

بنام خدا

با سلام،

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

@Nezam_hoseinzadehasl

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

<https://telegram.me/mhoseinzadehasl>

۲- ارسال پرسش از طریق تلگرام:

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

۳- وبسایت شخصی:

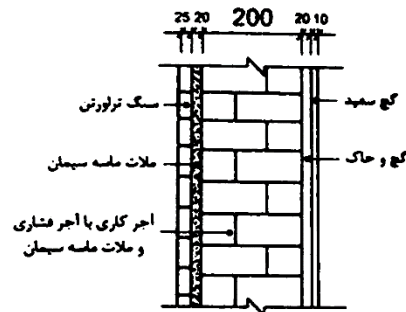
در کانال فوق همچنین به سؤالات مطرح در این زمینه پاسخ داده خواهد شد.

تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

مسعود حسین زاده اصل

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱- فرض کنید ارتفاع طبقات (کف تا کف) یک ساختمان بتنی برابر ۴ متر و ارتفاع مقطع تیرهای پیرامونی برابر ۷۵۰ میلی‌متر است. دیوارهای پیرامونی این ساختمان مطابق شکل زیر از نوع آجر فشاری با ملات ماسه سیمان به ضخامت ۲۰۰ میلی‌متر بوده که وجه داخلی آن متشکل از ۱۰ میلی‌متر گچ سفید و ۲۰ میلی‌متر گچ و خاک و وجه بیرونی آن متشکل از ۲۰ میلی‌متر ملات ماسه سیمان و ۲۵ میلی‌متر سنگ تراورتن است. حداقل بار مرده یکنواخت طولی تیرهای پیرامونی ناشی از وزن دیوارهای پیرامونی بر حسب kN/m به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ دیوارهای پیرامونی فاقد بازشو بوده و بر روی تیرهای بتنی می‌نشینند. (ابعاد در شکل به میلی‌متر است).



۲.۱ (۱)

۲۱ (۲)

۱۷ (۳)

۵.۲ (۴)

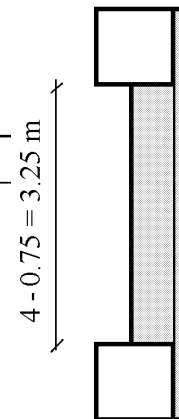
گزینه ۳

$$q_{\text{متر مربع دیوار}} = 0.025 \times 2500 + 0.02 \times 2100 + 0.2 \times 1850 + 0.02 \times 1600 + 0.01 \times 1300 = 519.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{متر مربع نما}} = 0.025 \times 2500 + 0.02 \times 2100 = 104.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

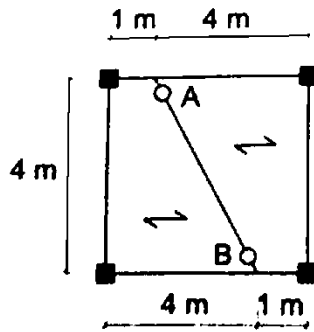
$$q_{\text{متر مربع دیوار}} \times (4 - 0.75) + q_{\text{متر مربع نما}} \times (0.75) = 1766 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 17.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

جدول شماره پ ۶-۱-۲ جرم واحد حجم مصالح و اجزای ساختمان	
جرم واحد حجم (کیلوگرم بر متر مکعب)	شرح
۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۲۵۰۰	تراورتن
۱۸۵۰	آجر کاری با آجر فشاری و ملات ماسه سیمان
۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۱۳۰۰	ملات گچ



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲- هر پلان نشان داده شده در شکل زیر بار مرده گسترده یکنواخت کف (با احتساب کلیه ملحقات) برابر 6 kN/m^2 و بار زنده گسترده یکنواخت کف (با احتساب تیغه بندی) برابر 3 kN/m^2 برآورد شده است. براساس طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) مقاومت خمشی موردنیاز تیرچه فولادی مورب دو سر ساده (تیرچه AB) برحسب kN.m به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ در محاسبات از وزن تیرچه فولادی صرف نظر نمایید. همچنین فرض کنید ساختمان در شهر اصفهان واقع بوده و پلان مذکور مربوط به تراز طبقات (به جز بام) می باشد.



93.75 (۱)

48 (۲)

60 (۳)

75 (۴)

گزینه ۴

$$q_{u-\text{کف}} = 1.2 \times 6 + 1.6 \times 3 = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

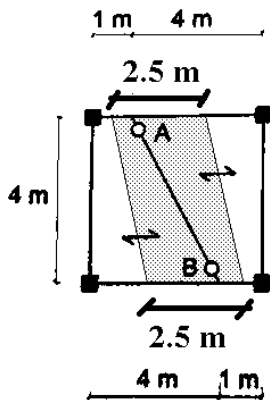
با توجه به شکل زیر نصف وزن سقف به تیرچه AB اثر می کند (طول بارگیر آن نصف کل مساحت سقف است). با توجه به اینکه مساحت سقف برابر 20 متر مربع می باشد، بار کل وارد بر تیر AB برابر است با:

$$\text{بار کل وارد بر تیر} = \frac{q_{u-\text{کف}} \times 20}{2} = 120 \text{ kN}$$

بار گسترده وارد بر تیر:

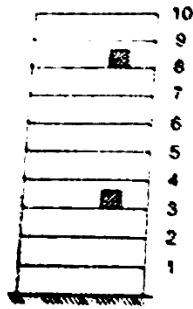
$$q_{u-\text{تیر}} = \frac{\text{کل بار}}{\text{طول تیر}} = \frac{120}{5} = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{u-\text{تیر}} = \frac{q_{u-\text{تیر}} L^2}{8} = \frac{24 \times 5^2}{8} = 75 \text{ kN.m}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳- نسبت نیروی جانبی زلزله وارد بر قفسه مستقر در طبقه هشتم به نیروی جانبی زلزله وارد بر قفسه مشابه مستقر در طبقه سوم از یک ساختمان ده طبقه از روی تراز پایه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ مرکز جرم قفسه در ۰.۲۵ ارتفاع طبقه از کف طبقه منظور شود (ارتفاع طبقات یکسان است).



۱) ۱.۲

۲) ۱.۵

۳) ۱.۴

۴) ۱.۳

گزینه ۳

با توجه به رابطه زیر با افزایش ارتفاع قرار گیری جزء غیرسازه ای (Z)، نیروی زلزله آن افزایش می یابد

$$F_1 = \frac{0.4 \times 1 \times A \times (1 + S) \times W_p I_p}{2.5} \left(1 + 2 \frac{3.25h}{10h} \right) = 0.264A \times (1 + S) \times W_p I_p$$

مقدار F_1 کمتر از حداقل بدست آمد. بنابراین:

$$F_1 = 0.3A \times (1 + S) \times W_p I_p$$

محاسبه مقدار F_2 :

$$F_1 = \frac{0.4 \times 1 \times A \times (1 + S) \times W_p I_p}{2.5} \left(1 + 2 \frac{8.25h}{10h} \right) = 0.424A \times (1 + S) \times W_p I_p$$

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{0.424A}{0.3} = 1.41$$

۱-۲-۴ نیروی جانبی زلزله

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

۱-۱-۲-۴ روش تحلیل استاتیکی معادل

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

$$0.3A(1 + S)I_p W_p < \frac{0.4a_p A(1 + S)W_p I_p}{R_{pu}} \left(1 + 2 \frac{Z}{H} \right) < 1.6A(1 + S)I_p W_p$$

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

ضریب رفتار جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴)

ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

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

جدول ۱-۴ ضرایب اجزای معماری

R_{pu}	a_p	جزء معماری
۲/۵	۱	۹- قفسه و کابینت
۱/۵	۱	۱۰- کف دسترسی
۲/۵	۲/۵	۱۱- تابلو و نشان

۴- یک ساختمان مسکونی ۶ طبقه از روی تراز پایه با سیستم قاب خمشی بتنی ویژه در هر دو راستا بر روی زمین نوع III و در شهر رشت واقع شده است. براساس روابط تجربی زمان تناوب اصلی این ساختمان ۰.۸ ثانیه محاسبه شده است. اگر ۶ طبقه به این ساختمان اضافه شود و با فرض اینکه در هر دو ساختمان مشخصات هندسی اعضاء، ارتفاع طبقات و وزن مؤثر لرزه‌ای کلیه طبقات یکسان باشد و میان قاب‌ها مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نکنند و برای محاسبه زمان تناوب اصلی هر دو ساختمان از روابط تجربی (بدون هرگونه افزایش) استفاده شود. آنگاه براساس روش تحلیل استاتیکی معادل مقدار برش پایه ساختمان ۱۲ طبقه نسبت به برش پایه ساختمان ۶ طبقه حدوداً چند درصد افزایش می‌یابد؟

۱۷ (۴)

۳۷ (۳)

۲۳ (۲)

۶۶ (۱)

گزینه ۲

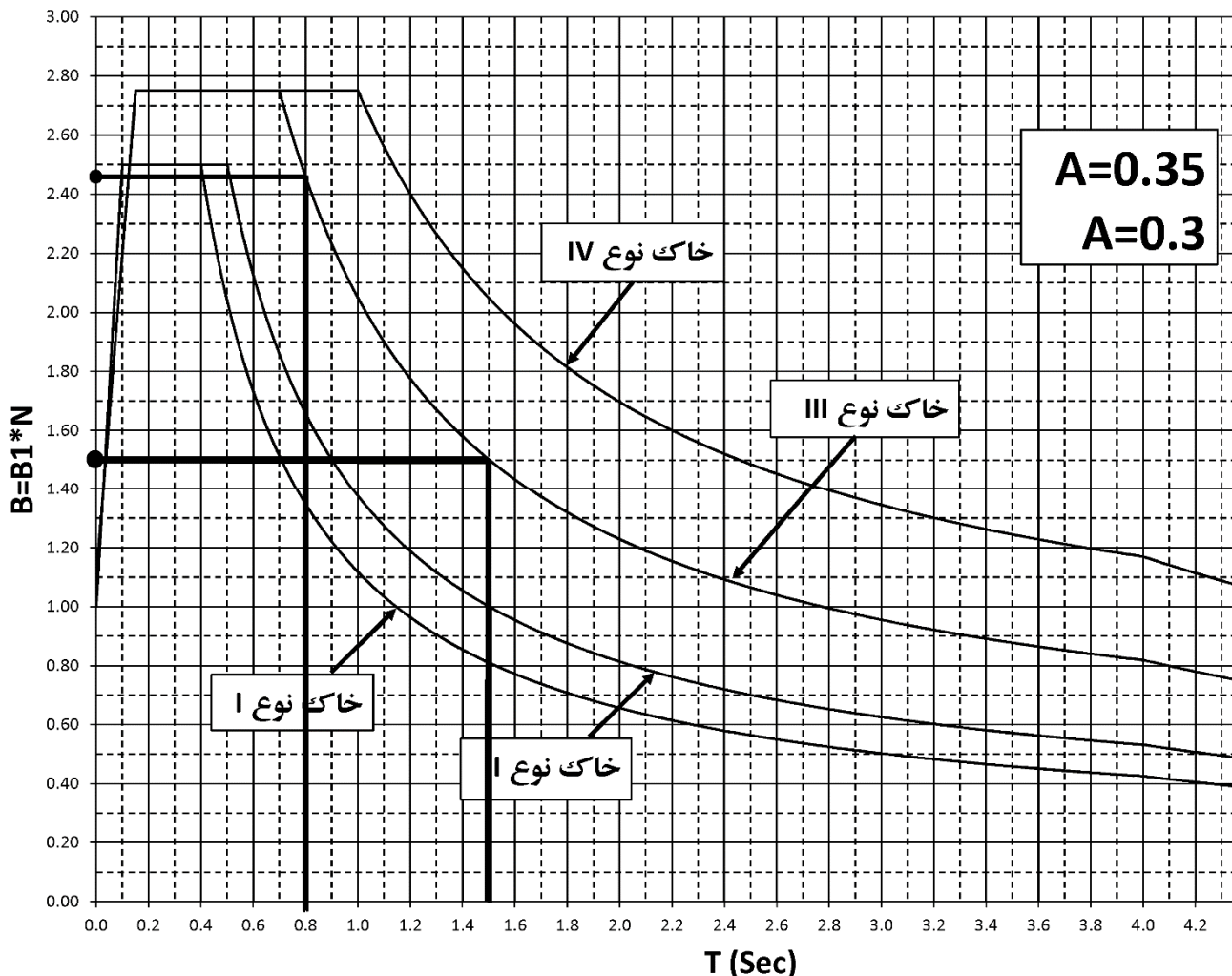
$$T_{\text{طبقه 6}} = 0.05H^{0.9} = 0.8 \rightarrow H_{\text{طبقه 6}} = 21.77 \text{ m} \rightarrow \text{با توجه به شکل} \rightarrow B_{\text{طبقه 6}} = 2.45$$

$$T_{\text{طبقه 12}} = 0.05(2 \times 21.77)^{0.9} = 1.49 \rightarrow \text{با توجه به شکل} \rightarrow B_{\text{طبقه 12}} = 1.5$$

$$\left. \begin{aligned} V_{\text{طبقه 6}} &= \frac{ABI}{R_u} W = \frac{A \times 2.45 \times I}{7.5} W = 0.326 AIW = 0.326 AI \times (6W_i) \\ V_{\text{طبقه 12}} &= \frac{ABI}{R_u} W = \frac{A \times 1.5 \times I}{7.5} W = 0.2 AIW = 0.2 AI \times (12W_i) \end{aligned} \right\} \frac{V_{\text{طبقه 12}}}{V_{\text{طبقه 6}}} = \frac{0.2(12W_i)}{0.326(6W_i)} = 1.227$$

کنترل زلزله حداقل:

$$V = 0.12 AIW$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵- در دو ساختمان منظم، اولی ۱۰ طبقه و دومی ۲۰ طبقه و هر دو از نوع قاب خمشی فولادی ویژه و با اهمیت خیلی زیاد، براساس محاسبات تغییرمکان جانبی نسبی کلیه طبقات در هر دو ساختمان تحت اثر زلزله طرح و با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ یکسان است. چنانچه ارتفاع طبقات هر دو ساختمان یکسان و برابر ۳.۶ متر و در تراز بام ساختمان کوتاه‌تر عرض درز انقطاع بین دو ساختمان برابر ۱.۲ متر باشد، آنگاه حداکثر تغییرمکان جانبی قابل قبول ساختمان بلندتر در تراز بام ساختمان کوتاه‌تر تحت اثر زلزله طرح به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید هر دو ساختمان مربوط به یک ملک است).

۹۰ mm (۲)

۱۸۰ mm (۱)

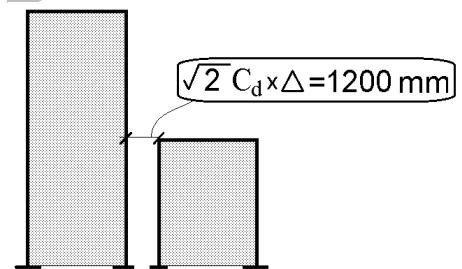
۱۵۰ mm (۴)

۱۳۰ mm (۳)

گزینه ۳

$$\sqrt{\left(C_d \Delta_{\text{زلزله طرح}}\right)^2 + \left(C_d \Delta_{\text{زلزله طرح}}\right)^2} = \sqrt{2} C_d \Delta_{\text{زلزله طرح}} = 1200 \rightarrow \Delta_{\text{زلزله طرح}} = 154.7 \text{ mm}$$

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



طبق گفته مساله دریافت طبقات یک مقدار ثابتی می‌باشد و در نتیجه:

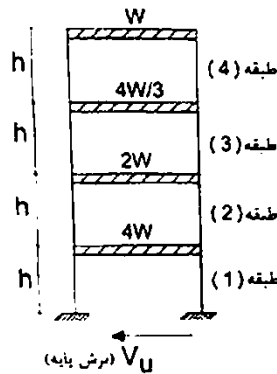
$$C_d \Delta_{\text{نسبی زلزله طرح}} < 0.02h = 0.02 \times 3600 = 72 \text{ mm} \rightarrow \Delta_{\text{نسبی زلزله طرح}} < \frac{72}{5.5} = 13.09 \text{ mm}$$

در این حالت جابجایی ناشی از زلزله طرح در طبقه ۱۰ محدود خواهد شد به:

$$\Delta_{\text{زلزله طرح}} < 13.09 \times 10 = 131 \text{ mm}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۶- در شکل زیر یک قاب ساختمانی فولادی با رفتار برشی (تیرهای کاملاً صلب) نشان داده شده است. فرض کنید مشخصات هندسی کلیه ستون‌ها یکسان است. همچنین فرض کنید وزن مؤثر لوله‌های طبقات مطابق شکل است. اگر زمان تناوب اصلی این قاب کمتر از ۰.۵ ثانیه باشد و از آثار P-Δ صرف‌نظر شود، آنگاه براساس نتایج تحلیل استاتیکی معادل، کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح نمی‌باشد؟



- (۱) مقدار برش طبقه دوم سه برابر مقدار برش طبقه چهارم است.
- (۲) مقدار تغییر مکان جانبی تراز سقف کلیه طبقات یکسان است.
- (۳) مقدار نیروی جانبی در تراز سقف کلیه طبقات یکسان است.
- (۴) مقدار برش طبقه سوم دو برابر مقدار برش طبقه چهارم است.

