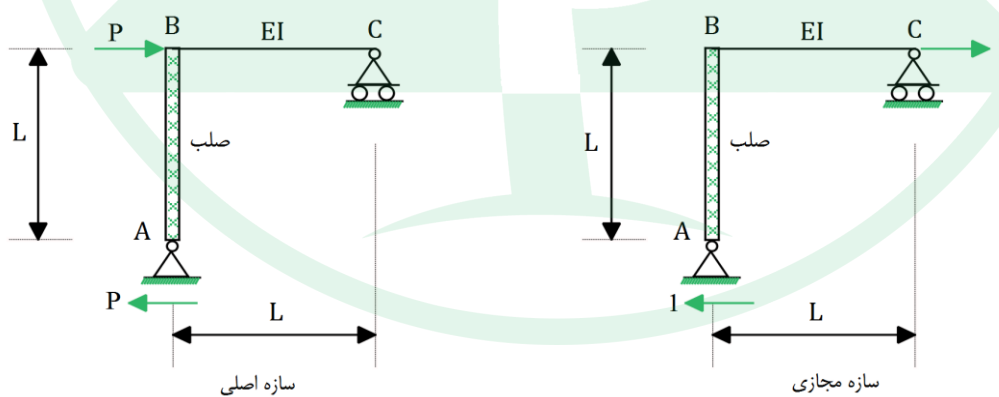
۲- در قاب شکل زیر اگر از تغییرشکل های محوری و برشی عضو افقی صرف نظر شود، حداکثر جابه جایی افقی در نقطه C به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



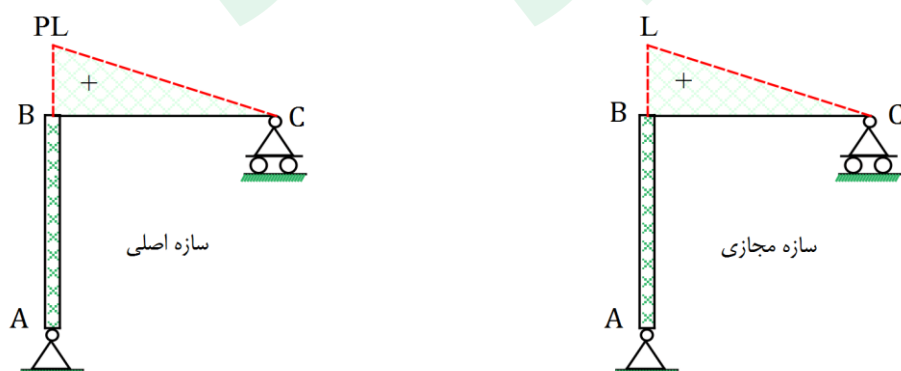
پاسخ سوال (۲)

سطح سوال آسان

حل: طبق روش های کار مجازی و روابط حفظی در تیرهای دو سر مفصل می توان به جابه جایی افقی نقطه C در سازه رسید. بنابراین: روش حل اول: طبق کارمجازی و استفاده از جدول روش ترسیمی مور داریم:



ترسیم نمودار لنگر در عضو BC با صرف نظر کردن از عضو صلب AB:

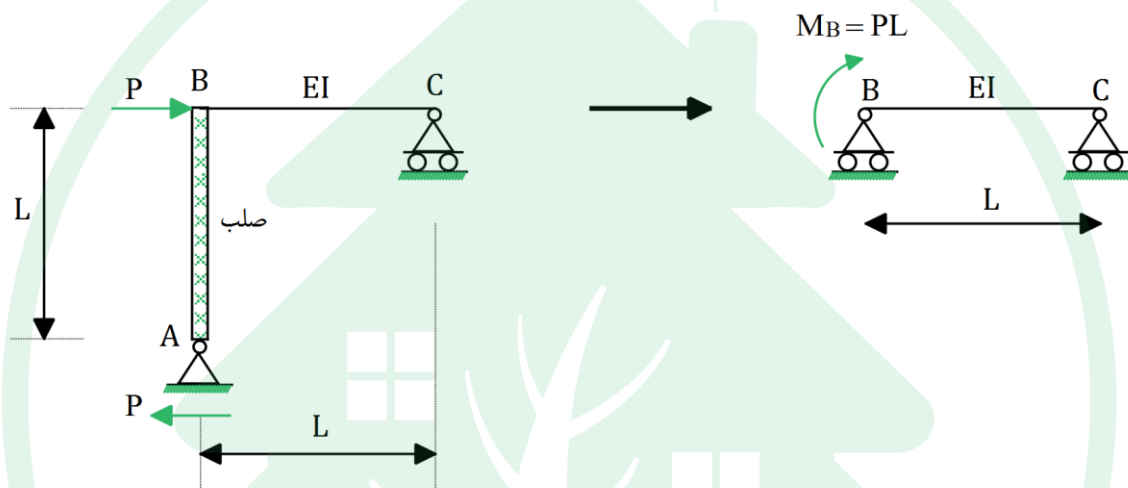


در نهایت مقدار جابه جایی حداکثر نقطه C به صورت زیر محاسبه می شود:

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

روش حل دوم: طبق روابط حفظی در تیرهای دو سر مفصل داریم:

چون از تغییر طول محوری در اعضای قاب صرف نظر شده است، لذا نقطه B به هر اندازه به سمت راست جابه جا شود نقطه C نیز به همان اندازه جابه جا خواهد شد، بنابراین داریم:



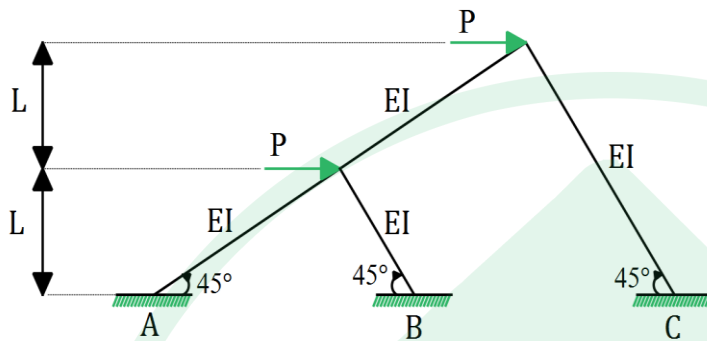
$$\theta_A = \theta_B = \frac{M_B * L}{3EI} \rightarrow M_B = PL$$

$$\rightarrow^+ \Delta_{Cx} = \theta_A * L_{AB} = \frac{PL * L}{3EI} * L = \frac{PL^3}{3EI}$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

سبزسازه

۳- در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا و نیز آثار مرتبه دوم صرف نظر شود، کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح است؟



- (۱) مقدار لنگر خمشی فقط در تکیه گاه A صفر بوده و در تکیه گاه های B و C غیر صفر است.
- (۲) مقدار لنگر خمشی فقط در تکیه گاه های A و B صفر بوده و در تکیه گاه C غیر صفر است.
- (۳) مقدار لنگر خمشی در هر سه تکیه گاه A، B و C صفر است.
- (۴) مقدار لنگر خمشی در هیچ یک از تکیه گاه های A، B و C صفر نیست.

پاسخ سوال (۳)

سطح سوال متوسط

طبق روش شیب افت و درجات آزادی انتقالی در سازه ها داریم:

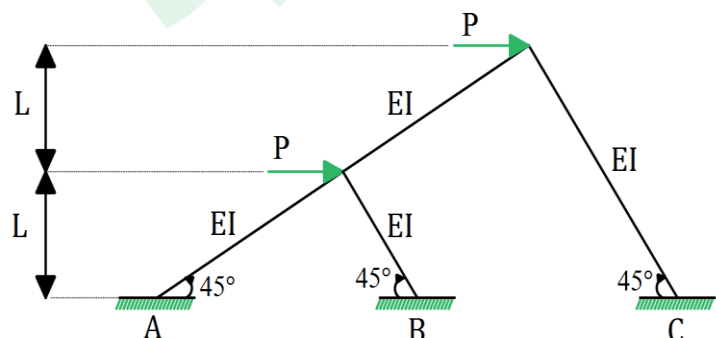
اگر سازه دارای خصوصیات زیر باشد می توان گفت که سازه رفتار خرابایی دارد و هیچ لنگری در نقاط تکیه گاهی و غیر تکیه گاهی به وجود نمی آید. بنابراین:

مورد اول: از تغییر طول محوری اعضا صرف نظر شود. که طبق صورت سوال این مورد در نظر گرفته شده است.

مورد دوم: بارهای وارد بر سازه به صورت گرهی بر سازه اعمال شده باشند. که با توجه به شکل سازه این مورد نیز در سازه وجود دارد و بارهای متمرکز P به گره های سازه وارد شده اند.

مورد سوم: درجه آزادی انتقالی سازه صفر باشد. که این مورد را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$n_D = 2m + n - s$$

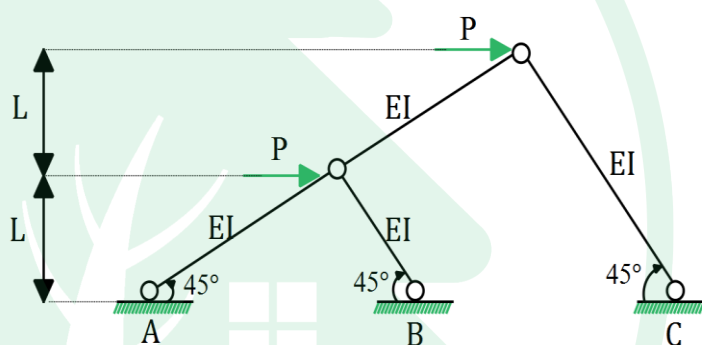


در رابطه درجه آزادی انتقالی پارامتر m تعداد گره های غیر تکیه گاهی می باشد، همچنین پارامتر n تعداد تکیه گاه خارجی که تغییر مکان داشته باشند و پارامتر S تعداد اعضای که از تغییر طول محور آنها صرف نظر شده می باشد.

$$m = 2 \quad \text{و} \quad n = 0 \quad \text{و} \quad s = 4$$

$$n_D = 2 * 2 + 0 - 4 = 0$$

بنابراین درجه آزادی انتقالی در سازه صفر بوده و مورد سوم نیز در سازه وجود دارد. در نتیجه سازه رفتار خریایی دارد و تمام گره های تکیه گاهی و غیر تکیه گاهی آن به صورت مفصلی می باشند و لنگری در تکیه گاه ها به وجود نمی آید.



$$M_A = M_B = M_C = 0$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

سبزسازه



۴- در یک ساختمان مسکونی 10 طبقه واقع در شهر مشهد از نوع قاب خمشی بتنی ویژه، زمان تناوب تجربی برابر 0.8 ثانیه و زمان تناوب تحلیلی برابر 1.25 ثانیه محاسبه شده است. نسبت کمترین برش پایه برای کنترل تغییرمکان جانبی نسبی این ساختمان به کمترین برش پایه برای طراحی اعضای آن مطابق کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟ فرض کنید در هیچ حالتی برش پایه حداقل حاکم نبوده و $T_s = 0.5$ s است. همچنین فرض نمائید جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمی نمایند.

(۱) 0.84

(۲) 0.67

(۳) 0.80

(۴) 1.00

پاسخ سوال (۴)

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۳-۵-۳ صفحه ۴۶ و تبصره صفحه ۳۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

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

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

الف- برای پهنه های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

حالت اول: برای تغییر مکان جانبی نسبی فقط در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت زمان تناوب اعمال می شود. چون ساختمان مسکونی است داریم:

نکته: پارامترهای A و I و R_u در هر دو حالت یکسان می باشند. بنابراین به محاسبه ضریب بازتاب B در دو حالت می پردازیم:

$$T = T_m = 1.25 \text{ s}$$

$$V_{u1} = \frac{ABIW}{R_u}$$

$$T_s = 0.5 \text{ S}$$

$$B = B_1 N$$

برای شهر مشهد با خطر لرزه ای زیاد داریم:

$$T > T_s \rightarrow B_1 = (S + 1) * \frac{0.5}{1.25} = 0.4 (S + 1)$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \rightarrow N = \frac{0.7}{4 - 0.5} * (1.25 - 0.5) + 1 = 1.15$$

$$B_{\text{حالت اول}} = 0.4 (S + 1) * 1.15 = 0.46(S + 1)$$

حالت دوم: برای طراحی اعضای سازه طبق تبصره صفحه ۳۲ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

$$T = \min(1.25T_a, T_m) = \min(1.25 * 0.8, 1.25) = 1 \text{ sec}$$

$$B_{\text{حالت دوم}} = B_1 N$$

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

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

$$B_{\text{حالت دوم}} = 0.5 (S + 1) * 1.1 = 0.55(S + 1)$$

با توجه به شهر مشهد با خطر نسبی زیاد و همچنین طبق صورت سوال داریم:

$$T_s = 0.5 \text{ S} \rightarrow \text{زمین نوع II}$$

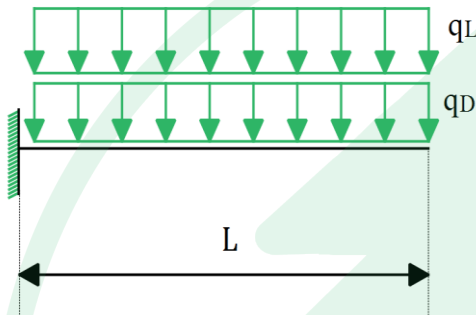
$$S = 1.5$$

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

$$\frac{V_{u1}}{V_{u2}} = \frac{B_{\text{حالت اول}}}{B_{\text{حالت دوم}}} = \frac{0.46(S + 1)}{0.55(S + 1)} = \frac{0.46(1.5 + 1)}{0.55(1.5 + 1)} = 0.836 \approx 0.84$$

۵- فرض کنید در یک بالکن طره ای با مقطع فولادی مربوط به یک ساختمان مسکونی واقع در شهر تهران، مقدار بار گسترده یکنواخت ناشی از بارهای مرده برابر q_D و مقدار بار گسترده یکنواخت ناشی از بارهای زنده برابر q_L است. حداقل نسبت $\frac{q_L}{q_D}$ برای اینکه در طراحی این عضو به روش LRFD، مقدار نیروی قائم زلزله تعیین کننده نباشد، به کدام یک از مقادیر نزدیک تر است؟ بار زنده چه در مقدار و چه در ترکیب بارها، غیر قابل کاهش فرض شود.

($\frac{q_L}{q_D} > 0.125$) است. همچنین مقطع تیر دارای دو محور تقارن بوده و جهت نیروی قائم زلزله به سمت پایین فرض شود.)



(۱) 1.0

(۲) 0.54

(۳) 1.35

(۴) 0.35

پاسخ سوال (۵)

سطح سوال متوسط

طبق بند ۳-۳-۱ صفحه ۴۱ استاندارد ۲۸۰۰ و بند ۶-۲-۳-۲ صفحه ۱۰ مبحث ۶ داریم:

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

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

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

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

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

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

$$F_{Vu} = 0.6 A I W_p$$

(۳-۱۰)

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) $1/2D + E + L + 0/2S$

برای شهر تهران با خطر نسبی بسیار زیاد داریم:

$A = 0.35$

$I = 1$

برای محاسبه نیروی قائم زلزله از حالت ت بند ۳-۳-۹-۱ صفحه ۴۱ استاندارد ۲۸۰۰ با توجه به ماکزیمم بودن آن نسبت به حالت الف استفاده می شود:

$q_E = 0.6 * 0.35 * 1 * (q_D + q_L) = 0.21q_D + 0.21q_L$

در ادامه طبق بند ۲-۳-۲-۶ مبحث ۶ ترکیب بار ماکزیمم برای بارهای ثقلی از ترکیب بار ردیف ۲ و برای بارهای لرزه ای از ترکیب بار ردیف ۵ استفاده می شود:

طبق صورت سوال برای آنکه نیروی قائم زلزله تعیین کننده نباشد. باید ترکیب بار ردیف ۲ بیشتر مساوی ترکیب بار ردیف ۵ باشد. بنابراین:

$\rightarrow 1.2q_D + 1.6q_L \geq 1.2q_D + q_L + q_E$

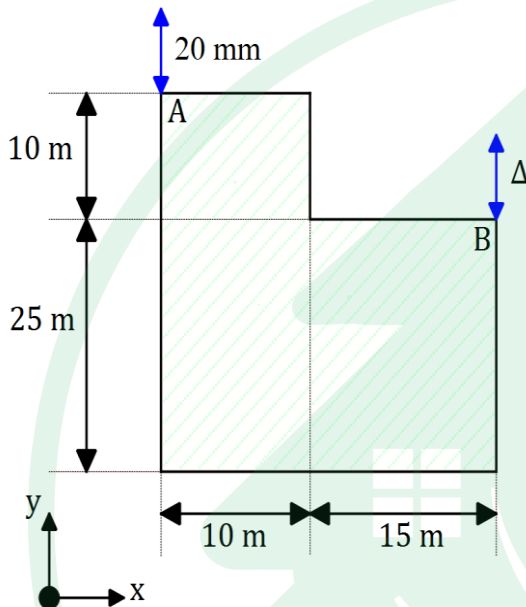
$\rightarrow 1.2q_D + 1.6q_L \geq 1.2q_D + q_L + 0.21q_L + 0.21q_D$

$\rightarrow 0.39q_L \geq 0.21q_D \rightarrow \frac{q_L}{q_D} \geq 0.538 \approx 0.54$

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه

۶- یک ساختمان مسکونی ۵ طبقه با پلان مطابق شکل زیر مفروض است. فرض کنید ساختمان در ارتفاع دارای نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم نیست. در بحرانی ترین طبقه ناشی از نیروی زلزله در امتداد y ، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور نمودن $A_j = 1$ در نقطه A تغییرمکان جانبی نسبتی برابر ۲۰ mm و در نقطه B تغییرمکان جانبی نسبتی برابر Δ محاسبه شده است. محدوده مجاز Δ برای آنکه ساختمان مذکور را بتوان به روش استاتیکی معادل تحلیل نمود. مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟



$$13.33 \text{ mm} \leq \Delta \leq 30 \text{ mm} \quad (۱)$$

$$13.33 \text{ mm} \leq \Delta \leq 46.67 \text{ mm} \quad (۲)$$

$$8.57 \text{ mm} \leq \Delta \leq 30 \text{ mm} \quad (۳)$$

$$8.57 \text{ mm} \leq \Delta \leq 46.67 \text{ mm} \quad (۴)$$

پاسخ سوال (۶)

سطح سوال مفهومی نسبتاً سخت

حل: طبق بند ۳-۲-۲ صفحه ۲۷ و بند ۱-۷-۱ مورد ب صفحه ۶ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

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

۳-۲-۲ روش های تحلیل خطی

روش های تحلیل خطی را می توان در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه به کار برد. تنها، روش استاتیکی معادل را می توان در ساختمان های سه طبقه و کوتاه تر، از تراز پایه و یا ساختمان های زیر به کار گرفت:

الف- ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد

- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

حالت اول:

در صورتی که پلان چرخش ساعتگرد داشته باشد ماکزیمم تغییرمکان در لبه سمت چپ اتفاق خواهد افتاد:

$$\Delta_{min} = \Delta$$

$$\Delta_{max} = 20 \text{ mm}$$

برای اینکه بتوان از روش استاتیکی معادل استفاده نمود، باید سازه از لحاظ پیچشی منظم باشد. لذا داریم:

$$\rightarrow \frac{\Delta_{max}}{\frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2}} \leq 1.2$$

$$\rightarrow \frac{20}{\frac{20 + \Delta}{2}} \leq 1.2 \rightarrow 40 \leq 24 + 1.2\Delta \rightarrow \Delta \geq 13.33 \text{ mm}$$

حالت دوم:

در صورتی که پلان چرخش پاد ساعتگرد داشته باشد ماکزیمم تغییرمکان در لبه سمت راست اتفاق خواهد افتاد:

$$\Delta_{min} = 20 \text{ mm}$$

$$\Delta_{max} = \Delta$$

برای اینکه بتوان از روش استاتیکی معادل استفاده نمود، باید سازه از لحاظ پیچشی منظم باشد. لذا داریم:

$$\rightarrow \frac{\Delta_{max}}{\frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2}} \leq 1.2$$

$$\rightarrow \frac{\Delta}{\frac{\Delta + 20}{2}} \leq 1.2 \rightarrow 2\Delta \leq 1.2\Delta + 24 \rightarrow \Delta \leq 30 \text{ mm}$$

در نهایت محدوده Δ به صورت زیر می باشد:

$$13.33 \text{ mm} \leq \Delta \leq 30 \text{ mm}$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

سبزسازه

۷- یک ساختمان فولادی با سیستم دوگانه (قاب خمشی فولادی ویژه + دیوار برشی بتن آرمه ویژه) در شهر تهران با کاربری مسکونی واقع بر روی خاک نوع II مفروض است. حداکثر زمان تناوب اصلی نوسان مورد استفاده برای محاسبه برش پایه این ساختمان برای آنکه در تعیین نیروی زلزله به روش استاتیکی معادل مقدار برش پایه حداقل حاکم بر طراحی اعضای آن نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(۱) 1.56 ثانیه

(۲) 1.92 ثانیه

(۳) 1.73 ثانیه

(۴) 1.38 ثانیه

پاسخ سوال (۷)

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۱-۱-۳-۳-۳ صفحه ۲۷ استاندارد ۲۸۰۰ روابط ۱-۳ و ۳-۳ داریم:

۱-۱-۳-۳ نیروی برشی پایه V_u

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۲-۱-۳-۳)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه (۱-۳) به دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW \quad (1-3)$$

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

$$V_{u \min} = 0.12AIW \quad (3-3)$$

۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	

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

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

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

(۳-۲)

$$N = 1.7$$

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

طبق صورت سوال برای اینکه برش پایه حداقل حاکم بر طراحی نباشد به صورت زیر عمل می‌کنیم:

$$\rightarrow V_u \geq V_{u_{min}}$$

$$\rightarrow \frac{ABIW}{R_u} \geq 0.12AIW \rightarrow B \geq 0.12R_u$$

برای سیستم دوگانه (قاب خمشی فولادی ویژه + دیوار برشی بتن آرمه ویژه) داریم:

$$R_u = 7.5$$

برای خاک نوع II و شهر تهران با خطر نسبی بسیار زیاد داریم:

$$S = 1.5$$

$$T_s = 0.5$$

$$\rightarrow B \geq 0.12 * 7.5 = 0.9$$

با فرض $T_s \leq T < 4s$ داریم:

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

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.5} (T - 0.5) + 1 = 0.2T + 0.9$$

در نهایت داریم:

$$\rightarrow B \geq 0.12 * 7.5 = 0.9 \rightarrow \frac{1.25}{T} * 0.2T + 0.9 \geq 0.9 \rightarrow \frac{1.125}{T} \geq 0.65$$

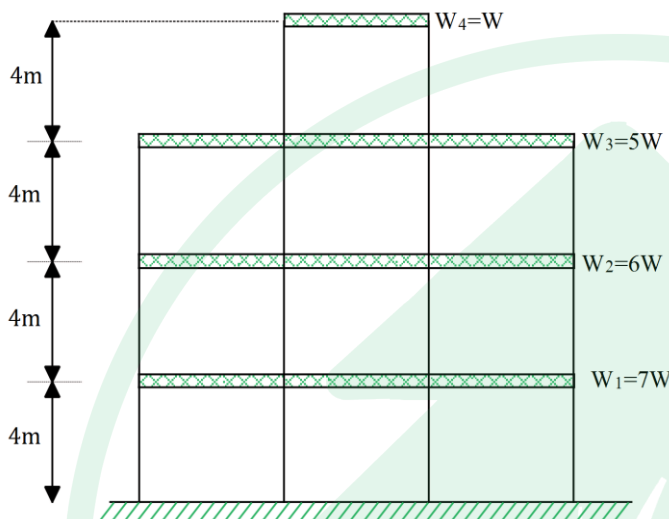
$$\rightarrow T \leq 1.73 \text{ sec}$$

کنترل فرض زمان تناوب:

$$T_s = 0.5s \leq T = 1.73s < 4s \quad \text{ok} \checkmark$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

۸- در شکل زیر یک ساختمان مسکونی سه طبقه و یک خرپشته، از نوع قاب خمشی فولادی نشان داده شده است. اگر جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمایند. زمان تناوب تجربی و وزن موثر لرزه ای این ساختمان به ترتیب به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید وزن موثر لرزه ای طبقات مطابق شکل زیر است.



(۱) ۰.۴۱ ثانیه و ۱۹W

(۲) ۰.۴۱ ثانیه و ۱۸W

(۳) ۰.۵۲ ثانیه و ۱۹W

(۴) ۰.۴۹ ثانیه و ۱۸W

پاسخ سوال ۸)

سطح سوال متوسط

طبق بند ۳-۳-۱ مورد ۱ و ۲ صفحه ۳۹ و نکته بالای صفحه ۳۲ و تبصره صفحه ۳۹ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

۳-۳-۱ ساختمان های متعارف

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

الف- برای ساختمان های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب های فولادی

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

(۳-۳)

- در قاب های بتن آرمه

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

(۴-۳)

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

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

در روابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید منظور گردد. در بام های شیب دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

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

ابتدا وزن خرپشته را با وزن بام کنترل می‌کنیم:

$$W_{4 \text{ خرپشته}} = W > 0.25 * W_{3 \text{ بام}} = 0.25 * 5W = 1.25W \quad \text{not ok } \times$$

چون رابطه بالا برقرار نمی‌باشد، لذا خرپشته به عنوان بخشی از بام می‌باشد و ارتفاع آن برای محاسبه زمان تناوب تجربی حذف می‌شود.

$$T = 0.8 * 0.08 * (3 * 4)^{0.75} = 0.41 \text{ sec}$$

برای محاسبه وزن لرزه ای وزن خرپشته به وزن بام اضافه می‌شود:

$$W_{\text{بام}} = W_3 + W_4$$

$$W_{\text{کل}} = W_1 + W_2 + (W_{\text{بام}}) = 7W + 6W + (5W + W) = 19W$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

سبزسازه

۹- یک ساختمان فولادی کاملاً منظم در هر دو راستا، از نوع قاب خمشی ویژه با ارتفاع و وزن موثر لرزه ای یکسان در تمامی طبقات مفروض است. اگر در تحلیل این ساختمان به روش استاتیکی معادل از زمان تناوب تجربی (بدون هرگونه افزایش) استفاده شود و در آن جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت جانبی قاب ایجاد نمایند، حداکثر ارتفاع ساختمان برای آنکه توزیع نیروی زلزله در ارتفاع خطی باشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

(۱) 13.5 متر

(۲) 9.5 متر

(۳) 15.5 متر

(۴) 11.5 متر

پاسخ سوال (۹)

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۳-۳-۶ صفحه ۳۸ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

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

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

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

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

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

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

۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

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

(۳-۳)

- در قاب‌های بتن‌آرمه

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

(۴-۳)

در صورتی که $K = 1$ باشد توزیع نیروی زلزله در طبقات به صورت خطی خواهد بود. بنابراین:

$$\rightarrow K = 0.5T + 0.75$$

$$\rightarrow 1 = 0.5T + 0.75 \rightarrow T = 0.5 \text{ sec}$$

$$\rightarrow T = 0.5 = 0.08 * H^{0.75} \rightarrow H = 11.51 \text{ m}$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

سبزسازه

۱۰- در یک ساختمان 10 طبقه، طبقه 5 در مرز نامنظمی پیچشی زیاد و شدید قرار داشته اما سایر طبقات به لحاظ پیچش منظم محسوب می شوند. برون مرکزی اتفاقی این ساختمان باید چگونه در نظر گرفته شود؟ فرض نمائید دیافراگم های کف ها صلب هستند و در تمامی طبقات نسبت حداکثر تغییرمکان طبقه به میانگین تغییرمکان طبقه در انتهای ساختمان با نسبت حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه به میانگین تغییرمکان نسبی طبقه در انتهای ساختمان یکسان است.

(۱) حداقل 5 درصد بعد ساختمان در تمامی طبقات در امتداد عمود بر نیروی جانبی

(۲) حداقل 5.8 درصد بعد ساختمان در طبقه 5 در امتداد عمود بر نیروی جانبی و حداقل 5 درصد بعد ساختمان در سایر طبقات در امتداد عمود بر نیروی جانبی

(۳) حداقل 6.8 درصد بعد ساختمان در طبقه 5 در امتداد عمود بر نیروی جانبی و حداقل 5.8 درصد بعد ساختمان در سایر طبقات در امتداد عمود بر نیروی جانبی

(۴) حداقل 6.8 درصد بعد ساختمان در طبقه 5 در امتداد عمود بر نیروی جانبی و حداقل 5 درصد بعد ساختمان در سایر طبقات در امتداد عمود بر نیروی جانبی

پاسخ سوال (۱۰)

سطح سوال متوسط

طبق بند ۱-۷-۱ صفحه ۷ و بند ۳-۷-۳-۳ صفحه ۴۰ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

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

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

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1/2 \Delta_{\text{ave}}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (9-3)$$

در این رابطه:

$\Delta_{\max}$ = حداکثر تغییر مکان طبقه z که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه z که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

مرز نامنظمی پیچشی زیاد و شدید برابر 1.4 می باشد. طبق صورت سوال داریم:

$$\rightarrow \frac{\Delta_{max} \text{نسبی}}{\Delta_{ave} \text{نسبی}} = \frac{D_{max} \text{مطلق}}{D_{ave} \text{مطلق}}$$

برای طبقه پنجم سازه که در مرز نامنظمی زیاد و شدید قرار دارد، داریم:

$$\rightarrow \frac{\Delta_{max} \text{نسبی}}{\Delta_{ave} \text{نسبی}} = 1.4 = \frac{D_{max} \text{مطلق}}{D_{ave} \text{مطلق}}$$

$$\rightarrow A_j = \left(\frac{D_{max} \text{مطلق}}{1.2 * D_{ave} \text{مطلق}} \right)^2 = \left(\frac{1.4}{1.2} \right)^2 = 1.36$$

در نهایت کل برون مرکزی طبقه پنجم سازه به صورت زیر محاسبه می شود:

B = بعد عمود بر نیروی جانبی

$$e_{a5} = A_j * 0.05 * B = 1.36 * 0.05 * B = 0.068B * 100 = 6.8B$$

حداقل برون مرکزی طبقه 5 برابر 6.8 درصد بعد عمود بر نیروی جانبی می باشد.

برای سایر طبقات که از لحاظ پیچش منظم می باشند مقدار برون مرکزی اتفاقی برابر 5 درصد بعد عمود بر نیروی جانبی می باشد.

پاسخ سوال گزینه (۴)

سبزسازه



۱۱- ساختمانی در منطقه سیل خیز با ارتفاع هیدرواستاتیکی برابر 600 mm مستقر می باشد. در صورت وقوع سیل با سرعت 2.5 متر بر ثانیه و با فرض حداقل مقدار پیشنهادی ضریب شکل، نسبت لنگر محرک ناشی از بار هیدرواستاتیک به لنگر حاصل از بار کل (شامل بار هیدرواستاتیک و هیدرودینامیک) نسبت به پای ساختمان به کدام گزینه نزدیک تر است؟ در محاسبات فرض شود توزیع بار هیدرودینامیک دارای شیب مشابه توزیع بار هیدرواستاتیک است.