گزینه ۲

با توجه به اینکه $T < 0.5$ ، مقدار ضریب k برابر یک خواهد بود:

$$\begin{aligned}
 F_4 &= (V) \frac{W \times (4h)}{\sum_{j=1}^4 W_j h_j} = 4(V) \frac{W \times h}{\sum_{j=1}^4 W_j h_j} \rightarrow \text{برش طبقه اول} = 4(V) \frac{W \times h}{\sum_{j=1}^4 W_j h_j} \\
 F_3 &= (V) \frac{\frac{4W}{3} \times (3h)}{\sum_{j=1}^4 W_j h_j} = 4(V) \frac{W \times h}{\sum_{j=1}^4 W_j h_j} \rightarrow \text{برش طبقه دوم} = 8(V) \frac{W \times h}{\sum_{j=1}^4 W_j h_j} \\
 F_2 &= (V) \frac{2W \times (2h)}{\sum_{j=1}^4 W_j h_j} = 4(V) \frac{W \times h}{\sum_{j=1}^4 W_j h_j} \rightarrow \text{برش طبقه سوم} = 12(V) \frac{W \times h}{\sum_{j=1}^4 W_j h_j} \\
 F_1 &= (V) \frac{4W \times (h)}{\sum_{j=1}^4 W_j h_j} = 4(V) \frac{W \times h}{\sum_{j=1}^4 W_j h_j} \rightarrow \text{برش طبقه چهارم} = 16(V) \frac{W \times h}{\sum_{j=1}^4 W_j h_j}
 \end{aligned}$$

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

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

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

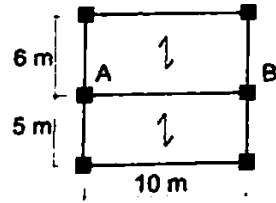
$$K = 0.5T + 0.75$$

$$0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec}$$

$$(۳-۷)$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۷- پلان سازه یک ساختمان مسکونی سه طبقه مطابق شکل زیر است. این ساختمان بر روی خاک نوع III و در شهر کرمان واقع شده است. حداقل مقدار کل نیروی قائم ناشی از زلزله وارد بر تیر AB واقع در تراز بام بر حسب kN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (فرض کنید بار مرده کلیه سقف‌ها با احتساب تیغه‌بندی برابر 7.5 kN/m^2 و بار زنده متوسط کلیه سقف‌ها برابر 2 kN/m^2 برآورد شده است همچنین فرض نمایید تیغه‌بندی از نوع ثابت بوده و جزء بار مرده محسوب می‌شود).



(۱) صفر

(۲) ۱۱۰

(۳) ۸۷

(۴) ۱۶

گزینه ۳

کرمان جزو شهرهای با خطر نسبی خیلی زیاد ($A=0.35$) می‌باشد. و تیر AB شامل بند الف می‌شود:

$$F_V = 0.6 A I W_p = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times (2.5^m + 3^m) \times 10^m \times (7.5) = 86.6 \text{ kN}$$

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

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

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

پ- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. 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.

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

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

(۳-۱۰)

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۸- یک ساختمان ده طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه به ارتفاع 35 متر از تراز پایه واقع در شهر تبریز بر روی خاک نوع II واقع شده است. در صورتی که براساس زمان تناوب تجربی مقدار برش پایه برابر V_u و زمان تناوب اصلی ناشی از تحلیل دینامیکی برابر 1.6 ثانیه باشد. آنگاه برای طراحی مقاطع اعضای این ساختمان مقدار حداقل برش پایه استاتیکی حدوداً چقدر می‌تواند در نظر گرفته شود؟ میان قاب‌ها مانعی برای حرکت جانبی قاب ایجاد نمی‌کنند و $\mu=1$ می‌باشد. (نزدیک‌ترین گزینه صحیح را انتخاب نمایید).

$$0.70V_u \quad (۱)$$

$$0.85V_u \quad (۲)$$

$$0.80V_u \quad (۳)$$

$$0.75V_u \quad (۴)$$

گزینه ۲

مقادیر B به صورت تقریبی از نمودار محاسبه شده است:

$$T_{\text{تجربی}} = 0.08H^{0.75} = 0.08 \times 35^{0.75} = 1.15 \rightarrow B = 1.23 \rightarrow V_{u1} = \frac{ABI}{R}W = \frac{1.23AI}{7.5}W = 0.163AW$$

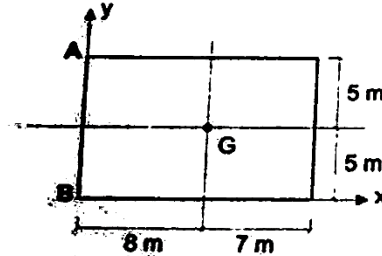
$$T = \text{Min} \left(1.25T_{\text{تجربی}}, T_{\text{دینامیکی}} \right) = \text{Min}(1.25 \times 1.15, 1.6) = 1.44 \rightarrow B = 1.03 \rightarrow V_{u2} = \frac{ABI}{R}W = 0.137AW$$

برش پایه برابر خواهد بود با:

$$\frac{V_{u2}}{V_{u1}} = \frac{0.137}{0.163} = 0.84$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۹- پلان سقف یک ساختمان یک طبقه با اهمیت خیلی زیاد و موقعیت مرکز جرم آن در شکل نشان داده شده است. محاسبات نشان می‌دهد که بر اثر نیروی زلزله طرح (V_u) در راستای y، با احتساب اثرات پیچش و برون مرکزی و اثرات P-Δ، گره A در راستای مثبت y برابر 15 mm و در راستای منفی x برابر 5 mm جابجا می‌شود. اگر در این حالت، تغییر مکان گره B در راستای مثبت x برابر 4 mm باشد، تغییر مکان جانبی نسبی طبقه Δ_{eu} برای کنترل محدودیت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (سقف را صلب فرض کنید).



29 mm (۱)

15 mm (۲)

19 mm (۳)

23 mm (۴)

گزینه ۱

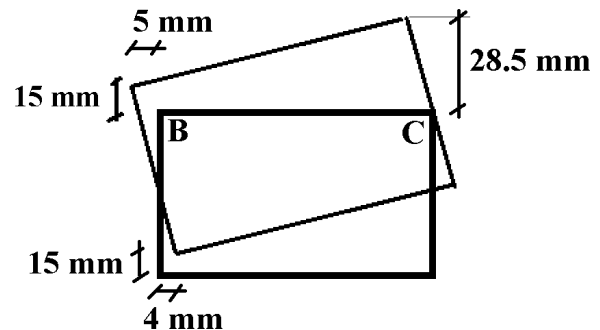
مقدار دوران پلان در شکل زیر برابر $\gamma = \frac{5^{mm} + 4^{mm} = 9^{mm}}{10000^{mm}} = 9 \times 10^{-4} rad$ می‌باشد. بنابراین تغییر مکان قائم نقطه C برابر خواهد بود با:

$$\Delta_C = 15^{mm} + \gamma \times 15000^{mm} = 28.5^{mm}$$

باید کنترل کنیم که سازه نامنظم پیچشی هست یا نه:

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} = \frac{28.5}{\left(\frac{15+28.5}{2}\right)} = 1.31$$

بنابراین سازه نامنظم پیچشی می‌باشد و باید دریافت لبه سازه منظور شود (28.5 mm)



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۰- در محاسبه اثر باد روی یک ساختمان که متوسط ارتفاع بام آن ۲۰ متر است، ضریب بادگیری با استفاده از روش دینامیکی برای جان پناه بام ساختمان به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (ساختمان در مرکز شهر و در ناحیه پردرخت واقع شده است).

(۱) ۰.۷۰

(۲) ۰.۴۴

(۳) ۰.۵۰

(۴) ۰.۶۳

گزینه ۴

$$C_e = 0.5 \left(\frac{20}{12.7} \right)^{0.5} = 0.627$$

پ-۶-۲ روش دینامیکی

پ-۶-۲-۱ ضریب بادگیری C_e

در روش دینامیکی ضریب بادگیری براساس پروفیل سرعت متوسط باد تعیین می شود که به طور قابل ملاحظه ای با ناهمواری های زمین قبل از این که باد به ساختمان برسد، تغییر می کند. برای تعیین ضریب بادگیری، زمین به دو گروه طبقه بندی می شود.

ناحیه ۱: نواحی باز با ساختمان های پراکنده، درختان یا موانع دیگر، ساحل دریا. این ناحیه ای است که سرعت های باد مبنا در آن اندازه گیری می شوند. ضریب بادگیری برابر است با:

$$C_e = \left(\frac{h}{1.0} \right)^{1/2.8} \quad \text{برای} \quad 1.0 \leq C_e \leq 2.5 \quad (\text{پ-۶-۲-۳})$$

ناحیه ۲: نواحی شهری، پر درخت یا مرکز شهرها با تعداد کم ساختمان های بلند و پراکنده که با رابطه زیر تعریف می شود:

$$C_e = 0.75 \left(\frac{h}{12.7} \right)^{1/5.0} \quad \text{برای} \quad 0.75 \leq C_e \leq 2.5 \quad (\text{پ-۶-۲-۴})$$

ناحیه ۲ تنها در حالتی که زمین در بالادست جریان حداقل یک کیلومتر و یا ۲۰ برابر ارتفاع ساختمان ادامه داشته باشد قابل استفاده می باشد. همچنین اگر زمین در دو جهت اصلی ساختمان متفاوت باشد ضریب بادگیری باید دوباره محاسبه گردد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۱- در زیرزمین یک ساختمان، استخری از بتن آرمه با مشخصات ذیل ساخته شده است:

- طول و عرض داخل استخر 10 m و 5 m، ضخامت دیوارها 300 mm ضخامت کف 450 mm

- رقوم بالای دیوارهای اطراف ± 0.00 ، رقوم کف استخر 2.2-.

اگر سطح آبهای زیرزمینی تا رقوم 1.30- بالا بیاید، در حالت خالی بودن استخر، ضریب

اطمینان استخر در برابر فشار بالا برنده (Uplift)، به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

(از اثر اصطکاک سطوح دیوار و خاک صرف‌نظر شود. همچنین خاک منبسط‌شونده نبوده و وزن

مخصوص بتن را برابر 25 kN/m^3 در نظر بگیرید).

1.50 (۴)

1.35 (۳)

1.10 (۲)

1.65 (۱)

گزینه ۴

وزن کل آب در حفره ایجاد شده در قسمتی که آب زیرزمینی داریم:

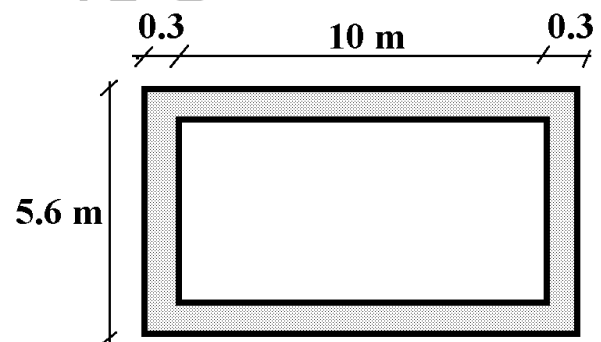
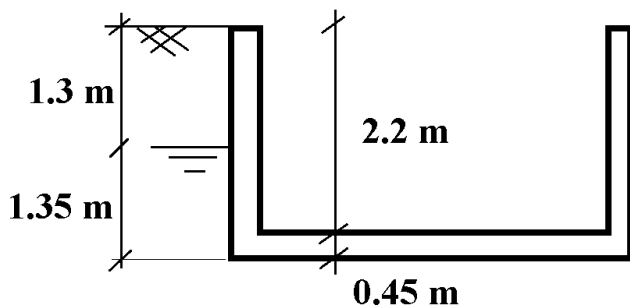
$$1.35 \times 10.6 \times 5.6 \times 9.8 = 786 \text{ kN}$$

وزن بتن مربوط به استخر:

$$(0.45 \times 10.6 \times 5.6 + 0.3 \times 2.2 \times (5.6 + 5.6 + 10 + 10)) \times 25 = 1182 \text{ kN}$$

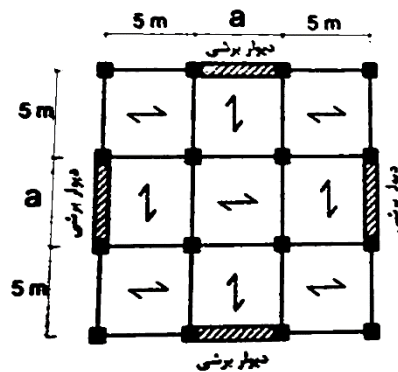
ضریب اطمینان:

$$\frac{1182}{786} = 1.5$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۲- پلان یک ساختمان چهار طبقه مسکونی منظم با سیستم باربر جانبی از نوع قاب ساختمانی به همراه دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه مطابق شکل زیر است. حداقل مقدار a برای آنکه مقدار ضریب نامعینی سازه را بتوان برابر واحد در نظر گرفت، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (فرض کنید مقدار زمان تناوب اصلی کمتر از ۰.۵ ثانیه، ارتفاع طبقه اول برابر ۵ متر و ارتفاع سایر طبقات برابر ۴ متر است. همچنین فرض کنید وزن مؤثر لرزه‌ای طبقات یکسان است).



(۱) ۴ متر

(۲) ۱۰ متر

(۳) ۸ متر

(۴) ۵ متر

گزینه ۲

هر کدام از دیوارهای برشی باید دو دهانه محسوب شود. در طبقه اول داریم:

$$\frac{a}{5} = 2 \text{ دهانه} \rightarrow a = 10 \text{ m}$$

۳-۲-۳ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۲-۳-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بار جانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با ۱/۲ افزایش داده شود.

۳-۲-۳-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به دست می‌آید.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۳- در محاسبه برش پایه، برای ساختمان‌های منظم با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه، به روش استاتیکی معادل در منطقه با خطر نسبی زیاد و زمین نوع یک، حداکثر ارتفاع ساختمان از تراز پایه برای آنکه مقدار حاصل از رابطه برش پایه حداقل مورد استفاده قرار نگیرد (تعیین-کننده نباشد)، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض می‌شود که از رابطه تجربی برای محاسبه زمان تناوب اصلی استفاده شده و جداگرهای میان‌قاب‌ی مانعی برای حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد نمی‌کنند).

(۲) ۳۶.۵ متر

(۱) ۵۰ متر

(۴) ۴۶.۵ متر

(۳) ۴۱.۵ متر

گزینه ۳

$$\frac{ABI}{R} = 0.12AI \rightarrow \frac{B}{R} = 0.12 \rightarrow \frac{B}{7.5} = 0.12 \rightarrow B = 0.9$$

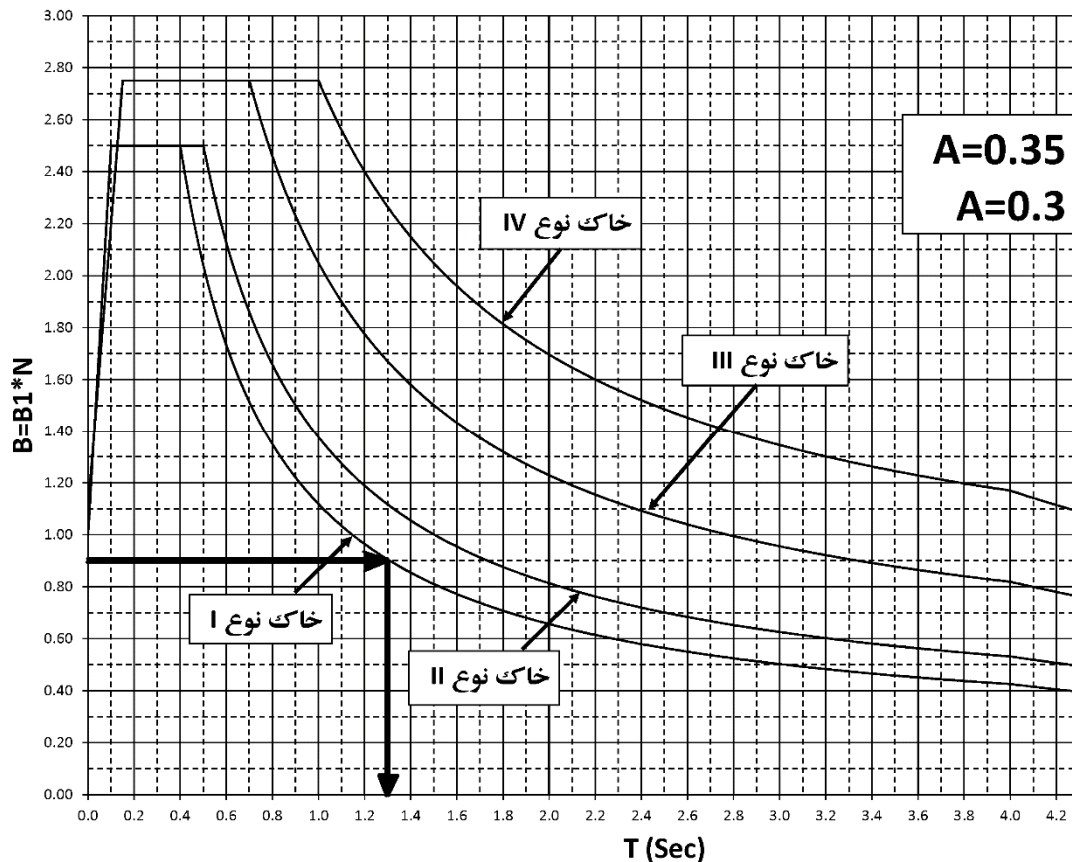
با توجه به شکل زیر برای $B=0.9$ مقدار دوره تناوب برابر $T=1.3$ می‌باشد. بنابراین:

$$T = 0.08H^{0.75} = 1.3 \rightarrow H = 41.16 \text{ m}$$

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

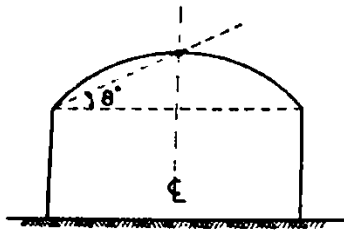
$$V_{u \min} = 0.12AIW$$

(۳-۳)



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۴- یک سالن اجتماعات با ظرفیت ۴۲۰ نفر در شهرستان سقز از توابع استان کردستان مطابق شکل جهت طراحی مورد نظر است. بار برف حداقل (P_m) که باید به طور جداگانه اعمال شود، بر حسب کیلونیوتن بر متر مربع به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



۱.۱ (۱)

۱ (۲)

۱.۲ (۳)

۲.۲ (۴)