(۱) 0.36

(۲) 0.22

(۳) 0.53

(۴) 0.44

پاسخ سوال (۱۱)

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۶-۶-۳-۵ صفحه ۴۱ مبحث ۶ داریم:

۶-۳-۵ طراحی سازه‌ای در مناطق سیل‌خیز بر مبنای سیل طرح صورت می‌پذیرد. بارهای ناشی از سیل شامل بارهای هیدرواستاتیک و هیدرودینامیک است. چنانچه سرعت جریان سیل از ۳ متر بر ثانیه تجاوز نکند، مقدار بار هیدرودینامیک به صورت اضافه ارتفاعی از بار هیدرواستاتیکی تعریف می‌شود و در غیر این صورت با استفاده از مدل‌های هیدرودینامیکی قابل محاسبه است. این اضافه ارتفاع از رابطه ۶-۶-۱ مطابق شکل ۶-۶-۲ محاسبه می‌گردد.

$$d_h = av^2 / 2g$$

(۶-۶-۱)

که در آن:

a : ضریب شکل

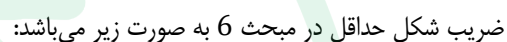
V : سرعت سیلاب (متر بر ثانیه)

g : شتاب ثقل (متر بر مجذور ثانیه)

 d_h : اضافه ارتفاع مایع (متر) می‌باشد.

ضریب شکل a، به جریان سیال و شکل و زبری اعضای (ستون- شمع و...، گرد-چهارگوش...) که در معرض جریان سیل قرار می‌گیرند، وابسته است. در ساختمان‌های معمولی و اشکال متعارف ستون‌ها و پایه‌ها، مقدار ضریب شکل بین ۱ تا ۲ می‌باشد.

در این مبحث ضریب شکل ۱/۲۵ به عنوان حداقل مقدار، توصیه شده و مقادیر بزرگتر ضریب شکل را باید با توجه به روابط و توصیه‌های مدارک مکانیک سیالات و هیدرولیک انتخاب نمود.

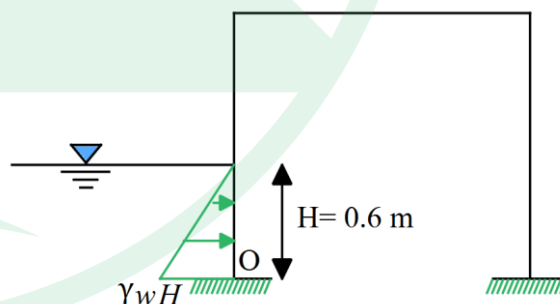


$$v = 2.5 \frac{m}{s}$$

در حالت اول: لنگر ناشی از بار هیدرواستاتیک به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\sum M_o = 0$$

$$M_{O_1} = \frac{1}{6} \gamma_w H^3 L = \frac{1}{6} * 10 * (0.6)^3 * 1 = 0.36 \text{ KN.m}$$



در حالت دوم: لنگر ناشی از بار کل شامل بار هیدرواستاتیک + بار هیدرودینامیک به صورت زیر محاسبه می شود:

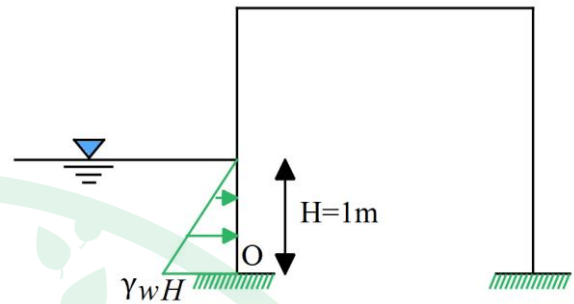
$$d_h = \frac{a * v^2}{2g} = \frac{1.25 * 2.5^2}{2 * 9.81} \approx 0.4 \text{ m}$$

$$H = d_h + 0.6 = 0.4 + 0.6 = 1 \text{ m}$$



$$\sum M_O = 0$$

$$M_{O_2} = \frac{1}{6} \gamma_w H^3 L = \frac{1}{6} * 10 * (1)^3 * 1 = 1.67 \text{ KN.m}$$



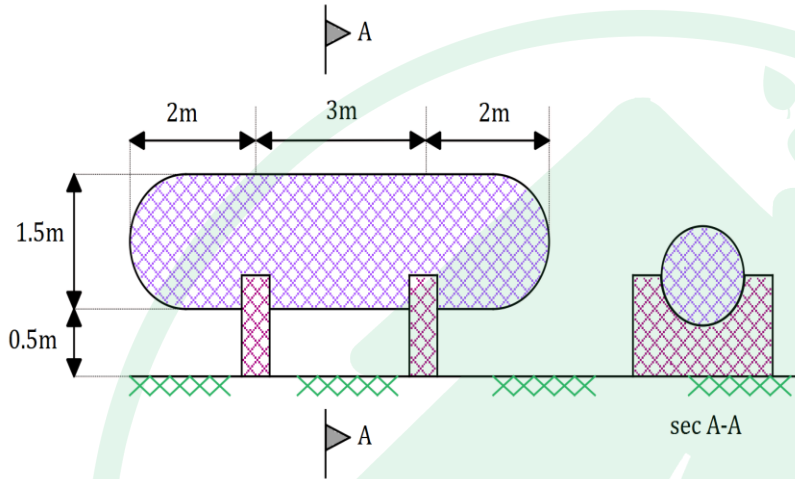
در نهایت نسبت خواسته شده به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{M_{O_2}}{M_{O_1}} = \frac{0.36}{1.67} = 0.216 \approx 0.22$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه

۱۲- در شکل زیر یک مخزن گاز فولادی جوش شده با پایه زین شکل فولادی، مربوط به یک بیمارستان در تبریز که در حیاط محوطه نصب خواهد شد، نشان داده شده است. اگر زمینی که این سازه بر آن متکی است از نوع III، ضریب اهمیت آن 1.4، زمان تناوب اصلی نوسان سازه 0.2 ثانیه و وزن موثر لرزه ای آن 30 KN باشد، نیروی جانبی زلزله وارد بر آن (نیروی برشی پایه V_u) به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ از طیف استاندارد استفاده کنید.



(۱) 27 KN

(۲) 20.25 KN

(۳) 13.5 KN

(۴) 8.7 KN

پاسخ سوال (۱۲)

سطح سوال متوسط

طبق بند ۳-۵ صفحه ۶۹ و بند ۵-۲-۱ صفحه ۶۷ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

۳-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان ها و

متکی بر زمین

۳-۵-۱ ضوابط این نوع سازه ها عیناً مشابه سازه های غیرساختمانی مشابه ساختمان ها،

موضوع بند (۳-۵) است و فقط الزامات زیر جایگزین بندهای نظیر می گردند:

الف- پارامترهای نیروی جانبی بر اساس جدول (۳-۵) تعیین می گردند.

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

۱- در موارد کلی

$$V_{u\min} = 0.09 W \quad (۳-۵)$$

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

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

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

سیستم سازه	جزئیات	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
بونکر، مخزن، ظرف یا کندوی هوایی	برروی پایه‌های مهاربندی شده متقارن	۳	۲	۲/۵	۵۰
	برروی پایه‌های مهاربندی نشده یا مهاربندی شده نامتقارن	۲	۲	۲/۵	۳۰
ظرف افقی جوش شده	با پایه زین شکل فولادی	۳	۲	۲/۵	

۳-۱-۳-۱ نیروی برشی پایه V_u

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۱-۳-۲)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه (۳-۱) به دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW$$

(۳-۱)

سازه داده شده یک سازه غیرساختمانی و غیر مشابه ساختمان و متکی به زمین می‌باشد، و مطابق بند ۵-۳-۱ صفحه ۶۹ استاندارد ۲۸۰۰ از ضوابط مربوط به سازه‌های غیرساختمانی و مشابه ساختمان در بند ۵-۲-۱ صفحه ۶۷ استاندارد ۲۸۰۰ تبعیت می‌کند.

نکته مهم: برای محاسبه برش پایه از روابط فصل سوم استاندارد ۲۸۰۰ بند ۳-۱-۳-۱ صفحه ۲۸ استفاده می‌شود با این تفاوت که برای کنترل برش پایه حداقل از رابطه ۵-۴ صفحه ۷۰ استاندارد ۲۸۰۰ و محاسبه ضریب رفتار از جدول ۵-۲ صفحه ۷۳ استاندارد ۲۸۰۰ استفاده می‌شود.

برای شهر تبریز با خطر نسبی بسیار زیاد و خاک نوع III داریم:

$$A = 0.35$$

$$I = 1.4$$

$$T = 0.2 \text{ sec}$$

$$W = 30 \text{ KN}$$

$$R_u = 3$$

$$\begin{cases} S = 1.75, S_0 = 1.1 \\ T_S = 0.7 \text{ sec} \\ T_0 = 0.15 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\rightarrow T_0 < T < T_S \rightarrow B_1 = S + 1 = 1.75 + 1 = 2.75$$

$$\rightarrow T < T_S \rightarrow N = 1$$

$$B = 2.75 * 1 = 2.75$$

$$V_u = \frac{ABIW}{R_u} = \frac{0.35 * 2.75 * 1.4 * 30}{3} = 13.475 \text{ KN} \approx 13.5 \text{ KN}$$

برای خطر نسبی بسیار زیاد و خاک نوع III داریم:

$$V_{u\min} = 1.6 \frac{AIW}{R_u} = \frac{1.6 * 0.35 * 1.4 * 30}{3} = 7.84 \text{ KN}$$

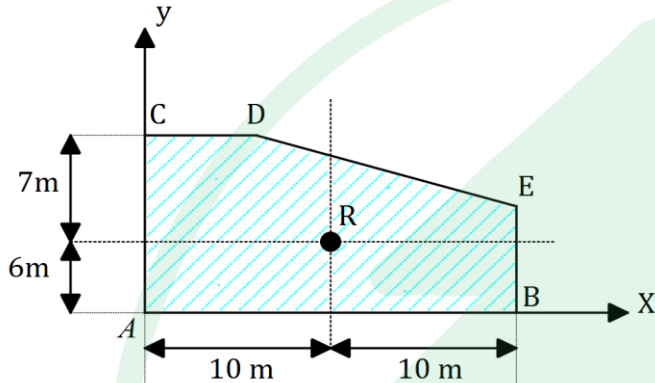
$$\rightarrow V_u \geq V_{u\min} \quad \text{ok} \checkmark$$

پاسخ سوال گزینه (۳)



سبزسازه

۱۳- نیروی برش پایه زلزله (V_u) یک ساختمان یک طبقه متعارف با اهمیت خیلی زیاد که پلان بام و موقعیت مرکز سختی آن R ، در شکل نشان داده شده است، در راستای y برابر 400 kN است. بدون احتساب پیچش تصادفی، نیروی زلزله راستای y ، حول محور Z (مبدأ مختصات) لنگر پیچشی 3600 kN.m ایجاد می کند و تحت این شرایط نقطه B به اندازه $+15\text{ mm}$ و نقطه C به اندازه $+20\text{ mm}$ در راستای y تغییرمکان می دهند. کدام یک از گزینه های زیر صحیح خواهد بود؟ محاسبات بدون در نظر گرفتن اثر زلزله راستای متعامد مد نظر بوده و فرض می شود نتیجه محاسبات مربوط به زلزله راستای y را می توان به کل سازه تعمیم داد. همچنین روش تحلیل استاتیکی معادل مدنظ رده ۵ دنا فاگه سقف صلب ۱، تقاء تمام ستونها ها یکسان است.



(۱) سازه دارای نامنظمی پیچشی شدید است.

(۲) سازه دارای نامنظمی پیچشی زیاد است.

(۳) سازه از نظر پیچشی منظم است.

(۴) با اطلاعات موجود نمی توان نامنظمی پیچشی سازه را ارزیابی کرد.

پاسخ سوال (۱۳)

سطح سوال سخت

طبق بند ۳-۷-۳-۲ صفحه ۳۹ و بند ۳-۷-۳-۴ صفحه ۴۰ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

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

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

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 (۳-۷-۳-۳)

F_{uj} : نیروی جانبی در تراز طبقه j

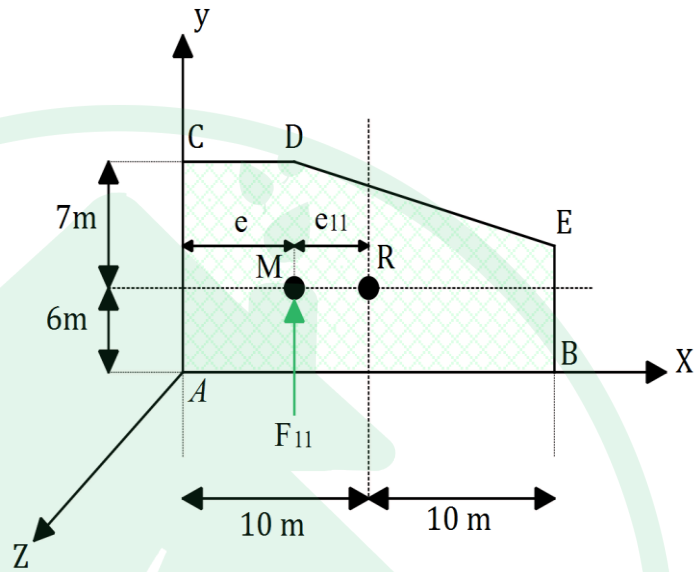
۳-۷-۳-۴ در ساختمان های تا ۵ طبقه و یا کوتاه تر از هجده متر در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

از طریق شرایط اولیه داده شده در صورت سوال می توان محل مرکز جرم و همچنین فاصله از محل مرکز جرم تا مرکز سختی (e_{11}) را محاسبه نمود.
بنابراین:

$$\rightarrow M_{uz} = F_{11} * e$$

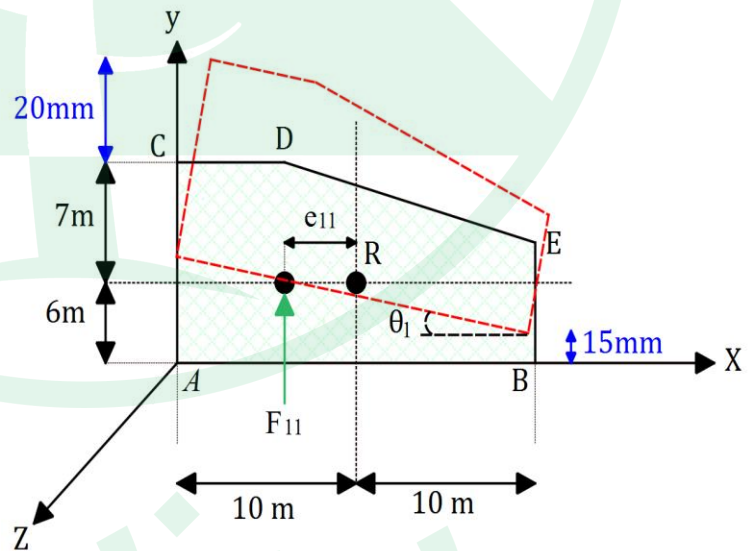
$$\rightarrow 3600 = 400 * e \rightarrow e = 9 \text{ m}$$

$$\rightarrow e_{11} = 10 - 9 = 1 \text{ m}$$



در ادامه سختی پیچشی سقف صلب حول مرکز دوران که همان مرکز سختی R می باشد را محاسبه می کنیم بدون در نظر گرفتن پیچش تصادفی در محاسبه لنگر پیچشی:

$$\rightarrow \theta_1 = \frac{\Delta_C - \Delta_B}{L_{AB}} = \frac{20 - 15}{20000} = 0.00025 \text{ rad}$$



$$\rightarrow M_{u_{\text{داتی}}} = F_{11} * e_{11} = 400 * 1 = 400 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow K_{\theta} = \frac{M_{u_{\text{داتی}}}}{\theta_1} = \frac{400}{0.00025} = 16 * 10^5$$

در ادامه با در نظر گرفتن فقط برون مرکزی اتفاقی، لنگر پیچشی وارد بر سقف صلب به صورت زیر محاسبه می شود:

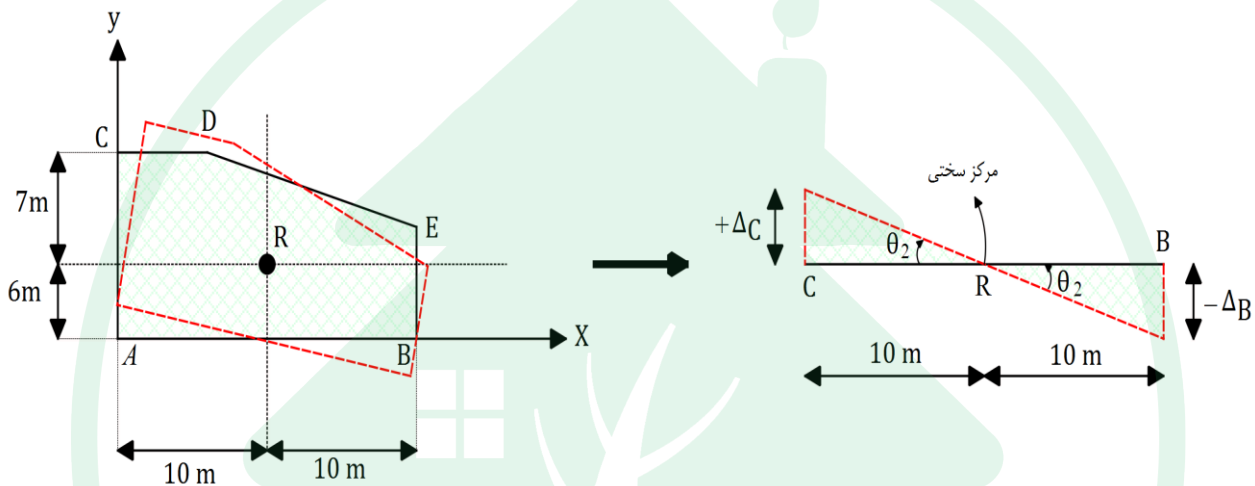
$$e_{a1} = 0.05 * 20 = 1 \text{ m}$$

$$\rightarrow M_{u_{\text{تصادفی}}} = F_{11} * e_{a1} = 400 * 1 = 400 \text{ KN.m}$$

مقدار چرخش اضافی سقف صلب تحت اثر فقط لنگر پیچشی تصادفی حول مرکز سختی R به صورت زیر می باشد:

$$\rightarrow \theta_2 = \frac{M_{u \text{ تصادفی}}}{K_{\theta}} = \frac{400}{16 * 10^5} = 0.00025 \text{ rad}$$

با توجه به چرخش پلان حول مرکز سختی مطابق شکل زیر مشاهده می شود که تغییر مکان نقطه C افزایش یافته و به همان اندازه از تغییر مکان نقطه B کاهش خواهد یافت:



میزان افزایش جابجایی نقطه C به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\Delta_{max} = \Delta_{C1} + \theta_2 * 10000 = 20 + 0.00025 * 10000 = 22.5 \text{ mm}$$

میزان کاهش جابجایی نقطه B به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\Delta_{min} = \Delta_{B1} - \theta_2 * 10000 = 15 - 0.00025 * 10000 = 12.5 \text{ mm}$$

در نهایت می توانیم نامنظمی سازه را به صورت زیر بررسی کنیم:

$$\rightarrow \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} = \frac{\Delta_{max}}{\frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2}} = \frac{22.5}{\frac{22.5 + 12.5}{2}} \approx 1.29$$

$$1.2 < 1.29 \leq 1.4$$

سازه دارای نامنظمی پیچشی زیاد می باشد.

پاسخ سوال گزینه (۲)

۱۴- در یک سازه 10 طبقه فولادی مسکونی به ارتفاع کل 37 متر از تراز پایه با قاب خمشی ویژه هر گاه از طیف ویژه ساختگاه (جدول زیر) استفاده شود ضریب زلزله (نسبت نیروی زلزله به وزن موثر لرزه ای) آن به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ زمین نوع III در نظر بگیرید و $\rho = 1$ و سازه در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار دارد. از افزایش زمان تناوب اصلی نوسان با استفاده از تحلیل دینامیکی صرف نظر نمائید نسبت میرایی برابر 5 درصد فرض شود و میانقاب ها مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمی نمایند.

AB	T (بر حسب ثانیه)
0.32	0
0.8	0.15
0.8	0.3
0.8	0.55
0.72	0.7
0.6	0.9
0.55	1
0.49	1.2
0.44	1.4
0.4	1.6
0.36	1.8
0.33	2
0.25	3

(۱) 0.066

(۲) 0.083

(۳) 0.049

(۴) 0.072

پاسخ سوال (۱۴)

سطح سوال متوسط

طبق بند ۲-۵-۲ و ۲-۵-۲ صفحه ۲۱ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

۲-۵-۲ طیف طرح ویژه ساختگاه

این طیف با استفاده از مشخصات زلزله های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگی های زمین شناسی، تکتونیکی، لرزه شناسی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه های مختلف ساختگاه، و با به کارگیری نسبت میرایی ۵ درصد تعیین می گردد. در صورتی که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرایی متفاوتی را ایجاد کند، می توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت ۱ و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ ضرب گردد.

مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر طیف طرح استاندارد اختیار شود.

۱-۵-۲ طیف طرح استاندارد

این طیف منعکس کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آئین نامه است و از حاصل ضرب مقادیر ضریب بازتاب ساختمان B در پارامترهای: نسبت شتاب مبنای A، ضریب اهمیت ۱ موضوع بند (۳-۳-۴) و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ موضوع بند (۳-۳-۵) و با در نظر گرفتن محدودیت رابطه (۳-۳-۳) به دست می آید. در تعیین این طیف نسبت میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

$$C = \max \left(AB_{\text{طیف ویژه ساختگاه}} \text{ و } 0.8 * AB_{\text{طیف طرح استاندارد}} \right) * \frac{I}{R_u}$$



محاسبه AB طیف طرح استاندارد:

$$A = 0.35$$

$$T = 0.08 * (37^{0.75}) = 1.2 \text{ sec}$$

$$R_u = 7.5$$

$$I = 1$$

برای خاک نوع III و خطر نسبی بسیار زیاد داریم:

$$\begin{cases} T_0 = 0.15 \text{ s} \\ T_s = 0.7 \text{ s} \\ S = 1.75 \end{cases}$$

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

$$B_1 = (1 + 1.75) * \frac{0.7}{1.2} = 1.6$$

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.7} (1.2 - 0.7) + 1 = 1.106$$

$$B = 1.6 * 1.106 = 1.77$$

$$\rightarrow AB_{\text{طیف طرح استاندارد}} = 0.35 * 1.77 = 0.62$$

بر اساس زمان تناوب اصلی نوسان برابر 1.2s طبق جدول داده شده مقدار AB را برای طیف ویژه ساختگاه محاسبه میکنیم:

$$T = 1.2 \text{ sec} \rightarrow AB_{\text{طیف ویژه ساختگاه}} = 0.49$$

$$C = \max \left(AB_{\text{طیف ویژه ساختگاه}}, 0.8 * AB_{\text{طیف طرح استاندارد}} \right) * \frac{I}{R_u} = \max (0.49, 0.8 * 0.62) * \frac{1}{7.5} = 0.066$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

سبزسازه

۱۵- مقدار دقیق ضریب اثر تندباد برای محاسبه فشار یا مکش داخلی یک انبار با بام تخت به ابعاد پلان 50 * 50 و ارتفاع 21 متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ مساحت کل منافذ و بازشوهای بدنه خارجی ساختمان برابر 3 درصد سطح جانبی دیوارهای ساختمان است.

(۱) 2.5

(۲) 1.97

(۳) 0.80

(۴) 1.86

پاسخ سوال (۱۵)

سطح سوال آسان

طبق بند ۶-۱۰-۸-۱ صفحه ۸۰ مبحث ۶ داریم:

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 $C_g = ۰.۲$

ب) برای محاسبه نیروهای وارد بر اجزاء پوشش نما یا بام (به طور موضعی) $C_g = ۰.۲۵$
برای محاسبه فشار یا مکش داخلی، مقدار ضریب C_{gi} را می‌توان به صورت محافظه کارانه برابر ۰.۲ اختیار نمود.

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

$$C_{gi} = ۱ + \frac{۱}{\sqrt{۱ + \frac{V_0}{۶۹۵۰ \cdot A}}}$$

(۶-۱۰-۸)

که در آن

V_0 = حجم داخلی ساختمان بر حسب متر مکعب

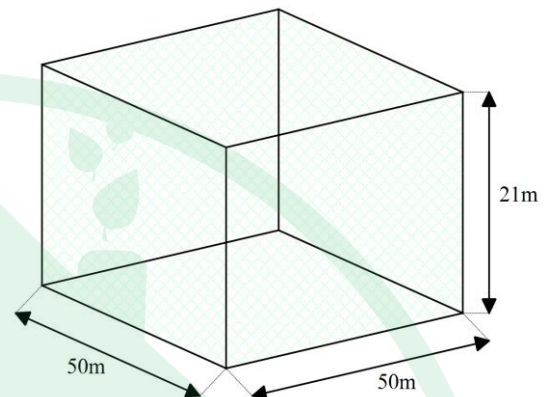
A = مساحت کل منافذ و بازشوهای بدنه خارجی ساختمان بر حسب مترمربع است.



برای محاسبه مساحت کل منافذ و بازشوها و همچنین محاسبه حجم داخلی ساختمان داریم:

$$A_{\text{بازشوها و منافذ}} = 0.03 * 4 * 50 * 21 = 126 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{حجم داخلی ساختمان}} = 50 * 50 * 21 = 52500 \text{ m}^3$$

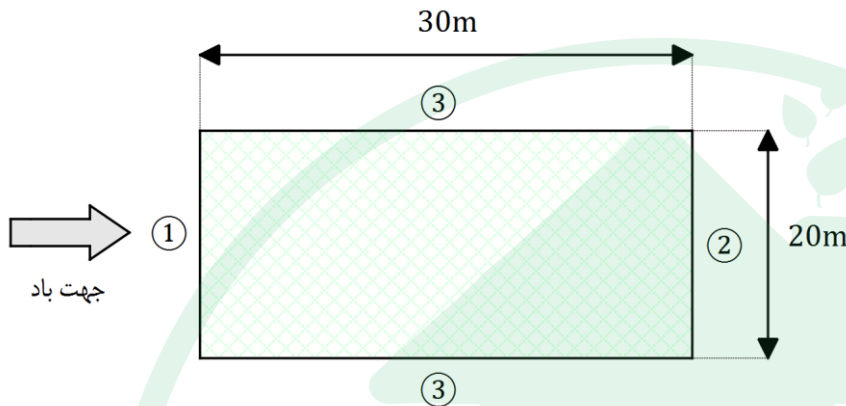


$$C_{gi} = 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{52500}{6950 * 126}}} = 1.97$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه

۱۶- یک ساختمان مسکونی به ارتفاع ۵۶ متر از روی سطح زمین با پلان شکل زیر و بام تخت در ناحیه پرتراکم شهر تهران واقع شده است. مقدار فشار یا مکش خارجی باد برای طراحی سازه در تراز بام در کلیه وجوه ساختمان (P_1 و P_2 و P_3) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ $C_t = 1$ فرض شود.



$$P_1 = 0.9 \frac{KN}{m^2} \text{ و } P_2 = -0.46 \frac{KN}{m^2} \text{ و } P_3 = -0.66 \frac{KN}{m^2} \quad (۱)$$

$$P_1 = 0.71 \frac{KN}{m^2} \text{ و } P_2 = -0.46 \frac{KN}{m^2} \text{ و } P_3 = -0.66 \frac{KN}{m^2} \quad (۲)$$

$$P_1 = 0.9 \frac{KN}{m^2} \text{ و } P_2 = -0.46 \frac{KN}{m^2} \text{ و } P_3 = -0.79 \frac{KN}{m^2} \quad (۳)$$

$$P_1 = 0.71 \frac{KN}{m^2} \text{ و } P_2 = -0.36 \frac{KN}{m^2} \text{ و } P_3 = -0.62 \frac{KN}{m^2} \quad (۴)$$

پاسخ سوال ۱۶

سطح سوال متوسط

طبق بند ۶-۱۰-۸ صفحه ۸۰ مبحث ۶ داریم:

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

ونسبت ابعادی بیشتر از واحد یا ارتفاع بیش از ۲۰ متر

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

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

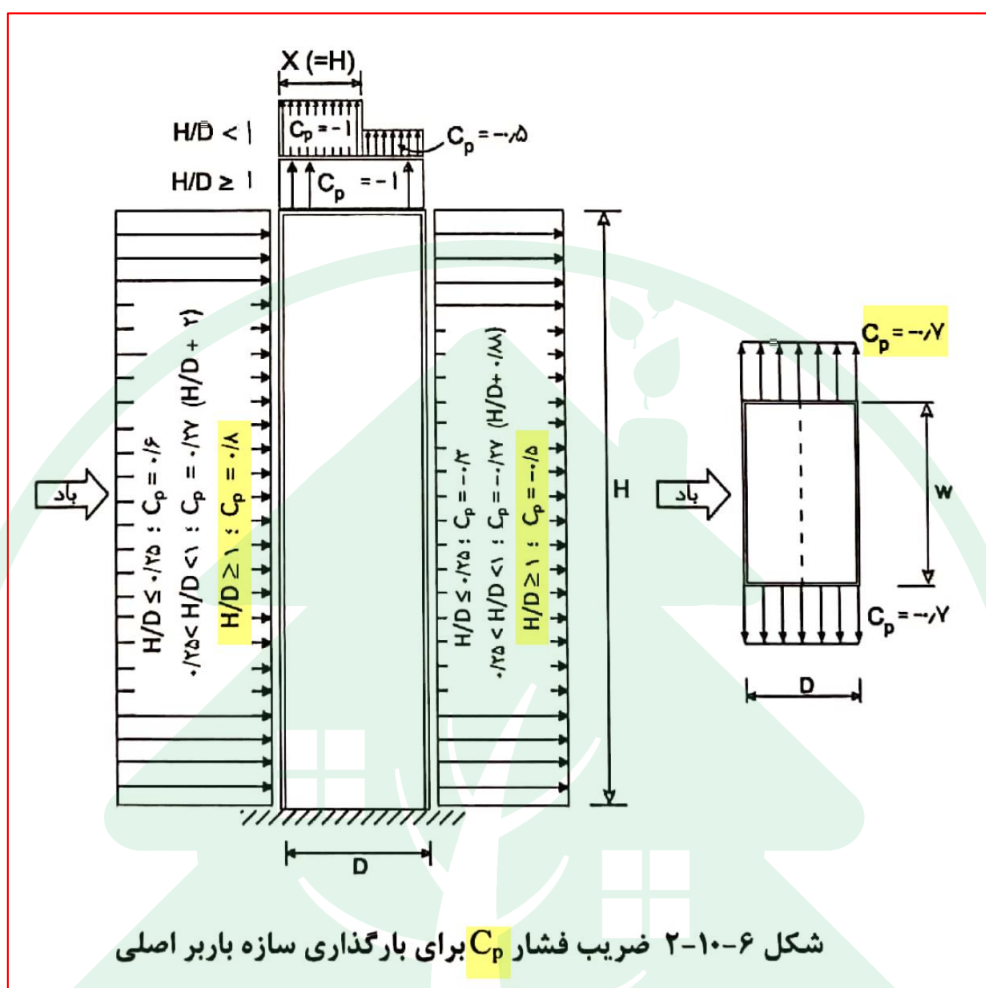
ضریب اثر تند باد به منظور در نظر گرفتن نسبت حداکثر بارگذاری باد به اثر متوسط آن، ناشی از اثر نسبت سرعت لحظه‌ای باد به سرعت متوسط آن، در محاسبه فشار باد در نظر گرفته می‌شود. مقدار ضریب C_g به شرح ذیل است:

$$C_g = ۲/۰$$

الف) برای محاسبه نیروهای کلی خارجی ساختمان

$$C_g = ۲/۵$$

ب) برای محاسبه نیروهای وارد بر اجزاء پوشش نما یا بام (به طور موضعی)