گزینه ۱

سقز منطقه ۵ ($P_g = 2 \frac{kN}{m^2}$) می باشد. بنابراین:

$$P_m = I_s = 1.1 \frac{kN}{m^2}$$

۱-۲-۷-۶ بار برف حداقل برای بام‌های با شیب کم

برای بام‌های شیب‌دار با شیب کمتر از پانزده درجه و برای بام‌های قوسی با زاویه قائم بین تاج و پای قوس کمتر از ده درجه باید بار حداقل، P_m ، طبق رابطه ۲-۷-۶، نیز بطور جداگانه در نظر گرفته شود.

$$P_m = I_s P_g$$

$$P_g \leq 1 \text{ kN/m}^2$$

برای (الف-۲-۷-۶)

$$P_m = I_s$$

$$P_g > 1 \text{ kN/m}^2$$

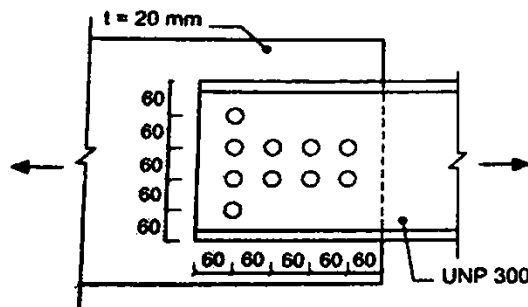
برای (ب-۲-۷-۶)

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

بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۱-۶	ضریب اهمیت بار لرزه‌ای، I_e	ضریب اهمیت بار باد، I_w	ضریب اهمیت بار یخ، I_i	ضریب اهمیت بار برف، I_s
۱	۱٫۴	۱٫۲۵	۱٫۲۵	۱٫۲
۲	۱٫۲	۱٫۱۵	۱٫۲۵	۱٫۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸

۱۵- در اتصال ناودانی تک UNP 300 به ورق اتصال، سوراخ‌ها استاندارد بوده و برای عبور پیچ‌های از نوع M20 پیش‌بینی شده‌اند. مقدار مقاومت کششی طراحی عضو با مقطع ناودانی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فقط حالت‌های حدی تسلیم کششی و گسیختگی کششی را در نظر بگیرید). ابعاد در شکل به میلی‌متر است. ($F_y=240 \text{ MPa}$, $F_u=370 \text{ MPa}$)



1500 kN (۱)

1160 kN (۲)

1270 kN (۳)

1390 kN (۴)

گزینه ۳

کنترل تسلیم:

$$T_u \leq 0.9F_y \times A_g \quad \rightarrow \quad T_u \leq 0.9 \times 240 \times 5880 \text{ mm}^2 = 1270 \text{ kN}$$

کنترل گسیختگی:

ضریب U برابر است با:

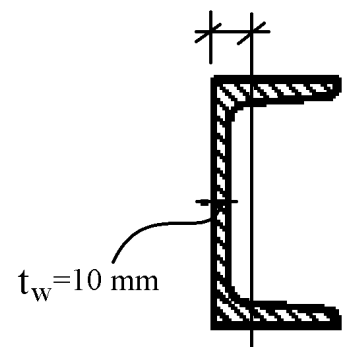
$$U = 1 - \frac{x}{L} = 1 - \frac{27}{180} = 0.85$$

مقدار A_n برابر است با:

$$A_n = A_g - 2Dt = 5880 - 2 \times 24 \times 10 = 5400 \text{ mm}^2$$

$$T_u \leq 0.75F_u \times A_e = 0.75F_u \times (UA_n) = 0.75 \times 370 \times (0.85 \times 5400) = 1273 \text{ kN}$$

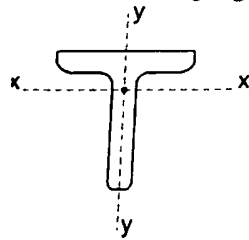
x=27 mm



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۶- مقاومت فشاری طراحی یک عضو محوری با مقطع سپری (مطابق شکل زیر) باید براساس

کوچک‌ترین مقدار به‌دست آمده از کدام یک از حالت‌های حدی زیر تعیین شود؟



۱) کمناش خمشی حول محور x و کمناش خمشی-پیچشی حول محوره‌های y و z

۲) کمناش خمشی-پیچشی حول محوره‌های x، y و z

۳) کمناش خمشی حول محور y و کمناش خمشی-پیچشی حول محوره‌های x و z

۴) کمناش خمشی حول محور x، کمناش خمشی حول محور y و کمناش پیچشی حول محور z

گزینه ؟

موارد زیر باید منظور شود:

کمناش خمشی حول محور x کمناش خمشی حول محور y کمناش خمشی-پیچشی حول محوره‌های y و z

جدول ۱-۴-۲-۱۰ حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری برای مقاطع مختلف بدون اجزای لاغر

شماره	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی
۱	مقطع I شکل با دو محور تقارن		• کمناش خمشی • کمناش پیچشی
۲	مقطع I شکل با یک محور تقارن • مقاطع ناودانی		• کمناش خمشی • کمناش خمشی-پیچشی
۶	مقاطع سپری		• کمناش خمشی • کمناش خمشی-پیچشی

۱۰-۲-۴-۵ کمناش پیچشی و کمناشی خمشی-پیچشی

الف) برای اعضای فشاری با مقطع سپری و نبشی جفت بر اساس حالت حدی کمناش خمشی-پیچشی

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (5-4-2-10)$$

ب) برای سایر مقاطع، F_{α} باید بر اساس روابط ۱۰-۲-۴-۲ یا ۱۰-۴-۲-۳ و تنش کمناش الاستیک (F_e) بر اساس حالت‌های حدی کمناش پیچشی یا کمناش خمشی-پیچشی به شرح زیر تعیین شود.

ب-۱) برای مقاطع دارای دو محور تقارن و بر اساس حالت حدی کمناش پیچشی.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + G \right] \left(\frac{1}{I_x + I_y} \right) \quad (7-4-2-10)$$

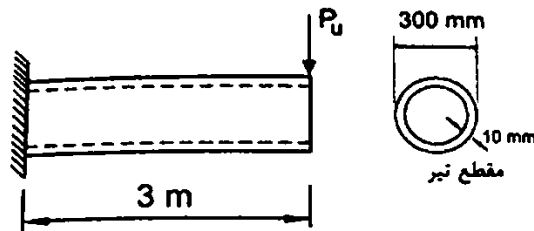
ب-۲) برای مقاطع با یک محور تقارن که محور تقارن آنها y نامگذاری شده است، بر اساس حالت حدی کمناش خمشی-پیچشی

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (8-4-2-10)$$

ب-۳) برای مقاطع نامتقارن، بر اساس حالت حدی کمناشی خمشی-پیچشی F_e عبارت است از کوچکترین ریشه معادله درجه سوم زیر:

$$(F_e - F_{cx})(F_e - F_{cy})(F_e - F_{cz}) - F_e^2 (F_e - F_{cy}) \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 - F_e^2 (F_e - F_{cx}) \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 = 0 \quad (9-4-2-10)$$

۱۷- اگر از وزن واحد طول تیر طره‌ای شکل زیر صرف‌نظر شود و تیر در انتهای آزاد خود فاقد مهار جانبی باشد، آنگاه براساس کنترل مقاومت خمشی، حداکثر مقدار P_u قابل تحمل توسط تیر بر حسب kN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ $E=2 \times 10^5 \text{ MPa}$, $F_y=240 \text{ MPa}$



(۱) 70

(۲) 40

(۳) 50

(۴) 60

گزینه ۴

$$\frac{D}{t} = \frac{300}{10} = 30 < 0.07 \frac{E}{F_y} = 58 \quad OK$$

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

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	حالت
	لاغر / غیرفشرده λ_p	(غیرفشرده / فشرده) λ_p			
	$0.7 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	D/t	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	۲۰

مقطع فشرده می باشد. بنابراین

$$(M_u = P_u \times L) < (\phi M_n = \phi Z F_y)$$

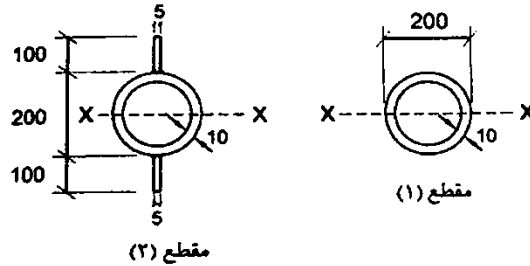
$$(P_u \times 3) < (0.9 \times Z F_y)$$

اساس پلاستیک (Z) مقطع لوله برابر $Z = 4R^2 t$ می باشد و در شکل فوق شعاع میانگین لوله برابر $R=145 \text{ mm}$ می باشد. بنابراین:

$$(P_u \times 3000^{mm}) < (0.9 \times (4R^2 t) F_y) \quad \rightarrow \quad P_u < \frac{0.9 \times 4 \times 145^2 \times 10 \times 240}{3000} = 60.55 \text{ kN}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۸- در خصوص ممان اینرسی، اساس مقطع الاستیک و اساس مقطع پلاستیک مقاطع نشان داده شده در شکل زیر نسبت به محور X کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح نمی‌باشد؟ (ابعاد مقاطع به میلی‌متر است).



- (۱) ممان اینرسی مقطع (۲) بزرگ‌تر از ممان اینرسی مقطع (۱) است.
 (۲) اساس مقطع الاستیک مقطع (۲) بزرگ‌تر از اساس مقطع الاستیک مقطع (۱) است.
 (۳) اساس مقطع الاستیک مقطع (۲) کوچک‌تر از اساس مقطع الاستیک مقطع (۱) است.
 (۴) اساس مقطع پلاستیک مقطع (۲) بزرگ‌تر از اساس مقطع پلاستیک مقطع (۱) است.

گزینه ۲

با توجه به گزینه یکی از دو گزینه ۲ و یا ۳ صحیح خواهد بود:

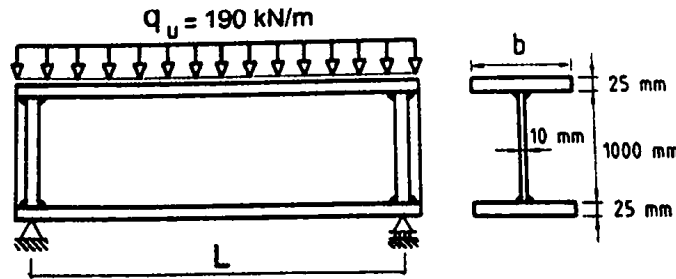
$$I_1 = \pi R^3 t = \pi \times 95^3 \times 10 = 2.69 \times 10^7 \quad \rightarrow S_1 = \frac{I_1}{100} = 2.69 \times 10^5$$

$$I_2 = \pi R^3 t + 2 \left(\frac{5 \times 100^3}{12} + 5 \times 100 \times 150^2 \right) = 2.69 \times 10^7 + 2.333 \times 10^7 \quad \rightarrow S_2 = \frac{I_2}{200} = 2.51 \times 10^5$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۹- در تیر شکل زیر سخت‌کننده‌های عرضی فقط در محل تکیه‌گاه‌ها تعبیه شده‌اند. بدون توجه به لزوم تعبیه سخت‌کننده‌های عرضی در طول تیر و فقط براساس کنترل برش، حداکثر طول مجاز تیر برحسب متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید وزن واحد طول تیر در q_u لحاظ شده است).

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



(۱) 14

(۲) 8

(۳) 9

(۴) 10

گزینه ۳

$$K_V = 5 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{t_w} = 100 > 1.37 \sqrt{5 \times \frac{E}{F_y}} = 88 \\ C_V = \frac{1.51 \times 5 \times 200000}{100^2 \times 240} = 0.629 \end{array} \right.$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 1050 \times 10 \times 0.629 = 856 \text{ kN}$$

$$\left(V_u = \frac{q_u L}{2} \right) < (\phi V_n = 856 \text{ kN}) \rightarrow L < \frac{2 \times 856}{190} = 9 \text{ m}$$

۱۰-۲-۶-۱ مقاومت برشی اسمی

$$V_n = \phi F_y A_w C_V \quad (10-2-6-1)$$

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

$$C_V = 1 \text{ و } \phi_V = 1 \quad (10-2-6-2)$$

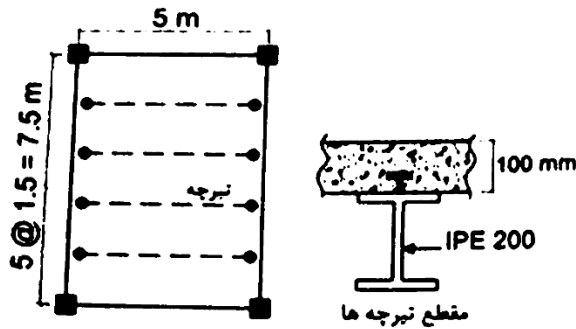
(ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله‌ای، ضریب برشی جان به شرح زیر است:

$$C_V = 1 \quad \text{ب-۱) برای } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_V E}{F_y}} \quad (10-2-6-3)$$

$$C_V = \frac{1.1 \sqrt{k_V E / F_y}}{h / t_w} \quad \text{ب-۲) برای } 1.1 \sqrt{\frac{k_V E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_V E}{F_y}} \quad (10-2-6-4)$$

$$C_V = \frac{1.37 \sqrt{k_V E}}{(h / t_w)^{3/2} F_y} \quad \text{ب-۳) برای } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_V E}{F_y}} \quad (10-2-6-5)$$

۲۰- در شکل زیر پلان یک ساختمان فولادی با تیرچه‌های مختلط نشان داده شده است. اگر ضخامت دال بتنی تحت برابر ۱۰۰ میلی‌متر و مقطع تیرچه‌های مختلط از IPE 200 باشد و تیرچه‌ها دارای عملکرد مختلط کامل باشند، آنگاه براساس روش توزیع پلاستیک تنش، مقاومت خمشی طراحی تیرچه‌های مختلط بر حسب $kN.m$ به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

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

۱۱۵ (۴)

۹۶ (۳) ✓

۴۸ (۲)

۱۲۸ (۱)

گزینه ۴

محاسبه عرض موثر بتن برای هر تیرچه:

$$b_e = 2 \times \min\left(\frac{5000}{8}, \frac{1500}{2}\right) = 1250 \text{ mm}$$

۱-۲-۳-۸-۱۰ عرض موثر و حداقل ضخامت دال بتنی

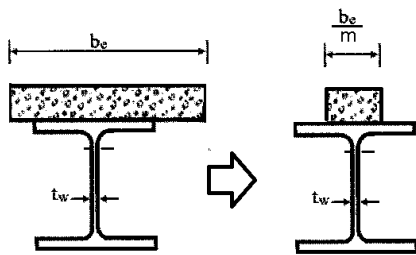
عرض موثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به صورت مختلط عمل می‌نماید، نباید از کوچکترین مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود.

۱. یک هشتم دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)

۲. نصف فاصله محور تیر تا محور تیر مجاور

۳. فاصله محور تیر تا لبه دال

ابتدا باید محل تار خنثی پلاستیک بدست آید. برای این منظور باید بتن معادل سازی شود:



در شکل مقابل m نسبت تبدیل بتن به فولاد می باشد که برابر است با:

$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.29 \quad \rightarrow \quad \frac{b_e}{m} = \frac{1250}{11.29} = 110.67 \text{ mm}$$

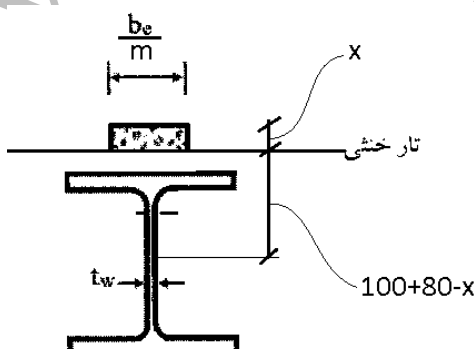
بنابراین مساحت بتن معادل برابر است با:

$$\frac{1250}{11.29} \times 100 = 11067 \text{ mm}^2$$

که بیشتر از مساحت IPE200 ($A_{IPE200} = 2850 \text{ mm}^2$) می باشد. بنابراین تار خنثی در داخل بتن قرار می گیرد (تار خنثی پلاستیک چنان خواهد بود که مساحت بالا و پایین تار خنثی برابر باشد):

$$x \times 110.67 = 2850 \quad \rightarrow \quad x = 25.75 \text{ mm}$$

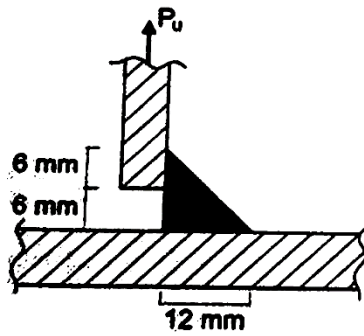
$$\phi M_n = \phi A F_y \left(100 + 100 - \frac{x}{2}\right) = 0.9 \times 2850 \times 240 \left(100 + 100 - \frac{25.74}{2}\right) = 115 \text{ kN.m}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۱- به لحاظ محاسباتی، ضخامت گلوگاه مؤثر جوش گوشه نشان داده شده در شکل زیر بر حسب

میلی متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



(۱) 8.5

(۲) 4.2

(۳) 5.4

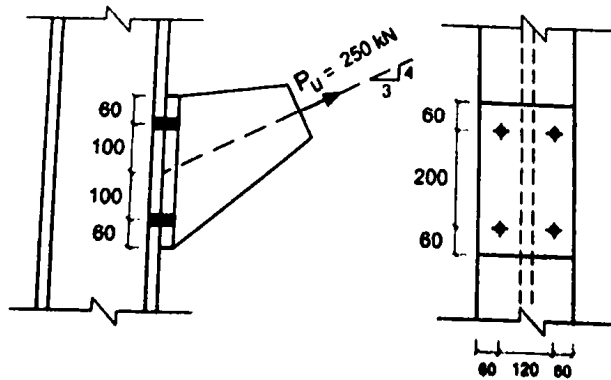
(۴) 6.0

گزینه ۲

$$t_e = 0.7a = 0.7 \times 6^{mm} = 4.2 \text{ mm}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۲- در اتصال اتکایی شکل زیر قطر پیچ‌ها برابر ۲۰ میلی‌متر و پیچ‌ها از نوع ۸.۸ هستند. مقاومت کششی طراحی هر یک از پیچ‌ها بر حسب kN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد (ابعاد به میلی‌متر است).