ساختمان دارای بام تخت بوده و با نسبت ابعادی بیشتر از ۱ و ارتفاع ساختمان بیشتر از ۲۰ متر می توان فهمید که ساختمان بلند مرتبه می باشد. بنابراین:

$$\frac{H}{D} = \frac{56}{30} = 1.87 > 1 \quad ok\checkmark$$

$$H = 56 \text{ m} > 20 \text{ m} \quad ok\checkmark$$

برای شهر تهران فشار باد به صورت زیر می باشد:

$$q = 0.47 \frac{KN}{m^2}$$

$$C_t = 1$$

$$C_d = 0.85$$

$$I_w = 1$$

$$C_g = 2$$

برای وجه رو به باد داریم:

$$\frac{H}{D} = \frac{56}{30} = 1.87 \geq 1 \rightarrow C_p = 0.8$$

$$Z = H_{\text{ج}} = 56m$$

برای نواحی پرتراکم داریم:

$$\rightarrow C_e = 0.7 * \left(\frac{56}{12}\right)^{0.3} = 1.11 \geq 0.7 \text{ ok } \checkmark$$

$$\rightarrow P_1 = 1 * 0.47 * 1.11 * 1 * 2 * 0.8 * 0.85 = 0.71 \frac{KN}{m^2}$$

برای وجه پشت به باد داریم:

$$\frac{H}{D} = \frac{56}{30} = 1.87 \geq 1 \rightarrow C_p = -0.5$$

$$Z = \frac{H_{\text{ج}}}{2} = \frac{56}{2} = 28m$$

برای نواحی پرتراکم داریم:

$$\rightarrow C_e = 0.7 * \left(\frac{28}{12}\right)^{0.3} = 0.9 \geq 0.7 \text{ ok } \checkmark$$

$$\rightarrow P_2 = 1 * 0.47 * 0.9 * 1 * 2 * (-0.5) * 0.85 = -0.36 \frac{KN}{m^2}$$

برای وجه موازی با باد داریم:

$$\rightarrow C_p = -0.7$$

$$Z = H_{\text{ج}} = 56m$$

برای نواحی پرتراکم داریم:

$$\rightarrow C_e = 0.7 * \left(\frac{56}{12}\right)^{0.3} = 1.11 \geq 0.7 \text{ ok } \checkmark$$

$$\rightarrow P_3 = 1 * 0.47 * 1.11 * 1 * 2 * (-0.7) * 0.85 = -0.62 \frac{KN}{m^2}$$



۱۷- یک بیمارستان ۵ طبقه از تراز پایه به ارتفاع طبقات ۴.۵ متر در زمین نوع دو شهر تهران قرار دارد. نیروی زلزله استاتیکی معادل افقی وارد بر سقف کاذب اتاق عمل این بیمارستان واقع در طبقه آخر به وزن W به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ارتفاع سقف کاذب از زیر سقف ۵۰۰ mm و ضخامت سقف ۵۰۰ mm فرض شود. همچنین تراز مرکز جرم سقف کاذب و ملحقات آن همان تراز سقف کاذب فرض شود.

$$V_u = 0.36 W \quad (۱)$$

$$V_u = 1.96 W \quad (۲)$$

$$V_u = 0.49 W \quad (۳)$$

$$V_u = 0.57 W \quad (۴)$$

پاسخ سوال (۱۷)

سطح سوال متوسط

طبق بند ۴-۲-۱ صفحه ۵۹ استاندارد ۲۸۰۰ و جدول ۴-۱ ردیف ۸ داریم:

۴-۱-۳ 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 a_p " خاص در نظر گرفته می‌شود. این ضریب برای اجزاء زیر برابر با $۱/۴$ و برای سایر اجزا برابر $۱/۰$ می‌باشد:

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

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

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

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

R_{pu}	a_p	جزء معماری
۲/۵	۱	۸- سقف کاذب

۱-۲-۴ روش تحلیل استاتیکی معادل

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

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

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.

$$V_{pu}(\min) = 0.3A(1+S)I_p W_p \quad (۲-۴)$$

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

$$V_{pu}(\max) = 1.6A(1+S)I_p W_p \quad (۳-۴)$$

طبق جدول ۱-۴ صفحه ۶۲ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

$$\rightarrow a_p = 1$$

$$\rightarrow R_{pu} = 2.5$$

برای خاک نوع II در شهر تهران با خطر نسبی بسیار زیاد داریم:

$$\rightarrow S = 1.5$$

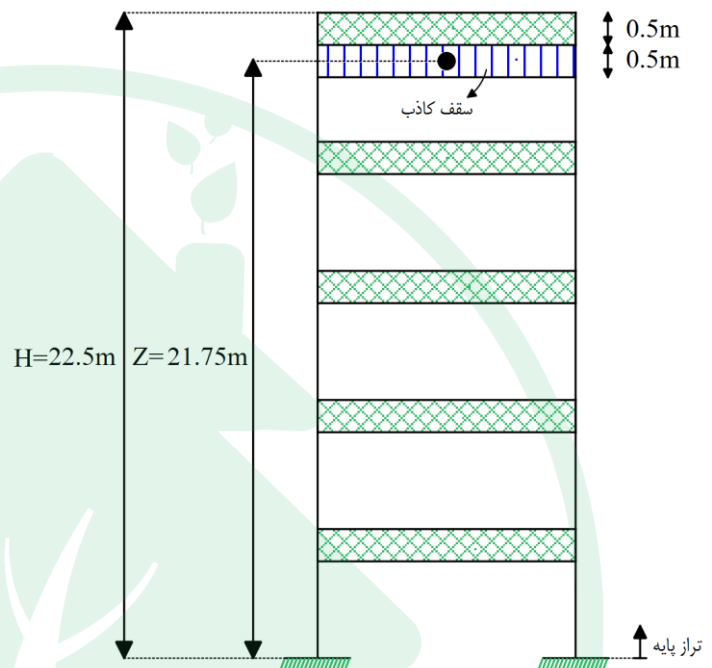
$$\rightarrow A = 0.35$$

سبزسازه

برای سقف کاذب اتاق عمل در بیمارستان با اهمیت بسیار زیاد و با خدمت رسانی بی وقفه داریم:

$$\rightarrow I_p = 1.4$$

$$\rightarrow W_p = W$$



$$\rightarrow H = 5 * 4.5 = 22.5m$$

$$\rightarrow z = (5 * 4.5) - 0.5 - \frac{0.5}{2} = 21.75m$$

$$\rightarrow V_{Pu} = \frac{0.4 * 1 * 0.35 * (1 + 1.5) * 1.4 * W}{2.5} * \left(1 + 2 * \frac{21.75}{22.5}\right) = 0.57W$$

$$\rightarrow V_{Pu_{min}} = 0.3 * 0.35 * (1 + 1.5) * 1.4 * W = 0.36W$$

$$\rightarrow V_{Pu_{max}} = 1.6 * 0.35 * (1 + 1.5) * 1.4 * W = 1.96W$$

$$\rightarrow 0.36W \leq V_{Pu} = 0.57W \leq 1.96W \quad OK \checkmark$$

۱۸- کدام یک از عبارتهای زیر صحیح نیست؟

- (۱) حفاری با اوگر با میله توپر فقط در خاکهای چسبنده و کم عمق که دیواره گمانه پایدار است، قابل قبول می باشد.
- (۲) استفاده از تحلیل ها و پارامترهای ارائه شده در گزارش مقدماتی ژئوتکنیکی برای طراحی مجاز نمی باشد.
- (۳) در ساختمانهای با پیهای منفرد اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور کمتر از مجموع عرض آن دو پی باشد، مجموع عرض دو پی ملاک تعیین عمق گمانهها در نظر گرفته می شود.
- (۴) در هر پروژه حفر حداقل یک چاه دستی جهت مشاهده بافت خاک ضروری است.

پاسخ سوال (۱۸)

مطابق بند ۷-۲-۳-۲-۲-۴ صفحه ۲۲ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰، گزینه ۱ درست است:

حفاری با اوگر با میله توپر فقط در خاک چسبنده نرم و کم عمق که دیواره گمانه پایدار است قابل قبول می باشد. حفاری اوگر با میله توخالی در بالای سطح آب قابل قبول است. اخذ نمونه دست نخورده در این روش در زیر سطح آب قابل قبول نیست.

مطابق بند ۷-۲-۳-۲-۲-۱ صفحه ۱۷ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰، گزینه ۲ درست است:

- استفاده از تحلیل ها و پارامترهای ارائه شده در گزارش بررسی مقدماتی برای طراحی مجاز نمی باشد. در تنظیم ادبیات فنی گزارش بررسی مقدماتی، باید از هرگونه اظهار نظر قطعی اجتناب شده و این امر به ارائه گزارش بررسی طراحی یا کنترلی منوط گردد.

تبصره ۲ از بند ۷-۲-۳-۲-۲-۱ صفحه ۷۰ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰، گزینه ۳ نادرست است:

تبصره ۲: در ساختمان با پیهای منفرد: اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور بیشتر از مجموع عرض آن دو پی باشد، عرض یک پی ملاک تعیین عمق گمانهها در نظر گرفته می شود و در غیر این صورت عرض کل ساختمان شاخص تعیین عمق گمانهها خواهد بود.

مورد ب از تبصره ۲ بند ۷-۲-۳-۲-۲-۱ صفحه ۷۱ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰، گزینه ۴ درست است:

ب- حفر حداقل یک چاه دستی جهت مشاهده بافت خاک در هر پروژه ضروری است. عمق چاه دستی حداکثر تا سطح آب زیرزمینی می باشد. این چاه دستی علاوه بر تعداد حداقل گمانهها حفر می شود.

بنابراین گزینه ۳ پاسخ تست می باشد.



۱۹- در دیوارهای زیرزمینی که انتهای آن‌ها به سقف متصل هستند، کدامیک از عبارتهای زیر صحیح نیست؟

- (۱) در شرایط بارگذاری زلزله اضافه فشار مقاوم با اثر مساعد در پایداری دیوار نادیده گرفته شود.
- (۲) در صورتی که خاک پشت دیوار متراکم یا سخت باشد برای تعیین فشار جانبی خاک در هنگام زلزله استفاده از رابطه مونونابه-اکابه قابل توصیه است.
- (۳) در ترکیب‌های بارگذاری در شرایط زلزله، فشار خاک در حالت استاتیکی، به‌عنوان بار مرده و اضافه فشار خاک در هنگام زلزله به‌عنوان بخشی از نیروی زلزله در نظر گرفته می‌شود.
- (۴) در ترکیب‌های بارگذاری در شرایط استاتیکی، باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.

(پاسخ سوال ۱۹)

با توجه به بند ۷-۵-۲-۵-۶-۵ صفحه ۵۸ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰:

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

گزینه ۱ مطابق بند ۷-۵-۲-۵-۶-۵ صفحه ۵۷ درست است:

۷-۵-۲-۵-۶-۴ در شرایط بارگذاری زلزله اضافه فشار مقاوم با اثر مساعد در پایداری دیوار، نادیده گرفته شود.

گزینه ۲ و ۴ مطابق جدول ۷-۵-۲ صفحه ۵۹ نادرست است:

جدول ۷-۵-۲ تعیین فشار دینامیکی خاک

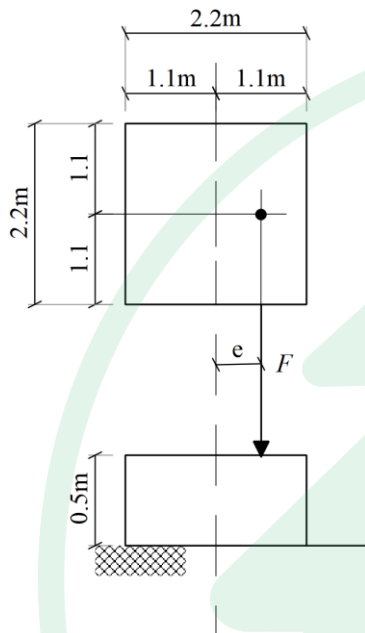
خاک پشت دیوار	روش محاسبه فشار جانبی خاک در هنگام زلزله
متراکم یا سخت	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و بکارگیری روابطی مانند وود
متوسط و مست	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و بکارگیری روابطی مانند مونونابه-اکابه یا فشار استاتیکی با فرض حالت سکون

گزینه ۳ مطابق بند ۷-۵-۲-۵-۶-۵ صفحه ۵۸ درست است:

۷-۵-۲-۵-۶-۵-۷ فشار جانبی خاک در هنگام زلزله، با دو مولفه در ترکیبات بارگذاری در نظر گرفته می‌شود.
فشار خاک در حالت استاتیکی + اضافه فشار خاک هنگام زلزله = فشار خاک در هنگام زلزله

بنابراین گزینه ۲ پاسخ تست است.

۲۰- در شکل زیر یک شالوده منفرد به ابعاد $2.2 \times 2.2 \times 0.5$ متر که تحت یک بار متمرکز $F=665.5 \text{ KN}$ (در ترکیب بار به روش تنش مجاز) قرار دارد، نشان داده شده است. حداکثر خروج از مرکزیت مجاز (e) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است (روش تنش مجاز)؟ وزن واحد حجم بتن مسلح شالوده 25 kN/m^3 ، ظرفیت باربری مجاز خاک 0.5 MPa ، توزیع تنش فشاری در زیر شالوده خطی، شالوده صلب و خاک از نوع دانه‌ای فرض شود.



- (۱) 0.60 m
- (۲) 0.37 m
- (۳) 0.96 m
- (۴) 0.55 m

پاسخ سوال ۲۰

ابتدا با توجه به جدول ۷-۴-۵ صفحه ۴۵ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰، با توجه به صلب بودن پی و دانه‌ای بودن خاک، برای کنترل تنش کافی است تنش متوسط با تنش (ظرفیت) باربری مجاز خاک کنترل گردد:

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

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

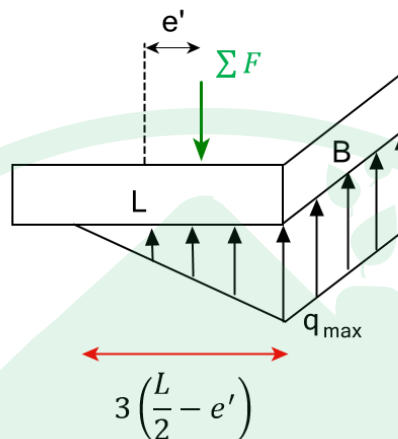
$$q_{avg} < q_{all} = 0.5 \text{ Mpa} = 500 \text{ KN/m}^2$$

خروج از مرکزیت اصلی این پی منفرد (e') مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$e' = \frac{\sum M}{\sum F} = \frac{F \times e}{F + W_{پی}} = \frac{665.5e}{665.5 + 60.5} = \frac{665.5e}{726}$$

$$W_{پی} = \gamma_c V = 25 \times (2.2 \times 2.2 \times 0.5) = 60.5 \text{ KN}$$

فرض کنید $e' > \frac{L}{6}$ (در پایان این فرض را کنترل می کنیم):



$$q_{max} = \frac{2 \Sigma F}{3B(\frac{L}{2} - e')} \rightarrow q_{avg} = \frac{\Sigma F}{3B(\frac{L}{2} - e')}$$

اکنون خواهیم داشت:

$$q_{avg} < q_{all} \rightarrow \frac{\Sigma F}{3B(\frac{L}{2} - e')} < q_{all} \rightarrow \frac{726}{3 \times 2.2(\frac{2.2}{2} - e')} < 500 \rightarrow e' < 0.88m$$

$$e' = 0.88 > \frac{L}{6} = \frac{2.2}{6} = 0.36 \quad OK$$

اما دقت داشته باشید که مطابق بند ۷-۴-۵-۱-۸ صفحه ۴۶، حداکثر تا $\frac{1}{4}$ پی اجازه داده می شود تا در کشش کار کند:

۷-۴-۵-۱-۸- در کنترل تنش های زیر پی منفرد اجازه داده می شود تا $\frac{1}{4}$ عرض پی به کشش کار کند.

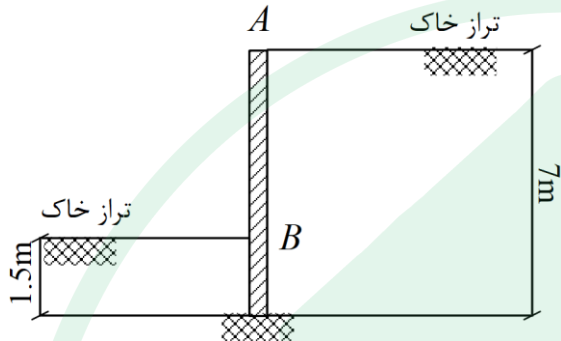
$$3\left(\frac{L}{2} - e'\right) \geq \frac{3}{4}L \rightarrow e' \leq \frac{L}{4} = \frac{2.2}{4} = 0.55$$

لذا e' نمی تواند از ۰/۵۵ بیشتر باشد. بنابراین:

$$e' \leq 0.55 \rightarrow \frac{665.5e}{726} \leq 0.55 \rightarrow e \leq 0.6m$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

۲۱- لایه خاک از نوع ماسه متراکم با مشخصات $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ و $k_a = \frac{1}{3}$ و $k_p = 3$ و $k_0 = 0.55$ و $C = 0$ در طرفین دیوار حائل طره‌ای مطابق شکل زیر قرار دارد. در صورتی که حرکت جانبی دیوار نسبت به پای دیوار در نقاط A و B به ترتیب برابر 90 میلی‌متر و 20 میلی‌متر باشد، در تحلیل برای حالت استاتیکی (بدون اعمال ضرایب بار) و بدون لحاظ نمودن ضریب اطمینان، در این حالت مقدار لنگر ماکزیمم در واحد طول در پای دیوار به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ همچنین نیروی رانشی مقاوم غیرقابل کاهش فرض شود.



(۱) 629.50 kN.m

(۲) 595.50 kN.m

(۳) 347.50 kN.m

(۴) 381.50 kN.m

پاسخ سوال (۲۱)

مطابق شکل سوال، با توجه به بالاتر بودن ارتفاع خاک در سمت راست دیوار حائل، نقطه A پتانسیل محرک شدن و نقطه B پتانسیل مقاوم بودن را دارد. برای کنترل این موضوع، جابه‌جایی‌ها در نقاط A و B را با حداقل جابه‌جایی‌های لازم برای محرک یا مقاوم شدن دیوار مقایسه می‌کنیم: (جدول ۷-۵-۱ صفحه ۵۷)

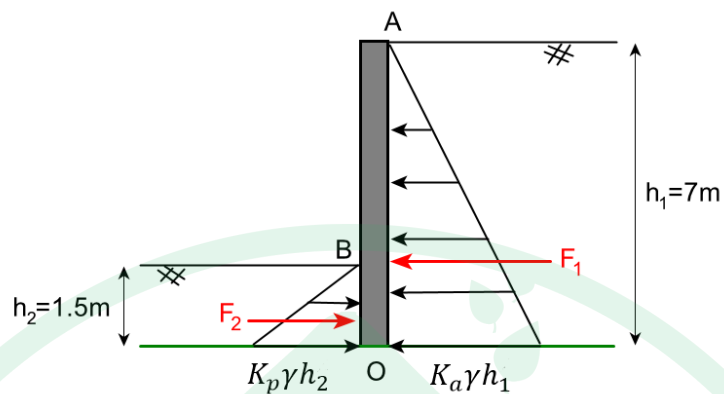
جدول ۷-۵-۱ تغییر شکل افقی (Δ_x) مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار به ارتفاع H

نوع خاک	Δ_x / H	
	محرک	مقاوم
ماسه متراکم	۰/۰۰۱	۰/۰۱
ماسه با تراکم متوسط	۰/۰۰۲	۰/۰۲
ماسه سست	۰/۰۰۴	۰/۰۴
لای متراکم	۰/۰۰۲	۰/۰۲
رس متراکم	۰/۰۱	۰/۰۵
رس نرم	۰/۰۲	۰/۰۶

$$\text{محرک} \quad \frac{\Delta_x}{H} > 0.001 \rightarrow \frac{\Delta_x}{7000} > 0.001 \rightarrow \Delta_x = 7\text{mm} \rightarrow \Delta_A = 90\text{mm} > 7\text{mm} \quad OK$$

$$\text{مقاوم} \quad \frac{\Delta_x}{H} > 0.01 \rightarrow \frac{\Delta_x}{1500} > 0.01 \rightarrow \Delta_x = 15\text{mm} \rightarrow \Delta_B = 20\text{mm} > 15\text{mm} \quad OK$$

اکنون با استفاده از پارامترهای داده شده، توزیع فشار محرک (سمت راست) و مقاوم (سمت چپ) دیوار حائل را ترسیم نموده و لنگر ناشی از هر یک در پای دیوار را محاسبه می‌کنیم:

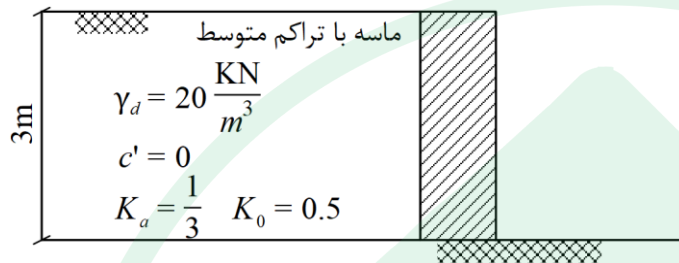


$$\begin{aligned}\sum M_O &= M_1 - M_2 = F_1 \times \frac{h_1}{3} - F_2 \times \frac{h_2}{3} \\ &= \left(\frac{1}{2} K_a \gamma h_1^2 \right) \times \frac{h_1}{3} - \left(\frac{1}{2} K_p \gamma h_2^2 \right) \times \frac{h_2}{3} \\ &= \left(\frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 20 \times 7^2 \right) \times \frac{7}{3} - \left(\frac{1}{2} \times 3 \times 20 \times 1.5^2 \right) \times \frac{1.5}{3} = 381.11 - 33.75 = 347.36 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه

۲۲- در سازه نگهبان شکل زیر فرض کنید، تغییر شکل افقی دیوار 9mm می باشد. چنانچه نسبت لنگر واژگونی دیوار در حالتی که خاک اشباع است به حالت خشک برابر 2.1 باشد، مقدار γ_{sat} بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب به کدام گزینه نزدیک تر است؟ فرض نمایید در حالت اشباع سطح آب زیرزمینی در تراز بالای دیوار قرار دارد. همچنین در دو حالت ضرایب فشار جانبی خاک یکسان در نظر گرفته شود.



- (۱) 12
(۲) 42
(۳) 52
(۴) 22

پاسخ سوال (۲۲)

ابتدا با کمک جدول ۷-۵-۱ صفحه ۵۷، محرک بودن یا نبودن خاک پشت سازه نگهبان را مشخص می کنیم:

جدول ۷-۵-۱ تغییر شکل افقی (Δ_x) مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار به ارتفاع H

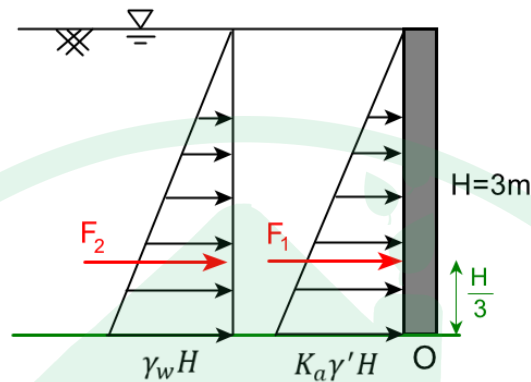
نوع خاک	Δ_x / H	
	محرک	مقاوم
ماسه متراکم	۰/۰۰۱	۰/۰۱
ماسه با تراکم متوسط	۰/۰۰۲	۰/۰۲
ماسه سست	۰/۰۰۴	۰/۰۴
لای متراکم	۰/۰۰۲	۰/۰۲
رس متراکم	۰/۰۱	۰/۰۵
رس نرم	۰/۰۲	۰/۰۶

$$\text{ماسه با تراکم متوسط} \xrightarrow{\text{محرک}} \frac{\Delta_x}{H} > 0.002 \rightarrow \frac{\Delta_x}{3000} > 0.002 \rightarrow \Delta_x = 6\text{mm}$$

$$\rightarrow \Delta_A = 9\text{mm} > 6\text{mm} \quad OK$$

برای حل این سوال وزن مخصوص آب را $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ در نظر می گیریم.

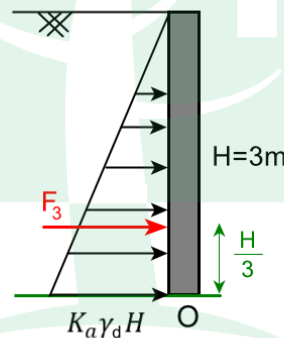
الف) حالت اشباع:



$$M_{O_1} = (F_1 + F_2) \times \frac{H}{3} = \left(\frac{1}{2} K_a \gamma' H^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \right) \times \frac{H}{3} = \frac{H^3}{6} (K_a \gamma' + \gamma_w)$$

$$= \frac{H^3}{6} (K_a (\gamma_{sat} - \gamma_w) + \gamma_w) = \frac{3^3}{6} \left(\frac{1}{3} (\gamma_{sat} - 10) + 10 \right) = 1.5 \gamma_{sat} + 30$$

ب) حالت خشک:



$$M_{O_2} = F_3 \times \frac{H}{3} = \frac{1}{2} K_a \gamma_d H^2 \times \frac{H}{3} = \frac{H^3}{6} K_a \gamma_d = \frac{3^3}{6} \times \frac{1}{3} \times 20 = 30 \text{ KN.m}$$

در نتیجه خواهیم داشت:

$$\rightarrow \frac{M_{O_1}}{M_{O_2}} = 2.1 \Rightarrow \frac{1.5 \gamma_{sat} + 30}{30} = 2.1 \rightarrow \gamma_{sat} = 22 \text{ KN/m}^3$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

۲۳- فرض کنید در یک ساختمان با مصالح بنایی پهنای کف هر پله از یک پلکان ۳۲۰ میلی متر است. حداکثر ارتفاع مجاز هر پله چقدر می تواند باشد؟

- (۱) 175 mm
- (۲) 170 mm
- (۳) 160 mm
- (۴) 180 mm

پاسخ سوال (۲۳)

مطابق مورد ۶ از بند ۸-۳-۴ صفحه ۵۶ مبحث هشتم ویرایش ۹۸:

۸-۳-۴-۵ پلکان

- پلکان می تواند از انواع بتن آرمه، فولادی یا چوبی ساخته شود. در اجرای پلکان الزامات مندرج در مبحث چهارم مقررات ملی ساختمان و الزامات زیر باید رعایت شود:
- ۱- طول هر پله نباید از ۱/۱۰ متر کمتر باشد.
 - ۲- عرض قفسه پله دارای پاگرد نباید از ۲/۴۰ متر کمتر باشد.
 - ۳- عرض یا شعاع پاگرد نباید از طول پله کمتر باشد.
 - ۴- ارتفاع آزاد پلکان در تمام طول مسیر نباید از ۲/۰۵ متر کمتر باشد.
 - ۵- تعداد پله های بین دو پاگرد نباید از ۱۲ پله بیشتر باشد.
 - ۶- پهنای کف هر پله نباید از ۲۸۰ میلی متر کمتر و ارتفاع آن باید به میزانی باشد که مجموع اندازه کف پله و دو برابر ارتفاع آن از ۶۴۰ میلی متر بیشتر نباشد.

$$640 \geq 320 + 2h \rightarrow h \leq 160mm$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه



۲۴- در یک ساختمان بنایی با کلاف و از نوع آجری، در هر طبقه و در هر امتداد حداکثر فاصله مجاز ممکن بین مرکز سطح یک طبقه و مرکز سطح دیوارهای نسبی آن طبقه چند درصد بعد ساختمان در آن امتداد است؟ فرض کنید از دیوارهای نسبی به اندازه کافی استفاده شده است.

(۱) 20

(۲) 15

(۳) 10

(۴) 5

پاسخ سوال (۲۴)

مطابق بند ۸-۵-۳-۲ صفحه ۱۱۲ و ۱۱۳ مبحث هشتم ویرایش ۹۸، حداکثر فاصله مجاز ممکن مرکز سطح دیوارهای نسبی از مرکز سطح طبقه، نباید بیش از ۲۰٪ بعد ساختمان در آن امتداد باشد:

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

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

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

توجه داشته باشید که مقادیر جدول ۸-۵-۳ صفحه ۱۱۳ بر مبنای حداکثر خروج از مرکزیت ۵٪ ارائه شده‌اند و در صورت افزایش خروج از مرکزیت، می‌بایست مقادیر جدول فوق افزایش یابند.

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

۲۵- عضو خمشی بنایی مسلح مستقر بر دو تکیه‌گاه ساده مفروض است. با فرض کرنش تسلیم میلگرد کششی 0.002، کرنش فشاری حداکثر بنایی 0.0035 و عدم وجود میلگرد فشاری، مقدار حداکثر میلگرد کششی خمشی برای کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در محاسبات عرض مقطع 400mm، عمق موثر 400mm و $f'_m = 20 \text{ Mpa}$ و $f_y = 400 \text{ Mpa}$ در نظر گرفته شود.