(۱) ۸۵

(۲) ۱۹۰

(۳) ۱۴۰

(۴) ۱۰۰

گزینه ۴

مقاومت طراحی کششی هر یک از پیچ‌ها برابر است با:

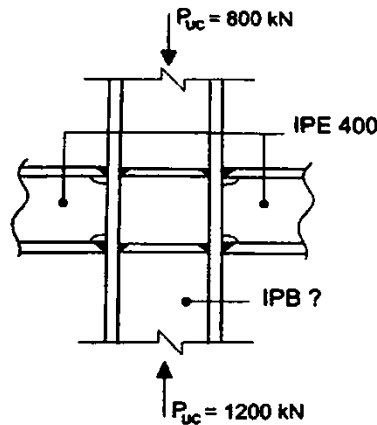
$$\phi F'_{nt} = \phi F_{nt} \left[1.3 - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \right] = 0.75 \times (0.75 F_u \times 314) \left[1.3 - \frac{\left(\frac{250 \times 1000 \times \frac{4}{5}}{4} \right)}{0.75 \times 0.45 F_u \times 314} \right] = 100.3 \text{ kN}$$

• ۳۱۴ مساحت هر از بولت‌ها می‌باشد.

• مقدار F_u نیز برابر ۸۰۰ MPa می‌باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۲- شکل زیر یکی از اتصالات قاب‌های خمشی یک ساختمان فولادی با شکل‌پذیری ویژه را در تراز طبقات میانی نشان می‌دهد. اگر اتصال تیرها به ستون از نوع WUF-W باشد و از اثرات برش انتهای تیرها بر روی مقاومت مورد نیاز ستون صرف‌نظر شود، آنگاه فقط از منظر کنترل نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر، کدام یک از مقاطع زیر باید به عنوان حداقل شماره مقطع ستون انتخاب شود؟ ($F_y=240 \text{ MPa}$, $F_u=370 \text{ MPa}$)



IPB 320 (۱)

IPB 400 (۲)

IPB 360 (۳)

IPB 340 (۴)

گزینه ۲

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1 \rightarrow \frac{\sum M_{pc}}{2 \times (C_{pr} R_y Z_{IPE400} F_y)} > 1 \rightarrow \sum M_{pc} > 2 \times (C_{pr} R_y Z_{IPE400} F_y)$$

$$\rightarrow \sum M_{pc} > 2 \times 1.4 \times 1.2 \times 1307000 \times 240 = 1053 \text{ kN.m}$$

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

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

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (1-9-3-10)$$

که در آن:

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

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g) \quad (2-9-3-10)$$

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

$$\sum M_{pc} = Z_c \left(F_y - \frac{800000}{A_g} \right) + Z_c \left(F_y - \frac{1200000}{A_g} \right) = Z_c \left(2 \times F_y - \frac{2000000}{A_g} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} IPB320 \rightarrow \sum M_{pc} = 2149000 \left(2 \times 240 - \frac{2000000}{16100} \right) = 764 \text{ kN.m} \\ IPB340 \rightarrow \sum M_{pc} = 2408000 \left(2 \times 240 - \frac{2000000}{17100} \right) = 874 \text{ kN.m} \\ IPB360 \rightarrow \sum M_{pc} = 2683000 \left(2 \times 240 - \frac{2000000}{18100} \right) = 991 \text{ kN.m} \\ IPB400 \rightarrow \sum M_{pc} = 3233000 \left(2 \times 240 - \frac{2000000}{19800} \right) = 1225 \text{ kN.m} > 1053 \text{ OK} \end{array} \right.$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۴- فرکانس دوره‌ای (f) یک تیر فولادی دو سر ساده به طول L و با مقطع IPE 180 تحت اثر بار مرده گسترده یکنواخت q_D برابر 3 هرتز محاسبه شده است. برای آنکه این تیر از منظر ارتعاش قابل قبول تلقی شود، کدام یک از مقاطع زیر باید به عنوان حداقل شماره مقطع تیر انتخاب شود؟ (از وزن واحد طول تیر صرف نظر نموده و فرض کنید تیر مذکور سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی را تحمل می‌نماید).

۱) IPE 240

۲) IPE 270

۳) IPE 200

۴) IPE 220

گزینه ۱

با توجه به رابطه زیر، فرکانس تیر با جذر ممان اینرسی رابطه مستقیم دارد.

$$f = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EIg}{q_D}} \rightarrow \left. \begin{aligned} 3 &= \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{E \times I_{IPE180} \times g}{q_D}} \\ 5 &= \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{E \times ? \times g}{q_D}} \end{aligned} \right\} \rightarrow ? = \left(\frac{5}{3}\right)^2 \times I_{IPE180} = 3666 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} IPE200 \rightarrow I = 1940 \text{ cm}^4 \\ IPE220 \rightarrow I = 2770 \text{ cm}^4 \\ IPE240 \rightarrow I = 3890 \text{ cm}^4 > 3666 \quad OK \end{cases}$$

۱۰-۲-۱۰-۴ ارتعاش (لرزش)

تیرها و شاه‌تیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از رفت و آمد افراد، حرکت و توقف آسانسورها، حرکت ماشین آلات و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کفها، فرکانس نوسانی تیر باید به اندازه‌ای باشد که از حد احساس بشری تجاوز ننماید. برای این منظور، لازم است فرکانس دوره‌ای (f) این تیرها بزرگتر یا مساوی ۵ هرتز باشد.*

* برای محاسبه فرکانس دوره‌ای (f) به مراجع راهنمای معتبر مراجعه شود. برای محاسبه فرکانس دوره‌ای (f) تیرهای دو سر ساده تحت بار مرده یکنواخت q_D می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود.

$$f = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EIg}{q_D}}$$

که در آن

E = مدول الاستیسیته مصالح تیر بر حسب نیوتن بر متر مربع

I = ممان اینرسی مقطع تیر بر حسب m^4

g = شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

q_D = بار مرده یکنواخت بر حسب نیوتن بر متر طول

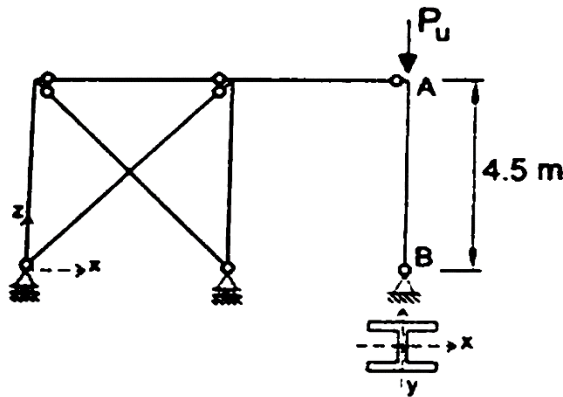
L = طول دهانه تیر دو سر ساده بر حسب متر

f = فرکانس دوره‌ای تیر بر حسب هرتز

۲۵- در قالب شکل زیر، مقدار حداکثر P_u وارد بر ستون AB با توجه به کمانش خمشی در صفحه قالب بر حسب کیلو نیوتن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

$$F_y = 240 \text{ MPa}, A = 6400 \text{ mm}^2$$

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}, r_x = 180 \text{ mm}, r_y = 30 \text{ mm}, K_x = K_y = 1$$



403 (۱)

547 (۲)

492 (۳)

443 (۴)

گزینه ؟

سازه ناپایدار است و نمی توان مقاومت فشاری ستون را محاسبه نمود.

در صورتی که سازه پایدار باشد (یکی از دو تکیه گاه سمت چپ غلتکی نباشد) مقاومت ستون به صورت زیر محاسبه می شود.

۱- محاسبه لاغری

$$\lambda = \frac{K_x L}{r_y} = \frac{1 \times 4500}{30} = 150$$

۲- محاسبه تنش کمانش خمشی

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{150^2} = 87.64 \text{ MPa}$$

۳- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

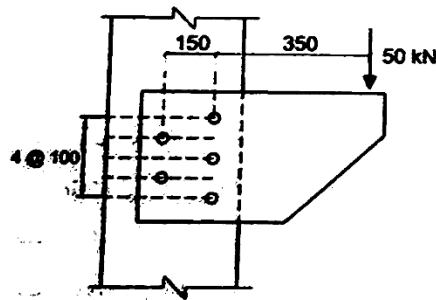
$$\frac{KL}{r} > \left(4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \right) \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e = 76.86 \text{ MPa}$$

۴- محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

$$P_u < \phi P_n = \phi F_{cr} A_g = 0.9 \times 76.86 \times 6400 = 442 \text{ kN}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۶- در اتصال پیچی نشان داده شده در شکل زیر، کلیه پیچ‌ها از نوع M16 و سطح مقطع هر پیچ برابر 200 mm^2 می‌باشد. براساس روش الاستیک حداکثر تنش برشی اتصال برحسب MPa به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (پیچ‌ها به صورت یک‌برشه عمل می‌کنند و در شکل ابعاد به میلی‌متر است).



(۱) 165

(۲) 260

(۳) 217

(۴) 189

گزینه ۴

$$x = \frac{2A_b \times 0 + 3A_b \times 150}{5A_b} = 90 \text{ mm}$$

برش و لنگر پیچشی وارد بر اتصال:

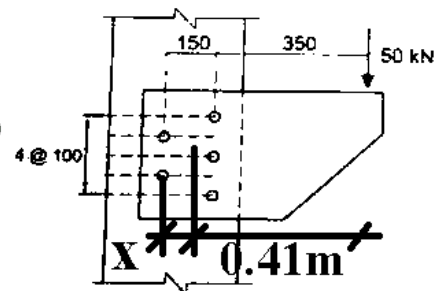
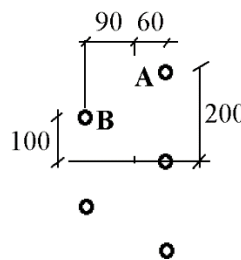
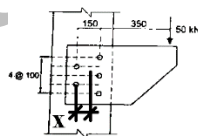
$$\begin{cases} P = 50 \text{ kN} \\ T = 50 \times 0.410 \text{ m} = 20.5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

محاسبه تنش برشی وارد بر پیچ A (پیچ بحرانی):

$$J = 2A_b(60^2 + 200^2) + 2A_b(90^2 + 100^2) + A_b(60^2) = 1270000A_b = 25400000 \text{ mm}^4$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{TX}{J} &= \frac{(20.5 \times 10^6)(60)}{25400000} = 48.42 \\ \frac{TY}{J} &= \frac{(20.5 \times 10^6)(200)}{25400000} = 161.4 \\ \frac{P}{5A_b} &= \frac{50000}{1000} = 50 \end{aligned} \right\} \tau_A = \sqrt{\left(\frac{TX}{J} + \frac{P}{5A_b}\right)^2 + \left(\frac{TY}{J}\right)^2}$$

$$\tau_A = \sqrt{(48.42 + 50)^2 + (161.4)^2} = 189 \text{ MPa}$$



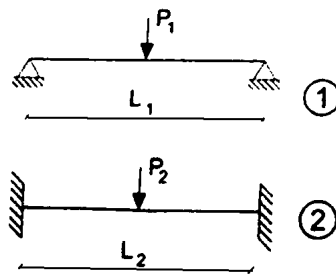
کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۷- در شکل زیر فرض کنید مقادیر مقاومت خمشی اسمی (Mn) هر دو تیر فولادی (۱) و (۲)

یکسان است. به ازای چه نسبتی از L_1 به L_2 مقادیر مقاومت خمشی مورد نیاز و خیز حداکثر

هر دو تیر یکسان خواهد بود. همچنین فرض کنید بارهای P_1 و P_2 به وسط دهانه اعمال شده‌اند

و مقطع هر دو تیر یکسان است.



(۱) ۲

(۲) $\frac{\sqrt{2}}{2}$

(۳) $\sqrt{2}$

(۴) $\frac{1}{2}$

گزینه ۲

مساوی قرار دادن لنگر مورد نیاز دو تیر:

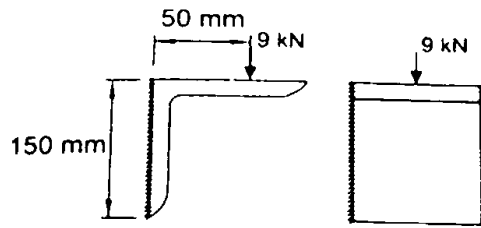
$$\frac{P_1 L_1}{4} = \frac{P_2 L_2}{8} \rightarrow P_1 = \frac{L_2}{2L_1} P_2$$

مساوی قرار دادن خیز دو تیر:

$$\frac{P_1 L_1^3}{48EI} = \frac{P_2 L_2^3}{192EI} \rightarrow \frac{\left(\frac{L_2}{2L_1} P_2 L_1^3\right)}{48} = \frac{P_2 L_2^3}{192} \rightarrow \frac{L_1^2}{96} = \frac{L_2^2}{192} \rightarrow \frac{L_1}{L_2} = \frac{\sqrt{2}}{2}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۸- حداکثر تنش براساس روش الاستیک، برحسب MPa در جوش اتصال ساده با نبشی نشیمن انعطاف پذیر به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ (۴ برابر واحد فرض شود. همچنین در محاسبات فقط جوش در نظر گرفته شده و از تاثیر انکاء نبشی صرف نظر شود).



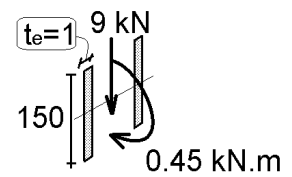
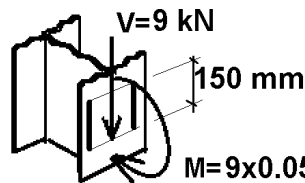
(۱) 134

(۲) 60

(۳) 67

(۴) 90

گزینه ۳



اگر بعد موثر جوش برابر f_e باشد و با توجه به اینکه دو خط جوش داریم:

$$f_w = \sqrt{\left(\frac{Mc}{I}\right)^2 + \left(\frac{V}{A}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{0.45 \times 10^6 \times 75}{2 \left(\frac{1 \times 150^3}{12}\right)}\right)^2 + \left(\frac{9000}{2(1 \times 150)}\right)^2} = 67 \text{ MPa}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۹- نسبت مقاومت برشی طراحی با عملکرد اصطکاکی به مقاومت برشی طراحی با عملکرد اتکایی یک پیچ M20 از نوع A325 حدوداً چقدر است؟ (فرض می‌شود که سطح برش از قسمت دندانده شده می‌گذرد، سوراخ استاندارد است، وضعیت سطحی دو ورق اتصال یافته کلاس B بوده و از ورق پرکننده استفاده نشده است. تعداد صفحات لغزش یک می‌باشد).

۰.۹۵ (۱)

۰.۸۵ (۲)

۰.۵۷ (۳)

۱.۰۵ (۴)

گزینه ۱

مقاومت هر پیچ بر اساس مقاومت اتکایی:

$$\phi F_{nv} = 0.75(0.45F_u A_b) = 0.75 \times 0.45 \times 800 \times 314 = 84.78 \text{ kN}$$

مقاومت هر پیچ بر اساس مقاومت اصطکاکی:

$$\phi F_{nv} = \phi \mu D_u h_f T_b n_s = 1 \times 0.5 \times 1.13 \times 1 \times 142 \times 1 = 80.23 \text{ kN}$$

$$\frac{80.23}{84.78} = 0.95$$

بنابراین ۲۲ درصد افت مقاومت داریم.

۱۰-۲-۹-۳ مقاومت کششی طراحی و مقاومت برشی طراحی در اتصالات اتکایی

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

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

در روابط فوق:

ϕ = ضریب کاهش مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد.

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

تنش کششی اسمی (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی	نوع وسیله اتصال
۰/۷۵ F_u [۴]	۰/۴۵ F_u [۵]	پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانده شده می‌گذرد

۱۰-۲-۹-۵ مقاومت کششی طراحی و برشی طراحی در اتصالات اصطکاکی

مقاومت برشی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل

لغزش بحرانی مساوی ϕR_{nv} می‌باشد که در آن، ϕ ضریب کاهش مقاومت و R_{nv} مقاومت برشی اسمی به شرح زیر می‌باشد.

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

که در آن:

ϕ = ضریب کاهش مقاومت به شرح زیر:

• برای سوراخ‌های استاندارد و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو $\phi = 1$

μ = ضریب اصطکاک به شرح زیر:

• برای وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلزدار تمیز و رنگ‌نشده): $\mu = 0.3$

• برای وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ‌نشده): $\mu = 0.5$

D_u = نسبت پیش تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش تنیدگی حداقل پیچ‌ها و مساوی ۱/۱۳

h_f = ضریب کاهش بخاطر وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر به شرح زیر:

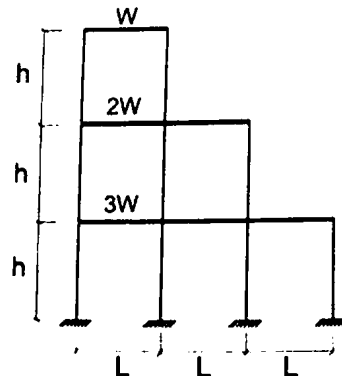
• در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱

T_b = حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ طبق مقادیر جدول ۱۰-۹-۲-۱۰

n_s = تعداد صفحات لغزش

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۰- شکل زیر یک قاب ساختمانی فولادی را نشان می‌دهد که مجموع بارهای ثقلی ضریب‌دار در تراز طبقه اول برابر $3W$ ، در تراز طبقه دوم برابر $2W$ و در تراز طبقه سوم برابر W است. فرض کنید برای تأمین الزامات پایداری این قاب از روش تحلیل مستقیم و τ_b ثابت استفاده شده است. مجموع، مقدار برش پایه ناشی از آثار نواقص هندسی اولیه و مقدار برش پایه ناشی از τ_b ثابت به کدام یک مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



(۱) $0.003W$

(۲) $0.018W$

(۳) $0.012W$

(۴) $0.002W$

گزینه ۲

بار جانبی در هر طبقه برابر $0.003Y_i = 0.001Y_i + 0.002Y_i$ خواهد بود.