(۱) $31.20 \times 10^2 \text{ mm}^2$

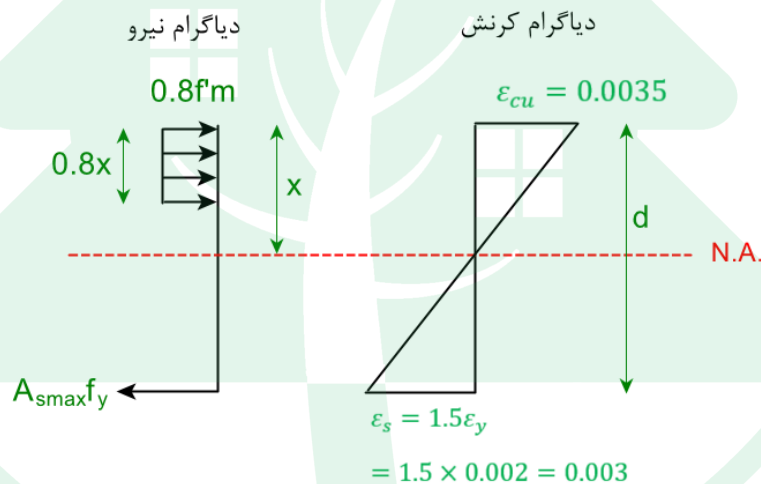
(۲) $20.70 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۳) $27.60 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۴) $13.80 \times 10^2 \text{ mm}^2$

پاسخ سوال (۲۵)

مطابق بند ۸-۴-۶-۱-۴-۸ صفحه ۸۲ مبحث هشتم ویرایش ۹۸، حداکثر میلگرد کششی خمشی برای عضو خمشی بنایی، مقدار میلگرد لازم برای رسیدن کرنش میلگردها به $1.5\epsilon_y$ می‌باشد:



از تشابه در دیاگرام کرنش داریم:

$$x = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} d \rightarrow x = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 1.5\epsilon_y} d = \frac{0.0035}{0.0035 + 1.5 \times 0.002} \times 400 = 215.38 \text{ mm}$$

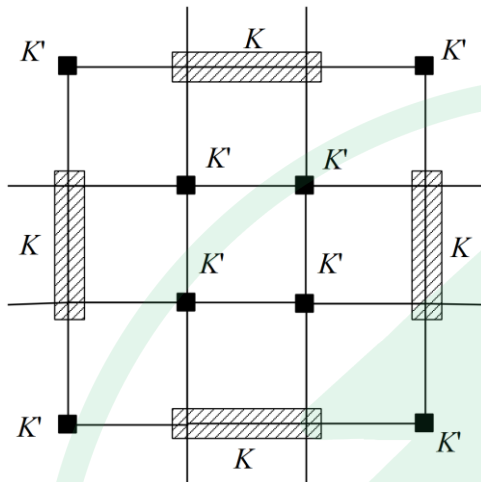
از تعادل نیروها در مقطع عضو بنایی خواهیم داشت:

$$T = C \rightarrow A_{smax} f_y = 0.8 f'_m \times 0.8 x \times b$$

$$\rightarrow A_{smax} \times 400 = 0.8 \times 20 \times 0.8 \times 215.38 \times 400 \rightarrow A_{smax} = 2756 \text{ mm}^2$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

۲۶- در یک ساختمان بنایی مسلح با پلان شکل زیر، سختی جانبی دیوارها حول محور قوی برابر K و سختی ستون‌ها نسبت به هر دو محور اصلی برابر K' است. برای تامین سختی کل ساختمان، حداکثر سختی قابل قبول ستون‌ها چه مقدار می‌تواند باشد؟ سختی دیوار حول محور ضعیف و سقف ناچیز است.



$$K' = \frac{k}{20} \quad (۱)$$

$$K' = \frac{k}{16} \quad (۲)$$

$$K' = \frac{k}{8} \quad (۳)$$

$$K' = \frac{k}{10} \quad (۴)$$

پاسخ سوال ۲۶)

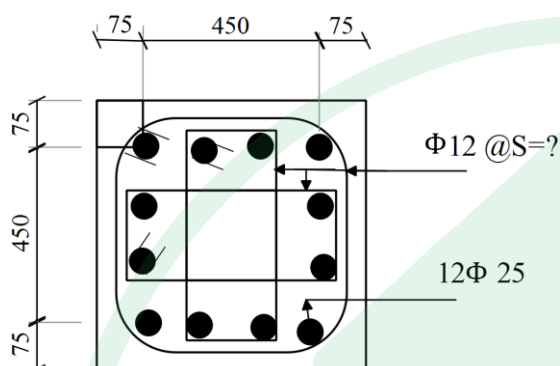
مطابق بند ۸-۴-۲-۹ صفحه ۶۷ مبحث هشتم ویرایش ۹۸، حداقل ۸۰ درصد سختی جانبی طبقه، باید توسط دیوارهای باربر برشی تامین شود و تنها ۲۰ درصد بر عهده ستون‌ها و سایر المان‌ها خواهد بود. به بیان دیگر می‌توان نتیجه گرفت که مجموع سختی دیوارها باید حداقل ۴ برابر مجموع سختی ستون‌ها در هر راستا باشد $\frac{80}{20} = 4$ بنابراین:

$$\frac{\text{مجموع سختی ستون‌ها در جهت } x \text{ یا } y}{\text{مجموع سختی دیوارها در جهت } x \text{ یا } y} = 4 \rightarrow \frac{2K}{8K'} = 4 \rightarrow \frac{K'}{K} = \frac{1}{16}$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه

۲۷- در یک قاب خمشی بتنی ویژه مقطع یکی از ستون‌ها مطابق شکل زیر انتخاب شده است. اگر میزان آرماتورهای برشی محاسبه شده از تحلیل و طراحی سازه تعیین کننده نباشد، در ناحیه بحرانی، حداکثر فاصله قابل قبول خاموت‌های ستون (S) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن از رده C30 و آرماتورها از نوع S340 بوده و $P_u < 0.3A_g f'_c$ است. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



125mm (۱)

100mm (۲)

115mm (۳)

75mm (۴)

پاسخ سوال (۲۷)

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۳۶۸ و ۳۶۹- بند ۴-۳-۳-۶-۲۰-۹:

۴-۳-۳-۶-۲۰-۹ مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای دورگیرهای چند ضلعی باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه گردد:

الف- در صورتی که $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$ باشد، مقدار A_{sh}/sb_c باید برابر با بیش‌ترین مقدار دو رابطه‌ی (۲-۲۰-۹) و (۳-۲۰-۹) باشد.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (۲-۲۰-۹)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (۳-۲۰-۹)$$

$$P_u \leq 0.3f'_c A_g$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa} \leq 70 \text{ Mpa}$$

هر دو شرط برقرار است. در نتیجه:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \times \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$b_c = 450 + 2 \times \left(\frac{25}{2} \right) + 2 \times 12 = 499 \text{ mm}$$



$$A_{ch} = 499 \times 499 = 249001 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \frac{4 \times 3.14 \times \frac{12^2}{4}}{s \times 499} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{600^2}{249001} - 1 \right) \times \frac{30}{340} = 0.0118 \\ 0.09 \times \frac{30}{340} = 0.008 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow S \leq 76.79 \text{ mm}$$

از طرفی رابطه زیر نیز باید کنترل شود. با توجه به اینکه کوچکترین مقدار S_0 برابر ۱۰۰ میلی متر می باشد، در نتیجه نیازی به محاسبه این پارامتر نیست.

$$S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} = \frac{600}{4} = 150 \\ 6 \times d_{bmin} = 6 \times 25 = 150 \rightarrow = 100 \text{ mm} \\ S_0 = 100 \end{array} \right.$$

$$S \leq \min (76.79, 100) = 76.79 \text{ mm}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه

۲۸- در یک قاب خمشی بتنی متوسط فرض کنید در یکی از تیرهای مقاوم در برابر زلزله، ناشی از نیروی زلزله مقدار نیروی برشی تیر برابر V_E محاسبه شده است. اگر در طول تیر اثر بارهای ثقلی ناچیز فرض شود و ظرفیت خمشی اسمی موجود مقطع در دو انتهای تیر مطابق شکل زیر باشد و نیز ابتدا و انتهای تیر برای نیروی برشی یکسان طراحی شود، برای طراحی این تیر در برابر برش، مقدار این نیروی برشی باید حداقل چقدر در نظر گرفته شود؟



$$M_n^+ = M_n$$

$$M_n^- = 1.6M_n$$

$$M_n^+ = 1.2M_n$$

$$M_n^- = 2M_n$$

$$\max \left[V_E, \min \left(2V_E, \frac{3M_n}{L} \right) \right] \quad (۱)$$

$$\max \left[V_E, \min \left(2V_E, \frac{2.2M_n}{L} \right) \right] \quad (۲)$$

$$\max \left[V_E, \min \left(2V_E, \frac{2.8M_n}{L} \right) \right] \quad (۳)$$

$$\max \left[V_E, \min \left(2V_E, \frac{3.6M_n}{L} \right) \right] \quad (۴)$$

پاسخ سوال ۲۸

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۳۵۴ بند ۴-۲-۵-۲۰-۹:

۴-۲-۵-۲۰-۹ برش در تیرهای با شکل پذیری متوسط

۴-۲-۵-۲۰-۹ مقاومت برشی تیر، ϕV_n ، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کمتر در نظر گرفته شود:

الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در تیر در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و مولفه‌ی قائم زلزله و نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود در دو انتهای مقید تیر با منظور نمودن انحناهای خمشی دو جهت در بر تکیه گاه‌ها؛

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله‌ی E، مقدار $2E$ جای‌گزین شده باشد.

$$V_1 = \frac{m_{nL}^+ + m_{nR}^-}{L} = \frac{m_n + 2m_n}{L} = \frac{3m_n}{L}$$

$$V_2 = \frac{m_{nL}^- + m_{nR}^+}{L} = \frac{1.6m_n + 1.2m_n}{L} = \frac{2.8m_n}{L}$$

$$V_{e1} = \max \{ V_1, V_2 \} = \frac{3m_n}{L}$$



$$V_{e2} = 2V_E$$

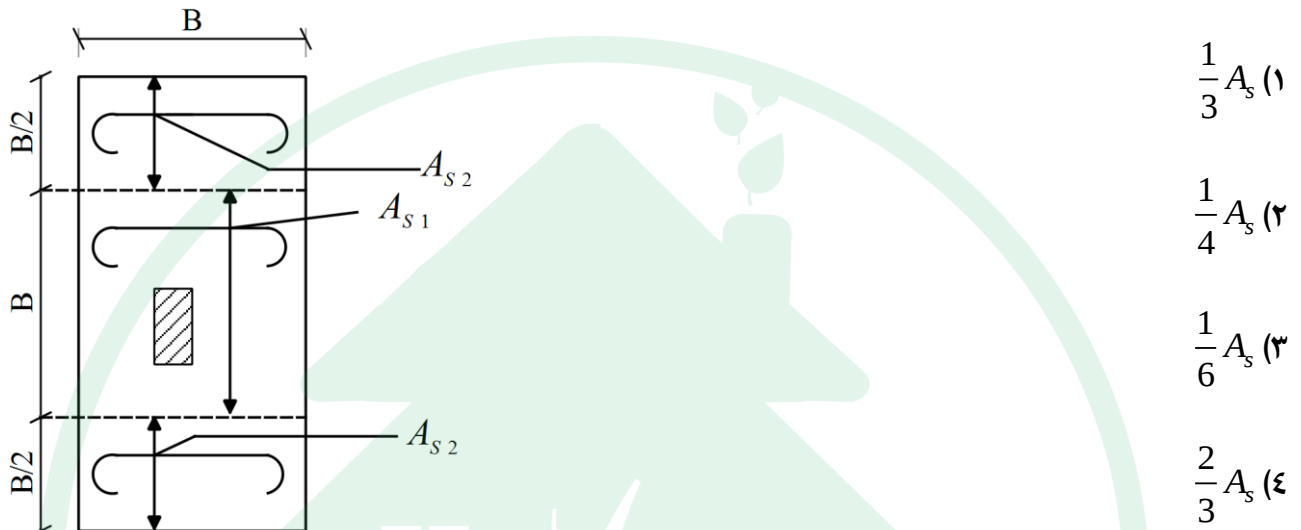
$$\rightarrow V_{u \text{ اولیه}} = \min\{V_{e1} \text{ و } V_{e2}\} = \min\left\{\frac{3m_n}{L} \text{ و } 2V_E\right\}$$

$$V_{u \text{ نهایی}} = \max\{V_{u \text{ اولیه}} \text{ و } V_E\} = \max\begin{cases} \min\left\{\frac{3m_n}{L} \text{ و } 2V_E\right\} \\ V_E \end{cases}$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه

۲۹- در یک شالوده سطحی منفرد به ابعاد $2B \times B \times h$ به لحاظ محاسباتی کل میلگردهای مورد نیاز در جهت کوتاه برابر A_s به دست آمده است. حداقل مقدار A_{s2} که باید به طور یکنواخت در عرض $\frac{B}{2}$ توزیع شود، مطابق کدامیک از گزینه‌های زیر است؟ فرض کنید آرماتورهای حداقل تامین خواهد شد.



پاسخ سوال (۲۹)

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۲۵۷ بند ۹-۱۵-۳-۳:

۹-۱۵-۳-۳ 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.

$$L = 2B, B = B$$

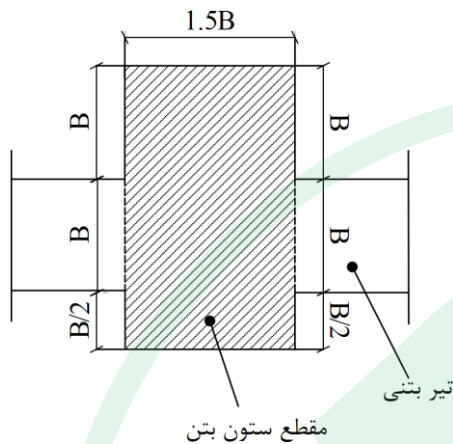
$$\beta = \frac{L}{B} = \frac{2B}{B} = 2$$

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

$$A_{s2} = (1 - \gamma_s) \times \frac{A_s}{2} = \left(1 - \frac{2}{3}\right) \times \frac{1}{2} A_s = \frac{1}{6} A_s$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است

۳۰- در شکل زیر پلان اتصال یک تیر بتنی به یک ستون بتنی نشان داده شده است. حداکثر مقدار عرض مؤثر ناحیه اتصال مطابق کدام یک از گزینه‌های زیر است؟

 $B(\cdot)$ $1.5B$ (२

2.5B (२

 $2B(\xi$

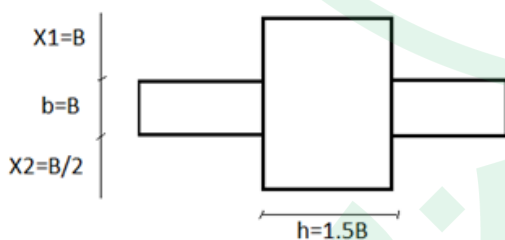
پاسخ سوال (۳۰)

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۲۶۹ و ۲۷۰ - بند ۹-۱۶-۴-۲-۳:

۹-۱۶-۴-۳ سطح مقطع موثر ناحیه‌ی اتصال (A_f) از حاصل ضرب عمق ستون در راستای مورد بررسی در عرض موثر ناحیه‌ی اتصال به دست می‌آید. عرض موثر در صورتی که عرض تیر از عرض ستون بیش‌تر باشد، برابر با عرض ستون، و در صورتی که عرض ستون از عرض تیر بیش‌تر باشد، برابر با حداقل مقادیر (الف) و (ب) منظور می‌گردد (به شکل ۹-۱۶-۱ توجه شود).

الف- عرض تیر به علاوہی عمق ستون

ب- دو برابر فاصله‌ی عمودی بین محور طولی تیر تا نزدیک‌ترین وجه ستون



$$b_e = \min \begin{cases} b+h=B+1.5B=2.5B \\ b+2 \times x_1=B+2(B)=3B \rightarrow b_e=2B \\ b+2x_2=B+2\left(\frac{B}{2}\right)=2B \end{cases}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

۳۱- در دیافراگم‌های بتنی درجا ریخته شده که جزیی از سیستم مقاوم در برابر زلزله با شکل‌پذیری زیاد هستند، حداکثر ρ_t مؤثر در محاسبه مقاومت برشی اسمی (V_n) دیافراگم به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن از نوع معمولی فرض شود.

$$(۱) \frac{0.66 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (۲) \frac{0.17 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (۳) \frac{0.49 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (۴) \frac{0.83 \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

پاسخ سوال (۳۱)

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۲۴۴ و ۲۴۵ - بند ۹-۱۴-۳-۲ و بند ۹-۱۴-۳-۳ و بند ۹-۱۴-۳-۴:

۹-۱۴-۳-۲ ضریب کاهش مقاومت ϕ باید برابر با ۰.۷۵ در نظر گرفته شود؛ مگر در مواردی که بر اساس بند ۹-۴-۷، مقدار کم‌تری برای این ضریب معرفی شده باشد.

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

$$V_n = A_{cv} (\lambda \times 0.17 \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (۹-۱۴-۱)$$

در این رابطه، A_{cv} سطح مقطع خالص برشی بتن است که به ضخامت و عمق دیافراگم محدود شده، و سطح فضا‌های خالی در آن، در صورت وجود، کاسته می‌شود. مقدار $\sqrt{f'_c}$ که در محاسبه‌ی V_n به کار می‌رود، نباید از $\frac{8}{3}$ مگاپاسکال بیش‌تر باشد. همچنین، ρ_t نسبت آرماتور توزیع شده‌ی موازی برش داخل صفحه‌ی دیافراگم است.

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

$$V_u \leq 0.66 \phi A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (۹-۱۴-۲)$$

که در آن، مقدار $\sqrt{f'_c}$ که در محاسبه‌ی V_n به کار می‌رود، نباید از $\frac{8}{3}$ مگاپاسکال بیش‌تر باشد.

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

$$V_{u \max} = 0.66 \phi \sqrt{f'_c} \times A_{cv}$$

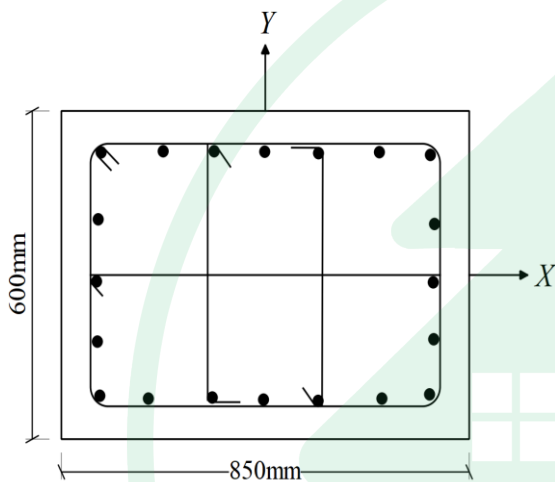
$$\rightarrow V_u \leq V_{u \max}$$

$$V_u = \phi (0.17 \lambda \times \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) A_{cv} \leq 0.66 \phi \sqrt{f'_c} \times A_{cv}$$

$$\rightarrow \rho_t f_y \leq (0.66 - 0.17 \times 1) \sqrt{f'_c}$$

$$\rightarrow \rho_t \leq 0.49 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

۳۲- در شکل زیر مقطع یک ستون با شکل پذیری متوسط نشان داده شده است. محاسبات نشان می‌دهد که مقاومت برشی مقطع در راستای $(\Phi V_n)_x$ حداقل باید 600kN باشد. صرفاً با این اطلاعات کدام یک از گزینه‌های زیر در رابطه با فواصل میلگردهای عرضی (S) قابل قبول بوده و دارای میلگرد کمتری است؟ در حد فاصل دو انتهای ستون هیچ باری غیر از وزن ستون به آن وارد نمی‌شود و این ستون عکس‌العمل اعضای سخت ناپیوسته را تحمل نمی‌کند. عمق مؤثر مقطع $f_{yt} = 400MPa$, $f'_c = 25MPa$, $d = 780mm$ فرض شود. در محاسبه مقاومت تامین شده توسط بتن از رابطه ساده‌تر با صرف نظر از بار محوری استفاده کنید. بتن معمولی فرض شود.



$\Phi 22$ میلگردهای طولی

$\Phi 10$ میلگردهای عرضی

(۱) در نواحی بحرانی، $S = 175mm$ و در خارج از این نواحی $S = 300mm$

(۲) در کل ارتفاع $S = 175mm$

(۳) در نواحی بحرانی، $S = 175mm$ و در خارج از این نواحی $S = 195mm$

(۴) در کل ارتفاع $S = 182mm$

پاسخ سوال (۳۲)

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۳۵۵ - بند ۱-۳-۳-۵-۲۰-۹ و ص ۳۵۶ بند ۳-۳-۵-۲۰-۹ و ۴-۳-۳-۵-۲۰-۹ و ص ۲۲۲ بند ۲-۷-۶-۱۲-۹:

۱-۳-۳-۵-۲۰-۹ آرماتورهای عرضی در ستون‌ها باید یا به صورت دورپیچ، مطابق ضوابط فصل ۱۲-۹، و یا به صورت دورگیرهایی مطابق ضوابط بندهای ۲-۳-۳-۵-۲۰-۹ تا ۳-۳-۳-۵-۲۰-۹، در نظر گرفته شوند؛ مگر آن که طراحی برای برش و یا پیش‌نیاز به آرماتور بیش‌تری را ایجاب کند. در ضمن رعایت ضابطه‌ی بند ۵-۳-۳-۵-۲۰-۹ برای کلیه‌ی ستون‌هایی که برای تحمل بارهای اعضای سخت ناپیوسته به کار برده می‌شوند، الزامی است.

توضیح: این تست به دلیل عدم ارائه تنش تسلیم آرماتورهای طولی قابل حل نبوده و باید حذف شود. اما در ادامه روند حل با فرض تنش تسلیم $F_y = 400 Mpa$ برای آرماتورهای طولی ارائه می‌شود. در ناحیه بحرانی مطابق بند ۱-۳-۳-۵-۲۰-۹ و ۳-۳-۳-۵-۲۰-۹ نتیجه به این صورت خواهد بود:

۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل ۱۰ میلی متر بوده، و فواصل آن‌ها از یک دیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲، و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می‌شوند فاصله‌ی آن‌ها، s_0 باید برابر کم‌ترین از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شوند:

الف- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد

طولی ستون، ولی نه بیش‌تر از ۲۰۰ میلی متر؛

ب- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال و بیش‌تر، ۶ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد

طولی، ولی نه بیش‌تر از ۱۵۰ میلی متر؛

پ- نصف کوچک‌ترین بعد مقطع ستون.

$$S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} S_c \text{ در طرح برشی} \\ S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} \min(b, h) \\ 8 d_{b \min} \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

محاسبه S در طرح برشی:

$$V_c = 0.17 \lambda \times \sqrt{f'_c} b_w d = 0.17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 600 \times 780 \times 10^{-3} = 397.8 \text{ KN}$$

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{600}{0.75} - 397.8 = 402.2 \text{ KN} \rightarrow V_s \text{ مورد نیاز} \geq V_s \text{ موجود}$$

$$A_v f_{yt} \frac{d}{s} \geq V_s$$

$$3 \times 3.14 \times \frac{10^2}{4} \times 400 \times \frac{780}{s} \geq 402.2 \times 10^3 \rightarrow S \leq 182 \text{ mm}$$

$$S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \text{در طرح برشی} \\ \frac{1}{2} \min(600, 850) = 300 \text{ mm} \\ 8 \times 22 = 176 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right. = 176 \text{ mm}$$

در مجموع

$$S \leq \min\{182 \text{ و } 176\} = 176 \text{ mm}$$

برای نواحی وسط: بر اساس بند ۹-۲۰-۵-۳-۴ و ۹-۱۲-۶-۲-۷:

۹-۲۰-۵-۳-۴ در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شود، ضوابط آرماتور عرضی مشابه ضوابط بند ۹-۱۲-۶-۲-۷ می‌باشند.

۹-۱۲-۶-۲-۷ فاصله‌ی حداکثر آرماتورهای برشی ستون اگر $V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$ باشد، برابر با کوچک‌ترین از $d/2$ و ۶۰۰ میلی‌متر، و اگر $V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$ باشد، برابر با کوچک‌ترین از $d/4$ و ۳۰۰ میلی‌متر است.

$$S \leq \min \begin{cases} S_L \text{ در طرح برشی} \\ \text{if } V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c} \times b_w \times d \rightarrow S \leq \min\left\{\frac{d}{2}, 600\right\} \\ \text{if } V_s > 0.33\sqrt{f'_c} \times b_w \times d \rightarrow S \leq \min\left\{\frac{d}{4}, 300\right\} \end{cases}$$

برای طرح برشی به دلیل ثابت بودن برش

$$S \leq 182 \text{ mm}$$

$$V_s = 402.2 \leq 0.33 \times \sqrt{25} \times 600 \times 780 \times 10^{-3} = 772.2 \text{ KN}$$

$$S \leq \min \left\{ \frac{780}{2}, 600 \right\} = 390 \text{ mm}$$

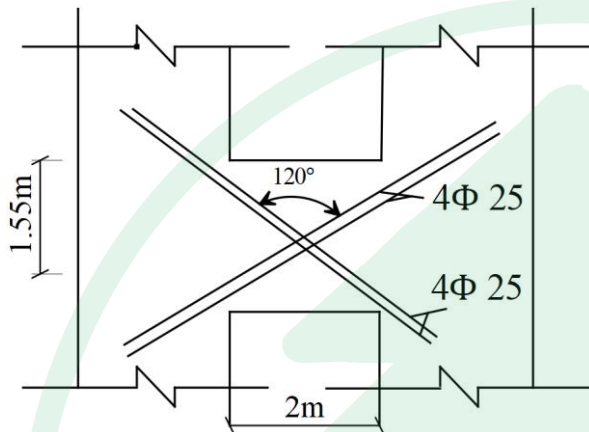
در مجموع:

$$S \leq \min \{182, 390\} = 182 \text{ mm}$$

بنابراین با فرض $F_y = 400 \text{ Mpa}$ گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه

۳۳- در تیر همبند نشان داده شده که با دو گروه میلگرد متقاطع و متقارن نسبت به مرکز تیر و محصور شده با آرماتورهای عرضی کافی، تقویت شده است، عرض تیر 350mm ، $f'_c = 25\text{MPa}$ ، $f_y = 400\text{MPa}$ است. مقاومت برشی طراحی (ΦV_n) این تیر به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ هر گروه میلگرد قطری از ۴ میلگرد تشکیل شده که در دو لایه قرار دارند.



(۱) 785KN

(۲) 590KN

(۳) 665KN

(۴) 760KN

پاسخ سوال (۳۳)

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۳۸۹- بند ۴-۵-۷-۲۰-۹ و ص ۱۱۰ بند ۵-۴-۷-۹-۱۱۰ ت:

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

الف- V_n از رابطه‌ی زیر محاسبه گردد:

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

در رابطه‌ی فوق، α زاویه‌ی بین آرماتورهای قطری و محور طولی تیر همبند می‌باشد.

ب- هر گروه میلگردهای قطری باید حداقل از ۴ میلگرد، در دو یا چند لایه تشکیل شود.

ت- در اتصالات تیر- ستون قاب‌های خمشی ویژه و نیز در تیرهای همبندی که با فولاد گذاری قطری مسلح شده‌اند، در برش $\phi = 0.85$ منظور می‌شود.



$$\phi V_n = 0.85 \times \min \begin{cases} 2 \times A_{vd} \times f_y \times \sin \alpha \\ 0.83 \times b_w \times h \times \sqrt{f'_c} \end{cases}$$

$$A_{vd} = 4 \times 3.14 \times \frac{25^2}{4} = 1962.5 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa} \quad \alpha = \frac{180-120}{2} = 30^\circ$$

$$b_w = 350 \text{ mm} \quad h = 1550 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

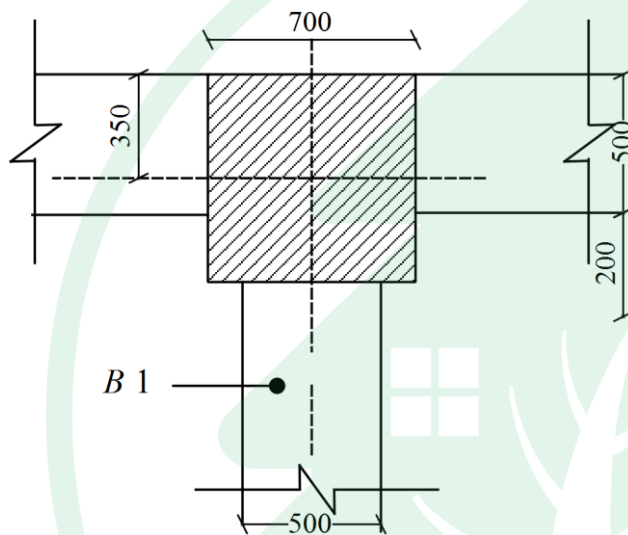
$$\phi V_n = 0.85 \times \min \begin{cases} 2 \times 1962.5 \times 400 \times \sin 30 \times 10^{-3} \\ 0.83 \times 350 \times 1550 \times \sqrt{25} \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\phi V_n = 667.25 \text{ KN}$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه

۳۴- در شکل زیر پلان ناحیه اتصال سه تیر به یک ستون پیوسته در یک سازه بتنی در جاریز نشان داده شده است. اگر این سازه از نوع قاب با شکل پذیری زیاد باشد، مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون در امتداد تیر $B1$ ، 1.05 برابر مقدار مقاومت برشی اسمی لازم است. اگر این سازه از نوع قاب با شکل پذیری متوسط باشد، با یکسان فرض کردن تمام جزئیات اجرایی مقاومت اسمی مورد نظر چند برابر مقدار مقاومت برشی اسمی لازم خواهد بود؟ نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمایید. عمق تیرها 500mm است و فرض می شود جزئیات اجرایی برای هر دو نوع قاب قابل قبول است. برای سهولت، در هر دو حالت از وجود برش در ستون خارج از ناحیه اتصال، صرف نظر می شود. در شکل ابعاد به میلی متر است.



۱.۲۵ (۱)

۱.۱۵ (۲)

۱.۲۰ (۳)

۱.۱۰ (۴)

پاسخ سوال ۳۴

مطابق بحث نهم ویرایش ۱۳۹۹: ص ۲۷ جدول تعاریف و ص ۱۰۷ - بند ۱-۴-۷-۹ و ص ۱۰۸ جدول ۲-۷-۹ و ص ۱۱۰ بند ۵-۴-۷-۹ ت و ص ۱۰۲ بند ۱-۳-۳-۷-۹ و ص ۳۷۶ و ۳۷۵ - بند ۱-۴-۵-۶-۲۰-۹ و جدول ۲-۲۰-۹ و ص ۲۶۶ و ۲۶۷ - بند ۶-۲-۱۶-۹ و ۷-۲-۱۶-۹ و ۸-۲-۱۶-۹ و ص ۳۷۴ بند ۱-۲-۵-۶-۲۰-۹

توضیح: این تست به دلیل اینکه عبارت "مقاومت برشی اسمی لازم" از نظر مفهومی دارای اشکال است، باید حذف شود

در ادامه روند حل با فرض اینکه منظور طراح از عبارت "مقاومت برشی اسمی لازم" حاصل نسبت مقاومت برشی مورد نیاز به ضریب کاهش مقاومت برشی است، ارائه خواهد شد

با توجه به ص ۲۷ تعریف V_n به صورت زیر است:

V_n : مقاومت برشی اسمی

با توجه به بند ۱-۴-۷-۹، تعریف ϕ به صورت زیر است:

ϕ : ضریب کاهش مقاومت

۱-۴-۷-۹ ضریب‌های کاهش مقاومت، ϕ ، بر اساس جدول ۲-۷-۹ تعیین می‌شوند.

بر اساس جدول ۲-۷-۹ در حالت کلی $\phi = 0.75$

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

با توجه به ص ۱۱۰ در اتصال تیر به ستون قاب خمشی ویژه $\phi = 0.85$

ت- در اتصالات تیر- ستون قاب‌های خمشی ویژه و نیز در تیرهای هم‌بندی که با فولاد گذاری قطری مسلح شده‌اند، در برش $\phi = 0.85$ منظور می‌شود.

بر اساس بند ۱-۱-۳-۷-۹ در ص ۱۰۲، در این سوال V_n مقاومت برشی مورد نیاز است که در حالت کلی معادله مقاومت به صورت زیر است:

۱-۱-۳-۷-۹ مقاومت مورد نیاز، U ، باید حداقل معادل تاثیرات بارهای با ضریب مندرج در جدول ۱-۷-۹ و با در نظر گرفتن سایر الزامات بخش ۳-۷-۹ باشد.

در جدول ۱-۷-۹، منظور از "بار اصلی" در یک ترکیب بارگذاری، باری است که آن ترکیب اصولاً بر پایه‌ی عملکرد آن بار، ولی در کنار تاثیر سایر بارهای مرتبط تنظیم شده است.

متغیرهای به کار رفته در رابطه‌های (۱-۷-۹) تا (۷-۷-۹) به شرح زیر هستند:

U = بار ترکیبی و یا مقاومت مورد نیاز برای تحمل بارهای با ضریب و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه؛

D = بارهای مرده و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه؛

$$V_u \leq \phi V_n$$

V_u : مقاومت برشی مورد نیاز

ϕ : ضریب کاهش مقاومت برشی

V_n : مقاومت برش اسمی در برش

همانطور که بر اساس تعاریف بیان شده مشاهده می شود، عبارت "مقاومت برشی اسمی لازم" هیچ یک از سه پارامتر فوق نبوده و این عبارت از نظر مفهومی دارای ایراد است.

در ادامه با فرض بیان شده و استفاده از بند ۹-۲۰-۶-۵-۴ و جدول ۹-۲۰-۲ و بند ۹-۱۶-۲-۷ و بند ۹-۱۶-۲-۸ داریم:

۹-۱۶-۲-۶ ادامه (توسعه) یک ستون در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه‌ی اتصال تیر به

ستون در امتداد برش مورد بررسی را ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند:

الف- ستون در بالای ناحیه‌ی اتصال حداقل به میزان یک عمق ستون (h) در امتداد برش مورد بررسی ادامه داشته باشد.

ب- میلگردهای طولی و عرضی ستون در پایین ناحیه‌ی اتصال تا انتهای ستون در بالا ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۷ ادامه (توسعه) یک تیر در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون

در امتداد برش مورد بررسی را ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند:

الف- تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) ادامه داشته باشد.

ب- میلگردهای طولی و عرضی تیر در سمت مقابل ناحیه اتصال تیر به ستون تا انتهای تیر ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۸ در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی وقتی دارای شرایط

محصور شدگی است که در آن دو تیر عرضی مطابق بندهای (الف) و (ب) و (پ) در زیر قرار داده شود:

الف- عرض هر یک از تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.

ب- تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته باشند.

پ- تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق بند ۹-۱۱-۵ باشند؛

و حداقل دارای خاموت‌هایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیش تر مطابق بندهای ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۵-۳ باشند.

کنترل محصور شدگی اتصال:

$$b_b \geq \frac{3}{4} b_c \rightarrow 500 \geq \frac{3}{4} \times 700 = 525 \text{ mm ok}$$

اتصال محصور شده است.

ستون پیوسته فرض شده است.

برای هر دو حالت شرایط متوسط و لرزه ای ویژه

$$V_n = \lambda \times \sqrt{f'_c} \times A_g$$

بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۵-۴ در شرایط لرزه ای ویژه:

$$V_u = 1.25 \times A_s \times f_y$$

۹-۲۰-۶-۵-۴ نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه‌ی اتصال باید با فرض تنش کششی

1.25 f_y محاسبه شوند.



در شرایط لرزه ای متوسط:

$$V_u = A_s \times f_y$$

$$\rightarrow \left(\frac{V_n}{V_u}\right)_{\phi} = 1.05$$

$$\frac{\lambda \times \sqrt{f'_c} \times A_g}{1.25 \times A_s \times f_y} = 1.05 \rightarrow \frac{\lambda \times \sqrt{f'_c} \times A_g}{A_s \times f_y} = 1.54$$

$$\rightarrow \left(\frac{V_n}{V_u}\right)_{\phi} = x$$

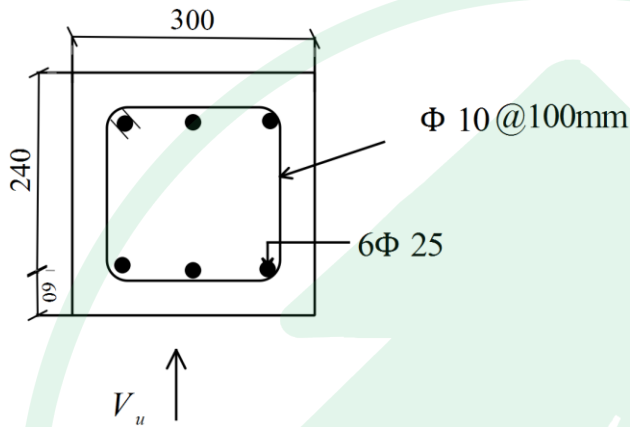
$$\frac{\lambda \times \sqrt{f'_c} \times A_g}{A_s \times f_y} = x \rightarrow x = 1.158$$

بنابراین با فرض بیان شده در ابتدای حل گزینه ۲ پاسخ سوال است.

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه

۳۵- مقطع یک ستون در قاب خمشی متوسط مطابق شکل زیر است. بیشترین مقاومت برشی قابل قبول در جهت نیروی برشی V_u که توسط بتن تامین می شود (V_c) به کدام یک از اعداد زیر نزدیک تر است؟
 $f_{yt} = f_y = 300MPa$, $f'_c = 25MPa$, $P_u = 80KN$, $M_u = 20KN.m$
 به میلی متر است.



(۱) 76KN

(۲) 72KN

(۳) 86KN

(۴) 92KN

پاسخ سوال (۳۵)

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹: مطابق ص ۱۱۹ بند ۱-۴-۸-۹ و ص ۲۰۱ بند ۳-۲-۵-۱۱-۹ و ص ۱۱۹ بند ۱-۴-۸-۹ و ص ۱۲۰ بند ۳-۴-۸-۹ و ۴-۴-۸-۹

این تست به دو دلیل زیر باید حذف شود:

دلیل اول: در سوال فشاری یا کششی بودن نیروی محوری P_u مشخص نشده است.

دلیل دوم: در متن سوال مقاومت برشی قابل قبول V_c مورد نظر است ولی از پارامتر V_c یعنی مقاومت برش اسمی بتن استفاده شده است.

در ادامه، با دو فرض سوال حل می شود:

- نیروی محوری فشاری باشد.
- مقاومت اسمی بتن خواسته شود.

مطابق بند ۱-۴-۸-۹ و بند ۳-۲-۵-۱۱-۹:

۳-۲-۵-۱۱-۹ اگر آرماتورهای برشی مورد نیاز باشند و بتوان از اثرات پیچشی صرف نظر نمود،

حداقل آرماتور برشی در فاصله s ، یعنی $A_{v,min} / s$ نباید از بزرگترین مقادیر زیر کمتر باشد:

$$0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (الف-۲-۱۱-۹)$$

$$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (ب-۲-۱۱-۹)$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{2 \times 3.14 \times \frac{10^2}{4}}{100} = 1.57 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.062 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b_w}{f_{yt}} = 0.31 \\ 0.35 \times \frac{b_w}{f_{yt}} = 0.35 \end{array} \right. = 0.35 \text{ KN}$$

حداقل آرماتور عرضی برقرار است.

بر اساس مبحث نهم، استفاده از هر دو فرمول ۱۲-۸-۹ الف و ۱۲-۸-۹ ب مجاز است. هر دو رابطه را محاسبه کرده و بزرگ ترین عدد انتخاب می شود

۱-۴-۴-۸-۹ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد، $V_c, A_v \geq A_{v,min}$ را می‌توان از رابطه‌ی ساده‌تر (۱۲-۸-۹ الف)، و یا از رابطه‌ی (۱۲-۸-۹ ب) محاسبه نمود. در این رابطه‌ها بار محوری، N_u ، در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می‌شود. همچنین V_c نباید منفی در نظر گرفته شود.

$$V_c = \left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad \text{(الف-۱۲-۸-۹)}$$

$$V_c = \left(0.66 \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad \text{(ب-۱۲-۸-۹)}$$

از رابطه ۱۲-۸-۹ الف:

$$V_c = \left(0.17 \times 1 \times \sqrt{25} + \frac{80 \times 10^3}{6 \times 300 \times 300} \right) \times 300 \times 240 \times 10^{-3} = 71.928 \text{ KN}$$

کنترل اول:

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

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

$$\frac{N_u}{6 \times A_g} = \frac{80 \times 10^3}{6 \times 300 \times 300} = 0.149 \leq 0.05 f'_c = 1.25 \text{ ok}$$

کنترل دوم:

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

$$V_{cmax} = 0.42 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.42 \times 1 \times \sqrt{25} \times 300 \times 240 \times 10^{-3} = 151.21 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_c \leq V_{cmax} \rightarrow 71.928 \leq 151.21 \text{ ok}$$

از رابطه ۱۲-۸-۹ ب

با فرض اینکه رفتار ستون بیشتر کششی باشد تا فشاری:

$$\rho_w = \frac{3 \times 3.14 \times \frac{25^2}{4}}{300 \times 240} = 0.0205$$

$$\rightarrow V_c = \left(0.66 \times 1 \times \sqrt{25} \times (0.0205)^{\frac{1}{3}} + \frac{80 \times 10^3}{6 \times 300 \times 300} \right) \times 300 \times 240 \times 10^{-3} = 76.17 \text{ KN}$$

کنترل:

$$\rightarrow 76.17 \leq V_{cmax} = 151.2 \text{ ok}$$

در نتیجه:

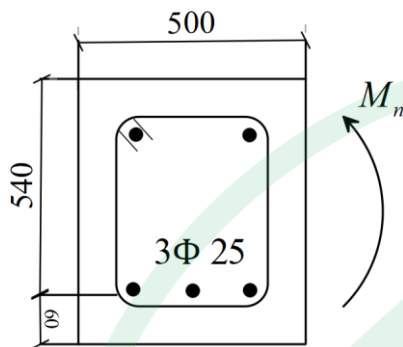
$$V_c = \max(71.928, 76.17) = 76.17 \text{ KN}$$

بنابراین با فرضیات فوق، گزینه ۱ صحیح است

سبزسازه

۳۶- مقاومت خمشی اسمی (M_n) مقطع تیر شکل زیر حدوداً چه مقدار است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر

$f_y = 400MPa$, $f'_c = 28MPa$ است. همچنین از آثار آرماتورهای فشاری مقطع صرف نظر شود.



280kN.m (۱)

300kN.m (۲)

320kN.m (۳)

350kN.m (۴)

پاسخ سوال (۳۶)

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۱۱۳ - بند ۲-۲-۸-۹ و ص ۱۱۴ بند ۷-۲-۲-۸-۹:

$$m_n = \rho \times f_y \times b \times d^2 \left[1 - \frac{0.5 \times \rho \times f_y}{\alpha_1 \times f'_c} \right]$$

$$\rho = \frac{3 \times 3.14 \times \frac{25^2}{4}}{500 \times 540} = 0.0055$$

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.

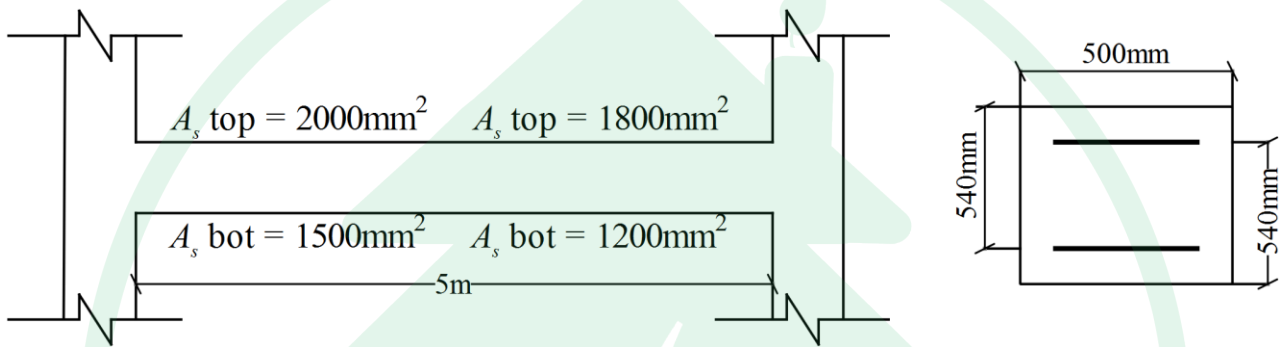
$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{0.022}{7} (f'_c - 55) \geq 0.7 \quad (۴-۸-۹)$$

$$f'_c \leq 55 \text{ Mpa} \rightarrow \alpha_1 = 0.85$$

$$m_n = 0.0055 \times 400 \times 500 \times 540^2 \left[1 - \frac{0.5 \times 0.0055 \times 400}{0.85 \times 28} \right] \times 10^{-6} = 306 \text{ KN.m}$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

۳۷- تیر بتنی به ابعاد داده شده در قاب خمشی متوسط طبق شکل زیر موجود است. هرگاه نیروی برشی ناشی از بحرانی ترین ترکیب بار برابر $350kN$ بوده و مجموع نیروی بارهای ثقلی و زلزله قائم همان ترکیب بار با ضرایب مربوطه برابر $200kN$ باشد حداقل مقدار مقاومت برشی طراحی لازم تیر (ΦV_n) به کدام یک از اعداد زیر نزدیک تر است؟ در محاسبه مقاومت خمشی اسمی مقطع از اثر آرماتورهای فشاری صرف نظر شود. $f_y = 400MPa$, $f'_c = 25MPa$



380kN (۱)

500kN (۲)

350kN (۳)

335kN (۴)

پاسخ سوال (۳۷)

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۳۴۷ - بند ۱-۱-۲-۲۰-۹ و ص ۱۰۲ و ۱۰۳ بند ۱-۱-۳-۷-۹ و جدول ۱-۷-۹ و ص ۳۵۷ بند ۱-۴-۳-۵-۲۰-۹: با توجه به بند ۱-۱-۲-۲۰-۹ اگر مقاومت از شکل پذیری معمولی نیز داده شود، اثر آن نیز باید در روابط کلی دیده شود. در این سوال که مقدار برش ناشی از بحرانی ترین ترکیب بار (از دسته ترکیب بارهای معمولی مطابق جدول ۱-۷-۹) نیز داده شده است، باید در نهایت حداکثر عدد از بین مقاومت بحرانی ترین ترکیب بار و بند ۱-۴-۳-۵-۲۰-۹ برداشت شود.

۱-۱-۲-۲۰-۹ اعضای سیستم‌های سازه‌ای که برای مقابله با زلزله به کار برده می‌شوند، باید علاوه بر ضوابط کلیه فصل‌های این مبحث، الزامات این فصل را نیز تامین نمایند. چنان چه بین ضوابط این فصل با سایر فصل‌ها مغایرتی وجود داشته باشد، ضوابط این فصل حاکم خواهند بود.

جدول ۹-۷-۱ ترکیب‌های بارگذاری

شماره‌ی رابطه	بار اصلی	ترکیب‌های بارگذاری
(۱-۷-۹)	D	1) $U = 1.4D$
(۲-۷-۹)	L	2) $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
(۳-۷-۹)	$L_r \text{ or } S \text{ or } R$	3) $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5(1.6W))$
(۴-۷-۹)	W	4) $U = 1.2D + 1.0L + 1.6W + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
(۵-۷-۹)	E	5) $U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$
(۶-۷-۹)	W	6) $U = 0.9D + 1.6W$
(۷-۷-۹)	E	7) $U = 0.9D + 1.0E$

۹-۲۰-۵-۳-۴-۱ در ستون‌ها مقاومت برشی مقطع، ϕV_n ، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) کمتر در نظر گرفته شود:

الف- نیروی برشی ایجاد شده در ستون در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و نیروی برشی متناظر با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی دو جهته، در هر امتداد، بار محوری ضریب‌دار باید از ترکیبی در بارگذاری ستون انتخاب شود که بیش‌ترین لنگر خمشی اسمی متناظر با آن حاصل گردد.

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری ضریب‌دار شامل زلزله که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله، E ، مقدار $E\Omega_0$ جای‌گزین شده باشد.

سبزسازه



$$V_u = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{۱) ترکیب بار معمولی: } 1.2 V_D + V_L + V_E \\ \text{۲) min} \left\{ \begin{array}{l} \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{m_n^{+L} + m_n^{-R}}{L_n} + \frac{q_u L}{2} \\ \frac{m_n^{-L} + m_n^{+R}}{L_n} + \frac{q_u L}{2} \end{array} \right. \\ 1.2 V_D + V_L + 2 V_E \end{array} \right. \end{array} \right.$$

مطابق داده سوال:

$$1.2 V_D + V_L + V_E = 350$$

$$V_E = 350 - (1.2 V_D + V_L) \rightarrow 1.2 V_D + V_L = 200 = \frac{q_u L}{2}$$

$$\rightarrow V_E = 350 - 200 = 150 \text{ KN}$$

مقادیر لنگر خمشی برای ۴ ناحیه به شرح زیر محاسبه می شود:

$$f'_c \leq 55 \text{ Mpa} \rightarrow \alpha_1 = 0.85$$

$$A_s = 1500 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1500}{500 \times 540} = 0.0056$$

$$m_n = \rho \times f_y \times b \times d^2 \left[1 - \frac{0.5 \times \rho \times f_y}{\alpha_1 \times f'_c} \right]$$

$$m_n = 0.0056 \times 400 \times 500 \times 540^2 \left[1 - \frac{0.5 \times 0.0056 \times 400}{0.85 \times 25} \right] \times 10^{-6} = 310$$

$$A_s = 1800 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1800}{500 \times 540} = 0.0067$$

$$m_n = \rho \times f_y \times b \times d^2 \left[1 - \frac{0.5 \times \rho \times f_y}{\alpha_1 \times f'_c} \right]$$

$$m_n = 0.0067 \times 400 \times 500 \times 540^2 \left[1 - \frac{0.5 \times 0.0067 \times 400}{0.85 \times 25} \right] \times 10^{-6} = 366$$



$$A_s = 2000 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2000}{500 \times 540} = 0.0074$$

$$m_n = \rho \times f_y \times b \times d^2 \left[1 - \frac{0.5 \times \rho \times f_y}{\alpha_1 \times f'_c} \right]$$

$$m_n = 0.0074 \times 400 \times 500 \times 540^2 \left[1 - \frac{0.5 \times 0.0074 \times 400}{0.85 \times 25} \right] \times 10^{-6} = 401$$

$$A_s = 1200 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1200}{500 \times 540} = 0.0045$$

$$m_n = \rho \times f_y \times b \times d^2 \left[1 - \frac{0.5 \times \rho \times f_y}{\alpha_1 \times f'_c} \right]$$

$$m_n = 0.0045 \times 400 \times 500 \times 540^2 \left[1 - \frac{0.5 \times 0.0045 \times 400}{0.85 \times 25} \right] \times 10^{-6} = 252$$

$$۱) \text{ ترکیب بار معمولی } : 1.2 V_D + V_L + V_E = 350 \text{ KN}$$

$$V_u = \max$$

$$۲) \min$$

$$\max \left\{ \frac{310+366}{5} + 200 = 335.2 \right.$$

$$\left. \frac{401+252}{5} + 200 = 330.6 \right\}$$

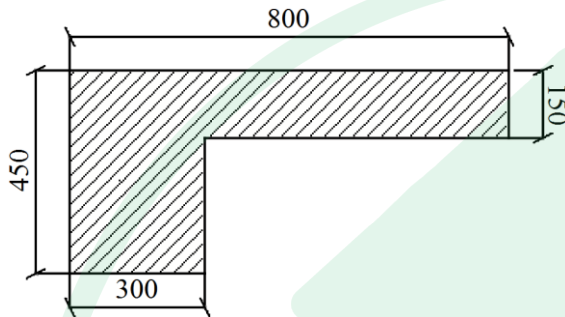
$$200 + 2(150) = 500$$

در نهایت:

$$V_u = \max (350, 335.2) = 350 \text{ KN}$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

۳۸- مقطع تیر بتنی پیوسته با دال شکل زیر تحت اثر لنگر پیچشی قرار دارد. در صورتی که نیروی محوری به مقطع وارد نشود حداکثر لنگر پیچشی وارده به این مقطع (T_u) که بتوان از اثرات پیچش صرف نظر نمود به کدام یک از موارد زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و از رده C25 است. ابعاد روی شکل به میلی متر هستند.



۸.۰kN.m (۱)

۶.۴۰kN.m (۲)

۳.۸kN.m (۳)

۴.۸۰kN.m (۴)

پاسخ سوال (۳۸)

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۱۳۳ - بند ۲-۱-۶-۸-۹ و ص ۱۹۴ و ۱۹۵ - بند ۴-۵-۲-۱۱-۹ - الف و ب - ص ۱۳۴ بند ۱-۲-۶-۸-۹:

۲-۱-۶-۸-۹ ضوابط این بخش برای اعضای به کار می‌روند که در آن‌ها $T_u \geq \phi T_{th}$ باشد؛ که ϕ ضریب کاهش مقاومت در پیچش بوده و برابر با ۰/۷۵ منظور می‌شود. همچنین T_{th} لنگر آستانه‌ای پیچش بوده و بر اساس رابطه‌های (۲۸-۸-۹) محاسبه می‌گردد. چنانچه $T_u < \phi T_{th}$ باشد، می‌توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود.

اگر رابطه مقابل برقرار باشد، می‌توان از اثر پیچش صرف نظر کرد:

$$T_u \leq \phi T_{th} = 0.75 \times 0.083 \times \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

- بدون حضور نیروی محوری:

$$T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

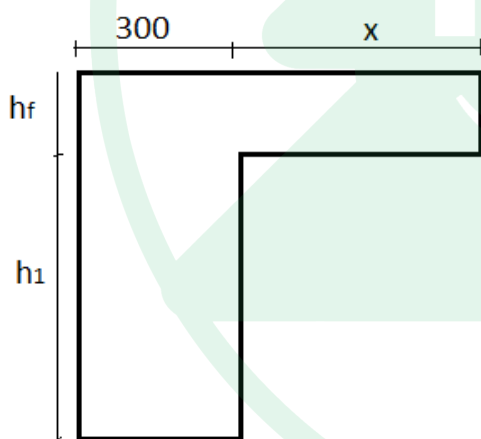
(۲۸-۸-۹-الف)

این مقطع از ترکیب دال و تیر تشکیل شده است. در نتیجه باید مطابق مورد الف از بند ۹-۱۱-۲-۵-۴ عرض موثر را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

۹-۱۱-۲-۵-۴ در طراحی پیچشی مقاطع درجا که دال کف، بال تیر را تشکیل می دهد، عرضی از دال که به طور مؤثر به عنوان بال تیر عمل میکند و در محاسبه ی A_g ، A_{cp} و p_{cp} به کار می رود، بر اساس موارد (الف) و (ب) اختیار می شود:

الف- عرض بیرون زده از دال نسبت به بر جان که به طور مؤثر به عنوان بال تیر عمل میکند، به اندازه ی کوچک ترین از دو مقدار چهار برابر ضخامت بال و ارتفاع بیرون زده ی جان از پایین یا بالای بال (هر کدام که بزرگ تر است)، در نظر گرفته شود.

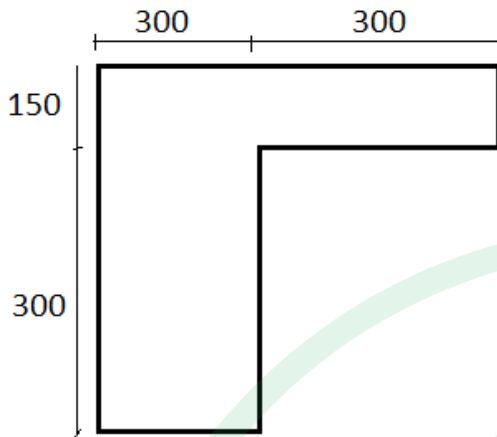
ب- اگر مقادیر A_{cp}^2 / p_{cp} برای مقاطع توپر و A_g^2 / p_{cp} برای مقاطع تو خالی در یک تیر بال دار کمتر از مقدار محاسبه شده برای همان تیر بدون بال باشند، از عرض بیرون زده از دال که به طور مؤثر به عنوان بال تیر عمل میکند، صرف نظر می شود.



$$300+x = \text{عرض موثر}$$

$$X = \min \begin{cases} 4 \times h_f = 4 \times 150 = 600 \\ h_1 = 300 \end{cases} = 300$$

$$\rightarrow \text{عرض موثر} = 300 + 300 = 600 \text{ mm}$$



$$A_{cp} = (300 \times 450) + (300 \times 150) = 180000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 300 + 450 + 600 + 150 + 300 + 300 = 2100 \text{ mm}$$

$$\phi T_{th} \leq 0.75 \times 0.083 \times 1 \times \sqrt{25} \times \left(\frac{180000^2}{2100} \right) \times 10^{-6} = 4.8 \text{ KN.m}$$

کنترل مورد ب بند ۹-۱۱-۲-۵-۴:

$$\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)_{\text{مقطع بدون بال}} \geq \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)_{\text{مقطع توپر}}$$

$$\left(\frac{180000^2}{2100} \right) = 15.5 \times 10^{-6} \geq \frac{(450 \times 300)^2}{2 \times (450 + 300)} = 12.2 \times 10^{-6}$$

برقرار است.

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه

۳۹- مقاومت خمشی اسمی یک دال یک طرفه بتنی با ضخامت 300 میلی‌متر و با حداقل آرماتور خمشی در وجه کششی، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن از نوع C25 آرماتور S400 و عمق مؤثر 250 میلی‌متر فرض شود. از اثر آرماتور فشاری صرف نظر شود.

$$M_n = 84.6 \text{ kN.m / m } (۱)$$

$$M_n = 44.2 \text{ kN.m / m } (۲)$$

$$M_n = 52.9 \text{ kN.m / m } (۳)$$

$$M_n = 68.2 \text{ kN.m / m } (۴)$$

پاسخ سوال ۳۹)

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۱۴۸ - بند ۹-۶-۱ و ص ۱۱۳ - بند ۹-۸-۲:

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

$$A_{smin} = 0.0018 \times A_g = 0.0018 \times 1000 \times 300 = 540 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{540}{1000 \times 250} = 0.00216$$

$$m_n = \rho \times f_y \times b \times d^2 \left[1 - \frac{0.5 \times \rho \times f_y}{\alpha_1 \times f'_c} \right]$$

$$f'_c \leq 55 \text{ Mpa} \rightarrow \alpha_1 = 0.85$$

$$m_n = 0.00216 \times 400 \times 1000 \times 250^2 \left[1 - \frac{0.5 \times 0.00216 \times 400}{0.85 \times 25} \right]$$

$$m_n = 52.9 \text{ KN.m}$$

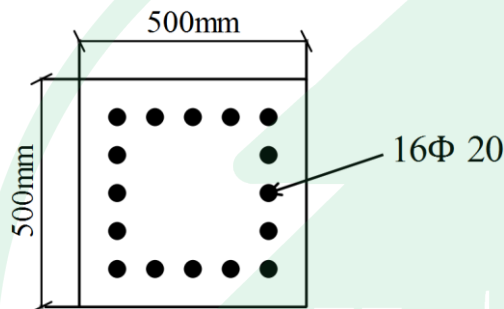
بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه

۴۰- یک ستون بتنی از قاب خمشی با شکل پذیری زیاد مطابق شکل زیر مفروض است. در صورتی که نیروی محوری فشاری

ضریبدار حداکثر ستون $P_u = 3500kN$ باشد، مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم $\left(\frac{A_{sh}}{S_{bc}}\right)$ در ناحیه بحرانی به کدامیک از مقادیر

زیر نزدیک تر است؟ بتن از رده C25، آرماتور طولی و عرضی از نوع S400 و پوشش بتن روی خاموت 50 میلی متر است. در شکل آرماتورهای عرضی نشان داده نشده است.



$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0.0056 \quad (۱)$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0.0105 \quad (۲)$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0.014 \quad (۳)$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0.0125 \quad (۴)$$

پاسخ سوال ۴۰

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۳۶۸ و ۳۶۹ - بند ۴-۳-۳-۶-۲۰-۹:

۴-۳-۳-۶-۲۰-۹ مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای دورگیرهای چند

ضلعی باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه گردد:

الف- در صورتی که $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$ باشد، مقدار A_{sh}/sb_c باید برابر با بیشترین مقدار دو رابطه (۲-۲۰-۹) و (۳-۲۰-۹) باشد.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (۲-۲۰-۹)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (۳-۲۰-۹)$$

ب- در صورتی که $P_u > 0.3A_g f'_c$ و یا $f'_c > 70 \text{ MPa}$ باشد، مقدار A_{sh}/sb_c باید علاوه بر مقدار حداکثر به دست آمده از روابط (۲-۲۰-۹) و (۳-۲۰-۹)، از مقدار محاسبه شده از رابطه (۴-۲۰-۹) نیز بیش تر باشد.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (۴-۲۰-۹)$$

ضرایب مقاومت بتن، k_f و تاثیر محصور شدگی، k_n ، از روابط (۵-۲۰-۹) و (۶-۲۰-۹) محاسبه می شوند:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad (۵-۲۰-۹)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (۶-۲۰-۹)$$

در رابطه فوق، n_l تعداد آرماتورها یا گروه آرماتورهای واقع در محیط هسته ستون با دورگیرهای با خطوط مستقیم است، که از نظر عرضی به قلاب های لرزه ای و یا گوشه ای دورگیرها متکی هستند.



ابتدا باید کنترل کنیم که مقدار P_u بزرگ‌تر از $0.3f'_cA_g$ می‌باشد و یا کوچک‌تر:

$$0.3f'_cA_g = 0.3 \times 25 \times 500^2 \times 10^{-3} = 1875 \text{ KN}$$

$$P_u = 3500 \text{ KN} > 0.3f'_cA_g = 1875 \text{ KN}$$

$$\frac{A_{sh}}{S \times b_c} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \times \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.2 \times k_f \times k_n \times \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \end{array} \right.$$

$$A_{ch} = (500 - 2 \times 50)^2 = 16 \times 10^4$$

$$k_n = \frac{n}{n-2} = \frac{16}{16-2} = 1.43$$

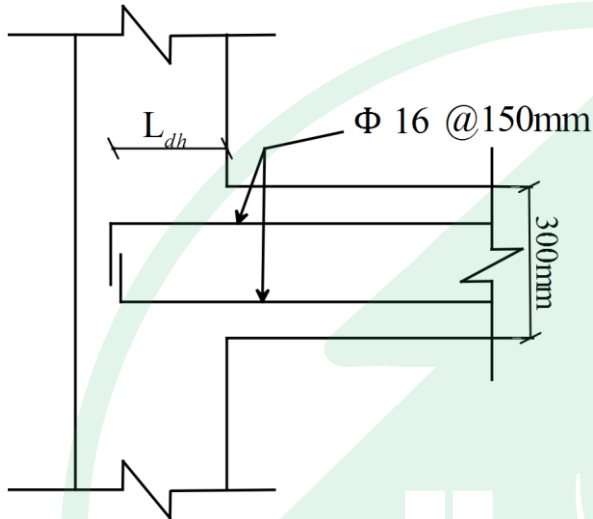
$$k_f = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{f'_c}{175} + 0.6 = \frac{25}{175} + 0.6 = 0.742 \\ 1 \end{array} \right. = 1$$

$$\frac{A_{sh}}{S \times b_c} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \times \left(\frac{500^2}{16 \times 10^4} - 1 \right) \times \frac{25}{400} = 0.0105 \\ 0.09 \times \frac{25}{400} = 0.0056 \\ 0.2 \times 1 \times 1.43 \times \frac{3500 \times 10^3}{400 \times 16 \times 10^4} = 0.0125 \end{array} \right.$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه

۴۱- یک دال بتنی به ضخامت 300 میلی متر به دیوار بتنی مطابق شکل زیر متصل شده است. حداقل طول گیرایی میلگردهای کششی دال با قلاب استاندارد (L_{dh}) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی C25 و آرماتور بدون اندود S400 است و $\Psi_0 = 1.25$ فرض شود.