بنابراین بار جانبی کل (مطابق شکل زیر) برابر $0.018W$ خواهد بود.

۱-۱-۵-۱-۲-۱۰ ملاحظات نواقص هندسی اولیه

$$N_i = 0.002Y_i$$

(۴-۱-۲-۱۰)

که در آن:

N_i = بار جانبی فرضی در طبقه i

Y_i = بار ثقلی ضریب‌دار در طبقه i ام متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

۲-۱-۵-۱-۲-۱۰ تنظیمات سختی اعضا

$$(EI)^* = 0.18\tau_b EI$$

(۴-۱-۲-۱۰)

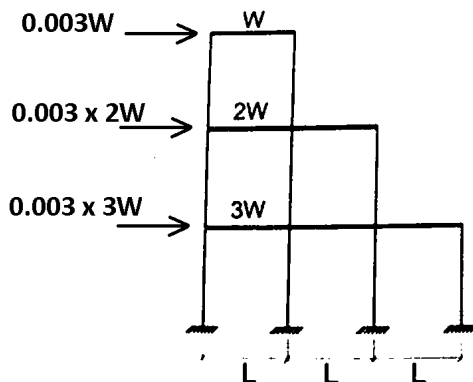
(۳) به جای استفاده از τ_b متغیر در رابطه ۶-۱-۲-۱۰ برای کاهش اضافی سختی خمشی اعضا،

می‌توان مقدار τ_b را برای کلیه نسبت‌های $\frac{P_u}{P_y}$ برابر یک فرض کرد مشروط بر اینکه یک بار جانبی

اضافی برابر $0.001Y_i$ به کلیه طبقات اعمال شود. این بار جانبی اضافی باید در کلیه ترکیبات

بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه در نظر گرفته

شود. مورد (۲) از یادداشت بند ۱-۱-۵-۱-۲-۱۰ شامل این بار جانبی اضافی نمی‌شود.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۱- شکل زیر یک قاب ساختمانی بتنی با سیستم قاب خمشی بتن آرمه ویژه را نشان می‌دهد. ابعاد مقطع تیرها 400×600 mm و ابعاد مقطع ستون‌ها 600×600 mm است. اگر مقدار نیروی برشی ستون‌های طبقه دوم (ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها) برابر 340 کیلو نیوتن باشد، آنگاه نیروی برشی نهایی مؤثر در بحرانی‌ترین اتصال طبقه اول (گرده‌های 1 و 2) برحسب کیلو نیوتن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (میلگردها از رده S400 و بتن از رده C30 بوده و ابعاد مقطع تیرها به میلی‌متر است).

1200 (۱)	
1880 (۲) ✓	
1570 (۳)	
1540 (۴)	

گزینه ۱

$$V_{\text{اتصال}} = 1.47F_{yd}A_s - V_{col} = 1.47 \times 0.85 \times 400 \times \left(5 \times 3.14 \times \frac{28^2}{4}\right) - 340000 = 1197 \text{ kN}$$

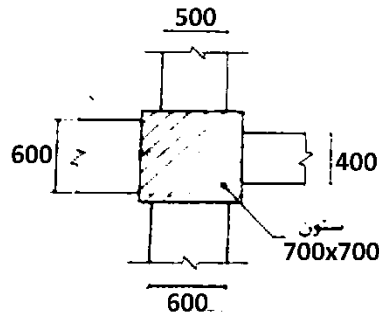
کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۲- شکل زیر اتصال چهار تیر بتنی با مقاطع به ابعاد 500 x 500 mm ، 400 x 400 mm

600x600 mm به یک ستون با مقطع 700x700 mm را نشان می‌دهد. در خصوص این

اتصال کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

(ابعاد در شکل به میلی‌متر است)



۱) اتصال در صورتی از چهار سمت محصور شده تلقی می‌شود که مقاومت فشاری بتن تیر

بیش از مقاومت فشاری بتن ستون باشد.

۲) اتصال از سه سمت محصور شده محسوب نمی‌شود.

۳) اتصال از دو سمت مقابل محصور شده محسوب می‌شود.

۴) اتصال از چهار سمت محصور شده محسوب می‌شود.

گزینه ۲

حداقل بعد تیر، برای اینکه به عنوان تیر محصور کننده منظور شود، برابر $\frac{3}{4}$ بعد ستون می باشد:

$$\frac{3}{4} \times 700 = 525 \text{ mm}$$

بنابراین تنها تیرهای با عرض 600 mm به عنوان تیر محصور کننده خواهند بود.

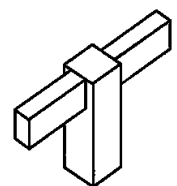
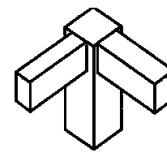
بنابراین اتصال از دو سمت "مجاور" محصور شده محسوب می شود.

محصور شده از

محصور شده از

دو سمت مجاور

دو سمت مقابل



۹-۲۳-۴-۱-۳ نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال، V_r ، را می‌توان با شرط رعایت ضوابط بند

۹-۲۳-۴-۲ حداکثر برابر با مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفت:

$$12A_j v_c$$

الف- برای اتصالات محصور شده در چهار سمت

$$9A_j v_c$$

ب- برای اتصالات محصور شده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم

$$7/5 A_j v_c$$

پ- برای سایر اتصالات

یک اتصال زمانی توسط نیرویی که به یک وجه آن می‌رسد محصور شده تلقی می‌گردد که تیر

حداقل سه چهارم سطح آن اتصال را پوشانده باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۳- یک تیر بتنی دو سر ساده تحت بار گسترده یکنواخت مرده 50 kN/m قرار دارد. تحت این بارگذاری، ممان اینرسی موثر مقطع (I_e) ، ۵ درصد بیش از ممان اینرسی مقطع ترک خورده (I_{cr}) بوده و تغییر شکل آنی در وسط دهانه 14.5 mm است. اگر علاوه بر بار مرده مذکور، بار گسترده یکنواخت زنده برابر 25 kN/m نیز به تیر اعمال شود، آنگاه تغییر شکل آنی در وسط دهانه ناشی از بار زنده، به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟

۲) 23 mm

۱) 8 mm

۴) 10 mm

۳) 13 mm

گزینه ۱

روش تقریبی:

تحت بار مرده $I_e = 1.05I_{cr}$ می‌باشد پس از اعمال بار زنده مقدار I_e قدری کاهش خواهد یافت. بنابراین:

$$I_{cr} < I_e < 1.05I_{cr}$$

بنابراین تغییر قابل توجهی در میزان ممان اینرسی مقطع نداریم.

در نتیجه مقدار تغییر مکان آنی ناشی از بار زنده تقریباً برابر است با:

$$q_D = 50 \rightarrow \Delta_D = 14.5 \text{ mm}$$

$$q_L = 25 \rightarrow \Delta_L \approx 7.25 \text{ mm}$$

روش دقیق:

قبل از اعمال بار زنده:

$$\left. \begin{aligned} I_e &= I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_D} \right)^3 \\ I_e &= 1.05I_{cr} \end{aligned} \right\} (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_D} \right)^3 = 0.05I_{cr}$$

بعد از اعمال بار زنده (با توجه به اینکه پس از اعمال بار زنده مقدار بار ۱.۵ برابر می‌شود):

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{1.5M_D} \right)^3 = I_{cr} + \left((I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_D} \right)^3 \right) \times 0.296$$

$$= I_{cr} + 0.05I_{cr} \times 0.296 = 1.0148I_{cr}$$

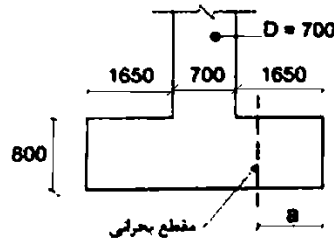
$$\Delta_D = \frac{5}{384} \frac{q_D L^4}{EI_e} = \frac{5}{384} \frac{50L^4}{E(1.05I_{cr})} = 14 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D+L} = \frac{5}{384} \frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_e} = \frac{5}{384} \frac{75L^4}{E(1.0148I_{cr})} = 14 \text{ mm} \times \left(\frac{75}{50} \right) \times \left(\frac{1.05}{1.0148} \right) = 21.73 \text{ mm}$$

$$\Delta_L = 21.73 - 14 = 7.73 \text{ mm}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۴- فرض کنید یک پی منفرد به ابعاد $4 \times 4 \times 0.8$ m در زیر یک ستون بتنی دایره‌ای به قطر 700 میلی‌متر قرار دارد. برای تعیین مقدار حداکثر لنگر خمشی در پی منفرد، فاصله مقطع بحرانی تا بر پی (a) برحسب میلی‌متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25، میلگردها از نوع S400 و در شکل ابعاد به میلی‌متر است. عمق موثر مقطع پی را برابر 700 میلی‌متر فرض کنید).



(۱) 950

(۲) 1690

(۳) 1650

(۴) 1300

گزینه ۲

ابعاد ستون مربعی معادل با ستون دایره‌ای برابر است با:

$$\pi \times \frac{700^2}{4} = a^2 \quad \rightarrow \quad a = 620.2 \text{ mm}$$

$$a = \frac{4000 - 620.2}{2} = 1689.9 \text{ mm}$$

۴-۲۰-۹ ضوابط تعیین بارهای وارد بر شالوده‌ها

۱-۴-۲۰-۹ کلیات

۱-۴-۲۰-۹-۱ لنگرهای خمشی و نیروهای برشی نهایی که در طراحی مقاطع مختلف شالوده مورد استفاده قرار می‌گیرند باید زیر اثر بارهای نهایی و واکنش‌های متناظر با آنها و براساس اصول شناخته شده تحلیل سازه‌ها تعیین شوند.

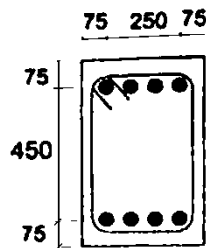
۲-۱-۴-۲۰-۹ در شالوده‌ها به جای استفاده از ضوابط بند ۱-۴-۲۰-۹-۱، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی نهایی در مقاطع مختلف را می‌توان به صورت تقریبی از حاصلضرب مقادیر این عامل‌ها زیر اثر بارهای بدون ضریب در یک ضریب کلی ایمنی بارها به دست آورد. این ضریب کلی ایمنی را باید به نحوی مناسب از تقسیم بارهای نهایی به بارهای بهره‌برداری تعیین نمود.

۳-۱-۴-۲۰-۹ در شالوده‌های روی شمع، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی نهایی در مقاطع مختلف سرشمعی را می‌توان با این فرض که عکس‌العمل هر شمع به صورت متمرکز در مرکز آن شمع اثر می‌کند، تعیین نمود.

۴-۱-۴-۲۰-۹ در شالوده‌هایی که زیر ستون یا ستون پایه‌های بتنی با مقاطع دایره یا چند ضلعی منظم قرار دارند، برای تعیین موقعیت مقاطع بحرانی در خمش و برش، می‌توان مقطع ستون یا ستون پایه را با یک مقطع فرضی مربع شکل با مساحتی برابر مساحت ستون یا ستون پایه جایگزین نمود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۵- فرض کنید یک مقطع بتنی به ابعاد $400 \times 600 \text{ mm}$ (مطابق شکل زیر)، تحت اثر توام برش (V_u) و پیچش (T_u) قرار دارد. اگر مقدار V_u برابر 50% حداکثر نیروی برشی مقاوم مقطع (در حالتی که مقطع فقط تحت اثر V_u قرار دارد) باشد، آنگاه در صورت تامین خاموت‌های برشی و پیچشی مورد نیاز، مقدار حداکثر لنگر پیچشی قابل اعمال بر مقطع در حضور نیروی برشی V_u برحسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگردها از نوع S400 هستند. در محاسبات قطر میلگردهای طولی را برابر 25 میلی‌متر و قطر میلگردهای عرضی را برابر 10 میلی‌متر در نظر بگیرید. ابعاد مقطع به میلی‌متر است. همچنین فرض کنید در عضو امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر بازپخش لنگرهای داخلی وجود ندارد).



(۱) 74

(۲) 374

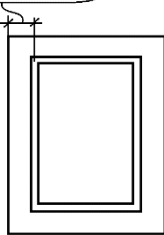
(۳) 274

(۴) 174

گزینه ۱

با توجه به اینکه $V_u = 0.5V_{r-max} = 0.5 \times 0.25f_{cd}bd = 2.03bd$ می‌باشد، داریم:

$$75 - 12.5 - 5 = 57.5 \text{ mm}$$



$$P_h = 2[(400 - 115) + (600 - 115)] = 1540 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = (400 - 115)(600 - 115) = 138225 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{2.03bd}{bd}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times 1540}{1.7 \times 138225^2}\right)^2} < 0.25f_{cd} = 4.06 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{T_u \times 1540}{1.7 \times 138225^2}\right) = 3.51 \rightarrow T_u = 74 \text{ kN.m}$$

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

(۹-۱۵-۲۲) بدست می‌آید.

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1/7 A_{oh}^2} \leq 0.25 f_{cd} \quad (۹-۱۵-۲۱)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1/7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq 0.25 f_{cd} \quad (۹-۱۵-۲۲)$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۶- در یک تیر بتنی با مقطع مربعی شکل که تحت اثر برش و خمشی قرار دارد، نسبت حداکثر نیروی برشی مقاوم تأمین شده (قابل قبول) توسط فولادهای برشی به نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (بتن از رده C30 و میلگردها از نوع S400 است. برای تعیین نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن استفاده از روابط با جزئیات دقیق تر مدنظر نیست).

۱) 1.25 (۱) ۲) 5.25 (۲) ۳) 5.85 (۳) ۴) 4.0 (۴)

گزینه ۳

مقاومت برشی بتن:

$$V_c = 0.2\phi\sqrt{f_c}bd = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{30}bd = 0.712 bd$$

مقاومت برشی فولادهای برشی (حداکثر ممکن):

$$V_s = V_r - V_c = 0.25f_{cd}bd - V_c = 0.25 \times 0.65 \times 30bd - 0.712 bd = 4.163bd$$

$$\frac{V_s}{V_c} = \frac{4.163}{0.712} = 5.84$$

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

۹-۱۵-۳-۱ V_c را می توان بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۵-۳-۱ تا ۹-۱۵-۳-۳ و یا با

جزئیات دقیق تر مطابق بند ۹-۱۵-۳-۲ محاسبه نمود.

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

$$V_c = v_c b_w d \quad (۹-۱۵-۳)$$

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

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

۹-۱۵-۲ مقدار V_r از رابطه (۹-۱۵-۲) محاسبه می شود:

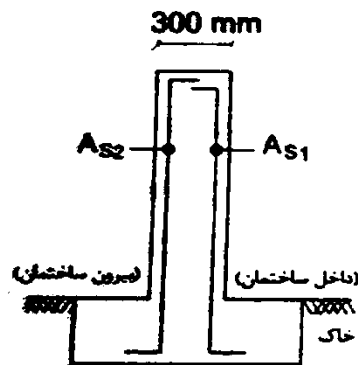
$$V_r = V_c + V_s \quad (۹-۱۵-۲)$$

مقادیر V_c و V_s بر اساس ضوابط قسمت های ۹-۱۵-۳ و ۹-۱۵-۴ محاسبه می شوند.

۹-۱۵-۳ مقدار V_r نباید بیشتر از $\phi_c \lambda \sqrt{f_c} b_w d$ در نظر گرفته شود. \Rightarrow

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۷- شکل زیر یک دیوار برشی بتنی به ضخامت 300 میلی متر مربوط به یک ساختمان بتنی با شکل پذیری متوسط را نشان می دهد. اگر قطر میلگردهای مورد استفاده 16 میلی متر باشد، آنگاه بدون توجه به مقدار محاسباتی آرماتورهای قائم، کدام یک از آرماتورهای قائم زیر به عنوان حداقل آرماتورگذاری دیوار محسوب می گردد؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S340 است. همچنین فرض کنید دیوار تحت اثر نیروی برشی افقی در امتداد صفحه دیوار قرار دارد و نسبت ارتفاع دیوار به طول افقی دیوار برابر 2.5 است).



۱) $A_{s1}=150 \text{ mm}^2/\text{m}$, $A_{s2}=500 \text{ mm}^2/\text{m}$

۲) $A_{s1}=225 \text{ mm}^2/\text{m}$, $A_{s2}=225 \text{ mm}^2/\text{m}$

۳) $A_{s1}=375 \text{ mm}^2/\text{m}$, $A_{s2}=375 \text{ mm}^2/\text{m}$

۴) $A_{s1}=150 \text{ mm}^2/\text{m}$, $A_{s2}=300 \text{ mm}^2/\text{m}$

گزینه ۳

در هر متر طول دیوار مساحت حداقل میلگرد قائم دیوار برابر است با:

$$0.0025 \times 300 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} = 750 \text{ mm}^2$$

در بقیه گزینه ها مقدار میلگرد قائم کمتر از 750 mm^2 می باشد.

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۳-۳ دیوارهای سازه ای، دیافراگم ها و خرپاها

۹-۲۳-۴-۲ آرماتورهای قائم و افقی

۹-۲۳-۴-۱-۲ در دیوارهای سازه ای نسبت آرماتور در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید

کمتر از ۰/۲۵ درصد باشد، مگر آنکه نیروی برشی نهایی موجود در مقطع دیوار از $0.5A_{cv}$ کمتر

باشد. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز در دیوار باید ضوابط بند ۹-۱۹ رعایت شود.

۹-۲۳-۴-۲-۲ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از چهار درصد بیشتر باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۳ فاصله محور تا محور میلگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید

بیشتر از ۳۵۰ میلی متر اختیار شود.