(۱) $L_{dh} = 230mm$

(۲) $L_{dh} = 370mm$

(۳) $L_{dh} = 295mm$

(۴) $L_{dh} = 185mm$

پاسخ سوال (۴۱)

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۴۲۸ و ۴۲۹ - بند ۱-۳-۳-۲۱-۹ الی ۴-۳-۳-۲۱-۹ و ص ۴۳۰ جدول ۵-۲۱-۹:

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

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

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

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

جدول ۹-۲۱-۵ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار با قلاب استاندارد در گشش		
ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_r ضریب آرماتور محصورکننده	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی متر با $A_{th} \geq 0.40A_{hs}$ و یا با فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۶
ψ_o ضریب محل مهار	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی متر و مهار شده در هسته‌ی ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از ۶۵ میلی متر و یا با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۲۵
ψ_c ضریب مقاومت بتن	برای بتن با مقاومت کمتر از ۴۲ مگاپاسکال	$f'_c/105 + 0.6$
	برای بتن با مقاومت بزرگ‌تر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال	۱/۰

$$L_{dh} = \frac{\phi_e \phi_r \phi_o \phi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}$$

$$L_{dh} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\phi_e \phi_r \phi_o \phi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \\ 8 \times d_b \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\phi_e = 1 \text{ بدون اندود}$$

$$\phi_o = 1.25 \text{ ارائه شده در متن سوال}$$

$$S=150 > 6 \times d_b = 6 \times 16 = 96 \text{ mm} \rightarrow \phi_r = 1$$

$$f'_c = 25 < 42 \rightarrow \phi_c = \frac{f'_c}{105} + 0.6 = \frac{25}{105} + 0.6 = 0.84$$

$$\lambda = 1 \text{ بتن معمولی}$$



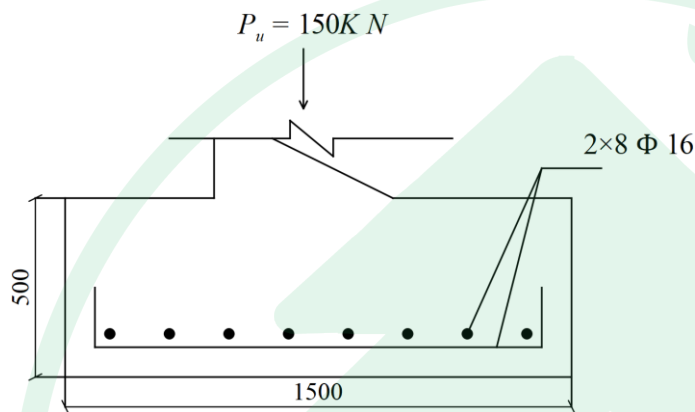
$$L_{dh} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1 \times 1 \times 1.25 \times 0.84}{1} \frac{0.043 \times 400}{\sqrt{25}} \times 16^{1.5} = 232 \\ 8 \times d_b = 8 \times 16 = 128 \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.



سبزسازه

۴۲- مقطع یک پی منفرد مربع مطابق شکل زیر است. با توجه به آرماتورگذاری ارائه شده حداکثر مقاومت برشی یک طرفه اسمی بتن پی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی C25 و آرماتورها S340 بود و عمق مؤثر 400 میلی‌متر فرض شود. ابعاد روی شکل به میلی‌متر است.



$$V_n = 274 kN \quad (۱)$$

$$V_n = 240 kN \quad (۲)$$

$$V_n = 510 kN \quad (۳)$$

$$V_n = 382 kN \quad (۴)$$

پاسخ سوال ۴۲

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۱۲۰ - بند ۲-۴-۴-۸-۹ و ص ۲۵۳ بند ۲-۵-۲-۱۵-۹:

در شالوده نشان داده شده آرماتور عرضی، تعبیه نشده است.

۲-۴-۴-۸-۹ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد،
از رابطه‌ی (۱۳-۸-۹) تعیین می‌شود.

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

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

$$A_v < A_{vmin}$$

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

طبق بند ۲-۵-۲-۱۵-۹:

$$\lambda_s = 1$$

۲-۵-۲-۱۵-۹ در طراحی شالوده‌های سطحی می‌توان از ضریب تاثیر عمق برای مقاومت برشی
یک طرفه و مقاومت برشی دو طرفه صرف نظر نمود.

$$\rho_w = \frac{8 \times 3.14 \times \frac{16^2}{4}}{1500 \times 400} = 0.00267$$



$$V_c = \left(0.66 \times 1 \times 1 \times (0.00267)^{1/3} \sqrt{25} + 0 \right) \times 1500 \times 400 \times 10^{-3} = 274 \text{ KN}$$

$$V_{c \max} = 0.42 \times \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 0.42 \times 1 \times \sqrt{25} \times 1500 \times 400 \times 10^{-3} = 1260 \text{ KN}$$

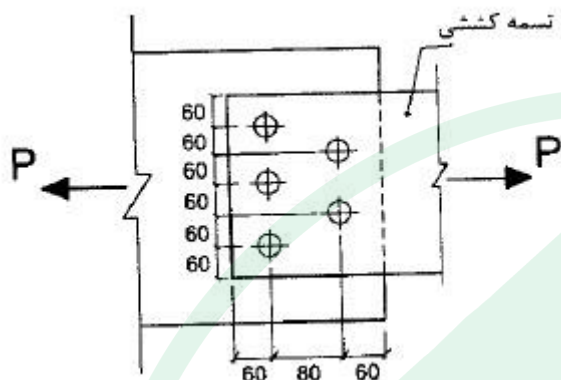
$$\rightarrow V_c = 274 \text{ KN} < V_{c \max} = 1260 \text{ KN} : OK$$

بنابر این گزینه ۱ صحیح است.



سبزسازه

۴۳- برای اتصال یک تسمه کششی با مقطع $360 \times 10 \text{ mm}$ به یک ورق اتصال از جزئیات شکل زیر استفاده شده است. اگر سوراخ‌ها استاندارد بوده و برای عبور پیچ‌های از نوع M20 پیش‌بینی شده باشد، مقدار سطح مقطع خالص موثر تسمه به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



(۱) $34.7 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۲) $31.2 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۳) $28.8 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۴) $26.9 \times 10^2 \text{ mm}^2$

پاسخ سوال (۴۳)

(بند ۵-۲-۲-۱۰ و ۳-۲-۱۰ و جدول ۱-۳-۲-۱۰ و جدول ۶-۹-۲-۱۰)

۵-۲-۲-۱۰ سطح مقطع کل و سطح مقطع خالص اعضا

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

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

۱- عرض سوراخ پیچ باید به اندازه دو میلی‌متر بزرگ‌تر از ابعاد اسمی سوراخ منظور شود. ابعاد اسمی سوراخ در بخش ۹-۳-۱۰ تعریف شده است.

۲- اگر سوراخ‌های 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 موردبررسی، مجموع قطر سوراخ‌های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام مورب در زنجیره، یک مرتبه جمله $s^2/4g$ را اضافه کرد که در آن، در زنجیره موردنظر:

s = فاصله مرکز تا مرکز هر دو سوراخ متوالی در امتداد طولی (راستای نیرو)
 g = فاصله مرکز تا مرکز هر دو سوراخ متوالی در امتداد عرضی (راستای عمود بر امتداد نیرو)

جدول ۱-۳-۲-۱۰: ضریب تأخیر برش (U) در محل اتصالات و وصله‌های اعضای کششی

حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال‌های نمونه
۱	کلیه اعضای کششی که در آن‌ها بار به وسیله پیچ، با جوش مستقیماً به کلیه اجزای مقطع منتقل گردد (به‌غیر از حالت‌های ۴، ۵ و ۶).	$U = 1$	

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

در محل اتصالات و وصله‌های اعضای کششی، سطح مقطع خالص مؤثر به شرح زیر تعریف می‌شود:

$$A_e = U A_n \quad (۱۰-۲-۳-۱۰)$$

در رابطه فوق:

A_n = سطح مقطع خالص عضو (سطح مقطع کل منهای سطح سوراخ‌ها یا شکاف‌ها). اگر

سوراخ‌های 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 سوراخ‌های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام مورب در زنجیره، یک مرتبه

جمله $s^2/4g$ را اضافه کرد.

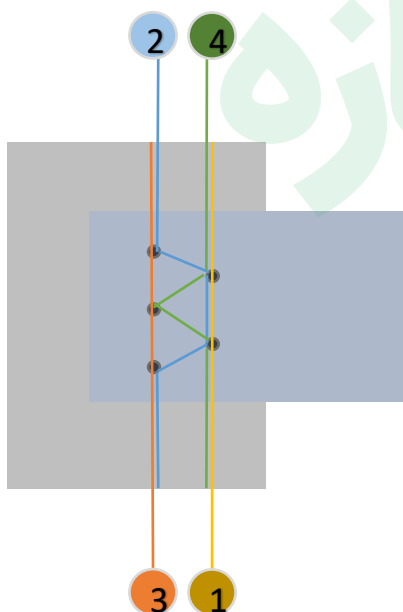
A_e = سطح مقطع خالص مؤثر عضو

U = ضریب تأخیر برش مطابق جدول ۱۰-۲-۳-۱۰.

جدول ۱۰-۲-۹: ابعاد اسمی سوراخ پیچ برحسب میلی‌متر

ابعاد اسمی سوراخ (mm)				قطر پیچ (mm)
سوراخ لوبیایی بلند (طول×عرض)	سوراخ لوبیایی کوتاه (طول×عرض)	سوراخ بزرگ‌شده	سوراخ استاندارد	
18×40	18×22	20	18	M16
22×50	22×26	24	22	M20
24×55	24×30	28	24	M22
27×60	27×32	30	27	M24
30×67	30×37	35	30	M27
33×75	33×40	38	33	M30
$\times 2.5d_b$ (d_b+3)	$\times (d_b+10)$ (d_b+3)	d_b+8	d_b+3	$\geq M36$

d_b = قطر اسمی پیچ





$\min =$
 $A_e = A_n$

$$A_{n1} = 360 * 10 - (2 * 24 * 10) = 3120 \text{ mm}^2$$

$$A_{n2} = 360 * 10 - (4 * 24 * 10) + 2 * \frac{80^2}{4 * 60} * 10 = 3173 \text{ mm}^2$$

$$A_{n3} = \frac{360 * 10 - (3 * 24 * 10)}{\frac{3}{5}} = 4800 \text{ mm}^2$$

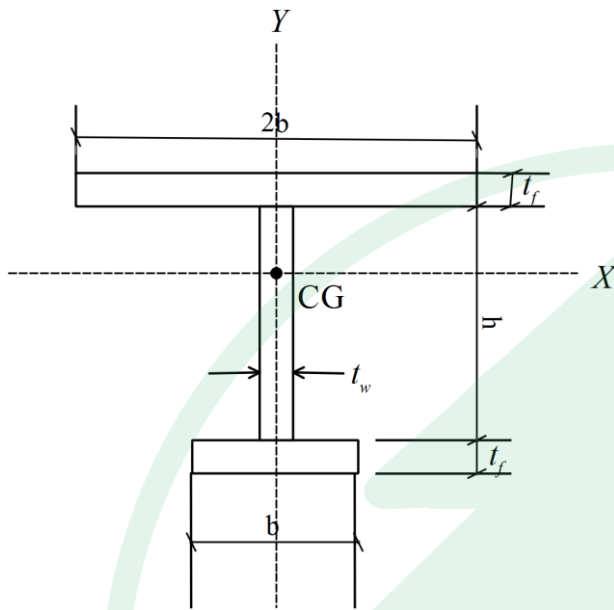
$$A_{n4} = 360 * 10 - (3 * 24 * 10) + 2 * \frac{80^2}{4 * 60} * 10 = 3413 \text{ mm}^2$$

$$d_h = d_n + 2\text{mm} = d_b + 2 + 2 = 20 + 2 + 2 = 24 \text{ mm}$$

پاسخ صحیح گزینه ۲ می باشد.

سبزسازه

۴۴- برای یک عضو فشاری از مقطع شکل زیر استفاده شده است. برای تعیین F_{cr} این عضو کنترل کدامیک از حالت‌های حدی زیر موضوعیت دارد؟



(۱) کمانش خمشی حول محور Y

(۲) کمانش خمشی - پیچشی حول محورهای X و Z

(۳) کمانش پیچشی حول محور Z

(۴) کمانش خمشی - پیچشی حول محورهای Y و Z

پاسخ سوال (۴۴)

مطابق جدول ۱۰-۴-۲-۱ ردیف ۲ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

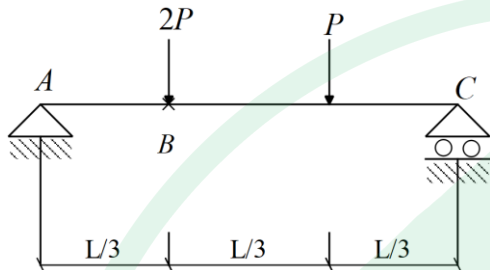
جدول ۱۰-۴-۲-۱: حالت با حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری برای مقاطع مختلف						
$\frac{h}{b}$	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت با حالت‌های حدی حاکم بر طراحی برای مقاطع بدون اجزای لاغر	بند مربوطه	حالت با حالت‌های حدی حاکم بر طراحی برای مقاطع دارای اجزای لاغر	بند مربوطه
۱	مقاطع I شکل دارای دو محور تقارن		- کمانش خمشی حول هر یک از محورهای اصلی مقطع - کمانش پیچشی حول محوری عضو	۳-۴-۲-۱۰ ۴-۴-۳-۱۰	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول هر یک از محورهای اصلی مقطع - کمانش پیچشی حول محوری طولی عضو	۷-۴-۳-۱۰
۲	مقاطع I شکل با یک محور تقارن و مقاطع دایره‌ای		- کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش خمشی - پیچشی حول محور تقارن مقطع و محوری طولی عضو	۳-۴-۳-۱۰ ۴-۴-۳-۱۰	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش خمشی - پیچشی حول محور تقارن مقطع و محوری طولی عضو	۷-۴-۳-۱۰

مقطع I شکل با یک محور تقارن می باشد بنابراین :

کمانش خمشی حول محور X - و کمانش خمشی - پیچشی حول محور Y و Z

بنابراین گزینه ۴ صحیح می باشد.

۴۵- در تیر شکل زیر فرض نمایید تیر در نقاط A، B و C دارای تکیه‌گاه جانبی است. ضریب اصلاح کمانش جانبی پیچشی در فاصله BC به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ صلبیت خمشی تیر ABC یکسان و برابر EI بوده و مقطع تیر دارای دو محور تقارن است.



1.4 (۱)

1.1 (۲)

1.3 (۳)

1.2 (۴)

پاسخ سوال (۴۵)

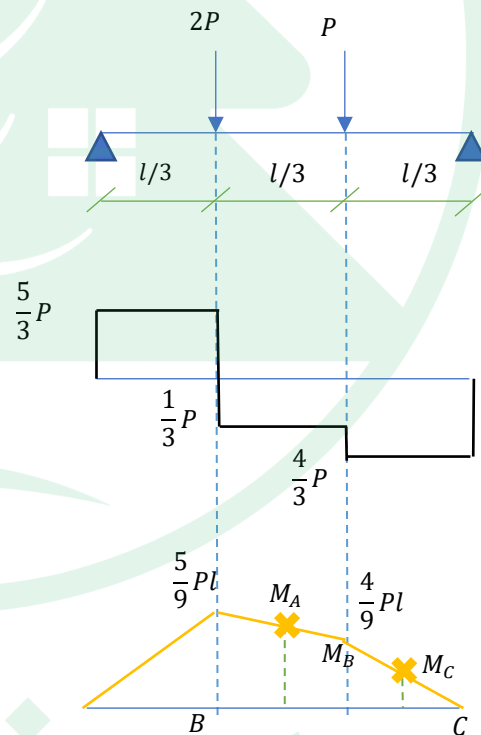
مطابق بند ۱۰-۲-۵-۳ و رابطه ۱۰-۲-۵-۱ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_C = 2 * P + P = 3P$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_C * l - P * \frac{2l}{3} - P * \frac{l}{3} = 0$$

$$\rightarrow R_C = \frac{4P}{3}$$

$$\rightarrow R_A = \frac{5P}{3}$$



$$M_{max} = \frac{5}{9} Pl$$

$$M_A = \frac{1}{2} Pl$$

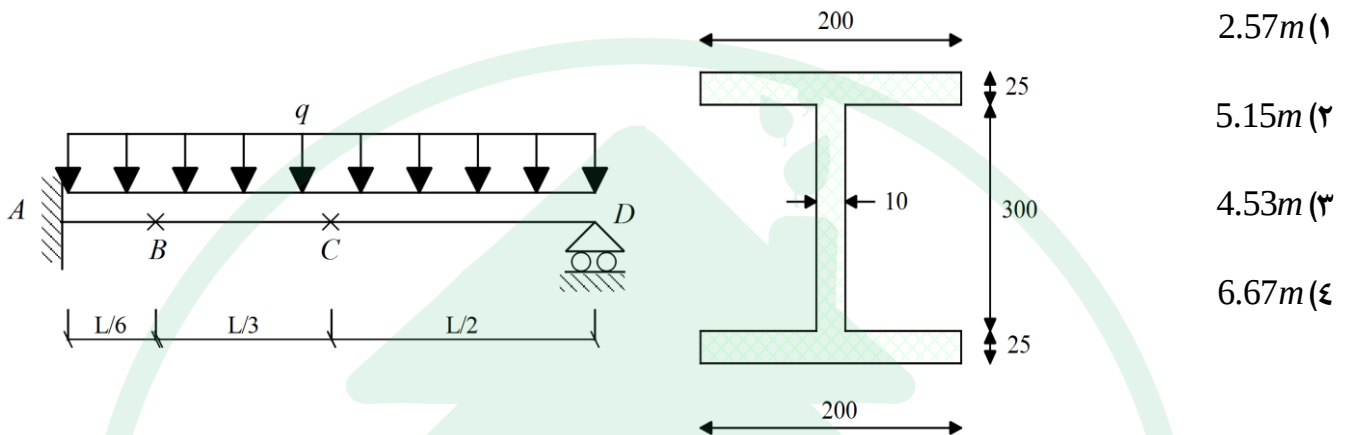
$$M_B = \frac{4}{9} Pl$$

$$M_c = \frac{2}{9} Pl$$

$$C_b = \frac{12.5 * \left(\frac{5}{9}\right)}{2.5 * \left(\frac{5}{9}\right) + 3 * \left(\frac{1}{2}\right) + 4 * \left(\frac{4}{9}\right) + 3 * \left(\frac{2}{9}\right)} = 1.3$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح می‌باشد.

۴۶- تیر یک سر گیردار و یک سر ساده شکل زیر در نقاط A، B، C و D دارای تکیه‌گاه جانبی است. صلیب خمشی تیر یکسان و برابر EI است، حداکثر طول تیر (L) برای آنکه در هیچ یک از نواحی مختلف تیر لزومی به کنترل حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر و $F_y = 240 \text{ MPa}$ است.



پاسخ سوال (۴۶)

مطابق بند ۱۰-۲-۵-۲ مورد ب - مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

ب) حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی

ب-۱) اگر $L_b \leq L_p$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن کمانش جانبی-پیچشی نیست.

L_b = فاصله بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییر مکان جانبی بال فشاری یا از پیچش کل مقطع جلوگیری شده است. در این بخش برای اختصار و سادگی، فاصله بین دو تکیه‌گاه جانبی متوالی به عنوان طول مهارنشده عضو نامیده می‌شود.
 L_p = طول مهارنشده عضو مطابق رابطه زیر که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیرالاستیک را مشخص می‌کند.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (۱۰-۲-۵-۶)$$

در صورت برقرار بودن حالت ب-۱ نیازی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی نیست

بر اساس بزرگترین فاصله تکیه‌گاه‌ها در طول تیر مد نظر است بنابراین:

$$L_b = \frac{L}{2} \leq L_p$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 50.656 \text{ mm}$$



$$\left\{ \begin{aligned} I_y &= \frac{2 * 25 * 200^3}{12} + \frac{300 * 10^3}{12} = 33358.34 * 10^3 mm^4 \\ 2 * 200 * 25 + 300 * 10 &= 13000 mm^2 \end{aligned} \right.$$

$$\rightarrow L_p = 1.76 * 50.656 * \sqrt{\frac{2 * 10^5}{240}} = 2573 mm$$

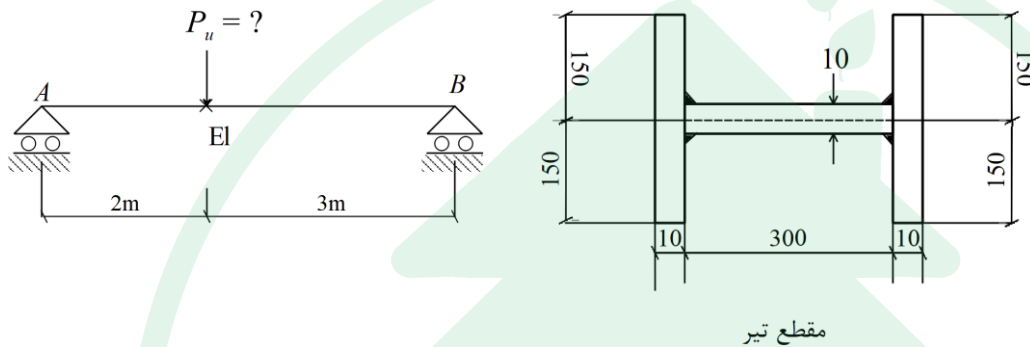
$$\frac{L}{2} \leq 2573 \rightarrow L \leq 5147 mm$$

بنابراین نزدیکترین گزینه با پاسخ گزینه ۲ می باشد.

سبزسازه

۴۷- حداکثر بار نهایی (P_u) قابل تحمل توسط تیر شکل زیر که تحت اثر خمش حول محور ضعیف قرار دارد، به کدامیک از گزینه‌ها نزدیک‌تر است؟ ابعاد مقطع تیر به میلی‌متر بوده و تیر فقط در تکیه‌گاه‌ها دارای تکیه‌گاه جانبی است. (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است.)

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



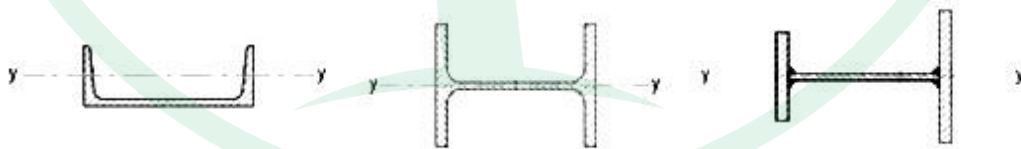
- (۱) 82.4 kN
- (۲) 109.8 kN
- (۳) 86.8 kN
- (۴) 72.3 kN

پاسخ سوال (۴۷)

مطابق بند ۱۰-۲-۵-۶ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

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 کماتس موضعی بال در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

(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) کماتش موضعی بال

ب-۱) برای مقاطع با بال‌های فشرده لزومی به در نظر گرفتن کماتش موضعی بال نیست.

ب-۲) برای مقاطع با بال‌های غیرفشرده:

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

که در آن:

S_y = اساس مقطع الاستیک حول محور ضعیف (محور y) نسبت به دورترین تار

$$\frac{b}{t_f} = \lambda_f$$

$\lambda_{pf} = \lambda_{rf}$ = حد لاغری بال فشرده مطابق جدول ۳-۲-۲-۱۰

λ_{rf} = حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جدول ۳-۲-۲-۱۰

t_f = ضخامت بال مقطع

b = برای مقطع I شکل برابر با نصف پهنای بال، برای مقطع ناودانی برابر با پهنای بال

الف) حالت حدی تسلیم:

$$M_{n1} = M_{py} \leq 1.6 S_y f_y$$

$$Z_y = 4 * 150 * 10 * 75 + 2 * 300 * 5 * 2.5 = 457500 \text{ mm}^3$$

$$S_y = \frac{I_y}{c} = \frac{45025 * 10^3}{150} = 300166.7 \text{ mm}^3$$

$$I_y = \frac{2 * 10 * 300^3}{12} + \frac{300 * 10^3}{12} = 45025 * 10^3$$

$$M_{n1} = 457500 * 240 = 109.8 * 10^6 \text{ N.mm} \leq 1.6 * 300166.7 * 240 = 115.26 * 10^6 \text{ N.mm OK}$$

ب) حالت حدی کماتش موضعی بال:

$$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.96$$

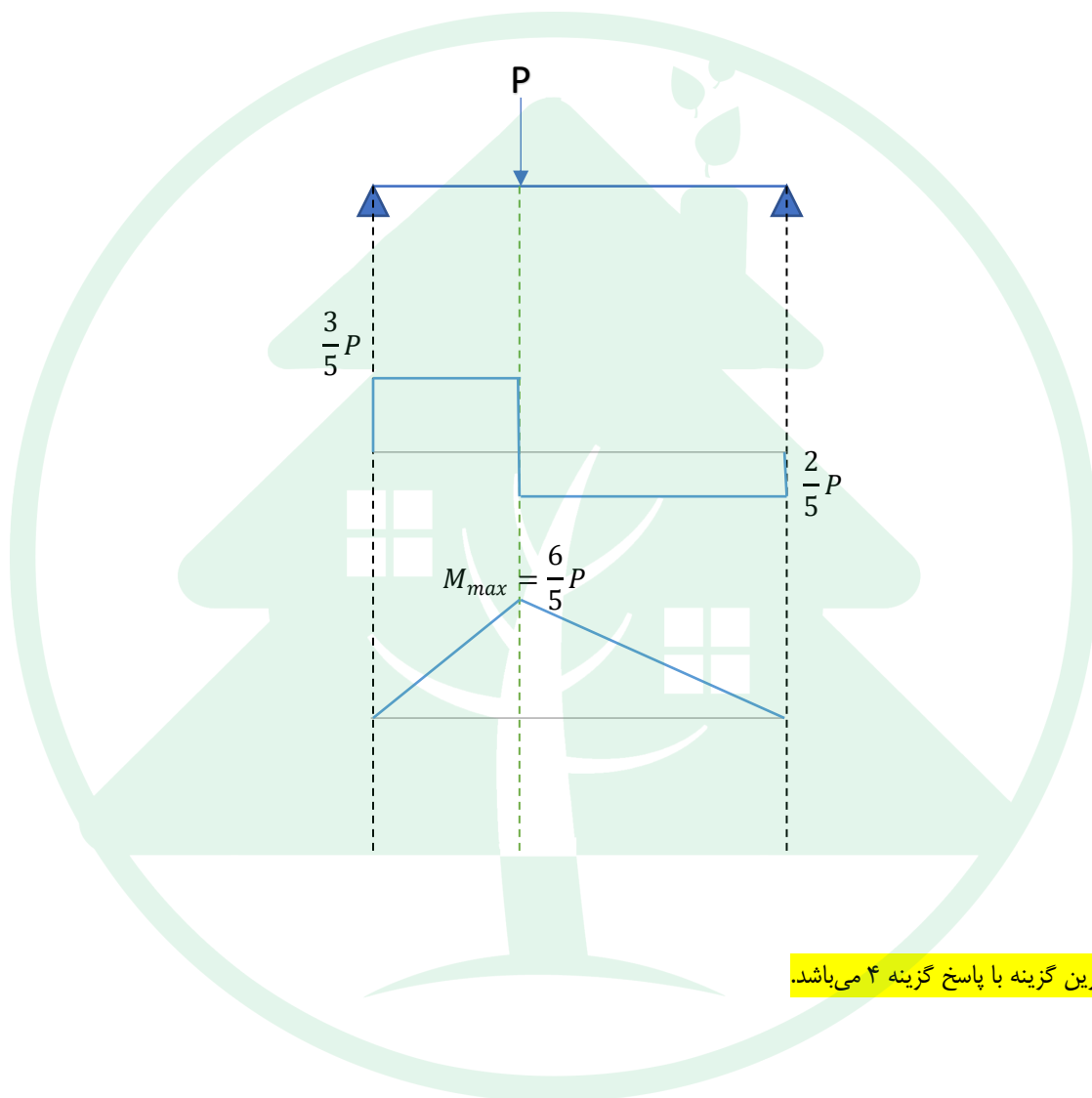
$$\lambda_{rf} = 1 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28.86$$

$$\lambda_f = \frac{300}{2 * 10} = 15$$

$$M_{n2} = (M_{py} - (M_{py} - 0.7 * S_y * f_y) * \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)) = 96.4 * 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_n = \min(M_{n1}, M_{n2}) = 96.4 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

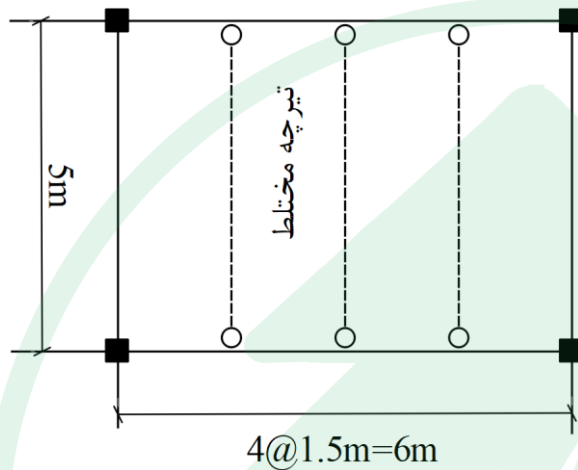
$$M_u = \frac{6}{5}P \leq 0.9 \times 96.4 \rightarrow P \leq 72.3 \text{ kN}$$



بنابراین نزدیکترین گزینه با پاسخ گزینه ۴ می باشد.

سبزسازه

۴۸- مطابق شکل زیر برای پوشش یک سقف با بار سنگین از تیرچه‌های مختلط IPE400 و با دال تخت به ضخامت 100 mm از ناودانی UNP60 به طول 100 mm به عنوان برشگیر استفاده شده است. برای تامین عملکرد مختلط کامل این تیرچه‌ها، در کل طول هر یک از تیرچه‌ها باید حداقل چند عدد از این ناودانی‌ها تعبیه شود؟ بتن از رده C25، فولاد تیر آهن با $F_y=360$ MPa و جرم مخصوص بتن 2500 kg/m^3 است. در پلان توزیع بارهای مرده و زنده یکنواخت فرض شود.