در اجزای مرزی فاصله میلگردهای قائم نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی متر در نظر گرفته شوند.

۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۳-۳ دیوارهای سازه ای، دیافراگم ها و خرپاها

۹-۲۳-۳-۱ در دیوارهای سازه ای، دیافراگم ها و خرپاها باید ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۱ تا

۹-۲۳-۴-۳، مربوط به ساختمان های با شکل پذیری زیاد، و با در نظر گرفتن استثنای بندهای

۹-۲۳-۳-۲ و ۹-۲۳-۳-۳ رعایت شوند.

۹-۲۳-۳-۲ به جای آرماتورگذاری عرضی ویژه در هر مورد که در بندهای ۹-۲۳-۴-۱ تا

۹-۲۳-۴-۳ ضرورت پیدا کند می توان آرماتورگذاری عرضی مطابق ضابطه بند ۹-۲۳-۲-۴

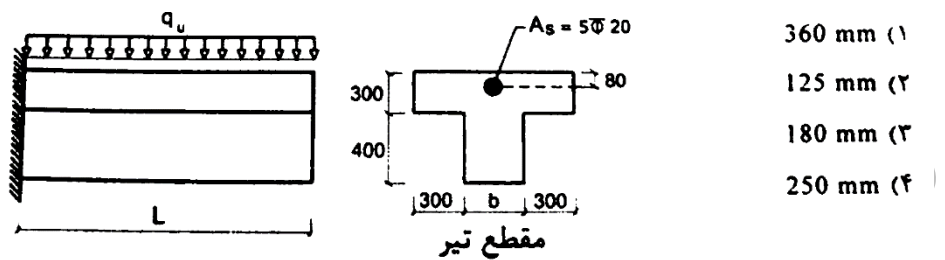
به کار برد.

۹-۲۳-۳-۳ برای مهار و وصله میلگردها رعایت ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۶ الزامی نیست.

مهار و وصله میلگردها مطابق ضوابط فصل بیستم و یکم صورت می گیرد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۸- شکل زیر یک تیر بتنی طره‌ای با مقطع T شکل را نشان می‌دهد. بدون توجه به میزان آرماتورهای محاسباتی، حداکثر مقدار عرض جان مقطع (b) برای آنکه میلگردهای فوقانی مقطع قابل قبول باشند، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگردها از نوع S400 است. همچنین ابعاد مقطع تیر به میلی‌متر است).



گزینه ۱

با افزایش مقدار b، عرض بال تیر نیز افزایش میابد و ممکن است آرماتور حداقل رعایت نشود.

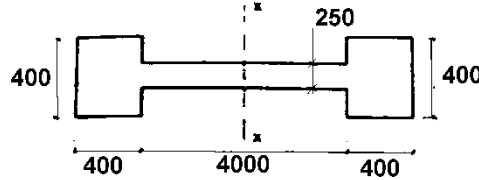
$$\frac{A_s}{b_e d} > \max\left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y}\right) = 0.0035$$

$$\rightarrow \frac{5 \times 314}{b_e \times 620} > 0.0035 \quad \rightarrow \quad b_e < 723 \text{ mm}$$

$$b_e = \min(b + 600, 2b) < 723 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad b < 361 \text{ mm}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۹- محاسبات نشان می‌دهد بار نهایی وارد بر دیواری با مقطع نشان داده شده در شکل زیر که مربوط به یک ساختمان بتنی با شکل‌پذیری ویژه است. برابر $N=150 \text{ kN}$ (بار محوری فشاری) $M_u = \pm 7000 \text{ kN.m}$ (لنگر خمشی حول محور قوی) بوده و تحت این بارگذاری وجود اجزاء مرزی الزامی است. کدام یک از گزینه‌های زیر، حداقل میلگرد طولی قابل قبول برای اجزای مرزی، با توجه به بار نهایی وارد بر دیوار را مشخص می‌کند؟ (رده بتن C25، نوع فولاد S400 و میلگردگذاری مقطع دیوار کاملاً متقارن فرض شود. ابعاد روی شکل برحسب میلی‌متر است).



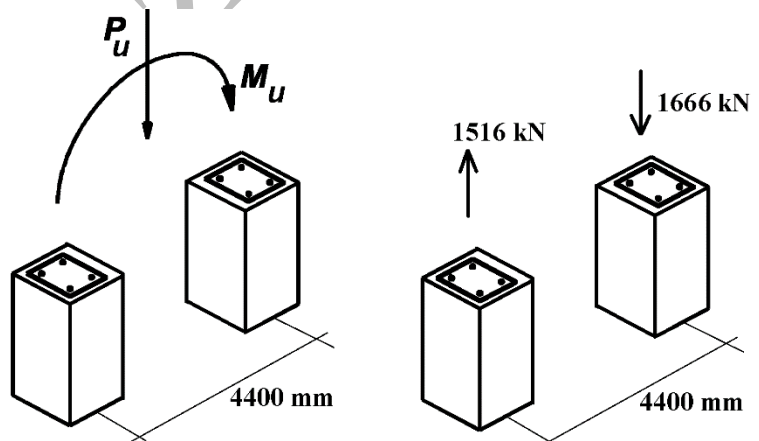
- ۱) $12\Phi 16$
- ۲) $12\Phi 20$
- ۳) $12\Phi 18$
- ۴) $12\Phi 22$

گزینه ۴

۹-۲۳-۴-۳-۲ اجزای مرزی در دیوارها باید در حالت حدی نهایی مقاومت برای مجموع بارهای قائم وارد به دیوار شامل بارهای اجزای مرتبط با دیوار و وزن دیوار و نیروی محوری ناشی از لنگر واژگونی حاصل از نیروهای جانبی زلزله طراحی شوند.

$$F_{\text{فشاری}} = \frac{M}{4.4m} + \frac{P}{2} = \frac{7000}{4.4} + \frac{150}{2} = 1591 + 75 = 1666 \text{ kN}$$

$$F_{\text{کششی}} = \frac{M}{4.4m} - \frac{P}{2} = \frac{7000}{4.4} - \frac{150}{2} = 1591 - 75 = 1516 \text{ kN}$$



کنترل مقطع برای کشش:

$$1516000 \text{ N} < A_s F_{yd} \rightarrow A_s > 4458 \text{ mm}^2 \rightarrow 12\phi 22$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۰- در یک تیر بتن آرمه با مقطع مستطیلی در حالت حدی نهایی تحت اثر خمش، کرنش در مرکز سطح آرماتور کششی دو و نیم برابر کرنش نظیر جاری شدن فولاد می‌باشد. اگر عمق موثر مقطع تیر (فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتورهای کششی طولی) برابر 680 میلی‌متر بوده و بتن از رده C30 و آرماتورها از رده S400 باشد، فاصله تار خنثی از دورترین تار فشاری مقطع حدوداً چند میلی‌متر خواهد بود؟

230 (۴)

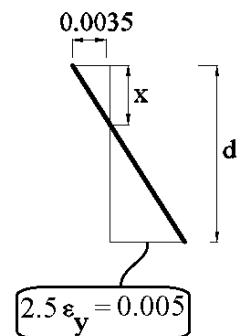
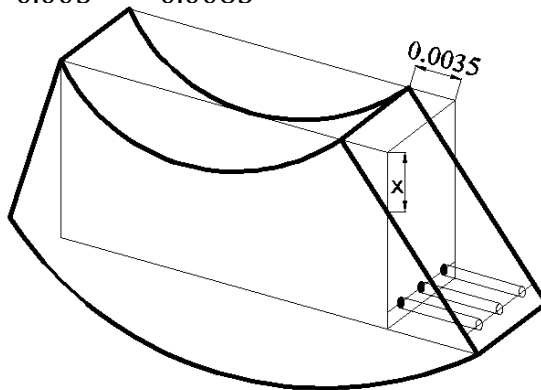
280 (۳)

320 (۲)

140 (۱)

گزینه ۳

$$x = \frac{0.0035}{0.0035 + 0.005} d = \frac{0.0035}{0.0085} \times 680 = 280 \text{ mm}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۱- در یک عضو بتن آرمه با مقطع مستطیلی شکل تحت اثر همزمان برش، خمش و نیروی محوری فشاری، بدون استفاده از رابطه با جزئیات دقیق تر، اگر پهنای عضو ۲۵ درصد بزرگتر شود ولی سایر ابعاد و مشخصات ثابت بماند، حداکثر نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن حدوداً چند درصد می تواند افزایش یابد؟ (فرض کنید مقدار نیروی فشاری نهایی برابر $2A_g$ بر حسب نیوتن می باشد و A_g مساحت بر حسب میلی متر مربع قبل از افزایش پهنای است).

۲۱ (۴)

۲۵ (۳)

۲۸ (۲)

۱۴ (۱)

گزینه ۴

$$\frac{V_{c2}}{V_{c1}} = \frac{v_c \left(1 + \frac{N_u}{12A_{g1}}\right) (b'd)}{v_c \left(1 + \frac{N_u}{12A_g}\right) bd} = \frac{\left(1 + \frac{2A_g}{12(1.25A_g)}\right) (1.25bd)}{\left(1 + \frac{2A_g}{12A_g}\right) bd} = \frac{(1.1333)(1.25bd)}{(1.1667)bd} = 1.21$$

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

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

$$V_c = v_c b_w d \quad (۹-۱۵-۳)$$

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

$$v_c = \frac{1}{\lambda \sqrt{f_c}} \quad (۹-۱۵-۴)$$

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

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۲- در یک تیر بتن آرمه در محاسبه لنگر خمشی مقاوم اسمی، عمق ناحیه فشاری (βx) برابر

$0.22d$ بدست آمده است که d فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی

است. نسبت لنگر خمشی مقاوم محتمل به لنگر خمشی مقاوم اسمی برای این مقطع حدوداً

چقدر خواهد بود؟

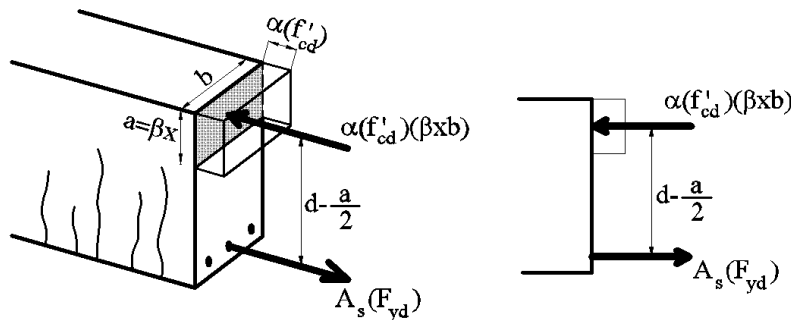
۱.۱۶ (۴)

۱.۲۱ (۳)

۱.۲۵ (۲)

۱.۱۰ (۱)

گزینه ۳



هنگام محاسبه مقاومت خمشی "اسمی"، مقدار βx و در نتیجه مقاومت خمشی از رابطه زیر بدست میاید:

$$a = \beta x = \frac{A_s(F_y)}{\alpha(b)(f'_c)} = 0.22d$$

$$\rightarrow M_n = A_s F_y Z = A_s F_y \left(d - \frac{0.22d}{2} \right) = A_s F_y (0.89d)$$

محاسبه مقاومت خمشی "محتمل"، مقدار βx و در نتیجه مقاومت خمشی از رابطه زیر بدست میاید:

$$a = \beta x = \frac{A_s(1.25F_y)}{\alpha(b)(f'_c)} = 1.25 \times 0.22d = 0.275d$$

$$\rightarrow M_{pr} = A_s(1.25F_y)Z = A_s 1.25F_y \left(d - \frac{0.275d}{2} \right) = A_s F_y (1.0781d)$$

$$\frac{M_{pr}}{M_n} = \frac{1.0781}{0.89} = 1.21$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۳- مقدار حداکثر نیروی برشی نهایی قابل اتغال به یک دیوار برشی به طول ۶ متر از دیافراگم مجاور آن که منشکل از سلف تیرچه بلوک با ضخامت دال ۵۰ میلی‌متر و آرماتور حرارتی $\Phi 6 @ 200 \text{ mm}$ است، برحسب کیلونیوتن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و آرماتور از نوع S400 است، فرض کنید ضریب α_c دارای بیشترین مقدار ممکن است).

- ۱) ۵۰۰
۲) ۳۵۰
۳) ۴۰۰
۴) ۴۵۰

گزینه ۳

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

$$\phi V_r = 0.7 A_{cv} (\alpha_c v_c + \rho_n f_{yd}) = 0.7 (6000 \times 50) \left(1.5 \times 0.65 + \frac{3.14 \times \frac{6^2}{4}}{200 \times 50} \times 0.85 \times 400 \right) = 406 \text{ kN}$$

۹-۲۳-۴-۵-۲ دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها

۹-۲۳-۴-۵-۲-۱ در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید بر اساس رابطه (۹-۲۳-۷) صورت گیرد:

$$V_u \leq \phi_n V_r \quad (۹-۲۳-۷)$$

در این رابطه V_u نیروی برشی نهایی است که از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و بارهای جانبی زلزله به دست آمده است و V_r مقاومت برشی نهایی مقطع است که مطابق بند ۹-۲۳-۴-۵-۲ محاسبه می‌شود. ϕ_n ضریب اصلاحی مقاومت است که در این قطعات مساوی با ۰/۷ منظور می‌گردد.

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

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

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

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

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

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

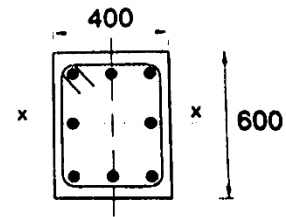
خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۴- نتایج تحلیل استاتیکی مرتبه اول برای یک عضو فشاری بتنی با مقطع شکل زیر به صورت

زیر است:

$$M_y = 10 \text{ kN.m} , M_x = 40 \text{ kN.m} , P = 1000 \text{ kN}$$



در صورتی که عضو مهار شده باشد حداقل نیروهایی که بدون احتساب ضرایب تشدید لنگر، در طراحی این عضو باید در نظر گرفت به کدام یک از گزینه های زیر نزدیکتر است. (ابعاد روی شکل به میلی متر است)

$$M_y = 27 \text{ kN.m} , M_x = 33 \text{ kN.m} , P = 1000 \text{ kN} \quad (۱)$$

$$M_y = 27 \text{ kN.m} , M_x = 40 \text{ kN.m} , P = 1000 \text{ kN} \quad (۲)$$

$$M_y = 20 \text{ kN.m} , M_x = 40 \text{ kN.m} , P = 1000 \text{ kN} \quad (۳)$$

$$M_y = 10 \text{ kN.m} , M_x = 40 \text{ kN.m} , P = 1000 \text{ kN} \quad (۴)$$

گزینه ۲

$$M_{min-x} = 1000 \times (15 + 0.03 \times 600) = 33 \text{ kN.m}$$

$$M_{min-y} = 1000 \times (15 + 0.03 \times 400) = 27 \text{ kN.m}$$

۹-۱۶-۹ حداقل برون محوری بار

۹-۱۶-۹-۱ در قطعات فشاری مهار شده چنانچه بار محوری و لنگر خمشی حاصل از تحلیل

الاستیکی مرتبه اول چنان باشد که برون محوری بار در آنها کمتر از مقدار بدست آمده از رابطه

(۱۸-۱۶-۹) باشد:

$$e_{min} = 15 + 0.3h$$

(۱۸-۱۶-۹)

باید e_{min} را به عنوان برون محوری بار در محاسبات لنگر خمشی عضو و اثر لاغری منظور کرد. این

برون محوری باید برای خمش حول هر دو محور اصلی مقطع، بطور جداگانه، به کار گرفته شود. در

این صورت لنگر خمشی M_{ymin} از رابطه (۱۹-۱۶-۹) به دست می آید.

$$M_{ymin} = N_u (15 + 0.3h)$$

(۱۹-۱۶-۹)

در این حالت می توان C_m را برابر با یک در نظر گرفته و یا بر اساس لنگر خمشی M_1 و M_2 در دو

انتهای عضو محاسبه نمود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۵- در یک قطعه بتنی درجا و دارای شن و ماسه سبک، به منظور انتقال برش بین دو سطح بتن ریزی شده در زمان‌های متفاوت از آرماتور برش اصطکاکی عمود بر صفحه برش استفاده شده است. سطح تماس بتنی ۰.۲ مترمربع بوده و قبل از بتن ریزی تمیز و با ایجاد خراش‌هایی به عمق تقریبی ۵ میلی‌متر به حالت زیر در آورده شده است. آرماتور برش اصطکاکی ۱۰ عدد $\Phi 12$ می‌باشند. نیروی برشی اصطکاکی مقاوم برحسب kN به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (آرماتورها از رده S340 و بتن از رده C20 می‌باشند).

- 220 (۱)
510 (۲)
340 (۴)
450 (۳)

گزینه ۱

$$\left. \begin{aligned} \lambda \mu A_{vf} f_{yd} &= 0.75 \times 0.9 \times \left(10 \times 3.14 \times \frac{12^2}{4} \right) \times 0.85 \times 340 = 220 \text{ kN} \\ 0.25 f'_{cd} A_{cv} &= 0.25 \times 0.65 \times 20 \times (0.2 \times 10^6 \text{ mm}^2) = 4875 \text{ kN} = 650 \text{ kN} \\ 6.5 \phi A_{cv} &= 6.5 \times 0.65 \times (0.2 \times 10^6 \text{ mm}^2) = 5070 \text{ kN} = 845 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \rightarrow V_r = 220 \text{ kN}$$

۹-۱۳-۲ حالت حدی نهائی مقاومت

۹-۱۳-۲-۳ در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی نسبت به صفحه برش مایل باشد، به طوری که نیروی برشی در آن ایجاد کشش کند:

$$V_r = \lambda A_{vf} f_{yd} (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \quad (۹-۱۳-۲۳-۱)$$

۹-۱۳-۲-۴ در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی عمود بر صفحه برش باشد:

$$V_r = \lambda \mu A_{vf} f_{yd} \quad (۹-۱۳-۲۳-۲)$$

۹-۱۳-۲-۵ ضریب اصطکاک μ در روابط (۹-۱۳-۲۳-۱) و (۹-۱۳-۲۳-۲) برابر با یکی از مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

الف) برای بتنی که به صورت یکپارچه ریخته شده باشد: ۱/۲۵

ب) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای با زبری سطحی قید شده در بند ۹-۱۳-۳-۵ ریخته شده باشد: ۰/۹

پ) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای با زبری سطحی کمتر از میزان قید شده در بند ۹-۱۳-۳-۵ ریخته شده باشد: ۰/۵

ت) برای بتنی که به وسیله گل میخ‌ها یا به وسیله میلگردهایی به پروفیل فولاد ساختمانی مهار شده باشد: ۰/۶

ضریب λ در روابط فوق مطابق بند ۹-۱۳-۸ تعیین می‌گردد.

۹-۱۳-۲-۶ مقدار V_r در هیچ حالت نباید بزرگتر از مقادیر $0.25 \phi f_c A_{cv}$ و $6/\phi A_{cv}$ در نظر گرفته شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۶- در یک شالوده حجیم که فاصله مرکز میلگرد آرماتور جلدی تا نزدیکترین سطح جدار برابر ۷۰ میلی‌متر است، کدام یک از گزینه‌های زیر را می‌توان به عنوان حداقل آرماتور جلدی لازم

استفاده نمود؟

۱) $\Phi 10 @ 100 \text{ mm}$

۲) $\Phi 16 @ 150 \text{ mm}$

۳) $\Phi 14 @ 150 \text{ mm}$

۴) $\Phi 14 @ 200 \text{ mm}$

گزینه ۲

$$A_b = \frac{1.6d_c s}{100} = \frac{1.6 \times 70}{100} s \rightarrow \frac{A_b}{s} = 1.12$$

۹-۲۰-۸-۶ آرماتور جلدی

در شالوده‌های حجیم مقدار آرماتور جلدی از رابطه (۹-۲۰-۳) به دست می‌آید:

$$A_b = \frac{1/6 d_c s}{100} \quad (۹-۲۰-۳)$$

این مقدار نباید در هیچ حال از یک میلگرد به قطر ۱۰ میلیمتر در هر ۲۰۰ میلیمتر کمتر باشد.

d_c = فاصله مرکز میلگرد آرماتور جلدی تا نزدیکترین سطح جدار در شالوده حجیم، میلی‌متر

$$\phi 10 @ 100 \rightarrow \frac{A_b}{s} = \frac{78}{100} = 0.78$$

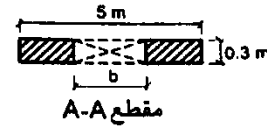
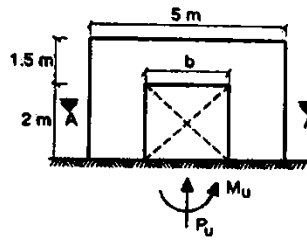
$$\phi 16 @ 150 \rightarrow \frac{A_b}{s} = \frac{200}{150} = 1.34 \quad ok$$

$$\phi 14 @ 150 \rightarrow \frac{A_b}{s} = \frac{150}{150} = 1$$

$$\phi 14 @ 200 \rightarrow \frac{A_b}{s} = \frac{150}{200} = 0.75$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۷- فرض کنید در دیوار برشی بتنی شکل زیر $P_u=2330 \text{ kN}$ و $M_u=3600 \text{ kN.m}$ است. چنانچه در تمام طول دیوار از میلگردگذاری عرضی ویژه استفاده نشده باشد، آنگاه حداکثر طول بازشو (b) برای آنکه در دیوار برشی مذکور لزومی به تعبیه المان مرزی نباشد به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (بازشو در قسمت میانی دیوار قرار دارد و فرض کنید بتن از رده C25 و آرماتورهای موردنیاز از نوع S400 است).



۱) 1.00 m

۲) 2.00 m

۳) 1.50 m

۴) 1.25 m

گزینه ۴

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{My}{I} = \frac{2330000}{(5000 - b) \times 300} + \frac{3600 \times 10^6 \times 2500}{\frac{300 \times 5000^3}{12} - \frac{300 \times b^3}{12}} < 0.31 f_{cd} = 5 \text{ MPa} \rightarrow b < 1250 \text{ mm}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۸- کدام یک از موارد ذیل در ارتباط با طراحی شالوده‌های عمیق صحیح نمی‌باشد؟

- ۱) جهت بررسی ظرفیت باربری نوک شمع و شرایط اطراف آن، حداقل باید تا عمق ۴ برابر قطر شمع در زیر نوک شمع شناسایی ادامه یابد مگر آنکه در عمقی کمتر به سنگ سالم و یا خاک سخت برخورد شود.
- ۲) حداقل ضخامت کلاهک صفحه سر شمع مربوط به گروه شمع برابر ۲۵۰ میلی‌متر است.
- ۳) حداقل و حداکثر نسبت آرماتور طولی شمع‌های درجا با قطر یک‌متر به ترتیب به میزان نیم درصد و سه درصد سطح مقطع شمع می‌باشد.
- ۴) در شمع‌هایی که تمام طول آن‌ها در لایه‌های خاک متراکم باشد بررسی کمانش ضروری نیست.

گزینه ۲

۶-۷-۸-۳-۲ قبل از برنامه‌ریزی اجرای شمع‌های آزمایشی، شرایط زمین و لایه‌بندی خاک در ساختگاه باید به طور کامل بررسی شده باشد. عمق گمانه‌های حفاری آزمایش باید به حدی باشد که نسبت به شرایط در اطراف نوک شمع اطمینان کافی حاصل گردد. این بررسی‌ها باید تا عمق حداقل ۴ برابر قطر شمع زیر نوک شمع ادامه یابد، مگر آنکه در عمقی کمتر به سنگ سالم و یا خاک سخت برخورد شود.

۹-۲۰-۳-۹ ضخامت شالوده‌ها نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر و ضخامت صفحه سرشمع مربوط به گروه شمع نباید کمتر از ۴۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

۹-۲۰-۵-۷ حداقل و حداکثر نسبت آرماتور طولی شمع‌های درجا با قطر بیش از ۸۰۰ میلی‌متر به ترتیب به میزان نیم درصد و سه درصد سطح مقطع شمع منظور می‌گردد.

۹-۲۰-۳-۶ در شمع‌هایی که تمام طول آنها در لایه‌های خاک متراکم قرار دارد، بررسی کمانش ضروری نیست. اما در شمع‌هایی که تمام یا بخشی از طول آنها در خاک سست قرار گرفته و یا خارج از خاک باشد، بررسی کمانش با توجه به شرایط خاص تکیه‌گاهی ضروری است.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۹- اگر بار مرده وارده به زمین در تراز زیر پی سطحی منفرد برابر 400 kN و بار زنده وارد بر پی برابر 120 kN باشد، با فرض خاک چسبنده در زیر پی، برای محاسبه نشست دراز مدت، مقدار بار در نظر گرفته شده بر حسب کیلونیوتن حدوداً چقدر باید باشد؟

430 (۴)

460 (۳)

520 (۲)

400 (۱)

گزینه ۳

$$P = P_D + 0.5P_L = 400 + .5 \times 120 = 460 \text{ kN}$$

۷-۴-۵-۱ روش تنش مجاز

۷-۴-۵-۱-۱ ترکیب بار مورد استفاده در این روش ترکیبات مطرح شده در بخش تنش مجاز مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می باشد.

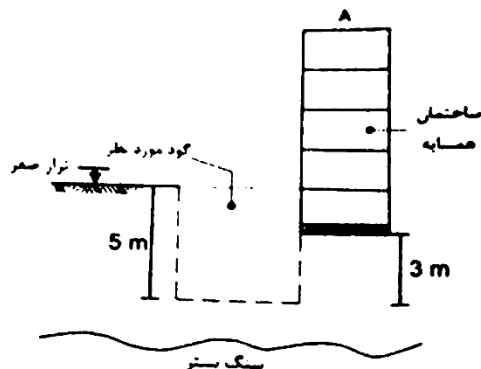
۷-۴-۵-۱-۲ در خاک های چسبنده فقط ۵۰٪ بار زنده در محاسبات نشست دراز مدت اعمال می شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵- با توجه به شکل زیر، هدف احداث یک گود به عمق ۵ متر می باشد. چنانچه با توجه به جنس

خاک منطقه، عمق بحرانی ۱۲ متر باشد، کدام یک از گزینه های زیر در مورد این گودبرداری

صحیح است؟



۱) باید مسئولیت گودبرداری بر عهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح واگذار گردد.

۲) مهندس طراح بایستی برای طراحی و پایدارسازی گود از متخصص ذیصلاح کمک بگیرد.

۳) مسئولیت گودبرداری بر عهده مهندس طراح ساختمان است.

۴) در مورد پایدارسازی گود تشخیص پیمانکار ذیصلاح کفایت می کند.

گزینه ۱

با توجه به عمق پی از زیر پی همسایه، خطر گود از نوع زیاد محسوب می شود.

$$\frac{h}{h_c} = \frac{5}{12} = 0.46 \rightarrow \text{خطر معمولی}$$

۷-۳-۳-۴ ارزیابی خطر گود

ارزیابی خطر گود به منظور واگذاری طراحی گودبرداری و تفویض مسئولیت ها به مرجع ذیصلاح که در بندها مشخص می شود انجام می گردد.

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

$$h_c = \frac{\gamma_c}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} \quad (7-3-1)$$

که در آن:

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

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

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

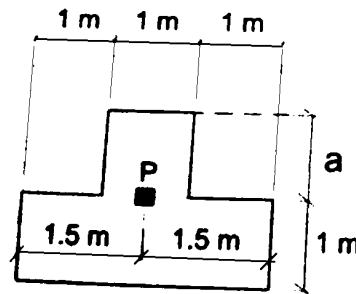
h عمق گود مورد نظر است و h_c عمق بحرانی بر اساس تخمین اولیه C و ϕ به دست آید.

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

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۱- پلان شکل زیر ابعاد یک پی منفرد به ضخامت ۶۰۰ میلی متر را نشان می دهد. اگر در محاسبات از وزن پی صرف نظر شود، آنگاه مقدار a بر حسب متر برای آنکه تنش در زیر پی تحت اثر نیروی محوری فشاری P (در موقعیت نشان داده شده)، یکنواخت باشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



(۱) 3

(۲) $\sqrt{3}$

(۳) $\sqrt{2}$

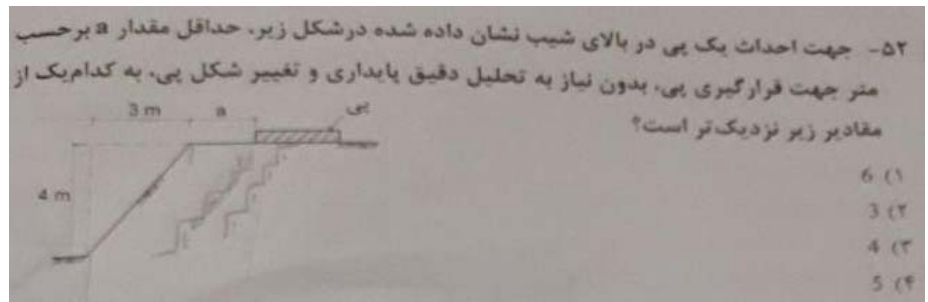
(۴) 2

گزینه ۲

تنش زمانی یکنواخت خواهد بود که بار به مرکز سطح پی وارد شود:

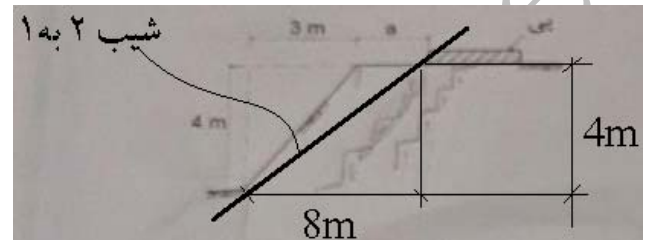
$$\bar{y} = \frac{(1 \times 3) \times 0.5 + (1 \times a) \times \left(1 + \frac{a}{2}\right)}{(1 \times 3) + (1 \times a)} = 1 \quad \rightarrow \quad a = \sqrt{3}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl



گزینه ۴

$$a + 3 = 8 \quad \rightarrow \quad a = 5 \text{ m}$$



۷-۴-۱-۳ محل پی‌هایی که در نزدیکی شیب‌ها ساخته می‌شود باید مطابق با موارد ذیل انتخاب شود:

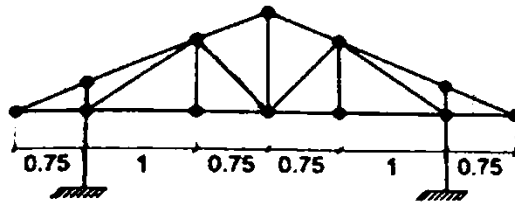
الف- پی‌ها باید از لبه شیب در بالا و پایین شیب فاصله مناسبی داشته باشند که با کنترل پایداری شیب و تغییرشکل‌ها مشخص می‌شود.

ب- زمانی که پی در بالای شیب قرار می‌گیرد خطی که با شیب ۲ افقی به ۱ قائم از لبه پی می‌گذرد نباید با سطح شیب برخورد کند، مگر آن‌که تحلیل دقیق پایداری و تغییرشکل پی انجام شود.

پ- پی‌هایی که باید بر رو یا در مجاورت سطوح شیب ساخته شوند، باید یا از سطح شیب عقب نشینی کنند و یا با مهارهای افقی و قائم مناسب برای جلوگیری از نشست‌های مخرب تجهیز شوند.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۳- مطابق شکل زیر برای پوشش سقف یک ساختمان بنایی غیر مسلح از خریای چوبی استفاده شده است. حداکثر شیب قابل قبول این سقف به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ طول اعضای خریا برابر با طول نظری آن‌ها (گره به گره) در نظر گرفته شود (در شکل ابعاد افقی خریا به متر است).



۱) ۱۸%

۲) ۴۸%

۳) ۳۸%

۴) ۲۸%

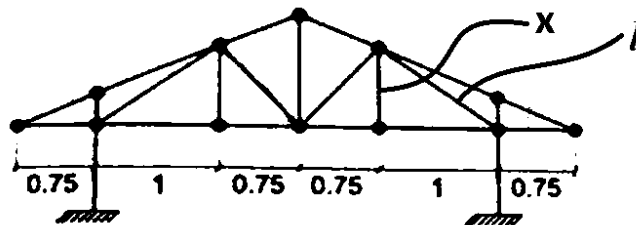
گزینه ۳

حداکثر طول عضو قائم ۱.۲m می‌باشد. بنابراین حداکثر شیب برابر است با:

$$\frac{1.2}{2.5} = 0.48$$

از طرفی حداکثر طول عضو مورب نیز نباید بیش از ۱.۲m شود. بنابراین:

$$l < 1.2 \text{ m} \rightarrow \sqrt{x^2 + 1^2} < 1.2 \rightarrow x < 0.666 \rightarrow \text{حداکثر شیب} = \frac{x}{1.75} = \frac{0.666}{1.75} = 0.379$$



۸-۶ ساختمان‌های بنایی غیر مسلح

۸-۶-۵ طرح و اجرا

۸-۶-۵-۸ سقف

۸-۶-۵-۸-۲ سقف ساختمان‌های خشتی و سنگی مشمول این فصل می‌تواند به صورت تخت، شیب‌دار و قوسی با رعایت شرایط زیر ساخته شود.

ب) سقف شیب‌دار

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

۱- حداکثر فاصله خریاها از یکدیگر ۴/۵ متر می‌باشد.

۲- خریاهای چوبی شامل اعضای فوقانی، تحتانی و اعضای مورب و یا قائم متصل کننده اعضای فوقانی و تحتانی می‌باشند.

۳- اعضای فوقانی و تحتانی خریاها باید از چوب‌هایی با قطر حداقل ۸۰ میلی‌متر باشد.

۴- اعضای مورب و یا قائم باید از چوب‌هایی با قطر حداقل ۵۰ میلی‌متر و طول حداکثر ۱/۲ متر باشد.

۵- فاصله مرکز به مرکز تقاطع‌های موجود روی اعضای فوقانی و تحتانی حداکثر ۱/۲ متر باشد.

۶- اعضای مورب باید به طور مناسبی به اعضای فوقانی و تحتانی متصل شوند. همواره باید امتداد تمام اعضا در یک محل اتصال از یک نقطه به نام مفصل بگذرد.

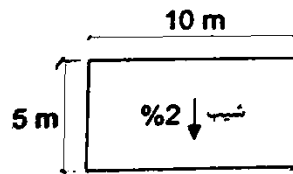
۷- تیرچه‌ها باید به نحو مناسبی به اعضای فوقانی متصل شوند.

۸- فاصله محور به محور تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۶۰۰ میلی‌متر باشد.

۹- حداقل قطر تیرچه‌ها براساس جدول ۸-۶-۲ به دست می‌آید.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۴- در نظر است برای شیب‌بندی و عایق‌کاری پوشش یک بام کاملاً تخت به ابعاد 10×5 m از ملات کاهگل استفاده شود. اگر ضخامت ملات کاهگل در پائین‌ترین قسمت شیب برابر ۵۰ میلی‌متر و شیب بام در امتداد بعد کوچک پلان (مطابق شکل) برابر ۲٪ باشد، آنگاه برای ساختن ملات کاهگل این سقف حدوداً چند کیلوگرم کاه لازم است؟



۱) ۳۷۵

۲) ۵۰

۳) ۱۲۵

۴) ۲۵۰

گزینه ۴

اگر ضخامت در پایین‌ترین قسمت ۵۰ mm باشد، با توجه به شیب ۲٪، ضخامت سقف در بالاترین قسمت برابر خواهد بود با:

$$t_{max} = 50^{mm} + 0.02 \times 5000^{mm} = 50 + 100 = 150^{mm}$$

حجم کل کاهگل برابر خواهد بود با:

$$V = \frac{0.05^m + 0.15^m}{2} \times 5^m \times 10^m = 5^m$$

مقدار کاه لازم برای هر مترمکعب برابر ۵۰ کیلوگرم می‌باشد و کل کاه لازم برای 5^m برابر است با:

$$50 \times 5 = 250 \text{ kg}$$

۸-۲-۶-۱ انواع ملات‌ها

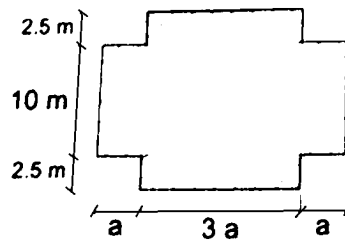
ت) ملات‌های گلی

ملات‌های گل و کاهگل در این گروه قرار می‌گیرند و ماده چسباننده آن‌ها گل رس است. ملات گل از اختلاط خوب خاک و آب و ورز دادن کامل آن ساخته می‌شود. این ملات پس از خشک شدن جمع شده و ترک می‌خورد. از ملات گل فقط باید به عنوان لایه بستر (ملات بین ردیف‌های مختلف) در دیوارهای خشتی استفاده شود.