- (۱) 24 عدد
(۲) 12 عدد
(۳) 30 عدد
(۴) 15 عدد

پاسخ سوال (۴۸)

مطابق بند ۱۰-۸-۲-۸ ب و ت و ۱۰-۲-۸-۳ ت ۱ و ۱۰-۲-۸-۳ و تعریف مدول الاستیسیته بتن در بند ۱۰-۲-۸-۲-۱ ب مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

۱۰-۲-۸-۳-۱ 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

ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ کلاهک‌دار

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ از رابطه زیر تعیین می‌شود:

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

که در آن:

A_{sa} = سطح مقطع گل‌میخ

E_c = مدول الاستیسیته بتن

f'_c = تنش فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

F_u = تنش کششی نهایی مصالح گل‌میخ

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 به‌دست‌آمده از حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

۱- خردشدگی بتن مطابق رابطه زیر:

$$V_H = 0.85 f'_c A_c \quad (۱۰-۲-۸-۲۰)$$

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطه زیر:

$$V_H = F_y A_s \quad (۱۰-۲-۸-۲۱)$$

ت) تعداد برشگیرهای موردنیاز

تعداد برشگیرهای موردنیاز در حدفاصل مقطع با لنگر خمشی حداکثر مثبت یا منفی و مقطع مجاور با لنگر صفر، از تقسیم برش افقی به‌دست‌آمده از رابطه بندهای ۱۰-۲-۸-۳-ت-۱ و ۱۰-۲-۸-۳-ت-۲ بر مقاومت برشی اسمی یک برشگیر به‌دست‌آمده از روابط ۱۰-۲-۸-۳۶ یا ۱۰-۲-۸-۳۷ (حسب مورد) محاسبه می‌گردد. در حدفاصل یک بار متمرکز و نقطه مجاور با لنگر خمشی صفر باید به تعداد کافی برشگیر تعبیه شود تا ظرفیت خمشی لازم برای تحمل خمش حداکثر در محل بار متمرکز فراهم گردد.

E_c = مدول الاستیسیته بتن. در این بخش می‌توان از رابطه $E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$ محاسبه نمود

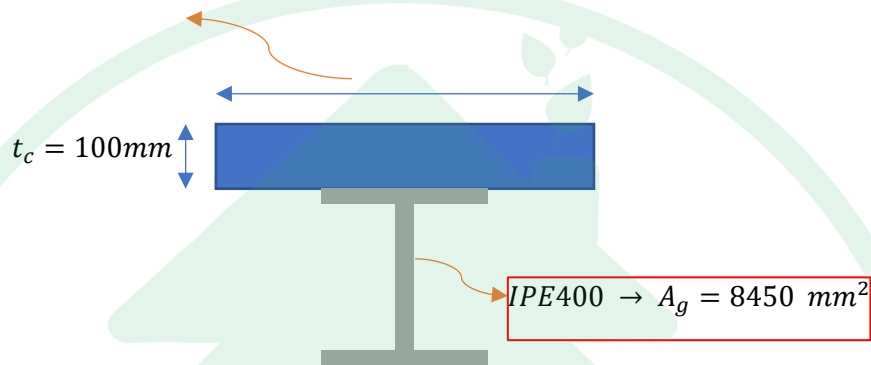
که در آن w_c جرم مخصوص بتن برحسب کیلوگرم بر مترمکعب، f'_c مقاومت مشخصه فشاری

نمونه استوانه‌ای بتن برحسب مگاپاسکال و E_c برحسب مگاپاسکال است.

عرض موثر دال بتنی:

مقاومت برشی مورد نیاز:

$$\frac{b_e}{2} = \min \left\{ \frac{1500 \text{ mm}}{2}, \frac{5000}{8} \right\} = 625 \text{ mm} \rightarrow b_e = 1250 \text{ mm}$$



$$V_{hu} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.85 f_c * A_c = 0.85 * 25 * 1250 * 100 = 2656.25 \text{ kN} \\ f_y * A_s = 360 * 8450 = 3042 \text{ kN} \end{array} \right.$$

مقاومت برشی اسمی برشگیرها:

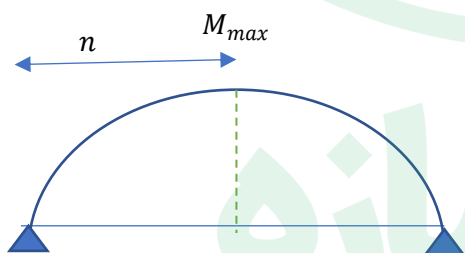
$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a * \sqrt{f_c * E_c} = 0.3 * (6 + 0.5 * 6) * 100 * \sqrt{25 * 26875} = 221313 \text{ N}$$

$$UNP60 \rightarrow t_w = t_f = 6 \text{ mm}$$

$$E_c = 0.043 * w_c^{1.5} * \sqrt{f_c} \rightarrow E_c = 0.043 * 2500^{1.5} * \sqrt{25} = 26875 \text{ mpa}$$

مطابق بند ۱۰-۲-۸-۱

مطابق مورد ت بند ۱۰-۲-۸-۱ تعداد برشگیرها در هر یک از طریق نقطه لنگر ماکزیمم تا نقطه لنگر صفر بدست می آید و سپس این تعداد دو برابر می شود تا در کل طول تیر بدست آید:



$$n \geq \frac{V_{hu}}{Q_n} = \frac{2656.25}{221.313} = 12 \rightarrow 12 * 2 = 24 \text{ عدد}$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۱ می باشد.

۴۹- در یک اتصال پیچی با عملکرد اتکایی، پیچ‌ها تحت اثر مشترک کشش و برش قرار دارند و در تمامی پیچ‌ها مقادیر تنش‌های کششی و برشی مورد نیاز برابر $f_{uv} = f_{ut} = \alpha F_u$ است که در آن F_u تنش کششی نهایی مصالح پیچ است. حداکثر مقدار ضریب α برای آنکه در پیچ‌ها لزومی به در نظر گرفتن اندرکنش کشش و برش نباشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ پیچ‌ها پرمقاومت هستند و سطح برش از قسمت دندان‌شده می‌گذرد. (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است.)

(۱) 0.12

(۲) 0.10

(۳) 0.23

(۴) 0.17

پاسخ سوال (۴۹)

مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-۴ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

در مواردی که تنش کششی یا برشی مورد نیاز کمتر از ۳۰ درصد تنش طراحی متناظر باشد یعنی:

$$f_{uv} < 0.3\phi F_{nv} \quad \text{یا} \quad f_{ut} < 0.3\phi F_{nt}$$

نیازی به در نظر گرفتن اندرکنش نیست.

$$F_{nt} = 0.75 * F_u, \quad F_{nv} = 0.45 * F_u \quad \text{مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۹}$$

$$\phi = 0.75 \quad \text{مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-۳}$$

از طرفی مطابق صورت سوال:

$$f_{nv} < 0.3\phi F_{nv} \rightarrow \alpha F_u < 0.3 * 0.75 * 0.45 * F_u \cong 0.1$$

$$f_{ut} = f_{uv} = \alpha F_u \rightarrow$$

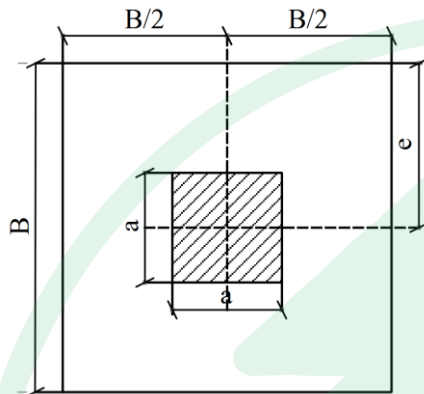
$$f_{nt} < 0.3\phi F_{nt} \rightarrow \alpha F_u < 0.3 * 0.75 * 0.75 * F_u \cong 0.17$$

مطابق آیین‌نامه چون کافی است یکی از موارد ۱ یا ۲ برقرار باشد تا اندرکنش را در نظر نگیریم و از طرفی صورت سوال ماکزیمم α میخواهد، بنابراین:

$$\alpha = \max\{0.1, 0.17\} = 0.17$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۴ می‌باشد.

۵۰- مطابق شکل زیر یک کف ستون به ابعاد $a \times a \times t$ بر روی یک شالوده بتنی منفرد به ابعاد $B \times B \times h$ تکیه کرده است. حداقل مقدار e برای آن که مقاومت اتکایی طراحی بین ورق کف ستون و شالوده از $0.65f'_c * a^2$ کمتر نباشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ f'_c مقاومت مشخصه فشاری بتن بر روی نمونه استوانه‌ای استاندارد است. همچنین فرض نمایید $h > 2a$ و $B > 2a$ است. (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است.)



$$(1) \quad \frac{2a}{0.85 \times 0.65}$$

$$(2) \quad \frac{a}{0.85 \times 0.65}$$

$$(3) \quad \frac{a}{1.7}$$

$$(4) \quad \frac{0.15a}{\sqrt{1.7}}$$

پاسخ سوال (۵۰)

مطابق بند ۱۰-۲-۹-۸ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

$$\phi = 0.65$$

$$\rightarrow \phi P_p \geq f_c * a^2 \phi \geq 0.65 * f_c * a^2$$

$$P_p = 0.85 * f_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 * f_c * A_1$$

$$0.65 * 0.85 * f_c * a^2 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq 0.65 * f_c * a^2$$

$$\rightarrow 0.85 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1 \rightarrow \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1.176 \rightarrow A_1 = a^2$$

مطابق خواسته سوال:

$$A_2 = (2e)^2 \rightarrow \sqrt{\frac{4e^2}{a^2}} \geq 1.176$$

$$\frac{2e}{a} \geq 1.176 \rightarrow e \geq 0.588 a \approx \frac{a}{1.7}$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۳ می‌باشد.

۵۱- در یک قاب مهاربندی شده واگرا فرض کنید براساس ترکیبات بار متعارف در تیر پیوند آ شکل، $p_u = 0,5F_y A_g$ و $V_u = 0,4F_y A_{lw}$ به دست آمده است. حداکثر طول قابل قبول تیر پیوند به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک تر است؟ (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است).

$=A_{lw}$ مساحت جان مقطع تیر پیوند	$=V_u$ مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند
$=V_y$ مقاومت تسلیم برشی مقطع تیر پیوند	$=P_u$ مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند
$=M_p$ لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند	$=A_g$ سطح مقطع کلی مقطع تیر پیوند

$$(1) \quad 1.48 \frac{M_p}{V_p}$$

$$(2) \quad 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

$$(3) \quad 2.0 \frac{M_p}{V_p}$$

$$(4) \quad \text{محدودیتی برای طول تیر پیوند وجود ندارد.}$$

پاسخ سوال (۵۱)

مطابق بند ۱۰-۳-۴-۵-۲ مورد پ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

$$P_y = f_y * A_g$$

$$P_u = 0.5 * f_y * A_g$$

$$V_y = 0.6 * f_y * A_{lw}$$

$$V_u = 0.4 * f_y * A_{lw}$$

$$\frac{\alpha_s P_r}{P_y} = \frac{1 * 0.5 * f_y * A_g}{f_y * A_g} = 0.5 > 0.15 \rightarrow \text{طول تیر پیوند محدودیت دارد}$$

$$\rho' = \frac{\frac{P_r}{P_y}}{\frac{V_r}{V_y}} = \frac{\frac{0.5 * f_y * A_g}{f_y * A_g}}{\frac{0.4 * f_y * A_{lw}}{0.6 * f_y * A_{lw}}} = 0.75 \geq 0.5 \rightarrow e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p} * (1.15 - 0.3 * \rho')$$

$$e = \frac{1.48 M_p}{V_p}$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۱ می‌باشد.



۵۲- کدام یک از اتصالات پیش تایید شده زیر به لحاظ نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن دارای شرایط سخت گیرانه تری نسبت به بقیه است؟ فرض کنید این اتصالات در یک قاب خمشی فولادی ویژه مورد استفاده قرار می گیرند.

(۱) WUF-W

(۲) BFP

(۳) RBS

(۴) BUEEP

پاسخ سوال (۵۲)

گزینه ۱: مطابق بند ۱۰-۳-۷-۶-۱ مورد ۷ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱، نسبت دهانه آزاد به عمق: $\frac{L_n}{d} \geq 7$

گزینه ۲: مطابق بند ۱۰-۳-۷-۴-۱ مورد ۶ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱، نسبت دهانه آزاد به عمق: $\frac{L_n}{d} \geq 9$

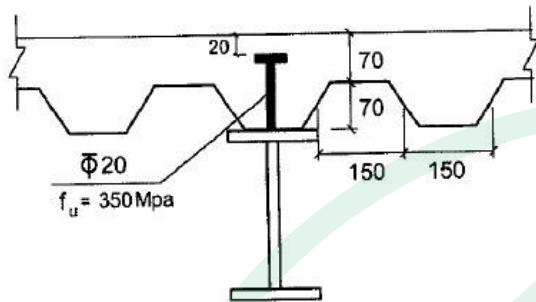
گزینه ۳: مطابق بند ۱۰-۳-۷-۲-۱ مورد ۴ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱، نسبت دهانه آزاد به عمق: $\frac{L_n}{d} \geq 7$

گزینه ۴: مطابق بند ۱۰-۳-۷-۳-۱ مورد ۱ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱، نسبت دهانه آزاد به عمق: $\frac{L_n}{d} \geq 7$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۲ می باشد.

سبزسازه

۵۳- در شکل مقابل چنانچه راستای کنگره‌ها از حالت موازی تیر به حالت عمود بر تیر تغییر کند، مقاومت برشی اسمی گل‌میخ‌ها چه تغییری می‌کند؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر بوده و بتن از رده C30 است. ($w_c = 2400 \text{ kg/m}^3$)



- (۱) 20% کاهش می‌یابد.
- (۲) تغییری نمی‌کند.
- (۳) 10% کاهش می‌یابد.
- (۴) 20% افزایش می‌یابد.

پاسخ سوال ۵۳

مطابق بند ۸-۸-۲-۱۰ ب و جدول ۴-۸-۲-۱۰ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

$$Q_{n1} = 0.5 * A_{sa} * \sqrt{f_c * E_c} \leq R_g * R_p * A_{sa} * F_u$$

$$Q_{n1} = 0.5 * 314 * \sqrt{30 * 27691} = 143096.7 \text{ mpa} \leq 1 * 0.75 * 314 * 350 = 82425 \text{ mpa} \quad \text{not ok}$$

$$E_c = 0.043 * 2400^{1.5} * \sqrt{30} = 27691 \text{ mpa}$$

$$A_{sa} = \frac{\pi * 20^2}{4} = 314 \text{ mm}^2$$

$$w_r = 150 \text{ mm}$$

$$h_r = 70 \text{ mm}$$

$$\frac{w_r}{h_r} = 2.14 > 1.5 \rightarrow$$

$$R_p = 0.75$$

$$R_g = 1$$

$$Q_{n2} = 0.5 * 314 * \sqrt{30 * 27691} = 143096.7 \text{ mpa} \leq 1 * 0.6 * 314 * 350 = 65940 \text{ mpa} \quad \text{not ok}$$

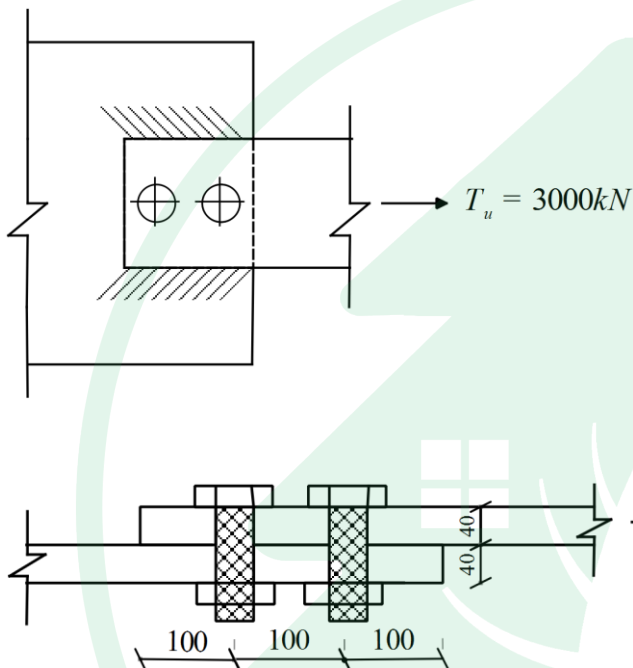
$$R_g = 1$$

$$R_p = 0.6$$

$$\frac{82425 - 65940}{82425} * 100 \% = 20\%$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۱ می‌باشد.

۵۴- برای اتصال عضو کششی شکل زیر از ترکیب جوش گوشه و اتصال لغزش بحرانی با پیچ پرمقاومت استفاده شده است. مقاومت تامین شده به روش LRFD توسط جوش (ϕR_n) ، حداقل چقدر باید باشد؟ فرض نمایید وضعیت سطحی اتصال پیچی از نوع کلاس B است. همچنین تنش تسلیم فولاد ورق های فولادی برابر 235 mpa بوده و سوراخ ها از نوع استاندارد و پیچ ها به قطر 20 میلی متر و از نوع 10.9 طبق استاندارد ISO بوده و در شکل ابعاد به میلی متر است. (پیچ ها به روش چرخاندن اضافی مهره ها پیش تنیده شده اند).



88 kN (۱)

98 kN (۲)

150 kN (۳)

194 kN (۴)

پاسخ سوال ۵۴

مطابق بند ۶-۱-۹-۲-۱۰ و جدول ۵-۱-۱۰ و بند ۵-۳-۹-۲-۱۰ و جدول ۵-۹-۲-۱۰ بحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

۶-۱-۹-۲-۱۰ ترکیب پیچ و جوش

به طور کلی وقتی در یک اتصال از ترکیب جوش و پیچ استفاده می شود پیچ را نمی توان در تحمل بار با جوش سهیم دانست. اما در صورت رعایت شرایط زیر، در تعیین مقاومت موجود اتصال منشکل از پیچ های پرمقاومت و جوش های گوشه طولی، مقاومت اسمی آن را می توان برابر مجموع مقاومت لغزشی اسمی پیچ ها و مقاومت اسمی جوش های گوشه طولی در نظر گرفت:

الف) پیچ ها از نوع پرمقاومت بوده و به صورت لغزش بحرانی طراحی شده باشند.

ب) در طراحی به روش LRFD ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi = 0.75$ و در طراحی به روش ASD ضریب اطمینان برابر $\Omega = 2.00$ در نظر گرفته شود.

پ) اگر پیچ های پرمقاومت با استفاده از روش چرخاندن اضافی مهره ها مطابق الزامات فصل ۴-۱۰ پیش تنیده شوند، مقاومت موجود جوش های گوشه طولی از 50 درصد مقاومت مورد نیاز اتصال کمتر نباشد.

ت) اگر پیچ های پرمقاومت با استفاده از هر روشی به جز روش چرخاندن اضافی مهره ها مطابق الزامات فصل ۴-۱۰ پیش تنیده شوند، مقاومت موجود جوش های گوشه طولی از 70 درصد

مقاومت مورد نیاز اتصال کمتر نباشد.

ث) مقاومت موجود پیچ های پرمقاومت از 33 درصد مقاومت مورد نیاز اتصال کمتر نباشد.

جدول ۱۰-۱-۵: مشخصات مکانیکی پیچ‌ها*

نوع پیچ	ISIRI 2874 EN-ISO 898	ASTM	تنش تسلیم مشخصه (F_y) (MPa)	تنش کششی نهایی (F_u) (MPa)	کرنش نهایی (ϵ_u) (%)
پیچ‌های سعمولی	4.6	A307	240	400	22
	4.8	—	320	420	14
	5.6	—	300	500	20
	5.8	—	400	520	10
	6.8	—	480	600	8
پیچ‌های یرمقاومت	8.8	A325 F1852	کاربرد ندارد	800	12
	10.9	A490 F2280	کاربرد ندارد	1000	9
	12.9	—	کاربرد ندارد	1200	8

۱۰-۲-۹-۵- مقاومت کششی و برشی موجود در اتصالات لغزش بحرانی

مقاومت کششی موجود پیچ‌های یرمقاومت در اتصالات لغزش بحرانی عیناً مشابه مقاومت کششی موجود آن‌ها در اتصالات انکابی و پیش‌تنیده بوده و براساس الزامات بند ۱۰-۲-۹-۳ تعیین می‌شود.

مقاومت برشی موجود پیچ‌های یرمقاومت در اتصالات لغزش بحرانی براساس حالت حدی لغزش مساوی ϕR_{nv} در طراحی به روش LRFD و مساوی R_{nv}/Ω در طراحی به روش ASD بوده که در آن، ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_{nv} (مقاومت برشی اسمی) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (10-2-9-11)$$

- برای سوراخ‌های استاندارد و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو
 $\Omega = 1.50$ (ASD) و $\phi = 1.0$ (LRFD)
- برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با راستای نیرو
 $\Omega = 1.76$ (ASD) و $\phi = 0.85$ (LRFD)
- برای سوراخ‌های لوبیایی بلند
 $\Omega = 2.14$ (ASD) و $\phi = 0.70$ (LRFD)

μ = ضریب اصطکاک به شرح زیر:

- برای وضعیت سطحی کلاس A: $\mu = 0.3$

این وضعیت سطحی باید دارای یکی از شرایط زیر باشد:

۱- سطح تمیزشده فلس‌دار حداقل با درجه St 2 مطابق فصل ۱۰-۴ و رنگ‌نشده کاملاً

محافظت‌شده

۲- سطح تمیزشده و ماسه‌پاشی‌شده فلس‌دار حداقل با درجه Sa 1 مطابق فصل ۱۰-۴ با

پوشش تاییدشده این کلاس مطابق استانداردهای معتبر

۳- سطح گالوانیزه‌شده به روش حوضچه داغ و زیرشده

• برای وضعیت سطحی کلاس B: $\mu=0.5$

این وضعیت سطحی باید دارای یکی از شرایط زیر باشد:

۱- سطح تمیزشده و ماسه‌پاشی‌شده حداقل با درجه Sa 2.5 مطابق فصل ۱۰-۴ و رنگ‌نشده کاملاً محافظت‌شده

۲- سطح تمیزشده و ماسه‌پاشی‌شده حداقل با درجه Sa 2.5 با پوشش تاییدشده این کلاس مطابق استانداردهای معتبر

$D_u = 1.13$ که معرف نسبت پیش‌تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش‌تنیدگی حداقل اسمی پیچ‌ها است

h_f = ضریب کاهش به خاطر وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر به شرح زیر:

- در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 1
- در صورت استفاده فقط از یک ورق پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 1
- در صورت استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به

یکدیگر مساوی 0.85

T_b = حداقل نیروی پیش‌تنیدگی پیچ مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۵

n_s = تعداد صفحات لغزش

جدول ۱۰-۲-۹-۵: حداقل نیروی پیش‌تنیدگی (T_b) در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی

پیچ‌های نوع A490 مطابق استاندارد ASTM و 10.9 مطابق استانداردهای EN و ISIRI	پیچ‌های نوع A325 مطابق استاندارد ASTM و 8.8 مطابق استانداردهای EN و ISIRI	قطر اسمی پیچ (بر حسب میلی‌متر)
114 kN	91 kN	M16
179 kN	142 kN	M20
221 kN	176 kN	M22
257 kN	205 kN	M24
334 kN	267 kN	M27
408 kN	326 kN	M30
595 kN	475 kN	M36

بر اساس مقاومت لغزش بحرانی:

$$\phi R_{nv} = \phi * \mu * D_u * h_f * T_b * n_s * n$$

$$\phi R_{nv} = 1 * 0.5 * 1.13 * 1 * (179) * 1 * 2 = 202.27 \text{ kN}$$

$$\phi R_{nv} \geq 0.33 * R_{uv} = 0.33 * 300 = 100 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \phi R_{nv} = \max \left\{ \begin{matrix} 202.27 \\ 100 \end{matrix} \right\} = 202.27 \text{ kN}$$

بنابراین دو خط جوش باید برای تفاضل نیروی کششی و مقاومت پیچ‌ها طراحی شوند:

$$\phi R_n = T_n - \phi R_{nv} = 300 - 202.27 = 97.73 \text{ kN}$$

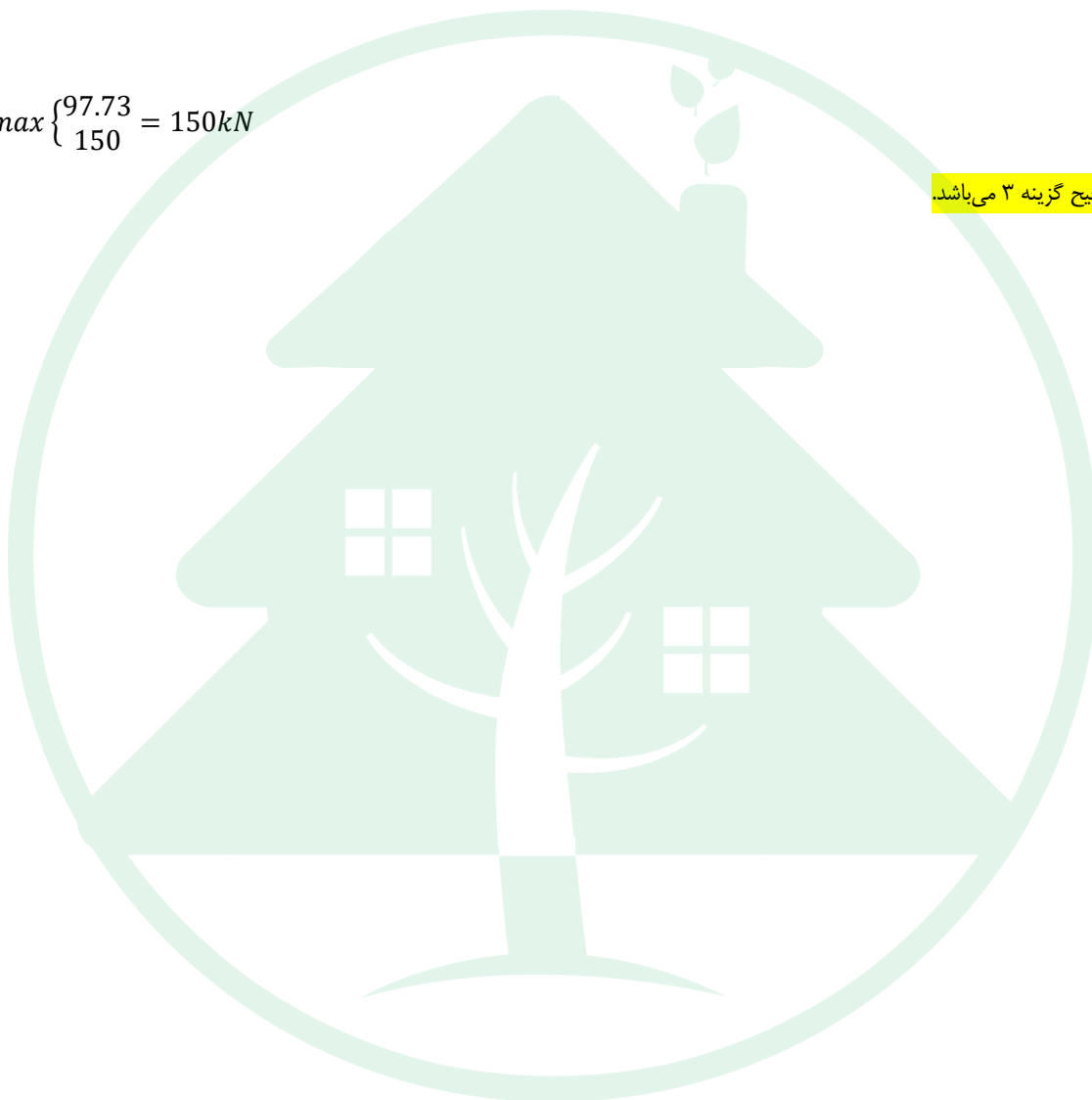
از طرفی در صورت استفاده از روش چرخاندن اضافی، مقاومت جوش باید حداقل نصف مقاومت مورد نیاز اتصال باشد:

$$\phi R_n \geq 0.5 * 300 = 150 \text{ kN}$$

در مجموع:

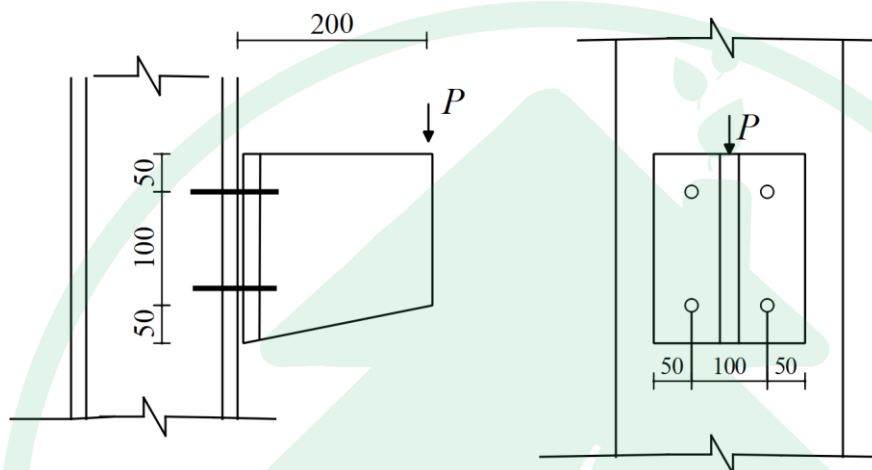
$$\phi R_n \geq \max \begin{Bmatrix} 97.73 \\ 150 \end{Bmatrix} = 150 \text{ kN}$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۳ می‌باشد.



سبزسازه

۵۵- در اتصال پیچی شکل زیر که از نوع اتکایی است، سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد. در صورتی که پیچ‌های پرمقاومت از نوع 8.8 و M20 بوده و نسبت تنش کششی موردنیاز به تنش کششی اسمی آن‌ها برابر 0.45 و نسبت تنش برشی موردنیاز به تنش برشی اسمی بیش از 0.25 باشد، آن‌گاه مقدار مجموع مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است. (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است.)