برای جلوگیری از ترک خوردن ملات گل پس از خشک شدن به آن کاه می‌افزایند. برای ساختن هر مترمکعب کاهگل حدود ۴۵ تا ۵۰ کیلوگرم کاه لازم است. از ملات کاهگل فقط برای ساخت خشت و اندودکاری دیوارها و پوشش بام برای عایق‌کاری رطوبتی و حرارتی استفاده می‌شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۵- شکل زیر پلان یک ساختمان بنایی غیرمسلح یک طبقه و از نوع آجری را نشان می‌دهد. براساس الزامات مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان، محدوده مجاز a به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



$$1 \text{ m} \leq a \leq 6 \text{ m} \quad (۱)$$

$$1.5 \text{ m} \leq a \leq 5 \text{ m} \quad (۲)$$

$$1.5 \text{ m} \leq a \leq 6 \text{ m} \quad (۳)$$

$$0.83 \text{ m} \leq a \leq 5 \text{ m} \quad (۴)$$

گزینه ۲

طول ساختمان نباید بیش از دو برابر عرض یا ۲۵ متر باشد:

اگر فرض کنیم $5a$ طول ساختمان باشد:

$$5a < \min(25^m, 2 \times 15^m) = 25 \text{ m} \quad \rightarrow \quad a < 5 \text{ m}$$

اگر فرض کنیم $5a$ عرض ساختمان باشد:

$$15 < \min(25^m, 2 \times 5a) \quad \rightarrow \quad a > 1.5 \text{ m}$$

۸-۶-۱ ساختمان‌های بنایی غیر مسلح

۸-۶-۵ طرح و اجرا

۸-۶-۵-۱ الزامات عمومی

پلان ساختمان باید واجد خصوصیات زیر باشد:

الف) طول ساختمان از دو برابر عرض آن یا ۲۵ متر بیشتر نباشد.

ب) نسبت به هر دو محور اصلی تقریباً قرینه باشد.

پ) در ساختمان‌های خشتی و سنگی نباید پیشامدگی و پسرفتگی در پلان وجود داشته باشد ولی

پیشامدگی و پسرفتگی در پلان ساختمان‌های آجری با رعایت الزامات زیر مجاز می‌باشد:

- اندازه پیشامدگی در هر راستایی نباید از یک پنجم بُعد ساختمان در همان راستا بیشتر باشد و

علاوه بر آن بعد دیگر پیشامدگی نباید از مقدار پیشامده کمتر باشد.

- چنانچه اتصال قسمت پیشامده با ساختمان، بیش از نصف بُعد ساختمان در آن راستا باشد، این

قسمت پیشامدگی تلقی نمی‌شود و در این صورت محدودیتی برای بُعد دیگر وجود ندارد مشروط

بر آن که پلان ساختمان به طور نامناسبی نامتقارن نگردد.

در صورت نداشتن هر یک از الزامات فوق، باید با ایجاد درز انقطاع، ساختمان را به قطعات مناسب

تقسیم نمود، به گونه‌ای که هر قطعه واجد شرایط یاد شده باشد. لازم نیست که درز انقطاع در

شالوده ساختمان امتداد یابد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵- در یک ساختمان بنایی خشتی غیر مسلح، برای نعل درگاه بالای یک بازشو به عرض ۱.۲ متر از یک تیر چوبی استفاده شده است. در صورتی که ضخامت دیوار روی نعل درگاه ۳۰۰ mm باشد، حداقل ابعاد لازم برای تیر چوبی نعل درگاه بر حسب میلی متر به کدام یک از گزینه های

زیر نزدیک تر است؟

$$۱۸۰۰ \times ۳۰۰ \times ۵۰ \quad (۲)$$

$$۱۸۰۰ \times ۲۰۰ \times ۵۰ \quad (۱)$$

$$۱۳۰۰ \times ۴۰۰ \times ۱۰۰ \quad (۴)$$

$$۱۵۰۰ \times ۳۰۰ \times ۵۰ \quad (۳)$$

گزینه ۱

ضخامت نعل درگاه حداقل باید ۵۰ mm باشد.

عرض تیر چوبی باید حداقل $200 \text{ mm} = \frac{2}{3} \times 300$ باشد.

انتهای نعل درگاه باید به اندازه ضخامت دیوار (۳۰۰ mm) در داخل دیوار مهار شود و بنابراین حداقل طول آن برابر است با:

$$1200 + 2 \times 300 = 1800 \text{ mm}$$

۸-۶ ساختمان های بنایی غیر مسلح

۸-۶-۵ طرح و اجرا

۸-۶-۵-۱۰ نعل درگاه

برای نصب نعل درگاه ها علاوه بر ضوابط بند ۸-۳-۱۲ رعایت شرایط ذیل نیز الزامی است:

الف) ساختمان های آجری

۱- در صورت استفاده از کلاف های قائم در اطراف بازشوها، نعل درگاه باید به نحو مناسبی به آنها

متصل شوند.

۲- عرض نعل درگاه باید مساوی ضخامت دیوار باشد.

ب) ساختمان های خشتی و سنگی

۱- نعل درگاه می تواند از چوب یا خشت باشد. در صورتی که نعل درگاه چوبی باشد باید از

چوب هایی به قطر یا ضخامت حداقل ۵۰ میلی متر استفاده شود.

۲- مجموع قطر یا عرض چوب های به کار رفته در نعل درگاه باید دو سوم ضخامت دیوار را

پوشاند.

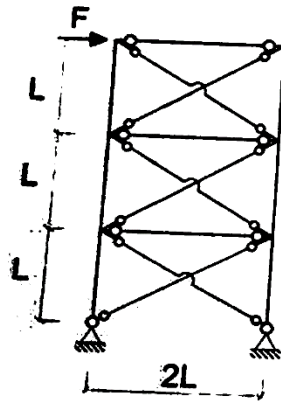
۳- نعل درگاه باید از هر طرف حداقل به اندازه ضخامت دیوار ادامه داشته و در دیوار مهار شود.

۴- نعل درگاه خشتی باید به صورت قوسی با حداقل خیز برابر با یک سوم عرض دهانه درگاه

ساخته شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۷- چنانچه در قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندی‌های ضربدری نشان داده شده در شکل زیر از سختی جانبی و تغییر طول محوری ستون‌ها صرف نظر شود و تیرهای دو سر مفصل به لحاظ محوری صلب فرض شوند و سطح مقطع کلیه اعضای مهاربندی برابر A باشد، آنگاه تغییر مکان جانبی قاب در تراز طبقه بام به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ فرض کنید اعضای مهاربندی به صورت کششی و فشاری عمل می‌کنند و مدول الاستیسیته فولاد برابر E است.



$$\frac{15FL}{2\sqrt{3}AE} \quad (۱)$$

$$\frac{3\sqrt{3}FL}{2AE} \quad (۲)$$

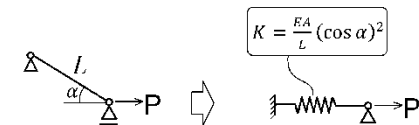
$$\frac{15\sqrt{3}FL}{8AE} \quad (۳)$$

$$\frac{15\sqrt{3}FL}{2AE} \quad (۴)$$

گزینه ۳

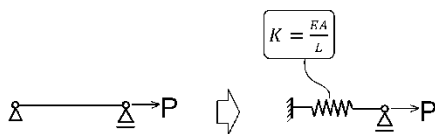
با توجه به روابط سختی اعضای محوری (شکل زیر)،

سختی جانبی هر یک از مهاربندها برابر خواهد بود با:



$$K = \frac{EA}{L} \times \cos^2 \alpha = \frac{EA}{\sqrt{L^2 + (2L)^2}} \times \left(\frac{2L}{\sqrt{L^2 + (2L)^2}} \right)^2 = \frac{4}{5\sqrt{5}} \frac{EA}{L}$$

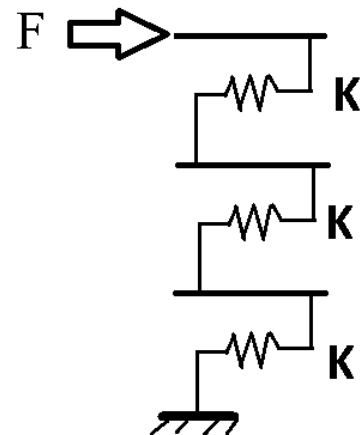
با توجه به اینکه در هر طبقه دو مهار بند داریم، سختی طبقه برابر خواهد بود با:



$$K_{\text{طبقه}} = 2 \times \left(\frac{4}{5\sqrt{5}} \frac{EA}{L} \right) = \frac{8}{5\sqrt{5}} \frac{EA}{L}$$

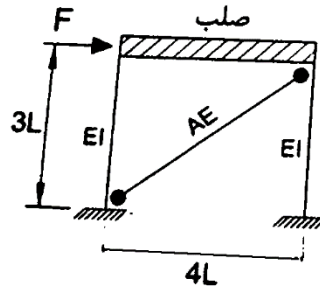
سختی فنرها به صورت سری می باشند و جابجایی بام برابر خواهد بود با:

$$\frac{1}{\bar{K}} = \frac{1}{K} + \frac{1}{K} + \frac{1}{K} \rightarrow \bar{K} = \frac{K}{3} \rightarrow \Delta = \frac{F}{\bar{K}} = \frac{F}{\left(\frac{K}{3}\right)} = \frac{3F}{K} = \frac{15\sqrt{5}FL}{8EA}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۸- در قاب شکل زیر اگر $AE = 7 \frac{EI}{L^2}$ باشد، آنگاه حدوداً چند درصد برش طبقه توسط ستون‌ها و چند درصد آن توسط عضو مهاربندی تحمل می‌شود؟ فرض کنید تغییر طول محوری ستون‌ها ناچیز است.

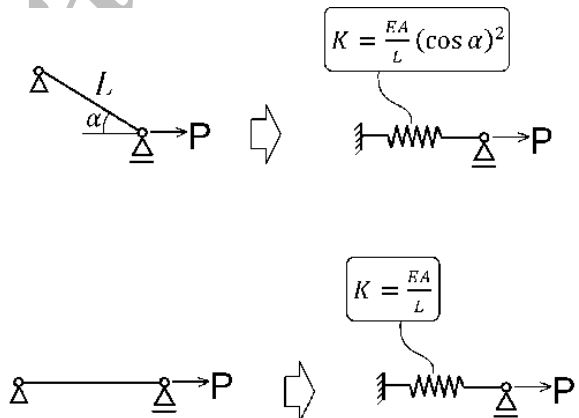


- (۱) 50 درصد توسط ستون‌ها و 50 درصد توسط عضو مهاربندی
 (۲) 75 درصد توسط ستون‌ها و 25 درصد توسط عضو مهاربندی
 (۳) 25 درصد توسط ستون‌ها و 75 درصد توسط عضو مهاربندی
 (۴) 40 درصد توسط ستون‌ها و 60 درصد توسط عضو مهاربندی

گزینه ۱

سختی جانبی مهار بند:

$$K_{\text{مهاربند}} = \frac{EA}{L} \times \cos^2 \alpha = \frac{EA}{5L} \times \left(\frac{4}{5}\right)^2 = \frac{16}{125} \frac{EA}{L} = \frac{112 EI}{125 L^3}$$



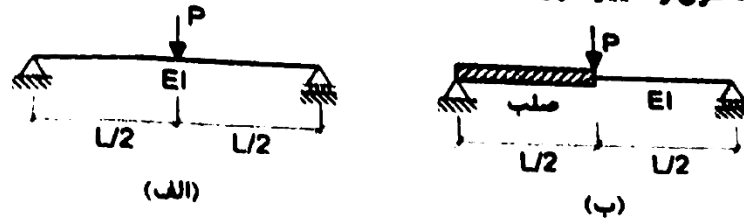
سختی جانبی دو ستون:

$$K_{\text{قاب}} = 2 \left(\frac{12EI}{L^3} \right) = 2 \left(\frac{12EI}{(3L)^3} \right) = \frac{8EI}{9L^3}$$

سهم ستون از بار جانبی:

$$F_{\text{قاب}} = \frac{K_{\text{قاب}}}{K_{\text{قاب}} + K_{\text{مهاربند}}} F = \frac{\frac{8EI}{9L^3}}{\frac{8EI}{9L^3} + \frac{112EI}{125L^3}} F = 0.498F$$

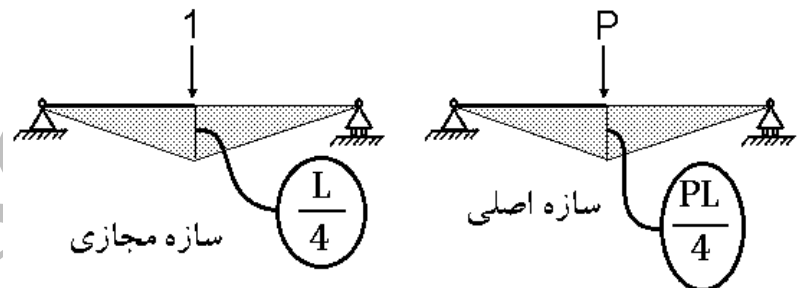
۵۹- در مورد تیرهای نشان داده شده در شکل زیر، کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح است؟ از وزن واحد طول و تغییر طول محوری اعضا صرف‌النظر نشود.



- ۱) مقدار تغییرشکل وسط تیر (الف) هشت برابر مقدار تغییرشکل وسط تیر (ب) است.
- ۲) مقدار تغییرشکل وسط تیر (الف) چهار برابر مقدار تغییرشکل وسط تیر (ب) است.
- ۳) مقدار تغییرشکل وسط هر دو تیر (الف) و (ب) یکسان است.
- ۴) مقدار تغییرشکل وسط تیر (الف) دو برابر مقدار تغییرشکل وسط تیر (ب) است.

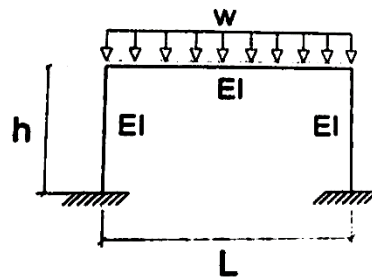
گزینه ۴

با استفاده از روش کار مجازی برای محاسبه تغییر مکان باید کار داخلی در تیر محاسبه شود. دیاگرام لنگرهای داخلی در هر دو سازه الف و ب یکسان و مطابق شکل زیر خواهد بود. از آنجا که در تیر ب نصف تیر صلب می باشد، کار داخلی انجام شده در آن نیمه صفر خواهد بود. نتیجه: کار داخلی در تیر ب نصف کار داخلی در تیر الف خواهد بود و در نتیجه تغییر مکان آن نیز نصف خواهد شد.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۶۰- در قاب خمشی مطابق شکل نسبت $\frac{h}{L}$ چه میزانی باشد تا مقدار لنگر خمشی منفی حداکثر تیر برابر مقدار لنگر خمشی مثبت حداکثر در تیر باشد. تمامی اعضا دارای صلبیت خمشی یکسان می باشند. از تغییر طول محوری اعضا صرف نظر شود.



(۱) $\frac{3}{7}$

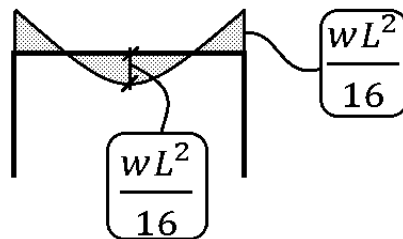
(۲) $\frac{3}{4}$

(۳) $\frac{1}{2}$

(۴) $\frac{2}{3}$

گزینه ۴

مجموع لنگر مثبت و منفی دهانه تیر برابر $\frac{wL^2}{8}$ می باشد و بنابراین برای اینکه لنگر منفی و مثبت برابر باشند باید دیاگرام لنگر تیر به صورت زیر باشد:



با استفاده از روابط شیب افت به راحتی می توان مقدار دوران گره B را بدست آورد (با توجه به تقارن $\theta_C = -\theta_B$ می باشد):

$$\left. \begin{aligned} M_{BC} &= \frac{4EI}{L} \theta_B + \frac{2EI}{L} \theta_C - \frac{wL^2}{12} = \frac{2EI}{L} \theta_B - \frac{wL^2}{12} \\ M_{BC} &= -\frac{wL^2}{16} \end{aligned} \right\} \theta_B = \frac{wL^3}{96EI}$$

پس از یافتن θ_B مقدار لنگر M_{BA} را محاسبه می کنیم:

$$\left. \begin{aligned} M_{BA} &= \frac{4EI}{h} \theta_B = \frac{4EI}{h} \left(\frac{wL^3}{96EI} \right) \\ M_{BA} + M_{BC} &= 0 \rightarrow M_{BA} = \frac{wL^2}{16} \end{aligned} \right\} \frac{4EI}{h} \left(\frac{wL^3}{96EI} \right) = \frac{wL^2}{16} \rightarrow h = \frac{2}{3}L$$