(۱) 240 kN

(۲) 300 kN

(۳) 340 kN

(۴) 200 kN

پاسخ سوال ۵۵

مطابق جدول ۵-۱-۱۰ و بند ۴-۳-۹-۲-۱۰ و جدول ۹-۹-۲-۱۰ می‌تواند ویرایش ۱۴۰۱:

جدول ۵-۱-۱۰: مشخصات مکانیکی پیچ‌ها*

نوع پیچ	ISIRI 2874 EN-ISO 898	ASTM	تنش تسلیم مشخصه (F_y) (MPa)	تنش کششی نهایی (F_u) (MPa)	کرنش نهایی (ϵ_u) (%)
پیچ‌های معمولی	4.6	A307	240	400	22
	4.8	—	320	420	14
	5.6	—	300	500	20
	5.8	—	400	520	10
	6.8	—	480	600	8
پیچ‌های پرمقاومت	8.8	A325 F1852	کاربرد ندارد	800	12
	10.9	A490 F2280	کاربرد ندارد	1000	9
	12.9	—	کاربرد ندارد	1200	8

۱۰-۲-۹-۳-۴ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده

در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده، در مواردی که تنش کششی یا برشی مورد نیاز کمتر از ۳۰ درصد تنش موجود متناظر باشد، لزومی به در نظر گرفتن اثر مشترک کشش و برش نیست. در غیر این صورت مقاومت کششی و برشی اسمی پیچ‌ها ناشی از اثر توأم کشش و برش باید براساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی و نیز مقادیر ضرایب ϕ و Ω به شرح زیر تعیین شوند:

$$R_{nt} = F'_{nt} A_b \quad \text{و} \quad R_{nv} = F'_{nv} A_b \quad (۹-۹-۲-۱۰)$$

$$\Omega = 2.0 \text{ (ASD)} \quad \text{و} \quad \phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$F'_{nt} = F_{nt} \left[1.3 - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \right] \quad \text{و} \quad F'_{nv} = F_{nv} \left[1.3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} \right] \quad \text{(LRFD)} \quad (۱۰-۹-۲-۱۰ \text{ الف})$$

$$F'_{nt} = F_{nt} \left[1.3 - \frac{\Omega f_{uv}}{F_{nv}} \right] \quad \text{و} \quad F'_{nv} = F_{nv} \left[1.3 - \frac{\Omega f_{ut}}{F_{nt}} \right] \quad \text{(ASD)} \quad (۱۰-۹-۲-۱۰ \text{ ب})$$

F'_{nt} = مقاومت کششی اصلاح‌شده شامل آثار تنش برشی

F'_{nv} = مقاومت برشی اصلاح‌شده شامل آثار تنش کششی

F_{nt} = مقاومت کششی اسمی مطابق جدول ۹-۹-۲-۱۰

F_{nv} = مقاومت برشی اسمی مطابق جدول ۹-۹-۲-۱۰

f_{ut} = تنش کششی مورد نیاز در طراحی به روش LRFD

جدول ۹-۹-۲-۱۰: تنش اسمی پیچ و میله‌های دندانه‌شده

تنش کششی اسمی $[r]$ (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده $[r]$	نوع وسیله اتصال
$0.75F_u^{[r]}$	$0.45F_u^{[r]}$	پیچ‌های معمولی در حالتی که سطح برش در داخل یا خارج ناحیه دندانه‌شده قرار دارد
$0.75F_u$	$0.45F_u^{[r]}$	پیچ‌های یرمقاومت در حالتی که سطح برش در داخل ناحیه دندانه‌شده قرار دارد
$0.75F_u$	$0.55F_u^{[r]}$	پیچ‌های یرمقاومت در حالتی که سطح برش خارج ناحیه دندانه‌شده قرار دارد

توجه: اتصال مورد نظر تحت اثر برش خالص ناشی از حضور بار محوری در جهت ثقل و تحت لنگر خمشی ناشی از برون محوری اعمال بار تا مرکز سطح پیچ‌هاست که باعث کشش در پیچ‌های فوقانی می‌شود.

ابتدا با توجه به همین بند ضرورت در نظر گرفتن اندرکش کشش و برش را کنترل می‌کنیم:

$$\frac{f_{ut}}{f_{nt}} = 0.45 \rightarrow f_{ut} = 0.45 * f_{nt} \geq 0.3 * \phi * f_{nt} = 0.225 f_{nt}$$

$$\frac{f_{uv}}{f_{nv}} = 0.25 \rightarrow f_{uv} = 0.25 * f_{nt} \geq 0.3 * \phi * f_{nt} = 0.225 f_{nt}$$



$$\phi = 0.75$$

بنابراین در نظر گرفتن اثر اندرکنش الزامی است:

$$f_{nv}'' = f_{nv} * (1.3 - \frac{f_{ut}}{\phi f_{nt}}) \rightarrow f_{nv}'' = 0.45 * 800 * (1.3 - \frac{0.45}{0.75}) = 252 \text{ mpa}$$

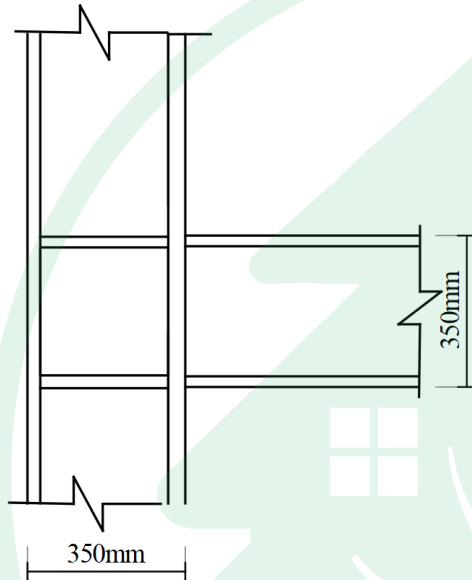
$$\phi R_{nv}'' = \phi * f_{nv}'' * A_{nb} * n = 0.75 * 252 * \frac{\pi}{4} * 20^2 * 4 * 10^{-3} = 237.5 \cong 240 \text{ kN}$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۱ می باشد.



سبزسازه

۵۶- در شکل زیر اتصال تیر به ستون در یک سازه قاب خمشی ویژه متعارف فولادی از نوع WUF-W نشان داده شده است. طول آزاد تیر ۵ متر و بارهای ثقلی وارد بر آن (شامل وزن تیر) ناچیز و از آن صرف نظر شود. مقاطع تیر و ستون کاملاً یکسان بوده و از ورق ساخته شده‌اند. حداکثر مقدار قابل قبول متوسط مقاومت فشاری مورد نیاز ستون‌های بالا و پایین اتصال، حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته برای آن که ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در این اتصال تامین شود، به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ از مشخصات مقطع $A_g = 121 \times 10^2 \text{ mm}^2$ و $f_y = 240 \text{ MPa}$ معلوم است. اتصال هر دو انتهای تیر گیردار است. (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است).



- (۱) 300 kN
- (۲) 400 kN
- (۳) 500 kN
- (۴) 600 kN

پاسخ سوال ۵۶)

مطابق بند ۶-۳-۳-۱۰ و جدول ۱-۲-۳-۱۰ و بند ۶-۷-۳-۱۰ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

جدول ۱-۲-۳-۱۰: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

مقادیر R_y و R_t فولاد		
R_t	R_y	نوع مصالح
1.1	1.25	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده
1.1	1.2	سایر مقاطع نورد شده I شکل و H شکل و ناودانی و سبیری و نبشی
1.1	1.15	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و نسمه‌ها
1.2	1.2	سیلگردها

۱۰-۳-۳-۳-۶ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در قاب‌های خمشی ویژه، در کلیه گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون یک قاب خمشی صفحه‌ای، رعایت رابطه زیر الزامی است:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (۱-۳-۳-۳-۱۰)$$

که در آن:

$\sum M_{pc}^*$ = مجموع مقادیر اسمی مقاومت‌های خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال (شامل ماهیچه‌ها در صورت وجود) در امتداد موردنظر، که در محور تیر با در نظر گرفتن اثر نیروی محوری ستون محاسبه می‌شود. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطه زیر در نظر گرفت:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_g P_r / A_g) \quad (۲-۳-۳-۳-۱۰)$$

$\sum M_{pb}^*$ = 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 مؤلفه خمشی در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر ($E_c I$) ترکیب می‌شوند، تعیین شوند. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطه زیر در نظر گرفت:

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_g M_v) \quad (۳-۳-۳-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

Z_c = اساس مقطع پلاستیک ستون

A_g = سطح مقطع ستون

F_{yc} = تنش تسلیم مشخصه فولاد ستون

P_r = مقاومت محوری موردنیاز ستون حاصل از ترکیبات بارگذاری راستای موردنظر شامل زلزله
تشدیدیافته

$M_{pr} =$ حداکثر لنگر خمشی محتمل در محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر که باید برابر
در نظر گرفته شود. $M_{pr} = C_{pr} R_y M_{pb}$

$R_y =$ نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه مصالح تیر مطابق مقادیر جدول
۱۰-۳-۱

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

$M_v =$ لنگر خمشی اضافی تیر نسبت به محور ستون که ناشی از برش تیر در محل تشکیل مفصل
پلاستیک و بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) روی تیر است.

$\alpha_s =$ برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD

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

در این نوع اتصال گیردار، چرخش غیرالاستیک از طریق تسلیم تیر در ناحیه‌ای نزدیک به بر ستون
تأمین می‌شود. نحوه تسلیم در این نوع اتصال از طریق اعمال ضوابط خاص این بخش کنترل
می‌شود. در این اتصال مقدار ضریب C_{pr} که در طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه مطابق تعریف
بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید برابر ۱.۴ در نظر گرفته شود. این ضریب در

(۳) در این نوع اتصال $S_x = 0$ در نظر گرفته می‌شود.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1$$

$$Z_c = Z_b$$

$$\alpha_s = 1$$

ستون:

$$\sum M_{pc}^* = 2 * Z_c * \left(f_y - \frac{\alpha_s * P_r}{A_g} \right) = 2 * Z_c * \left(240 - \frac{P_u}{12100} \right)$$

تیر:

بار ثقلی ناچیز می باشد در نتیجه در پارامتر M_v فقط اثر برش ملحوظ می شود.

همچنین مقادیر لنگر باید نسبت به گره اتصال محاسبه شود.

$$\sum M_{pb}^* = M_{pr} + V_{pr} * \left(sh + \frac{dc}{2} \right) = M_{pr} * \left(1 + \frac{2}{Ln} * \frac{dc}{2} \right)$$

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * M_{pb} = C_{pr} * R_y * Z_b * f_y$$

$$V_{pr} = \frac{2 * M_{pr}}{Ln}$$



$$\sum M_{pb}^* = M_{pb}^* = C_{pr} * R_y * Z_b * f_y * \left(1 + \frac{dc}{Ln}\right) = 1.4 * 1.15 * Z_b * 240 * \left(1 + \frac{350}{5000}\right)$$

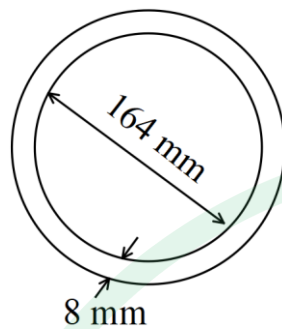
$$\sum M_{pc}^* \geq \sum M_{pb}^* \rightarrow 2 * Z_c * \left(240 - \frac{P_u}{12100}\right) \geq 1.4 * 1.15 * Z_b * 240 * \left(1 + \frac{350}{5000}\right)$$

$$P_u \leq 402.7 \text{ kN}$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۲ می باشد.

سبزسازه

۵۷- مقاومت پیچشی طراحی یک عضو فولادی به طول 10 m با مقطع لوله‌ای مطابق شکل زیر به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟
(طراحی به روش LRFD مد نظر است). $F_y = 360 \text{ MPa}$



(۱) 415 kN.m

(۲) 375 kN.m

(۳) 80 kN.m

(۴) 72 kN.m

پاسخ سوال ۵۷

مطابق بند ۱۰-۲-۷-۴-الف مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

$$T_n = F_{cr} * C$$

$$F_{cr} = \max \left\{ \frac{1.23 * E}{\sqrt{\frac{L}{D} * \left(\frac{D}{t}\right)^{1.25}}}, \frac{0.6 * E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{1.5}} \right\} \leq 0.6 f_y = 0.6 * 360 = 216 \text{ mpa}$$

$$F_{cr} = \max \left\{ \frac{1.23 * 2 * 10^5}{\sqrt{\frac{10000}{180} * \left(\frac{180}{8}\right)^{1.25}}} = 673.5, \frac{0.6 * 2 * 10^5}{\left(\frac{180}{8}\right)^{1.5}} = 1124 \right\} \leq 216 \text{ mpa} \rightarrow F_{cr} = 216 \text{ mpa}$$

$$C = \frac{\pi * (D - t)^2 * t}{2} = 371763.5$$

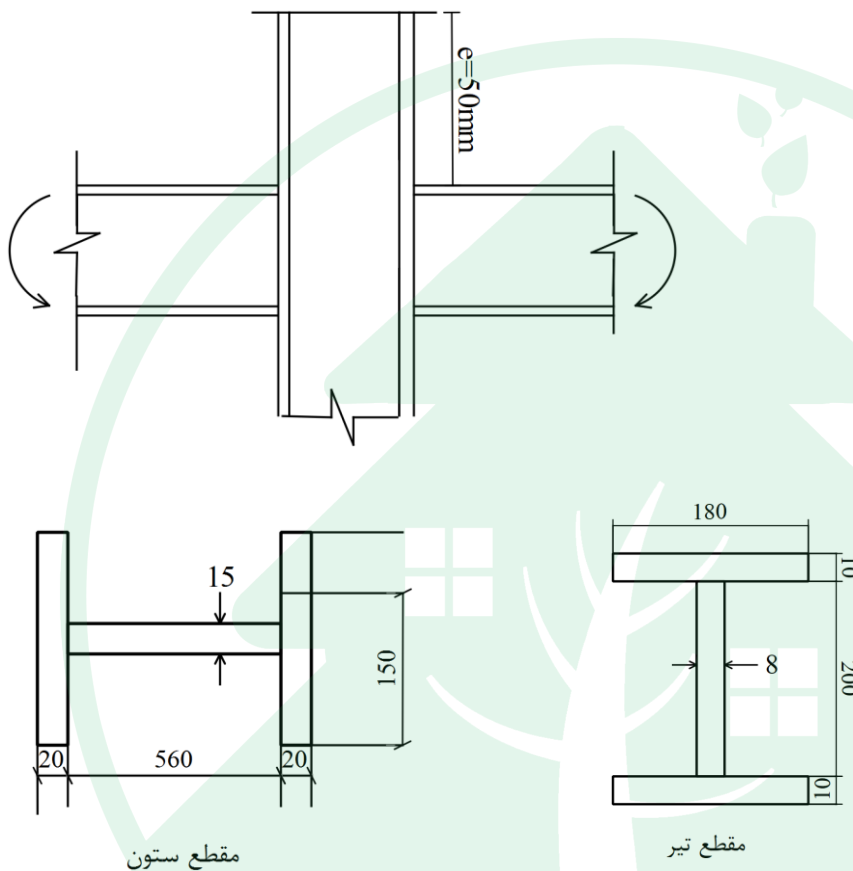
$$T_n = 216 * 371763.5 = 80.3 \text{ kN}$$

$$\phi T_n = 0.9 * 80.3 = 72.27 \text{ kN.m}$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۴ می‌باشد.

سبزسازه

۵۸- در اتصال مستقیم و گیردار شکل زیر، مقاومت طراحی کمانش فشاری جان ستون در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری به کدام گزینه نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر بوده و $f_{yw} = 240 \text{ MPa}$ است. (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است).



- (۱) 300 kN
- (۲) 900 kN
- (۳) 450 kN
- (۴) 600 kN

پاسخ سوال ۵۸

مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۵ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

$$\frac{d}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ mm}$$

$$e1 = e + 220 = 270 \text{ mm}$$

$$e1 < \frac{d}{2} \rightarrow R_n = 0.5 * \frac{24 * t w^3 * \sqrt{E * F_{yw}}}{h}$$

$$R_n = 0.5 * \frac{24 * 15^3 * \sqrt{2 * 10^5 * 240}}{560} = 501 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0.9 * 501 = 450.9 \text{ kN}$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۳ می باشد.

۵۹- در قاب شکل زیر جابه‌جایی افقی گره A مطابق کدام یک از گزینه‌های زیر است؟ از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضای قائم و نیز آثار مرتبه دوم صرف نظر شود.

(۱) $\frac{5Ph^3}{6EI}$

(۲) $\frac{Ph^3}{6EI}$

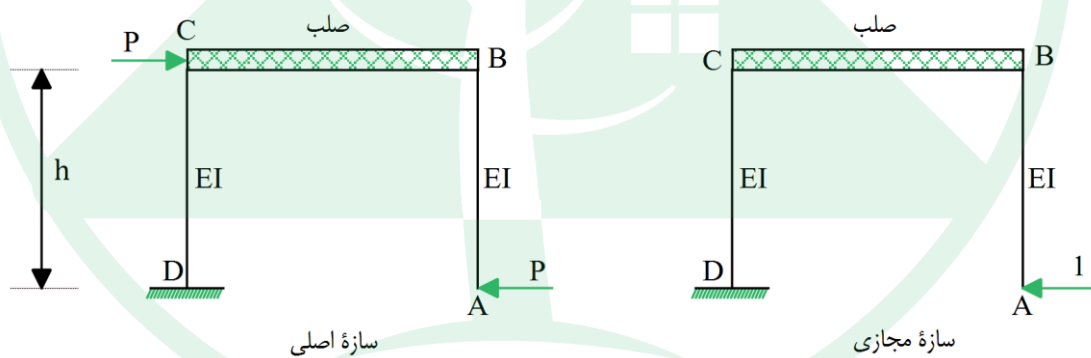
(۳) $\frac{Ph^3}{3EI}$

(۴) صفر

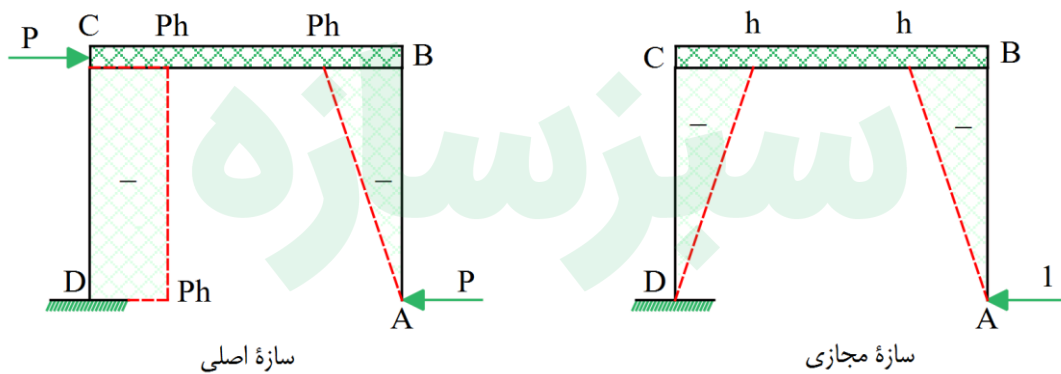
پاسخ سوال ۵۹

سطح سوال متوسط

سازه معین بوده و طبق روش کار مجازی داریم:



در ادامه نمودار لنگر خمشی را در اعضای انعطاف پذیر AB و CD در سازه‌های اصلی و مجازی ترسیم می‌کنیم:

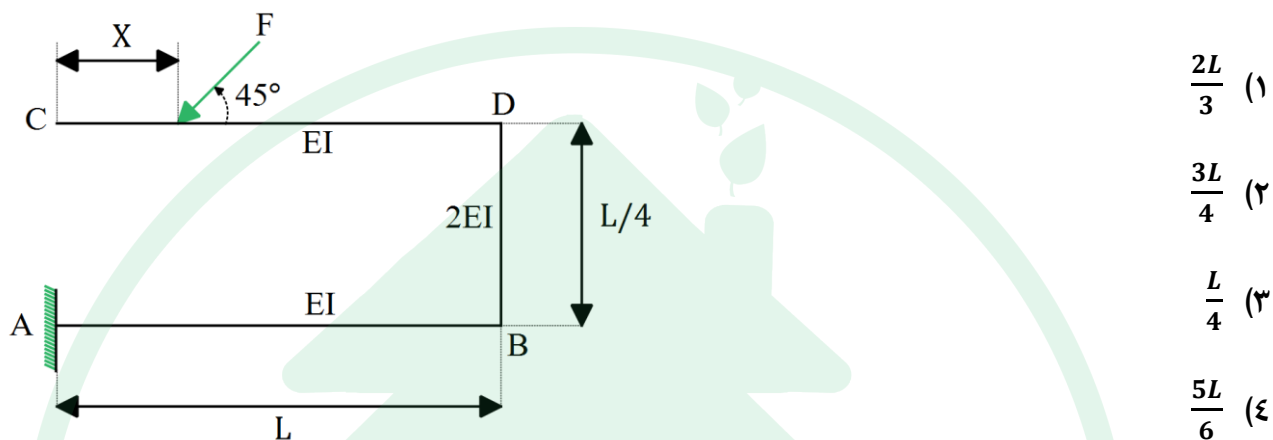


طبق جدول روش ترسیمی مور داریم:

$$\Delta_{Ax} = \frac{Ph * h * h}{2EI} + \frac{Ph * h * h}{3EI} = \frac{5Ph^3}{6EI}$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

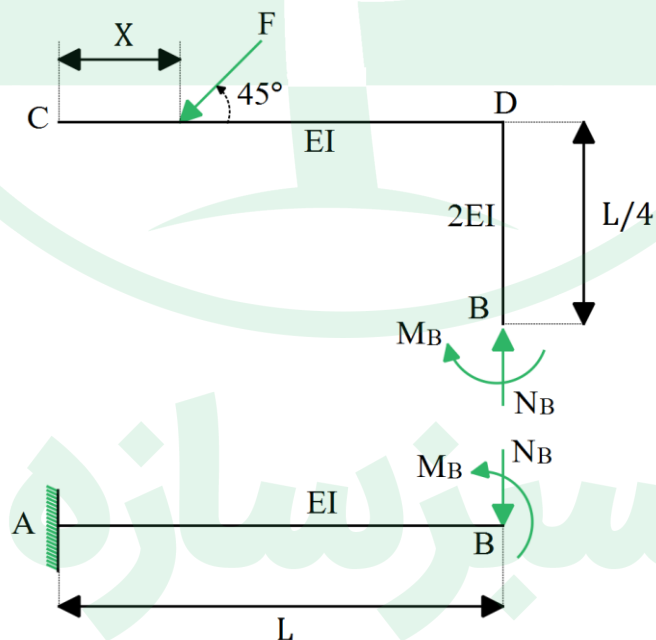
۶۰- مطابق شکل زیر نیروی F با زاویه 45° درجه به عضو CD سازه وارد می شود. نقطه اثر این نیرو (X) را طوری تعیین کنید که دوران گره B برابر با صفر باشد. صلبیت خمشی اعضا در شکل مشخص شده است. از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا صرف نظر نموده و تحلیل از نوع الاستیک مرتبه اول فرض شود.



پاسخ سوال ۶۰

سطح سوال متوسط

حل سوال روش اول: سازه معین می باشد و با برش در نقطه B و در نظر گرفتن عضو طره ای AB و استفاده از جدول روابط حفظی شیب در تیرهای طره ای داریم:



در قطعه BCD داریم:

$$\sum F_y = 0 \rightarrow N_B = F * \sin 45 = \frac{\sqrt{2}F}{2}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow M_B = \frac{5\sqrt{2}FL}{8} - \frac{\sqrt{2}Fx}{2}$$

در قطعه AB طبق روابط حفظی شیب در تیر های طره ای داریم:

$$\rightarrow \theta_B = 0$$

$$\rightarrow \theta_B = \frac{N_B * L^2}{2EI} - \frac{M_B * L}{EI} = 0$$

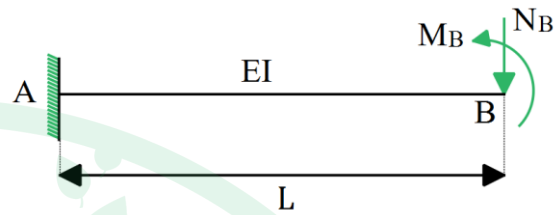
$$\rightarrow \frac{N_B * L^2}{2EI} = \frac{M_B * L}{EI}$$

$$\rightarrow N_B * L = 2M_B$$

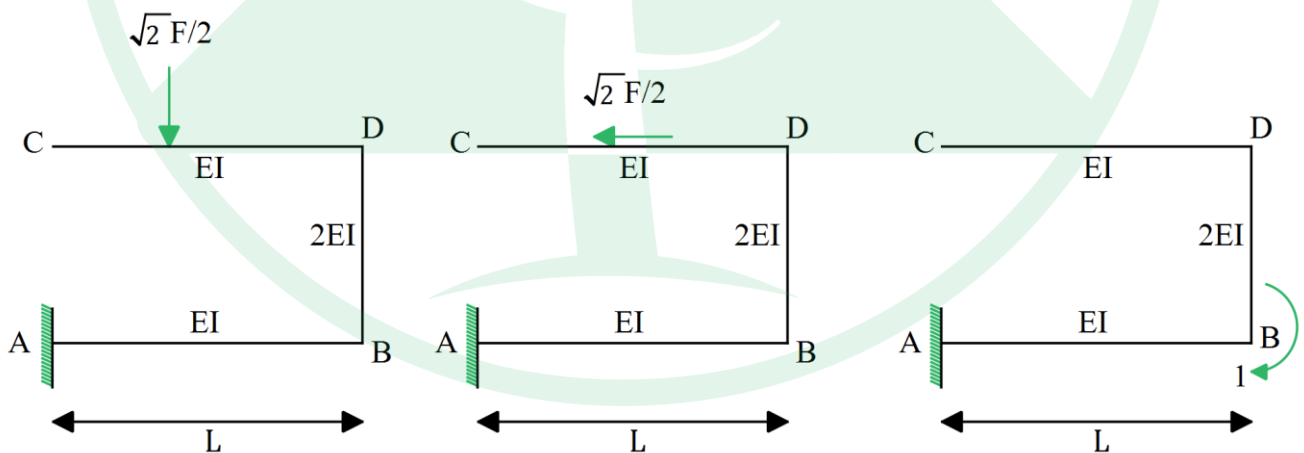
$$\rightarrow \frac{\sqrt{2}F}{2} * L = 2 \left(\frac{5\sqrt{2}FL}{8} - \frac{\sqrt{2}Fx}{2} \right)$$

$$\rightarrow \frac{3\sqrt{2}FL}{4} = \sqrt{2}Fx$$

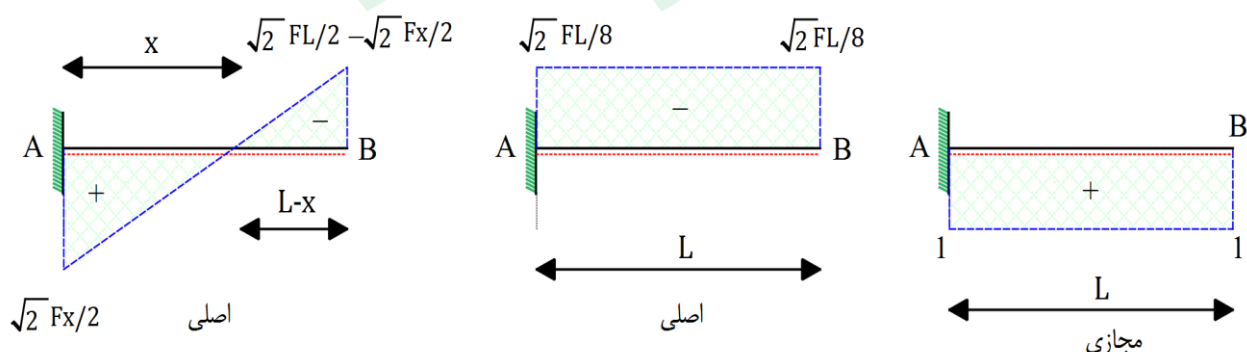
$$\rightarrow 3L = 4x \rightarrow x = \frac{3L}{4}$$



حل سوال روش دوم: با روش کارمجازی نیز می توان به حل این سوال رسید، اما نسبت به روش حل اول که با استفاده از روابط حفظی تیرهای طره ای انجام شده است نیازمند زمان بیشتری برای حل می باشد، که به صورت زیر محاسبه می شود:



ترسیم نمودار لنگر در عضو AB برای سازه های اصلی و مجازی و صرف نظر کردن از ترسیم نمودار لنگر دیگر اعضای سازه به دلیل صفر شدن لنگر در آن اعضا در سازه مجازی:



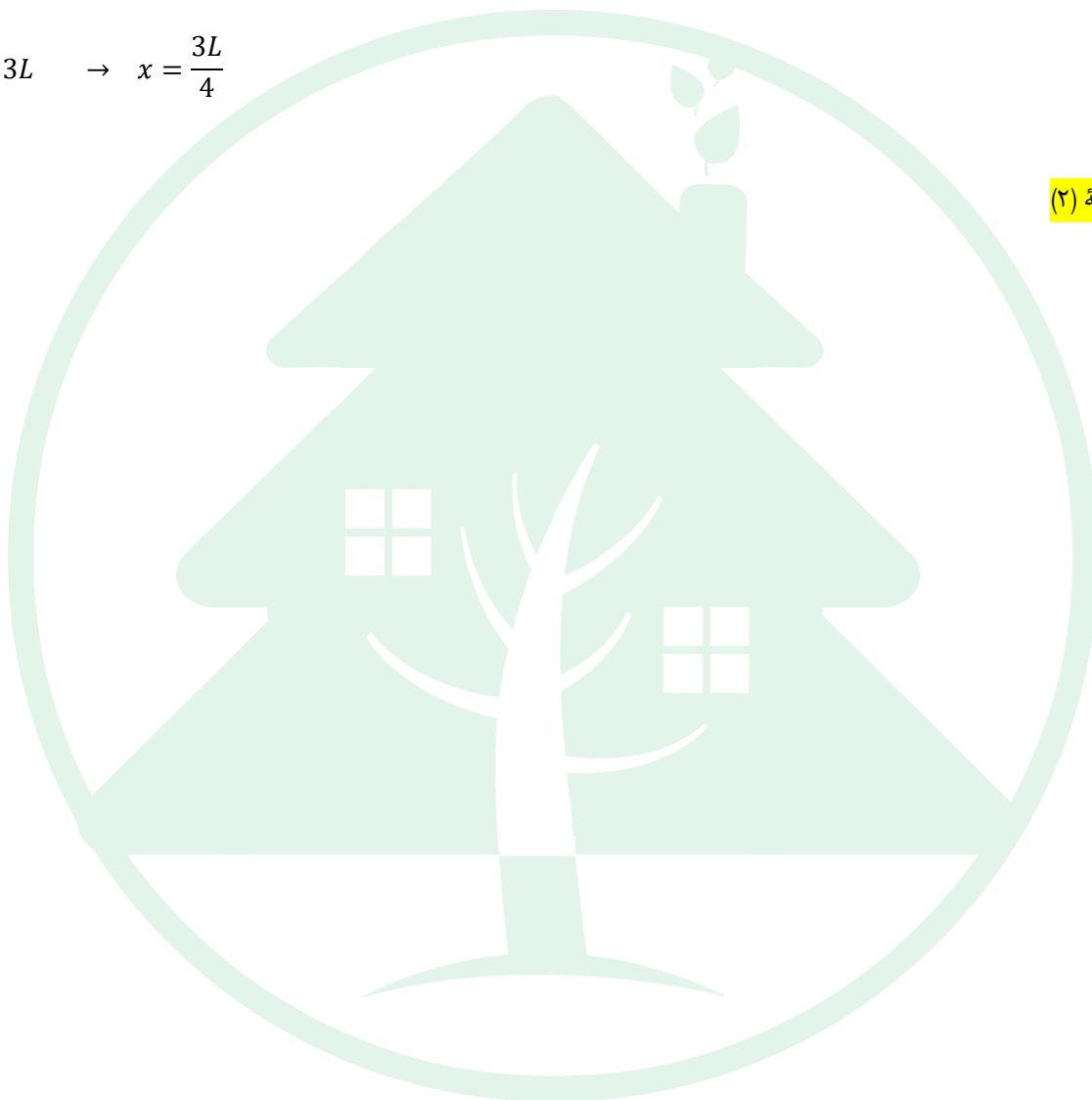


$$\rightarrow \theta_B = 0$$

$$\rightarrow \frac{\frac{\sqrt{2}Fx}{2} * 1 * x}{2EI} - \frac{\left(\frac{\sqrt{2}FL}{2} - \frac{\sqrt{2}Fx}{2}\right) * 1 * (L-x)}{2EI} - \frac{\frac{\sqrt{2}FL}{8} * 1 * L}{EI} = 0$$

$$\rightarrow 4x = 3L \quad \rightarrow \quad x = \frac{3L}{4}$$

پاسخ سوال گزینه (۲)



سبزسازه